

ISSN 1000 - 4548
CODEN YGXUEB

岩土工程学报

Chinese Journal of Geotechnical Engineering

第 39 卷

Vol.39

第 10 期 (总 314 期)

No.10 (Total 314)

10

2017

主 办

中国水利学会
中国力学学会
中国水力发电工程学会

中国土木工程学会
中国建筑学会
中国振动工程学会

ISSN 1000-4548



9 771000 454001



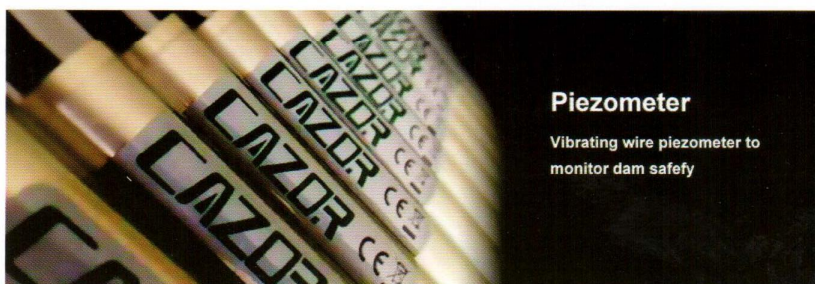
英国CAZOR公司专业研发、制造适用于岩土工程相关领域的各种传感器（振弦、电阻应变、MEMS）、仪器仪表及数据采集系统，企业工厂位于北美洲加拿大，这里得天独厚的地理环境结合先进的自动化生产设备，确保了制造过程的超高标准，产品凭借优异的质量和稳定的性能跻身国际一流水平。

在中国，CAZOR产品已成功应用到西部大开发的多处工程项目中。

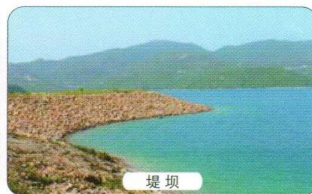
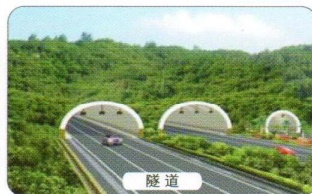
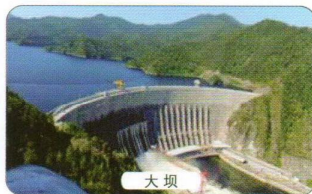
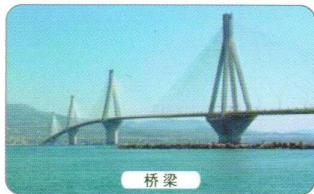
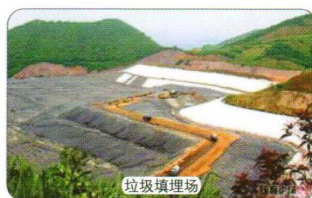
ISO 9001:2008 ANSI/NC SL Z540-1 ISO/IEC 17025

产品类目

- 渗压计
- 压力计（盒）
- 量水堰计
- 沉降仪
- 应变计
- 裂缝计
- 收敛计
- 位移计
- 荷载盒
- 应力计
- 测斜仪
- 倾角计
- 温度计
- 读数仪
- 数据采集系统
- 集线箱



应用场景



CAZOR产品中国区独家经销推广



南京嘉兆仪器设备有限公司

CAZOR INSTRUMENTS CO., LTD.

南京市玄武区龙蟠路155号紫金联合立方广场2-208 210037

Tel. +8625-85526088 Fax. +8625-85526070 info@cazor.com.cn www.cazor.com.cn www.cazor.co.uk

《岩土工程学报》第十二届编委会名单

2016年4月8日 南京

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

岩土工程学报

(月刊 1979 年创刊)

第 39 卷第 10 期 (总 314) 2017 年 10 月出版

Chinese Journal of Geotechnical Engineering

(Monthly, Started in 1979)

Vol. 39, No. 10 (Total No. 314) Published in Oct. 2017

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和工程实践成果等。欢迎国家自然科学基金项目及其他重要项目的研究成果向本刊投稿,倡导和鼓励有实践经验的作者撰稿,并优先刊用这些稿件。

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

2 来 稿

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

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

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

(4)署名者应为稿件执笔人或稿件内容的主要责任者。

(5)稿件可能涉及机密资料时应由作者单位出具非泄密证明。

(6)凡被海内外正式出版物公开发表或已录用的稿件本刊不再受理。

3 稿件选用和清稿体例

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

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

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

(4)稿件一经发表即付稿酬,并按发表文章页数收取版面费。

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

(6)本刊版面为A4开本,双栏排版,版芯为25.4 cm×17.8 cm。

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

4 退 稿

(1)未录用稿件一般以E-mail发送退稿通知。

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

(3)退稿不承诺提供审阅意见。

5 本刊编辑部

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

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

凡选用稿件均在南京本部统编。有关编辑出版事宜请与南京本部联系。

目 次

论 文

- 循环荷载作用下堆石料的颗粒破碎特性 韩华强, 陈生水, 傅 华, 郑澄锋 (1753)
- 土-地铁动力相互作用体系侧向变形特征研究 庄海洋, 王雪剑, 王 瑞, 陈国兴 (1761)
- 高液限膨胀性黏土基桩工作性状的离心机试验研究 杨 军, 张大峰, 李连友, 沈兆普 (1770)
- 干旱区土遗址掏蚀区土盐渍劣化与风蚀损耗效应(II) 崔 凯, 关喜鹏, 谌文武, 陈蒙蒙, 韩文峰 (1777)
- 基于圆孔扩张理论的筋箍碎石桩承载力计算方法研究 赵明华, 何玮茜, 衡 帅, 刘 猛 (1785)
- 基于加速应力试验方法的气泡混合轻质土使用寿命估计研究 刘 鑫, 甘亮琴, 盛 柯, 洪宝宁 (1793)
- 考虑基体变形和微凸体变形相互作用的岩石节理闭合变形理论模型 唐志成, 黄润秋, 焦玉勇, 谭 飞, 朱 星 (1800)
- 软弱围岩隧道钢纤维混凝土衬砌承载特性模型试验研究 崔光耀, 王道远, 倪嵩陟, 袁金秀, 马军辉, 朱长安 (1807)
- pH 值对桂林红黏土界限含水率的影响及其机理分析 李善梅, 刘之葵, 蒙剑坪 (1814)
- 任意荷载下分数阶导数黏弹性饱和土体一维固结 汪 磊, 孙德安, 解 益, 李培超 (1823)
- 加卸载条件下石英岩蠕变-渗流耦合规律试验研究 江宗斌, 姜谏男, 李 宏, 王善勇 (1832)
- 大口径新型顶管力学行为现场试验研究 张 耀, 闫治国, 朱合华 (1842)
- 考虑水-岩作用特点的典型岸坡长期稳定性分析 张景昱, 宛良朋, 潘洪月, 李建林, 骆祚森, 邓华锋 (1851)
- 水下岩溶浆液抗分散性质试验研究及工程应用 张 聪, 阳军生, 张贵金, 叶新田, 张智博, 雷金山 (1859)
- 基于数值流形法的渗流问题边界处理新方法 李 伟, 郑 宏 (1867)
- 真空预压负压分布规律模型试验研究 姜彦彬, 何 宁, 许滨华, 周彦章, 张中流 (1874)
- 单峰和双峰土水特征曲线基本参数的确定 高 游, 孙德安 (1884)
- 复采采场再生顶板结构及支架载荷确定 马文强, 王同旭, 马紫阳 (1892)
- 生态边坡的水力和力学特性分析: 试验研究 程 鹏, 李锦辉, 宋 磊 (1901)

短 文

- 基于时效变形的脆性围岩最优支护时机研究 张建海, 王仁坤, 周 钟, 郑 路, 张 茹, 王 璐, 谢和平 (1908)
- 低固结压力下土-膨润土防渗墙填料渗透和扩散系数测试 张文杰, 顾 晨, 楼晓红 (1915)
- 土工格栅控制液化土体流动变形的试验研究 陈育民, 周晓智, 徐 君 (1922)
- 季冻区隧道过渡段二衬短周期冻融数值模拟 伍毅敏, 李文博, 傅鹤林, 刘敏捷 (1930)
- 一个改进的堆石料广义塑性模型 卞士海, 李国英, 魏匡民, 周 健 (1936)
- 堰塞坝泄流槽断面型式离心模型试验研究 赵天龙, 陈生水, 付长静, 钟启明, 侯英伟 (1943)

简 讯

- 中国土木工程学会港口工程技术交流大会·第十届工程排水与加固技术研讨会(二号通知) (1784)
- 第七届中国水利水电岩土力学与工程学术研讨会(1号征文通知) (1792)
- 第十届全国土动力学学术会议(一号通知) (1799)
- 2017 年岩土工程西湖论坛: 岩土工程测试技术(二号通知) (1831)
- CNKI 推出《中国高被引图书年报》 (1891)
- 欢迎订阅《勘察科学技术》 (1921)
- 《岩土工程学报》征订启事 (1850)
- 本期广告索引 (1866)
- 《岩土工程学报》第十二届编委会名单 (扉页 I)
- 征稿简则 (扉页 II)

CONTENTS

PAPERS

- Particle breakage of rockfill materials under cyclic loadings ... HAN Hua-qiang, CHEN Sheng-shui, FU Hua, ZHENG Cheng-feng (1753)
- Characteristics of lateral deformation of soil-subway dynamic interaction system ZHUANG Hai-yang, WANG Xue-jian, WANG Rui, CHEN Guo-xing (1761)
- Centrifuge modelling of working performance of foundation pile embedded in expansive clay with high liquid limit YANG Jun, ZHANG Da-feng, LI Lian-you, SHEN Zhao-pu (1770)
- Effects of salinized deterioration and aeolian ullage on soils in undercutting areas of earthen ruins in arid regions (II) CUI Kai, GUAN Xi-peng, CHEN Wen-wu, CHEN Meng-meng, HAN Wen-feng (1777)
- Calculation method of geogrid-encased stone columns' bearing capacity based on cavity expansion theory ZHAO Ming-hua, HE Wei-xi, HENG Shuai, LIU Meng (1785)
- Experimental study on service life of foamed mixture lightweight soil based on method of accelerated stress tests LIU Xin, GAN Liang-qin, SHENG Ke, HONG Bao-ning (1793)
- Theoretical closure model for rock joints considering interaction of deformations of substrate deformation and asperity TANG Zhi-cheng, HUANG Run-qiu, JIAO Yu-yong, TAN Fei, ZHU Xin (1800)
- Model tests on bearing characteristics of steel fiber-reinforced concrete lining of weak surrounding rock tunnel CUI Guang-yao, WANG Dao-yuan, NI Song-zhi, YUAN Jin-xiu, MA Jun-hui, ZHU Chang-an (1807)
- Effect of pH value on boundary water content of red clay in Guilin and its mechanism LI Shan-mei, LIU Zhi-kui, MENG Jian-ping (1814)
- One-dimensional consolidation of fractional order derivative viscoelastic saturated soils under arbitrary loading WANG Lei, SUN De-an, XIE Yi, LI Pei-chao (1823)
- Creep-seepage coupling laws of quartzite under cyclic loading-unloading conditions JIANG Zong-bin, JIANG An-nan, LI Hong, WANG Shan-yong (1832)
- Site-based researches on mechanical behavior of new large-diameter pipes during pipe jacking ZHANG Yao, YAN Zhi-guo, ZHU He-hua (1842)
- Long-term stability of bank slope considering characteristics of water-rock interaction ZHANG Jing-yu, WAN Liang-peng, PAN Hong-yue, LI Jian-lin, LUO Zuo-sen, DENG Hua-feng (1851)
- Experimental study and engineering application of anti-washout properties of underwater karst grout ZHANG Cong, YANG Jun-sheng, ZHANG Gui-jin, YE Xin-tian, ZHANG Zhi-bo, LEI Jin-shan (1859)
- New boundary treatment for seepage flow problem based on numerical manifold method LI Wei, ZHENG Hong (1867)
- Model tests on negative pressure distribution in vacuum preloading JIANG Yan-bin, HE Ning, XU Bin-hua, ZHOU Yan-zhang, ZHANG Zhong-liu (1874)
- Determination of basic parameters of unimodal and bimodal soil water characteristic curves GAO You, SUN De-an (1884)
- Structure of regenerated roof and determination of support load in re-mining stope MA Wen-qiang, WANG Tong-xu, MA Zi-yang (1892)
- Hydraulic and mechanical characteristics of ecological slopes: experimental study CHENG Peng, LI Jin-hui, SONG Lei (1901)

NOTES

- Optimum support time of brittle underground cavern based on time-dependent deformation ZHANG Jian-hai, WANG Ren-kun, ZHOU Zhong, ZHENG Lu, ZHANG Ru, WANG Lu, XIE He-ping (1908)
- Measurement of hydraulic conductivity and diffusion coefficient of backfill for soil-bentonite cutoff wall under low consolidation pressure ZHANG Wen-jie, GU Chen, LOU Xiao-hong (1915)
- Experimental investigation on flow deformation of liquefiable soil reinforced with geogrids CHEN Yu-min, ZHOU Xiao-zhi, XU Jun (1922)
- Numerical simulation of freeze-thaw in short period of secondary lining at tunnel transition section in seasonal frozen area WU Yi-min, LI Wen-bo, FU He-lin, LIU Min-jie (1930)
- Modified generalized plasticity model for rockfill materials BIAN Shi-hai, LI Guo-ying, WEI Kuang-min, ZHOU Jian (1936)
- Centrifugal model tests on section form of drainage channel of barrier dams ZHAO Tian-long, CHEN Sheng-shui, FU Chang-jing, ZHONG Qi-ming, HOU Ying-wei (1943)

NEWS

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

DOI: 10.11779/CJGE201710001

循环荷载作用下堆石料的颗粒破碎特性

韩华强^{1,2}, 陈生水^{1,2}, 傅 华^{1,2}, 郑澄锋^{1,2}

(1. 南京水利科学研究院, 江苏 南京 210024; 2. 水文水资源与水利工程国家重点实验室, 江苏 南京 210024)

摘 要: 通过大型动力三轴试验, 研究了循环荷载作用下堆石料的颗粒破碎特性及其影响因素, 首次根据堆石颗粒在混合料中所发挥的作用以及堆石料发生颗粒破碎后不同粒径范围颗粒含量的变化量, 将堆石料的颗粒破碎形式划分为棱角破碎和骨架破碎。进而, 基于堆石料发生颗粒破碎前后级配的分形维数定义了堆石料的颗粒破碎率, 建立了循环荷载作用下堆石料颗粒破碎率与其动剪应变及体积应变关系表达式。

关键词: 堆石料; 循环荷载; 颗粒破碎率; 影响因素

中图分类号: TU411

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)10-1753-08

作者简介: 韩华强(1978-), 男, 河南鄆城人, 高级工程师, 博士, 主要从事岩土工程的基本理论及工程应用等方面研究。E-mail: hqhan@nhri.cn。

Particle breakage of rockfill materials under cyclic loadings

HAN Hua-qiang^{1,2}, CHEN Sheng-shui^{1,2}, FU Hua^{1,2}, ZHENG Cheng-feng^{1,2}

(1. Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210024, China; 2. State Key Laboratory of Hydrology-Water Resources and Hydraulic Engineering, Nanjing 210024, China)

Abstract: Through lab dynamic tri-axial tests on rockfill materials, the characteristics of particle breakage and its influence factors under cyclic loadings are studied. Considering the variable quantity of different ranges of particle size after grain crushing, the particle breakage form of rockfill is differentiated as angular crushing and skeleton crushing in view of the roles that the rockfill particles play in the mixture for the first time. Incorporation with the fractal theory, the broken rate of rockfill is defined as the variable of the fractal dimension of aggregate gradation, which can be obtained by the fractal dimension of aggregate gradation before and after particle breakage. Furthermore, the relationship among the broken rate, the shear strain and the dynamic volume change of rockfill materials is established.

Key words: rockfill material; cyclic loading; broken rate of particle; influence factor

0 引 言

堆石料具有压实性能好、填筑密度大、沉陷变形小、透水性强以及抗剪强度高工程特性, 被广泛应用于土石坝、公路、铁路、机场、堤坝、房屋地基等建筑工程中。堆石料在高应力水平下容易发生颗粒破碎, 颗粒破碎直接改变堆石体结构, 对其峰值强度、内摩擦角、剪胀性、渗透系数等工程特性均产生明显影响。随着高土石坝坝高的不断增加, 作为主要筑坝材料的堆石料承受的应力也越来越大, 堆石料的颗粒破碎现象则愈加显著。围绕堆石料的颗粒破碎特性及其影响因素、颗粒破碎的度量方法、颗粒破碎对强度与变形特性的影响, 国内外学者开展了大量卓有成效的研究工作^[1-9]。然而当前关于堆石料颗粒破碎特性的研究成果只适用于某一特定条件(如单一孔隙比、单一加载路径), 并不能较好地反映复杂条件下堆石料颗粒破碎的变化规律^[10]。

陈生水等^[11]关于堆石料颗粒破碎特性的研究表明: 堆石料在不等向固结、静力三轴剪切和振动三轴试验过程中均产生明显的颗粒破碎, 颗粒破碎率的大小与堆石料的母岩、级配以及围压等因素相关。循环荷载作用下颗粒破碎对堆石料的强度和变形特性有重要影响^[12], 研究堆石料在循环荷载作用下的颗粒破碎特性, 是建立合理反映堆石料在循环荷载作用下动力本构模型的重要基础, 基于此, 本文采用大型静动三轴仪, 系统研究了级配、围压及动应力对堆石料颗粒破碎的影响, 分析了堆石料不同的颗粒破碎形式, 重新定义了堆石料的颗粒破碎率, 并建议了循环荷载下堆石料颗粒破碎率与动剪应变及体变的关系表达式。

基金项目: 国家自然科学基金重大研究计划集成项目(91215301); 国家自然科学基金重点项目(51539006); 国家自然科学基金青年基金项目(51309161)

收稿日期: 2017-01-06

1 试验方案及试验过程

1.1 试样制备

试样尺寸均为 $f300\times700\text{ mm}$, 所用堆石料均处于自然风干状态, 分 $60\sim40\text{ mm}$, $40\sim20\text{ mm}$, $20\sim10\text{ mm}$, $10\sim5\text{ mm}$, $5\sim0\text{ mm}$ 5 种粒径范围进行制备。试样制好后采用水头饱和法自下而上进行饱和, 然后按不同的初始试验条件开展不同加载条件下的动力特性试验研究。本次试验共进行了 2 组 60 个试样的循环荷载三轴试验, 试样基本物性指标见表 1。

表 1 试样基本物性指标

Table 1 Basic physical property indices of rockfill						
试样 编号	岩性	比重	最小 干密度 $/(g\cdot cm^{-3})$	最大 干密度 $/(g\cdot cm^{-3})$	制样 干密度 $/(g\cdot cm^{-3})$	孔隙率 %
D1	英安岩	2.71	1.59	2.17	2.17	20
D2			1.54	2.11	2.11	22

1.2 试验过程

试验均采用大型静动力三轴试验系统 (TYD-1500 型), 试验围压 s_3 共分 5 级, 分别为 400, 800, 1200, 2000 和 3200 kPa, 输入波形采用正弦波。为了使试样在振动过程中有充分的时间进行排水, 试验振动频率采用 0.1 Hz [13], 试验固结应力 K_c 分别为 1.5 和 2.0, K_c 为 1.5 时动应力 s_d 分别为 $\pm 0.3s_3$, $\pm 0.5s_3$ 及 $\pm 0.8s_3$, K_c 为 2.0 时动应力分别为 $\pm 0.3s_3$, $\pm 0.6s_3$ 及 $\pm 1.0s_3$ 。参考 Seed 对地震等效振次的定义, 各级轴向动应力施加 30 振次, 典型动体变、动应变与振次试验曲线见图 1。试验完成后, 对试样重新进行筛分, 筛分粒径同样按 $60\sim40\text{ mm}$, $40\sim20\text{ mm}$, $20\sim10\text{ mm}$, $10\sim5\text{ mm}$, $5\sim0\text{ mm}$ 五种粒径范围, 试验前及试验后的部分级配曲线见图 2。

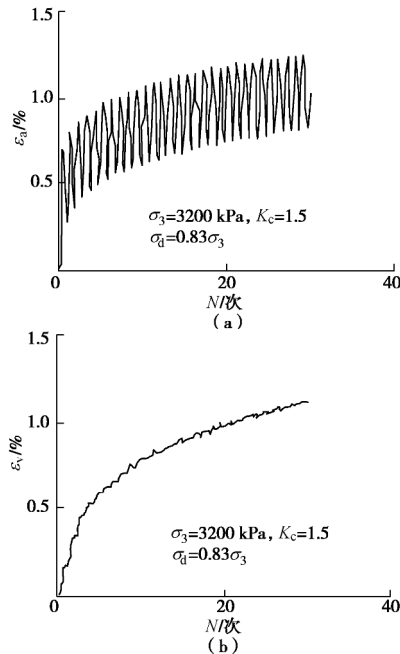


图 1 典型试验曲线
Fig. 1 Typical test curves

由图 2 可以看出, 循环荷载试验结束后, 堆石料各粒组含量均相应发生不同程度改变, 表现为随围压、固结应力及动应力的增大, 堆石料粗颗粒逐渐减少而小于 5 mm 的细料逐渐增多, 试验后堆石料级配曲线较试验前初始级配曲线不断上移, 表明在不同循环应力条件下堆石料均发生了颗粒破碎, 图 3 给出了部分试验后不同粒径范围堆石料含量相对初始含量的变化柱状图。

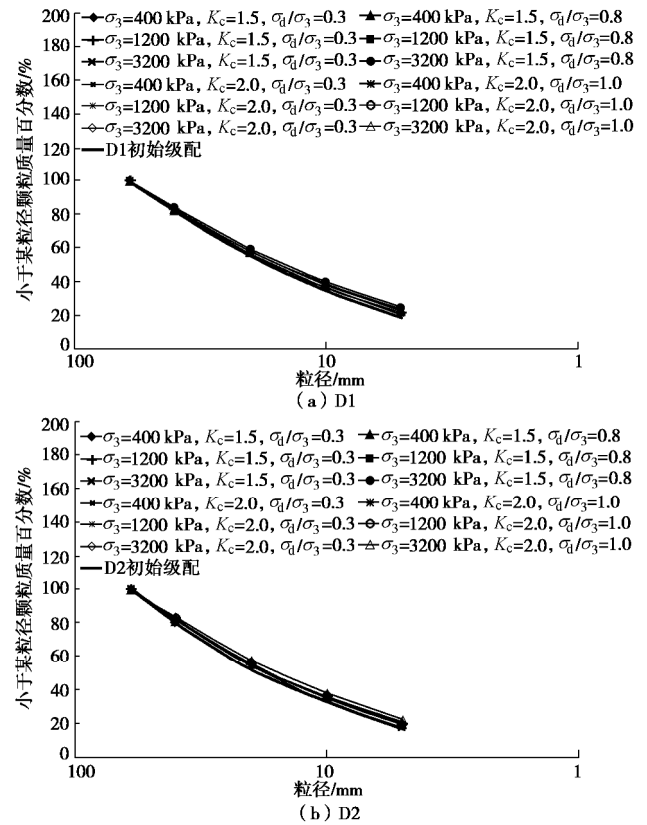


图 2 循环荷载试验前后级配曲线对比
Fig. 2 Comparison of gradation curves of cyclic load tests before and after cyclic loadings

本次试验 D1 试样级配中小于 5 mm 含量为 19.3%, D2 试样级配中小于 5 mm 细料含为 17.0%, 级配差异导致小于 5 mm 细颗粒对堆石料骨架的填充作用不同, 虽然 D1 及 D2 母岩性质相同, 但由于 D1 较 D2 有相对较多的细料含量, 细颗粒能较好的充填到骨架孔隙中, 因此在相同振动功率下 D1 较 D2 具有更大的室内最大干密度。

图 3 表明, 与 D2 相比, D1 试样 $40\sim60\text{ mm}$ 粒组的减少量明显小于 D2, 而 D1 中小于 5 mm 细料含量的增加量相应高于 D2; 除小于 5 mm 细料含量显著增加外, D1 其它各粒组含量均发生了不同程度减少, 而 D2 除小于 5 mm 细料含量显著增加外, $10\sim20\text{ mm}$ 粒组也发生了明显增加, 由此表明 D1 及 D2 在循环荷载作用下虽然均发生了颗粒破碎, 但二者颗粒发生破

碎的方式并不相同。

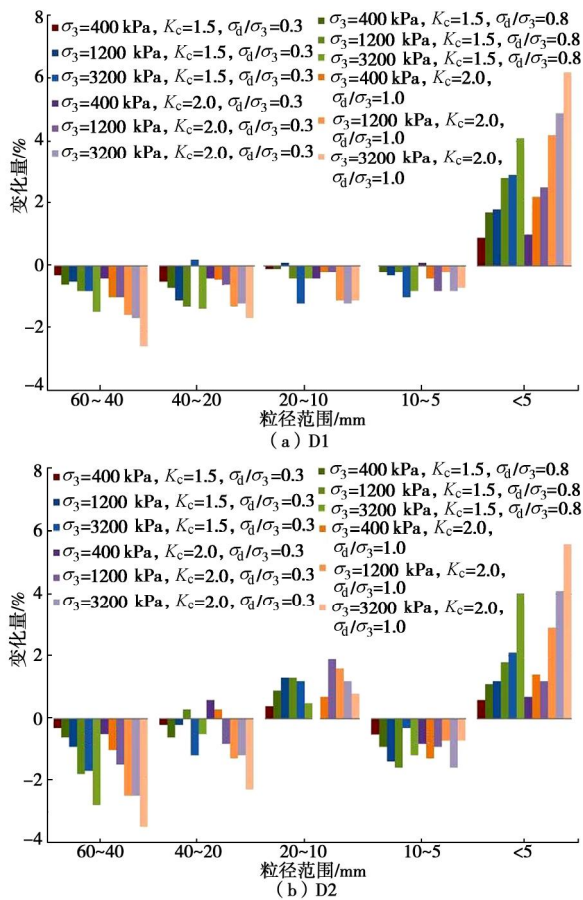


图 3 不同粒径范围相对初始级配的柱状变化图

Fig. 3 Change of columns relative to initial gradation under different grain sizes

从试验结果来看, 在低围压、低固结应力及低动应力等较低应力状态下, 由于堆石料所承受的荷载不大, 不足以导致堆石料发生明显的颗粒破碎, 因此 D1 及 D2 试验后的残余轴向动变形及残余动体积变形量大致相当, 从试验后筛分结果也表明二者的破碎量几乎相同; 但随着围压、固结应力及动应力的增大, 堆石料所承受的荷载逐步增大, 此时, 由于细颗粒的填充作用, 级配较优的 D1 细颗粒更多的分担了骨架承受的荷载, 因而不容易发生显著的大颗粒破碎, 相对于 D1, D2 细粒含量较少, 细颗粒对荷载的分担作用不如 D1, 粗颗粒孔隙间的架空现象较 D1 明显, 导致粗颗粒骨架分担的荷载相应较大, 因而更容易发生大颗粒的破碎现象。从试验后筛分结果来看, 虽然筛分后的颗粒破碎量相当, 但具体的破碎形式却并不相同, 如图 3 所示, D1 基本上表现为大颗粒的减小以及小于 5mm 细颗粒增多, 而 D2 则除小于 5 mm 细粒含量增多外, 也表现出了中间 10~20 mm 粒径的增加。

针对散粒体材料的颗粒破碎, Guyon 认为可分为破裂、破碎及研磨 3 种破碎形式, 沈珠江则从受力模

式出发将破碎分为压碎、剪裂和弯裂 3 种模式^[14], 显然上述分类都是从试验后堆石颗粒的破碎形式来加以归类。如果从堆石颗粒在混合料中所发挥的作用来看, 堆石颗粒的压碎、剪裂和弯裂或者破裂、破碎均属于混合料的骨架发生破碎, 而研磨则对应于骨架发生了棱角破碎。显然棱角破碎主要是由于堆石体在受力过程中发生滑移、错动等颗粒重组所导致的, 这种破坏方式不涉及颗粒的内部变形, 更多的表现为堆石料逐级破碎以及小于 5 mm 细料的显著增加; 骨架破碎更多的是由于混合料中堆石颗粒所分担的荷载超出了堆石母岩的抗压或抗剪强度, 由此所引起的堆石颗粒自身破裂、剪裂和弯裂或者破裂、破碎, 更多的表现为堆石料中间粒径含量以及小于 5 mm 细料含量的显著增加。据此 D1 及 D2 应分别对应堆石料的棱角破碎为主和骨架破碎为主两种破碎方式。

显然, 围压越低, 固结应力越低、动应力越低, 母岩强度越高, 堆石料更多的表现为棱角破碎; 反之, 围压越高, 固结应力越高、动应力越高, 母岩强度越低, 堆石料更多的表现为骨架破碎。

试验结果表明, 对于同一种母岩材料, 在上述相同的试验条件下, 经受循环荷载作用的堆石料的颗粒破碎量几乎相同, 但堆石料的破碎形式并不一致。显然这是由于级配差异所导致的, D1 细颗粒含量较多, 相对于 D2 细颗粒对于大颗粒具有较好的填充作用, 分担了更多的骨架应力, 使得试样变形更多的表现为颗粒滑移, 从而导致堆石料产生棱角破碎, 相反 D2 则更多的反映出骨架破碎的特性。由此表明: 级配越细, 越优, 细颗粒的填充作用越好, 堆石料在受力过程中更多的表现为棱角破碎, 随着级配曲线下移, 细粒含量降低, 细颗粒对于应力的分担作用减弱, 骨架分担的应力越来越大, 堆石料由以棱角破碎为主向骨架破碎转移, 对应堆石体的体积变形剪胀作用受到抑制, 而更多的表现为剪缩, 应力应变曲线相应的由剪切软化向剪切硬化过渡。

2 循环荷载作用下堆石料的颗粒破碎分析

2.1 堆石料颗粒破碎的度量

为了描述堆石料破碎的程度, 一些专家学者定义了破碎参量来衡量堆石料的颗粒破碎。如 McDowell 等^[15]通过建立分形几何模型来描述颗粒的破坏应力, 并根据最小颗粒的破坏应力和当前荷载计算堆石料的颗粒破碎率; Hardin^[16]则将级配曲线与 0.074 mm 线围成的面积定义为堆石料的破碎势, 并将堆石料试验前后破碎势的变化值定义为整体破碎参量。Marsal^[17]将

试验后堆石料级配曲线在某一筛分粒径上对应的百分含量减去试验前的级配曲线在对应粒径上的百分含量,并将该变化量正值之和定义为破碎参量。

目前, Marsal 提出的堆石料的颗粒破碎得到了广泛的应用,图 4 分别给出了不同围压不同固结应力比条件下堆石料 D1 及 D2 试样的 Marsal 破碎率随动应力变化曲线,从图 4 可以看出:随围压升高、固结应力及动应力增大, Marsal 定义的堆石料的破碎率均明显增大,从量值上看, D1 及 D2 基于破碎率的结果基本接近,很难反映出 D1 棱角破碎而 D2 骨架破碎的特性,更为重要的是也很难反映出堆石料发生颗粒破碎后级配调整的特征,显然,单纯某一粒径范围破碎量的叠加并不能很好反映堆石料的颗粒破碎特性,尤其是不能反映堆石料不同粒径范围破碎形式并不相同的特点,也很难反映出级配不同对于堆石料颗粒破碎影响不同的特点。颗粒破碎具体表现为不同粒径范围堆石料含量的变化,宏观上表现为级配的调整,当前常用的破碎率已很难反映循环荷载作用下堆石料级配的调整。有必要结合堆石料的级配曲线定义可反映堆石破碎导致堆石料级配曲线发生调整的新的破碎率。

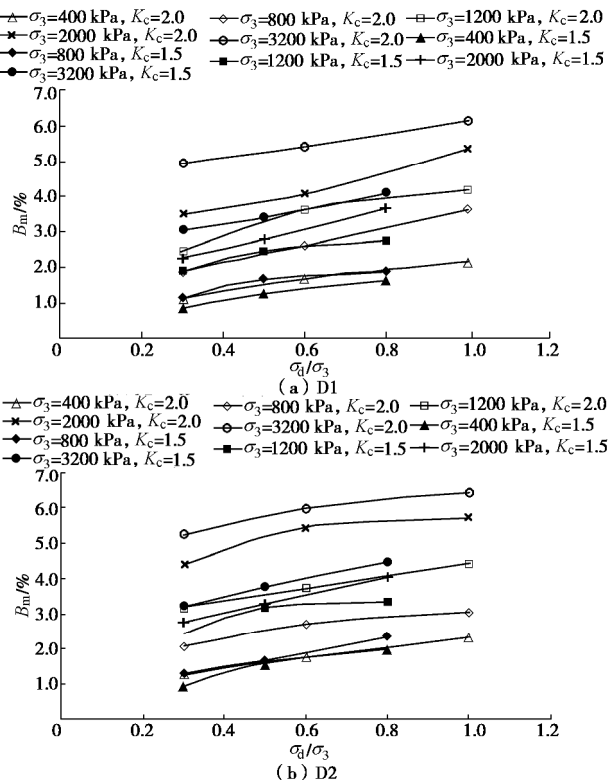


图 4 Marsal 颗粒破碎率随动应力变化图

Fig. 4 Relationship of variation of Marsal's particle breakage rate with dynamic stress

2.2 以分形维数的变化来定义堆石料的破碎率

堆石料的分形模型^[18-19]可以表示为

$$P(d_i) = \left(\frac{d_i}{d_{\max}} \right)^{3-D} \quad (1)$$

其中, $P(d_i)$ 为小于 d_i 粒径的颗粒质量, d_{\max} 为粒组内最大粒径。

由此可以得到循环荷载试验后不同围压、不同动应力条件下堆石料的级配分形维数如图 5 所示,由图 5, D_r 增大,级配曲线上移,粗颗粒材料发生颗粒破碎,相对堆石料初始分形维数,试验后堆石料的分形维数持续增大,一方面反映了堆石料持续破碎的特性,另一方面也反映了堆石料级配的调整。

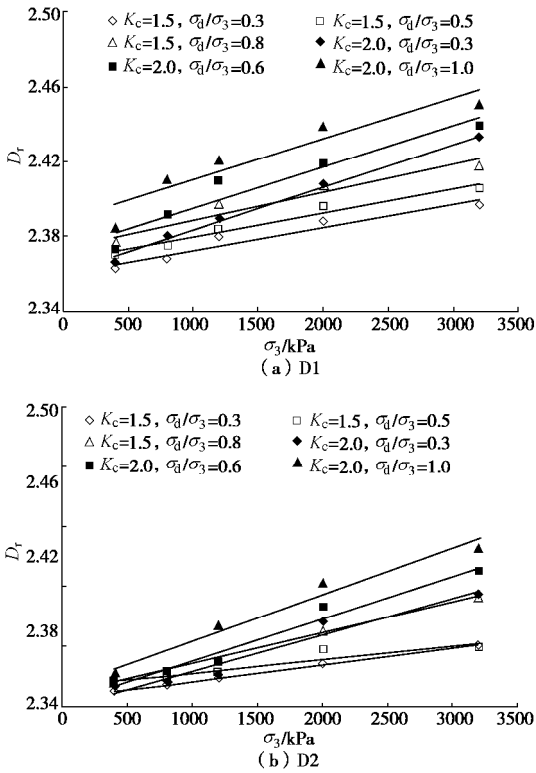


图 5 循环荷载试验后分形维数随围压变化图

Fig. 5 Relationship between fractal dimension and dynamic stress after cyclic loading tests

显然试验前后堆石料分形维数的变化可以反映堆石料级配调整的特性,不同的级配曲线本身也已包含了堆石料不同的破碎形式,且与初始分形维数相比,堆石料新的级配曲线由于颗粒破碎导致分形维数持续增大,因此以发生颗粒破碎后新的级配的分形维数减去堆石料初始级配的分形维数 D_0 ,可以作为堆石料发生颗粒破碎后的破碎率,即

$$D_m = D_r - D_0 \quad (2)$$

式中, D_0 为试验前堆石料级配的初始分形维数, D_r 为试验后堆石料发生颗粒破碎后级配分形维数, D_m 为以分形维数表示的堆石料的颗粒破碎率。表 2 给出了以分形维数表示的堆石料颗粒破碎率。

从表 2 可见,随围压、固结应力比、动应力增长,堆石料的颗粒破碎相应增长并呈非线性增长,反之,堆石料的颗粒破碎量相应降低。

表 2 循环荷载试验后堆石料的颗粒破碎率 D_m
Table 2 Values of broken rate D_m of rockfill after cyclic loading tests

试样编号		D1					D2				
		围压/kPa					围压/kPa				
K_c	σ_d/σ_3	400	800	1200	2000	3200	400	800	1200	2000	3200
1.5	0.3	0.02	0.02	0.03	0.04	0.05	0.01	0.01	0.02	0.03	0.04
	0.5	0.03	0.03	0.04	0.05	0.06	0.02	0.02	0.02	0.04	0.04
	0.8	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.02	0.02	0.03	0.05	0.07
2.0	0.3	0.02	0.04	0.04	0.06	0.09	0.01	0.02	0.02	0.06	0.07
	0.6	0.03	0.05	0.06	0.07	0.09	0.02	0.02	0.03	0.07	0.09
	1.0	0.04	0.07	0.08	0.09	0.11	0.02	0.03	0.05	0.08	0.11

2.3 循环荷载作用下堆石料的颗粒破碎率

循环荷载作用下, 堆石料的颗粒破碎与其最终的体积变形、剪切变形及轴向变形密切相关, 随堆石料累积残余变形的增大而增大。循环荷载作用下, 堆石料的累积残余变形包括累积轴向变形、累积体积变形以及累积剪切变形, 以累积最大变形做为堆石料最终的动残余变形。因此有

$$D_m = f(e_{vmax}, g_{dmax}, e_{dmax}) \quad (3)$$

式中, e_{vmax} 为循环荷载作用下累积动体应变, g_{dmax} 为累积动剪应变, e_{dmax} 为累积动应变。

堆石料的动剪应变 g_d 和动应变 e_d 之间有如下关系:

$$g_d = (1 + n_d)e_d \quad (4)$$

堆石料的动泊松比 n_d 一般在 0.3~0.4 之间变化, 本文取为 0.33。由此, 式 (3) 可以简化为

$$D_m = f(e_{vmax} \cdot g_{dmax}) \quad (5)$$

进一步以幂函数来拟合堆石料破碎率与剪应变及动体变关系有

$$D_m \times e_{vmax} = c_1 (g_{dmax})^{c_2} \quad (6)$$

点绘不同围压、不同固结应力比及不同动应力条件下堆石料的颗粒破碎率与剪应变及动体变关系曲线如图 6 所示, 由此可以拟合得到相应模型参数如表 3 所示。

从图 6 可以看出, 围压越大, 动应力越高, 堆石料的动残余变形越大, 颗粒破碎率越大, 在根据试验结果分析堆石料的颗粒破碎特征时应充分考虑不同试验条件下堆石料的变形对颗粒破碎的影响。

由表 3 可以看出, 当围压及动应力较小时, 堆石料的动剪应变相应较小, 此时, 堆石料更多的表现出棱角破碎的特性, 由于 D2 中粗颗粒相对较多, 因此 D2 中粗颗粒堆石料所发挥的骨架作用相对优于 D1, 导致 D2 的颗粒破碎相对较低, 表现在参数上即对应 D2 的 c_1 值较 D1 小, 表明以分形维数表示的 D2 的破碎率小于 D1, 但随着围压及动应力增大, 堆石料的动

剪应变相应增大, 堆石料的颗粒破碎由棱角破碎向骨架破碎转移, D1 级配较优的特性逐步得以体现, D2 的破碎率逐渐增大并超过 D1, 由此表现在参数上即为 D2 的指数 c_2 大于 D1, 表明以分形维数表示的 D2 的破碎率大于 D1。

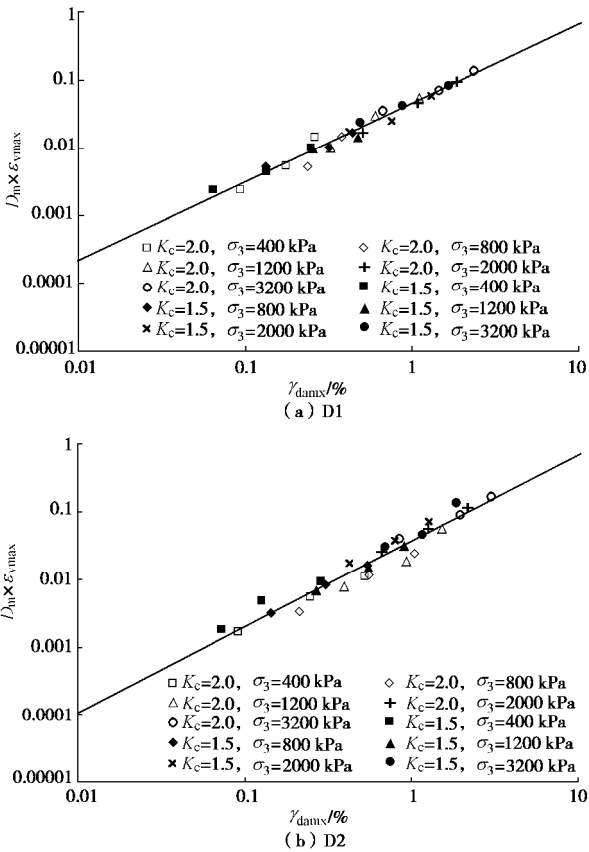


图 6 D_m 拟合曲线

Fig. 6 Fitting curves of D_m

表 3 D1 及 D2 试验拟合参数表

Table 3 Fitting parameters of D1 and D2

试验编号	$c_1/\%$	c_2
D1	0.0465	1.158
D2	0.0378	1.268

表 4 验证试验基本参数及拟合参数表
Table 4 Basic and fitting parameters of verification tests

试样编号	母岩	最小干密度 $/(g \cdot cm^{-3})$	最大干密度 $/(g \cdot cm^{-3})$	制样干密度 $/(g \cdot cm^{-3})$	制样孔隙率	c_1 /%	c_2
T1	弱风化花岗岩	1.74	2.21	2.03	24.0	0.0214	1.632
T2	弱风化砂泥岩	1.73	2.23	2.21	20.5	0.0504	1.510
T3	强风化花岗岩	1.61	2.14	2.14	20.5	0.1165	1.052
T4	弱风化花岗岩	1.69	2.17	2.00	25.0	0.0225	1.739

3 以分形维数变化表示破碎率的验证

为验证本文建议的堆石料破碎率表达式及其拟合参数并分析级配、密度及母岩对堆石料颗粒破碎的影响，本文挑选了 3 种堆石料，进行了 3 种级配共 4 组试验总计 72 个试样进行相应的试验验证。试验条件及筛分粒径同前，试验围压 s_3 共分 3 级，分别为 400，1100 和 2200 kPa，输入波形采用正弦波。试验振动频率采用 0.1 Hz，试验固结应力 K_c 分别为 1.5 和 2.5，两种固结应力条件下动应力 s_d 均为 $\pm 0.3s_3$ 、 $\pm 0.6s_3$ 及 $\pm 0.9s_3$ ，各级轴向动应力施加 30 振次。试验选用堆石料分别为弱风化花岗岩、弱风化砂泥岩及强风化花岗岩，试验级配如图 7 所示，为对比母岩影响，其中 T2 及 T3 选用同级配，试验编号、控制指标及相应岩性及拟合结果如表 4 所示，拟合试验结果如图 8 所示。

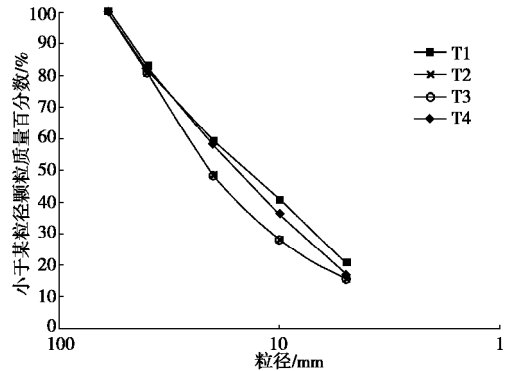


图 7 验证试验级配曲线
Fig. 7 Grading curves of verification tests

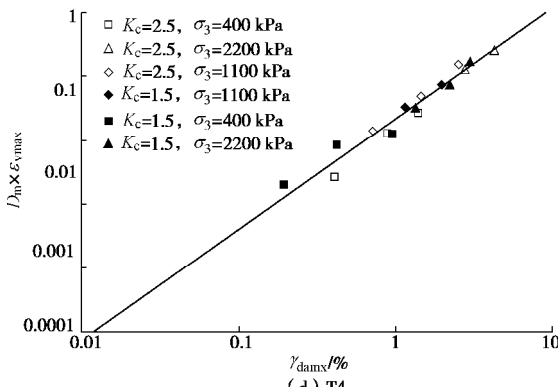
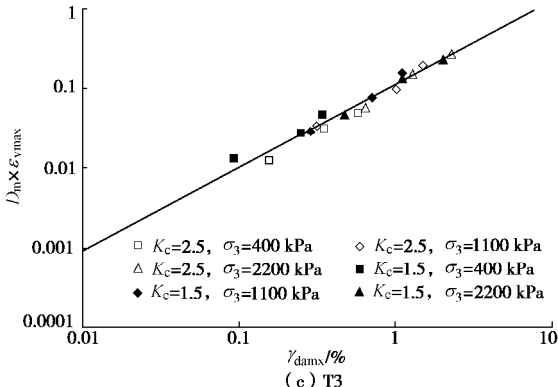
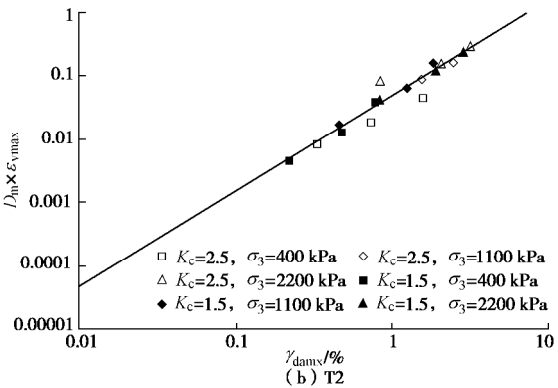
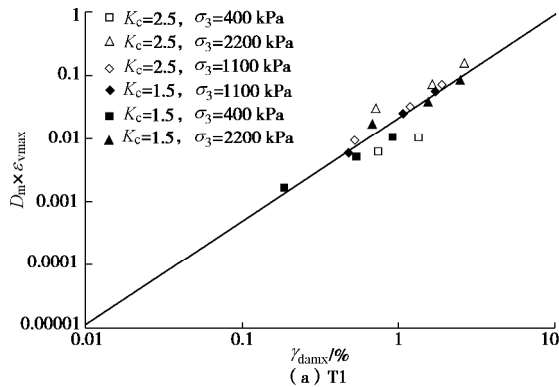


图 8 验证试验 D_m 拟合曲线

Fig. 8 Fitting curves of D_m from different verification tests

试验结果表明，本文基于分形维数变化定义的堆石料的颗粒破碎率及建议的破碎率经验表达式可以反映堆石料的颗粒破碎特性。

3.1 级配影响

T1 及 T4 母岩均为弱风化花岗岩，T1 试样级配中

小于 5 mm 含量为 21.0%, T4 试样级配中小于 5 mm 细料含为 17.1%, 由相对密度试验结果, T1 具有室内最大干密度, 表明 T1 相对 T4 级配较优。与 D1 及 D2 试验结果相似, 当围压及动应力较小时, 堆石料的动剪应变相对较小, 此时, 堆石料更多的表现出棱角破碎的特性, 但由于二者的孔隙率较大, 密实度相对较低, T4 中粗颗粒堆石料的骨架作用发挥不明显, 导致 T4 的颗粒破碎高于 T1, 表现在参数上即对应 T4 的 c_1 值较 T1 大, 表明以分形维数表示的 T4 的破碎率大于 D1, 同时, 随着围压及动应力增大, 堆石料的动剪应变相应增大, 堆石料的颗粒破碎由棱角破碎向骨架破碎转移, T1 级配较优的特性进一步得到体现, T4 的破碎率进一步增大, 由此表现在参数上即为 T4 的指数 c_2 同样大于 T1, 表明以分形维数表示的 T4 的破碎率大于 T1。

结合 D1 及 D2 的试验结果可以得出如下结论, 相同母岩条件下, 应力越低、堆石料的变形越小, 级配优劣对堆石料颗粒破碎的影响越不明显, 而主要受堆石料粗颗粒骨架作用强弱的影响, 堆石料的骨架作用发挥的越强, 堆石料的颗粒破碎率越低, 相应的模型参数 c_1 越小, 反之堆石料的颗粒破碎率越高, 相应的模型参数 c_1 越大。而应力越高、堆石料的变形越大, 堆石料的颗粒破碎率越高, 相应的级配优劣对堆石料颗粒破碎的影响越明显, 表现为级配越粗, 细颗粒对粗颗粒的填充作用越弱, 相对分担的应力越小, 堆石料的颗粒破碎率越高, 相应模型参数 c_2 越大, 反之则越小。

3.2 母岩影响

T2 及 T3 具有相同的级配特征, 试验孔隙率均为 20.5%, T2 堆石料母岩为弱风化砂泥岩, 其单轴抗压强度为 30~55 MPa, T3 堆石料母岩为强风化花岗岩, 单轴抗压强度为 17~28 MPa, T2 堆石料母岩岩性略优于 T3 堆石料, 由表 4, T2 的 c_1 为 0.0504, T3 的 c_1 为 0.1165, 表明由于母岩岩性较差, 当围压及动应力较小时, T3 的破碎率即显著大于 T2 的颗粒破碎率。随剪应变发展, 虽然 T3 的破碎率仍大于 T2 的破碎率, 但破碎率增量 T3 小于 T2, 表现在参数上即为 T3 的指数 c_2 小于 T2, 表明随剪应变发展, 堆石料的颗粒破碎不会持续发展, 而表现出颗粒破碎随应变发展而收敛的特征, 这也与文献[11]的研究成果相一致。

4 结 论

采用大型静动三轴仪, 系统研究了堆石料级配、母岩、围压及动应力对其颗粒破碎的影响, 得出结论如下:

(1) 根据堆石颗粒在堆石混合料中所发挥的作用, 堆石料的颗粒破碎可以分为棱角破碎和骨架破碎。棱角破碎主要由于堆石体在受力过程中发生滑移、错动等颗粒重组所导致的, 这种破坏方式不涉及颗粒的内部变形, 更多的表现为堆石料逐级破碎以及小于 5 mm 细料的显著增加; 而骨架破碎主要是由于混合料中堆石颗粒所分担的荷载超出了堆石母岩的抗压或抗剪强度, 由此所引起的堆石颗粒自身破裂、剪裂和弯裂或者破裂、破碎, 更多的表现为堆石料中间粒径含量以及小于 5 mm 细料含量的显著增加。

(2) 围压越低、固结应力越低、动应力越低, 母岩强度越高、级配越优、堆石料粗细颗粒的充填关系越好, 循环荷载作用下堆石料的颗粒破碎量越小, 堆石料更多的表现为棱角破碎; 反之, 循环荷载作用下堆石料的颗粒破碎量越大, 堆石料更多的表现为骨架破碎。

(3) 结合分形理论, 以发生颗粒破碎后新的级配的分形维数减去堆石料初始级配的分形维数重新定义了堆石料的颗粒破碎率 D_m , $D_m = D_r - D_0$, 并以幂函数建立了堆石料破碎率与动剪应变及体变的关系式。

(4) 结合本文建议的堆石料破碎率关系式研究了级配对堆石料颗粒破碎的影响, 发现在较低应力条件下, 堆石料级配优劣对其颗粒破碎的影响不明显, 而是随堆石料骨架作用的强弱呈规律性变化, 堆石料骨架作用越强, 颗粒破碎率越低, 相应的模型参数 c_1 越小, 反之则越大; 应力越高, 级配优劣对堆石料颗粒破碎的影响越明显, 表现为级配越粗, 细颗粒对粗颗粒的填充作用越弱, 相对分担的应力越小, 堆石料的颗粒破碎率越高, 相应模型参数 c_2 越大, 反之则越小。

(5) 母岩对堆石料颗粒破碎影响的试验结果表明: 相同条件下, 堆石料的母岩岩性越差, 堆石料的颗粒破碎率越大, 但颗粒破碎随应变发展呈现收敛的特征。

参考文献:

- [1] ROWE P W. The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact[C]// Proceedings of Royal Society of London, Series A, Mathematical and Physical Sciences. London, 1962: 500 - 527.
- [2] 郭熙灵, 胡 辉, 包承纲. 堆石料颗粒破碎对剪胀性及抗剪强度的影响[J]. 岩土工程学报, 1997, 19(3): 83 - 88. (GUO Xi-ling, HU Hui, BAO Cheng-gan. Experimental

- studies of the effects of grain breakage on the dilatancy and shear strength of rock fill[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1997, **19**(3): 83 - 88. (in Chinese))
- [3] 刘汉龙, 秦红玉, 高玉峰, 等. 堆石粗粒料颗粒破碎试验研究[J]. 岩土力学, 2005, **26**(4): 562 - 566. (LIU Han-long, QIN Hong-yu, GAO Yu-Feng, et al. Experimental study on particle breakage of rockfill and coarse aggregates[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, **26**(4): 562 - 566. (in Chinese))
- [4] 刘松玉, 童立元, 邱任, 等. 煤研石颗粒破碎及其对工程力学特性影响研究[J]. 岩土工程学报, 2005, **27**(5): 505 - 510. (LIU Song-yu, TONG Li-yuan, QIU Yu, et al. Crushable effects on engineering mechanical properties of colliery wastes[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, **27**(5): 505 - 510. (in Chinese))
- [5] HARDIN B O. Crushing of soil particles[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1985, **111**(10): 1177 - 1192.
- [6] 张家铭, 汪稔, 张阳明, 等. 土体颗粒破碎研究进展[J]. 岩土力学, 2003, **24**(增刊): 661 - 665. (ZHANG Jia-ming, WANG Ren, ZHANG Yang-ming, et al. Advance in studies of soil grain crush[J]. Rock and Soil Mechanics, 2003, **24**(S0): 661 - 665. (in Chinese))
- [7] 贾宇峰. 考虑颗粒破碎的粗粒土本构关系研究[D]. 大连: 大连理工大学, 2008. (JIA Yu-feng. Coarse granular soil constitutive model incorporating particle breakage[D]. Dalian: Dalian University of Technology, 2008. (in Chinese))
- [8] FRAGASZY R J, VOSS M E. Undrained compression behavior of sand[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1986, **112**(3): 334 - 347.
- [9] 蒙进, 屈智炯. 高压下冰碛土的颗粒破碎及应力应变关系[J]. 成都科技大学学报, 1989, **43**(1): 17 - 22. (MENG Jin, QU Zhi-jiong. Stress-strain behavior of glacial till under high confining pressure[J]. Journal of Chengdu University of Science and Technology, 1989, **43**(1): 17 - 22. (in Chinese))
- [10] 孔宪京, 刘京茂, 邹德高, 等. 紫坪铺面板坝堆石料颗粒破碎试验研究[J]. 岩土力学, 2014, **35**(1): 35 - 40. (KONG Xian-jing, LIU Jing-mao, ZOU De-gao, et al. Experimental study of particle breakage of Zipingpu rockfill material[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **35**(1): 35 - 40. (in Chinese))
- [11] 陈生水, 韩华强, 傅华. 循环荷载作用下堆石料应力变形特性研究[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(8): 1151 - 1157. (CHEN Sheng-shui, HAN Hua-qiang, FU Hua. Stress and deformation behaviors of rockfill under cyclic loadings[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(8): 1151 - 1157. (in Chinese))
- [12] 刘恩龙, 陈生水, 李国英, 等. 循环荷载作用下考虑颗粒破碎的堆石体本构模型[J]. 岩土力学, 2012, **33**(7): 1972 - 1978. (LIU En-long, CHEN Sheng-shui, LI Guo-ying, et al. A constitutive model for rockfill materials incorporating grain crushing under cyclic loading[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, **33**(7): 1972 - 1978. (in Chinese))
- [13] 陈生水, 沈珠江. 堆石坝的地震永久变形分析[J]. 水利水运科学研究, 1990, **9**(3): 277 - 286. (CHEN Sheng-shui, SHEN Zhu-jiang. Analysis of seismic permanent deformation of rock fill dam[J]. Journal of Nanjing Hydraulic Research Institute, 1990, **9**(3): 277 - 286. (in Chinese))
- [14] 余村. 基于 Cosserat 连续体模型的颗粒材料宏细观力学行为数值模拟[D]. 武汉: 武汉大学, 2014. (YU Cun. Simulation of macro-meso mechanical behaviors for granular materials based on cosserat continuum model[D]. Wuhan: Wuhan University, 2014. (in Chinese))
- [15] MEDOWELL G R, BOLTON M D. On the micromechanics of crushable aggregates[J]. Géotechnique, 1998, **48**(5): 667 - 679.
- [16] HARDIN B O. Crushing of soil particles[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1985, **111**(10): 1177 - 1192.
- [17] MARSAL R J. Large scale testing of rockfill materials[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 1967, **93**(2): 27 - 43.
- [18] 朱晟, 邓石德, 宁志远, 等. 基于分形理论的堆石料级配设计方法[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(6): 1151 - 1155. (ZHU Sheng, DENG Shi-de, NING Zhi-yuan, et al. Gradation design Method of rockfill materials based on the fractal theory[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(6): 1151 - 1155. (in Chinese))
- [19] 蔡正银, 李小梅, 关云飞, 等. 堆石料的颗粒破碎规律研究[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(5): 923 - 929. (CAI Zheng-yin, LI Xiao-mei, GUAN Yun-fei, et al. Particle breakage rules of rockfill materials[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(5): 923 - 929. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201710002

土-地铁动力相互作用体系侧向变形特征研究

庄海洋^{1,2}, 王雪剑², 王 瑞², 陈国兴²

(1. 山东大学土建与水利学院, 山东 济南 250061; 2. 南京工业大学岩土工程研究所, 江苏 南京 210009)

摘 要: 针对现有地下结构抗震分析方法用于地铁大型地下结构的可行性研究明显不足问题, 根据中国抗震规范的相关规定设计了常见的 3 种场地类别, 考虑输入地震动特性及其强度, 通过 84 种有限元计算工况, 分析了土-地铁地下结构非线性动力相互作用体系的侧向变形特征。结果表明, 在 II、III、IV 3 个场地类别条件下输入加速度峰值较大时 (0.3g 和 0.4g), 或者场地类别为 IV 类时即使输入很小地震动峰值加速度时, 土与结构相互作用系数均小于 1, 即大型地铁地下结构侧向土体总是“推着”地下结构产生最大相对变形, 此时地铁地下结构周围土层的大变形将对地下结构抗震造成不利的影响。反之, 将会出现地铁地下车站结构侧向最大变形大于等代土体单元的侧向变形, 即地下结构的动力变形将受到周围土层的约束作用, 此时将对地下结构的抗震起到有利作用。同时, 也给出了场地类别和输入地震动特性对土-地铁地下结构相互作用系数的影响规律。

关键词: 地铁; 场地类别; 抗震分析; 侧向变形; 土与结构相互作用

中图分类号: TU435

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)10-1761-09

作者简介: 庄海洋(1978-), 博士, 教授, 主要从事岩土地震工程与地下结构抗震研究。E-mail: zhuang7802@163.com。

Characteristics of lateral deformation of soil-subway dynamic interaction system

ZHUANG Hai-yang^{1,2}, WANG Xue-jian², WANG Rui², CHEN Guo-xing²

(1. School of Civil Engineering, Shandong University, Jinan 250061, China; 2. Institute of Geotechnical Engineering, Nanjing Tech University, Nanjing 210009, China)

Abstract: With regard to the insufficient researches on the reliability of the existing seismic analysis methods for underground structures for the seismic design of large-scale underground structures, three site classifications are designed according to the relevant seismic design codes, and the characteristics of seismic deformation of the interaction system are analyzed under 84 conditions by using the finite element method. The results show that when the peak acceleration of input earthquake wave is larger than 0.2g with any kind of site classification or when the site classification is IV under very small peak acceleration, the soil-structure interaction coefficients are all smaller than one, which means that the lateral soils with large deformation may push the underground structure to be deformed maximally. In other word, the large deformation of the surrounding soil foundation is unfavourable to the seismic performance of the large underground structures. On the contrary, the maximal deformation of the underground structures should be constrained by the surrounding soils, which is favourable to the seismic performance of the underground structures. Meanwhile, the effect laws of the site classification and the properties of input ground motion on the seismic deformation of the large underground structures are also analyzed.

Key words: subway; site classification; seismic analysis; lateral deformation; soil-structure interaction

0 引 言

地铁作为缓解现代化大城市交通拥堵问题的有效设施, 越来越多的城市把发展地铁作为城市公共交通的重要组成部分。然而, 现有地铁地下结构能否有效地抵抗强地震作用仍是一个不确定的问题, 尤其是 1995 年日本阪神大地震中地铁地下结构的严重破坏带来深刻的启示^[1-2], 警示地下结构的抗震性能并非如以前想象的那么好。尤为重要的是, 现代地铁建设体系中作为地铁车站的大型地下结构的抗震性能从理论

上应比小型地下结构要更差, 如何评价大型地铁地下结构的抗震性能及其地震反应分析方法仍是目前急需研究的科学问题。

已有的地下结构抗震性能研究表明^[3-5]: 在发生强地震时, 地下结构的地震反应通常主要取决于周围土体的地震位移场, 本身受到的惯性力对地下结构地震

基金项目: 国家自然科学基金面上项目 (51778290, 51278246); 江苏省自然科学基金面上项目 (BK20141458); 江苏省高校自然科学基金重大项目 (16KJA560001)

收稿日期: 2016-06-22

反应不是主要的影响因素,周围土体物理状态的变化将明显影响地下结构地震反应。因此,基于位移的地下结构地震反应分析方法更为符合地下结构的动力反应特征。同时,基于位移的地下结构地震反应分析方法能够部分考虑土与地下结构的动力相互作用^[6]。但是,已有的地下结构抗震分析方法是基于小型地下结构为研究对象而建立的^[7-8],相关的场地动力变形假定和参数取值等是否适用于现行地铁大型地下结构还有待进行专门的研究。

鉴于此,本文采用时域有限元法对不同场地类别中土与大型地下结构动力相互作用进行了数值模拟,分析了不同场地类别的自由场位移反应特征和大型地下结构动力变形特征,以及场地变形与结构变形之间的土-结构动力相互作用系数,以期相关研究成果能为地下结构的抗震设计与分析提供指导和参考。

1 数值分析方法

1.1 不同场地条件

参考《建筑抗震设计规范 GB 50011—2010》中工程场地类别的相关条文 4.1.4~4.1.6 中的规定,工程常见的场地类别共有 4 类,因 I 类场地在现有地铁地下车站结构的建设中还很少遇到。因此,本文以南京

地铁 2 号线沿线长江古河漫滩典型地层为背景,通过保持覆盖层厚度不变,改变场地等效剪切波速的大小,并基于规范中常见的 II、III、IV 3 类场地类别的基础上扩展出了 7 种工程场地类型,表 1 给出了计算深度范围内土层的埋深为 20 m 范围内土层等效剪切波速与场地的覆盖层厚度。根据地铁车站所处的深厚场地工程地质条件,本文计算设计的 III¹ 类场地条件如表 2 所示,其他类别场地只是在此场地条件基础上通过改变埋深 20 m 范围内土层的剪切波速来实现。

1.2 地铁地下车站结构概况

本文研究的地下结构为目前地铁常用的两层双柱三跨结构,其横断面结构特征和具体尺寸如图 1 (a) 所示。取上覆土层的厚度为 3 m,地铁地下车站的宽度为 21.2 m,高度为 12.49 m;地下车站结构的顶板厚度为 0.7 m,底板厚度为 0.8 m,中板厚度为 0.35 m,侧墙的厚度有两种尺寸:上层的侧墙厚度为 0.7 m,下层的侧墙厚度为 0.8 m,车站的中柱采用直径为 0.8 m 的圆柱,中柱纵向间距为 9.12 m。中柱与顶、底及中板的连接处都设置了不同尺寸的纵梁,在顶、底及中板与侧墙连接处进行了加腋处理。本车站主体结构横截面采用 HPB235 钢筋,主要配筋情况如图 1 (b) 所示。

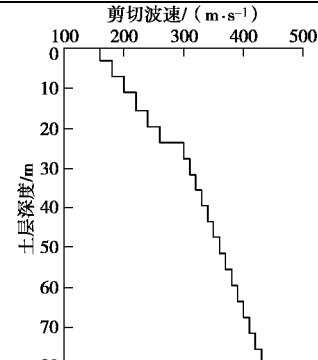
表 1 不同场地类别划分

Table 1 Different site classifications designed in this study

场地类别	亚类别	覆盖层厚度 d/m	等效剪切波速 $V_{\text{se}}/(\text{m}\cdot\text{s}^{-1})$	场地划分标准
II	II	80	300	$d>5$ 且 $250<V_{\text{se}}\leq 500$
III	III ¹	80	250	$d>5$ 且 $150<V_{\text{se}}\leq 250$
	III ²	80	200	
	III ³	80	175	
IV	IV ¹	80	150	$d>5$ 且 $V_{\text{se}}\leq 150$
	IV ²	80	125	
	IV ³	80	100	

表 2 III¹ 类场地条件

Table 2 Conditions of site classification III¹

土层编号	土性	重度 $/(\text{kN}\cdot\text{cm}^{-3})$	弹模 $/\text{MPa}$	层厚 $/\text{m}$	动泊松比	剪切波速 $/(\text{m}\cdot\text{s}^{-1})$
1	素填土	19.4	3.5	3.0	0.49	
2	新近黏土	19.4	4.2	4.0		
3	新近黏土	19.4	6.5	4.0		
4	新近黏土	19.4	8.2	4.5		
5	新近砂土	19.4	15.3	4.0		
6	新近砂土	19.4	25.4	4.0		
7	新近砂土	19.4	26.3	20.0		
8	砂土	20.0	42.5	8.0		
9	老黏土	21.5	38.9	28.5		

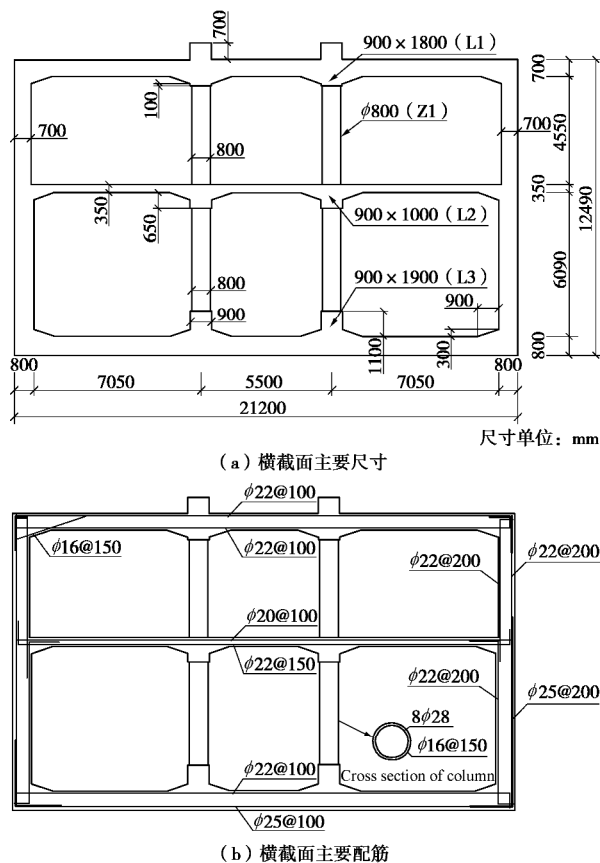


图 1 地铁地下车站结构横截面主要尺寸和配筋图

Fig. 1 Main dimensions and distributed steels of cross section of subway station

1.3 土和钢筋混凝土材料本构

土体的非线性动力本构模型采用庄海洋等^[9-10]建立的软土记忆型黏塑性嵌套面动力本构模型, 该模型基于土体的广义塑性理论, 采用等向硬化和随动硬化相结合的硬化模量场理论, 建立了一个总应力增量形式的土体黏塑性动力本构模型, 模型建立过程见参考文献[9, 10]。本文工程场地的土层基本物理力学参数见表 1, 其它模型参数可根据基本参数确定且具体确定方法见参考文献[9, 10]。

车站结构所用的混凝土强度为 C30, 混凝土动力本构模型采用 Lee 等^[11]提出的黏塑性动力损伤模型, 该模型基于混凝土的断裂能原理, 在 Lubliner 等^[12]提出的塑性损伤模型的基础上进行改进, 分别采用两个损伤变量来描述混凝土受拉和受压破坏时两个不同的刚度衰减规律, 并采用多个硬化变量来修正模型中的屈服函数, 建立了混凝土在循环荷载作用下的动力塑性损伤本构模型, C30 混凝土对应的该模型参数可详见参考文献[4]。混凝土里的钢筋采用弹性模型模拟, 其弹性模量为 210 GPa, 本文暂不考虑钢筋与混凝土之间的开裂和滑移。

1.4 有限元分析模型

为了提高计算效率, 本文采用四结点平面应变缩

减积分单元模拟土体和车站结构。把地铁车站结构等效为平面应变问题时采用了同刚度折减弹性模量的方法来考虑以平面应变单元模拟三维的中柱带来的影响, 圆形中柱等效成厚度为 0.8 m 的连续墙后的混凝土黏塑性动力本构模型等效参数如表 3。钢筋采用植入混凝土的杆单元模拟, 等效后钢筋弹性模量为 $E=1.2\times10^6$ MPa。根据楼梦麟等^[13]的研究, 地基侧向对地下结构模型动力反应的不利影响在 $B/b\geq5$ 时可以不考虑, 其中 B 是整个有限元模型地基的宽度, b 是地下结构模型的宽度。为了尽可能的消除人工边界对地铁车站结构动力特性的影响, 将地基的计算宽度取为 200 m, 即地基的宽度为地铁车站结构宽度的 10 倍。土与地铁车站结构模型的网格划分如图 2 (a) 所示, 地铁车站结构的细部网格划分见图 2 (b)。

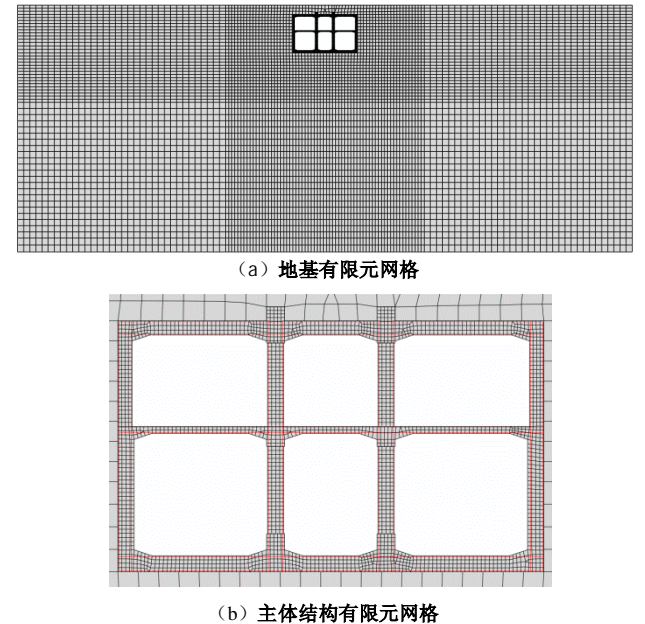


图 2 土-地下结构相互作用体系有限单元划分

Fig. 2 Finite elements of soil-underground structure interaction system

表 3 中柱混凝土动黏塑性损伤模型等效参数取值

模型参数		参数值	
弹性模量 E /MPa	1.55×10^3	初始屈服拉应力 s_0 /MPa	0.1
泊松比 ν	0.15	w_t	0
密度 r /(kg·m ⁻³)	2500	w_c	1
扩张角 γ /(°)	36.31	d_c	0
初始屈服压应力 s_{c0} /MPa	0.74	x	0.1
极限压应力 s_{cu} /MPa	1.04		

土与地下结构之间的动力接触关系通过定义不同介质之间接触表面对 (master-slaver surface) 的力学传递特性 (见 Abaqus 软件帮助文件), 建立接触面力

传递的力学模型和接触方程，通过接触算法求解接触方程，该方法适用于模拟接触表面发生大位移滑动和接触面分离与闭合不断转化的动力接触问题。本文中土与地铁车站结构之间的法向接触采用“硬”接触，即认为当土体与地下结构之间出现拉力时它们之间的接触面将立即分离。切向接触服从 Coulomb 摩擦定律，当接触面上剪应力大于它们之间的摩擦力时将发生土体相对地下结构产生切向滑动，即

$$t_{crit} = m \cdot P \quad (1)$$

式中 t_{crit} 为接触面上临界剪应力； m 为摩擦系数，根据已有的研究^[14]，本文取 0.4； P 为法向接触力。接触面从黏滞状态转化为滑动状态时产生的力学不连续性经常导致有限元算法的不收敛，因此在 ABAQUS 中引入“弹性滑移”的概念，该方法是指接触面处于黏滞状态时，假设接触面已经发生非常微小的相对滑移，这种切向剪应力与“弹性滑移”之间的关系如图 3 (b) 中虚线所示。

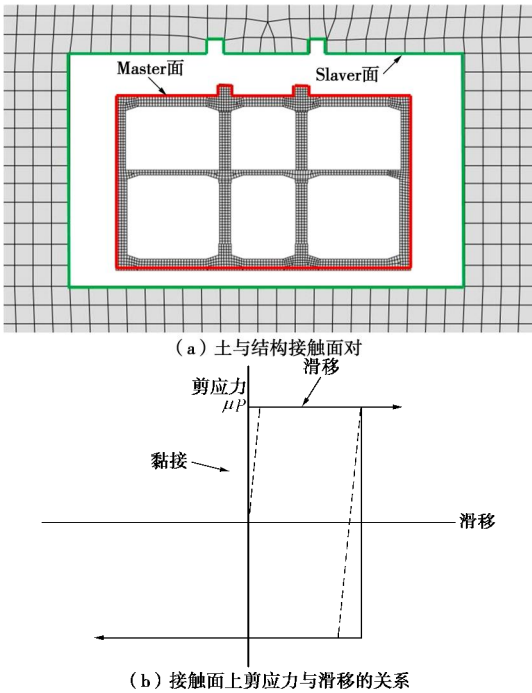


图3 土与车站结构接触面对设置

Fig. 3 Modelling contact between soil and underground structures

1.5 输入地震动特性

本文中选用地震波为 El Centro 波和 Kobe 波。El Centro 波为 1940 年美国 Imperial 山谷地震时记录的强震地震波，具有明显的中远场地震波特征，该地震波原始峰值加速度为 0.349g，强震部分持续时间约为 26 秒。Kobe 波为 1995 年日本阪神地震中神户海洋气象台记录的强震加速度记录，具有模型的近场地震波的脉冲振动特征，本文中取其南北向的水平向加速度记录作为基岩输入波，该地震波的原始峰值加速度为 0.85g，强震部分持续时间约为 10 s，两条地震波的时

程和对应的傅氏谱分别如图 4 和图 5。在水平基岩上输入地震波时，把两条地震波的峰值加速度分别调整为 0.5，1.0，1.5，2.0，3.0 和 4.0 m/s²，基岩输入地震波持续时间为 30 s。

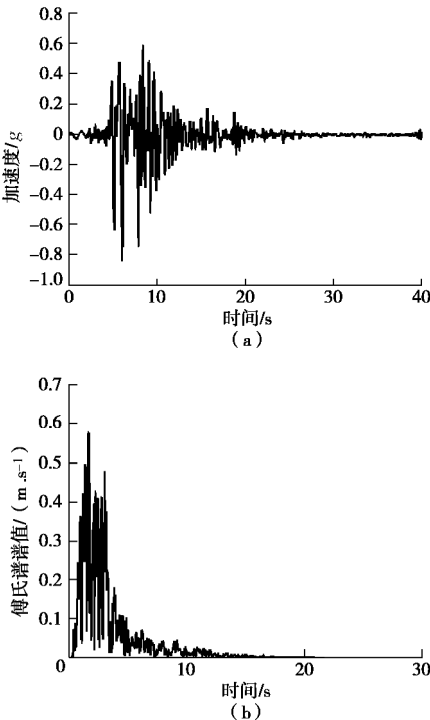


图4 El Centro 波时程及其加速度反应谱

Fig. 4 Time histories and acceleration response spectra of El-Centro wave

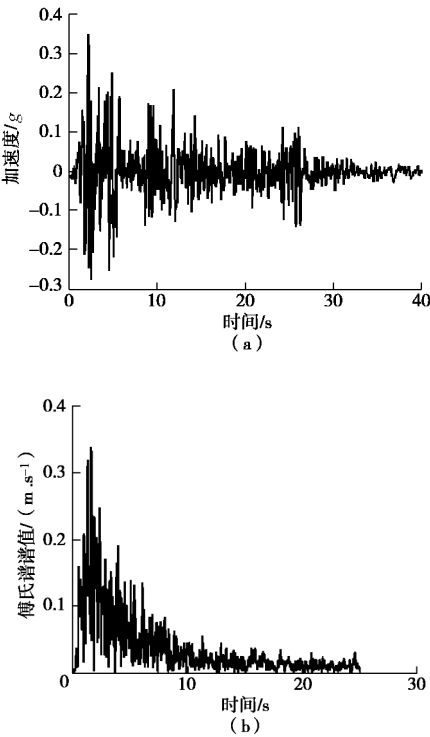


图5 Kobe 波时程及其加速度反应谱

Fig. 5 Time histories and acceleration response spectra of Kobe wave

2 土-地下结构动力相互作用体系位移反应特征

2.1 自由场侧向位移反应特征

在地下结构抗震分析的反应位移法中, 地层位移沿深度变化可假设为余弦函数, 具体数值可由下式求得

$$u(z)=u_{\max} \cdot \cos (\pi z / 2 H) \quad (2)$$

式中 $u(z)$ 为地震时距地表面为 Z 处的的地层变形;
 u_{\max} 为地表与基准面的相对位移最大值, 可由公式

$$u_{\max}=\frac{1}{2} u_{\max}$$

求得, 其中 u_{\max} 为场地地表最大位移,

取值可参照《城市轨道交通结构抗震设计规范》(GB50909—2014) 表 5.2.4.1~表 5.2.4.2; 也可通过动力时程分析计算; z 为地下结构底面距地表面的深度; H 为地表至场地基准面的距离。因此, 图 6 给出了两种不同输入地震波时不同类别场地顶底最大相对位移随场地等效剪切波速的变化趋势线。

据图 6 可以发现, 当基岩输入峰值加速度较小时 ($\leq 0.2 g$), 随着场地等效剪切波速变大, 自由场顶底最大相对位移呈线性减小, 但总体上减小幅度不大。但是, 当基岩输入峰值加速度较大时 ($0.3 g$ 和 $0.4 g$), 同时在场地等效剪切波速较小时, 随着等效波速变大,

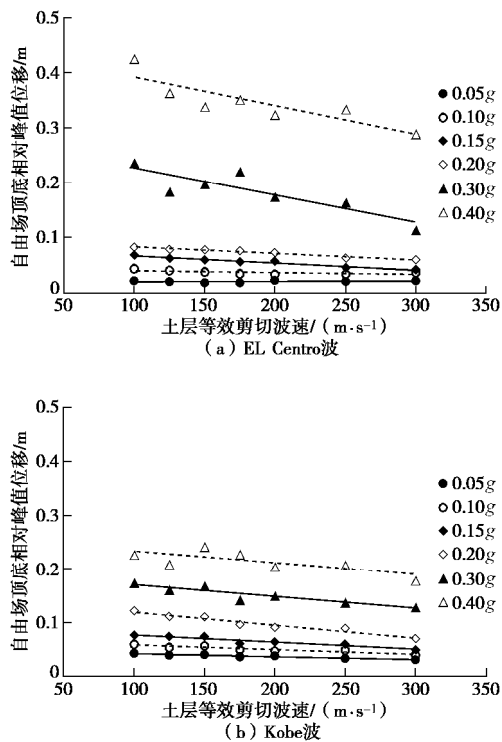


图 6 自由场顶底最大相对位移随等效剪切波速的变化

Fig. 6 Relationship between maximal relative displacement of free site and equivalent shear wave velocity

自由场顶底最大相对位移并非接近线性减小, 而是出现明显的波动。主要原因应为输入地震动较强和场地土体较软时场地的非线性地震反应变得强烈, 使得上述变化规律出现明显的变异, 但总体上随着场地等效波速变大时自由场顶底最大相对位移呈明显的减小趋势。

图 7 给出了两种不同输入地震波时不同类别场地顶底最大相对位移随输入地震动峰值加速度的变化趋势线。由图可知, 同一场地类别条件下, 随着输入地震动峰值加速度的变大, 自由场顶底最大相对位移呈指数增加。同时, 随着输入峰值加速度变大, 场地类别对自由场顶底最大相对位移的影响越明显, 尤其是输入 El Centro 波时, 场地条件变差时自由场顶底最大相对位移随输入峰值加速度变大而加速增长。当输入 Kobe 波时, 场地类别对自由场顶底最大相对位移的影响相对较弱。主要原因应为 El Centro 波为典型的远场地震波, 而 Kobe 波为典型的近场地震波, 在相同的峰值加速度条件下 El Centro 波的强震持时较长, 造成场地的非线性位移反应程度更高。

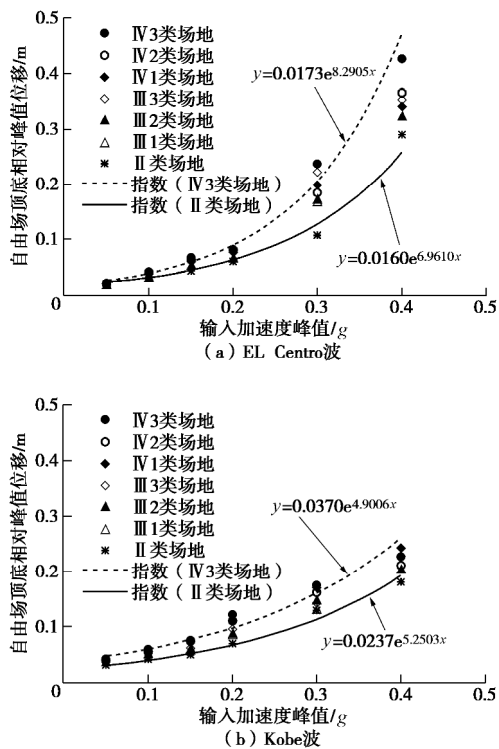


图 7 自由场顶底最大相对位移随输入加速度峰值的变化

Fig. 7 Relationship between maximal relative displacement of free site and input peak acceleration

参照《城市轨道交通结构抗震设计规范》(GB 50909—2014) 表 5.2.4.1~表 5.2.4.2, 可求得 II 类场地自由场顶底最大相对位移如图 8 所示, 同时图中给出了本文求得的 II 类场地自由场顶底最大相对位移与规范建议值的对比。由图可以发现, 当基岩输入加速

度峰值较小时 ($\leq 0.2g$), 本文的计算结果与规范建议值很接近。但是, 当输入加速度峰值较大时, 本文计算结果明显大于规范的建议值, 尤其当输入峰值加速度为 $0.4g$ 的 EL Centro 波时上述差异更为明显, 造成上述差异的原因应为中国现行规范给出的场地位移建议值主要基于土体等效线性模型的一维场地地震效应分析为参考, 而本文采用土体黏弹塑性非线性动力学本构模型的二维场地非线性地震效应分析, 由于该模型对土体非线性大变形特性的描述更为精确^[15], 使得在输入较大地震动时场地的非线性地震反应更为明显, 造成了场地的最大相对位移比规范建议值要大。

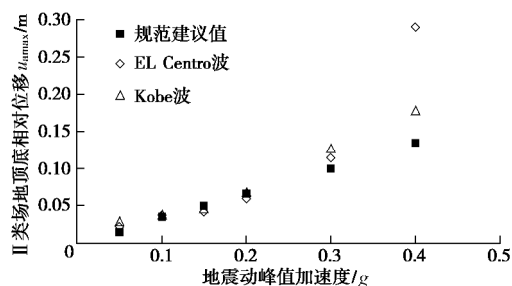


图8 II类场地自由场顶底最大相对位移比较

Fig. 8 Comparison of maximal relative displacements of site classification II

为了进一步分析III类和IV类场地自由场顶底最大相对位移与规范的建议值的大小关系, 图9给出了相对于II类场地的III类和IV类场地自由场顶底最大相对位移调整系数与规范建议值的对比。从图9可以看出, 当基岩输入加速度峰值较小时 ($\leq 0.2g$), 规范建议的III类和IV类场地自由场顶底最大相对位移调整系数基本与本文计算结果一致, 即本文计算所得的调整系数基本接近或小于规范建议值, 即规范建议的调整系数是基本可用的。

但是, 当基岩输入加速度峰值较大时 ($0.3g$ 和 $0.4g$), 规范建议的调整系数明显与本文计算结果存在较大的差异, 当基岩输入加速度峰值为 $0.3g$ 的 EL Centro 波时场地峰值位移调整系数明显大于规范建议值, 当基岩输入加速度峰值为 $0.4g$ 的 EL Centro 波时场地峰值位移调整系数又明显小于规范建议值; 当基岩输入加速度峰值为 $0.3g$ 和 $0.4g$ 的 Kobe 波, 本文计算的场地最大相对位移调整系数均明显小于规范的建议值。造成上述差异的主要原因一方面应为较大输入峰值加速度条件下本文计算的II类场地最大相对位移明显大于规范建议值, 从而导致III类和IV类场地的最大相对位移调整系数明显比规范的建议值偏小; 另一方面, 输入具有明显近场地震动特征的 Kobe 输入时, 在峰值加速度较大的情况下场地最大相对位移明显比

输入具有远场地震动特征的 EL Centro 波时要小 (如图6所示), 因此输入地震动特性对场地最大相对位移的影响还需做进一步的统计分析。

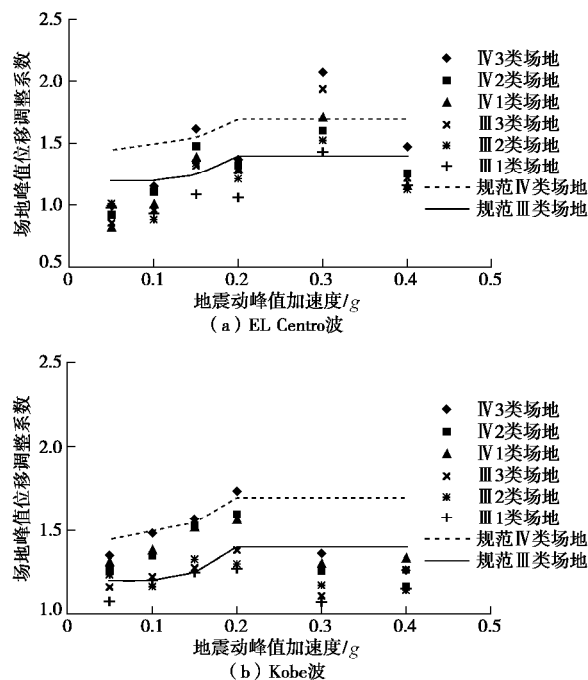


图9 III类和IV类场地自由场顶底最大相对位移调整系数

Fig. 9 Adjustment coefficients of maximal relative displacements for site classification III and IV

2.2 地下结构侧向位移反应特征

图10给出了车站结构顶底最大相对位移随场地等效剪切波速的变化曲线。从图10可以发现, 当基岩输入加速度峰值较小时 ($\leq 0.2g$), 随着输入地震动峰值加速度变大, 车站结构顶底最大相对位移随着场地等效剪切波速增加而减小的速度更快, 即场地类别的影响更为明显。当基岩输入加速度峰值较大时 ($0.3g$ 和 $0.4g$), 虽然车站结构顶底最大相对位移也将随场地等效剪切波速增加而减小, 但是输入地震动峰值加速度的增大对车站结构顶底最大相对位移随场地等效剪切波速增加而减小速度的影响不再明显, 当输入峰值加速度为 $0.4g$ 的 Kobe 波时甚至出现减小速度明显减慢。造成上述现象的主要原因可能为当基岩输入加速度峰值较大时, 场地埋深 20 m 以下土层的变形相对由较大的增加, 进而导致埋深 20 m 范围内土层软硬的变化对车站结构顶底最大相对位移的影响减弱。

为了进一步分析同一场地条件下输入峰值加速度对地下车站结构顶底最大相对位移的影响规律, 图11给出了地下车站结构顶底最大相对位移随输入地震动峰值加速度的变化曲线。由图11可知, 当场地类别为II类时, 车站顶底最大相对位移随输入地震动的峰值加速度变大而呈指数增长。随着场地条件变差, 车站

顶底最大相对位移随输入地震动峰值加速度的变化曲线慢慢由指数增长变化到接近线性增长。

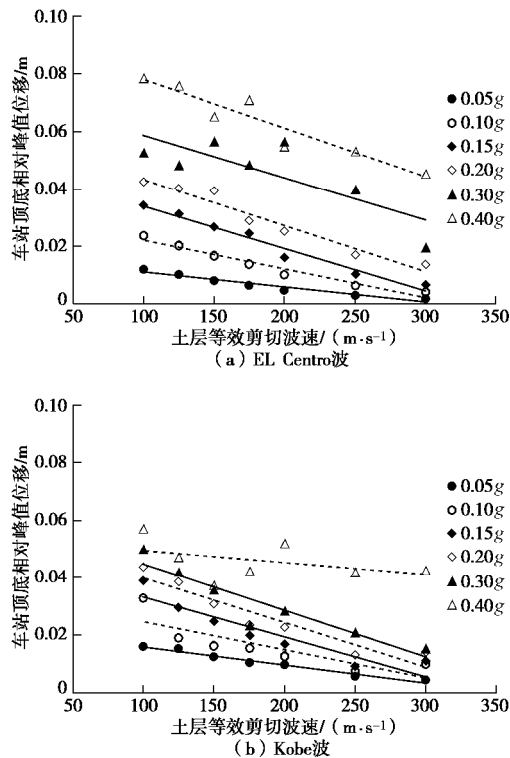


图 10 车站结构顶底最大相对位移随等效剪切波速的变化

Fig. 10 Relationship between maximal relative displacement of underground structures and equivalent shear wave velocity

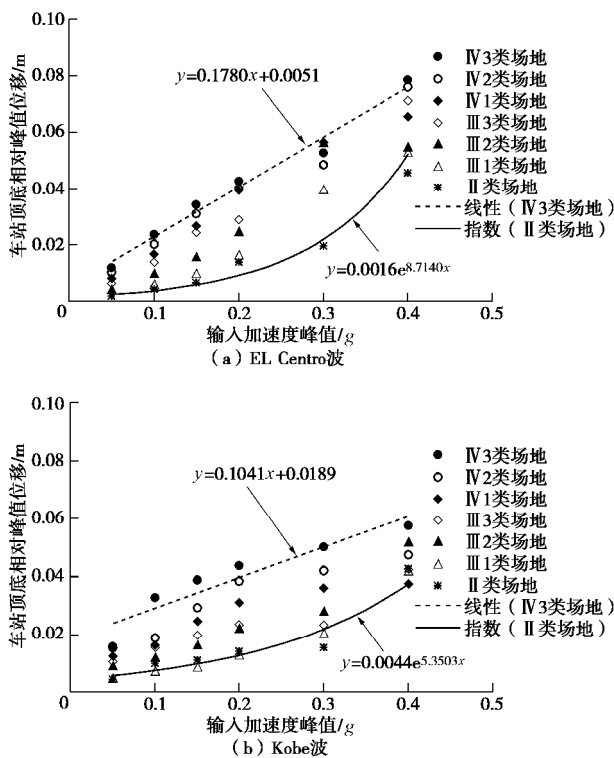


图 11 车站顶底最大相对位移随输入加速度峰值的变化

Fig. 11 Relationship between maximal relative displacement of underground structures and input peak acceleration

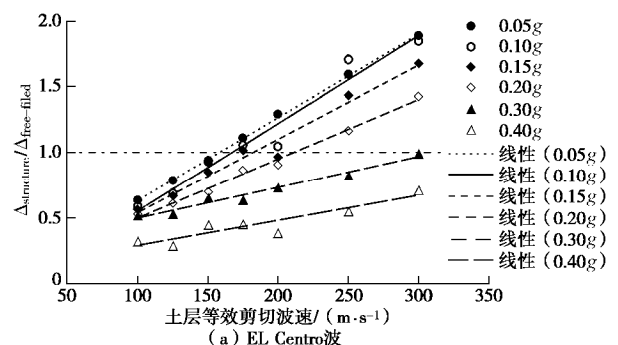
2.3 土与结构相互作用系数

在地下结构抗震分析的柔度系数法中, 考虑了土-结构因刚度比不同而引起的相互协调作用, 将自由场变形乘以土-结构相互作用系数作为地下结构在地震作用下的变形, 再采用文献[7]的加载方式计算结构内力反应。土-结构相互作用系数法的原理可以表示为

$$\Delta_{\text{structure}} = b \Delta_{\text{free-field}}, \quad (3)$$

式中, $\Delta_{\text{structure}}$ 为地震作用下地下结构的变形, $\Delta_{\text{free-field}}$ 为地震作用下自由场中地下结构位置等代同尺寸块体土单元的变形, b 为土-结构相互作用系数。当 $b > 1$ 时, 可以认为地下结构的动力变形受到周围土体变形的约束, 对地下结构的抗震起到一定的有利作用; 而当 $b < 1$ 时, 可以认为地下结构周围土体变形过大, 将“推着”地下结构产生变形, 对地下结构的抗震起到一定的不利作用。

综上所述, 图 12 首先给出了土-结构相互作用系数随场地等效剪切波速的变化曲线。从图 12 可知, 当基岩输入加速度峰值较大时 (0.3g 和 0.4g), 无论场地为本文考虑的何种类别, 地下结构的顶底最大相对位移均小于场地等效单元的顶底最大相对位移 ($b < 1$), 即为地下结构侧向土体“推着”地下结构产生变形。同时, 当场地条件较差时和输入峰值加速度较大时, 也都会出现地下结构侧向土体“推着”地下结构产生变形的现象。反之, 将会出现地下结构的顶底最大相对位移大于等效土体单元的顶底最大相对位移, 出现地下结构侧向最大变形受周围土体约束的现象。总体来看, 输入具有远场地震动特征的 EL Centro 波时, 在场地等效剪切波速较大时土-结构相互作用系数明显比输入具有明显近场地震动特征的 Kobe 时对应工况的计算值要大, 说明输入地震动特性对土-结构相互作用系数的影响明显。同时, 随着输入 EL Centro 波峰值加速度变小, 场地等效剪切波速的变化对土-结构相互作用系数的影响更大, 而当输入 Kobe 波上述影响规律不明显。



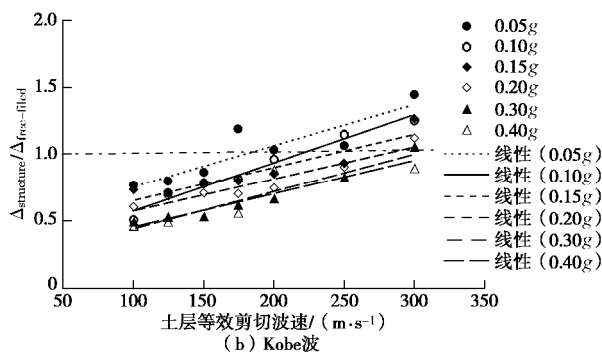
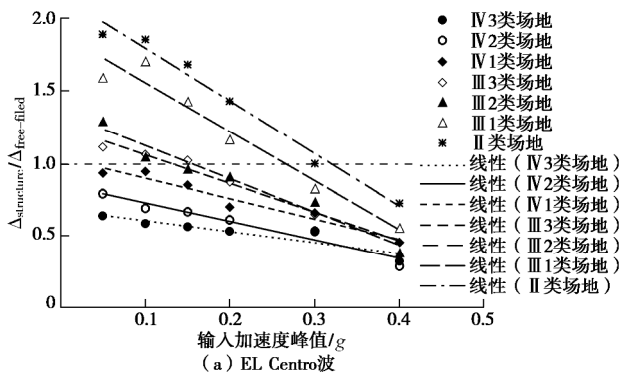


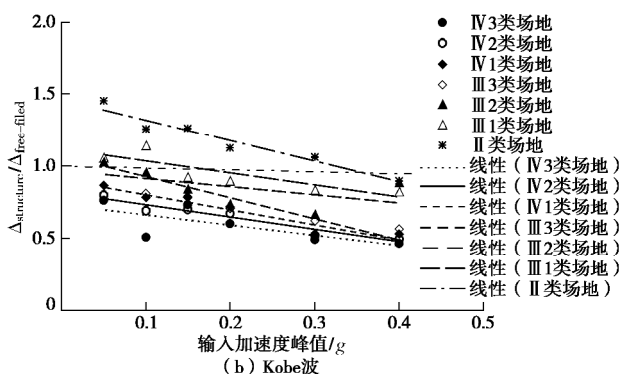
图 12 土-结构相互作用系数随场地等效剪切波速的变化

Fig. 12 Relationship between soil-structure interaction coefficients and equivalent shear wave velocity

图 13 给出了土-结构相互作用系数随输入地震动峰值加速度的变化曲线。从图 13 可知,当场地类别为 IV 类时,即使输入地震动峰值加速度为最小值 0.5g 时,地下结构顶底的最大相对位移均已小于场地等效单元的顶底最大相对位移 ($b < 1$);当场地类别为 III 类时,基岩输入加速度峰值较大时 (0.3g 和 0.4g) 也将出现土与结构相互作用系数小于 1 的情况。总体来看,输入具有远场地震动特征的 EL Centro 波时峰值加速度对土-结构相互作用系数的影响更大。总体来看,随着场地条件变好,输入地震动峰值加速度对土-结构相互作用系数的影响更大。



(a) EL Centro 波



(b) Kobe 波

图 13 土-结构相互作用系数随输入峰值加速度的变化

Fig. 13 Relationship between soil-structure interaction coefficients and input peak acceleration

3 结 论

现有地下结构抗震分析的反应位移法和柔度系数法等都是基于简单小尺寸地下结构为研究对象而建立的, 该方法是否适用于现行大型地铁地下结构的抗震分析还未经过有效地验证。鉴于此, 本文设计了不同场地类别和不同输入地震动强度组合的 84 个数值计算工况, 建立了土-地铁地下车站结构非线性动力相互作用的整体有限分析模型, 分析了场地类别和输入地震动强度等对土-地铁地下车站结构相互作用体系变形特征的影响规律, 得出的主要结论如下:

(1) 本文基本土体黏弹塑性非线性动力本构模型所得的 II 类场地顶底最大相对位移在输入地震动较小时与规范建议值比较接近。同时, III 类和 IV 类场地的调整系数也都接近于或小于规范的建议值, 即用规范建议的场地最大相对位移和场地类别调整系数是基本可行的。总体来看, 随着输入地震动峰值加速度的变大, 同一场地类别条件下自由场顶底最大相对位移呈指数增加, 场地类别对自由场顶底最大相对位移的影响越明显。

(2) 当输入地震动峰值加速度较大时, 规范建议的 II 类场地顶底最大相对位移明显小于本文的计算结果。同时, III 类和 IV 类场地的调整系数也与本文计算结果差别较大, 主要原因应为规范给出的场地最大相对位移时可能对土体非线性大变形特性的估计不足。

(3) 当基岩输入加速度峰值较小时, 随着输入地震动峰值加速度变大, 场地类别对地下车站结构顶底最大相对位移的影响更为明显。同时, 随着场地条件变差, 车站顶底最大相对位移随输入地震动峰值加速度增加的变化曲线慢慢由指数增长变到接近于线性增长。

(4) 当基岩输入加速度峰值较大时 (0.3g 和 0.4g), 无论场地为本文考虑的何种类别, 本文计算所得土与结构相互作用系数均小于 1, 即为大地震中地下结构侧向土体将“推着”地下结构产生最大相对变形; 当场地类别为 IV 类时, 输入很小的地震动峰值加速度条件下就出现本文计算所得土与结构相互作用系数小于 1, 即也为大地震中地下结构侧向土体将“推着”地下结构产生最大相对变形。上述现象也都说明地铁地下结构周围土层的大变形将对地下结构抗震造成不利的影响。

(5) 当场地条件较好时和输入地震动峰值加速度较小时, 将会出现土与结构相互作用系数均大于 1, 即为地震中地下结构的侧向大变形将受到周围土体的约束作用, 这也说明此种情况下周围土体的存在对地

下结构的抗震是有利的。

参考文献:

- [1] OKAMOTO S, TAMURA C, KATO K, et al. Behaviors of submerged tunnels during earthquakes[C]// Proceedings of the Fifth World Conference on Earthquake Engineering. Rome, 1973.
- [2] 川岛一彦. 地下结构の耐震设计[M]. 茨城: 鹿岛出版社, 1994. (Kawashima Kazuhiko. Aseismic design of underground structure[M]. Ibaragi: Kajima Institute Publishing Co. Ltd, 1994. (in Japanese))
- [3] ZHUANG Hai-yang, HU Zhong-hua, WANG Xue-jian, et al. Seismic responses of a large underground structure in liquefied soils by FEM numerical modeling[J]. Bulletin of Earthquake Engineering, 2015, **13**(12): 3645 - 3668.
- [4] ZHUANG Hai-yang, HU Zhong-hua, CHEN Guo-xing. Numerical modeling on the seismic responses of a large underground structure in soft ground[J]. Journal of Vibroengineering, 2015, **17**(2): 802 - 815.
- [5] 杨林德, 王国波, 郑永来, 等. 地铁车站接头结构振动台模型实验及地震响应的三维数值模拟[J]. 岩土工程学报, 2007, **29**(12): 1892 - 1898. (YANG Lin-de, WANG Guo-bo, ZHENG Yong-lai, et al. Shaking table tests on subway station joint structure and 3D numerical simulation of seismic response[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, **29**(12): 1892 - 1898. (in Chinese))
- [6] 刘晶波, 王文晖, 赵冬冬, 等. 复杂断面地下结构地震反应分析的整体式反应位移法[J]. 土木工程学报, 2014, **47**(1): 134 - 142. (LIU Jing-bo, WANG Wen-hui, ZHAO Dong-dong, et al. Integral response deformation method in seismic analysis of complex section underground structures[J]. China Civil Engineering Journal, 2014, **47**(1): 134 - 142. (in Chinese))
- [7] KAWASHIMA K. Seismic design of underground structures in soft ground, a review[C]// Proceedings of the International Symposium on Tunneling in Difficult Ground Conditions. Tokyo, 1999.
- [8] SHUKLA D K, RIZZO P C, STEPHENSON D E. Earthquake load analysis of tunnels and shafts[C]// Proceedings of the Symposium on Rock Mechanics 21st, Rock Mechanics: A State of the Art, University of Missouri. Rolla, 1980.
- [9] 庄海洋, 陈国兴, 朱定华. 土体动力黏塑性记忆型嵌套面本构模型及其验证[J]. 岩土工程学报, 2006, **28**(10): 1267 - 1272. (ZHUANG Hai-yang, CHEN Guo-xing, ZHU Ding-hua. The dynamic visco-plastic memorial nested yield surface model of soil and its verification[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, **28**(10): 1267 - 1272. (in Chinese))
- [10] 庄海洋, 陈国兴. 对土体动力黏塑性记忆型嵌套面模型的改进[J]. 岩土力学, 2009, **30**(1): 118 - 122. (ZHUANG Hai-yang, CHEN Guo-xing. Further analysis on the dynamic viscous-plastic memorial nested yield surface model of soil[J]. Rock Mechanics, 2009, **30**(1): 118 - 122. (in Chinese))
- [11] LEE J, FENVES G L. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures[J]. Journal of Engineering Mechanics, 1998, **124**(4): 892 - 900.
- [12] LUBLINER J, OLIVER J, OLLER S, et al. A plastic-damage model for concrete[J]. International Journal of Solids and Structures, 1989, **25**(3): 299 - 326.
- [13] 楼梦麟, 王文剑, 朱彤. 土-结构体系振动台模型试验中土层边界影响问题[J]. 地震工程与工程振动, 2000, **20**(2): 30 - 36. (LOU Meng-lin, WANG Wen-jian, ZHU Tong. Soil lateral boundary effect in shaking table model test of soil-structure system[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2000, **20**(2): 30 - 36. (in Chinese))
- [14] BS 5975:2008 + A1 2011 Code of practice for temporary works procedures and the permissible stress design of falsework[S]. 2011.
- [15] 庄海洋. 土-地下结构非线性动力相互作用及其大型振动台模型试验研究[D]. 南京: 南京工业大学, 2016. (ZHUANG Hai-yang. Study on nonlinear dynamic soil-underground structure interaction and its large-size shaking table test[D]. Nanjing: Nanjing Tech University, 2006. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201710003

高液限膨胀性黏土基桩工作性状的离心机试验研究

杨 军¹, 张大峰¹, 李连友², 沈兆普²

(1. 清华大学土木工程安全与耐久教育部重点实验室, 北京 100084; 2. 中国路桥工程有限责任公司, 北京 100011)

摘 要: 通过离心机试验研究高液限强膨胀性黑棉土地基中 4 根模型基桩在浸水条件下桩头位移和桩身轴力的变化规律, 考虑的影响因素包括桩长、桩头荷载以及是否采用隔胀措施。通过自主设计制作离心机内降雨装置和模型土层中的渗流通道实现黑棉土地基浸水条件。试验发现, 黑棉土浸水后对桩身轴力的影响分为两阶段: 前期土体刚度降低阶段, 黑棉土遇水刚度降低后能提供的摩阻力明显降低, 使得桩身轴力增大; 后期胀拔阶段: 黑棉土遇水膨胀隆起, 对桩基产生向上的胀拔力, 桩身轴力减小。此外, 浸水引起的桩头位移变化与桩顶受荷情况密切相关: 未受荷桩发生上拔位移, 而荷载为 625 kN 的桩发生沉降位移。在桩周采取隔胀措施可以削弱甚至消除黑棉土变形对桩基的不利影响。

关键词: 黑棉土; 膨胀土; 基桩; 离心机; 浸水

中图分类号: TU437.1; TU443

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)10-1770-07

作者简介: 杨 军(1974-), 男, 博士, 副研究员, 博士生导师, 从事地下工程方面的教学和科研工作。E-mail: junyang@tsinghua.edu.cn。

Centrifuge modelling of working performance of foundation pile embedded in expansive clay with high liquid limit

YANG Jun¹, ZHANG Da-feng¹, LI Lian-you², SHEN Zhao-pu²

(1. Key Laboratory of Civil Engineering Safety and Durability of Ministry of Education, Beijing 100084, China; 2. China Road and Bridge Corporation, Beijing 100011)

Abstract: The centrifuge tests are carried out to study the change of displacements of pile head and axial forces of four single piles embedded in strong expansive black cotton soil with high liquid limit after being submerged considering the influences of pile length, pile head load and expansion isolation measures. The self-developed rainfall facility in the centrifuge and the artificial seepage path in the model stratum control the submerging condition of the black cotton soil foundation. It is found that the effects of rainfall condition on the axial forces of piles can be divided into two phases. In the first softening phase, the wetted expansive soil provides less friction resistance, which increases the axial forces of piles. And in the second expansion draft phase, the swelling uplift of expansive soil produces more friction resistance and the axial forces of piles decrease. In addition, the displacement of pile head caused by the submerging is closely related to its load. Under rainfall conditions, the pile without load is uplifted, while the pile with load of 625 kN settles. Taking expansion isolation measures around the pile body will decrease or even eliminate the negative effects of expansive soil deformation on pile foundations.

Key words: black cotton soil; expansive soil; foundation pile; centrifuge; submerging

0 引 言

黑棉土是一种广泛分布在中东非和印度等地的特殊的高液限强膨胀土, 具有遇水膨胀、失水收缩的性质, 因外表呈黑色、适宜种植棉花而得名^[1-2]。在旱雨季交替时, 膨胀土地基将发生较大的不均匀变形, 易导致建筑物破坏, 道路裂缝以及边坡失稳等工程问题, 比多数的自然灾害(洪水和地震)更为普遍和严峻^[3]。郑健龙等^[4]指出, 中国约有超过 3 亿人口生活在膨胀土地区, 包括云南、贵州、广西等 20 多个省, 每年因膨胀土造成的经济损失估计达数百亿。

黑棉土的工程性质较差, 表现出的低承载力、低渗透性和强胀缩性^[5]使得桩基成为有效的处理深厚黑棉土主要方式, 可以将建筑和道路荷载传递至较深的非膨胀土或岩石持力层, 有效减少膨胀土变形下结构物的位移。膨胀土地基中桩的工作性状相当复杂: 吸水膨胀时, 桩受到胀拔力; 失水收缩时, 土体作用在桩周的水平压力降低甚至脱离, 使得桩体丧失部分或

基金项目: 国家重点基础研究发展计划项目(2014CB047003)

收稿日期: 2016-07-08

者全部侧摩阻力和端承力^[6]。中国是世界上较深入研究并在膨胀土地区成功使用桩基础的国家,《膨胀土地区建筑技术规范》已规定相应的设计方法、现场试验方法和施工措施,考虑了桩周土胀缩变形对其承载力的不利影响^[7]。Nelson 等给出了以有限元为基础的能考虑较复杂条件下膨胀土中的桩基设计方法^[8],但现场和模型试验仍然无可替代。

1967 年,Donaldson^[9]在南非膨胀土地区开展现场试验,发现土体膨胀对直径 23 cm 桩产生 80 kN 拉力。2008 年,王年香等^[10]开展模型试验,测定研究了土体浸水时胀拔力、桩头上拔量 and 中性点位置等的变化规律。2012 年,吴志伟等^[11]在老挝开展现场试验,发现膨胀土浸水产生的地表隆起达到 8 mm 时,桩被抬升 0.66 mm,并产生 0.2 MPa 附加拉应力。谢立安^[12]和 Xiao 等^[13]学者开展大量试验,深入研究了膨胀土地基中单桩行为,揭示浸水条件下膨胀土地基中桩-土的荷载传递规律。刘涛等^[14]还开展了吸湿环境下膨胀土与桩接触面强度特性试验研究。但上述试验一般无对照组,桩顶荷载为零,无法分析桩长、荷载大小等因素的影响。而且常重力条件下室内试验膨胀土常处于较低的应力,表现出比实际更大的膨胀性质。这些因素均将对试验分析和试验结论产生影响。

离心机试验基于应力一致的原则,可以减小模型尺寸,并缩短试验时间,是岩土工程中较为成熟和可靠的试验手段^[15],本文在离心机中设计膨胀土地基模型,研究浸水条件下桩头位移和桩基轴力的变化规律,测试了 4 根单桩,研究参数包括桩长、桩头荷载和是否采用隔胀措施。有助于理解浸水对黑棉土中基桩工作性能的负面影响以及采用隔胀措施的有效性。

1 试验设计

1.1 离心机相似关系

本试验采用清华大学 TH-50 g-t 土工离心机,规格为 50 g-t,最大加速度为 250g,最大模型质量为 0.5 t,有效半径 2 m。试验中加速度采用 50g,相似关系如表 1,试验模型尺寸为原型的 1/50,试验时间缩短为原型的 1/2500。

1.2 试验用膨胀土

试验用黑棉土取自非洲肯尼亚内罗毕南环项目,自由膨胀率达 173%,塑限 44.8%,液限 112.7%,塑性指数 67.9,是一种高液限膨胀性黏土。在含水率为 19.5%,密度为 1.48 g/cm³ 时,该膨胀土无荷载膨胀率达到 36%,膨胀力为 300 kPa。

采用重塑手段,将原状膨胀土充分烘干、粉碎,过 1 mm 筛,并喷洒纯净水将含水率配置为 23.0%。

表 1 离心机试验相似关系

Table 1 Similarity relations for centrifuge tests		
物理量	模型/原型	试验取值
长度、位移	1/ <i>n</i>	1/50
加速度	<i>n</i>	50
弹性模量	1	1
应力、应变	1	1
时间(固结)	1/ <i>n</i> ²	1/2500
时间(渗流)	1/ <i>n</i> ²	1/2500

1.3 桩基设计

试验中共设置 4 根桩:基准桩、无荷载桩、短桩和隔胀桩,桩的详细信息如表 2。

基准组桩长 200 mm,直径 19 mm,等效为原型长度为 10 m,直径为 0.95 m。参考文献[16]计算桩基承载力,砂土侧摩阻和端阻分别取为 30 kPa 和 1000 kPa,膨胀土侧摩阻取为 30 kPa。原型桩的承载力为 1600 kN,换算为模型桩的承载力 640 N,若不考虑膨胀土范围内的摩阻力,模型桩的承载力为 460 N。

$$Q = u \sum q_s l + q_p A = 1600 \text{ kN} \quad (1)$$

表 2 模型桩信息汇总表

Table 2 Summary of model piles						
组别	名称	桩长 /mm	桩径 /mm	桩荷载 /N	隔胀	备注
第一组	基准桩	200	19	250	无	基准桩
	无荷载桩	200	19	0	无	改变压重
第二组	短桩	120	19	250	无	改变桩长
	隔胀桩	200	19	250	有	隔胀措施

注:①隔胀措施指使用塑料套管使桩-土脱开,如图 1;②桩长值指埋入土体部分的长度,为安装测量设备需要,桩头高出土体表面 100 mm。

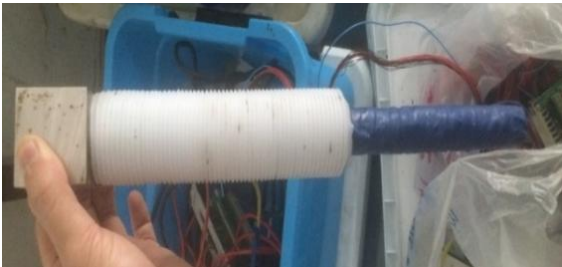


图 1 采用大直径套管实现隔胀

Fig. 1 Separating pile from surrounding soil by larger-diameter casing

模型桩直径为 19 mm,与混凝土的骨料粒径相当。基于加工方便、等效性好原则,模型桩采用不锈钢管制作。钢材弹性模量 200 GPa,原型桩为 C30 混凝土,弹性模量为 30 GPa。为保证截面抗压刚度 *EA* 不变,钢管壁厚度 *t* 通过式(2)计算为 0.74 mm,本试验中使用现有钢管型号,直径 19 mm,壁厚 0.8 mm。

$$t = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{E_c}{E_s}}\right) \frac{d}{2} \approx 0.74 \text{ mm} \quad (2)$$

在桩外表面粘贴应变片测量桩身应变, 同一深度对称位置各布置一片 (减少测试误差并消除桩身弯矩影响), 每对应变片距离 40 mm。长度 200 mm 桩共布置 6 对应变片, 布置位置为深 190, 150, 110, 70, 30 mm 及高出地表 10 mm; 长度 120 mm 桩共布置 4 对应变片, 布置位置为深 110, 70, 30 mm 及高出地表 10 mm。高出地表的应变片在离心机运转稳定后轴力保持不变, 在试验中作为补偿片。粘贴好应变片后, 用 302 胶水、防水胶带和绝缘胶带对模型桩作封闭处理, 防止试验过程中雨水渗入导致应变片失效。

1.4 模型设计

如图 2 所示, 共完成两组模型箱试验, 每组模型箱中设置两根模型桩。土体分为两层, 上层膨胀土厚度为 110 mm, 密度控制为 1.35 g/cm^3 , 含水率 23%; 下层砂土厚度为 190 mm, 密度控制为 1.70 g/cm^3 , 采用分层击实方法制作模型。

重塑膨胀土的渗透系数极低, 为了模拟现实中存在的裂隙, 加快雨水渗入, 设置两层水平砂层 (每层 10 mm 厚) 和竖向砂井, 将膨胀土分为 3 层, 每层厚度为 30 mm。降雨后雨水先浸湿表面膨胀土, 同时沿竖向砂井进入水平砂层, 并通过多个渗透面向膨胀土内部渗透, 实现浸湿深度与工程实际接近。

本试验中模型桩的直径 d 为 19 mm, 离模型箱长边 90.5 mm, 约 $4.5d$; 距模型箱短边 140.5 mm, 约 $7d$; 两模型桩间距为 300 mm, 大于 15 倍桩径。试验中桩受模型边界和相邻桩影响很小, 可以认为是单桩条件。

1.5 浸水设计

内罗毕一年有两次雨季, 三月到五月的长雨季和十月到十二月的短雨季。雨季每月降雨超过 20 d, 日降雨量最高达 100 mm, 等效至离心机模型中降雨强度为 3.9 mm/min 。

采用自主设计制作的离心机降雨装置 (如图 3) 实现离心机运转过程中的降雨控制。该降雨装置通过电磁阀控制水流开闭, 并使用水箱加压系统控制降雨速度。降雨装置上安装 3 个相同的喷头, 每个喷头喷洒区域为 $200 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}$, 喷洒强度取为日最大降雨强度的一半, 即 2 mm/min 。

在离心机运转稳定后, 接通外置电源打开电磁阀, 并对水箱施加 0.25 MPa 压力, 形成降雨。降雨持续 30 min (原型时间为 52 d) 后, 关闭电磁阀继续运转 25 min (对应原型时间为 43 d), 见图 4。

2 浸水条件下的基桩工作性状分析

开展两组离心机试验, 通过埋置土压力盒、位移

传感器和应变片等 (图 2), 测定了地表位移、膨胀土的水平应力、桩头位移和桩身轴力等物理量, 以下为试验结果和分析。

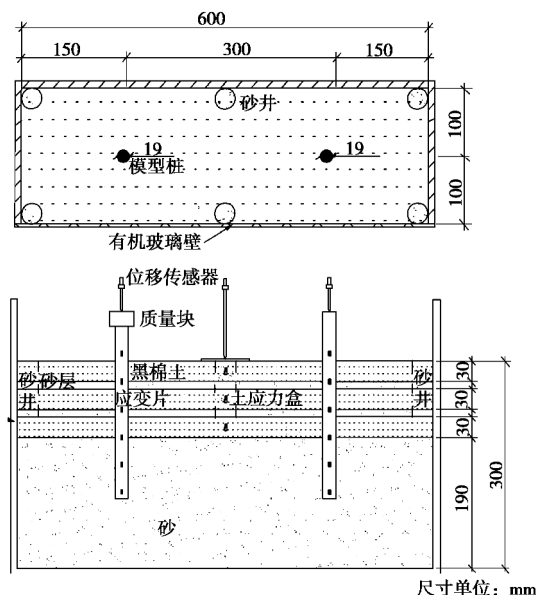


图 2 试验模型设计

Fig. 2 Design of centrifuge test model



图 3 自主设计制作的降雨装置

Fig. 3 Self-developed rainfall control facility



图 4 制作完成的模型顶面和侧面

Fig. 4 Top and side views of completed model

2.1 地表位移

图 5 为不同的分级加速度下, 两组离心机试验的地表沉降曲线; 图 6 为降雨过程中两组试验的地表隆起位移曲线。离心机加速过程中地表沉降约 160 mm, 每 10g 产生的地表沉降约为 33 mm; 降雨过程中土体隆起约 150 mm。

膨胀土渗透系数极低, 雨水入渗慢, 试验中形成了地表积水, 在停雨后水的入渗和土体膨胀仍继续发展。降雨 52 d 时, 土体隆起约为 100 mm, 而在停雨

后的 40 d 里, 土体表面的隆起量也超过 50 mm。

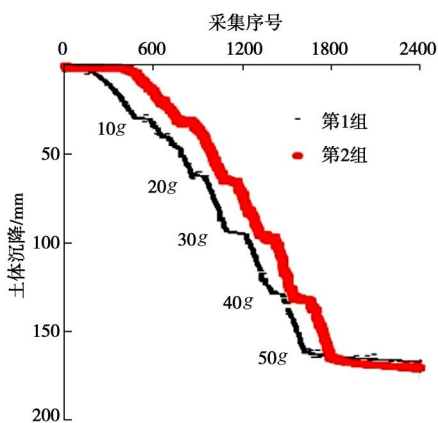


图 5 离心机加速过程中地表位移曲线
Fig. 5 Surface settlements during acceleration

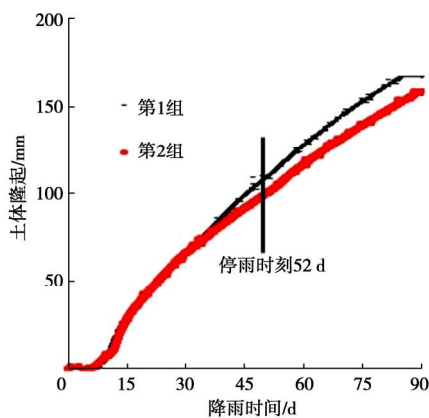


图 6 降雨过程中地表位移曲线
Fig. 6 Surface heaves during rainfall

两组离心机试验的曲线趋势几乎相同, 说明试验条件基本一致, 4 根模型桩的行为具有可比性。

2.2 膨胀土水平应力

通过埋设土压力盒, 测量不同深度的膨胀土水平应力变化。第 1 组试验在 3 m 和 5 m 深度各埋置一枚土压力盒, 第 2 组试验在 1 m 和 3 m 深度各埋置两枚土压力盒。降雨过程中水平应力变化如图 7 所示。

随着雨水的入渗, 膨胀土发生体积膨胀, 在侧限条件下, 水平方向的膨胀受到约束, 水平应力增大。1 m 处的浅部膨胀土水平应力增大最为明显, 超过 50 kPa; 在稍深的 3 m 深度, 膨胀土的水平应力也增加了 30 kPa 以上; 由于雨水未渗入至 5 m 深度的膨胀土中, 该处土体的水平应力变化不大。

2.3 桩头位移

离心加速过程中, 4 根模型桩沉降不断增加, 如图 8 所示。在 50g 条件下, 基准桩发生 42.4 mm 的沉降; 无荷载桩的沉降为 28.9 mm, 仅为基准桩的 68%; 隔胀桩的沉降有所增加, 为 50.5 mm; 短桩的沉降最大, 达到 71.0 mm, 比基准桩大 67.4%。

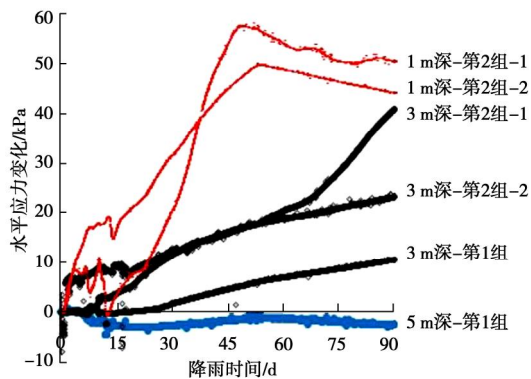


图 7 降雨过程中土体水平应力曲线
Fig. 7 Horizontal stresses of soil during rainfall

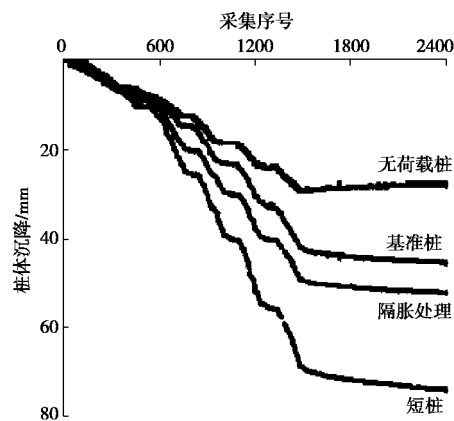


图 8 离心机加速过程中桩头位移曲线
Fig. 8 Settlements of pile head during acceleration

图 9 为降雨过程中 4 根模型桩的沉降发展曲线。由于桩周土层在雨水自重的作用下整体被压缩, 4 根桩均沉降增加。基准桩发生的沉降最大, 达到 27.1 mm; 其次为隔胀处理, 为 12.3 mm; 短桩发生 7.7 mm 的沉降, 不到基准桩的 1/3; 无荷载桩的沉降最小, 仅为 1.8 mm, 且在停雨后桩被明显上拔。

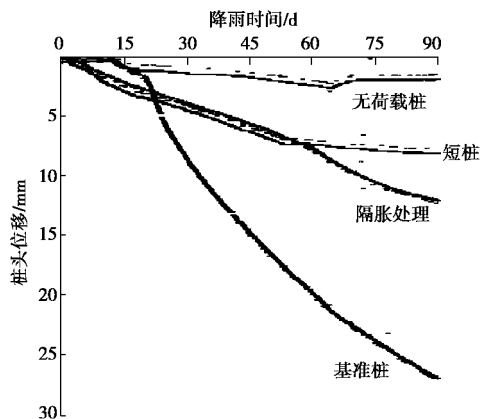


图 9 降雨过程中桩头位移曲线
Fig. 9 Settlements of pile head during rainfall

从图 10 可以看出, 浸水条件下不同荷载作用下桩位移变化规律不同。荷载为 625 kN 的基准桩则由于土体弱化, 发生 14.8 mm 的沉降, 而无荷载桩受到土体

胀拔作用, 发生较大的上拔位移, 达到 10.5 mm。荷载较大即便膨胀土浸水时, 桩仍然发生沉降, 这在文献中较少报道。短桩大部分锚固在膨胀土里, 在浸水过程中发生 4.0 mm 的上拔位移。

产生桩位移主要因素有: 膨胀土浸水后摩阻力变化、雨水自重造成土体压缩等。为了分析膨胀土浸水的影响, 需要将次要因素的影响分离。本文将膨胀桩作为对照组, 认为其不受膨胀土浸水摩阻力变化的影响, 用图 9 中基准桩、无荷载桩和短桩的沉降数据均扣除隔胀桩的沉降, 得到桩头位移曲线如图 10 所示。

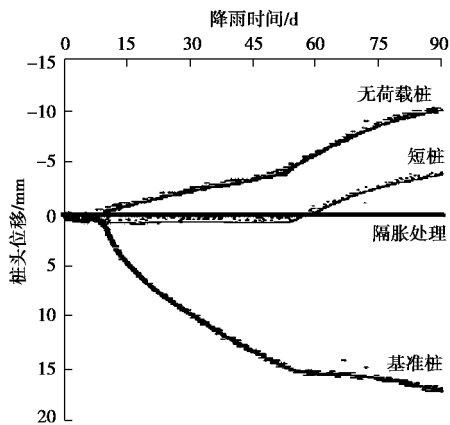


图 10 膨胀土浸水对桩头位移的影响

Fig. 10 Effects of submerging expansive soil on displacements of pile head

2.4 桩身轴力

在浸水过程中, 桩身应变均呈现出先增大后减小

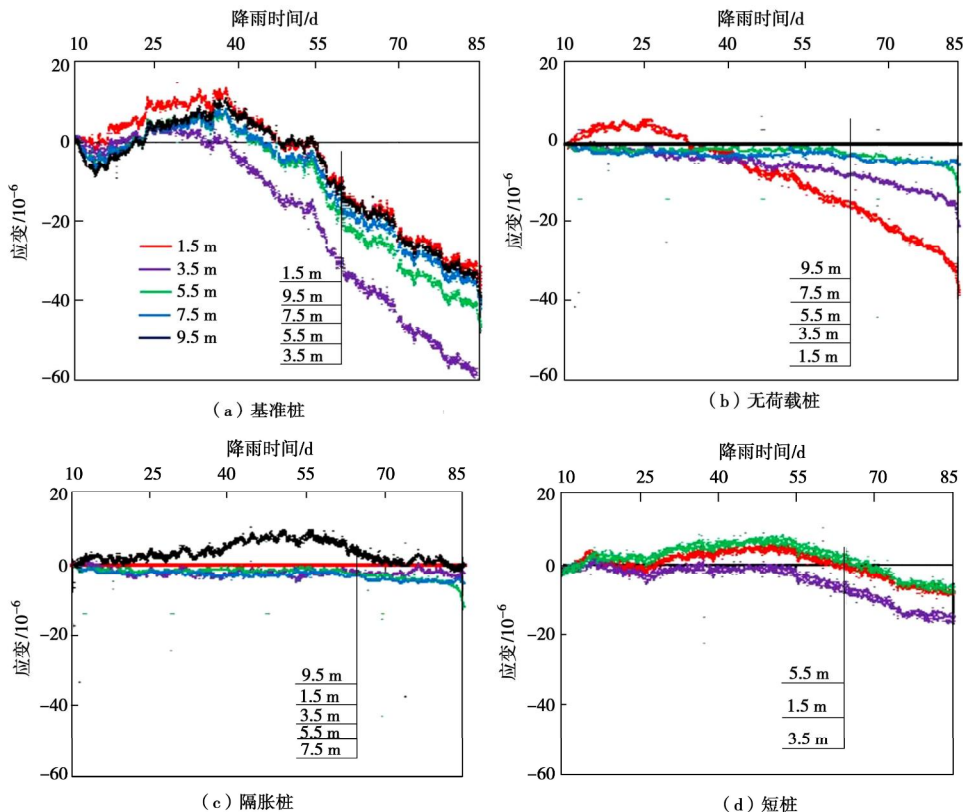


图 11 降雨过程模型桩在不同深度的应变曲线

Fig. 11 Strains of piles at different depths during rainfall

的变化趋势, 如图 11 所示。因此将桩的轴力发展分为前期土体刚度降低和后期胀拔两个阶段。前期的土体刚度降低阶段: 膨胀土浸水后发生刚度降低, 提供的摩阻力降低, 桩身轴力和轴应变增加。后期的胀拔阶段: 膨胀土浸水隆起产生胀拔作用, 并由于下层土的锚固作用, 在桩的内部形成附加拉力, 桩身轴力和轴应变减小。

对于桩长 10 m、荷载 625 kN 的基准桩, 初期土体刚度降低阶段产生的轴向应变达 13×10^{-6} , 并在降雨 33 d 进入后期的胀拔阶段, 应变减小至 -60×10^{-6} 。

对于无荷载桩, 初期土体刚度降低阶段引起轴向应变相比基准桩较小, 仅为 4×10^{-6} , 并在降雨 18 d 进入后期的胀拔阶段, 相比基准桩提前 15 d。胀拔阶段无荷载桩的应变变为 -35×10^{-6} 。

对于 6 m 短桩, 初期土体刚度降低阶段产生的轴向应变为 7×10^{-6} , 并在降雨 48 d 进入后期的胀拔阶段, 相比基准桩推后 15 d。胀拔阶段短桩的应变减小为 -16×10^{-6} 。

对于隔胀桩, 浸水引起的应变变化很小, 在 9.5 m 深度变化不到 10×10^{-6} , 其他位置变化基本变化为 0。

模型桩刚度为 9.1 GPa, 由此可以得到在降雨 30 d、52 d (停雨时刻) 和 85 d 时模型桩的轴力分布曲线, 如图 12 所示。在降雨 85 d 时刻, 4 根模型桩的附加轴力为拉力, 且均呈现出中间大、两头小的趋势。

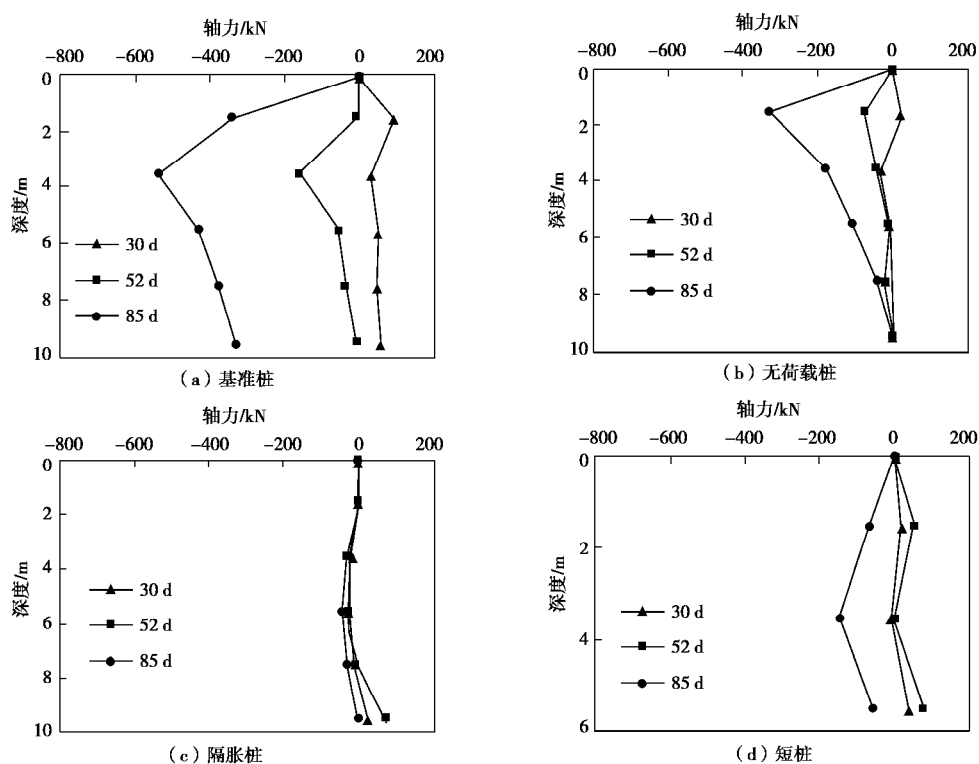


图 12 不同降雨时间模型桩的轴力分布曲线

Fig. 12 Distribution of axial forces of piles at different rainfall time

浸水后膨胀土膨胀隆起,对桩形成向上的胀拔力,桩的轴向拉力随深度不断增加;深层土体对桩产生锚固作用,阻止桩的上拔,形成向下的摩阻力,桩的轴向拉力随深度不断减小,由此形成中间大、两头小的典型轴力分布模式。这种分布模式在理论和试验^[13,17]中均得到了验证。

浸水引起基准桩的轴力变化最大达-540 kN,对应的深度为 3.5 m。无荷载桩由于发生了较大的上拔位移,与膨胀土的相对位移较小,胀拔力较小,最大为-330 kN,对应深度为 1.5 m。短桩与无荷载桩相似,较大的上拔位移使得膨胀土胀拔提供的胀拔力较小,仅为-150 kN,对应深度为 3 m。

隔胀桩在 30 d、52 d 和 85 d 的轴力变化小于 100 kN,表明在膨胀土地基中采用桩基隔胀措施,可以很好地消除浸水的影响,建议在工程中采用。

3 结 论

- (1) 膨胀土浸水膨胀将导致土体的水平应力增加,试验中 1 m 深度处水平应力增加超过 50 kPa,而 3 m 深度达到 30 kPa。
- (2) 浸水条件下,桩头位移变化与桩顶荷载密切相关:试验中无荷载桩产生 10.5 mm 的上拔位移,而 625 kN 的基准桩产生 14.8 mm 沉降。
- (3) 浸水条件下桩的轴力变化分为两个阶段:

前期土体刚度降低,膨胀土对桩提供的摩阻力降低,桩身轴力增加;后期胀拔,膨胀土膨胀隆起产生胀拔力,桩身轴力减小。

(4) 浸水引起基准桩的附加胀拔力达 540 kN;无荷载桩和短桩附加胀拔力较小,分别为 330 kN 和 150 kN。

(5) 建议在膨胀土地基中采用桩基隔胀措施,可以很好地消除浸水带来的影响。

本模型试验采用的是重塑土,未能考虑原状膨胀土的结构性、裂隙性和超固结性等^[18],应用中需注意其适用范围。

参考文献:

[1] RAMESH H N, KRISHNA K V M, MAMATHA H V. Compaction and strength behavior of lime-coir fiber treated Black Cotton soil[J]. Geomechanics & Engineering, 2010, 2(1): 19 - 28.

[2] 张大峰, 杨 军, 李连友, 等. 东非地区黑棉土工程特性和桩基病害处理[J]. 建筑结构, 2015, 45(1): 72 - 76. (ZHANG Da-feng, YANG Jun, LI Lian-you, et al. Engineering properties of black cotton soil in East Africa and pile foundation disease treatment[J]. Building Structure, 2015, 45(1): 72 - 76. (in Chinese))

[3] 黄 卫, 钟 理, 钱振东. 路基膨胀土胀缩等级的模糊评

- 判[J]. 岩土工程学报, 1999, **21**(4): 408 - 413. (HUANG Wei, ZHONG Li, QIAN Zhen-dong. Fuzzy judgment about the grade of shrink and expansion for the expansive soil in the subgrade[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1999, **21**(4): 408 - 413. (in Chinese))
- [4] 郑健龙, 杨和平. 公路膨胀土工程[M]. 北京: 人民交通出版社, 2009. (ZHENG Jian-long, YANG He-ping. Highway expansive soil engineering[M]. Beijing: China Communications Press, 2009. (in Chinese))
- [5] MANELI A, KUPOLATI W K, ABIOLA O S, et al. Influence of fly ash, ground-granulated blast furnace slag and lime on unconfined compressive strength of black cotton soil[J]. Road Materials & Pavement Design, 2015, **17**(1): 1 - 9.
- [6] 肖宏彬, 苗 鹏. 膨胀土地基中大比例模型桩浸水试验研究[J]. 自然灾害学报, 2007, **16**(6): 122 - 127. (XIAO Hong-bin, MIAO Peng. Soaking test of a large-scale modelling pile embedded in expansion soil ground[J]. Journal of Natural Disasters, 2007, **16**(6): 122 - 127. (in Chinese))
- [7] GB50112—2013 膨胀土地区建筑技术规范[S]. 2013. (GB50112—2013 Technical code for buildings in expansive soil regions[S]. 2013. (in Chinese))
- [8] NELSON J D, THOMPSON E G, SCHAUT R W, et al. Design procedure and considerations for piers in expansive soils[J]. Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, 2012, **138**(8): 945 - 956.
- [9] DONALDSON G W. The use of small-diameter piles in expansive soil[M]. South African Council for Scientific and Industrial Research, 1967.
- [10] 王年香, 顾荣伟, 章为民, 等. 膨胀土中单桩性状的模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2008, **30**(1): 56 - 60. (WANG Nian-xiang, GU Rong-wei, ZHANG Wei-min, et al. Model tests on behaviour of single pile in expansive soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, **30**(1): 56 - 60. (in Chinese))
- [11] 吴志伟, 宋汉周, 王宏宇, 等. 膨胀土中基桩胀拔力原型试验研究[J]. 岩土力学, 2012, **33**(增刊 2): 173 - 177. (WU Zhi-wei, SONG Han-zhou, WANG Hong-yu, et al. Prototype experimental study of expansive force of pile embedded in expansive soil[J]. Rock & Soil Mechanics, 2012, **33**(S2): 173 - 177. (in Chinese))
- [12] 谢立安. 浸水膨胀土对桥梁桩基承载力与摩阻力影响的研究[J]. 中外公路, 2013, **33**(3): 193 - 196. (XIE Li-an. Influence of submerging to the bearing capacity and friction resistance of bridge piles[J]. Journal of China and Foreign Highway, 2013, **33**(3): 193 - 196. (in Chinese))
- [13] XIAO H, ZHANG C, WANG Y, et al. Pile-soil interaction in expansive soil foundation: analytical solution and numerical simulation[J]. International Journal of Geomechanics, 2011, **11**(3): 159 - 166.
- [14] 刘 涛, 王 勇, 孙吉主, 等. 吸湿环境下膨胀土与桩接触面强度特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(增刊 1): 161 - 166. (LIU Tao, WANG Yong, SUN Ji-zhu, et al. Experimental study on pile-soil interface strength of expansive soil under environment of moisture absorption[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(S1): 161 - 166. (in Chinese))
- [15] 杜延龄. 大型土工离心机基本设计原则[J]. 岩土工程学报, 1993, **15**(6): 10 - 17. (DU Yan-ling. Fundamental design principles of large geotechnical centrifuge[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1993, **15**(6): 10 - 17. (in Chinese))
- [16] JGJ94—2008 建筑桩基规范[S]. 2008. (JGJ94—2008 Technical code for building pile foundations[S]. 2008. (in Chinese))
- [17] 张春顺. 膨胀土地基中桩的荷载传递特性研究[D]. 长沙: 湖南工业大学, 2006. (ZHANG Chun-shun. Research on load transfer character of pile in expansive soil foundation[D]. Changsha: Hunan University of Technology, 2006. (in Chinese))
- [18] 陈正汉. 非饱和土与特殊土力学的基本理论研究[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(2): 201 - 272. (CHEN Zheng-han. On basic theories of unsaturated soils and special soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(2): 201 - 272. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201710004

干旱区土遗址掏蚀区土盐渍劣化与风蚀损耗效应(II)

崔凯^{1, 2, 3}, 关喜鹏^{*1, 3}, 谌文武², 陈蒙蒙^{1, 3}, 韩文峰²

(1. 兰州理工大学甘肃省土木工程防灾减灾重点实验室, 甘肃 兰州 730050; 2. 兰州大学西部灾害与环境力学教育部重点实验室,

甘肃 兰州 730000; 3. 西部土木工程防灾减灾教育部工程研究中心, 甘肃 兰州 730050)

摘要: 盐渍劣化与风蚀损耗效应是干旱区土遗址底部掏蚀病害形成和发展过程中的控制性进程。盐分运移与富集的途径、土体抗风蚀能力盐渍劣化的本质是其中两个关键问题。通过集中降雨过程 3 处土遗址温度、含水率和介电常数的实时监测, 发现地基和掏蚀区两处土体温度、含水率变化存在的较大的时间梯度差异为盐分通过毛细作用向掏蚀区发生运移和聚集提供了动力和运载媒介。以监测结果为依据, 通过对完成不同期次干湿循环养护的不同含盐类型、含盐量的遗址土重塑样的颗粒分析和风洞吹蚀试验, 表明干旱区年际发生的集中式降雨过程所促使的盐分富集增量和干湿次数累加所导致的土体粗粉粒化和粒度均一化是盐渍过程对掏蚀区土体抗风蚀能力产生劣化的本质原因。

关键词: 掏蚀区; 盐渍劣化; 梯度差异; 风蚀模数; 粒度均一化

中图分类号: TU411.2

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)10-1777-08

作者简介: 崔凯(1980-), 男, 副教授, 博士生导师, 从事西部地区岩土体劣化破坏过程与机理的研究工作。E-mail: 65226683@qq.com。

Effects of salinized deterioration and aeolian ullage on soils in undercutting areas of earthen ruins in arid regions (II)

CUI Kai^{1, 2, 3}, GUAN Xi-peng^{*1, 3}, CHEN Wen-wu², CHEN Meng-meng^{1, 3}, HAN Wen-feng²

(1. Key Laboratory of Disaster Prevention and Mitigation in Civil Engineering of Gansu Province, Lanzhou University of Technology, Lanzhou 730050, China; 2. Key Laboratory of Mechanics on Disaster and Environment in Western China (Lanzhou university), Ministry of Education, Lanzhou 730000, China; 3. Western Center for Disaster Mitigation in Civil Engineering of Ministry of Education of China, Lanzhou 730050, China)

Abstract: The effects of saline deterioration and aeolian ullage are the important controlling process for the formation and development of undercutting disease at the bottom of earthen sites in arid regions. Among them, the traces of movement and enrichment of salts and the essence of saline deterioration for anti-erosion ability of soil are the two key issues. Through real-time monitoring of the temperature, moisture and permittivity of three typical sites during concentrated rainfall process, it is found that the larger time gradient difference exists between the changes of temperature and moisture content in soils located in foundation and undercutting areas, providing much power and being a transportation medium for salt to migrate and accumulate into undercutting areas by capillary action. Based on the above monitoring results, and by analyzing the particle sizes and conducting wind erosion experiments on remolded samples of site soils which have experienced different stages of wetting-drying cycles and been cured under different salt types and contents, it is shown that the essential reason for deterioration of soil resistance to wind erosion in undercutting areas is the salt enrichment increment caused by the annual concentrated rainfall in the arid areas and coarse-grained soils and the uniform particle sizes caused by wetting-drying cycles.

Key words: undercutting area; salinized deterioration; gradient variation; wind erosion modulus; homogenization granularity

0 引言

底部掏蚀是干旱、半干旱地区危害最为典型的土遗址病害^[1-3], 其发育规模和位置对土遗址的整体稳定性以及失稳模式存在至关重要的影响^[4-5]。盐渍劣化和风蚀损耗效应是掏蚀区形成和发展过程中的控制性进程, 决定着其发展速度、发育规模和演化模式^[6], 是科学认

识和有效保护土遗址过程亟待研究的重要课题。

基金项目: 国家自然科学基金项目(51208245, 41562015); 教育部长江学者创新团队支持计划项目(2017IRT17051); 甘肃省高校基本科研业务费专项资金项目

收稿日期: 2016-07-25

***通讯作者** (E-mail: 995694065@qq.com)

在前期研究当中,基于干旱区不同时代点状遗址点掏蚀区的高度、深度和含盐特征的调查结果,通过经历3次干湿循环的遗址重塑试样的赋存环境分析和风洞试验,提出干旱区土遗址掏蚀区土盐渍劣化与风蚀损耗效应的概念,并分析了盐分类型、盐分含量和挟沙风风速对其产生的显著的影响。然而,对于掏蚀区土盐渍劣化与风蚀损耗效应发生过程中盐分如何向遗址掏蚀区发生运移与富集、盐渍过程对掏蚀区土体抗风蚀能力产生劣化的本质原因这两个关键问题研究存在不足。

因此,基于以上认识,研究通过对分布于干旱地区3处典型遗址降雨过程中掏蚀区和地基土体温度、含水率和介电常数变化的实时监测以及结果分析,来探索盐分向遗址底部运移与富集的原因。在前期对分别掺入NaCl和Na₂SO₄并经历3次干湿循环养护遗址土重塑试样抗风蚀能力研究的基础上,通过分别掺入质量分数为0.2%, 0.4%, 0.6%, 0.8%和1%的NaCl和Na₂SO₄盐分并经历6, 9, 12次干湿循环养护的遗址土重塑试样的颗粒分析与分维结果以及挟沙风的风洞吹蚀试验结果的联合分析,来揭示盐渍过程对掏蚀区土体抗风蚀能力产生劣化的根本原因,为继续研究干旱区土遗址掏蚀区土盐渍劣化与风蚀损耗效应提供支撑。

1 典型土遗址降雨过程监测

掏蚀区土的盐渍劣化与风蚀损耗效应是一个复杂而长期的过程。首先盐渍劣化效应发生过程中土遗址中盐分的运移、溶解和结晶都离不开水和温度的同步作用,而且水和温度的同步作用必须是长期而频繁的。分析干旱区土遗址赋存的自然环境因素,能使露天环境保存的土遗址的水分和温度同时发生改变,而且能够长期频现的因素也只有该地区最为常见的集中降雨过程。因此,通过在青海明长城遗址湟中段、甘肃明长城遗址山丹段和永靖段墙体3处干旱地区典型土遗址天然断面上开展的集中降雨过程中掏蚀区和地基土体温度、含水率和介电常数变化的实时监测,来了解该过程中盐分向遗址底部掏蚀区运移与富集的原因。

1.1 监测工作

3处典型土遗址集中降雨过程的监测工作主要是在干旱区夏季雨季(7, 8, 9月)期间进行。监测点沿断面轴线对称布置,其中 a_1 , a_2 为遗址两侧掏蚀区测点, b_1 , b_2 为遗址两侧地基处测点(图1)。重点监测降雨前后遗址掏蚀区和地基土体温度、含水率和介电常数的变化,监测周期为12h,采集数据时间间隔

为2h;监测仪器为POGO便携式土壤多参数速测仪。

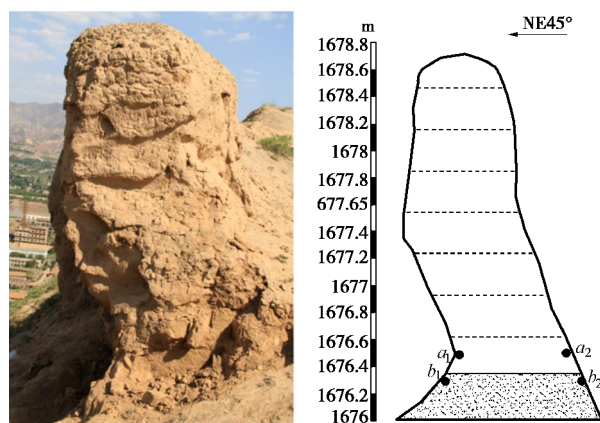


图1 典型土遗址监测点布置图(永靖)

Fig. 1 Arrangement of monitoring points in typical earthen ruins (Yongjing)

1.2 监测结果

3处典型遗址降雨过程监测结果显示:一方面人眼观测在降雨前遗址两侧掏蚀区与地基土体表面颜色基本保持一致;降雨时地基土体颜色加深,掏蚀区土体颜色基本保持与雨前一致;降雨后掏蚀区土体表面颜色迅速加深(图2)。另一方面仪器测试显示在整个监测周期内,雨前2h至雨后2h这个时间区段遗址两侧掏蚀区与地基土体的温度、含水率和介电常数变化最剧烈,而且表现出一定的总体规律性;温度为先降后升,含水率为先升后降,介电常数先升后降。但是在总体比变化趋势一致的前提下,遗址两侧地基和掏蚀区土体的上述3个参数存在着显著的细微差别。①雨前2h、雨中至雨后2h段内任一时刻遗址两侧地基土体的温度、含水率和介电常数值明显高于掏蚀区土体。②雨中至雨后2h间区段内掏蚀区土体的含水率值和介电常数值降低幅度则明显小于地基土体。



图2 降雨后地基中水分向遗址掏蚀区运移现象

Fig. 2 Migration of water from foundation to undercutting area after rainfall

2 颗粒分析与风洞试验

风蚀损耗效应是土遗址掏蚀区形成和发展过程紧接着盐渍劣化效应发生的下一个重要进程。掏蚀区土的盐渍劣化程度从内因的角度直接决定了其抵抗挟沙风的吹蚀和磨蚀作用的能力, 因此, 通过开展了不同含盐量与不同次数干湿循环养护(不同盐渍劣化程度)试块的颗粒分析和风洞吹蚀试验, 来揭示盐渍过程对掏蚀区土体抗风蚀能力产生劣化的根本原因。

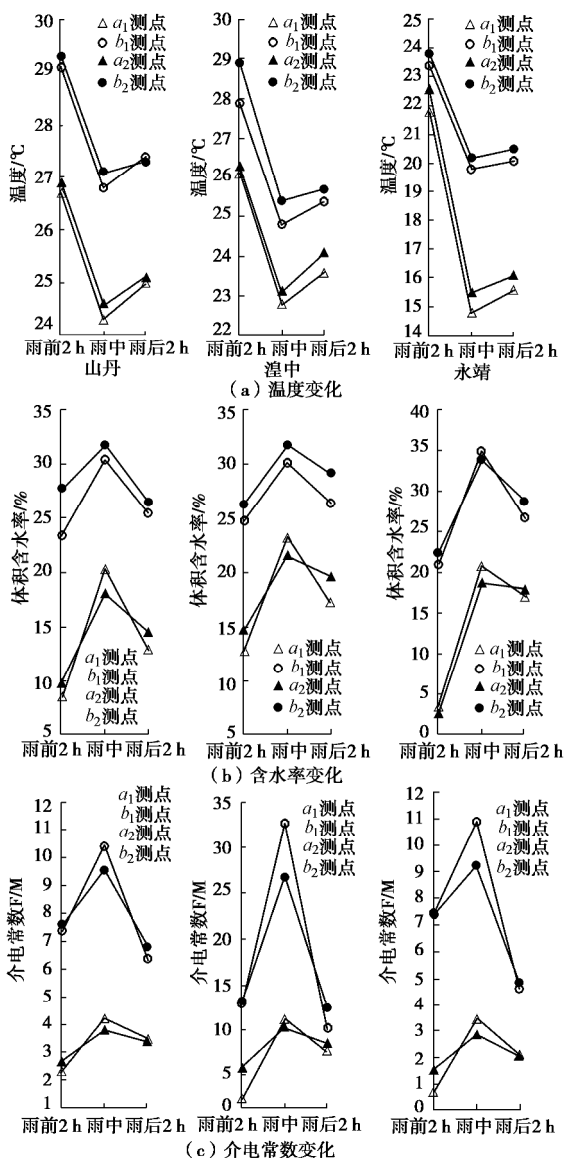


图 3 土遗址降雨过程温度、含水率和介电常数监测结果

Fig. 3 Monitoring results of temperature, moisture and dielectric constant in earthen ruins during rainfall process

2.1 试验工作

将取自甘肃张掖境内明长城遗址坍塌处的遗址夯土进行粉碎脱盐处理^[7], 分别掺入无水 NaCl 和无水 Na_2SO_4 , 依据最优含水率 16% 和最大干密度 1.72

g/cm^3 采用双向挤压法压制成长为 7.07 cm、含盐量分别为 0.2%, 0.4%, 0.6%, 0.8% 和 1% 的立方体试块。将待养护试块置于温湿度控制室进行 6, 9, 12 次分期次干湿循环养护。24 h 完成一个循环, 循环温湿度设定依据 3 处遗址降雨过程的监测结果。每次循环前 12 h 为吸湿过程, 湿度由 40% 均匀升至 100%, 温度由 30℃ 均匀降至 20℃; 每次循环后 12 h 为脱湿过程, 湿度由 100% 均匀降至 40%, 温度由 20℃ 均匀升至 30℃。

将部分上述完成不同期次干湿循环养护的试块置于多功能环境风洞试验段入口下风向 10 m 处, 完成 18 m/s 风速携沙风的 600 s 连续吹蚀试验, 用称重法测定风蚀量并计算风蚀模数。剩余部分完成上述分期次养护的含盐试样彻底粉碎搅拌均匀后按四分法称取 200 g, 采用筛析法和比重计法进行颗粒分析试验, 据分形理论采用最小二乘法拟合计算^[8], 分析计算得出相应的粒度分维值。

2.2 试验结果

一方面, 人眼观测完成养护的试样表面均出现盐析出和颗粒粉化的现象, 与现场观测到掏蚀区土体表面的盐析和粉化现象相一致(图 4); 随着掺入盐分含量和干湿循环次数的增加, 试样的盐析和粉化现象愈加显著, 但掺入 NaCl 试样的盐析和粉化现象明显弱于掺入 Na_2SO_4 的试样。另一方面, 上述不同循环养护含盐试样的颗粒分析试验结果显示(表 1):

(1) 掺入两种类型任意含量盐分的试块的粗粉粒质量百分含量随着干湿循环次数的增加而呈现递增趋势, 而细粉粒、黏粒和胶粒质量百分含量和粒度分维值则出现递减趋势。

(2) 在给定干湿循环次数条件下, 掺入两种类型盐分的试块的粗粉粒质量百分含量均随掺入盐分含量的增加而增大, 细粉粒、黏粒和胶粒质量百分含量和粒度分维值则随掺入盐分含量的增加而减小。

(3) 在给定干湿循环次数和盐分含量条件下, NaCl 对试块的粗粉粒、细粉粒、黏粒和胶粒质量百分含量和粒度分维值的改造作用明显弱于 Na_2SO_4 。

完成上述循环养护含盐试样的 18 m/s 风速携沙风的 600 s 连续吹蚀试验结果显示(图 5):

(1) 吹蚀后的试块表面均出现结核状凸起, 凸起的数量与大小随着掺入盐分含量和干湿循环次数的增加而减少。

(2) 掺入两种类型盐分任意含量盐分的试块的风蚀模数随着干湿循环次数的增加而呈现递增的趋势。

(3) 在给定干湿循环次数条件下, 掺入两种类型盐分的试块的风蚀模数随掺入盐分含量的增加而增大。

表 1 颗粒组成分析结果

Table 1 Results of analysis of grain composition

盐分类型	NaCl					Na ₂ SO ₄					干湿循环次数
盐分含量/%	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	
粗粉粒含量/% (0.075~0.01 mm)	82.051	83.907	85.121	86.021	87.643	83.585	84.755	85.727	86.444	88.906	6
	83.776	85.402	86.646	88.225	89.029	84.641	85.966	87.434	88.561	90.368	9
	85.829	87.161	88.379	90.793	91.147	86.371	87.856	89.226	91.593	92.786	12
细粉粒含量/% (0.01~0.005 mm)	9.819	8.854	8.539	8.245	7.498	9.715	8.777	8.454	8.175	6.453	6
	9.477	8.643	7.403	6.673	6.225	9.029	7.782	7.143	6.634	5.480	9
	8.300	7.653	6.71	5.216	5.060	8.000	7.650	6.593	5.054	4.466	12
黏粒含量/% (0.005~0.002 mm)	4.568	3.879	3.458	2.987	2.245	3.524	3.124	2.998	2.587	2.108	6
	3.541	3.329	3.321	2.434	2.164	3.364	3.209	2.812	2.219	1.956	9
	2.857	2.589	2.313	2.064	1.869	2.612	2.487	2.078	1.702	1.289	12
胶粒含量/% (0.005~0.002 mm)	3.418	3.057	2.768	2.575	2.307	3.002	2.994	2.705	2.624	2.226	6
	2.948	2.491	2.432	2.391	2.205	2.613	2.543	2.436	2.267	2.060	9
	2.573	2.201	1.986	1.629	1.380	2.029	1.704	1.531	1.328	1.234	12
粒度分维值	2.180	2.150	2.130	2.110	2.090	2.150	2.090	2.030	2.010	1.870	6
	2.030	1.92	1.89	1.850	1.790	2.000	1.910	1.860	1.730	1.600	9
	1.900	1.890	1.840	1.760	1.640	1.890	1.880	1.810	1.670	1.550	12

(4) 在给定干湿循环次数和盐分含量条件下，掺入 Na₂SO₄ 的试块的风蚀模数明显大于掺入 NaCl 对试块。



(a) 养护完成的试样

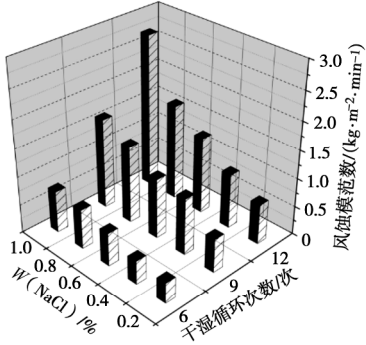


(b) 掏蚀区表面

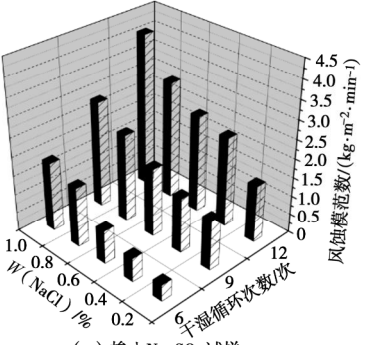
图 4 试样和掏蚀区表面出现的盐析出和颗粒粉化现象
Fig. 4 Exudation of salts and pulverization of particles of samples and undercutting areas



(a) 风蚀后试样形态



(b) 掺入NaCl试样



(c) 掺入Na₂SO₄试样

图 5 风洞试验结果

Fig. 5 Results of wind erosion tests

3 分析与讨论

3.1 盐分迁移与聚集

由上述 3 处典型遗址降雨过程含水率和温度的监测结果分析可知。雨前 2 h 至雨后 2 h 这个时间区段遗址两侧掏蚀区土体的含水率始终低于地基土体, 而且在此时段内两者含水率变化也存在着梯度差异, 具体表现为雨前 2 h 至雨中掏蚀区土体的含水率增加梯度大于地基土体, 雨中至雨后 2 h 掏蚀区土体的含水率减小梯度小于地基土体。这充分说明降雨过程中入渗到地基中的水分在掏蚀区土体和地基土体含水率存在较大的差异的条件下通过毛细作用迅速向掏蚀区展开运移, 这一点与掏蚀区土体降雨过程颜色的变化规律是相吻合的。然而这种高度的吻合情况的发生是有具体原因的, 首先因为西北干旱区土遗址多数是由第四纪土状堆积物经人工砌筑或夯筑而成, 成分主要是以粉质黏土为主, 这类土体具有明显的毛细作用^[9]; 其次降雨前直立天然地基上的土遗址与地基土体的含水率保持着平衡状态, 降雨时雨水入渗地基使其含水率极速上升, 而对于垂直于地基的遗址底部(掏蚀区)土体含水率影响不大, 但是降雨前两者之间的平衡状态被打破, 需要重新达到平衡水分会向含水率较低的掏蚀区发生运移。在中国干旱区地表有着广泛的内陆盐渍土分布^[10], 而干旱区土遗址绝大多数坐落于天然地表之上, 所以天然地表即土遗址地基。监测结果显示降雨过程含水率变化的同时, 掏蚀区和地基土体的温度也是同时变化的, 温度的变化对地表盐分溶解度有显著的影响。雨前至雨中 2 h 地基土体的温度降低 4℃ 左右, 其中盐分的溶解度随之降低, 部分盐分结晶析出, 降雨时雨水入渗地基溶解结晶析出的盐分成为盐溶液; 雨中至雨后 2 h 地基温度回升, 盐溶液的溶解力进一步提升, 溶解更多盐分后在毛细作用下向掏蚀区运移。由此可见, 降雨过程中含水率和温度的变化为土遗址掏蚀区盐分运移与聚集提供重要的动力条件和运移媒介。

最后, 介电常数的变化则是掏蚀区盐分运移与聚集最显著的表征。介电常数是反映土体导电能力的重要参数, 与土的含盐量和含水率有密切联系^[11-12]。上述 3 处遗址降雨过程介电常数监测结果显示在雨前 2 h 至雨后 2 h 这个时间区段 3 处遗址地基土体的介电常数值始终高于掏蚀区土体, 而且雨前 2 h 至雨中其值大幅度增长, 雨中至雨后 2 h 其值大幅度下降。但是相较于地基, 掏蚀区土体的介电常数值变化趋势则比较平缓, 尤其在雨中至雨后 2 h 其值的变化则最为平缓。说明在雨中至雨后 2 h 这个时间段内地基土体中

的盐分在水分通过毛细通道向掏蚀区运移的同时向掏蚀区发生聚集即发生水盐运移过程。

3.2 盐渍劣化过程

在降雨过程中在温度和含水率变化的条件下, 盐分除了通过毛细作用向掏蚀区运移之外, 同时也会发生相应相态的转变。 Na_2SO_4 和 NaCl 是干旱区土遗址掏蚀区中最为常见的易溶盐^[6], 研究表明温度对 Na_2SO_4 的溶解度影响显著, 当温度小于 32.5℃ 时, Na_2SO_4 会以 $\text{Na}_2\text{SO}_4 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$ 晶体的形式从溶液中析出, 结晶后的体积为结晶前的 3.1 倍^[13]; NaCl 的溶解度虽然不随温度变化而发生显著变化, 但具有明显的吸湿性, 其吸收 2 个水分子后, 体积会增大 1.3 倍^[14]。由上述监测结果可知, 雨前 2 h 至雨中掏蚀区土体的含水率上升、温度下降, 温度的变化范围在 27℃~15℃, 远低于 32.5℃, 这个时段内土体中 Na_2SO_4 因温度降低以 $\text{Na}_2\text{SO}_4 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$ 析出, 土体中 NaCl 因含水率增加发生吸湿; Na_2SO_4 的结晶和 NaCl 的吸湿会产生明显的体积膨胀。雨中至雨前 2 h 掏蚀区土体的含水率下降、温度上升, 温度的变化范围在 15℃~25℃, Na_2SO_4 发生溶解, NaCl 发生脱湿, 体积收缩。从以上分析不难看出, 掏蚀区土体中盐分在降雨过程中发生相应变化就是盐渍作用。

接下来不同含盐量与不同干湿循环次数(不同盐渍劣化程度)养护试块的 18 m/s 风速携沙风试验结果从干湿频次、含盐类型与含盐含量的角度有力说明了盐渍作用对掏蚀区土体抗风蚀能力具有显著的劣化作用。首先, 试验结果显示在含盐类型和含盐量相同的情况下, 试块的风蚀模数随着循环次数的增加而显著增长, 说明干湿变化越频繁则试块的抗风蚀能力降低越显著, 而且具有累加性。其次, 试验结果显示在干湿循环次数和含盐量相同的情况下, 掺入 Na_2SO_4 的试块的风蚀模数明显大于掺入 NaCl 试块, 说明 Na_2SO_4 对试块的抗风蚀能力劣化作用强于 NaCl 。最后, 试验结果显示在含盐类型和干湿循环次数相同的情况下, 试块的风蚀模数随着含盐量增加而显著增长, 说明含盐量越高则试块的抗风蚀能力降低越显著。据此分析, 露天保存于干旱区的土遗址在常年集中降雨条件下盐分不断在掏蚀区富集增量, 干湿变化成年累加, 促使盐渍作用对掏蚀区土体的抗风蚀能力的劣化作用不断累加, 从而为风蚀损耗效应的发生提供了前提。

3.3 盐渍劣化本质

风蚀模数是指单位时间和单位面积上的土体风蚀量, 是反映土体抗风蚀能力最为直观的物理量, 土体的颗粒组成与结构特征是其重要内在影响因素^[15]。粗

粉粒百分含量是表征粒径在 0.075~0.01 mm 之间颗粒的相对含量的参数, 粒度分维值是表征颗粒分选性和级配关系好坏的良好参数^[16-18], 两者联合分析可以反映土体颗粒组成和粒间联结方式等土体结构的变化。因此, 从上述循环养护含盐试样的颗粒分析试验结果来探索试样颗粒组成与风蚀模数的联系是揭示盐渍过程对掏蚀区土体抗风蚀能力产生劣化的根本原因的可行途径。上述不同盐渍劣化程度试块的风洞试验和颗粒分析试验显示不同频次和程度的盐渍作用会对试样的抗风蚀能力产生不同的劣化效果并且导致试样的颗粒组成与分维特征产生相对应的调整。基于此, 为了探索试两者之间存在可能的联系, 首先对不同期次干湿循环养护的含盐试块的风蚀模数 (W_m) 分别与粗粉粒质量百分含量 (C_s) 和颗粒分维值 (P_d) 进行的相关分析。分析结果表明在任意期次循环作用下, 试块的风蚀模数与粗粉粒质量百分含量存在良好的相关关系, 相关系数的绝对值都大于 0.909, 呈高度正相关的关系, 而风蚀模数与粒度分维值存在高度负相关的关系, 相关系数的绝对值均大于 0.921 (表 2)。在确定两者之间存在良好的相关关系之后, 应用回归分析法对试样的风蚀模数与粗粉粒质量百分含量和粒度分维值进行分析, 结果表明掺入 Na_2SO_4 和 NaCl 两种盐分试样的风蚀模数与粗粉粒质量百分含量的回归方程都服从正指数法则, 判定系数 R^2 均大于 0.751; 风蚀模数与颗粒分维值的回归方程都服从负指数法则, 判定系数 R^2 均大于 0.743; 回归方程均有效 (图 6, 表 3)。以上量化分析结果表明随着含盐量和干湿循环的次数的增加试样的颗粒逐渐经历“粗粉化”、粒度均一集中的过程, 这是与典型遗址掏蚀区土体“粉化”的定性观察结果相呼应的。量化分析结果和现场定性观察结果两者的高度一致再次表明了盐渍过程对掏蚀区土体抗风蚀能力的产生劣化作用的实质就是水、盐和温度共同作用下使土体的颗粒粒径粗粉粒化和均一化。

然而, 掏蚀区土体粗粉粒化和粒度均一化过程是土体结构发生调整的客观反映。掏蚀区土体盐分含量和干湿次数的增加使聚积于土颗粒接触点的盐分反复并且增幅发生脱湿干缩-吸湿膨胀与结晶膨胀-溶解收缩作用。在这种持续作用下土体中细粉粒、黏粒和胶粒等小粒径的颗粒不断发生团聚, 盐分包裹或黏结小颗粒从而使团聚体的粒径增大, 黏粒和胶粒等胶结成分减少。土的结构也因此而由接触胶结结构向单一的接触结构逐渐过渡, 中小孔隙增加, 微孔隙减少; 土体的自组织程度逐渐降低, 土粒间的连接力和骨架刚度遭到持续疲劳弱化, 就更加容易遭受携沙风中沙粒的撞击力和剪切力的作用而脱离成为自由土粒, 致使

土体的抗风蚀能力持续降低。

表 2 风蚀模数与颗粒分析参数的相关分析结果
Table 2 Results of correlation analysis between indexes of grain composition and wind erosion modulus

盐分类型	循环次数	风蚀模数与颗粒分析参数相 关系数	
		W_m 与 C_s	W_m 与 P_d
NaCl	6	0.958	-0.970
	9	0.985	-0.988
	12	0.909	-0.990
Na ₂ SO ₄	6	0.940	-0.921
	9	0.983	-0.993
	12	0.969	-0.945

表 3 风蚀模数与颗粒分析参数的回归分析结果
Table 3 Results of regression analysis between indexes of grain composition and wind erosion modulus

参数	循环次数	回归方程	判定系数	
			NaCl	Na ₂ SO ₄
W_m 与 C_s	6	$W_m = a_0 + a_1 e^{\frac{C_s}{b}}$	0.770	0.751
	9		0.963	0.984
	12		0.856	0.938
W_m 与 P_d	6	$W_m = a_0 + a_1 e^{-\frac{P_d}{b}}$	0.808	0.743
	9		0.964	0.980
	12		0.955	0.892

其中 a_0, a_1, b 为常数。

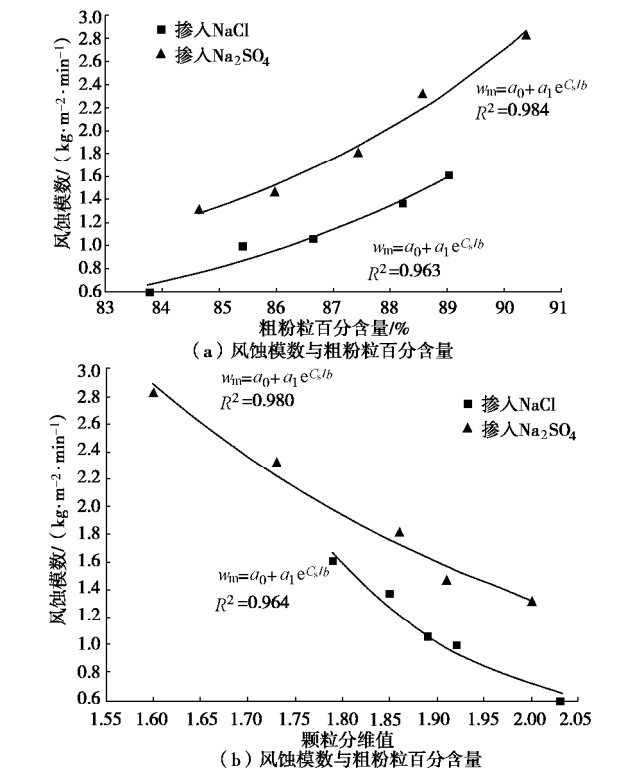


图 6 风蚀模数与粗粉粒含量回归分析 (9 次循环)
Fig. 6 Regression analysis between indexes of grain composition and wind erosion modulus (9 cycles)

3.4 讨论

首先,以上监测结果表明集中式降雨这种干旱地区夏季最为常发的天气过程造成遗址地基与掏蚀区土体的含水率和温度的差异变化,为掏蚀区土体的盐渍劣化效应的发生提供了盐分运移和聚集的途径和动力。其次,上述试验结果表明因集中式降雨规律性的周期年际发生,导致盐分不断在掏蚀区富集增量和干湿变化成年累加,从干湿次数和盐分含量的角度加剧掏蚀区土体的盐渍劣化效应的程度。最后,数学分析结果表明盐渍劣化效应促使掏蚀区土体粗粉粒质量百分含量和粒度分维值出现伴随干湿次数和盐分含量的增加而有序的调整,从而导致土体抗风蚀能力逐级降低。至此,研究对于掏蚀区土盐渍劣化与风蚀损耗效应发生过程中盐分如何在遗址向遗址底部发生运移与富集、盐渍过程对掏蚀区土体抗风蚀能力产生劣化的本质原因两个问题给出初步的解释。

4 结 论

(1)3处典型遗址集中降雨过程的监测结果显示地基和掏蚀区土体具有温度、含水率和介电常数总体一致的变化趋势,而两者上述参数的变化也存在着显著的时间梯度差异。

(2)集中降雨过程中地基与掏蚀区土体的含水率和温度的差异变化,为掏蚀区土体的盐渍劣化效应的发生提供了盐分运移和聚集的途径和动力,介电常数的变化则是其最显著的表征。

(3)不同含量盐分并经历不同期次干湿循环重塑土样的风洞试验和颗粒分析结果显示,试样的风蚀模数、粗粉粒含量和粒度分维值随着盐分含量和干湿循环的增加而产生有序的调整,并且风蚀模数与粗粉粒百分含量和粒度分维值的对应关系均服从指数法则。

(4)盐渍过程对掏蚀区土体抗风蚀能力产生劣化的本质原因是干湿循环次数和盐分含量的增加导致土粒团聚体的粒径逐渐增大,自组织程度逐渐降低,土粒间的联接力和骨架刚度遭到持续弱化。

参考文献:

[1] SHAO M S, LI L, WANG S J, et al. Deterioration mechanisms of building materials of Jiaohe ruins in China[J]. Journal of Cultural Heritage, 2013, **14**(1): 38 - 44.

[2] 胡 玮. 夯土遗址掏蚀病害发育特征与影响因素研究[D]. 兰州: 兰州大学. 2014: 29 - 40. (HU Wei. Development characteristics and influences of rammed earthen sites basal sapping diseases[D]. Lanzhou: Lanzhou University, 2014: 29 - 40. (in Chinese))

[3] 李最雄, 赵林毅, 孙满利. 中国丝绸之路土遗址的病害及PS加固[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, **28**(5): 1047 - 1053. (LI Zui-xiong, ZHAO Lin-yi, SUN Man-li. Deterioration of earthen sites and consolidation with ps material along silk road of China[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, **28**(5): 1047 - 1053. (in Chinese))

[4] 谌文武, 苏 娜, 杨 光, 等. 风场对半湿润山脊土遗址掏蚀量的影响[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(10): 1807 - 1813. (CHEN Wen-wu, SU Na, YANG Guang, et al. Effect of wind field on sapping quantity of earthen architecture ruins along the ridge in semi-humid area[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(10): 1807 - 1813. (in Chinese))

[5] 王旭东, 石玉成, 刘 琨, 等. 夯土长城墙体掏蚀失稳机理研究[J]. 西北地震学报, 2011, **33**(增刊): 381 - 385. (WANG Xu-dong, SHI Yu-cheng, LIU Kun, et al. Research on sapping instability mechanism for rammed wall[J]. Northwestern Seismological Journal, 2011, **33**(S0): 381 - 385. (in Chinese))

[6] 崔 凯, 谌文武, 韩 琳, 等. 干旱区土遗址掏蚀区土盐渍劣化与风蚀损耗效应[J]. 岩土工程学报, 2011, **31**(9): 1414 - 1421. (CUI Kai, CHEN Wen-wu, HAN Lin, et al. Effects of salinized deterioration and aeolian ullage on soils at undercutting area of earthen ruins in arid region [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **31**(9): 1414 - 1421. (in Chinese))

[7] 崔 凯, 谌文武, 匡 静, 等. 干湿交替与盐渍双重作用下干旱半干旱地区土遗址劣化效应[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2012, **43**(6): 2378 - 2384. (CUI Kai, CHEN Wen-wu, KUANG Jing, et al. Effect of deterioration of earthen ruin with joint function of salinized and alternating wet and dry in arid and semi-arid regions[J]. Journal of Central South University (Science and Technology), 2012, **43**(6): 2378 - 2384. (in Chinese))

[8] MANDELROT B B. The fractal geometry of nature[M]. San Francisco: Freeman, 1982: 95 - 190.

[9] 高世桥, 刘海鹏. 毛细力学[M]. 北京: 科学出版社, 2010. (GAO Shi-qiao, LIU Hai-peng. Capillary mechanics[M]. Beijing: Science Press, 2010. (in Chinese))

[10] 杨劲松. 中国盐渍土研究的发展历程与展望[J]. 土壤学报, 2008, **45**(5): 837 - 847. (YANG Jing-song. Development and prospect of the research on salt-affected soils in China[J]. Acta Pedologica Sinica, 2008, **45**(5): 837 - 847. (in Chinese))

[11] 曾江源, 李 震, 陈 权, 等. SAR 土壤水分反演中的介

- 电常数实部简化模型[J]. 红外与毫米波学报, 2012, **31**(6): 556 - 562. (ZENG Jiang-yuan, LI Zhen, CHENG Quan, et al. A simplified model of the real part of the soil complex permittivity for soil moisture estimation from SAR image[J]. Journal of Infrared and Millimeter Waves, 2012, **31**(6): 556 - 562. (in Chinese))
- [12] 雷磊, 塔西甫拉提·特依拜, 丁建丽, 等. 干旱区盐渍土介电常数特性研究与模型验证[J]. 农业工程学报, 2013, **29**(16): 125 - 132. (LEI Lei, Tashpolat-Tiyip, DING Jian-li, et al. Constant characteristic and model verification of saline soil dielectric in arid area[J]. Transactions of the Chinese Society of Agricultural Engineering (Transactions of the CSAE), 2013, **29**(16): 125 - 133. (in Chinese))
- [13] 赵天宇, 张虎元, 王志硕, 等. 含氯硫酸盐渍土中硫酸钠结晶量理论分析研究[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(7): 1340 - 1347. (ZHAO Tian-yu, ZHANG Hu-yuan, WANG Zhi-shuo, et al. Theoretical analysis of crystallization of sodium sulphate for sulphate saline soil containing chloride[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(7): 1340 - 1347. (in Chinese))
- [14] 周永祥, 阎培渝. 不同类型盐渍土固化体的干缩与湿胀特性[J]. 岩土工程学报, 2007, **29**(11): 1653 - 1658. (ZHOU Yong-xiang, YAN Pei-yu. Investigation on dry shrinkage and wet expansion of solidified saline soil containing different salts[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, **29**(11): 1653 - 1658. (in Chinese))
- [15] ZOBECK T M, BADDOCK M, PELT RSV, et al. Soil property effects on wind erosion of organic soils[J]. Aeolian Research, 2013, **10**(5): 43 - 51.
- [16] 刘松玉, 方磊, 陈浩东. 论中国特殊土粒度分布的分形结构[J]. 岩土工程学报, 1993, **15**(1): 23 - 30. (LIU Song-yu, FANG Lei, CHEN Hao-dong. Fractal structure of granularity distribution of regional soils in China[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1993, **15**(1): 23 - 30. (in Chinese))
- [17] 高国瑞. 近代土质学[M]. 2版. 北京: 科学出版社, 2013: 133 - 138. (GAO Guo-rui. Neoteric soil geotechnology[M]. 2nd ed. Beijing: Science Press, 2013: 133 - 138. (in Chinese))
- [18] 刘松玉, 张继文. 土中孔隙分布的分形特征研究[J]. 东南大学学报, 1997, **27**(3): 127 - 130. (LIU Song-yu, ZHANG Ji-wen. Fractal approach to measuring soil porosity[J]. Chinese Journal of Southeast University, 1997, **27**(3): 127 - 130. (in Chinese))

中国土木工程学会港口工程技术交流大会·第十届工程排水与加固技术研讨会 (二号通知)

“一带一路”国家战略的实施为交通、水利、市政等行业带来了新的机遇与挑战,“十三五”期间,我国港口建设有序推进,内河水运加快发展,主要港口大型综合性港区布局逐步优化,一大批港口深水航道、防波堤、码头等基础设施正在建设,在技术创新和理论研究、工程经验等方面取得了丰硕的成果。为加强港工技术、工程排水与加固专业领域的学术交流,提供新理论、新技术、新材料的探讨平台,中国土木工程学会港口工程分会、工程排水与加固专业委员会定于2017年11月17日—19日在浙江省宁波市联合举办中国土木工程学会港口工程技术交流大会暨第十届工程排水与加固技术研讨会。

主办单位: 中国土木工程学会港口工程分会; 中国土木工程学会港口工程分会工程排水与加固专业委员会。

承办单位: 浙江省围海建设集团股份有限公司。

会议议题: ①港口工程领域: 沿海、内河航道泥沙运动特性、波浪与建筑物相互作用理论; 港口工程建设与维护新技术; “一带一路”海外港口建设技术; 人工岛礁建设关键技术; 重

大工程案例和港工技术应用。②工程排水与加固领域: 软土工程特性与理论; 地基处理新技术、新方法; 超软土地基处理及围堤填筑技术; 新型土工合成材料研制与应用; 疏浚底泥处理与资源化利用技术; 城市黑臭河道及城市污染土处治技术。

会议主要安排: 11月17日会议注册; 11月18日, 19日大会特邀报告, 主题报告, 分组讨论; 闭幕式, 优秀论文颁奖, 水下软土地基施工新装备现场考察。

会议费用: 正式代表1000元; 学生代表500元(凭学生证); 住宿费: 会议期间住宿统一安排, 费用自理。

联系方式: 排水加固专委会联系人: 耿之周: 15850597239, 电话/传真: 025-85829563, 地址: 南京市虎踞关34号南京水利院岩土工程研究所(210024), 港口工程分会联系人: 黄瑶: 13520442626 电话/传真: 010-64018684 转9052, 地址: 北京安定门内国子监街28号中交水运规划设计院有限公司, 会议住宿、交通联系人: 屈承飞: 13567925959, 学会邮箱: psjgzwh@163.com。

(中国土木工程学会港口工程分会 供稿)

DOI: 10.11779/CJGE201710005

基于圆孔扩张理论的筋箍碎石桩承载力计算方法研究

赵明华, 何玮茜, 衡 帅, 刘 猛

(湖南大学岩土工程研究所, 湖南 长沙 410082)

摘 要: 碎石桩沿桩身围裹一圈土工格栅后成为筋箍碎石桩, 其受力机理变得更加复杂, 筋材特性必定会对桩体承载力产生影响。基于圆孔扩张理论, 合理假设单桩有效加固范围边缘土压力为静止土压力, 获得了可考虑筋箍与桩、土协调变形的筋箍碎石桩复合地基极限承载力计算方法, 并结合工程实例与现有研究成果对该计算方法进行对比验证, 结果表明该方法与实际工程吻合性更高, 最后, 在该方法的基础上, 分析了各参数对筋箍碎石桩复合地基承载力的影响, 分析结果表明: 筋箍碎石桩的最优加筋深度不是一个定值, 而是随着筋材性能和桩周土体条件的变化而变化。

关键词: 筋箍碎石桩; 承载力; 圆孔扩张理论; 最优加筋深度

中图分类号: TU472.3

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)10-1785-08

作者简介: 赵明华(1956-), 男, 教授, 博士生导师, 主要从事桩基础和软土地基处理等研究。E-mail: mhzhaohd@21cn.com。

Calculation method of geogrid-encased stone columns' bearing capacity based on cavity expansion theory

ZHAO Ming-hua, HE Wei-xi, HENG Shuai, LIU Meng

(Institute of Geotechnical Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China)

Abstract: The mechanical mechanism of geogrid-encased stone columns is complex, and the characteristics of the geogrid have an impact on their bearing capacity. Based on the theory of cavity expansion and the assumption of the soil pressure of the edge of single-pile effective reinforcement as the static soil pressure, the method for calculating the bearing capacity of composite foundation is obtained. Combined with the engineering examples and existing research achievements, the results show that this method is more consistent with the actual projects. Finally, on the basis of this method, the analysis demonstrates that the optimal reinforcement depth of geogrid-encased stone columns is not a fixed value, and it changes with material properties and soil conditions.

Key words: geogrid-encased stone column; ultimate bearing capacity; cavity expansion theory; optimal reinforcement depth

0 引 言

在软土地基处理中, 碎石桩因具有工程性能好、造价低廉、施工简单等优点而得到了广泛应用, 因其易发生鼓胀破坏, Van Impe^[1]首先提出在碎石桩顶部沿桩身围裹一圈筋材, 形成“筋箍碎石桩”, 能有效提高碎石桩承载力, 随后国内外学者利用不同的研究手段, 对筋箍碎石桩展开了研究^[2-4], 结果显示筋箍碎石桩的工作性能明显优于普通碎石桩。

承载力作为评价筋箍碎石桩工作性能的重要指标, 一直是该领域研究重点。陈昌富等^[5]认为筋箍段强度足够大时仅需考虑加箍段以下碎石桩段的鼓胀和剪切滑移破坏, 并根据这一论断提出了考虑非鼓胀段鼓胀破坏时的承载力计算方法, 但该方法仅适用于强加筋材料以及加筋深度较小的情况。乔丽萍^[6]、高明军等^[7]和韩剑飞等^[8]根据桩体的 3 种不同破坏模式,

基于 Bruans 极限平衡法分别提出了筋箍碎石桩的单桩承载力计算方法。

然而赵明华等^[9]和 Gniel 等^[10]有关筋箍碎石桩的单桩和群桩室内模型试验表明, 筋材拉力的发挥程度, 对筋箍碎石桩的承载力的发挥有着重要影响, 同时, Lo 等^[11]和陈建峰等^[12]的数值模拟试验也得到了与室内试验相吻合的结果。而上述基于极限平衡法建立的筋箍碎石桩承载力计算模型, 一般假设土体破坏时伴随筋材的屈服, 而多数情况下, 加筋段桩周土体发生破坏时筋材并未进入屈服状态, 故这一假设会导致所得到的加筋段承载力大于实际值。

鉴于此, 本文从土体对碎石桩围限失效的角度出

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51478178, 51208191)

收稿日期: 2016-06-01

发,以单桩加固等效加固区为分析单元,考虑筋材与桩、土的协调变形,利用 Vesic 圆孔扩张理论,假设加固区边缘侧向土压力为静止土压力,结合弹性力学中厚壁圆筒公式,得到了土体塑性区半径,继而计算出桩体此时的极限扩孔半径,从而获得了筋箍碎石桩复合地基极限承载力计算方法,同时利用实际工程对该方法进行了验证,以期对筋箍碎石桩复合地基承载力的分析研究提供一种新的思路。

1 圆孔扩张计算模型

1.1 基本假定

如图 1 所示,以群桩复合地基中的单根桩加固范围为分析对象,为便于后续计算,需做出如下假定:

- (1) 桩周土体可视为均匀、各向同性的弹塑性材料,且服从 Mohr-Coulomb 强度准则。
- (2) 筋箍碎石桩的鼓胀变形视为平面应变问题。
- (3) 筋材的断裂与桩周土体的破坏均会导致碎石桩承载能力的失效。
- (4) 分析单元之间互不影响。

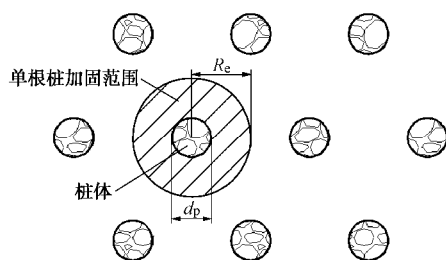


图 1 分析单元示意图

Fig. 1 Schematic diagram of analysis element

1.2 鼓胀区桩周土体状态分析

Dems 等^[13]认为弹塑性材料的变形符合三折线应力跌落模型,土体变形可分为 3 个阶段:

- (1) 在扩孔压力的初步作用下,桩周土体产生弹性变形,其应变呈线性增长。
- (2) 当扩孔压力增长到一定界限后桩周土体发生应变软化,塑性变形开始产生。
- (3) 随着桩顶荷载的持续施加,塑性区不断发展,土体无法提供足够的侧向约束,桩体发生鼓胀破坏。

因此鼓胀破坏发生时,桩周土体可分为如图 2 所示的 3 个区域:

- (1) 塑性区: $R_u \leq r \leq R_p$ 的区域。
- (2) 弹性区: $R_p \leq r \leq R_e$ 的区域。
- (3) 原土应力区: $R_e \leq r \leq R_\infty$ 的区域。

综上所述,土体软化之前的峰值应力即为土体可提供给桩体的极限围限力,其由弹性状态转为塑性状态时,根据 Mohr-Coulomb 准则有屈服面函数:

$$f = (s_r - s_\theta) - (s_r + s_\theta) \sin j - 2c_r \cos j = 0 \quad (1)$$

式中, s_r , s_θ 分别为土体的径向应力和环向应力, c_r , φ_r 分别为土体的残余抗剪强度和残余内摩擦角,本文视土体软化前后的抗剪强度和内摩擦角为一固定值,即均为初始的抗剪强度 c 和内摩擦角 φ 。得到土体极限围限力后便可求出桩体的承载力,然而采用 Vesic 圆孔扩张理论求解扩孔问题时,往往面临求解扩孔半径的难题,而没有扩孔半径值便无法得到筋材的应变,也就无法进一步解算筋材提供给碎石桩体的侧阻力。因此假定桩体影响半径处土压力为静止土压力:

$$s_{re} = s_{rq} = K_{0,s} g z \quad (2)$$

式中, g 为土体重度, z 为土体深度, s_{re} 为土体影响半径处径向应力, $K_{0,s}$ 为静止土压力系数:

$$K_{0,s} = 1 - \sin j \quad (3)$$

然后初步给出了扩孔半径的计算方法,使计算筋材所提供的侧阻力成为可能。

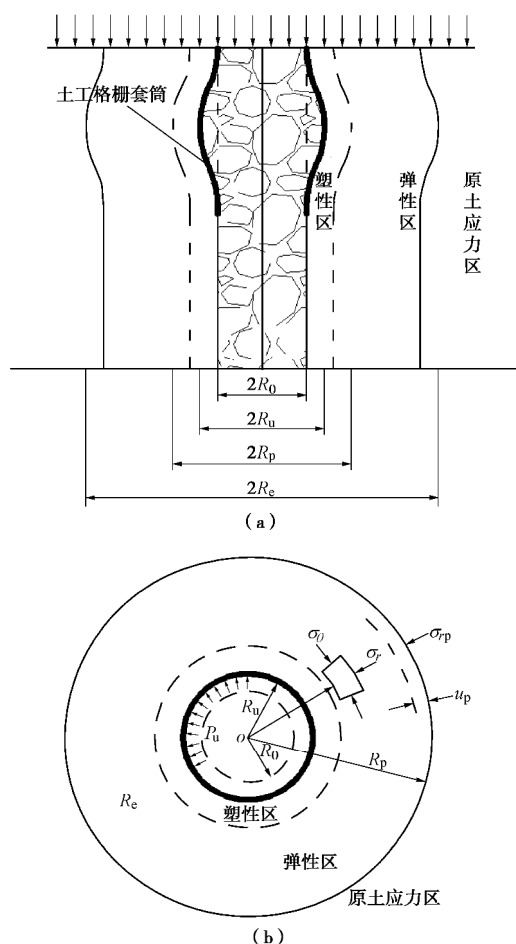


图 2 圆孔扩张理论计算模式示意图

Fig. 2 Calculation diagram of cavity expansion theory

1.3 桩周土体应力场、位移场解答

要想求得土体软化前的峰值应力,有必要对桩周土体的应力场和位移场进行分析。接下来即以 Vesic 圆孔扩张理论为基础,将处于极限状态的桩周土体划分为图 2 的 3 个区域后,根据弹性力学相关理论,并

结合 Mohr-Coulomb 强度准则对桩周土体弹性区和塑性区的应力场、位移场分别进行探讨。

如假定 (2) 所示, Vesic 圆孔扩张理论是将桩体的鼓胀变形视为平面应变轴对称问题, 因此可在深度 z 处的横截面上取一个土体单元进行分析, 如图 3 所示。

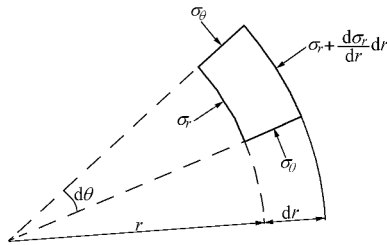


图 3 单元体应力分析

Fig. 3 Stress analysis

土体单元的径向平衡微分方程为

$$\frac{ds_r}{dr} + \frac{s_r - s_\theta}{r} = 0, \quad (4)$$

式中, r 为土体单元距桩中心距离。

而在弹性力学平面应变问题中, 有

$$\left. \begin{aligned} -\frac{du_r}{dr} &= \frac{1-n^2}{E} \left(s_r - \frac{n}{1-n} s_\theta \right), \\ -\frac{u_r}{r} &= \frac{1-n^2}{E} \left(s_\theta - \frac{n}{1-n} s_r \right), \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

式中, ε_r 为土体径向应变, ε_θ 为土体环向应变, ν 为土体泊松比, E 为土体弹性模量, u_r 为土体径向位移, 以上所有符号皆规定压为正。

(1) 弹性区 ($R_p \leq r \leq R_e$ 的区域)

当桩周土体在桩体扩孔压力 P_r 作用下处于弹性状态时, 可将土体视为中间开有圆形小孔且只在孔壁四周受到均布内压力 P_r 作用的无限大弹性体, 利用弹性力学中拉梅解答^[14]可得轴对称条件下弹性区应力场为

$$\left. \begin{aligned} s_r &= \frac{R_0^2}{r^2} p_r, \\ s_\theta &= -\frac{R_0^2}{r^2} p_r, \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

式中, P_r 为桩体扩孔压力。

结合式 (5) 和式 (6), 进行积分可得径向位移表达式为

$$u_r = \frac{(1+n) R_0^2}{E r} s_r, \quad (7)$$

式中, R_0 为桩体初始半径。

(2) 塑性区 ($R_u \leq r \leq R_p$ 的区域)

当扩孔压力逐渐增长到极限 P_u 时, 土体对碎石桩的径向约束力也逐渐增长到 s_u , 孔半径由初始半径 R_0 扩张到 R_u 。结合平衡微分方程 (4) 和

Mohr-Coulomb 屈服准则 (1), 在 $R_u \rightarrow r$ (r 为土体塑性区任意一点处半径) 范围内进行积分, 可得塑性区内应力场为

$$\left. \begin{aligned} s_r &= (s_u + c \cdot \cot j) \left(\frac{R_u}{r} \right)^{\frac{2 \sin f}{1 + \sin f}} - c \cdot \cot j, \\ s_\theta &= \frac{1 - \sin j}{1 + \sin j} \left[(s_u + c \cdot \cot j) \left(\frac{R_u}{r} \right)^{\frac{2 \sin f}{1 + \sin f}} - c \cdot \cot j \right], \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

式中, s_u 为土体极限围限力, R_u 为桩体极限扩孔半径。

由轴对称条件下的径向位移表达式 (7), 可得地基土体塑性区内径向位移场为

$$u_r = \frac{(1+n)}{E} r \left[(s_u + c \cdot \cot j) \left(\frac{R_u}{r} \right)^{\frac{2 \sin f}{1 + \sin f}} - c \cdot \cot j \right], \quad (9)$$

式中, c 为土体的抗剪强度, j 为土体内摩擦角。

2 筋箍碎石桩承载力计算

2.1 极限扩孔半径求解

用 Vesic 圆孔扩张理论求解桩体所受围限力时, 关键在于解出桩体的扩孔半径。借鉴蒋明镜等^[15]和龚晓南等^[16]在解决扩孔问题的思想, 并考虑前文式 (2) 所示假定, 同时结合弹性力学中的厚壁圆筒公式, 便可很好地解决扩孔半径问题。

首先把桩周半径 $R_p \rightarrow R_e$ 的受力土体分离出来, 将其视为一个圆环弹性体, 该弹性体在内边界 $R_1 = R_p$ 处受到均布内压力 $q_1 = \sigma_p$ 的作用, 在外边界 $R_2 = R_e$ 处受到均布外压力 $q_2 = \sigma_{re}$ 的作用。根据弹性力学中的拉梅解答可知, 在 $R_p \rightarrow R_e$ 的土体范围内有

$$\left. \begin{aligned} s_r &= -\frac{\frac{R_e^2}{r^2} - 1}{\frac{R_e^2}{R_p^2} - 1} s_p - \frac{1 - \frac{R_p^2}{r^2}}{1 - \frac{R_p^2}{R_e^2}} s_{re}, \\ s_\theta &= -\frac{\frac{R_e^2}{r^2} + 1}{\frac{R_e^2}{R_p^2} - 1} s_p - \frac{1 + \frac{R_p^2}{r^2}}{1 - \frac{R_p^2}{R_e^2}} s_{re}. \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

利用该公式即可求出弹塑性交界处半径 R_p , 再结合边界条件便能计算出桩体极限扩孔半径 R_u 。

将式 (10) 结合式 (2) 便解得塑性区半径 R_p :

$$R_p = R_e \sqrt{\frac{K_{0,s} g z}{s_p}}, \quad (11)$$

其中, 因为碎石桩在工程中应用时均以群桩形式出现, 所以此处不对单桩进行讨论。

得到塑性区半径后, 再结合 Mohr-Coulomb 屈服

准则对弹塑性区交界处的应力进行探讨,可进一步求得桩周土体极限围限力表达式。

根据式(6),在弹塑性交界面有

$$s_r = -s_q, \quad (12)$$

将上式代入 Mohr-Coulomb 屈服准则(1)中,得到弹塑性交界面上径向应力为

$$s_r = s_{rp} = c \cdot \cos j, \quad (13)$$

由塑性区应力场(8)可知桩周土体极限围限力为

$$s_{ru} = c \cdot \cot j (1 + \sin j) \left(\frac{R_p}{R_u} \right)^{\frac{2 \sin f}{1 + \sin f}} - c \cdot \cot j. \quad (14)$$

根据桩周土体位移公式(7)知弹塑性交界处径向位移为

$$u_{rp} = \frac{1+n}{E} R_p s_{rp}. \quad (15)$$

与此同时,桩周土体体积变化为弹性区体积变化与塑性区体积变化之和,即

$$\pi R_u^2 - \pi R_0^2 = \pi R_p^2 - \pi (R_p - u_{rp})^2 + \pi (R_p^2 - R_u^2) \Delta, \quad (16)$$

式中, u_{rp} 为弹塑性交界处径向位移, Δ 为地基土体塑性区平均体积应变,可通过土工试验得到。

展开上式,略去高阶小量,再结合式(11)和式(15)可解得极限扩孔半径 R_u 为

$$R_u = \frac{1}{\sqrt{1+\Delta}} \sqrt{\left[\Delta + \frac{2(1+n)}{E} c \cdot \cos j \right] R_p^2 + R_0^2}, \quad (17)$$

将式(11)中塑性区半径 R_p 和式(17)中的极限扩孔半径值代入式(14)中,便能解出土体提供给桩体的极限围限力。

2.2 土体和筋箍材料的极限围限力解答

碎石桩体受到桩周土体和筋箍材料的双重约束时,其受力示意图如图4所示。

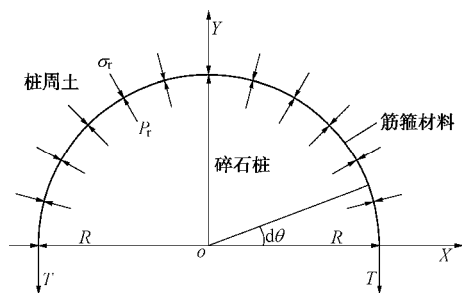


图4 筋箍材料受力示意图

Fig. 4 Force diagram of reinforced materials

从图4中可知,桩周土体所提供的侧向压力 s_r , P_r 沿 Y 轴方向积分,再加上筋箍受拉时在 Y 轴方向产生的拉力 T ,根据受力平衡可得扩孔压力 P_r 为

$$P_r = s_r + \frac{T}{r}. \quad (18)$$

此时,土体极限围限力的值可由式(14)得到,只需再求出筋材拉力 T 的计算式便可得到极限围限力

P_{ru} 的值。

筋材拉力的计算式为

$$T_u = J e, \quad (19)$$

式中, J 为筋箍的抗拉刚度,单位为 kN/m 。

当碎石桩体由初始半径 R_0 逐步扩张到极限半径 R_u 时,筋箍与碎石桩体协调变形,其半径也由 R_0 逐步扩张 R_u 。因此当桩周土体处于极限状态时,筋材环向应变为

$$e_1 = \frac{R_u - R_0}{R_0}, \quad (20)$$

式中, R_0 为筋箍碎石桩初始半径。

将式(14)中土体极限围限力值和式(19)中土体极限状态下筋箍的拉力值回代到式(18)中,即可得到碎石桩体的极限围限力表达式为

$$P_{ru} = s_{ru} + \frac{T_u}{r}, \quad (21)$$

式中, P_{ru} 为极限围限力, T_u 为筋材拉力。

2.3 筋箍碎石桩承载力计算

筋箍碎石桩有全长加箍和部分加箍两种形式,桩体在这两种加箍形式下的破坏模式存在差异,因而其承载力的计算方法也有所不同。由 Hughes 等^[17]的研究可知,普通碎石桩的鼓胀破坏通常发生在 $(1 \sim 3)d_p$ 深度范围内。文献[10]中 Gniel 等的试验也指出全桩长包裹的筋箍碎石桩同样会出现鼓胀段,而部分加箍桩体的筋材抗拉刚度过大时,其鼓胀段则会下移至筋箍段与非筋箍段交界处。据此,对于全长加箍的筋箍碎石桩,求得桩体鼓胀区的极限围限力后,根据被动土压力公式便可迅速解出桩体极限承载力;对于部分加箍的筋箍碎石桩来说,其承载力计算则需要分情况讨论:①筋箍段先发生鼓胀破坏;②非筋箍段先发生鼓胀破坏。

根据朗肯土压力理论,被动土压力 P_{pf} 的一般表达式为

$$P_{pf} = K_{p,p} P_{ru}, \quad (22)$$

式中, P_{pf} 为被动土压力, $K_{p,p}$ 为桩体材料的极限被动侧压力系数。

因此对于全长加箍的筋箍碎石桩,将极限围限力表达式(14)代入式(22)中即可解出其单桩承载力 P_{pf} 为

$$P_{pf1} = K_{p,p} \left(s_{ru} + \frac{T_u}{r} \right). \quad (23)$$

而对于部分加箍的筋箍碎石桩,当筋箍段先发生鼓胀破坏时,其承载力计算式与式(22)相同;当下方的非筋箍段先发生鼓胀破坏时,其承载力计算式则回归到普通碎石桩的形式,为

$$P_{pf2} = K_{p,p} s_{ru}, \quad (24)$$

式中, 极限围限力值 s_m 可由式 (14) 计算得出。

综上, 部分加箍碎石桩的承载力应取两种破坏模式下所得计算值中较小者, 即为

$$P_{pf} = \min [P_{pf1}, P_{pf2}] \quad (25)$$

据此计算出的承载力才比较合理, 接下来即对该筋箍碎石桩承载力计算方法的合理性进行验证。

3 工程实例验证与对比分析

根据文献[18], 湖南某高速公路软土地基厚 7~9 m, 软黏土的不排水剪强度 c_u 为 25.85 kPa, 其黏聚力 c_s 为 15.75 kPa, 内摩擦角 φ_s 为 23° 。土体在地下水位以下的天然重度为 16.9 kN/m³, 水位高 0.5 m, 含水率为 61.1%。采用碎石桩处治, 碎石桩打穿软土进入持力层。桩体碎石料的内摩擦角 φ_p 为 38° , 碎石桩桩径 d_p 为 500 mm, 梅花形布桩 ($d_e=1.05s$), 桩间距 s 为 1.5 m, 现场实测非加筋碎石桩承载力为 431 kPa。文献[18]计算了筋箍长度 2 m 时多种格栅抗拉强度下的单桩极限承载力, 并与工程实测值进行了比较。

此处先采用本文的计算模型对该工程实例进行计算分析。计算中, 根据三轴试验取土体塑性区平均体积应变 Δ 为 0.02, 根据经验值取土体泊松比 n 为 0.35, 并根据工程经验取 (1~3) d_p 深度范围内易发生鼓胀破坏的几个平面进行分析, 可得理论值与实测值的对比如表1所示。

表 1 普通碎石桩单桩承载力验算表

Table 1 Bearing capacities of ordinary stone columns			
计算深度 与桩径之比	计算深度 /m	计算值 /kPa	与 实 测 值 相 对 误 差 /%
1.0	0.50	328.01	-23.89
1.5	0.75	409.37	-5.02
2.0	1.00	467.78	8.53
2.5	1.25	512.24	18.85
3.0	1.50	547.40	-27.01

可见本文计算方法同样适用普通碎石桩, 且计算深度在 (1.5~2.5) d_p 范围内取值时, 所得计算结果最为吻合。赵明华等^[9]的室内模型试验实测值表明, 筋箍碎石桩最大鼓胀量通常发生在 $2d_p$ 附近, 因此接下来取计算深度为 $2.0d_p$, 将本文方法与以往几种筋箍碎石桩承载力计算方法进行对比, 以进一步验证本文方法合理性。

首先考虑普通碎石桩的情况, 用不同方法对该算例进行对比分析, 计算结果见表 2。

由表 2 可知, 相较以往研究的筋箍碎石桩承载力计算方法, 本文方法与实测值更加接近, 从侧面反映了本文前提假设和理论依据是正确的。

表 2 不同计算方法下普通碎石桩承载力对比
Table 2 Bearing capacities of ordinary stone columns by different methods

计算方法	计算值 /kPa	筋箍应变	与实测值相对 误差/%
实测值	431.00	—	—
文献[6]	317.81	—	-26.26
文献[5]方法 1	472.63	—	9.66
文献[5]方法 2	474.66	—	10.13
文献[18]	507.76	—	17.81
本文	467.78	0.28	8.53

再对筋箍碎石桩的承载力进行对比分析, 计算中, 假设桩顶筋箍长度为 2 m, 筋材抗拉刚度为 50 kN/m, 计算结果见表 3。

表 3 不同计算方法下筋箍碎石桩承载力对比
Table 3 Bearing capacities of encased stones by different methods

计算方法	计算值 /kPa	相对计算值 增长量/%	相对实测值 增长量/%
文献[6]	989.41	129.56	211.32
文献[5]方法 1	755.79	59.91	75.36
文献[5]方法 2	761.40	60.41	76.66
文献[18]	778.00	53.22	80.51
本文	653.56	39.72	51.64

由表 3 可知, 用本文方法计算出的筋箍碎石桩承载力, 其相对计算值增长量和相对实测值增长量均比文献[5, 6]中几种计算方法得出的值低, 但整体符合文献[9~12]中室内模型试验和数值模拟试验所得出的承载力增长范围。这是因为本文的计算式充分考虑了筋箍与桩土协调变形对承载力的影响, 在推导过程中求出了筋材实际应变。而其它文章无法求解筋材的应变, 只能假设筋材此时处于极限状态, 将比实际值大的屈服应变代入计算, 从而导致计算值比本文偏大。

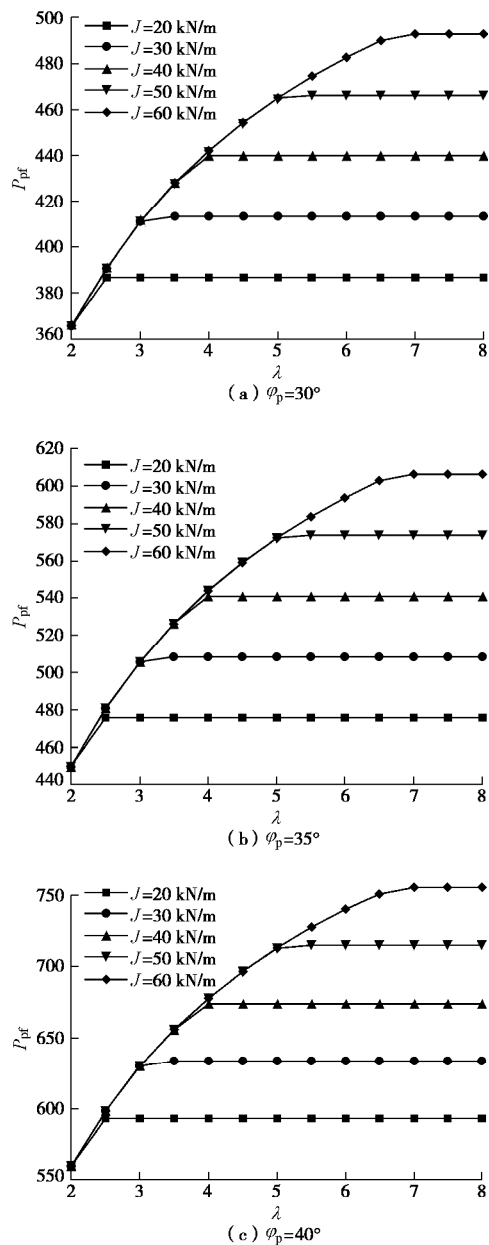
4 最优加筋深度探析

影响筋箍碎石桩承载力的主要参数有筋材刚度、土体内摩擦角和桩体内摩擦角等, 下面就通过分析各主要参数对筋箍碎石桩承载力的影响, 来探讨筋箍碎石桩是否存在最优加筋深度。

在此引入加筋深度 l_g 与碎石桩直径之比 I , 即

$$I = \frac{l_g}{d_p} \quad (26)$$

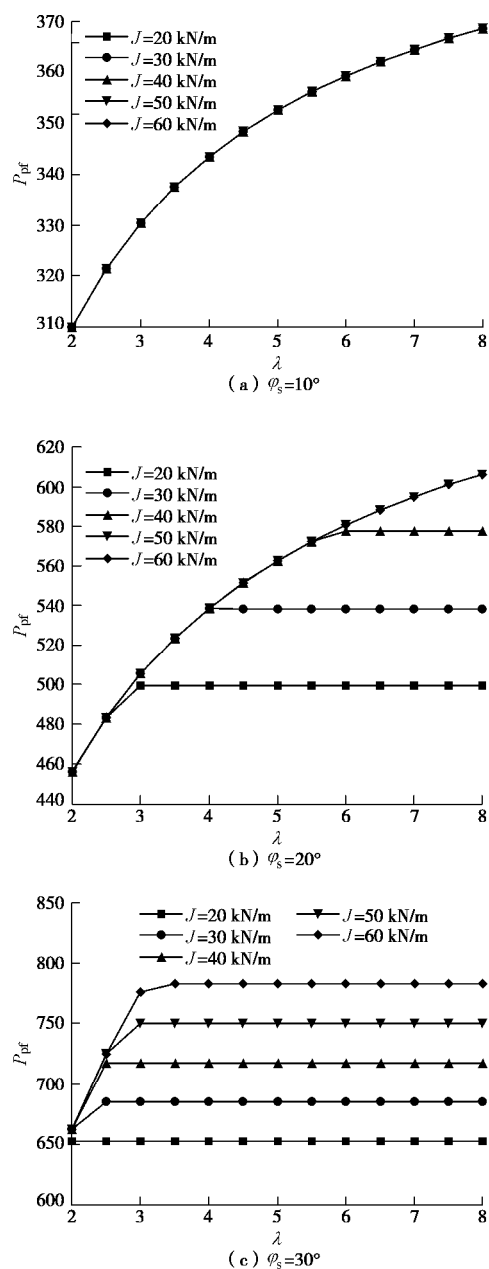
首先保持土体内摩擦角 $\varphi_s=23^\circ$ 不变, 分别取桩体内摩擦角 φ_p 为 30° , 35° , 40° , 筋材刚度 J 为 30, 40, 50, 60 kN/m, 其他参数取值与第 3 节中算例相同, 并根据第 2.3 节所述取两种破坏模式下所得计算值中较小者, 得碎石桩承载力 P_{pf} 在不同桩体内摩擦角下随参数 I 的变化值如图 5 所示。

图5 不同 φ_p 和 J 下 P_{pf} - λ 关系曲线Fig. 5 P_{pf} - λ relation curves under different values of φ_p and J

再保持桩体内摩擦角 $\varphi_p=38^\circ$ 不变, 分别取土体内摩擦角 φ_s 为 10° , 20° , 30° , 筋材刚度 J 为 30, 40, 50, 60 kN/m, 其余取值不变, 得承载力 P_{pf} 在不同土体内摩擦角下随参数 λ 的变化值如图 6。

从图 5, 6 可知, 当曲线出现拐点时, 桩体承载力不再随着加筋深度增长而增长, 拐点所对应的加筋深度即为对应关系下的最优加筋深度 λ_c 。通过图 5 (a)、(b)、(c) 的对比分析可知, 在其他条件相同的情况下, 最优加筋深度 λ_c 随筋材抗拉刚度 J 的增大而增大; 通过图 6 (a)、(b)、(c) 的对比分析可知, 在其他条件相同的情况下, 最优加筋深度 λ_c 随土体内摩擦角 φ_s 的增大而减小; 与此同时, 最优加筋深度 λ_c 与桩体内摩擦角 φ_p 的变化无关, 且桩体内摩擦角 φ_p 和土体内

摩擦角 φ_s 的增长均会有效提高桩体承载力 P_{pf} 。

图6 不同 φ_s 和 J 下 P_{pf} - λ 关系曲线Fig. 6 P_{pf} - λ relation curves under different values of φ_s and J

综上可知, 桩体最优加筋深度不是一个定值, 且其取值与筋材抗拉刚度和土体内摩擦角相关, 因此求解桩体最优加筋深度时, 需要综合考虑筋材性能和桩土条件的影响, 不能武断地凭鼓胀段深度取定值。同时, 桩周土体性能越好, 桩体鼓胀对筋材的依赖就越小, 充分发挥筋箍碎石桩对桩周土体的性能提升作用以节约成本, 也是在工程实际中值得研究的课题。

5 结 语

本文在充分结合以往理论研究和室内模型试验研究的基础上, 基于 Vesic 圆孔扩张理论, 提出了筋箍

碎石桩的承载力计算方法, 并援引工程实例对该计算方法进行了验证, 同时重点分析了筋材强度、桩体内摩擦角和土体内摩擦角对最优加筋深度的影响。

相较以往的筋箍碎石桩承载力计算方法, 本文更多地考虑了筋材与桩、土的协调变形, 以及筋材特性对承载力的影响, 同时合理假设单根桩影响半径处的土压力为静止土压力, 再结合弹性力学相关知识, 很好地解决了求解极限扩孔半径的问题, 从而得到了基于圆孔扩张理论下的筋箍碎石桩承载力计算方法。

与现有研究成果进行比较, 对本文计算方法进行验证与分析, 可知: 在计算筋箍碎石桩的承载力时, 必须考虑筋材与桩土的协调变形; 筋材特性和加筋深度等因素对承载力的影响需要纳入考虑范围内; 最优加筋深度不是一个定值, 而是由筋材和土体的性能综合决定, 且随筋材抗拉刚度的增大而增大, 随土体内摩擦角的增大而减小。

当然, 本文方法也存在不足, 即在计算中没有考虑土体初始应力对桩体的影响, 需要在今后的研究中继续补足。

参考文献:

- [1] VAN IMPE W F. Soil improvement techniques and their evolution[M]. The Netherlands: Balkema, Rotterdam, 1989.
- [2] 周志刚, 张起森. 土工格栅碎石桩的承载力分析[J]. 岩土工程学报, 1997, **19**(1): 58 - 62. (ZHOU Zhi-gang, ZHANG Qi-sen, Analysis on the bearing capacity of geogrid reinforced stone column[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1997, **19**(1): 58 - 62. (in Chinese))
- [3] CASTRO J, SAGASETA C. Deformation and consolidation around encased stone columns[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2011, **29**(3): 268 - 276.
- [4] KADHIM S, PARSONS R L, HAN J. Stability analysis of embankments supported by geosynthetic encased stone columns[C]// International Foundations Congress and Equipment Expo. San Antonio, 2015.
- [5] 陈昌富, 吴梦婷. 基于滑块平衡法顶部加箍碎石桩承载力计算方法[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(7): 1253 - 1260. (CHEN Chang-fu, WU Meng-ting. Computational method for bearing capacity of upper geosynthetic-encased stone columns based on block limit equilibrium method[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(7): 1253 - 1260. (in Chinese))
- [6] 乔丽平. 加筋碎石桩单桩极限承载力[J]. 土工基础, 2007, **20**(6): 38 - 40. (QIAO Li-ping. Ultimate bearing capacity of single reinforced gravel pile[J]. Soil Eng and Foundation, 2007, **20**(6): 38 - 40. (in Chinese))
- [7] 高明军, 刘汉龙, 丁选明, 等. 竖向管式格栅加筋碎石桩承载力计算方法[J]. 解放军理工大学学报: 自然科学版, 2011, **12**(6): 649 - 653. (GAO Ming-jun, LIU Han-long, DING Xuan-ming, et al. Calculation method of ultimate bearing capacity of gravel pile reinforced with tube-geogrids[J]. Journal of PLA University of Science and Technology: Natural Science Edition, 2011, **12**(6): 649 - 653. (in Chinese))
- [8] 韩剑飞, 高明军, 丁选明, 等. 管式格栅加筋碎石桩的承载力影响因素分析[J]. 土工基础, 2012, **26**(5): 54 - 57. (HAN Jian-fei, GAO Ming-jun, DING Xuan-ming, et al. Analysis of influencing factors the ultimate axial capacity of the granular columns reinforced with geogrid tubes[J]. Soil Eng and Foundation, 2012, **26**(5): 54 - 57. (in Chinese))
- [9] 赵明华, 顾美湘, 张玲, 等. 竖向土工加筋体对碎石桩承载变形影响的模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(9): 1587 - 1593. (ZHAO Ming-hua, GU Mei-xiang, ZHANG Ling, et al. Study of model tests on the influence of vertical geosynthetic-encasement on the performance of stone columns[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(9): 1587 - 1593. (in Chinese))
- [10] GNIEL J, BOUAZZA A. Improvement of soft soils using geogrid encased stone columns[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2009, **27**(3): 167 - 175.
- [11] LO S R, ZHANG R, MAK J. Geosynthetic-encased stone columns in soft clay: a numerical study[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2010, **28**(3): 292 - 302.
- [12] 陈建峰, 童振涓, 柳军修, 等. 竖向荷载下加筋碎石桩复合地基数值分析[J]. 岩土力学, 2013, **34**(增刊 2): 393 - 399. (CHEN Jian-feng, TONG Zhen-mei, LIU Jun-xiu, et al. Numerical analyses of composite foundation of geosynthetic-encased stone columns subjected to vertical loading[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(S2): 393 - 399. (in Chinese))
- [13] DEMS K, MROZ Z. Stability conditions for brittle-plastic structures with propagating damage surfaces[J]. Journal of Structural Mechanics, 1985, **13**(1): 95 - 122.
- [14] 徐芝纶. 弹性力学 (上册)[M]. 北京: 高等教育出版社, 2006. (XU Zhi-lun. Elastic mechanics (I)[M]. Beijing: Higher Education Press, 2006. (in Chinese))
- [15] 蒋明镜, 沈珠江. 考虑材料应变软化的柱形孔扩张问题[J]. 岩土工程学报, 1995, **17**(4): 10 - 19. (JIANG Ming-jing,

- SHEN Zhu-jiang. Expansion of cylindrical cavity of materials with strain-softening behaviour[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1995, 17(4): 10 - 19. (in Chinese))
- [16] 龚晓南. 复合地基理论及工程应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002: 91 - 95. (GONG Xiao-nan. Composite foundation theory and engineering application[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2002: 91 - 95. (in Chinese))
- [17] HUGHES J M O, WITHERS N J. Reinforcing of soft cohesive soils with stone columns[J]. Ground Engineering, 1974, 7(3): 42 - 49.
- [18] 赵明华, 陈庆, 张玲, 等. 加筋碎石桩承载力计算[J]. 公路交通科技, 2011, 28(8): 7 - 12. (ZHAO Ming-hua, CHEN Qing, ZHANG Ling, et al. Calculation of bearing capacity of geosynthetic-encased stone columns[J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development, 2011, 28(8): 7 - 12. (in Chinese))

第七届中国水利水电岩土力学与工程学术研讨会（1号征文通知）

主办单位: 中国水利学会岩土力学专业委员会。

承办单位: 湖南大学, 中国电建集团中南勘测设计研究院有限公司, 长沙理工大学, 湖南科技大学, 南京水利科学研究院, 中国水利水电科学研究院, 长江科学院, 河海大学等。

协办单位: 《岩土工程学报》编辑部, 《岩土力学》编辑部, 《湖南大学学报》编辑部等。

为了应对社会快速发展和解决能源短缺问题, 我国水利水电基础建设仍然方兴未艾。与此同时, 在“一带一路”国家战略的实施过程中, 水利水电基础设施建设也将面临新的技术难题。为了深刻认识和深入探讨我国水利水电工程建设开发中遇到的新的岩土工程基础科学和建设技术问题, “第七届中国水利水电岩土力学与工程学术讨论会”定于2018年8月中下旬在湖南省长沙市举行, 将以“一带一路”战略实施过程中的水利水电工程建设为背景, 对我国近年来水利水电岩土工程和工程领域的最新技术开展广泛的学术交流。

会议议题: ①岩土体基本性质; ②岩土工程物理与数值模拟技术; ③水利水电工程建设与环境协调; ④高坝及边坡工程; ⑤隧道与地下洞室工程; ⑥海洋岩土工程; ⑦岩土工程中的新技术与新材料; ⑧重大岩土工程实录; ⑨“一带一路”战略实施中的水利水电岩土工程。

论文征稿: 论文全文请于2018年1月31日前, 电邮至会议秘书处邮箱 hnugeo2018@163.com, 审查结果将于2018年3月30日通知。根据审查意见, 作者修改后的论文终稿请于2018年4月30日前前电邮至会议秘书处邮箱: hnugeo2018@163.com。论文限6页以内, 论文格式参考《岩土工程学报》。会议论文邮箱 hnugeo2018@163.com。本次会议优秀论文将推荐在《岩土工程学报》、《岩土力学》、《湖南大学学报》等正刊或增刊上发表。热忱欢迎相关领域的研究、勘察、设计、施工的科技工作者及研究生踊跃投稿。论文请控制在6页以内。正式论文要求以电子邮件提交大会秘书组邮箱。来稿请注明作者详细通讯地址、E-mail及联系电话。

重要日期: 2017年11月15日: 论文摘要投稿截止; 2018年1月30日: 论文全文投稿截止; 2018年3月30日: 论文审稿结果通知; 2018年4月30日: 论文终稿提交截止; 2018年8月中下旬会议召开。

秘书处联系方式: 地址湖南省长沙市麓山南路1号, 湖南大学土木工程学院; 邮编: 410082, E-mail: hnugeo2018@163.com; 会议咨询及联系人: 康馨, 18392218715; 周苏华, 13677312005; 刘晓明, 18975189922; 张桂荣, 13814068823。

(中国水利学会岩土力学专业委员会 供稿)

DOI: 10.11779/CJGE201710006

基于加速应力试验方法的气泡混合轻质土使用 寿命估计研究

刘 鑫^{1, 2, 3}, 甘亮琴^{1, 2, 4}, 盛 柯^{1, 2, 4}, 洪宝宁^{1, 2, 4}

(1. 河海大学岩土力学与堤坝工程教育部重点实验室, 江苏 南京 210098; 2. 江苏省岩土工程技术工程研究中心(河海大学), 江苏 南京 210098;
3. 河海大学隧道与地下工程研究所, 江苏 南京 210098; 4. 河海大学岩土工程科学研究所, 江苏 南京 210098)

摘 要: 基于加速应力试验方法, 借助概率统计理论分析了以水泥、水和气泡群为组成材料的气泡混合轻质土疲劳寿命的特点及其分布, 建立了气泡混合轻质土的线性化疲劳方程, 预测了气泡混合轻质土在正常车辆荷载作用下的使用寿命。研究结论表明: 通过不同加速应力下疲劳寿命的平均值、标准差和变异系数 3 个指标判别, 同一应力下的气泡混合轻质土的疲劳寿命离散性较小, 离散程度随着加速应力的增大而增大; 基于加速应力试验结果线性回归分析, 证明气泡混合轻质土疲劳寿命服从对数正态分布; 建立了气泡混合轻质土的疲劳寿命方程, 表明疲劳寿命的对数是加速应力的递减函数; 估计了正常车辆荷载作用下气泡混合轻质土的平均使用寿命约为 73 a。

关键词: 气泡混合轻质土; 加速应力试验; 对数正态分布; 疲劳方程; 使用寿命

中图分类号: TU525

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)10-1793-07

作者简介: 刘 鑫(1984-), 男, 副教授, 博士, 主要从事岩土微细结构试验与损伤研究。E-mail: liuxin100@hhu.edu.cn。

Experimental study on service life of foamed mixture lightweight soil based on method of accelerated stress tests

LIU Xin^{1, 2, 3}, GAN Liang-qin^{1, 2, 4}, SHENG Ke^{1, 2, 4}, HONG Bao-ning^{1, 2, 4}

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

2. Jiangsu Research Center for Geotechnical Engineering Technology, Hohai University, Nanjing 210098, China; 3. Tunnel and

Underground Engineering Institute, Hohai University, Nanjing 210098, China; 4. Geotechnical Research Institute, Hohai University,

Nanjing 210098, China)

Abstract: Based on the method of accelerated stress tests, the characteristics and distribution of fatigue life of foamed mixture lightweight soil (FMLS) which consists of cement, water and bubble are analyzed with the help of probability and statistics theory. The linear fatigue equation for FMLS is established based on a series of unbiased estimations. At the same time, the service life of FMLS under normal traffic load is predicted. The research results indicate that the fatigue life of FMLS under identical traffic load is considered to have small discreteness according to the three indices of average value, standard deviation and variable coefficient, but the discrete degree increases with the increase of the accelerated stress. The results of linear regression indicate that the fatigue life of FMLS obeys the lognormal distribution. The fatigue life equation for FMLS is established, and the logarithm of fatigue life of FMLS proves to decrease with the increase of the accelerated stress according to the fatigue equation. Finally, the average service life of FMLS under normal traffic load is predicted to be about 73 years.

Key words: foamed mixture lightweight soil; accelerated stress test; lognormal distribution; fatigue equation; service life

0 引 言

气泡混合轻质土是为解决桥头跳车、道路改扩建、地铁空间上覆减荷和地下空洞填充等工程难题而开发的一种新型轻质土工材料, 主要由可选添加材料、固化材料、气泡群和水按一定的比例经过充分的搅拌混合而成, 先后成功应用于中江高速、京珠高速、北京奥林匹克中心地下通道等重大工程中^[1-2]。从气泡混合

轻质土的应用来看, 因长期承受交通荷载、化学侵蚀等的作用, 其耐久性是不容忽略的课题, 国内外学者和工程技术人员对其已开展部分研究。如: Takeshi

基金项目: 国家自然科学基金青年基金项目(51609071); 江苏省自然科学基金青年基金项目(BK20140848); 广东省交通运输厅科技项目(科技-2015-02-013)

收稿日期: 2016-07-21

等^[3]研究了聚对苯二甲酸乙二醇酯 (PET) 在气泡混合轻质土中的添加应用,并分析了在 90℃温度下气泡混合轻质土的结构将产生裂缝。Jongpradist^[4]开展了水泥、黏土混合物中掺入气体的试验,进行了单轴、固结试验、三轴试验,推荐采用有效孔隙比参数表示轻质土在影响因素下力学性能的从属关系。Kikuchi 等^[5]将气泡混合轻质土成为超级岩土材料 (SGM), 分析了其渗透性和吸附性,土样切片中孔隙逐渐被水取代,取代区域不受渗透系数的影响而受气体体积的影响。Park 等^[6]运用人工神经网络基于试验数据建模以预测气泡混合轻质土无侧限抗压强度。Kim 等^[7]将气泡混合轻质土在道路加宽中应用,研究了抗压强度、毛细上升高度、路基沉降变化情况。章灿林等^[8]研究了冻融循环和酸碱腐蚀对不同原料土掺量的气泡轻质土性能和微观结构的影响。刘楷等^[9]采用水泥和地聚合物作为固化剂制备气泡混合轻质土,分析了干湿循环级数和硫酸钠浸泡环境对其强度特性的影响规律。从以上研究可以看出,目前国内外对气泡混合轻质土的研究主要集中在物理力学特性、化学侵蚀等方面,而对气泡混合轻质土在车辆荷载作用下的使用寿命还未进行研究。使用寿命是工程设计标准之一,如未能科学合理预测气泡混合轻质土在循环车辆荷载作用下的寿命,工程将存在较大的安全隐患,因此研究气泡混合轻质土在车辆荷载作用下的使用寿命有较大的意义。

加速应力试验是在保持失效机理不变的条件下用加大应力的试验方法加速试验样品失效,选用相应的加速模型估计试验样品在正常应力下的寿命(或可靠性)特征值。加速应力试验具有试验时间短,试验成本低,试验条件和结果可控等优点,自 20 世纪 70 年代引进中国以来,已在建筑工程领域中发展起来,吴瑾等^[10]、方志等^[11]通过加速应力试验研究了混凝土材料的疲劳特性,取得了较理想的成果,但目前尚未有学者利用加速应力试验方法研究气泡混合轻质土的使用寿命。

本文将引用加速应力试验的方法预估气泡混合轻质土在车辆荷载作用下的使用寿命,通过计算出正常荷载来确定加速应力,借助于概率统计理论分析,研究气泡混合轻质土的寿命分布,采用线性加速模型,推导正常荷载下的疲劳寿命方程,预估相应的疲劳寿命。

表 1 气泡混合轻质土配合比设计

Table 1 Mix proportion design of lightweight soil mixed with bubble

28 d 抗压强度 /MPa	气泡混合轻质土单方材料组成			试配湿密度 /(kg·m ⁻³)	水泥浆单方材料组成		水泥浆湿密度 /(kg·m ⁻³)
	水泥 /(kg·m ⁻³)	水 /(kg·m ⁻³)	泡沫/L		水泥 /(kg·m ⁻³)	水 /(kg·m ⁻³)	
1.0	500	293.4	500	900	1109.2	650.9	1760.1

1 车辆荷载加速应力试验

1.1 试块配合比与制样

试验选用镇江水泥厂生产的#42.5 海螺牌普通硅酸盐水泥作为固化材料;发泡剂为高分子复合型水泥发泡剂,常温下为无色液体,PH 值 7.5~9.0,稀释倍率为 1:40。考虑到与工程实际相对应,本文采用工程中常用的配合比,见表 1。制样流程依据《气泡混合轻质土填筑工程技术规程》(CJJ/T 177—2012)^[12],配制的水泥浆湿密度为 1750 (±50) kg/m³,通过 1000 mL 量程的烧杯和 2000 g 量程的电子称称取质量并计算湿密度。无侧限抗压强度采用长春机械厂生产的电子万能试验机 (CSS-44050),加载速率为 2 kN/s。

按配合比将水泥和水充分搅拌成浆液状态,使得水泥浆中不再含有较大的颗粒,在搅拌水泥浆的同时将调配好的稀释倍率为 1:40 的发泡液通过高压水泥发泡机发泡。然后将泡沫掺入搅拌好的水泥浆液中,匀速搅拌 5 min,测量密度。达到设计密度后将气泡混合轻质土装入 100 mm×100 mm×100 mm 立方体模具中,在表面覆盖薄膜后置于 20 (±2) °C 的恒温条件下养护。养护 24 h 后脱模,再将全部试块在实验室自然搁置至设计龄期。试验时试块分 3 批成型,每批 5 组,每组 3 个,共 45 个。每组中随机取 1 个进行无侧限抗压强度试验,抗压强度达到 1 (±2) MPa 则合格。经实际测定 15 个试块,13 个试块的抗压强度在 0.8~1 MPa 之间,2 个试块在 1~1.2 MPa 之间。

1.2 试验荷载与加速因子

车辆荷载按双车道荷载计算,即横向分布的车辆数为 2,将车辆荷载换算为均布荷载,建立计算公式:

$$q = gh_0 = \frac{NQ}{LB} \quad (1)$$

式中 q 为均布荷载 (kPa); g 为土的重度 (kN/m³); h_0 为荷载当量土柱高度 (m); N 为横向分布的车辆数; L 为前后轴距及轮胎着地长度 (m); Q 为单辆车重 (kN); B 为横行分布车辆轮胎外缘之间的距离 (m)。进一步分析可知:

$$B = Nb + (N - 1)d \quad (2)$$

式中, b 为每辆车轮胎外缘之间的距离 (m), d 为相邻两车辆之间的净距 (m)。

式 (1) 和式 (2) 中有关车辆的参数按照《公路工程技术标准》(JTGB01—2014)^[13]的相关要求取值。对于公路-Ⅰ级, $L=13\text{ m}$, $Q=550\text{ kN}$, 经计算 $B=5.2\text{ m}$ 。将相关数据代入式 (1) 可得 $q=16.27\text{ kPa}$, 故取车辆荷载应力为 17 kPa 。对于路面结构层, 为了方便计算, 取高度为 1 m , 荷载应力为 25 kPa 。根据现有的《气泡混合轻质土填筑工程技术规程 CJJ/T177—2012》, 轻质土路基最大填土高度为 15 m , 本文所制作的轻质土 28 d 测得的重度为 7.8 kN/m^3 , 因此计算得到轻质土自重引起的最大荷载应力为 117 kPa 。由上述可知, 气泡混合轻质土在正常使用条件下, 受到的荷载应力为 159 kPa , 因此, 本试验中正常应力 SR_0 取 0.159 MPa 。

本文取加速因子为加速应力与正常应力之比, 表征实际荷载应力的放大倍数。根据加速应力的确定原则, 最低加速应力在不过分增加试验时间和费用的条件下尽可能接近正常应力 SR_0 , 而最高加速应力在不改变失效机理的条件下, 为了获得较高的加速效果应尽可能高。参考文献[14]并综合本试验特点, 由于本文的试块极限荷载应力为 $1(\pm 0.2)\text{ MPa}$, 且大部分试块的极限荷载应力在 $0.8\sim 1\text{ MPa}$ 之间, 而加速应力应低于极限荷载应力。因此, 本试验的最大加速应力取为 0.8 MPa , 最小加速应力是在前期试验基础上认为试验持续时间较为合理而采用的。本试验最终选择 3 组加速应力, 分别为 $SR_i=0.6, 0.7, 0.8\text{ MPa}$, $i(=1, 2, 3)$ 为试验组号, 即加速因子分别为 $3.77, 4.40, 5.03$ 。

1.3 加速应力试验

试块养护 28 d 后开始疲劳试验。采用 Zwick-100HFP5100 疲劳试验机, 频率范围 $1\sim 150\text{ Hz}$, 静载 $\pm 100\text{ kN}$, 动载 $\pm 50\text{ kN}$ 。加载波形为正弦波, 近似于路面所受到的车辆荷载的实际波形, 采用低频抗压疲劳方式, 加载频率为 1 Hz , 加载曲线如图 1 所示。其中: 试验上限荷载应力 s_{\max}^f 即为最大应力 s_{\max} ; 试验下限荷载应力 s_{\min}^f 即为最小应力 s_{\min} ; 平均荷载应力 s_m^f 即为平均应力 s_m , 是最大应力与最小应力的平均值; 应力幅值 s_a 为 s_{\max} 或 s_{\min} 与 s_m 的差值。试验分 3 组进行, 所对应的最大应力分别为 $SR_1=0.6\text{ MPa}$, $SR_2=0.7\text{ MPa}$, $SR_3=0.8\text{ MPa}$, 为了固定试块的位置, 每级最小应力取为 0.07 MPa 。为了缩短试验时间, 采用定数截尾, 即随机抽取 10 个试块, 当有 9 个试块发生破坏时即可停止。

2 试验结果

2.1 疲劳寿命分布

加速应力试验结果见图 2, 从图 2 可看出同一加速应力的气泡混合轻质土的疲劳寿命分布在一定的区间内, 在该区间内, 任一试块的寿命具有不确定性。计算不同加速应力下的平均值、标准差和变异系数, 列于表 2 中。从表 2 可看出, 3 组试验的变异系数较小, 仅为 $0.5\%, 0.6\%$ 和 12.4% , 通常一组数据的变异系数越小, 表征该组数据的离散程度越小。因此, 同一加速应力下气泡混合轻质土的疲劳寿命偏离平均值的程度不大, 即离散程度较小, 但随着加速应力的增高, 离散程度不断增大, 反映出加速应力试验的加速应力不能过大, 本文选择的 3 组加速应力较为合理。

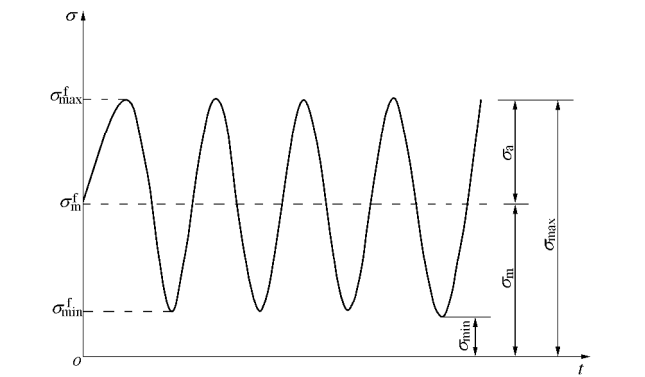


图 1 等幅恒加载曲线

Fig. 1 Curves of continuous constant load

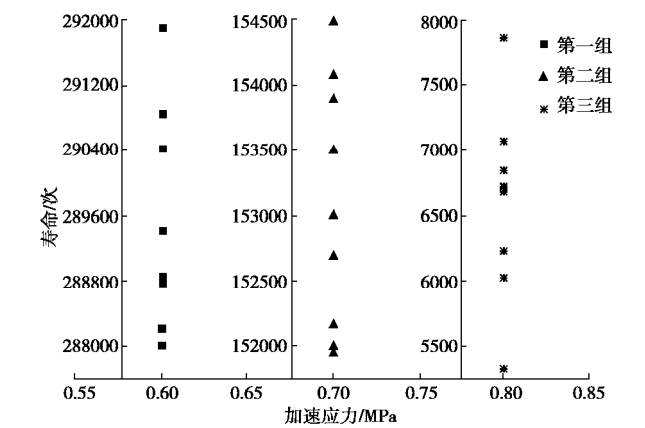


图 2 疲劳试验结果

Fig. 2 Results of fatigue tests

表 2 不同加速应力下的数值特征

Table 2 Numerical characteristics under different accelerated loads

序号	加速应力/MPa	平均值	标准差	变异系数
1	0.6	289316	1471	0.005
2	0.7	153091	950	0.006
3	0.8	6199	769	0.124

2.2 疲劳寿命服从对数正态分布假设

加速应力试验得到的是一定加速应力下的疲劳作用循环次数, 为了建立疲劳方程, 必须对加速应力试

验结果进行统计分析,合理描述疲劳寿命。正态分布是实际工程中应用最为广泛的一种概率分布形式,设随机变量 X 为疲劳寿命, x_j 为寿命值,若 $X \sim (\mu, s^2)$, 根据概率密度函数与正态分布定义,可得如下方程:

$$F(0) = P(X \leq 0)$$
$$= \int_{-\infty}^0 \frac{1}{\sqrt{2\pi}s} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x_j - m}{s}\right)^2\right] dx_j > 0 \quad (3)$$

即疲劳寿命 X 取小于零的概率大于零,而实际工程中疲劳寿命 X 取小于零的概率为零,因此用正态分布来描述疲劳寿命并不符合实际情况。考虑到疲劳寿命 X 恒大于零,因此对疲劳寿命作对数变换,则 $\ln X$ 的取值范围为 $(-\infty, +\infty)$,符合正态分布要求。因此可假设 $\ln X$ 服从正态分布,即疲劳寿命 X 服从对数正态分布,根据对数正态分布定义,可得如下方程:

$$F(0) = P(X \leq 0) = \int_{-\infty}^0 f(x_j) dx_j = 0 \quad (4)$$

由前述分析可知,疲劳寿命以对数正态分布描述,符合实际情况。

2.3 疲劳寿命服从对数正态分布检验

将 $\ln X \sim (\mu, s^2)$ 化成标准正态分布。令 $Z = \frac{\ln X - m}{s}$, 根据概率密度函数与正态分布定义有

$$P(Z \leq \ln x_j) = P\left(\frac{\ln X - m}{s} \leq \ln x_j\right)$$
$$= P(\ln X \leq m + s \ln x_j)$$
$$= \frac{1}{\sqrt{2\pi}s} \int_{-\infty}^{\mu + s \ln x_j} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{t - m}{s}\right)^2\right] dt \quad (5)$$

令 $\frac{t - m}{s} = u$, 得

$$P(Z \leq \ln x_j) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\ln x_j} \exp\left(-\frac{u^2}{2}\right) du$$
$$= j(\ln x_j) \quad (6)$$

其中, $j(x) = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{t^2}{2}} dt$ 为标准正态函数,

由此得 $\frac{\ln X - m}{s} \sim (0, 1)$, 即

$$F(\ln x_j) = P(\ln X \leq \ln x_j)$$
$$= P\left(\frac{\ln X - m}{s} \leq \frac{\ln x_j - m}{s}\right) = j\left(\frac{\ln x_j - \mu}{\sigma}\right) \quad (7)$$

由于 $j(x)$ 为严格单调增函数,其反函数必存在。对式(7)两边取反函数,并令 $M = j^{-1}(F(\ln x_j))$, $N = \ln x_j$, $A = \frac{1}{s}$, $B = \frac{m}{s}$, 则有 $M = AN - B$ 。该式可用来检验一组试验数据服从正态分布的假设是否成立。即若气泡混合轻质土疲劳寿命的对数服从正态分布,则 M 与 N 必成线性关系。系数 A 和 B 通过线性回归求得, M 通过计算失效概率求得。失效概率可通过下式计算:

$$F(x_j) = \frac{j}{r+1} \quad (j=1,2,\dots,r) \quad (8)$$

式中, r 为某一加速应力下得到的试验数据总数,即截尾数, j 为试验试块序号。

疲劳寿命的对数正态分布检验见图 3~5,从图 3~5 的线性回归分析可看出,相关系数 R 都在 0.95 以上, $N = \ln x_j$ 与 $M = j^{-1}(F(\ln x_j))$ 之间呈现出很好的线性关系,表明气泡混合轻质土的疲劳寿命的对数服从正态分布,即气泡混合轻质土的疲劳寿命服从对数正态分布的假设成立。

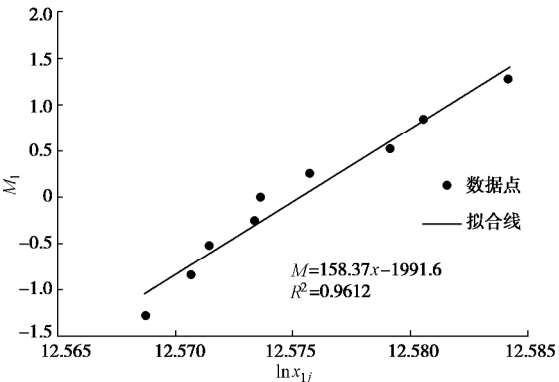


图 3 $SR_1=0.6$ MPa 时疲劳寿命的对数正态分布检验
Fig. 3 Verification of lognormal distribution of fatigue life when $SR_1=0.6$ MPa

表 3 疲劳寿命的对数正态分布检验

Table 3 Verification of lognormal distribution of fatigue life

试块编号	$SR_1=0.6$ MPa	$SR_2=0.7$ MPa	$SR_3=0.8$ MPa	$F(x_j)$	$j^{-1}(F(\ln x_j))$	$C'(n,r,j)$	$D'(n,r,j)$
	$\ln x_{1j}$	$\ln x_{2j}$	$\ln x_{3j}$				
1	12.5687	11.9313	8.5200	0.1	-1.281667	0.3423	0.2101
2	12.5707	11.9317	8.5975	0.2	-0.841786	0.0937	0.1085
3	12.5715	11.9327	8.6341	0.3	-0.524412	0.0559	0.1060
4	12.5734	11.9363	8.7101	0.4	-0.253333	0.0215	0.1036
5	12.5736	11.9383	8.7645	0.5	0.000000	-0.0119	0.1011
6	12.5757	11.9415	8.7661	0.6	0.253333	-0.0465	0.0986
7	12.5791	11.9440	8.7855	0.7	0.524412	-0.0851	0.0957
8	12.5805	11.9452	8.8206	0.8	0.841786	-0.1334	0.0921
9	12.5841	11.9479	8.9296	0.9	1.281667	-0.2364	0.0843

注: n 为一组试验的试块总数。

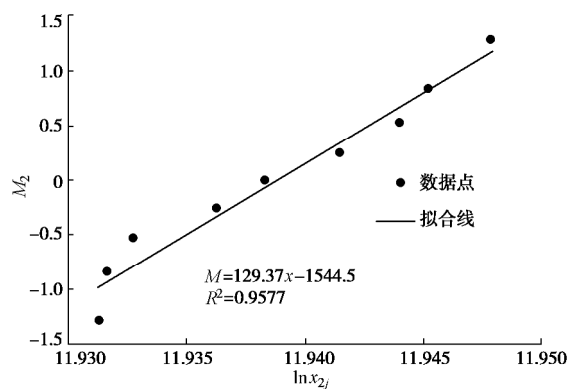


图 4 $SR_2=0.7$ MPa 下疲劳寿命的对数正态分布验证

Fig. 4 Verification of lognormal distribution of fatigue life when $SR_2=0.7$ MPa

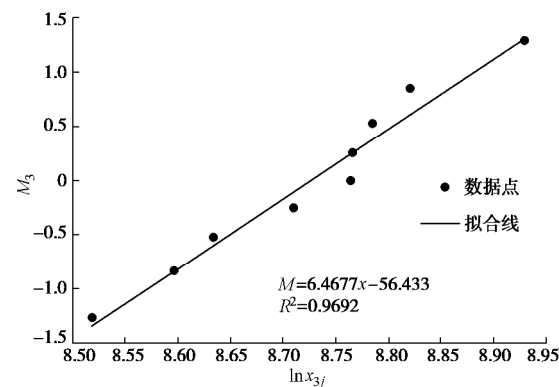


图 5 $SR_3=0.8$ MPa 下疲劳寿命的对数正态分布验证

Fig. 5 Verification of lognormal distribution of fatigue life when $SR_3=0.8$ MPa

3 使用寿命估计

3.1 疲劳方程的建立

国内外大量试验表明寿命特征与加速应力之间关系通常是非线性的, 为了方便实际使用, 在建立疲劳寿命方程时应尽量对寿命数据和加速应力进行适当转换, 将其线性化。本文通过前述试验数据建立如下疲劳寿命方程:

$$\ln X = A + Bf(SR) \quad (9)$$

式中 X 为寿命特征, 即一定概率的试块寿命达到 X 以上; A, B 为待估参数; $f(SR)$ 为应力 SR 的某一已知函数, 本文中 SR 为加速应力, $f(SR) = SR$ 。以中位寿命 $X_{0.5}$ (50%的试块寿命达到 $X_{0.5}$ 以上) 作为寿命特征, 假定 $\ln X_{0.5} = m$, 则寿命服从对数正态分布的气泡混合轻质土的疲劳寿命方程为

$$m = \ln X_{0.5} = A + Bf(SR) \quad (10)$$

根据可靠性试验用表^[15], 各加速应力下 s_i 和 m_i 的最好线性无偏估计由式 (11) 和 (12) 计算得到, 计算值见表 4。

$$\hat{m}_i = \sum_{j=1}^r D'(n, r, j) \ln x_{ij} \quad (11)$$

$$\hat{s}_i = \sum_{j=1}^r C'(n, r, j) \ln x_{ij} \quad (12)$$

式中, $C'(n, r, j)$, $D'(n, r, j)$ 分别称为正态分布中参数 s 和 μ 的最好线性无偏估计系数, 可查对数正态分布的最好线性无偏估计系数表, 取值见表 3。

表 4 各加速应力下 s_i 和 m_i 的无偏估计

Table 4 Unbiased estimations of s_i and m_i at different accelerated stresses

无偏估计量	$SR_1=0.6$ MPa	$SR_2=0.7$ MPa	$SR_3=0.8$ MPa
\hat{m}_i	12.5743	11.9376	8.6968
\hat{s}_i	0.0048	0.0060	0.1553

采用最小二乘法计算线性模型中未知参数 A 和 B , 令 $Q = \sum_{i=1}^3 (\hat{\mu}_i - A - Bf_i)^2$, 对 A 和 B 求偏导数, 并令其等于零, 则有矩阵:

$$\begin{bmatrix} 3 & \sum f_i \\ \sum f_i & \sum f_i^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} A \\ B \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sum \hat{\mu}_i \\ \sum f_i \hat{\mu}_i \end{bmatrix} \quad (13)$$

即 $\begin{cases} 3A + 2.1B = 33.2087 \\ 2.1A + 1.49B = 22.8583 \end{cases}$, 解得 $A=24.6426$, $B=-19.39$ 。

因此气泡混合轻质土的疲劳寿命方程为

$$\ln X_{0.5} = 24.6426 - 19.39SR \quad (14)$$

基于本试验建立的疲劳寿命方程是建立在疲劳寿命服从对数正态分布, 且假定 $\ln X_{0.5} = m$ 的基础上。该疲劳寿命方程斜率为负值, 说明疲劳寿命的对数是加速应力的递减函数。

3.2 正常应力的使用寿命特征估计

根据疲劳寿命方程可以得到正常应力 SR_0 下的对数均值 m_0 的无偏估计值, 即

$$\hat{\mu}_0 = \hat{A} + \hat{B}f(SR_0) = 21.5596 \quad (15)$$

在正常应力 SR_0 下的对数标准差 s_0 的最小方差无偏估计为

$$\hat{s}_0 = \frac{\sum_{i=1}^3 L'_{r_i n_i}^{-1} \hat{s}_i}{\sum_{i=1}^3 L'_{r_i n_i}^{-1}} = 0.0554 \quad (16)$$

其中 $L'_{r_i n_i}$ 为 \hat{s}_i 的方差系数, 查可靠性试验用表得 $L'_{r_i n_i} = 0.0681$ 。

此时正常应力 SR_0 下气泡混合轻质土寿命 X 的分布 $\ln X$ (\hat{m}_0, \hat{s}_0) 已确定, 因此可以估计出在 SR_0 下气泡混合轻质土的中位寿命:

$$\hat{X}_{0.5} = e^{\hat{\mu}_0} = 2.3079 \times 10^9 (\text{次}) \approx 73.18 (\text{a})$$

平均寿命为

$$E(X) = e^{\mu_0 + 0.5s_0^2}$$

$$= 2.3088 \times 10^9 \text{ (次)} \approx 73.21 \text{ (a)}。$$

将试验值和估计值一同绘在同一坐标下, 便得到扩展后的使用寿命与应力曲线, 见图 6。

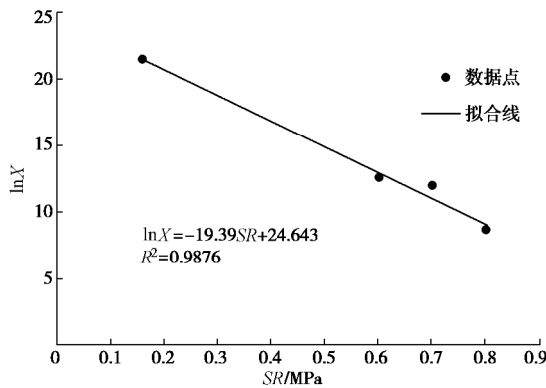


图 6 $\ln X$ 和 SR 扩展线

Fig. 6 Expanded lines of $\ln X$ and SR

至此, 本文根据加速应力试验估算了气泡混合轻质土在车辆荷载作用下的使用寿命约 73 a, 不可否认, 该使用寿命仅考虑车辆荷载最不利作用下的平均寿命, 真实寿命应位于涵盖 73 a 的一个区间内, 同时, 气泡混合轻质土使用寿命受控因素较多, 除车辆荷载外, 还有降雨入渗、化学侵蚀等因素, 其真实使用寿命仍有待进一步研究。

4 结 论

(1) 通过不同加速应力下疲劳寿命的平均值、标准差和变异系数 3 个指标判别, 同一应力下的气泡混合轻质土的疲劳寿命离散性较小, 离散程度随着加速应力的增大而增大。

(2) 基于加速应力试验结果线性回归分析, 证明了气泡混合轻质土疲劳寿命服从对数正态分布。

(3) 建立了气泡混合轻质土的疲劳寿命方程, 表明疲劳寿命的对数是加速应力的递减函数。

(4) 估计了正常车辆荷载作用下气泡混合轻质土的平均使用寿命约为 73 a。

参考文献:

[1] 何国杰, 丁振洲, 郑颖人. 气泡混合轻质土的研制及其性能[J]. 地下空间与工程学报, 2009, **5**(1): 18 - 22. (HE Guo-jie, DING Zhen-zhou, ZHENG Ying-ren. Preparation of bubble mixed light soil and its properties[J]. Journal of Underground Space and Engineering, 2009, **5**(1): 18 - 22. (in Chinese))

[2] 陈永辉, 石刚传, 曹德洪, 等. 气泡混合轻质土置换路基控制工后沉降研究[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(12): 1854 -

1862. (CHEN Yong-hui, SHI Gang-chuan, CAO De-hong, et al. Control of post-construction settlement by replacing subgrade with foamed cement banking[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(12): 1854 - 1862. (in Chinese))

[3] KAMEI T, TAKASHIMA J I, SHIBI T. Temperature effects on unconfined compressive strength and microstructure of foamed mixture lightweight soil containing flaked polyethylene terephthalate (PET) [J]. Soils and Foundations, 2008, **48**(6): 833 - 842.

[4] JONGPRADIST P. Effective void ratio for assessing the mechanical properties of cement-clay admixtures at high water content[J]. Journal of Geotechnical and Geo-environmental Engineering, 2011, **137**: 621 - 627.

[5] KIKUCHI Y, NAGATOME T, MIZUTANI T A. The effect of air foam inclusion on the permeability and absorption properties of light weight soil[J]. Soils and Foundations, 2011, **51**(1): 151 - 165.

[6] PARK H I, KIM Y T. Prediction of strength of reinforced lightweight soil using an artificial neural network[J]. Engineering Computations, 2011, **28**(5): 600 - 615.

[7] KIM T H, KIM T H, KANG G C. Performance evaluation of road embankment constructed using lightweight soils on an unimproved soft soil layer[J]. Engineering Geology, 2013, **160**(13): 34 - 43.

[8] 章灿林, 黄俭才, 熊永松, 等. 不同原料土掺量的气泡轻质土耐久性研究[J]. 武汉理工大学学报, 2014, **36**(8): 32 - 36. (ZHANG Can-lin, HUANG Jian-cai, XIONG Yong-song, et al. Durability of foamed cement banking with raw soil[J]. Journal of Wuhan University of Technology, 2014, **36**(8): 32 - 36. (in Chinese))

[9] 刘 楷, 李仁民, 杜延军, 等. 气泡混合轻质土干湿循环和硫酸钠耐久性试验研究[J]. 岩土力学, 2015, **36**(增刊 1): 362 - 366. (LIU Kai, LI Ren-min, DU Yan-jun, et al. A durability experimental study of lightweight soil subjected to wetting-drying cycles and sodium sulfate soaking[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(S1): 362 - 366. (in Chinese))

[10] 吴 瑾, 王晨霞, 徐 贾, 等. 疲劳荷载下锈蚀钢筋混凝土梁弯曲性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2012, **45**(10): 118 - 124. (WU Jin, WANG Chen-xia, XU Jia, et al. Study on flexural behavior of corroded reinforced concrete beams under fatigue loads[J]. China Civil Engineering Journal, 2012, **45**(10): 118 - 124. (in Chinese))

[11] 方 志, 向 宇, 匡 镇, 等. 钢纤维含量对活性粉末混

- 混凝土抗疲劳性能的影响[J]. 湖南大学学报 (自然科学版), 2011, 38(6): 6 - 12. (FANG Zhi, XIANG Yu, KUANG Zhen, et al. Fatigue properties of reactive powder concrete with different steel fiber ratios[J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2011, 38(6): 6 - 12. (in Chinese))
- [12] CJJ/T 177—2012 气泡混合轻质土填筑工程技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012. (CJJ/T 177—2012 Technical specification for foamed mixture lightweight soil filling engineering[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2012. (in Chinese))
- [13] JTGB01—2014 公路工程技术标准[S]. 北京: 人民交通出版社, 2014. (JTGB01—2014 Technical standard of highway engineering[S]. Beijing: China Communications Press, 2014. (in Chinese))
- [14] 刘 凯, 罗仁安, 郑 萍, 等. 混凝土高频疲劳加速寿命试验[J]. 上海大学学报 (自然科学版), 2009, 15(2): 205 - 210. (LIU Kai, LUO Ren-an, ZHENG Ping, et al. High frequency fatigue accelerated life test of concrete[J]. Journal of Shanghai University (Natural Science), 2009, 15(2): 205 - 210. (in Chinese))
- [15] 中国电子技术标准化研究所. 可靠性试验用表[M]. 北京: 国防工业出版社, 1987. (China Electronics Standardization Institute. Table for reliability test[M]. Beijing: National Defense Industry Press, 1987. (in Chinese))

第十届全国土动力学学术会议

(一号通知)

主办单位: 中国振动工程学会土动力学专业委员会; 中国地震学会岩土工程防震减灾委员会。

支持单位: 中国土木工程学会土力学与岩土工程分会; 中国水利学会岩土力学专业委员会; 中国力学学会岩土力学专业委员会; 中国地震学会地震工程委员会; 中国地震学会基础设施防震减灾委员会; 中国建筑学会地基基础分会; 江苏省地震学会。

承办单位: 南京工业大学。

协办单位: 《岩土工程学报》; 《防灾减灾工程学报》; 《地震工程与工程振动》; 《地震工程学报》。

第十届全国土动力学学术会议将于2018年11月2日—4日在南京召开。本次会议是继1980年12月6日—12日在安徽合肥召开的“土的动力特性学术讨论会”后从事土动力学与岩土地震工程的科技人员和工程人员的又一次盛会, 在汶川特大地震10周年之际的2018年召开“第十届全国土动力学学术会议”, 将是一次具有历史意义的学术盛会。

会议主题与内容: 围绕“一带一路”战略、“建设海洋强国”战略和“西部大开发”战略中的重大工程灾害灾前预防与综合防范, 本次会议重点研讨防灾减灾救灾工作实施“两个坚持、三个转变”新理念中遇到的土动力学与岩土地震工程领域的前沿科学与关键技术。

具体征文专题如下: ①土的动力特性与本构关系; ②土与结构动力相互作用; ③土动力学数值与物理模拟研究; ④土动力学室内试验方法与新技术; ⑤原位动力测试与表征技术; ⑥砂土液化评价与防治; ⑦强地震动与场地非线性效应; ⑧环境振动与测试技术; ⑨近海工程的特殊土动力学问题; ⑩重大工程的土动力学与岩土地震工程问题; ⑪工程场地地震损失评估与灾害保险。

大会秘书处联系人: 庄海洋 13584050564, 吴志坚 13919182444, 陈炜昀 13770620150、赵凯 13951863149, 王盛年 15077865785。通讯地址: 南京工业大学虹桥校区实验楼 400-1室(鼓楼区中山北路200号, 210009)。论文提交邮箱: 王盛年 myresort@126.com, 赵凯 zhaokai@njtech.edu.cn。重要时间: 论文全文截止2018年4月30日, 修改稿截止2018年5月30日, 论文录用通知2018年6月30日。

会议论文征集: 会议论文应为未经正式发表的最新成果, 学术委员会将组织专家对提交论文进行审查, 推荐优秀论文在《岩土工程学报》专刊发表, 其余论文将在《防灾减灾工程学报》、《地震工程与工程振动》和《地震工程学报》增刊发表。

(大会组委会 供稿)

DOI: 10.11779/CJGE201710007

考虑基体变形和微凸体变形相互作用的岩石节理 闭合变形理论模型

唐志成^{1, 2}, 黄润秋², 焦玉勇¹, 谭飞³, 朱星²

(1. 中国地质大学(武汉)工程学院, 湖北 武汉 430074; 2. 成都理工大学地质灾害防治与地质环境保护国家重点实验室, 四川 成都 610059;
3. 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)

摘要: 地下岩体工程建设和运营过程中, 需要考虑节理岩体的水力学性质, 这与节理的闭合变形密切相关。对法向应力作用下节理微凸体的变形特征进行详细分析, 逐个计算接触微凸体的法向变形和接触应力; 采用接触理论计算微凸体基圆半径之外的基体变形, 并以此调整微凸体的法向位置, 进而提出新的闭合变形理论模型。新模型可反映节理的基体变形和微凸体变形相互作用的影响, 也能体现形貌分量和接触类型对闭合变形的影响。与已有的理论模型比较, 新模型的计算值更为接近试验值。采用叠加原理, 新模型计算得到的初始法向刚度最小; 但随法向应力的增加, 法向刚度增加速率逐步加快。

关键词: 岩石节理; 闭合变形; 接触力学; 变形相互作用

中图分类号: TU451

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)10-1800-07

作者简介: 唐志成(1983-), 男, 教授, 主要从事岩石力学方面的科研工作。E-mail: zctang@cug.edu.cn。

Theoretical closure model for rock joints considering interaction of deformations of substrate deformation and asperity

TANG Zhi-cheng^{1, 2}, HUANG Run-qiu², JIAO Yu-yong¹, TAN Fei³, ZHU Xin²

(1. Faculty of Engineering, China University of Geosciences, Wuhan 430074, China; 2. State Key Laboratory of Geohazard Prevention and
Geoenvironment Protection, Chengdu University of Technology, Chengdu 610059, China; 3. State Key Laboratory of Geomechanics and
Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071, China)

Abstract: The closure behavior of rock joints remains a problem of interest with applications in many practical engineering cases. Based on a comprehensive assessment of realistic closure behavior, a Hertz-based theoretical model is proposed to predict the closure behavior of a rock joint under compressive loading. In the present study, special attention is focused on the role of mechanical interaction of asperities during the closure process. The vertical positions (perpendicular to the least square plane) of asperities are adjusted by using the discrete methodology based on the Hertz solution of substrate deformation outside the contact region. The factors influencing the closure behavior of rock joints can be considered by the model, namely (1) the surface morphology component, (2) the contact state between the upper and lower blocks (or the composite topography), and (3) the deformation due to asperity itself, the substrate deformation due to the deformed asperity and the deformation caused by the mechanical interaction due to the adjacent deformed asperities. The validity is demonstrated by comparing the experimental results with the curves predicted by Xia model, Tang model and the proposed model. The results show that the closure behavior predicted by the proposed model is in good agreement with experimental data, with small discrepancies between the predicted and the measured values. A preliminary explanation for the discrepancies of contact stiffness predicted by Xia model, Tang model and the proposed model associated with different underlying principles is also put forward.

Key words: rock joint; closure deformation; contact mechanics; mechanical interaction

0 引言

在诸如地下水资源开采、核废料地质处置等岩石地下建筑工程中, 评价节理岩体的水力学性质是至关重要的。由于包含于其中的节理通常是地下水/气流动

基金项目: 国家自然科学基金面上项目(41672302, 11672360, 41402247); 地质灾害防治与地质环境保护国家重点实验室开放基金项目(SKJGP2014K018)

收稿日期: 2016-07-13

***通讯作者** (E-mail: yyjiao@cug.edu.cn)

的主要通道, 因此有必要研究法向应力作用下节理的闭合变形性质。在实验室尺度下展开节理闭合变形性质的研究是全面理解大尺度节理岩体水力学性质的基础。

Greenwood–Williamson (GW) 模型^[1]是众多粗糙节理接触变形理论的基础。该模型假定粗糙节理面由多个相互独立、半径相等的微凸体构成, 高度分布服从高斯分布函数。GW 模型的最大缺陷在于忽视了法向应力作用下基体变形和微凸体变形相互作用的影响^[2]。根据 Cook^[3]、Hopkins^[4]的研究: 随法向应力的增加, 邻近微凸体的变形相互作用越来越明显, 不能忽视其对节理闭合变形的影响。Xia 等^[5]认为岩石节理形貌中的起伏体对闭合变形的影响与微凸体对闭合变形的影响是不同的, 结合 Brown–Scholz (BS) 模型^[6]提出考虑起伏体影响的节理闭合变形理论模型, 亦没有考虑基体变形和微凸体变形相互作用的影响。另一方面, 微凸体变形引起的基体变形也是影响节理闭合变形的重要因素, 部分学者采用数值方法^[7]、解析方法^[8]研究了这一问题, Tang 等^[9]、唐志成等^[10]基于 Hertz 接触理论提出了考虑基体变形的闭合变形理论模型。此外, 国内学者^[11]提出岩石节理闭合变形经验模型。

节理闭合变形受多种因素影响, 一般包括: 形貌分量 (起伏体、微凸体)、接触类型和材料变形 (微凸体变形、基体变形、微凸体变形相互作用) 3 个方面。目前基于 Hertz 接触理论的闭合变形模型要么没有考虑微凸体变形相互作用的影响^[1, 5, 9], 要么没有考虑基体变形的影响^[1, 5, 7]。为此, 本文在改进的 GW 模型的基础上, 结合第一作者之前的研究成果^[9], 通过逐个分析接触微凸体的变形特征提出考虑上述 3 大类因素影响的节理闭合变形理论模型。

1 形貌描述方法

Brown 等^[6]认为节理的接触变形不仅仅取决于单个节理面, 更与节理上下两个面的接触相关, 引入“组合形貌”分析不同接触节理的闭合变形问题。如图 1 所示, 接触在组合形貌高度的最大处产生 (两个表面距离最近的点), 而最大处并非都与微凸体的峰点对应。组合形貌计算公式为^[5]

$$z_c(i, j) = z_{\text{上}}(i, j) + z_{\text{下}}(i+l, j+k) \quad (1)$$

式中 $z_c(i, j)$ 为节理三维组合形貌数据点 (i, j) 处的高度; $z_{\text{上}}(i, j)$ 为上表面数据点 (i, j) 处的高度; $z_{\text{下}}(i+l, j+k)$ 为下表面数据点 $(i+l, j+k)$ 处的高度, l, k 分别为节理沿 x, y 方向的采样间隔数 (本文中, 节理的两面只沿同一方向错位, 即 $k=0$)。

根据国际岩石力学学会 (International Society for

Rock Mechanics, ISRM)^[12], 节理的形貌一般可分为高频的粗糙度分量 (微凸体) 和低频的起伏度分量 (起伏体)。通过傅立叶变换可对二者进行分离^[5], 典型的含起伏度分量的节理剖面线如图 2 所示。依据节理单个面的形貌特征及其组合形貌特征, 节理的接触可分为 3 种类型^[5]:

(1) 类型 I: 节理两个面只含粗糙度, 对应的组合形貌也只含粗糙度。该类型的节理可转化为一个光滑平面与一个由该节理的组合形貌形成的随机粗糙面的接触闭合问题。

(2) 类型 II: 节理两个面均含有起伏度和粗糙度, 但组合形貌只含有粗糙度。该类型的节理可转化为一个光滑平面与一个由该节理的组合形貌形成的随机粗糙面的接触闭合问题。

(3) 类型 III: 节理两个面均含有起伏度和粗糙度, 其组合形貌也含有起伏度和粗糙度。该类型的节理可转化为一个光滑平面与一个由该节理组合形貌形成的含起伏度粗糙面的接触闭合问题。

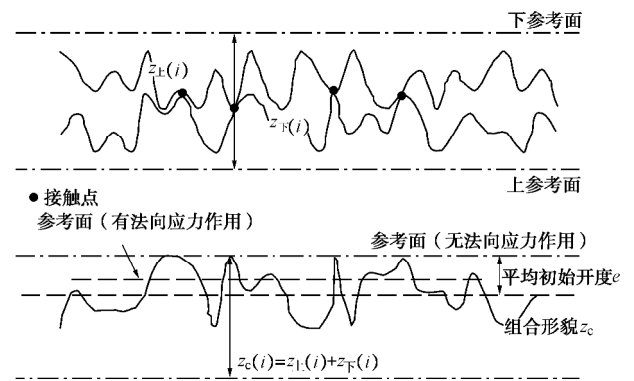


图 1 节理剖面线的组合形貌

Fig. 1 Sketch of two rough surface profiles of a joint and associated composite topography

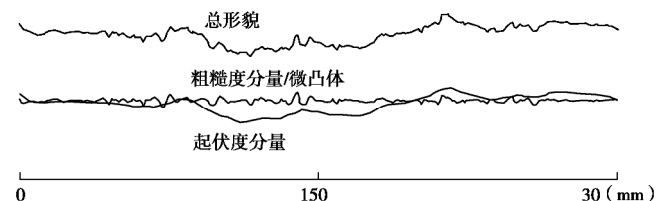


图 2 节理形貌及其分量^[12]

Fig. 2 Total topography and two components^[12]

2 闭合变形模型

2.1 微凸体的变形特征

法向应力作用下单个微凸体的变形如图 3 所示 (均视为弹性变形), 除微凸体正下方的基体产生协调

变形之外,微凸体邻近区域也产生一定的变形^[3-4]。若微凸体产生的变形为 d_a ,基体产生的协调变形为 d_b ,根据变形协调原则^[9]: $d = d_a + d_b$ 。

将微凸体的法向变形刚度和基体的法向变形刚度视为串联弹簧模型,则有^[9]

$$F_{ci} = kd \quad , \quad (2)$$

$$k = \left[\frac{1}{k_a(d_a)} + \frac{1}{k_b} \right]^{-1} \quad , \quad (3)$$

$$d_a = \frac{d}{1 + \frac{3}{2\sqrt{r}} \sqrt{d} \left(1 + \frac{3}{2\sqrt{r}} \sqrt{d/2} \right)} \quad , \quad (4)$$

$$k_a = 2\sqrt{r}E_a\sqrt{d_a} \quad , \quad (5)$$

$$k_b = \frac{4}{3}r_bE_b \quad . \quad (6)$$

式中 F_{ci} 为第 i 个微凸体的接触力; d 为计算过程中节理面的给定变形; k 为微凸体、基体串联后的刚度系数; k_a , k_b 分别为微凸体、基体的劲度系数; r 为微凸体的半径; E_a , E_b 分别为微凸体、基体的弹性模量。

微凸体基圆之外区域 ($r > r_b$) 的法向变形可由式 (6) 确定^[2]。根据 Brown 等^[6], 接触变形首先产生于组合形貌中高度最大的微凸体, 且该变形引起邻近微凸体法向位置的调整, 从而产生新的接触变形并进一步调整微凸体的法向位置。重复这一过程直至达到平衡, 是为微凸体变形相互作用。微凸体法向位置调整的计算流程图见图 4。

$$U_z(r) = \frac{F_{ci}}{2r_bE_b} \left[(2r_b^2 - r^2) \sin^{-1}(r_b^2/r) + r_b \sqrt{r^2 - r_b^2} \right] \quad . \quad (7)$$

式中 $U_z(r)$ 为微凸体基圆之外区域的变形; r , r_b 的含义见图 3。

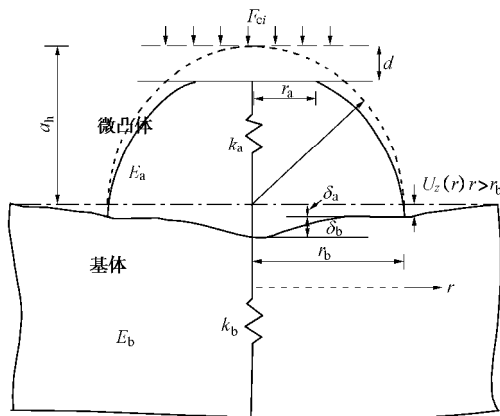


图 3 法向应力作用下微凸体的变形

Fig. 3 Deformation characteristics of single asperity under normal stress

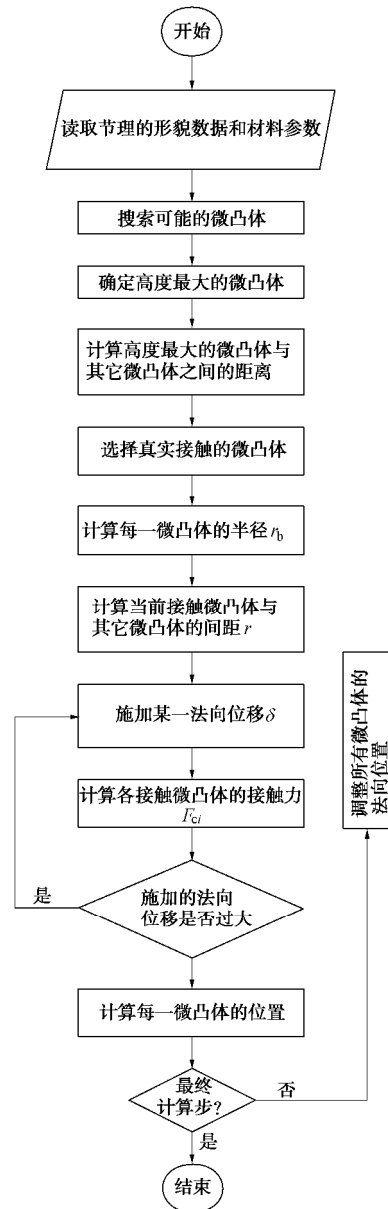


图 4 微凸体法向位置调整计算流程图

Fig. 4 Flow chart of position adjustment of asperities between a flat surface and a rough surface

2.2 新模型

为考虑起伏体与微凸体的接触, 如图 5 所示, 做出如下假定^[5]: 起伏体在接触处的某一区域内可近似为半径为 R 的球体且变形服从 Hertz 接触理论; 接触压力分布函数 $q(r)$ 在接触中心处最大, 大小由“接触圆面上以 $2a$ 为底、 b 为基圆半径的箕舌线旋转体的纵坐标”表示。根据变形协调原则, 当作用在起伏体上的外荷载为 P 时, 起伏体的变形 $w(r)$ 、微凸体的变形 $u(r)$ 、接触区域内的压力分布函数 $q(r)$ 可分别表示为^[5]

$$w(r) = \frac{2P}{\pi E'_{bc}} \int_0^{\pi/2} \left[a \tan \left(\frac{1}{2b} \sqrt{a^2 - r^2 \sin^2 j} \right) - \frac{2b}{a^2 + 4b^2} \sqrt{a^2 - r^2 \sin^2 j} \right] dj \quad , \quad (8)$$

$$u(r) = \frac{a^2 - r^2}{2R} + w(a) - w(r) \quad , \quad (9)$$

$$q(r) = \frac{P}{\pi c} \left(\frac{1}{r^2 + 4b^2} - \frac{1}{a^2 + 4b^2} \right) \quad . \quad (10)$$

式中 E' 为等效弹性模量; $c = \ln \left(\frac{a^2 + 4b^2}{4b^2} \right) - \frac{a^2}{a^2 + 4b^2}$; 其它参数含义见图 5, 其中 r 为距离接触中心的距离。

另一方面, 为考虑微凸体变形相互作用对接触压力的影响, 采用对单个微凸体接触压力 F_{ci} 逐个求和的方法确定整个节理面的接触压力 F_c :

$$F_c = \sum_{i=1}^N F_{ci} \quad . \quad (11)$$

式中 N 为接触微凸体的个数; i 为自然数, 表示第 i 个接触微凸体。

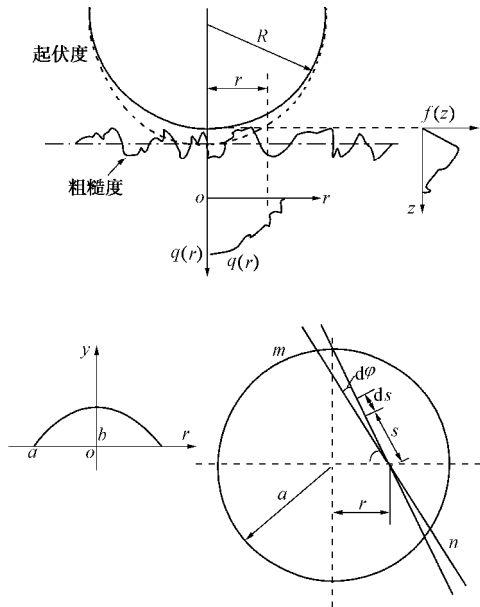


图 5 起伏度与粗糙度的接触^[5]

Fig. 5 Contact between waviness and unevenness of composite topography for a rock joint^[5]

对同一接触而言, 起伏度与微凸体之间的接触力是作用力与反作用力的关系, 因此在接触区域内的压力分布是相同的。但是在接触区域内, 可能有多个微小的接触, 为此假定在特殊点处满足平衡条件, 则认为接触力的作用效果是相同的, 由此得到节理的闭合变形曲线。求解时, 先给 a, b 赋非零初始值, 由式 (8) 计算起伏体的变形、式 (9) 计算微凸体的变形; 结合式 (10)、(11) 计算含粗糙度节理的接触压力; 最后, 通过迭代计算并在特殊点处满足平衡条件得到节理的闭合变形: 接触中心处压力相等、作用在起伏体上的外荷载 P 与微凸体变形产生的总接触压力 F_c 相等。在

应用上述模型之前, 需要区分节理的起伏体分量和粗糙度分量, 采用傅里叶级数对形貌的起伏体分量和粗糙度分量进行分离^[5], 求解新模型的计算流程图见图 6。

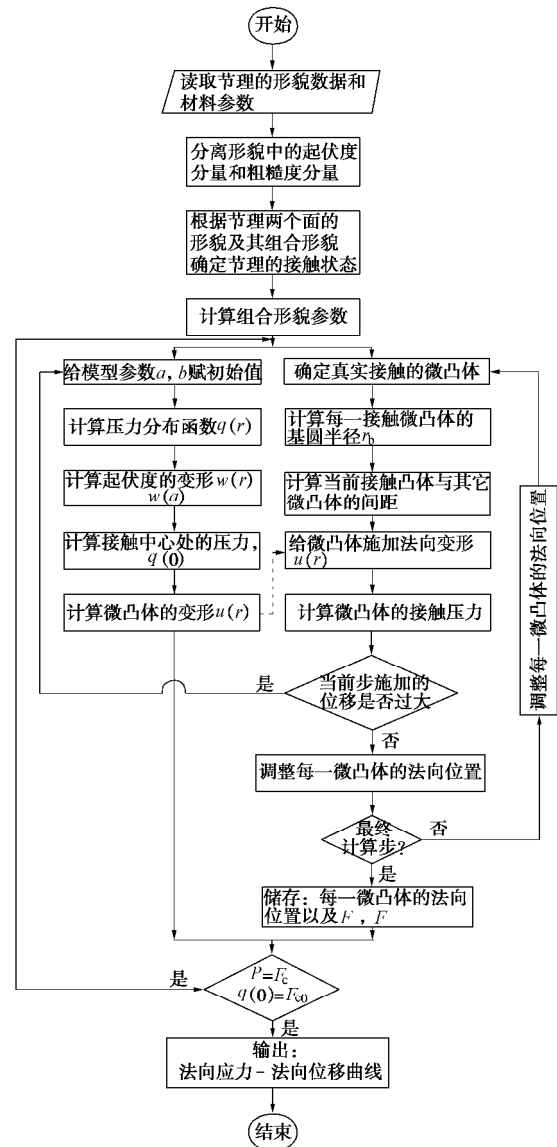


图 6 模型求解计算流程图

Fig. 6 Flow chart for solving proposed model

3 试验验证

3.1 闭合变形试验

采用巴西劈裂法劈裂花岗岩获得若干具有不同表面形貌的岩石节理, 平面尺寸长×宽=300 mm×150 mm, 选用其中 2 个具有明显形貌差异的岩石节理作为制备模拟岩石节理的模板, 分别命名为 J-I、J-II。先用硅胶复制岩石节理的形貌, 然后以此为模板浇筑水泥砂浆制备节理试件, 每组 4 个。模拟材料的配比、养护条件和力学参数列于表 1 (其中: s_c 为单轴压缩强度; s_t 为抗拉强度; j_b 为基本摩擦角; E 为弹性模

表 1 模拟材料的主要特征参数
Table 1 Main features of model materials

水泥：砂：水（质量比）	养护条件	s_c /MPa	s_t /MPa	$j_b/(^{\circ})$	E /GPa	n	$\rho/(\text{kg}\cdot\text{m}^{-3})$
3：2：1	温度= 25℃	27.5	1.54	35.0	6.1	0.16	2200
	湿度 = 90%						
	天数 = 28 d						

表 2 模型参数
Table 2 Input parameters for validity of proposed model

错开位移 量/mm	J-I				J-II			
	η/mm^{-2}	β/mm	R	e_0	η/mm^{-2}	β/mm	R	e_0
5	0.1666	6.3248	∞	1.36	0.0970	5.1626	141.8	2.18
10	0.1727	6.2276	∞	1.93	0.0950	5.4584	144.3	2.66
15	0.1738	6.4430	∞	2.24	0.0955	5.3642	143.2	3.02

η 为峰点密度； β 为峰点平均曲率半径； R 为起伏体半径。量； n 为泊松比； r 为材料的密度）。采用国际岩石力学学会建议的方法获得模拟材料的单轴压缩强度、抗拉强度、弹性模量和泊松比等；采用平直节理在低法向应力下的直剪试验获得模拟材料节理的基本摩擦角。采用 TJXW-3D 型便携式岩石三维表面形貌仪（精度为 20 μm ）获取节理的形貌数据。

在试验前，将节理的上、下面分别错开 5，10，15 mm 获得不同的组合形貌进行闭合变形试验，具体操作方法如下^[11]：

（1）将节理的上、下试块处于紧贴的偶合状态，此时节理上、下面壁的错开位移量为 0 mm。

（2）在节理面所在平面画间距为 1 mm 的等间距直线。

（3）固定下半个节理试块，将上半个节理试块沿剪切方向移动，如 5，10，15 mm 等，得到不同接触状态的节理试件。在移动过程中，将节理的上半个试块抬高几厘米以避免试件接触，造成微凸体的破损。

节理的闭合变形试验在同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室的 CSS-342 岩体剪切试验机上完成。闭合变形试验中施加的法向应力为 3.0 MPa，试验前先施加 50 kPa 的法向应力稳定试验系统，然后以 0.002 MPa/s 的速率加载到设定值。试验过程中，在节理的四个角点处设置监测点用 LVDT 记录该点的闭合变形，精度为 0.001 mm，节理的闭合变形由 4 个角点记录结果的平均值确定。对错开位移量的节理试件，在闭合变形试验时需特别注意上半试块的位置，在施加 50 kPa 的稳定荷载时应使得试块与试验机的作动器完全接触，不能出现偏心加载。

试验结果如图 7 所示，呈典型的非线性特征。可以明显的看出，虽然单个节理面的形貌是相同的，但其闭合变形随错开位移量的不同而不同，总体趋势是

在相同的法向应力作用下闭合变形随上、下表面错开位移量的增加而增加，说明与节理闭合变形直接相关的是不同接触下的组合形貌。

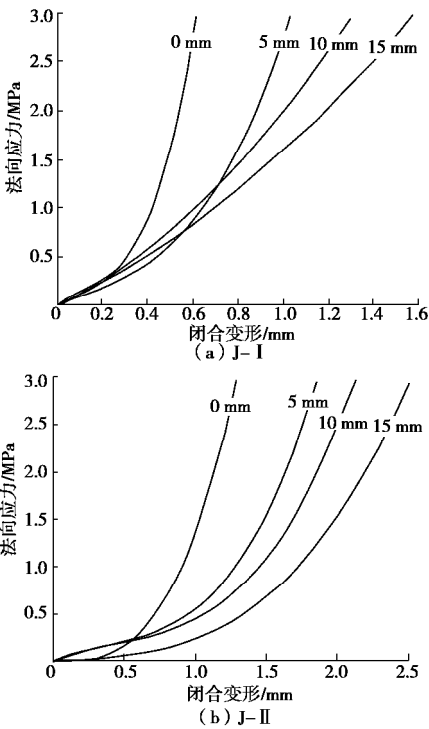


图 7 闭合变形试验曲线

Fig. 7 Curves of closure deformation tests

3.2 比较分析

模型计算所需要的参数见表 2。根据 Xia 等^[5]，J-I 属于类型 I，J-II 属于类型 III。新模型的计算曲线与试验曲线的比较见图 8，9。为进一步验证新模型的合理性，图 8，9 亦提供了 Xia 等模型和 Tang 等模型的计算曲线^[5，9]。总体上可以看出，本文提出的模型由于考虑了基体变形和微凸体变形相互作用，计算曲线更

为接近试验曲线。

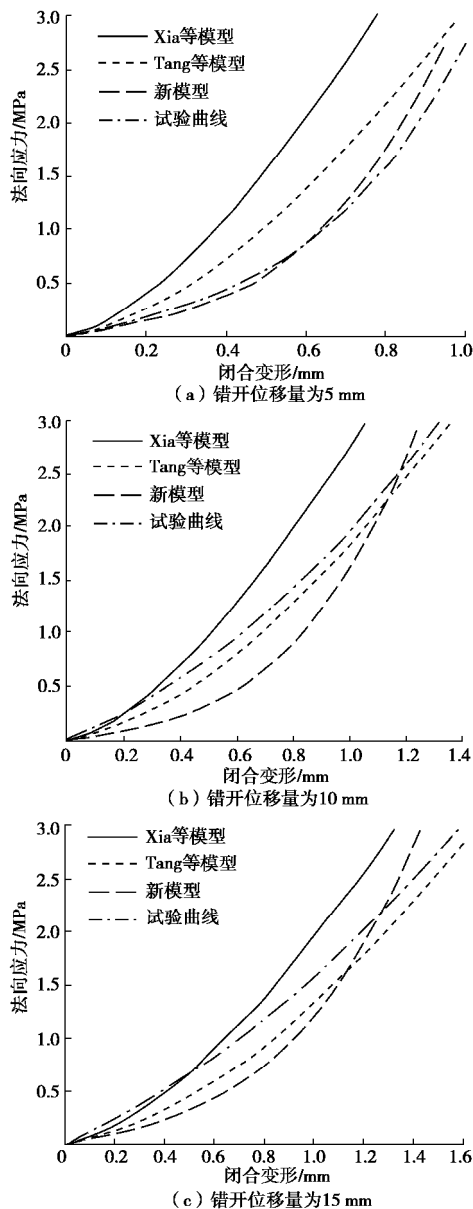


图 8 试验曲线与模型计算曲线比较(J-I)

Fig. 8 Comparison between experimental and theoretical closure deformation curves for J-I

当法向应力较小时, 新模型得到的初始法向刚度小于 Xia 等模型和 Tang 等模型计算得到的初始法向刚度; 但随法向应力的增加, 新模型计算得到的法向刚度增加速率大于 Xia 等模型和 Tang 等模型计算得到的法向刚度增加速率。原因可能在于新模型在分析微凸体变形相互作用时, 采用离散方法逐个搜索可能的接触点, 初始接触变形始于组合形貌高度最大点; 随法向应力增加, 越来越多的微凸体产生接触变形 (邻近的多个微凸体可能会融合成为一个更大的微凸体), 从而导致法向刚度快速增加。

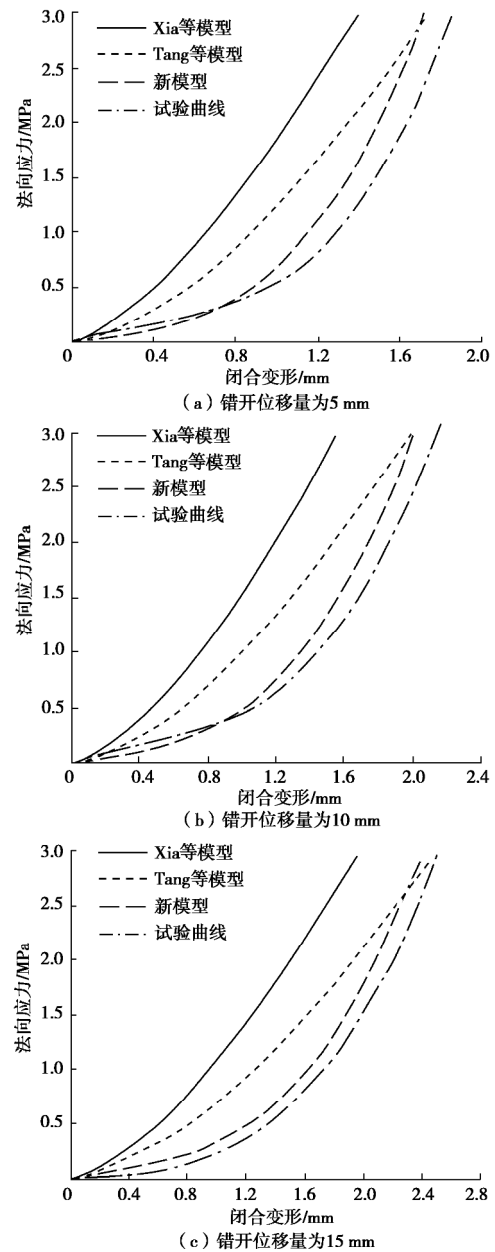


图 9 试验曲线与模型计算曲线比较(J-II)

Fig. 9 Comparison between experimental and theoretical closure deformation curves for J-II

与其他学者研究节理闭合变形时做的前提假设一致^[3-9], 本文提出的模型亦将微凸体的变形视为弹性的。事实上, 即便施加的名义法向应力很小, 由于接触面积非常少, 真实的接触应力也是非常大的 (相对于名义法向应力)。在闭合变形过程中, 节理面会产生塑形变形, 部分情况下微凸体甚至会产生破坏^[5,14-16]。此外, 微凸体的空间几何形态在接触变形的过程中会产生一定的变化, 会影响接触处的切向摩擦力, 从而影响接触力的分布和接触变形。

4 结 论

法向应力作用下, 微凸体变形相互作用和基体变

形均与节理的闭合变形直接相关。之前基于节理组合形貌的理论模型未能充分考虑二者对闭合变形的影响。将微凸体和基体的变形均视为弹性的, 逐个确定组合形貌中可能接触的微凸体并分析其变形, 采用接触理论求解微凸体变形引起的基体变形、微凸体基圆区域之外的基体变形, 利用叠加原理求解接触变形和接触应力的关系, 进而提出新的闭合变形理论模型。新模型能够考虑起伏体和接触类型对节理闭合变形的影响。与已有的理论模型比较, 新模型的计算值更为接近试验值。

参考文献:

- [1] GREENWOOD J A, WILLIAMSON J B P. Contact of nominally flat surfaces[J]. Proceedings of the Royal Society of London. Series A, Mathematical and Physical Sciences, 1966, **295**(1442): 300 - 319.
- [2] CIAVARELLA M, DELFINE V, DEMELIO G A “re-vitalized” Greenwood and Williamson model of elastic contact between fractal surfaces[J]. Journal of the Mechanics and Physics of Solids, 2006, **54**(12): 2569 - 2591.
- [3] COOK N G W. Natural joints in rock: Mechanical, hydraulic and seismic behaviour and properties under normal stress[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 1992, **29**(3): 198 - 223.
- [4] HOPKINS D L. The implications of joint deformation in analyzing the properties and behavior of fractured rock masses, underground excavations, and faults[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2000, **37**(1/2): 175 - 202.
- [5] XIA C C, YUE Z Q, THAM L G, et al. Quantifying topography and closure deformation of rock joints[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2003, **40**(2): 197 - 220.
- [6] BROWN S R, SCHOLZ C H. Closure of rock joints[J]. Journal of Geophysics Research: Solid Earth, 1986, **91**(B5): 4939 - 4948.
- [7] LEE S D, HARRISON J P. Empirical parameters for non-linear fracture stiffness from numerical experiments of fracture closure[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2001, **38**(5): 721 - 727.
- [8] MARACHE A, RISS J, GENTIER S. Experimental and modelled mechanical behaviour of a rock fracture under normal stress[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2008, **41**(6): 869 - 892.
- [9] TANG Z C, LIU Q S, XIA C C, et al. Mechanical model for predicting closure behavior of rock joints under normal stress[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2014, **47**(6): 2287 - 2298.
- [10] 唐志成, 夏才初, 宋英龙, 等. 考虑基体变形的节理闭合变形理论模型[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, **31**(增刊 1): 3068 - 3074. (TANG Zhi-cheng, XIA Cai-chu, SONG Ying-long, et al. Joint closure deformation model based on asperity-substrate deformation[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, **31**(S1): 3068 - 3074. (in Chinese))
- [11] 俞 缙, 赵晓豹, 赵维炳, 等. 改进的岩石节理弹性非线性法向变形本构模型研究[J]. 岩土工程学报, 2008, **30**(9): 1316 - 1321. (YU Jin, ZHAO Xiao-bao, ZHAO Wei-bing, et al. Improved nonlinear elastic constitutive model for normal deformation of rock fractures[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, **30**(9): 1316 - 1321. (in Chinese))
- [12] ISRM. Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 1978, **15**(6): 319 - 368.
- [13] 唐志成. 不同接触状态节理和柱状节理岩体的力学性质[D]. 上海: 同济大学, 2013. (TANG Zhi-cheng. Mechanical behaviors of rock joint under different contact state and columnar jointed rock mass[D]. Shanghai: Tongji University, 2013. (in Chinese))
- [14] SWAN G. Determination of stiffness and other joint properties from roughness measurements[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 1983, **16**(1): 19 - 38.
- [15] MATSUKI K, WANG E Q, GIWELLI A A, et al. Estimation of closure of a fracture under normal stress based on aperture data[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2008, **45**(2): 194 - 209.
- [16] LANARO F, STEPHANSSON O. A unified model for characterization and mechanical behavior of rock fractures[J]. Pure and Applied Geophysics, 2003, **160**(5/6): 989 - 998.

DOI: 10.11779/CJGE201710008

软弱围岩隧道钢纤维混凝土衬砌承载特性模型试验研究

崔光耀¹, 王道远^{2, 3}, 倪嵩陟¹, 袁金秀³, 马军辉⁴, 朱长安⁵

(1. 北方工业大学土木工程学院, 北京 100144; 2. 石家庄铁道大学土木工程学院, 河北 石家庄 050091; 3. 河北交通职业技术学院土木工程系, 河北 石家庄 050091; 4. 中铁七局集团郑州工程有限公司, 河南 郑州 450052; 5. 四川省交通厅公路规划勘察设计研究院, 四川 成都 610041)

摘要: 为满足软弱围岩隧道开挖后尽快封闭岩面、适应一定变形及提供足够支护力的要求, 通过素混凝土、钢筋混凝土及钢纤维混凝土衬砌力学行为室内模型试验, 对钢纤维混凝土衬砌的承载特性进行研究。研究表明: 钢纤维混凝土衬砌初裂荷载提高了 20%, 极限荷载得到较大提高; 掺入钢纤维后衬砌结构韧性增强, 初裂后仍能抵抗一定变形并较大降低变形速率, 与素混凝土、钢筋混凝土相比可承受更大的变形; 钢纤维混凝土衬砌初裂后承载特性曲线缓慢上升, 至 2 倍初裂荷载时仍无收敛迹象, 素混凝土快速收敛, 钢筋混凝土在一定缓慢上升后快速趋于收敛, 软弱围岩条件下, 钢纤维混凝土初支在一定变形后可与围岩特征曲线相交, 达到围岩-结构稳定状态, 是一种力学性能良好的快速支护材料。研究成果对软弱围岩隧道的设计与施工都具有重要的意义。

关键词: 隧道工程; 软弱围岩; 钢纤维混凝土; 承载特性; 模型试验

中图分类号: TU457 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2017)10-1807-07

作者简介: 崔光耀(1983-), 男, 山东莒南人, 博士, 副教授, 主要从事隧道与地下工程的教学与研究。E-mail: cyao456@163.com。

Model tests on bearing characteristics of steel fiber-reinforced concrete lining of weak surrounding rock tunnel

CUI Guang-yao¹, WANG Dao-yuan^{2, 3}, NI Song-zhi¹, YUAN Jin-xiu³, MA Jun-hui⁴, ZHU Chang-an⁵

(1. School of Civil Engineering, North China University of Technology, Beijing 100144, China; 2. School of Civil Engineering, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang 050043, China; 3. Department of Civil Engineering, Hebei Jiaotong Vocational and Technical College, Shijiazhuang 050091, China; 4. Zhengzhou Engineering Co., Ltd., China Railway Tieqiu Civil Engineering Group, Zhengzhou 450052, China; 5. Highway Planning, Survey, Design and Research Institute, Sichuan Provincial Communications Department, Chengdu 610041, China)

Abstract: In order to meet the requirements of weak surrounding rock tunnel to close rock surface as soon as possible after excavation, to adapt to a certain deformation and to provide sufficient supporting force, through the indoor model tests on the mechanical behaviors of linings of plain concrete, reinforced concrete and steel fiber-reinforced concrete, the bearing characteristics of steel fiber-reinforced concrete lining are studied. The results show that the initial cracking load of the steel fiber-reinforced concrete lining increases by 20%, and the ultimate load is greatly improved. The toughness of lining structure is enhanced after mixing steel fiber, the lining structure can still resist certain deformation and reduce the deformation rate greatly after initial cracking, and it can bear greater deformation as compared with the plain concrete and the reinforced concrete. The bearing characteristic curve of steel fiber-reinforced concrete lining rises slowly after the initial cracking, while that of the plain concrete has a rapid convergence, and that of the reinforced concrete exhibits rapid convergence after slow rise. Owing to the weak surrounding rock, the initial support of steel fiber-reinforced concrete can intersect with the characteristic curve of the surrounding rock after a certain deformation so as to reach the stable state of surrounding rock and structure. The study results are of important significance to the design and construction of weak surrounding rock tunnel.

Key words: tunnel engineering; weak surrounding rock; steel fiber-reinforced concrete; bearing characteristic; model test

0 引言

随着中国国民经济的持续快速发展, 交通基础设施蓬勃开展起来, 公路和铁路不断向高海拔、高纬度、

基金项目: 国家自然科学基金项目(51408008, 51478277); 国家十二五科技支撑项目(2012BAK09B06); 河北省自然科学基金项目(E201619002); 四川省应用基础研究计划项目(2014JY0090, 2015JY0166); 北京市教委青年拔尖人才培养计划项目; 北方工业大学科研创新团队(XN018007)

收稿日期: 2016-06-20

*通讯作者(E-mail: wtg-888@163.com)

高地震烈度区延伸, 交通工程隧线比不断提高。随着隧道工程向“长、深、地质条件复杂”方向发展, 对衬砌结构的力学性能提出了越来越高的要求。在软弱围岩条件下, 隧道开挖后要求尽快封闭岩面、适应一定变形及提供足够支护力, 喷射钢纤维混凝土施工便捷、力学性能优异, 是普通初支(钢筋网+喷射混凝土)的有利替代支护材料。

国内外有关专家、学者对软弱围岩隧道变形控制、钢纤维混凝土衬砌受力特性进行了一些研究^[1-15], 主要有: 软弱围岩隧道的变形特征、掌子面稳定性及控制技术^[1-3]; 钢纤维混凝土单层衬砌支护数值模拟及模型试验, 钢纤维混凝土二衬防渗、抗裂性能^[4-9]; 钢纤维混凝土基本力学性能^[10-13]; 钢纤维混凝土管片基本力学性能及试验等^[14-15]。综上, 针对钢纤维混凝土衬砌基本力学性能及其单层衬砌理论研究较多, 钢纤维混凝土衬砌承载特性研究较少。本文依托广甘高速杨家山隧道绢云母千枚岩V级围岩段, 对软弱围岩条件下钢纤维混凝土衬砌的承载特性进行试验研究, 这对软弱围岩隧道的变形控制技术及钢纤维混凝土衬砌的设计与施工都具有重要的意义。

1 杨家山隧道绢云母千枚岩段概况

1.1 绢云母千枚岩性

杨家山隧道部分洞身段穿越志留系绢云母千枚岩段, V级围岩, 岩体为鳞片变晶结构、千枚状构造, 较破碎, 抗压强度5~6.5 MPa, 遇水软化, 如图1所示。

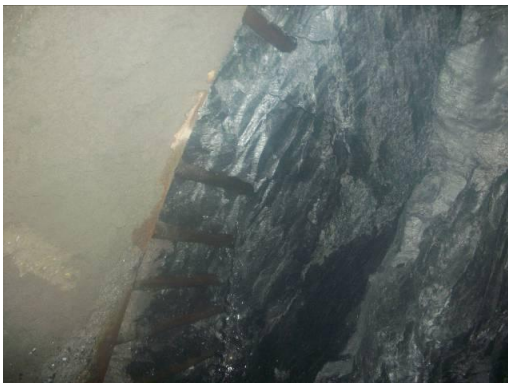


图1 绢云母千枚岩

Fig. 1 Sericite phyllite

1.2 隧道结构设计

杨家山隧道为马蹄形断面(五心圆), 跨度12.54 m, 高度9.79 m。绢云母千枚岩V级围岩段结构设计: 初期支护为I18钢架@80、 $\phi 8$ 钢筋网、 $\phi 22$ 药卷锚杆30 cm厚C25喷混凝土; 二衬为40cm厚C25钢混

凝土。拟采用30 cm厚CF25钢纤维混凝土替代原设计($\phi 8$ 钢筋网+30 cm厚C25喷混凝土)。

2 试验方案设计

2.1 相似设计

试验在立式钢板模型试验台架内进行, 试验台架尺寸为4.3 m(长) \times 3.7 m(宽) \times 0.5 m(厚), 隧道模型轴线与试验台架厚度方向一致。为尽量消除试验台架的边界效应, 试验台架长度应大于6倍隧道跨度, 故几何相似比取为20。

实际工程CF25钢纤维混凝土弹性模量为 $(2.5\sim 3.15)\times 10^4$ MPa, 模型初支拟采用石膏混合材料模拟, 弹性模量为 $(1.05\sim 1.7)\times 10^3$ MPa, 故弹模相似比取为20。

根据相似准则推导其他参数相似比, 见表1所示。

表1 试验参数相似比

Table 1 Similarity ratios of test parameters		
项目	参数	相似比
材料特性	应力	20
	应变	1
	抗拉强度	20
	抗压强度	20
	弹性模量	20
	泊松比	1
	内摩擦角	1
	重度	1
	黏聚力	20
几何特性	几何长度	20
	线位移	20

2.2 试验设备及材料

试验设备和材料包括立式钢板模型试验台架(图2)、隧道衬砌模型(厚1.5 cm, 见图3)、围岩相似材料(V级)、压力盒(DYB-1型微型压力传感器, 见图4(a))、位移计(YHD型位移传感器, 见图4(b))及静态应变采集仪等。



图2 试验台架

Fig. 2 Test bench

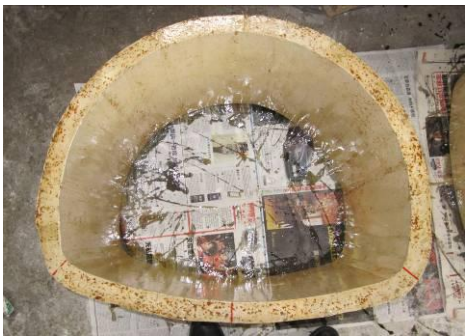


图 3 衬砌模型
Fig. 3 Lining model



(a)微型压力盒 (b)位移计

图 4 测试传感器
Fig. 4 Test sensors

围岩相似材料采用重晶石粉、机油、河砂、石英砂和松香按一定比例配置而成，围岩物理力学参数经材性试验测定，见表 2 所示。

表 2 围岩物理力学参数

Table 2 Physico-mechanical parameters of surrounding rock					
材料名称	E/MPa	m	$g/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	c/kPa	$\varphi/(^{\circ})$
原型围岩	1210	0.41	18	120	23
围岩相似材料	58.4	0.43	18.7	5.7	25

本次试验采用原型钢筋混凝土的强度等级为 C25，水膏比为 0.686，钢筋网用双层直径 0.5 mm 成品钢丝网模拟（ $\phi 0.5$ 钢丝可模拟 $\phi 10$ 钢筋，考虑到实际工程中为钢筋骨架，故本文用于模拟 $\phi 8$ 钢筋网），如图 5 所示。



图 5 双层钢丝网
Fig. 5 Double-wire mesh

本次试验采用原型钢纤维混凝土的强度等级为 CF25，水膏比为 0.588，采用特制试验用钢纤维（水溶性佳密克丝钢纤维）模拟实际钢纤维，并适量加入白乳胶用以提高钢纤维与石膏间的黏结力，如图 6 所示。



(a) 工程用钢纤维 (b) 试验用钢纤维

图 6 钢纤维
Fig. 6 Steel fiber

钢筋混凝土和钢纤维混凝土衬砌物理力学参数经标准试件材性试验测定，见表 3 所示。

表 3 衬砌物理力学参数

Table 3 Physico-mechanical parameters of lining				
材料名称		$g/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	E/MPa	m
钢筋混凝土	原型衬砌	25	29500	0.2
	相似材料	24.3	1382	0.2
钢纤维混凝土	原型衬砌	25	29500	0.2
	相似材料	24.6	1360	0.2

2.3 试验分组及测点布置

试验分为素混凝土衬砌、钢筋混凝土衬砌和钢纤维混凝土衬砌 3 组，每组 3 个试件。钢纤维掺量根据弯曲韧性试验确定为 42 kg/m^3 。

为研究钢纤维混凝土衬砌的受力承载特性，并考虑到衬砌试件为对称结构、承受对称荷载，故测点设置于围岩与衬砌结构接触的典型位置（拱顶、左拱脚、左边墙中及仰拱中）。测点见图 7 所示。

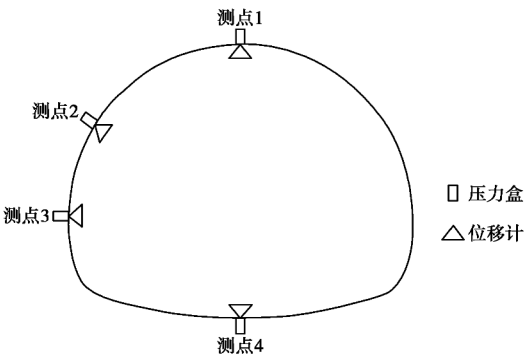


图 7 测点布置

Fig. 7 Arrangement of measuring points

2.4 试验过程

(1) 填土至衬砌仰拱底部高度，每填 20 cm 土进

行夯实, 通过控制夯实次数准确的实现围岩相似材料密度的模拟。

(2) 埋设衬砌模型, 同时布设微型压力盒和位移计。

(3) 填土至地表指定高度(仰拱以上部分填夯, 用碎布塞实衬砌内空间, 减小夯实力度、增加夯实次数, 夯实至预定刻度线即可进行下一步填夯)。

(4) 通过液压装置将设计好的荷载分级(荷载预估主要根据隧道埋深及围岩重度, 2 t/级)加置于千斤顶, 再通过反力装置和荷载分配梁将荷载均匀的传给围岩。试验台架侧向的大刚度板用以传递被动土压力。

(5) 逐级加载过程至衬砌结构破坏(以裂缝贯通衬砌为标志)为止。

3 试验结果及数据分析

3.1 破坏过程

衬砌结构在荷载作用下的破坏规律大致相同: 首先, 在拱顶或仰拱中部内侧出现第 1 条纵向裂缝(素混凝土衬砌和钢筋混凝土衬砌初裂荷载均为 10 t; 钢纤维混凝土衬砌初裂荷载为 12 t), 随着荷载的增加, 裂缝宽度不断增加, 并不断向衬砌外侧扩展; 接着, 衬砌边墙中部或墙脚出现一些细小的纵向裂缝, 随着荷载的增加, 裂缝宽度和深度也在不断增大; 最后, 拱顶或仰拱中部纵向裂缝贯穿整个结构, 衬砌结构完全破坏。

虽然衬砌结构整体破坏规律相似, 但钢纤维混凝土衬砌、钢筋混凝土衬砌及素混凝土衬砌结构破坏的发展过程及结构破坏的最终状态却大不相同。

(1) 素混凝土衬砌

素混凝土衬砌在拱顶内侧产生第一条纵向裂缝, 随着荷载的增加, 在仰拱中部、左右边墙脚出现纵向裂缝, 裂缝的宽度和深度迅速扩大, 最终拱顶处的第 1 条裂缝贯穿整个结构, 衬砌结构完全破坏, 至此衬砌结构裂缝数目为 4 条。素混凝土衬砌开裂如图 8, 9 所示。

(2) 钢筋混凝土衬砌

钢筋混凝土衬砌在仰拱中部内侧产生第一条纵向裂缝, 随着荷载的增加, 裂缝宽度和深度逐渐增加, 随后在拱顶、左右边墙脚出现纵向裂缝; 继续增加荷载, 在衬砌左右拱腰、边墙、仰拱部位逐渐出现纵向裂缝, 至结构破坏时裂缝数目为 9 条。由于钢筋网的抑制作用, 裂缝发展比素混凝土衬砌变的曲折, 延缓了衬砌结构的破坏。钢筋混凝土衬砌开裂如图 10, 11 所示。



(a) 第 1 条裂缝 (拱顶)

(b) 第 2 条裂缝 (仰拱)



(c) 第 3 条裂缝 (左墙脚)

图 8 素混凝土衬砌裂缝

Fig. 8 Lining cracks of plain concrete

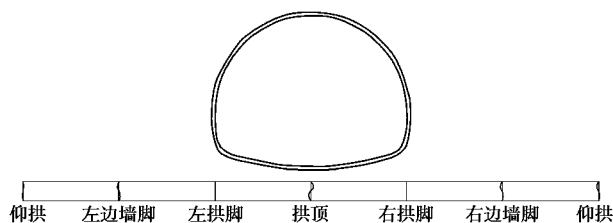


图 9 素混凝土衬砌裂缝分布图

Fig. 9 Distribution of lining cracks of plain concrete



(a) 第 1 条裂缝 (仰拱)

(b) 第 3 条裂缝 (左墙脚)

图 10 钢筋混凝土衬砌裂缝

Fig. 10 Lining cracks of reinforced concrete

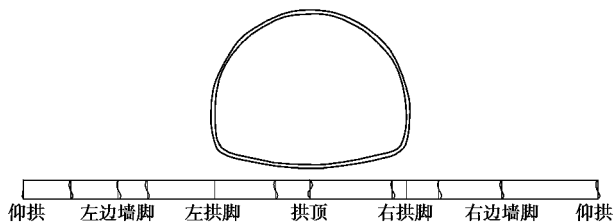


图 11 钢筋混凝土衬砌裂缝分布图

Fig. 11 Distribution of lining cracks of reinforced concrete

(3) 钢纤维混凝土衬砌

钢纤维混凝土衬砌首先在拱顶出现一条十分细小的纵向裂缝, 随着荷载的增加, 由于钢纤维的抑制作用, 裂缝的深度缓慢增加, 并且裂缝发展的路径也变的曲折, 延缓了结构的破坏, 当达到截面高度的 80% 之后时, 裂缝的深度变化不大而宽度不断增大。荷载继续增加, 在仰拱、拱顶、边墙等部位出现裂缝, 再继续增加荷载, 结构的其它部位也逐渐出现纵向裂缝。最后, 裂缝数目达到 12 条之多, 结构仍没出现贯通裂缝。钢纤维混凝土衬砌开裂如图 12, 13 所示。

钢纤维混凝土衬砌由于钢纤维对结构抗裂性能的贡献, 初裂荷载有所提高 (约 20%)。

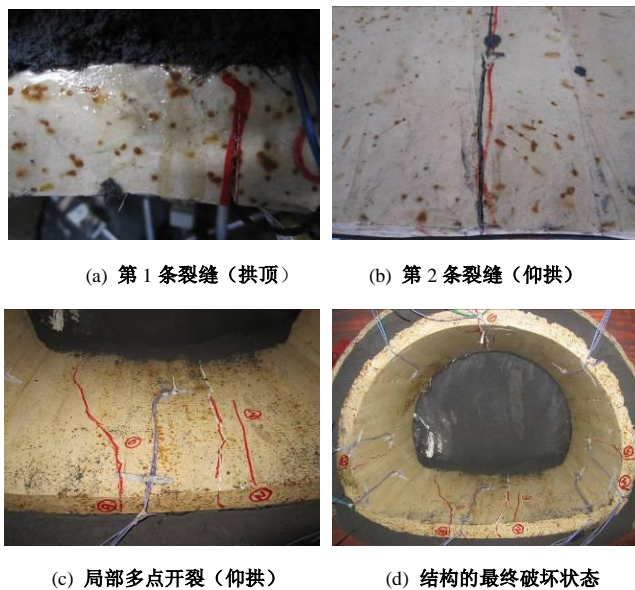


图 12 钢纤维混凝土衬砌裂缝

Fig. 12 Lining cracks of steel fiber-reinforced concrete

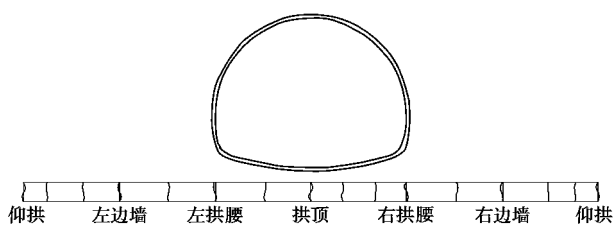


图 13 钢纤维混凝土衬砌裂缝分布图

Fig. 13 Distribution of lining cracks of steel fiber-reinforced concrete

3.2 接触压力

提取各测点接触压力 (围岩与衬砌), 绘制接触压力与荷载关系曲线, 如图 14 所示。

由图 13 可知, 实际作用在衬砌结构上的土压力比理论计算值要小 (约为荷载-结构模型理论值的 60%~70%), 荷载由围岩和衬砌结构共同承担。

接触压力随荷载的增加而增加, 当荷载达到初裂荷载时衬砌结构在拱顶或仰拱部位出现裂缝, 接触压

力增长速率放缓。由于钢纤维混凝土具有良好的抗裂性和控制变形能力, 整个衬砌结构受力分布更加均匀, 衬砌开裂后仍可继续承受荷载至 2 倍初裂荷载仍没出现贯通裂缝。

图 14 (c) 中, 素混凝土衬砌和钢筋混凝土衬砌边墙中部接触压力分别在荷载 12 t 和 14 t 时急剧变大, 此时衬砌结构刚出现初裂缝, 断面扁平率突然降低, 边墙部位急剧向围岩方向挤入, 造成此处接触压力急剧变大。

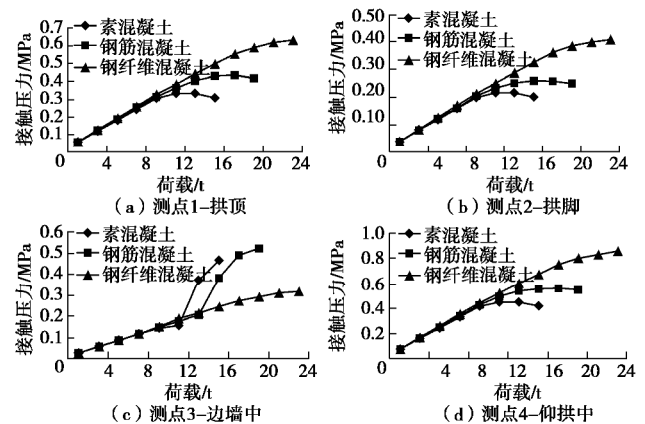


图 14 接触压力与荷载的变化曲线

Fig. 14 Change of contact pressure with load

3.3 径向位移

提取各测点径向位移, 绘制径向位移与荷载关系曲线, 如图 15 所示。

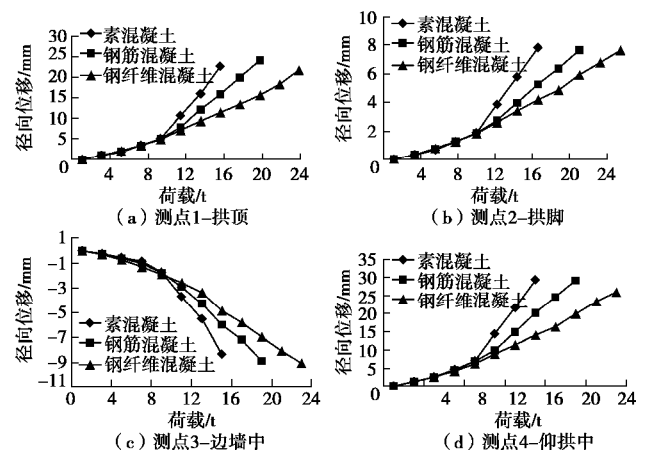


图 15 径向位移与荷载的变化曲线

Fig. 15 Change of radial displacement with load

由图 15 可知, 衬砌结构径向位移随荷载的增加而增加。在初裂荷载前, 径向位移与荷载基本成线性关系; 初裂荷载后, 衬砌结构径向位移增长速率明显增大, 素混凝土大于钢筋混凝土, 钢筋混凝土大于钢纤维混凝土。相同荷载作用下, 素混凝土径向位移大于钢筋混凝土, 钢筋混凝土大于钢纤维混凝土。这说明钢纤维混凝土衬砌韧性、抗裂性以及控制结构变形能

力都明显好于钢筋混凝土和素混凝土衬砌。

3.4 承载特性

提取各测点加载过程中的接触压力与径向位移, 绘制衬砌结构承载特性曲线, 如图 16 所示。

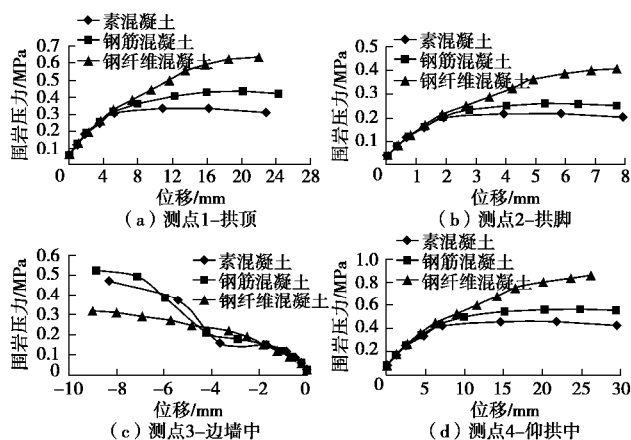


图 16 衬砌结构承载特性曲线

Fig. 16 Bearing characteristic curves of lining structure

由图 16 可知, 加载过程中, 拱顶、拱脚及仰拱中部测点不断向隧道内部方向变形, 3 测点承载特性曲线规律一致; 边墙中部测点不断向围岩方向变形, 其承载特性曲线异于其他 3 测点。下面以拱顶和边墙中部测点为例, 进行衬砌结构承载特性分析。

(1) 拱顶

素混凝土和钢筋混凝土衬砌在达到初裂荷载后, 测点径向位移增长速率突增。素混凝土很快达到极限承载能力 (与初裂荷载相差无几), 钢筋混凝土极限荷载比初裂荷载提高了约 50%。

钢纤维混凝土衬砌达到初裂荷载后, 测点径向位移增长速率有所增加, 结构仍具有较高的承载能力, 在承受 2 倍初裂荷载时, 结构仍没出现贯通裂缝。这说明掺入钢纤维后明显提高了衬砌结构的承载能力和变形能力。

(2) 边墙中部

加载过程中, 边墙部位衬砌向围岩方向变形, 在变形过程中由于受到围岩的约束, 使得作用在衬砌结构上的接触压力不断变大。

由于钢纤维混凝土良好的抗裂性, 使得钢纤维混凝土衬砌初裂荷载后仍可承担较大的弯矩, 边墙中部径向位移远小于素混凝土和钢筋混凝土, 进而也减小了接触压力。

4 结 论

本文通过素混凝土、钢筋混凝土及钢纤维混凝土衬砌力学行为室内模型试验, 对钢纤维混凝土衬砌的承载特性进行研究, 得出以下结论:

(1) 素混凝土衬砌初裂后, 裂缝的宽度和深度迅速扩大, 很快达到极限承载能力 (与初裂荷载相差无几), 结构破坏, 破坏时裂缝数目为 4 条; 钢筋混凝土衬砌初裂后, 随着荷载的增加, 裂缝宽度和深度逐渐增加, 至结构破坏时裂缝数目为 9 条, 极限荷载比初裂荷载提高了约 1 倍; 钢纤维混凝土衬砌初裂 (初裂荷载比素混凝土和钢筋混凝土衬砌提高约 20%) 后, 随着荷载的增加, 由于钢纤维的抑制作用, 裂缝的深度缓慢增加, 并且裂缝发展的路径也变的曲折, 延缓了结构的破坏, 至 2 倍初裂荷载时, 裂缝数目为 12 条, 结构仍没出现贯通裂缝。

(2) 实际作用在衬砌结构上的土压力比理论计算值要小 (约为荷载-结构模型理论值的 60%~70%), 荷载由围岩和衬砌结构共同承担。由于钢纤维混凝土具有良好的抗裂性和控制变形能力, 初裂荷载后仍可承担较大的弯矩, 开裂的截面刚度降低, 致使结构应力重分布, 至结构破坏时可达多点开裂状态。

(3) 掺入钢纤维后衬砌结构韧性增强, 初裂后仍能抵抗一定变形并较大降低变形速率, 与素混凝土、钢筋混凝土相比可承担更大的变形。

(4) 素混凝土衬砌初裂后承载特性曲线快速收敛; 钢筋混凝土衬砌初裂后承载特性曲线在一定缓慢上升后快速趋于收敛; 钢纤维混凝土衬砌初裂后承载特性曲线缓慢上升, 至 2 倍初裂荷载时仍无收敛迹象。因此, 在软弱围岩条件下, 钢纤维混凝土初支在一定变形后可与围岩特征曲线相交, 达到围岩-结构稳定状态, 是一种力学性能良好的快速支护材料。

参考文献:

- [1] 李鹏飞, 赵 勇, 刘建友. 隧道软弱围岩变形特征与控制方法[J]. 中国铁道科学, 2014, 35(5): 55 - 61. (LI Peng-fei, ZHAO Yong, LIU Jian-you. Deformation characteristics and control method of tunnel with weak surrounding rock[J]. China Railway Science, 2014, 35(5): 55 - 61. (in Chinese))
- [2] 朱永全, 李文江, 赵 勇. 软弱围岩隧道稳定性变形控制技术[M]. 北京: 人民交通出版社, 2012. (ZHU Yong-quan, LI Wen-jiang, ZHAO Yong. Deformation control technology of weak surrounding rock tunnel stability[M]. Beijing: China Communications Press, 2012. (in Chinese))
- [3] 徐前卫, 马 静, 朱合华, 等. 软弱破碎隧道围岩开挖面稳定性的拟三维模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(增刊 1): 465 - 470. (XU Qian-wei, MA Jing, ZHU He-hua, et al. Pseudo-three-dimensional experimental study on tunnel face stability in weak and fractured rock mass[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(S1): 465 - 470. (in Chinese))

- [4] 杜国平, 刘新荣, 李晓红, 等. 隧道单层衬砌结构稳定性现场试验及变形控制[J]. 重庆大学学报, 2013, **36**(12): 79 - 85, 91. (DU Guo-ping, LIU Xin-rong, LI Xiao-hong, et al. Field test and deformation controlling for single tunneling lining stability[J]. Journal of Chongqing University, 2013, **36**(12): 79 - 85, 91. (in Chinese))
- [5] 宋 艳, 朱珍德, 张慧慧. 深埋隧道喷射钢纤维混凝土支护的数值模拟[J]. 水利与建筑工程学报, 2013, **11**(2): 204 - 208. (SONG Yan, ZHU Zhen-de, ZHANG Hui-hui. Numerical simulation for sprayed steel fiber concrete supporting in deep-buried tunnel[J]. Journal of Water Resources and Architectural Engineering, 2013, **11**(2): 204 - 208. (in Chinese))
- [6] 宋战平, 刘 京, 吴焕通, 等. 长陡斜井钢纤维喷射混凝土单层衬砌试验研究[J]. 西安建筑科技大学学报 (自然科学版), 2013, **45**(3): 348 - 355. (SONG Zhang-ping, LIU Jing, WU Huan-tong, et al. Experimental research on single-layer tunnel lining of steel fiber shotcrete and the application in motenlin deviated well[J]. Journal of Xi'an University of Architecture & Technology (Natural Science Edition), 2013, **45**(3): 348 - 355. (in Chinese))
- [7] 韩 涛, 杨维好, 任彦龙, 等. 钢骨钢纤维高强混凝土井壁水平承载特征的计算和试验[J]. 中国矿业大学学报, 2012, **41**(2): 205 - 211. (HAN Tao, YANG Wei-hao, REN Yan-long, et al. Numerical and experimental model studies of the horizontal bearing properties of shaft linings of encased steel or steel fiber reinforced, high strength concrete[J]. Journal of China University of Mining & Technology, 2012, **41**(2): 205 - 211. (in Chinese))
- [8] 宋卫民. 隧道二衬纤维混凝土防渗抗裂性能研究[D]. 长沙: 中南大学, 2013. (SONG Wei-min. Research of impermeability and anti-cracking properties of tunnel secondary lining fiber concrete[D]. Changsha: Central South University, 2013. (in Chinese))
- [9] 刘新荣, 祝云华, 李晓红, 等. 隧道钢纤维喷射混凝土单层衬砌试验研究[J]. 岩土力学, 2009, **30**(8): 2319 - 2323. (LIU Xin-rong, ZHU Yun-hua, LI Xiao-hong, et al. Experimental research on single-layer tunnel lining of steel fiber shotcrete[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, **30**(8): 2319 - 2323. (in Chinese))
- [10] 丁一宁, 刘思国. 钢纤维自密实混凝土弯曲韧性和剪切韧性试验研究[J]. 土木工程学报, 2010, **43**(11): 55 - 63. (DING Yin-ning, LIU Si-guo. Study of the flexural and shear toughness of steel fiber reinforced self-compacting concrete[J]. China Civil Engineering Journal, 2010, **43**(11): 55 - 63. (in Chinese))
- [11] PASSUELLO A, MORICONI G, SHAH S P. Cracking behavior of concrete with shrinkage reducing admixtures and PVA fibers[J]. Cement & Concrete Composites, 2009(39): 699 - 704.
- [12] BOGHOSIAN E, WEGNER L D. Use of flax fiber to reduce plastic shrinkage cracking in concrete[J]. Cement & Concrete Composites, 2008(30): 929 - 937.
- [13] KIM J H J, PARK C G, LEE S W, et al. Effects of the geometry of recycled PET fiber-reinforcement on shrinkage cracking of cement-based composites[J]. Composites (Part B), 2008(38): 442 - 450.
- [14] 闫治国, 朱合华, 梁 利. 火灾高温下隧道衬砌管片力学性能试验[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2012, **40**(6): 823 - 828. (YAN Zhi-guo, ZHU He-hua, LIANG Li. Experimental study on mechanical performance of lining segments in fireaccidents[J]. Journal of Tongji University (Natural Science Edition), 2012, **40**(6): 823 - 828. (in Chinese))
- [15] 刘赫凯, 丁一宁. 钢纤维自密实混凝土管片力学性能的试验研究[J]. 建筑材料学报, 2011, **14**(1): 10 - 13, 21. (LIU He-kai, DING Yi-ning. Experimental study on performance of steel fiber reinforced self-compacting concrete (SCC) tunnel lining[J]. Journal of Building Materials, 2011, **14**(1): 10 - 13, 21. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201710009

pH 值对桂林红黏土界限含水率的影响及其机理分析

李善梅^{1, 2}, 刘之葵^{1, 2}, 蒙剑坪^{1, 2}

(1. 桂林理工大学土木与建筑工程学院, 广西 桂林 541004; 2. 广西岩土力学与工程重点实验室, 广西 桂林 541004)

摘 要: 液塑限是影响黏土抗渗透、抗冲刷、抗侵蚀、抗剪切的重要因素之一。为研究红黏土的界限含水率的影响因素及其作用机理, 对不同 pH 值溶液作用下红黏土的液塑限进行测试。试验结果表明, 酸性溶液中, 随着 pH 值的减小, 红黏土塑限降低, 液限与塑性指数则先降低后增大; 碱性溶液中, 随 pH 值的增大, 塑限、液限均表现为先减小后增大, 塑性指数表现为折线变化。经分析表明, 传统的扩散层厚度影响因素及双电层理论均不适用于分析不同 pH 值条件下的桂林红黏土稠度界限。根据相同土的液塑限对应电势一定的原则, 在双电层模型的基础上, 提出双电层结构模型定性分析红黏土稠度界限的方法。基于传统双电层理论, 考虑多种成分溶液作用下, 推导了适合桂林红黏土在酸碱液作用下的扩散层厚度计算公式, 弥补常规扩散层厚度计算公式仅适用于对称电解质溶液作用的恒定电荷黏土的不足。

关键词: 液塑限; 双电层; 扩散层厚度; 红黏土; 桂林

中图分类号: TU442; P642

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)10-1814-09

作者简介: 李善梅(1983-), 女, 博士研究生, 讲师, 主要从事岩土工程方面的研究。E-mail: 63719794@qq.com。

Effect of pH value on boundary water content of red clay in Guilin and its mechanism

LI Shan-mei^{1, 2}, LIU Zhi-kui^{1, 2}, MENG Jian-ping^{1, 2}

(1. College of Civil Engineering and Architecture, Guilin University of Technology, Guilin 541004, China; 2. Guangxi Key Laboratory of Mechanics and Geotechnical Engineering, Guilin 541004, China)

Abstract: The liquid and plastic limits are the important factors to reflect the penetration resistance, anti-erosion and anti-shear of soils. The liquid and plastic limits of the red clay in Guilin soaked in the acid and alkali solutions are tested to study its influencing factors and mechanism of boundary water content. The test results show that the plastic limit decreases and the liquid limit or plastic index decreases and then increases with the decrease of pH value in the acid solution. The liquid limit or plastic limit decreases and then increases, and the plasticity index exhibits change of fold line with the increase of pH value when soaked in the alkaline solution. It is shown that the influencing factors of the traditional diffusion layer thickness and the electric double layer theory are not applicable to the analysis of the consistency limits of Guilin red clay with different pH values. It is assumed that the liquid or plastic limit of the same soil has the determined potential. The qualitative analysis method on the consistency of red clay is proposed based on the double layer model. The formula for calculating the diffusion layer thickness of the red clay in Guilin soaked in the acid and alkali solutions is derived by considering the effects of various components of solution based on the traditional double layer theory. The new formula can make up for the deficiency that the conventional one is only applicable to the problem of the constant charge clay in the action of the symmetric electrolyte solution.

Key words: liquid and plastic limit; electric double layer; thickness of diffusion layer; red clay; Guilin

0 引 言

红黏土在中国广泛分布, 具有黏粒含量高、液塑限高、孔隙比大等特点。液塑性是黏土最基本的物理性质指标之一, 反映土的入渗、抗冲、抗蚀、抗剪等情况^[1], 国内外不少岩土工作者研究了红黏土的液塑性。谭罗荣等^[2]对贵阳红黏土扰动失水再恢复后试验,

发现红黏土的液塑限产生较大变化。朱要强^[3]对比搓

基金项目: 国家自然科学基金项目(51169004); 广西自然科学基金创新团队项目(2012GXNSFGA06001); 广西岩土力学与工程重点实验室基金项目(2015-A-01)

收稿日期: 2016-07-07

*通讯作者 (E-mail: liuzhikui@126.com)

条法与联合测定法测试液、塑限值, 认为未经长期训练的人用搓条法得出的液塑限误差较大。夏小兵^[4]得出灵山红黏土与云南、桂林、湖南、江西、四川红黏土液塑限相近。固硫渣掺量的增加, 塑性指数增大, 塑限先增大后减小, 液限无明显变化。莫百金等^[5]通过掺入级配良好的砂砾改良红黏土液塑性, 随着砂砾掺入比增大, 液限、塑限均降低, 确定了符合路堤填筑规范要求的最佳掺入比。刘之葵等^[6]研究发现随水泥含量与养护时间增长, 水泥红黏土液限略增大, 塑限明显提高, 塑性指数减小。红黏土“除铁”后, 液限、塑限明显降低^[7]。Abdallah 等^[8]研究表明黏土的液限与有机质含量存在正相关性。高岭土的塑性指数与黏粒吸附的阳离子有关^[9]。酸污染后, 红黏土液塑限均降低, 且随酸浓度的增大, 液塑限减小; 污染时间对液塑性也有明显影响^[10]; 随碱液浓度的增大, 红黏土液塑限、塑性指数均增大; 随污染时间的增长, 液塑限降低, 塑性指数影响不大^[11]。目前关于红黏土液塑性的研究大部分集中在不同外部环境作用下液塑性变化规律的总结, 其影响因素以及机理鲜有报道。

桂林酸雨频率为 81%, 月平均 pH 值范围为 3.84~5.38^[12]。1983 年, 桂林第二造纸厂发生岩溶塌陷, 检测发现该厂排放污水 pH 值小于 2^[13]。化肥溶于水后表现出碱性, 耕地长期受到碱溶液污染。同时, 随着城市化进程的推进, 部分耕地成为建筑用地。桂林是典型红黏土地区, 土体中铝铁氧化物含量高, 在酸性或碱性环境下易发生一系列化学反应, 从而改变红黏土的物质成分及其工程特性^[14-15], 对地基基础工程带来不利影响。为研究桂林红黏土在酸性及碱性环境下液塑性的变化及其机理, 将红黏土试样在不同 pH 值的溶液中充分浸泡后分别进行液塑限试验。研究红黏土在酸性、碱性环境下的液塑限, 正确判断污染红黏土的稠度界限, 准确定义红黏土的工程分类, 提高地基承载力及抗剪强度的估算值, 对红黏土的理论研究及相关岩土工程问题的指导均有一定参考价值。

1 pH 值对红黏土液塑限的影响试验

红黏土试样来自桂林理工大学雁山校区, 本试验采用的是扰动样, 取样深度为地表以下 2~4 m。

(1) 配置不同 pH 值溶液

利用蒸馏水、盐酸、氢氧化钠分别配置 pH 值为 0, 0.5, 1, 3, 5, 7, 9, 10, 11, 12, 13, 14 的溶液各 1L。土样风干并过 0.5 mm 筛, 称取 12 份过筛土样 250 g, 分别放入不同 pH 值的溶液中, 用玻璃棒充分搅拌, 浸泡 1 周, 浸泡过程中, 利用高精度 pH 试纸测试溶液 pH 值。pH 值随时间变化结果, 如图 1。

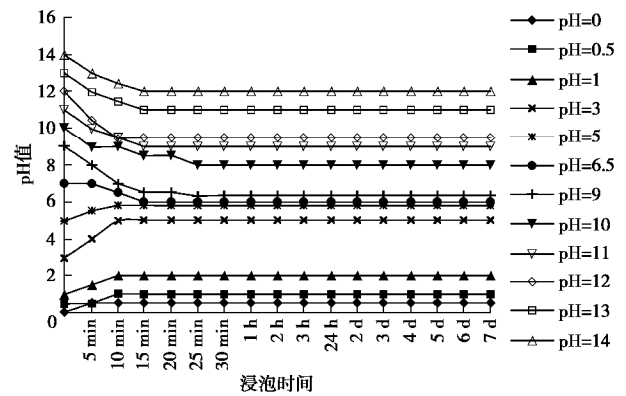


图 1 浸泡红黏土后溶液的 pH 值与时间的关系

Fig. 1 Relationship between pH values and time of solutions after being soaked by red clay

由图 1 可知, 浸泡红黏土后, 酸、碱溶液的 pH 值随时间发生变化, 但是很快趋于平稳, 稳定时间约 15 min。浸泡红黏土后, 酸、碱性溶液的 pH 值均发生不同程度的改变, 酸性溶液 pH 值上升, 碱性溶液 pH 值下降, 其结果如图 2。

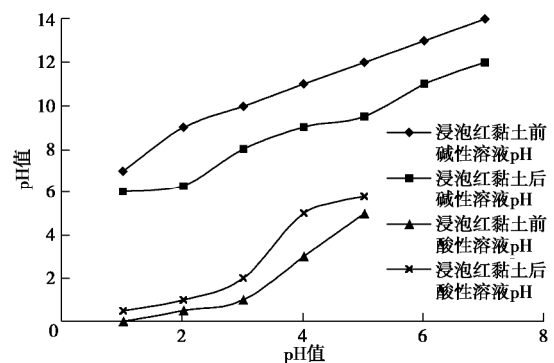


图 2 浸泡红黏土前后酸碱溶液 pH 值对照图

Fig. 2 Comparison of pH values of acid and alkali solutions before and after being soaked by red clay

(2) 液塑限试验

将以上 12 份土样放入烘箱, 调至 105℃ 将土样烘干, 研磨, 过 0.5 mm 筛。每份土样称取 200 g, 按土工试验方法标准 (GB/T50123—1999) 的要求, 采用液塑性联合测定法, 测试不同 pH 值条件下桂林红黏土的界限含水率。不同 pH 值条件下, 红黏土的界限含水率及塑性指数如图 3。

图 3 表明: ①酸、碱溶液对塑限的影响。不同浓度的酸、碱液均使红黏土塑限降低。随着酸性溶液浓度的增大, 桂林红黏土的塑限降低, 当 pH 值为 0 时, 塑限降低最多, 降幅达 31.68%; 随着碱性溶液浓度的增大, 红黏土塑限先降低后增大, 低浓度增大明显, 高浓度影响较小。②酸、碱溶液对液限的影响。不同浓度的酸碱液均使红黏土液限降低。随着酸、碱性溶液浓度的增大, 液限均呈现先降低后增大的趋势。在

pH 值为 1 的酸性溶液与 pH 值为 12 的碱性溶液中,液限降低最多,分别降低 32.39%, 26.92%。③酸、碱溶液对塑性指数的影响。除 pH 值为 10 的氢氧化钠溶液使红黏土塑性指数升高外,不同浓度的酸碱溶液均使其降低。随着溶液浓度的增大,酸性、碱性溶液对塑性指数的影响均一致:随浓度增大,塑性指数先减小后增大。在 pH 值为 1 的酸性溶液与 pH 值为 12 的碱性溶液中,塑性指数降低最多,分别降低 40.57%, 42.87%。

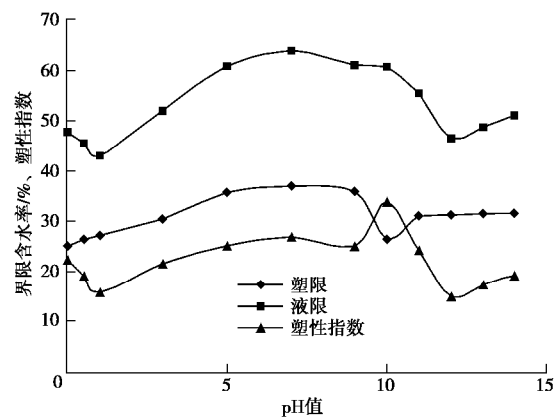


图 3 不同 pH 值条件下红黏土界限含水率与塑性指数关系
Fig. 3 Moisture contents and plasticity indices of red clay soaked in solutions with different pH values

2 试验结果机理分析

2.1 水土化学作用分析

X 衍射试验结果可知桂林红黏土矿物成分为:高岭石 56.59%、三水铝石 11.44%、针铁矿 15.61%、石英 12.45%^[16-17]。根据光谱分析结果,桂林红黏土矿物中各种氧化物含量如表 1 所示。

桂林红黏土颗粒中含有大量 Al_2O_3 、 Fe_2O_3 和 SiO_2 及其水合物,其中,游离 Fe_2O_3 含量达到 78 g/kg,超过总 Fe_2O_3 的 1/3^[18]。游离 Fe_2O_3 等电 pH 值为 7.1,游离 Al_2O_3 等电 pH 值为 8.1^[18],可以根据环境的 pH 值表现出带正电荷或者带负电荷。

游离 Al_2O_3 、 Fe_2O_3 为两性氧化物,可同时与酸性或碱性溶液反应。酸性溶液中发生如下反应:

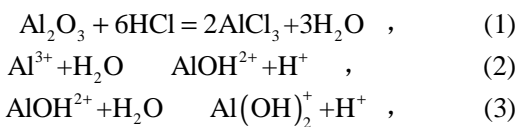
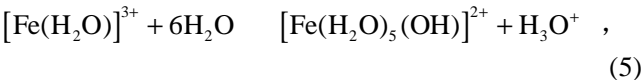


表 1 桂林红黏土中氧化物含量

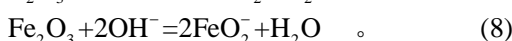
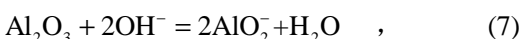
Table 1 Oxide contents of red clay in Guilin

Al_2O_3	CaO	Fe_2O_3	K_2O	MgO	MnO	Na_2O	P_2O_5	SiO_2	TiO_2
mass%	mass%	mass%	mass%	mass%	mass%	mass%	mass%	mass%	mass%
32.343	1.644	22.001	1.063	0.281	0.039	0.108	0.128	35.237	2.281

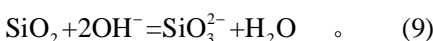
注:试验单位:桂林理工大学广西隐伏金属矿产勘查重点实验室,X 射线荧光光谱试验室,2016 年 1 月。



游离 Al_2O_3 、 Fe_2O_3 在碱性溶液中发生如下反应:



SiO_2 化学性质稳定,不与盐酸反应。同时,游离 SiO_2 呈絮凝状,有较大的比表面积,吸附能力强。 SiO_2 的等电 pH 值为 2,在 2<pH<6 的范围内带少量负电荷^[18]。当溶液中 H^+ 浓度较高时,即 pH<2 时,一部分 H^+ 被负电荷黏土颗粒吸附进入双电层,另一部分被吸附能力强的游离 SiO_2 吸附,而使 SiO_2 表现为正电性。 SiO_2 可与碱性溶液发生化学反应。 SiO_2 与 NaOH 溶液发生以下反应,表现出负电性:



桂林红黏土属于可变电荷土壤的范畴。可变电荷土壤吸附阳离子不取决于净阴离子,而取决于阴离子;可变电荷土壤吸附阴离子不取决于净阳离子,而取决于阳离子^[19]。可以推断桂林红黏土中可能同时存在正、负双电层结构,笔者曾对比分析 0.1 mol/L NaCl 溶液浸泡红黏土前后 Na^+ 、 Cl^- 的含量,发现桂林红黏土同时吸附 Na^+ 、 Cl^- 。由于 Cl^- 不发生专性吸附与配位吸附,说明红黏土中正负双电层同时存在。当 pH<2 时,红黏土中游离氧化物均带正电荷;当 2<pH<7.1 时, Fe_2O_3 、 Al_2O_3 带正电, SiO_2 带少量负电;当 7.1<pH<8.1 时, Al_2O_3 带正电, SiO_2 、 Fe_2O_3 带负电;pH>8.1 时,红黏土中游离氧化物均带负电荷。综上所述,当 pH<8.1 时,红黏土中形成正负双电层共存体系;当 pH>8.1 时,红黏土矿物及其游离氧化物均带负电,形成表面电势增大的负双电层结构。

2.2 传统方法分析 pH 值对红黏土可塑性影响

(1) 基于传统的扩散层理论分析

塑限与液限是表征黏土工程性质的两个重要指标,塑性指数的大小取决于液限与塑限之差,反映了黏土可塑性的强弱。黏土可塑性的强弱取决于土粒外围扩散层弱结合水。扩散层愈厚,弱结合水含量愈多, I_p 愈大,土的可塑性愈强。因此,影响扩散层的因素即为影响黏土可塑性的因素,包括黏土的矿物成分、

颗粒形状和大小、溶液的化学成分、浓度和 pH 值^[20]。根据传统的黏土可塑性影响因素理论可知: ①黏土的可塑性受矿物自身性质的影响。层状结构矿物才具有塑性; 黏土颗粒越小、分散度越高、比表面积越大、亲水性越强, 其扩散层越厚, 可塑性越高; 有机质含量与黏土的可塑性成正比例关系。②溶液化学成分。溶液中可被选择吸附的离子浓度越大, 热力学电位越高, 扩散层越厚; 反之, 扩散层越薄。③反号离子化学成分和浓度决定扩散层的厚度和结合水的数量。黏土的可塑性与反号离子价位、浓度成反比例关系。高价离子或同价离子中水合离子半径小的离子使扩散层变薄, 结合水的数量减少, 可塑性降低; 反号离子浓度增大, 扩散层变薄, 可塑性减弱。④溶液的 pH 值与黏粒矿物的等电 pH 值之差越大, 热力学电位和电动电位越高, 土的可塑性越强。

在本次试验中, 选用的红黏土均取自同一地方, 黏土矿物成分、粒度形状和大小均认为一致, 故仅分析在不同 pH 值溶液作用下, 溶液的化学成分、浓度和 pH 值对桂林红黏土可塑性的影响。

a) 溶液化学成分和浓度的影响。红黏土中氧化物与酸性溶液反应后, 溶液中主要含有 Fe^{3+} 、 Al^{3+} 、 $\text{Al}(\text{OH})^{2+}$ 、 $\text{Al}(\text{OH})_2^+$ 、 $[\text{Fe}(\text{H}_2\text{O})_5(\text{OH})]^{2+}$ 、 H^+ 、 Cl^- 、 $[\text{Fe}(\text{H}_2\text{O})_4(\text{OH})_2]^+$ 等。谢尔诺夫研究结果表明, 土壤对各种形态的铝离子和氢离子吸附能力的顺序是: $\text{Al}(\text{OH})^{2+} > \text{Al}(\text{OH})_2^+ > \text{Al}^{3+} > \text{H}^+$ ^[20]。根据黏粒选择性吸附的原理, 铁、铝水合离子优先被红黏土吸附。可选择性离子浓度随 pH 值的降低而增加, 但塑性指数并非连续增大, 而是先降低后增加。这一现象可解释为: 黏土矿物带负电, 游离氧化物与 H^+ 反应生成的铁、铝水合离子部分被负电荷吸附, 热力学电位降低, 扩散层变薄, 塑性指数降低; 随着 H^+ 浓度的增加, 可选择性吸附离子浓度增大, 热力学电位增加, 扩散层增厚, 塑性指数增大。红黏土与碱性溶液反应后, 溶液中存在 AlO_2^- 、 FeO_2^- 、 SiO_3^{2-} 、 Na^+ 、 OH^- 等。随着 OH^- 浓度的增大, 可选择性吸附离子浓度增大, 热力学电位增大, 但塑性指数变化无规律, 与理论规律相悖。

b) 溶液中反号离子成分和浓度对可塑性的影响。酸碱溶液浸泡的红黏土孔隙中, 反号离子分别为 Cl^- 、 Na^+ , 其浓度随着酸碱溶液浓度的增大而增大, 即与作用前酸碱溶液中 H^+ 、 OH^- 浓度成正比例关系。在此用 H^+ 、 OH^- 浓度表征溶液中反号浓度。反号离子浓度、塑性指数的关系如图 4。

由图 4 可知: 当 $1 < \text{pH} < 7$ 时, 塑性指数均随着离子浓度的降低而增大, 符合塑性指数与离子浓度成反比例关系的规律; 当 $\text{pH} < 1$ 时, 塑性指数与离子浓度成正相关, 与上述规律相悖。碱性溶液中, 随着 pH

值的增大, 反号离子浓度增大, 塑性指数未呈减小的趋势, 而是表现为折线变化。综上所述, 当 $\text{pH} < 1$ 及 $\text{pH} > 7$ 时, 桂林红黏土的塑性指数与离子浓度变化缺乏负相关性, 与传统理论的塑性指数随反号离子浓度增加而减小的规律不符。

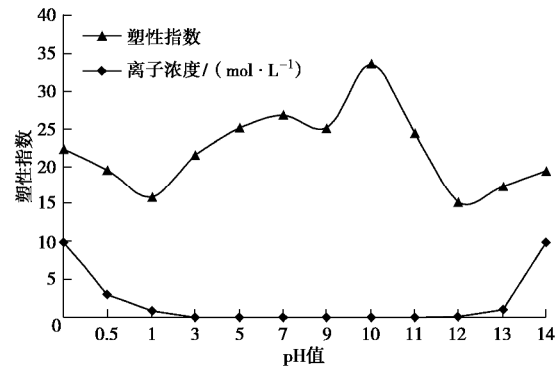


图 4 不同 pH 值条件下塑性指数与离子浓度对照图

Fig. 4 Comparison of plasticity index and ion concentration under different pH values

桂林红黏土的净电荷零点为 3.5^[21], 即等电 pH 值为 3.5。为方便表述, 以下将溶液 pH 值与黏土矿物的等电 pH 值的差值简称为 pH 差值。计算各溶液与红黏土 pH 差值, 结果如图 5。

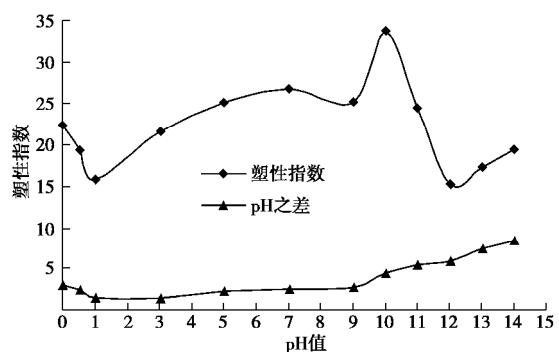


图 5 塑性指数与 pH 值差值对照图

Fig. 5 Comparison of plasticity index and difference of pH values of solutions and zero net charge of red clay

由图 5 可知: 当 $\text{pH} < 1$ 时, 随 pH 值的增大, pH 差值减小, 塑性指数减小; 当 $1 < \text{pH} < 7$ 时, 随 pH 值的增大, pH 差值增大, 塑性指数增大; 当 $\text{pH} > 7$ 时, 随 pH 值增大, pH 差值增大, 塑性指数变化无明显规律。可见: 当溶液 $\text{pH} < 7$ 时, pH 差值与塑性指数成正比例关系, 满足塑性指数随 pH 差值增大而增大的规律; 当 $\text{pH} > 7$ 时, 溶液 pH 值对塑性指数的影响不符合 pH 差值与塑性指数成正比例关系的规律。

综上所述, 传统的扩散层理论仅能解释 $1 < \text{pH} < 7$ 条件下的桂林红黏土的可塑性的变化规律, 不适用于 $\text{pH} > 1$ 或 $\text{pH} > 7$ 条件下桂林红黏土可塑性的分析。桂林

红黏土富含大量游离的 Al_2O_3 、 Fe_2O_3 、 SiO_2 ，导致桂林红黏土在不同的pH值环境中表现出不同的电性，红黏土表面所带电荷量以及电势的大小和符号也随之改变，增加桂林红黏土的复杂性以及分析难度。

(2) 基于双电层理论的电动电势分析

由于永久负电荷产生于矿物生成过程，不受介质pH值和电解质浓度的影响。在酸性条件下，土壤所带正电荷增多，其中，部分正电荷被黏土矿物中永久负电荷吸附，另一部分以胶体形式吸附于土壤表面，使红黏土带正。由于桂林红黏土中正、负双电层结构共存，其表面电性受溶液pH值的影响。

由Gouy-Chapman扩散双电层理论可知，可变电荷体系的表面电荷密度 s_v 可由下式计算^[22]：

$$s_v = \left(\frac{2c\epsilon RT}{\pi} \right)^{1/2} \sinh[1.15z(pH_0 - pH)] \quad (10)$$

式中 Z 为平衡离子的价数； ϵ 为介电常数； T 为温度； R 为Boltzmann常数； C 为离子浓度； pH 为溶液的pH值； pH_0 为黏土等电pH值； \sinh 为双曲正弦函数， $\sinh(x) = (\exp(x) - \exp(-x))/2.0$ 。

表面电荷密度受电解质溶液浓度、pH值等因素的影响。浓度越大，pH值与 pH_0 值相差越大，表面电荷密度越大。

恒电荷表面电荷密度 s_p ：

$$s_p = \left(\frac{2c\epsilon RT}{\pi} \right)^{1/2} \sinh\left(\frac{zFj_0}{2RT}\right) \quad (11)$$

土壤表面总电荷密度 s ^[17]：

$$s = s_p + s_v \quad (12)$$

黏土颗粒电动电势 z ^[18]：

$$z = \frac{4\pi s}{\epsilon k} \quad (13)$$

双电层厚度 $1/k$ ：

$$k = \left(\frac{2e^2 N_A c z^2}{\epsilon RT} \right)^{1/2} \quad (14)$$

式中， e 为电位电荷， N_A 为阿佛加得罗常数。

将式(10)、(11)、(12)、(14)代入式(13)中得式(15)：

$$z = \frac{RT}{z} (\pi N_A)^{-1/2} \left\{ \sinh[1.15z(pH_0 - pH)] + \sinh\frac{zFj_0}{2RT} \right\} \quad (15)$$

式(15)可知，由Gouy-Chapman双电层理论推导出的电动电位正相关于pH值与 pH_0 值差值、电荷价位。电动电位增大，扩散层增厚，塑性指数增大；反之，塑性指数减小。试验溶液由HCl与NaOH配置，溶液中离子价位均为1；溶液与红黏土反应，由于选择性吸附作用，反应生成的金属离子难以进入溶液中，故

认为试验过程中，溶液中离子价位相等。由图5可知，酸性条件下，桂林红黏土塑性指数随着pH与 pH_0 差值成正相关关系，与式(15)相符；碱性条件下，随着pH与 pH_0 差值增大，塑性指数呈折线发展，其规律不符合式(15)。

传统扩散层理论以及双电层理论均难以解释在不同pH值下，桂林红黏土液塑限的变化规律，因为传统理论是建立在均质、单一土体及溶液基础上，难以普遍用于分析复杂的自然条件下形成的土体。

3 分析 pH 值对桂林红黏土界限含水率影响机理的新方法

3.1 双电层结构模型定性分析

桂林红黏土的双电层结构随外界环境的改变而变化，无论pH值如何变化，桂林红黏土的双电层结构的性质和形式不会发生根本的改变。现利用双电层结构的特点，分析不同pH值条件下桂林红黏土液、塑限的变化。

Stern-Gouy Chapman双电层理论认为，扩散双电层可分为两层，一层为紧靠固体表面的Stern层，包括内Stern层与外Stern层。内Stern层是与固体表面直接连接的未水化的反号离子层；外Stern层是由水化反号离子组成，与扩散层相连，界面为Stern面，Stern面的位置取决于吸附离子的大小。另一层为扩散外层，由水化反号离子组成。固-液相之间存在一个滑动面，如图6。

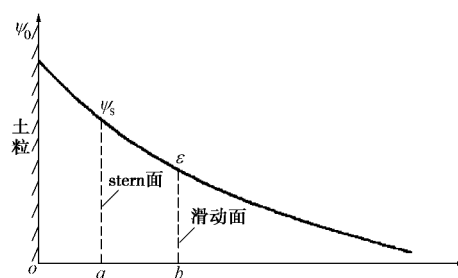


图6 双电层结构示意图

Fig. 6 Schematic diagram of double electric layer structure

水分子依结合能的强弱排列在黏土颗粒周围，结合能越强，离黏粒越近，越难失去水分子，脱水温度也随之升高。试验表明，25℃~70℃脱去结合能力较弱的结合水与自由水，70℃~120℃脱去弱结合水，120℃~200℃脱去强结合水，100℃~120℃脱去结合水的比重比较少^[23]。在此，笔者认为100℃~120℃脱去的是滑动面以内的弱结合水。标准土的含水率试验是在105℃~110℃条件下烘干，根据以上分析，所有弱结合水和未接触颗粒间的自由水均已烘干，但强结合水仍与土粒结合成一个整体，不被破坏。根据液塑

限的性质可知,液限对应的含水率应该包含所有弱结合水与部分自由水,塑限对应含水率仅占弱结合水的一部分。由于试验烘干温度一定,即失水后某一稠度状态扩散层与土颗粒之间的结合能不变。假设土体均匀,每个土颗粒外围被结合水均匀包裹,可以推测在双电层结构中,液限为电势为零的点到 Stern 界面内的含水率,即为扩散层的含水率,对应图 7 中 d 点;塑限为扩散层中某一电势(使红黏土有塑性的临界点)的点到 stern 界面内的含水率,假设使桂林红黏土具有塑限的电势为 e_1 ,姑且称之为塑限电位,对应图 7 中 c 点。塑限指数的大小取决于液塑限之差,可见,塑性指数小于扩散层内含水率,塑性指数并非完全取决于扩散层的厚度。双电层结构与界限含水率的关系如图 7。

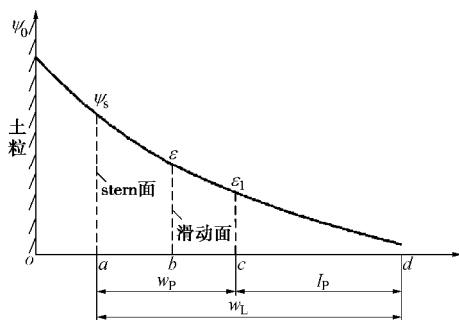


图 7 双电层结构与液塑性关系

Fig. 7 Relationship between structure of double electric layer and liquid or plastic limit

改变溶液的 pH 值不会改变双电层的结构,但是会改变其性状,从而导致黏土的工程地质性能发生变化。以下分析所指的 pH 值为溶液与红黏土作用稳定后的 pH 值。

(1) 红黏土与酸性溶液作用

红黏土在酸性溶液中可能发生方程 (1) ~ (6) 的化学反应。

a) $3.5 < \text{pH} < 6$ 的条件。溶液中 H^+ 含量较少,与红黏土中部分 Al_2O_3 、 Fe_2O_3 发生反应。溶液中离子浓度增大,在渗透压力的作用下,更多的阳离子进入 Stern 层,电位曲线随 pH 值减小而下降, c 、 d 点左移,液限、塑限、塑性指数减小。

b) $2 < \text{pH} < 3.5$ 的条件。由于桂林红黏土的等电 pH 值为 3.5,当 $\text{pH} < 3.5$,红黏土中同时存在正、负双电层结构。由于负双电层由永久电荷产生,不受 pH 值的影响,假设红黏土中的负双电层结构已稳定,故仅分析正双电层结构的影响。当 $2 < \text{pH} < 3.5$ 时,形成较小 y_s 的正电荷双电层结构,反号离子为 Cl^- ,电动电位 e 减小, c 、 d 点分别左移至 c_1 、 d_1 点,塑限、液限均比原状土

降低。双电层结构如图 8 所示。

c) $0.5 < \text{pH} < 2$ 时,红黏土与酸的作用同上分析。 $\text{pH} < 2$ 时, SiO_2 带正电,红黏土中正电荷双电层结构中 y_s 明显增大,同时,由于离子浓度增大, j_s 增大, e 减小,但由于阴离子浓度增大,扩散层受到压缩, c_1 、 d_1 点分别左移至 c_2 、 d_2 点,红黏土综合表现为塑限、液限降低。如图 8。

d) $\text{pH} \leq 0.5$ 时, H^+ 浓度增大,扩散层外侧的 Cl^- 受到溶液中 H^+ 的影响,削弱了正电荷双电层的吸引,且随着与土粒距离的增大, H^+ 对 Cl^- 的作用增强,导致电势在扩散层外层降低的速度减小, d_2 点右移 d_3 ,液限增大;同时,溶液中的 Cl^- 浓度增加,在渗透压力的作用下, c_2 右移至 c_3 ,塑限降低,塑性指数增大。双电层结构如图 8 所示。

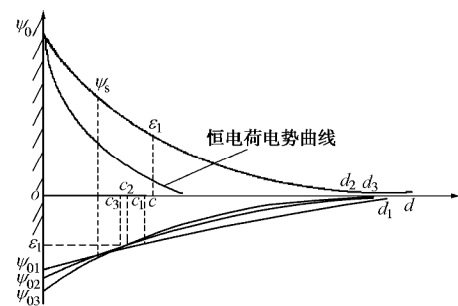


图 8 酸性条件下桂林红黏土液塑限示意图

Fig. 8 Schematic diagram of liquid or plastic limit of red clay of Guilin under acidic condition

(2) 红黏土与碱性溶液作用

在碱性环境中, OH^- 与游离的 SiO_2 、 Fe_2O_3 、 Al_2O_3 发生反应,如方程 (7) ~ (9),带负电。在碱性环境中,由于选择性吸附作用,土颗粒表面负电荷增多,电势增大。

a) $6 < \text{pH} < 8$ 时,由于 Al_2O_3 的等电 pH 值为 8.1 左右,在 $\text{pH} = 8$ 时, Al_2O_3 不带电或带少量正电荷, SiO_2 、 Fe_2O_3 带负电,土颗粒表现负电荷增多, y_0 增大,电解质溶液中阳离子浓度增大, e 减小, c 点左移至 c_1 ,塑限减小,电势曲线下降比较快,扩散层厚度变薄, d 点左移至 d_1 ,液限减小。双电层结构如图 9 所示。

b) $8 < \text{pH} < 9.5$,游离 SiO_2 、 Fe_2O_3 、 Al_2O_3 均带负电, y_0 、 y_s 、 e 明显增大,电位曲线上升, c 点右移至 c_2 ,塑限增大,溶液浓度增大,扩散层厚度变薄, d 点左移至 d_2 ,液限减小。双电层结构如图 9 所示。

c) $\text{pH} \geq 9.5$,反应同上。由于 OH^- 浓度较大,溶液中 OH^- 对双电层中反号离子 Na^+ 的静电作用,削弱了固定层对 Na^+ 的吸附作用,降低扩散层中电位曲线的下降速度, d_2 右移至 d_3 ,液限增大,塑性指数增大。双电层结构如图 9 所示。

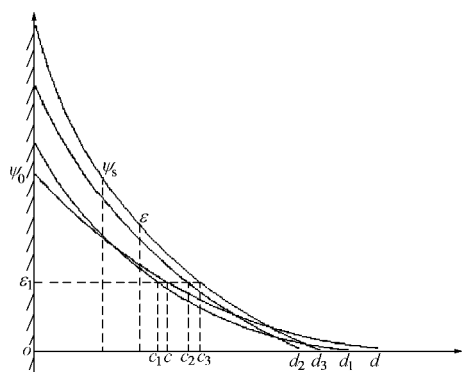


图9 碱性条件下桂林红黏土液塑限示意图

Fig. 9 Schematic diagram of liquid or plastic limit of red clay in Guilin under alkali condition

以上基于双电层结构模型分析桂林红黏土在酸、碱性环境中液塑限的影响。该模型中,利用塑限、液限的电势恒定的原理,适用于可变电荷黏土的液塑限的定性分析。结合以上分析可知:桂林红黏土塑限受表面电势与溶液中反号离子浓度的共同作用,表面电势越大,反号离子浓度越大,塑限越小,反之,塑限越大;液限主要影响因素是溶液浓度与离子类型,反号离子浓度越大,液限越小,反之,液限越大;溶液中同号离子的存在会削弱反号离子的影响,使液限增大。扩散层的厚度,即塑性指数由表面电势、溶液中正、反号离子的类型和浓度共同决定。

3.2 可变电荷黏土扩散层厚度计算理论

常规的扩散层厚度计算公式是基于溶液中仅有一种对称型电解质推导所得,无法解释化学成分复杂的桂林红黏土扩散层厚度变化。现基于传统的扩散层厚度计算公式,考虑多成分溶液,推导可变电荷扩散层厚度计算公式。采用Gouy-Chapman双电层理论假设:①质点表面是无限大的平面,表面电荷分布均匀;②扩散层中的反离子是点电荷,并按Boltzmann公式分布;③溶剂的介电常数到处相同。

设粒子表面电势为 ψ_0 ,扩散层某点出的电势为 ψ ,第 i 种阴离子的价位和浓度分别为 y_i , b_i ,第 j 种阳离子的价位和浓度分别为 z_j , c_j ; n^+ 为阳离子总数, n^- 为阴离子总数, n_i^+ 为第 i 种阳离子数, n_i^- 为第 i 种阴离子数, n_{0i} 为溶液中第 i 种离子的单位体积内离子数, e 是电荷电位, R 为Boltzmann常数。在土粒周围阴阳离子数量的分布表达式如下:

$$\left. \begin{aligned} n^- &= \sum_i n_i^- = \sum_i n_{0i} \exp\left(\frac{-y_i e \psi}{RT}\right) \\ n^+ &= \sum_j n_j^+ = \sum_j n_{0j} \exp\left(\frac{-z_j e \psi}{RT}\right) \end{aligned} \right\} \quad (16)$$

土粒周围离子浓度分布见图10。

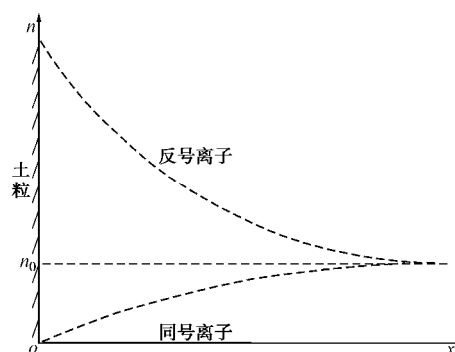


图10 土粒表面同号离子、反号离子浓度分布图

Fig. 10 Distribution of soil particle surface with same number ion and counter ion concentration

在距离土粒表面 x 处的单位体积内电荷密度 r 为

$$r = \sum_i z_i e n_i$$

$$= \sum_j z_j e n_{0j} \exp\left(\frac{-z_j e \psi}{RT}\right) - \sum_i y_i e n_{0i} \exp\left(\frac{-y_i e \psi}{RT}\right) \quad (17)$$

由电化学的poisson方程得

$$\frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial z^2} = -\frac{4\pi r}{e} \quad (18)$$

由于假设离子只在 x 方向扩散,所以

$$\frac{\partial^2 \psi}{\partial y^2} = 0; \quad \frac{\partial^2 \psi}{\partial z^2} = 0 \quad \text{即} \quad \frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} = -\frac{4\pi r}{e} \quad (19)$$

式(17)代入式(19)得

$$\frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} = \frac{4\pi e}{e} \left[\sum_i y_i n_{0i} \exp\left(\frac{-y_i e \psi}{RT}\right) - \sum_j z_j n_{0j} \exp\left(\frac{-z_j e \psi}{RT}\right) \right] \quad (20)$$

当 x 为扩散层的最外层时, $j \rightarrow 0$, 上式可以简化为

$$\frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} = \frac{4\pi e}{e} \left[\sum_i y_i n_{0i} \left(1 - \frac{y_i e \psi}{RT}\right) - \sum_j z_j n_{0j} \left(1 - \frac{z_j e \psi}{RT}\right) \right] \quad (21)$$

由于土粒呈电中性,应满足

$$\sum_j z_j e n_{0j} - \sum_i y_i e n_{0i} = 0 \quad (22)$$

所以式(21)可简化为

$$\frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} = \frac{4\pi e^2}{eRT} \left(\sum_j z_j^2 n_{0j} - \sum_i y_i^2 n_{0i} \right) \psi = k^2 \psi \quad (23)$$

扩散层的厚度 $1/k$ 应该是

$$k^{-1} = \left[\frac{4\pi e^2}{eRT} \left(\sum_j z_j^2 n_{0j} - \sum_i y_i^2 n_{0i} \right) \right]^{-\frac{1}{2}} \quad (24)$$

假设阳离子为反号离子,用下标 f 表示;阴离子为同号离子,用下标 t 表示,则式(24)改为

$$k^{-1} = \left[\frac{4\pi e^2}{eRT} \left(\sum_j z_{jf}^2 n_{f0j} - \sum_i y_{it}^2 n_{t0i} \right) \right]^{-\frac{1}{2}} \quad (25)$$

由式(25)可知,可变电荷体系中扩散层的厚度同时受到溶液中反号、同号离子的价位与浓度的影响。与反号离子的浓度、价位呈负相关关系,与同号离子的价位与浓度呈正相关关系。试验结果表明:①在酸性溶液中,随着pH值的减小,反号离子 Cl^- 浓度增大,塑性指数降低;当pH值减小到一定值时,溶液中 H^+ 增加,即同号离子增加,塑性指数增加;②在碱性溶液中,随着pH值的增大,反号离子(Na^+)增大,塑性指数降低;当pH值增大到一定值时,溶液中 OH^- 增加,即同号离子增加,塑性指数增加。试验结果与式(25)吻合。

4 结 论

本文通过开展液塑性试验,研究桂林红黏土分别在酸性、碱性条件下的稠度界限,得到以下结论:

(1)酸碱溶液使红黏土的液限、塑限降低。酸性溶液中,随着pH值的减小,红黏土塑限降低,液限与塑性指数则先降低后增大;碱性溶液中,随pH值的增大,塑限、液限均表现为先减小后增大,塑性指数表现为折线变化。

(2)桂林红黏土塑限受表面电势与溶液中反号离子浓度的共同作用,表面电势越大,反号离子浓度与价位越大,塑限越小;液限主要影响因素是溶液浓度与离子类型,反号离子浓度与价位越大,液限越小;同号离子的存在会削弱反号离子的影响。

(3)传统的扩散层理论及双电层理论难以用于分析不同pH值作用下桂林红黏土的液塑限变化规律。

(4)根据液、塑限的性质,假设同一类土液限、塑限所对应电势恒定,基于双电层理论,提出利用双电层结构定性分析桂林红黏土塑限、液限的模型。

(5)基于传统的双电层理论,考虑多成分溶液作用,提出了适合桂林红黏土扩散层厚度计算公式,并结合本次试验进行可行性验证,可供类似的红黏土液塑性分析借鉴。

参考文献:

- [1] 庄雅婷,黄炎和,林金石,等.崩岗红土层土壤液塑限特性及影响因素研究[J].水土保持研究,2014,21(3):208-216. (ZHUAN Ya-ting, HUANG Yan-he, LIN Jin-shi, et al. Study on plastic limit characteristics and influencing factors of soil fluid in the post-collapse red soil layer[J]. Research on Soil and Water Conservation, 2014, 21(3):208-216. (in Chinese))
- [2] 谭罗荣,孔令伟.某类红黏土的基本特性与微观结构模型[J].岩土工程学报,2001,23(4):458-262. (TAN Luo-rong, KONG Ling-wei. Fundamental property and microstructure model of red clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2001, 23(4): 458-262. (in Chinese))
- [3] 朱要强.贵州红黏土工程分类及土质研究[D].贵阳:贵州大学,2008. (ZHU Yao-qiang. Classification and soil quality of red clay in Guizhou[D]. Guiyang: Guizhou University, 2008. (in Chinese))
- [4] 夏小兵.海口灵山红黏土工程特性研究[D].海口:海南大学,2010. (XIA Xiao-bing. Study on engineering properties of red clay in Lingshan of Haikou[D]. Haikou: Hainan University, 2010. (in Chinese))
- [5] 莫百金,李跃军.砂砾改良高液限红黏土的试验研究[J].公路,2008(8):226-229. (MO Bai-jin, LI Yue-jun. Experimental study on improving high liquid limit red clay with sand and gravel[J]. Highway, 2008(8): 226-229. (in Chinese))
- [6] 刘之葵,邱晓娟,雷 轶.水泥改良桂林红黏土的试验研究[J].公路工程,2016,41(1):6-9,19. (LIU Zhi-kui, QIU Xiao-juan, LEI Yi. Experimental study on cement modified red clay in Guilin[J]. Highway Engineering, 2016, 41(1): 6-9,19. (in Chinese))
- [7] 王继庄.游离氧化铁对红黏土工程特性的影响[J].岩土工程学报,1983,5(1):147-156. (WANG Ji-zhuang. Effect of free iron oxide on the engineering properties of red clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1983, 5(1): 147-156. (in Chinese))
- [8] ABDALLAH I H M, AHMED S A, OSAMA T A S. Effects of organic matter on the physical and the physicochemical properties of an illitic soil[J]. Applied Clay Science, 1999, 14(5): 257-278.
- [9] TONE K, KAMORI M, SHIBASAKI Y. Adsorbed cations and water film thickness on the kaolinitic clay surface[J]. Journal of the Ceramic Society of Japan, 1993, 101(12): 1395-1399.
- [10] 伯桐震.酸污染红土的宏微观特性研究[D].昆明:昆明理工大学,2012. (BAI Tong-zhen. Study on the macro and micro characteristics of acid contaminated red soil[D]. Kunming: Kunming University of Technology, 2012. (in Chinese))
- [11] 任礼强.碱污染红土的宏微观特性研究[D].昆明:昆明理工大学,2014. (REN Li-qiang. Study on the macro and micro characteristics of alkalinity contaminated red soil[D]. Kunming: Kunming University of Technology, 2014. (in Chinese))
- [12] 钱建平,张 力,迟占东,等.桂林市酸雨的时空分布及

- 污染[J]. 地球科学进展, 2012, **27**(增刊 1): 390 - 392. (QIAN Jian-ping, ZHANG Li, CHI Zhan-dong, et al. Temporal and spatial distribution of acid rain and mercury pollution in Guilin City[J]. Advances in Earth Sciences, 2012, **27**(S1): 390 - 392. (in Chinese))
- [13] 刘之葵, 梁金城. 岩溶区溶洞及土洞对建筑地基的影响[M]. 北京: 地质出版社, 2006: 39. (LIU Zhi-kui, LIANG Jin-cheng. Influence of karst cave and soil cave in karst area on building foundation[M]. Beijing: Geological Publishing House, 1984: 39. (in Chinese))
- [14] 孙重初. 酸液对红黏土物理力学性质的影响[J]. 岩土工程学报, 1989, **11**(4): 89 - 93. (SUN Chong-chu. The impact of physical and mechanical properties on red clay caused by acid solution[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1989, **11**(4): 89 - 93. (in Chinese))
- [15] 顾季威. 酸碱废液侵蚀地基土对工程质量的影响[J]. 岩土工程学报, 1988, **10**(4): 72 - 78. (GU Ji-wei. The impact of project quality because of the foundation soil erosion of acid waste liquid[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1988, **10**(4): 72 - 78. (in Chinese))
- [16] 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 distribution[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(2): 351 - 356. (in Chinese))
- [17] 吕海波, 曾召田, 尹国强, 等. 广西红黏土矿物成分分析[J]. 工程地质学报, 2012, **20**(5): 651 - 656. (LÜ Hai-bo, ZENG Zhao-tian, YIN Guo-qiang, et al. Analysis of mineral composition of red clay in Guangxi[J]. Journal of Engineering Geology, 2012, **20**(5): 651 - 656. (in Chinese))
- [18] 于天仁. 可变电荷土壤的电化学[M]. 北京: 科学出版社, 1993: 16 - 22. (YU Tian-ren. Electrochemistry of variable charge soils[M]. Beijing: Science Press, 1993: 16 - 22. (in Chinese))
- [19] 张效年, 将能慧, 邵宗臣, 等. 土壤电化学性质的研究——红壤对离子的吸附特点与其电荷性质的关系[J]. 土壤学报, 1979, **16**(2): 145 - 156. (ZHANG Xiao-nian, JIANG Neng-hui, SHAO Zong-chen, et al. Studies on electrochemical properties of soils—adsorption of ions by red soils in relation to the electric charge of the soil[J]. Acta pedologica Sinica, 1979, **16**(2): 145 - 156. (in Chinese))
- [20] 唐大雄. 工程岩土学[M]. 北京: 地质出版社, 1999: 35 - 36. (TANG Da-xiong. Engineering rock and soil science[M]. Beijing: Geological Publishing House, 1999: 35 - 36. (in Chinese))
- [21] 赵安珍, 张效年. 氧化铝对红壤正、负电荷的影响[J]. 土壤学报, 1992, **29**(4): 392 - 400. (ZHAO An-zhen, ZHANG Xiao-nian. Effect of alumina on the positive and negative charge of red soil[J]. Journal of Soil Science, 1992, **29**(4): 392 - 400. (in Chinese))
- [22] 陈宗淇. 胶体化学[M]. 北京: 高等教育出版社, 1984. (CHENG Zong-qi. Colloid chemistry[M]. Beijing: Higher Education Press, 1984. (in Chinese))
- [23] 袁建滨. 黏土中结合水特性及其测试方法研究[D]. 广州: 华南理工大学, 2012. (YUAN Jian-bing. Study on the characteristics and test methods of water in clay[D]. Guangzhou: South China University of Technology, 2012. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201710010

任意荷载下分数阶导数黏弹性饱和土体一维固结

汪磊^{1,2}, 孙德安¹, 解益³, 李培超³

(1. 上海大学土木工程系, 上海 200444; 2. 上海工程技术大学城市轨道交通学院, 上海 201620; 3. 上海工程技术大学机械工程学院, 上海 201620)

摘要: 将分数阶导数理论引入 Kelvin-Voigt 模型, 来描述黏弹性饱和土体的力学行为。对饱和土体一维固结方程和分数阶导数 Kelvin-Voigt 本构方程实施 Laplace 变换, 联立求解得到变换域内有效应力和沉降的解析解。采用 Crump 方法实现 Laplace 数值反演, 获得了任意荷载情况下物理空间内一维固结问题的半解析解。并将指数荷载情况下分数阶导数模型退化到黏弹性情形, 结果与已有文献解析解相同, 验证了本研究提出任意荷载情况下分数阶导数黏弹性解的可靠性。最后, 分析了相关参数对固结沉降的影响。研究表明, 任意荷载情形下分数阶导数黏弹性饱和土体一维固结发展过程与黏滞系数和分数阶次有关, 分数阶次越大, 固结沉降发展越快; 黏滞系数越大, 固结沉降变化越慢; 荷载变化趋势与由荷载参数变化引起的沉降变化规律是一致的, 且最终沉降量一致。本研究有助于深入认识分数阶黏弹性饱和土体的固结行为。

关键词: 任意荷载; 分数阶导数; 黏弹性; 饱和土体; 一维固结

中图分类号: TU447

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)10-1823-09

作者简介: 汪磊(1985-), 男, 讲师, 主要从事土的固结研究。E-mail: wangleiwangjiang@163.com。

One-dimensional consolidation of fractional order derivative viscoelastic saturated soils under arbitrary loading

WANG Lei^{1,2}, SUN De-an¹, XIE Yi³, LI Pei-chao³

(1. Department of Civil Engineering, Shanghai University, Shanghai 200444, China; 2. School of Urban Railway Transportation, Shanghai

University of Engineering Science, Shanghai 201620, China; 3. School of Mechanical Engineering, Shanghai University of Engineering

Science, Shanghai 201620, China)

Abstract: The theory of fractional calculus is introduced into the Kelvin-Voigt constitutive model to describe the mechanical behavior of viscoelastic saturated soils. Applying the Laplace transform upon one-dimensional consolidation equation of saturated soils and the fractional order derivative Kelvin-Voigt constitutive equation, the analytical solutions of the effective stress and the settlement are derived in the Laplace domain. Then the semi-analytical solutions to one-dimensional consolidation problem under arbitrary loadings in physical space are obtained after implementing the Laplace numerical inverse transform using the Crump's method. As the case of viscoelasticity, the simplified semi-analytical solutions under exponential loading in this study are the same as the available analytical solutions in literatures. It is indicated that the proposed solutions under arbitrary loading are reliable. Finally, parametric studies are conducted to analyze the effects of the related parameters on the consolidation settlement. The results show that the process of one-dimensional consolidation of viscoelastic saturated soils with fractional order derivative is related to viscosity coefficient and fractional order. The larger the fractional order is, the more quickly the consolidation settlement occurs; and the higher the viscosity coefficient is, the slower the consolidation settlement takes place. The trend of loadings is consistent with the variation pattern of soil settlement caused by the change of the load parameters, and the final settlement is identical. The present study can be of help to further understand the consolidation behavior of viscoelastic saturated soils.

Key words: arbitrary loading; fractional order derivative; viscoelasticity; saturated soil; one-dimensional consolidation

0 引言

Terzaghi 的一维固结理论采用线性应力-应变关系, 未考虑黏土的流变性, 因而在实际工程中有时并不能准确地描述实际固结过程^[1]。考虑黏土的蠕变特

性, 将其视为黏弹性介质通常更符合工程实际^[2]。陈

基金项目: 国家自然科学基金项目 (11672172)

收稿日期: 2016-06-20

*通讯作者 (E-mail: sundean@shu.edu.cn)

宗基^[3]在20世纪50年代就对受侧限的黏弹性土层的固结和滞流进行了分析,而后赵维炳^[4]基于可广泛用于各种黏弹性土体的广义Voigt模型,推导出了饱和土体一维固结问题的普遍理论解。而蔡袁强等^[5]在任意荷载下成层黏弹性土体以及半透水边界的黏弹性土体在循环荷载下一维固结方面的研究也取得重要成果。Xie等^[6]研究了荷载随时间变化下4种流变模型黏土的一维固结特性。此后李皓玉等^[7]对移动分布荷载下层状黏弹性体系的动力响应进行了分析。

Gement在1936年首先提出了黏弹性材料的分数阶导数本构模型^[8],而后分数阶导数模型逐渐成为研究热点。Taylor等^[9]首先在固结理论中用Kelvin模型来描述土骨架的变形。国内Tan^[10]引入Maxwell模型,建立了黏弹性固结理论。此后,李西斌等^[11]分析了变荷载下软土一维流变固结解析理论,何利军等^[12]介绍了采用分数阶导数描述软黏土蠕变的模型,尹检务等^[13]对压实土固结蠕变特征及分数阶流变模型参数进行了分析,陈亮等^[14]基于分数阶微积分理论研究了非线性黏弹塑性蠕变模型,孙海忠等^[15]采用分数微积分模型来研究了软土蠕变。Yin等^[16]研究了分数阶软土蠕变过程中的力学性能,殷德顺等^[17]在流变本构模型的探讨中运用了分数阶导数理论,王智超等^[18]在分数阶导数流变本构模型研究方面也做出了贡献。

为了深入探讨黏弹性饱和土体固结机制,本文针对单层分数阶导数Kelvin-Voigt模型黏弹性饱和土体,推导了任意荷载下分数阶导数黏弹性饱和土体固结方程的半解析解,并对影响参数进行了分析,以更好地认识和描述分数阶黏弹性饱和土体的固结行为。另外,关于黏弹性饱和土体固结的研究多数是基于整数阶的情况,而分数阶导数黏弹性饱和土体的固结问题很少见于文献,因此,研究分数阶导数黏弹性饱和土体的固结问题不仅具有重要的理论意义,而且具有重要的工程实用价值。

1 分数阶微积分理论简介

1.1 分数阶微积分基本定义

在流变本构模型中运用最为普遍的是R-L型分数阶微积分算子理论^[19],在Lebesgue可积区间 $L_1(0,t)$ 上,分数 q 阶($\text{Re } q > 0$)积分算子的定义为

$$\frac{d^{-q}f(t)}{dt^{-q}} = \int_0^t \frac{(t-\tau)^{q-1}}{\Gamma(q)} f(\tau) d\tau,$$

相应的 n 阶($-1 < \text{Re } n - n \leq 0$)微分算子定义为

$$\frac{d^n f(t)}{dt^n} = \frac{d^n}{dt^n} \left\{ \int_0^t \frac{(t-\tau)^{n-n-1}}{\Gamma(n-n)} f(\tau) d\tau \right\}. \quad (1)$$

1.2 基于分数阶导数的流变元件

关于分数阶导数关系的元件,有多种新的提法,本文介绍其中一种,Abel黏壶,其本构关系为

$$s(t) = h \frac{d^a e(t)}{dt^a} \quad (0 \leq a \leq 1),$$

其中, h 为黏滞系数, a 为分数阶次,都是不随时间变化的材料参数。当 $a=1$ 时表现为理想牛顿流体;当 $a=0$ 时表现为线弹性固体;当 $0 < a < 1$ 时元件表现为分数阶黏弹性体。从分数维^[20]角度来看, a 描述了材料的多种流动状态性质,使其具有了一定的物理意义。在具体工程计算中,可根据实际土样固结沉降实验数据,采取拟合方法(如文献[13])得到 a 的取值。

2 固结方程及其求解

图1为拟求解的黏弹性饱和土体一维固结模型示意图。其中 $2H$, k_v , C_v , E_s , h , $q(t)$ 分别为土层厚度、渗透系数、固结系数、压缩模量、黏滞系数和外荷载。

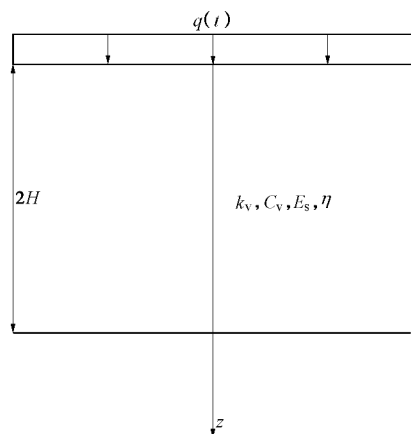


图1 黏弹性饱和土体一维固结模型示意图

Fig. 1 Sketch of one-dimensional consolidation of viscoelastic saturated soils

除施加荷载条件外,采用与Terzaghi理论中相同的假设,则土体的固结渗流方程为

$$\frac{\partial e(z,t)}{\partial t} = \frac{k_v}{g_w} \frac{\partial^2 s'(z,t)}{\partial z^2}, \quad (2)$$

其中, $s'(z,t)$ 是 z 处 t 时刻相对于初始有效应力的增量, $e(z,t)$ 为相应应变, g_w 为水的重度。对式(2)进行拉普拉斯变换得

$$\frac{k_v}{g_w} \frac{\partial^2 \bar{s}'(z,s)}{\partial z^2} = s \bar{e}(z,s) - e(z,0), \quad (3)$$

其中, $\bar{s}'(z,s)$ 为 $s'(z,t)$ 的拉普拉斯变换式, $\bar{e}(z,s)$ 为 $e(z,t)$ 的拉普拉斯变换式。

分数阶导数Kelvin-Voigt本构模型如下图2所示,

为一个弹簧元件 H 与 Abel 黏壶 N 并联而成, 两元件应变相同, 但应力不同。

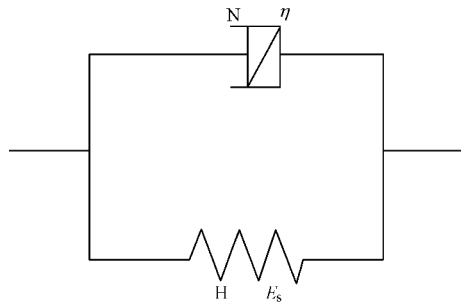


图 2 分数阶 Kelvin-Voigt 本构模型

Fig. 2 Fractional Kelvin-Voigt constitutive model

根据并联时模型中各个元件应变相同原则, 模型总应力等于两个元件应力之和, 其应力应变关系为

对于 H 体有

$$s_e = E_s e_e。$$

对于 N 体有

$$s_v = h \frac{d^a e_v}{dt^a}。$$

且有, $e = e_e = e_v$, $s = s_e + s_v$ 。

其中 e_e 和 e_v 分别为弹簧元件 H 与 Abel 黏壶 N 的应变, s_e 和 s_v 分别为两者的应力, s 为分数阶导数 Kelvin-Voigt 模型的总应力, a 为分数阶次。

分数阶导数 Kelvin-Voigt 模型的本构关系为

$$s'(z, t) = E_s e(z, t) + h \frac{d^a e(z, t)}{dt^a}, \quad (4)$$

对式 (4) 进行拉普拉斯变换得

$$\bar{s}'(z, s) = E_s \bar{e}(z, s) + h s^a \bar{e}(z, s), \quad (5)$$

将式 (5) 代入式 (3) 得

$$\frac{\partial^2 \bar{s}'(z, s)}{\partial z^2} - \frac{g_w}{k_v (E_s + h s^a)} \bar{s}'(z, s) = 0, \quad (6)$$

求解式 (6) 得

$$\bar{s}'(z, s) = C_1 e^{\sqrt{m}z} + C_2 e^{-\sqrt{m}z}, \quad (7)$$

其中 $m = s g_w / [k_v (E_s + h s^a)]$, C_1 和 C_2 为含有 s 的任意函数, 并可以通过代入边界求得。

对于双面排水情况, 初始条件和边界条件为

$$s'(z, 0) = 0, \quad (8)$$

$$s'(z, t) = q(t) \quad (z = 0), \quad (9)$$

$$s'(z, t) = q(t) \quad (z = 2H), \quad (10)$$

其中, $q(t)$ 为任意荷载, 将式 (9) 和式 (10) 经拉普拉斯变换得

$$\bar{s}'(0, s) = Q(s),$$

$$\bar{s}'(2H, s) = Q(s),$$

其中, $Q(s)$ 为 $q(t)$ 的拉氏变换式。将式 (9) 和式 (10) 经拉氏变换后的表达式代入求出 C_1 和 C_2

$$C_1 = \frac{Q(s)(e^{-2H\sqrt{m}} - 1)}{e^{-2H\sqrt{m}} - e^{2H\sqrt{m}}},$$

$$C_2 = \frac{Q(s)(1 - e^{2H\sqrt{m}})}{e^{-2H\sqrt{m}} - e^{2H\sqrt{m}}}。$$

将 C_1 和 C_2 代入式 (7) 得

$$\bar{s}'(z, s) = \frac{Q(s)(\sinh[z\sqrt{m}] - \sinh[(z - 2H)\sqrt{m}])}{\sinh[2H\sqrt{m}]}。$$

将 m 代入上式得

$$\bar{s}'(z, s) = \frac{Q(s)}{\sinh\left[2H\sqrt{\frac{s g_w}{k_v (E_s + h s^a)}}\right]} \left\{ \sinh\left[z\sqrt{\frac{s g_w}{k_v (E_s + h s^a)}}\right] - \sinh\left[(z - 2H)\sqrt{\frac{s g_w}{k_v (E_s + h s^a)}}\right] \right\}。 \quad (11)$$

令 $h = 0$, 则式 (11) 退化为

$$\bar{s}'(z, s) = \frac{Q(s)}{\sinh\left[2H\sqrt{\frac{s g_w}{k_v E_s}}\right]} \left\{ \sinh\left[z\sqrt{\frac{s g_w}{k_v E_s}}\right] - \sinh\left[(z - 2H)\sqrt{\frac{s g_w}{k_v E_s}}\right] \right\}。 \quad (12)$$

在式 (11) 中令 $a = 1$, 即将分数阶导数黏弹性饱和土体有效应力退化到黏弹性的情况, 则

$$\bar{s}'(z, s) = \frac{Q(s)}{\sinh\left[2H\sqrt{\frac{s g_w}{k_v (E_s + h s)}}\right]} \left\{ \sinh\left[z\sqrt{\frac{s g_w}{k_v (E_s + h s)}}\right] - \sinh\left[(z - 2H)\sqrt{\frac{s g_w}{k_v (E_s + h s)}}\right] \right\}。 \quad (13)$$

将袁表强等^[5]一文中得到的各层有效应力拉普拉斯变换解退化到单层的情况, 则与式 (13) 完全一致。

本文探讨任意荷载下分数阶导数黏弹性饱和土体一维固结问题, 其固结沉降量

$$w(t) = \int_0^{2H} e(z, t) dz。 \quad (14)$$

经过拉普拉斯变换得

$$\bar{w}(s) = \int_0^{2H} \bar{e}(z, s) dz。 \quad (15)$$

将式 (5) 代入式 (15) 得

$$\bar{w}(s) = \int_0^{2H} \frac{\bar{s}'(z, s)}{E_s + h s^a} dz, \quad (16)$$

再将式 (11) 代入式 (16) 并积分得

$$\bar{w}(s) = \frac{2Q(s) \tanh \left[H \sqrt{\frac{s g_w}{k_v (E_s + h s^a)}} \right]}{(E_s + h s^a) \sqrt{\frac{s g_w}{k_v (E_s + h s^a)}}}, \quad (17)$$

在此需要说明的是：对于其他边界透水的情形，只需改变边界条件，可用相同方法推导出相应结果。

3 算例验证及参数分析

关于拉普拉斯变换的数值反演，何光渝等^[21]分析了 Stehfest 和 Crump 分别提出的两种方法，认为后者较前者更精确、可靠，并且能够克服解的曲线有陡峭变化时，数值会发生振荡和弥散的缺陷。本文采用拉普拉斯变换的数值反演 Crump 方法，分别得出有效应力和沉降在拉氏变换后的反演表达式为

$$s'(z, t) = \frac{e^{at}}{T} \left[\frac{1}{2} \bar{s}'(z, a) + \sum_{k=1}^{\infty} \left\{ \operatorname{Re} \left[\bar{s}' \left(z, a + \frac{k\pi i}{T} \right) \right] \cos \frac{k\pi t}{T} - \operatorname{Im} \left[\bar{s}' \left(z, a + \frac{k\pi i}{T} \right) \right] \sin \frac{k\pi t}{T} \right\} \right], \quad (18)$$

$$w(t) = \frac{e^{at}}{T} \left[\frac{1}{2} \bar{w}(a) + \sum_{k=1}^{\infty} \left\{ \operatorname{Re} \left[\bar{w} \left(a + \frac{k\pi i}{T} \right) \right] \cos \frac{k\pi t}{T} - \operatorname{Im} \left[\bar{w} \left(a + \frac{k\pi i}{T} \right) \right] \sin \frac{k\pi t}{T} \right\} \right], \quad (19)$$

并编制相应计算程序，具体操作及参数选取的说明见附录。

3.1 算例验证

本算例将指数荷载情形下分数阶导数 Kelvin-Voigt 模型黏弹性饱和土体一维固结沉降的表达式退化到黏弹性饱和土体的情况，并将结果与蔡袁强等^[5]一文做比较，参考其中部分参数， $H=9.5$ m， $g_w=10$ kN/m³， $k_v=1 \times 10^{-7}$ m/s， $E_s=12$ MPa， $\eta=230$ MPa·d，指数荷载形式为 $q(t) = A - Be^{-Ct}$ ，其中 $A=0.1$ MPa， $B=0.1$ MPa， $C=4.32/d$ 。指数荷载情形下分数阶导数 Kelvin-Voigt 模型黏弹性饱和土体退化到标准黏弹性饱和土体的情况，计算结果如图 3 所示。

由图 3 可知，将文献[5]中多层任意荷载情形下黏弹性地基一维固结解析解退化为单层指数荷载情形下的固结沉降计算结果，与本文退化为黏弹性饱和土体一维固结沉降相一致，由此验证了本文提出的任意荷载情况下分数阶导数黏弹性饱和土体一维固结半解析解及计算程序的可靠性。

3.2 参数分析

为考察本文推导出的固结沉降半解析解的理论正确性，并分析参数对任意荷载下分数阶导数黏弹性饱和土体固结的影响，下面以指数荷载、周期荷载、施

工荷载为例进行讨论。

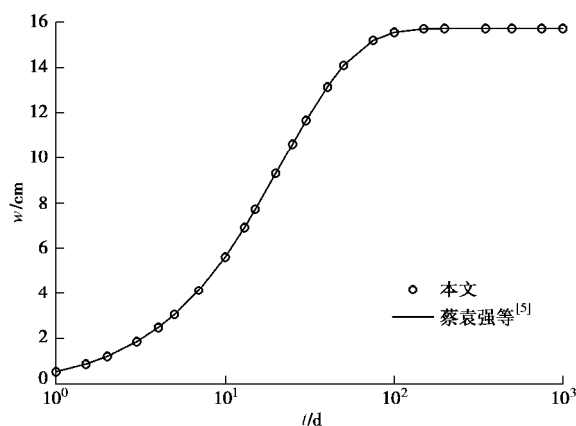


图 3 沉降曲线的验证

Fig. 3 Verification of settlement curves

(1) 指数荷载

指数荷载形式为 $q(t) = A - Be^{-Ct}$ ，分数阶次 a 取 0.5，其余参数与上述算例相同。

a) 黏滞系数 h

考察在指数荷载情形下黏滞系数 h 对固结沉降 W 的影响，结果如图 4 所示。

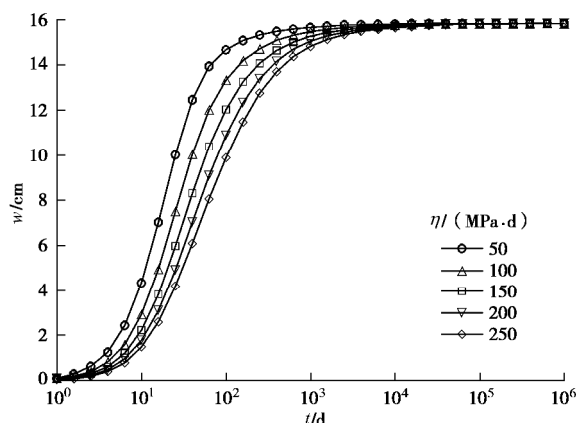


图 4 不同黏滞系数 h 下的沉降曲线

Fig. 4 Settlement curves under different viscosity coefficients

图 4 的 5 条曲线依次由左到右分别为其黏滞系数 $h=50, 100, 150, 200$ 和 250 MPa·d 时的沉降曲线。当其他参数不变，指数荷载作用下的分数阶导数 Kelvin-Voigt 模型黏弹性饱和土体一维固结沉降曲线随着黏滞系数 h 的增大而变得平缓，即地基中孔隙水压力的整体消散速率变慢，固结沉降速率越慢，但是最终沉降量大小是一致的。黏滞系数的值反映结合水膜厚度的大小，固结压力越大，结合水膜厚度越小，结合水连结强度就越高，土颗粒克服阻力产生滑动越困难，结合水的黏滞性越强^[22]，黏滞系数就越大，导致达到最终沉降所需时间就越长。

b) 分数阶次 a

考察在指数荷载情形下分数阶次 a 对固结沉降

的影响, 结果如图 5 所示。

图 5 中的 4 条曲线由右到左依次为不同阶次 $\alpha=0.3, 0.5, 0.7$ 和 0.9 时的沉降曲线。当其他参数不变时, 指数荷载下分数阶导数 Kelvin-Voigt 模型黏弹性饱和土体一维固结过程随着不同分数阶次 α 的增大, 固结沉降发展速率变快, 其到达最终沉降所需时间变短。另外, 由 Yin 等^[16]针对软土蠕变过程提出的分数阶导数 Abel 黏壶可知, 分数阶次 α 与孔隙水压力消散率的关系, 随着不同阶次 α 的增大, 孔隙水压力消散的更快, 到达最终沉降所需时间更短。

c) 压缩模量 E_s

考察在指数荷载情形下压缩模量 E_s 对固结沉降的影响, 结果如图 6 所示。

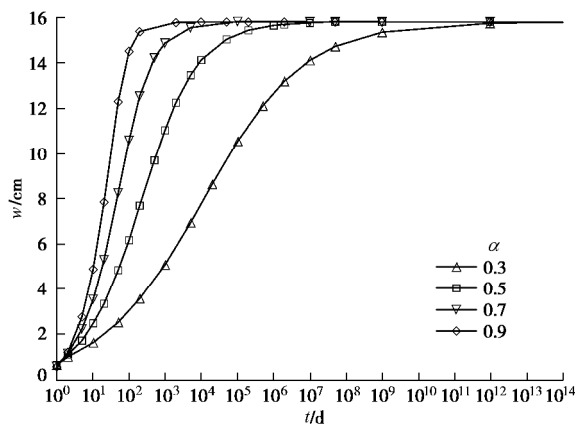


图 5 不同阶次 α 下的沉降曲线

Fig. 5 Settlement curves under different orders

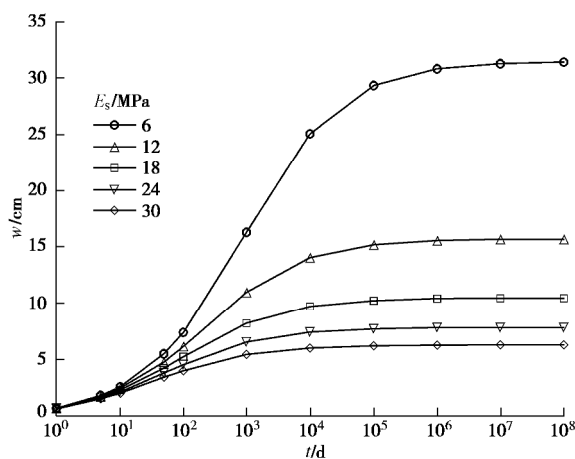


图 6 不同压缩模量 E_s 下的沉降曲线

Fig. 6 Settlement curves under different compression moduli

图 6 中的 5 条曲线由上到下依次为 $E_s=6, 12, 18, 24$ 和 30 MPa 时的沉降曲线。由于压缩模量是判断土的压缩性和计算压缩变形量的重要指标之一, 故压缩模量 E_s 会直接影响固结沉降量的大小。即其他参数不变时, 指数荷载下分数阶导数 Kelvin-Voigt 模型黏弹性饱和土体一维固结沉降 w 随着压缩模量 E_s 的增大,

土体越难被压缩, 最终沉降量也相应越小。

d) 指数荷载参数 C

考察在指数荷载情形下指数荷载参数 C 对固结沉降的影响, 结果如图 7 所示。

图 7 中的 4 条曲线由左到右依次为 $C=1.05 \times 10^{-1}, 1.05 \times 10^{-3}, 1.05 \times 10^{-5}$ 和 $1.05 \times 10^{-7} \text{ d}^{-1}$ 时的沉降曲线。由于指数荷载参数 C 是表征指数荷载第二项结果为零所需时间快慢的重要指标, 故指数荷载参数 C 的大小会直接影响达到最终沉降所需时间的长短。指数荷载下分数阶导数 Kelvin-Voigt 模型黏弹性饱和土体一维固结过程随着指数荷载参数 C 的增大, 固结沉降发展速率变快, 达到最终沉降量所需时间变短。

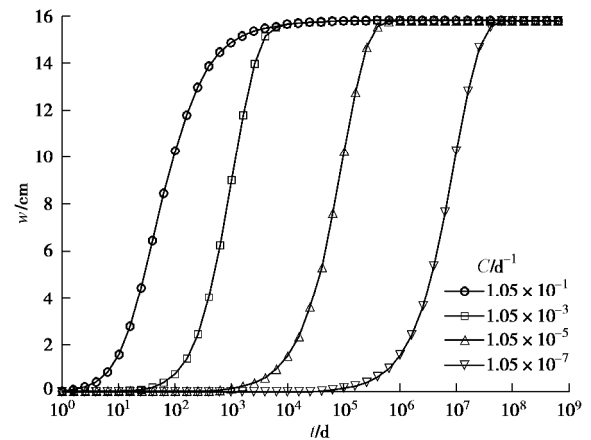


图 7 不同指数荷载参数 C 下的沉降曲线

Fig. 7 Settlement curves under different exponential loading parameters

(2) 周期荷载

周期荷载形式为 $q(t) = q_0(1 + \sin wt)$, 其中 $q_0 = 0.1$ MPa, $w = 2\pi/T$, T 为周期, 分数阶次 α 取 0.5 , 其余参数与上述算例相同。

a) 黏滞系数 h

考察在周期荷载情形下黏滞系数 h 对固结沉降的影响, 结果如图 8 所示。

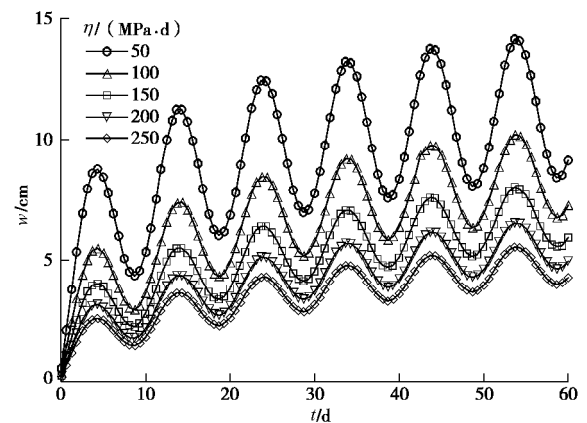


图 8 不同黏滞系数 h 下的沉降曲线

Fig. 8 Settlement curves under different viscosity coefficients

图8中的5条曲线由上到下依次为黏滞系数 $h=50, 100, 150, 200$ 和 $250 \text{ MPa}\cdot\text{d}$ 时的沉降曲线。当其他参数不变时, 周期荷载下分数阶导数 Kelvin-Voigt 模型黏弹性饱和土体一维固结过程随着黏滞系数 h 的增大, 固结沉降变化速率变慢, 沉降变化波动性变小, 且呈周期性变化, 与文献[5]有相似理论变化结果。

b) 分数阶次 α

考察在周期荷载情形下分数阶次 α 对固结沉降的影响, 结果如图9所示。

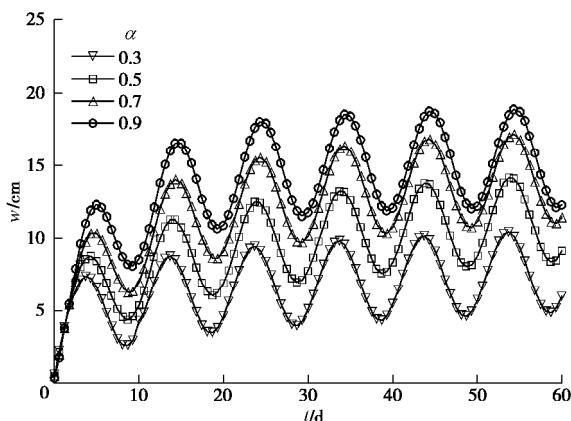


图9 不同阶次 α 下的沉降曲线

Fig. 9 Settlement curves under different orders

图9中4条曲线由下到上依次为不同阶次 $\alpha=0.3, 0.5, 0.7$ 和 0.9 时的沉降曲线。当其他参数不变时, 周期荷载下分数阶导数 Kelvin-Voigt 模型黏弹性饱和土体一维固结过程随着不同分数阶次 α 的增大, 固结沉降发展速率变快, 且周期性更加明显。另外, 理论沉降波动值变化明显, 呈振荡增长, 其到达最终沉降所需时间越短, 反之其到达最终沉降相对滞后。

c) 周期 T

分数阶次 α 取 0.5 , 其余参数与上述算例相同, 考察周期 T 对与固结沉降的影响, 结果如图10所示。

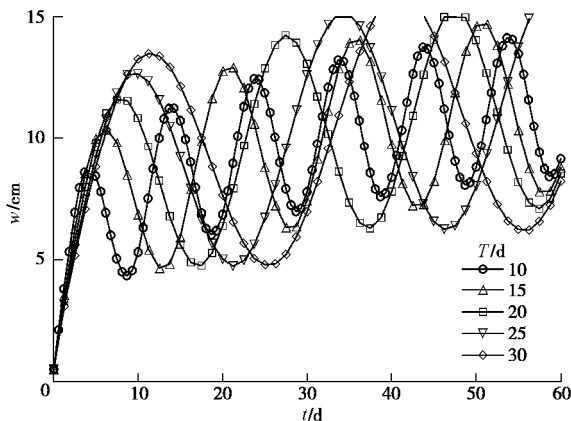


图10 不同周期 T 下的沉降曲线

Fig. 10 Settlement curves under different periods

图10中的5条曲线分别为周期 $T=10, 15, 20, 25$

和 30 d 时的沉降曲线。其他参数不变时, 周期荷载下分数阶导数 Kelvin-Voigt 模型黏弹性饱和土体一维固结沉降 W 随着周期 T 的增大, 固结沉降发展变化越明显, 波动性越大, 达到最终沉降量与周期长短相关性十分明显。

(3) 施工荷载

施工荷载形式为

$$q(t) = \begin{cases} Dt & 0 < t \leq 10 \\ 10D & t > 10 \end{cases},$$

其中, D 为施工荷载速率, 分数阶次 α 取 0.5 , $D=0.01 \text{ MPa/d}$, 其余参数与上述算例相同。

a) 黏滞系数 h

考察在施工荷载情形下黏滞系数 h 对固结沉降的影响, 结果如图11所示。

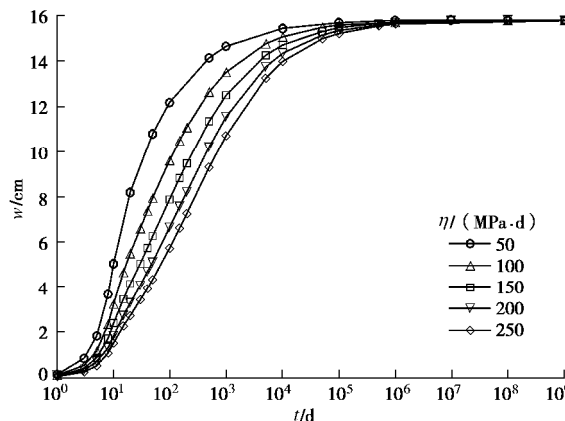


图11 不同黏滞系数 h 下的沉降曲线

Fig. 11 Settlement curves under different viscosity coefficients

图11中的5条曲线由左到右依次为黏滞系数 $h=50, 100, 150, 200$ 和 $250 \text{ MPa}\cdot\text{d}$ 时的沉降曲线。当其他参数不变时, 施工荷载下分数阶导数 Kelvin-Voigt 模型黏弹性饱和土体一维固结沉降曲线随着黏滞系数 h 的增大, 依次变得平缓, 土体中孔隙水压力的整体消散速率变慢, 并且在施工荷载结束前固结沉降速率相差不明显, 但是对施工荷载结束后固结沉降速率变化显著, 且最终沉降量大小一致。

b) 分数阶次 α

考察在施工荷载情形下分数阶次 α 对固结沉降的影响, 结果如图12所示。

图12中的5条曲线由右到左依次为不同阶次 $\alpha=0.3, 0.5, 0.7$ 和 0.9 时的沉降曲线。其他参数不变时, 施工荷载下分数阶导数 Kelvin-Voigt 模型黏弹性饱和土体一维固结过程随着不同分数阶次 α 的增大, 固结沉降发展速率变快, 其到达最终沉降所需时间变短, 并且在施工荷载结束前固结沉降速率相差不明显, 但是对施工荷载结束后固结沉降速率变化显著。

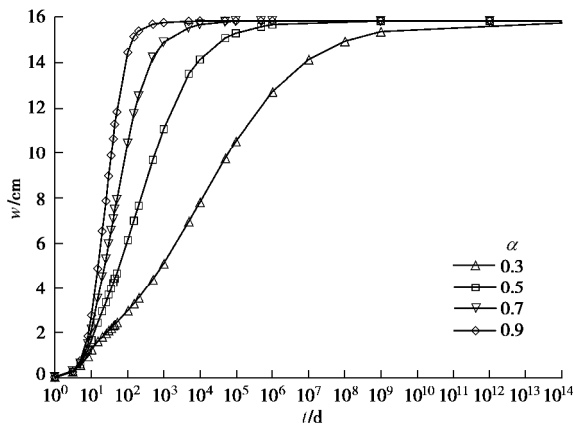
图 12 不同阶次 α 下的沉降曲线

Fig. 12 Settlement curves under different orders

c) 施工荷载速率 D

分数阶次 α 取 0.5, 其余参数与上述算例相同, 考察施工荷载速率 D 对固结沉降 w 的影响, 结果如图 13 所示。

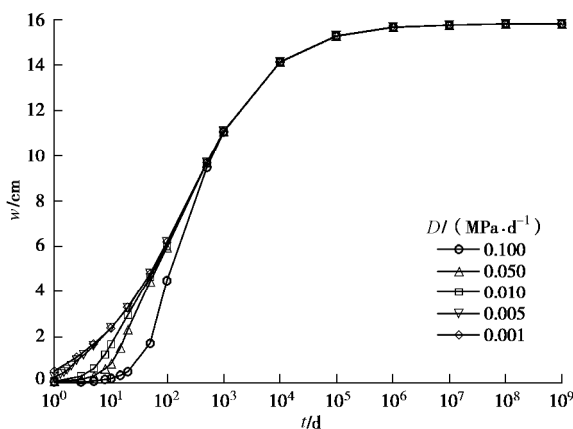
图 13 不同施工荷载速率 D 下的沉降曲线

Fig. 13 Settlement curves under different loading rates

图 13 中的 5 条依次由上到下曲线分别为施工荷载速率 $D=0.1, 0.05, 0.01, 0.005$ 和 0.001 MPa/d 时的沉降曲线。其他参数不变条件下, 施工荷载下分数阶导数 Kelvin-Voigt 模型黏弹性饱和土体一维固结沉降 w 随着施工荷载速率 D 的增大, 在施工荷载结束前, 固结沉降变化速率越快, 但施工荷载结束后, 固结沉降变化速率一致, 且最终沉降量大小一致。由于施工荷载速率 D 反映施工周期内荷载发展速度, 其只会影响固结沉降速率的变化, 对最终稳定沉降量没有影响, 故不难理解五条曲线最终重合。

4 结 论

(1) 本文基于 Terzaghi 的饱和土一维固结理论, 结合分数阶微积分理论, 推导出了任意荷载情况下分数阶导数 Kelvin-Voigt 模型黏弹性饱和土体一维固结在物理空间内的有效应力及沉降的半解析解。

(2) 将指数荷载情形下沉降的半解析解退化到黏弹性情况与文献[5]研究成果完全吻合, 验证了本文推导出的半解析解及计算程序的可靠性。

(3) 指数荷载、周期荷载和施工荷载作用下的分数阶黏弹性饱和土体一维固结特征主要与分数阶次 α 、黏滞系数 h 、压缩模量 E_s 以及指数荷载参数与沉降量大小有关。当分数阶次 α 越大, 固结沉降发展越快; 黏滞系数 h 越大, 固结沉降变化越慢; 压缩模量 E_s 的增大, 土体越难被压缩, 最终沉降量也逐渐减小; 荷载变化趋势与由荷载参数变化引起的沉降变化规律是一致的, 且最终沉降量一致。

附录 拉普拉斯数值反演 Crump 方法

(1) 设 $f(t)$, 定义 $t \geq 0$ 时, 称函数 $F(S) = \int_0^\infty e^{-st} f(t) dt$, 为 $f(t)$ 的拉普拉斯变换。其中 $S = a + iw$ 是复变量。若 $f(t)$ 在 $t \geq 0$ 的任一有限区间上分段连续; 当 $t \rightarrow +\infty$ 时, 存在常数 $M > 0$ 及 $a \geq 0$, 使 $|f(t)| \leq Me^{at}$ 成立。则反演公式为 $f(t) = \frac{e^{at}}{\pi} \int_0^\infty [\operatorname{Re}\{F(S)\} \cos wt - \operatorname{Im}\{F(S)\} \sin wt] dw$ 其中 a 为任意大于 a 的实数。Crump 方法主要对上式运用梯形近似公式, 则

$$f(t) = \frac{e^{at}}{T} \left[\frac{1}{2} F(a) + \sum_{k=1}^{\infty} \left\{ \operatorname{Re} \left[F \left(a + \frac{k\pi i}{T} \right) \right] \cos \frac{k\pi t}{T} - \operatorname{Im} \left[F \left(a + \frac{k\pi i}{T} \right) \right] \sin \frac{k\pi t}{T} \right\} \right] + E_c,$$

E_c 为误差。其中 T 的选取, 应有 $2T > t_{\max}$, 即 $T > \frac{t_{\max}}{2}$,

T 一般选取所需数值反演区间的两倍。

(2) a 的选取。若所期望的相对误差为 E' ($E' = \frac{E_c}{Me^{at}}$), 则 a 的选择:

$$a = a - \frac{\ln E'}{2T},$$

式中, a 取稍大于 $\operatorname{Max}[\operatorname{Re}(p)]$, p 为 $F(s)$ 的奇点。针对本文 a 取值为 0, E' 取 0.001, T 根据每组参数不同而定即可。

参考文献:

- [1] 刘忠玉, 闫富有, 王喜军. 基于非达西渗流的饱和黏土一维流变固结分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32(9): 1937 - 1944. (LIU Zhong-yu, YAN Fu-you, WANG Xi-jun. One-dimensional rheological consolidation analysis of saturated clay considering on non-Darcy flow[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, 32(9): 1937 - 1944.)

- 1937 - 1944. (in Chinese))
- [2] 刘林超, 闫启方. 分数导数模型描述的黏弹性土层中桩基水平振动研究[J]. 工程力学, 2011, **28**(12): 139 - 145. (LIU Lin-chao, YAN Qi-fang. Lateral vibration of single pile in viscoelastic soil described by fractional derivative model[J]. Engineering Mechanics, 2011, **28**(12): 139 - 145. (in Chinese))
- [3] 陈宗基. 固结及次时间效应的单向问题[J]. 土木工程学报, 1958, **5**(1): 1 - 10. (CHEN Zong-ji. Unidirectional issue several time consolidation effect[J]. China Civil Engineering Journal, 1958, **5**(1): 1 - 10. (in Chinese))
- [4] 赵维炳. 广义 Voigt 模型模拟的饱水土体一维固结理论及其应用[J]. 岩土工程学报, 1989, **11**(5): 78 - 85. (ZHAO Wei-bing. Generalized Voigt model to simulate the saturated soil and water body one-dimensional consolidation theory and its application[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1989, **11**(5): 78 - 85. (in Chinese))
- [5] 蔡袁强, 徐长节, 袁海明. 任意荷载下成层黏弹性地基的一维固结[J]. 应用力学和数学, 2001, **22**(3): 307 - 313. (CAI Yuan-qiang, XU Chang-jie, YUAN Hai-ming. Under arbitrary loading viscoelastic foundation layer of one-dimensional consolidation[J]. Applied Mathematics and Mechanics, 2001, **22**(3): 307 - 313. (in Chinese))
- [6] XIE K H, XIE X Y, LI X B. Analytical theory for one-dimensional consolidation of clayey soils exhibiting rheological characteristics under time-dependent loading[J]. International Journal for Numerical & Analytical Methods in Geomechanics, 2008, **32**(14): 1833 - 1855.
- [7] 李皓玉, 杨绍普, 刘进, 等. 移动分布荷载下层状黏弹性体系的动力响应分析[J]. 工程力学, 2015, **32**(1): 120 - 127. (LI Hao-yu, YANG Shao-pu, LIU Jin, et al. Dynamic response in multilayered viscoelastic medium generated by moving distributed loads[J]. Engineering Mechanics, 2015, **32**(1): 120 - 127. (in Chinese))
- [8] GEMANT A. A method of analyzing experimental results obtained from elasto-viscous bodies[J]. Journal of Applied Physics, 1936, **7**(1): 311 - 317.
- [9] TAYLOR D W, MERCHANT W. A theory of clay consolidation accounting for secondary compression[J]. Journal of Mathematics and Physics, 1940, **19**(3): 167 - 185.
- [10] TAN T K. Secondary time effects and consolidation of clays[J]. Scientia Sinica, 1958, **7**(11): 1060 - 1075.
- [11] 李西斌, 贾献林, 谢康和. 变荷载下软土一维流变固结解析理论[J]. 岩土力学, 2006, **27**(增刊): 140 - 146. (LI Xi-bin, JIA Xian-lin, XIE Kang-he. Analytical solution of 1D viscoelastic consolidation of soft soils under time-dependent loadings [J]. Rock and Soil Mechanics, 2006, **27**(S0): 140 - 146. (in Chinese))
- [12] 何利军, 孔令伟, 吴文军, 等. 采用分数阶导数描述软黏土蠕变的模型[J]. 岩土力学, 2011, **32**(增刊): 239 - 244. (HE Li-jun, KONG Ling-wei, WU Wen-jun, et al. A description of creep model for soft soil with fractional derivative[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, **32**(S0): 239 - 244. (in Chinese))
- [13] 尹检务, 旷杜敏, 王智超. 压实土固结蠕变特征及分数阶流变模型参数的分析[J]. 湖南科技大学学报(自然科学版), 2015, **30**(3): 46 - 51. (YIN Jian-wu, KUANG Du-min, WANG Zhi-chao. Consolidation creep characteristics of compacted clay and its parameters analysis of rheological constitutive model based on fractional calculus[J]. Journal of Hunan University of Science & Technology (Natural Science Edition), 2015, **30**(3): 46 - 51. (in Chinese))
- [14] 陈亮, 陈寿根, 张恒, 等. 基于分数阶微积分的非线性黏弹塑性蠕变模型[J]. 四川大学学报(工程科学版), 2013, **45**(3): 7 - 11. (CHEN Liang, CHEN Shou-gen, ZHANG Heng, et al. A nonlinear viscoelasto-plastic creep model based on fractional calculus[J]. Journal of Sichuan University (Engineering Science Edition), 2013, **45**(3): 7 - 11. (in Chinese))
- [15] 孙海忠, 张卫. 一种分析软土黏弹性的分数导数开尔文模型[J]. 岩土力学, 2007, **28**(9): 1983 - 1986. (SUN Hai-zhong, ZHANG Wei. Analysis of soft soil with viscoelastic fractional derivative Kelvin model[J]. Rock and Soil Mechanics. 2007, **28**(9): 1983 - 1986. (in Chinese))
- [16] YIN De-shun, LI Yan-qing, WU Hao, et al. Fractional description of mechanical property evolution of soft soils during creep[J]. Water Science and Engineering, 2013, **6**(4): 446 - 455.
- [17] 殷德顺, 任俊娟, 和成亮, 等. 一种新的岩土流变模型元件[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, **26**(9): 1899 - 1903. (YIN De-shun, REN Jun-juan, HE Cheng-liang, et al. A new rheological model element for geomaterials[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, **26**(9): 1899 - 1903. (in Chinese))
- [18] 王智超, 罗迎社, 罗文波, 等. 路基压实土流变变形的力学表征及参数辨识[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, **30**(1): 208 - 216. (WANG Zhi-chao, LUO Ying-she, LUO Wen-bo,

- et al. Mechanical characterization and parameter identification of rheological deformation of subgrade compacted soil[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, **30**(1): 208 - 216. (in Chinese))
- [19] NONNENMACHER T F, METZLER R. On the Riemann-Liouville fractional calculus and some recent applications[J]. Fractals, 1995, **3**(3): 557 - 566.
- [20] MANDELBORT B B. The fractal geometry of nature[M]. San Francisco: Freeman, 1982.
- [21] 何光渝, 王卫红. 精确的拉普拉斯数值反演方法及其应用[J]. 石油学报, 1995, **16**(1): 96 - 103. (HE Guang-yu, WANG Wei-hong. Accurate numerical Laplace inversion method and its application[J]. Acta Petroleisina, 1995, **16**(1): 96 - 103. (in Chinese))
- [22] 张先伟, 王常明. 结构性软土的黏滞系数[J]. 岩土力学, 2011, **32**(11): 3276 - 3282. (ZHANG Xian-wei, WANG Chang-ming. Viscosity coefficient of structural soft clay[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, **32**(11): 3276 - 3282. (in Chinese))
-

2017年岩土工程西湖论坛：岩土工程测试技术 (二号通知)

随着我国基本建设工程的进一步推进, 岩土工程测试面临着更严峻的挑战, 对相关测试技术也有着更高的要求。为顺应国家、社会需求, 探讨解决岩土工程测试技术面临的重大问题, 组织召开“2017年岩土工程西湖论坛: 岩土工程测试技术”学术会议。

主办单位: 中国工程院土木、水利与建筑工程学部; 中国土木工程学会土力学及岩土工程分会; 浙江大学滨海和城市岩土工程研究中心。

支持单位: 浙江省科协技术协会。

协办单位: 浙大永拓信息经济与智慧城市发展研究中心; 浙江开天工程技术有限公司; 杭州市勘测设计研究院; 浙江省建筑设计研究院有限公司; 中交天津港湾工程有限公司; 中淳高科桩业股份有限公司(浙东建材)。

会议时间: 2017年11月9~10号(8日报到)。

会议地点: 杭州梅地亚宾馆。

会议主题: 岩土工程测试理论、技术新进展。

大会秘书处: 秘书: 陆水琴15967126989, lusq87@163.com; 王笑笑13646828087, wangxiuxiu713@163.com。

(大会组委会 供稿)

DOI: 10.11779/CJGE201710011

加卸载条件下石英岩蠕变-渗流耦合规律试验研究

江宗斌¹, 姜谟男¹, 李宏², 王善勇³

(1. 大连海事大学道桥研究所, 辽宁 大连 116026; 2. 大连理工大学岩石破裂与失稳研究中心, 辽宁 大连 116026; 3. 澳大利亚纽卡斯尔大学土木系)

摘要: 以大东山隧道的石英岩为研究对象, 进行循环加卸载条件下岩石蠕变-渗流耦合试验, 分析了岩石加卸载过程中的蠕变、渗透性变化规律和渗流-蠕变耦合机理, 得到压密阶段、裂纹扩展阶段和裂纹贯通阶段岩石体积应变的发展规律, 总结了渗透率与体积应变之间的关系。试验表明: 轴向荷载 0~50 MPa 为压密阶段, 继续加载则产生不可恢复变形, 当达到 160 MPa 时蠕变曲线进入加速段; 随着轴向荷载水平的提高, 渗透率总体趋势先降低后增高, 最小值出现在最大压密点, 蠕变过程进入加速段以后渗透率急剧增大。采用 FLAC^{3D} 中的 Cvisc 模型为蓝本, 以体积应变为桥梁建立 ZSI (zone state index) 与渗透率的关系, 自主开发了基于应变软化的改进非线性蠕变西原模型, 对试验结果进行验证。数值模拟表明: 靠近进水端的渗透率比出水端变化快, 不同应力下 ZSI 值云图的破损区与试验中岩样的“V”型剪切带破坏模式基本一致, 渗透率的理论曲线与计算曲线吻合较好。说明提出的模型能够很好地反映加卸载条件下岩石蠕变-渗流耦合特性和局部破坏规律。

关键词: 循环加卸载; 蠕变-渗流耦合; 渗透率; 体积应变; 单元安全指标

中图分类号: TU45

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)10-1832-10

作者简介: 江宗斌(1987-), 男, 博士, 主要从事岩土地下工程岩石流变方面的研究工作。E-mail: jzb1987@126.com。

Creep-seepage coupling laws of quartzite under cyclic loading-unloading conditions

JIANG Zong-bin¹, JIANG An-nan¹, LI Hong², WANG Shan-yong³

(1. Highway and Bridge Institute of Dalian Maritime University, Dalian 116026, China; 2. Center of Rock Instability and Seismicity

Research, Dalian University of Technology, Dalian 116026, China; 3. The University of Newcastle, NSW 2308, Australia)

Abstract: The quartzite of Dadongshan Tunnel is taken as the research object to carry out rock creep and seepage coupling experiments under cyclic loading-unloading conditions. The creep characteristics, permeability and seepage-creep coupling mechanism are analyzed. The development laws of volumetric strain in the phase of densification, crack propagation and crack coalescence are acquired. The relationship between permeability and volumetric strain is summarized. It is indicated that the axial loads between 0 and 50 MPa are in compression phase. If the loads increase, the unrecoverable deformation will be generated. When the loads reach up to 160 MPa, the creep curve enters into the accelerating period. With the increase of axial load level, the general tendency of permeability first decreases and then increases, and the minimum value appears at the largest densification points. After the creep process enters into accelerating period, the permeability sharply increases. Using the Cvisc model from FLAC^{3D} as the basis and by introducing the zone state index (ZSI) into the volumetric strain, the relationship between ZSI and permeability is established. Numerical simulations are conducted to verify experimental results by adopting a nonlinear creep Nishihara model based on the strain softening. The results show that the permeability along with the development of the time in the process of loading near the inlet side of the permeability changes quickly. The damaged area of ZSI contours is coincided basically with the failure mode of the test samples in the "V"-typed shear zone. The theoretical curves are in good agreement with the numerical ones. The proposed model can reflect the creep-seepage coupling characteristics and the local failure rules of rock under loading-unloading conditions.

Key words: cyclic loading-unloading; creep-seepage coupling; permeability; volumetric strain; ZSI

0 引言

大量岩体工程中的失稳、破坏并非是因为围岩的强度不足, 而是由于围岩随时间推移发生了过大的流变变形, 进而导致其失稳、破坏^[1]。地下工程围岩处

在极为复杂的环境和应力状态下, 通常会伴随流变和

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51678101); 中央高校基本科研业务费专项资金项目 (3132014326); 国家基础研究计划 (“973” 计划) 项目 (2011CB013503)

收稿日期: 2016-07-01

渗流的耦合作用。在开挖过程中则表现为加载、卸载和渗流的综合作用, 透水压力影响围岩应力分布, 应力重分布导致渗透性变化。如此往复的作用, 在工程上容易引起开挖面的涌突水。

王者超等^[2]通过讨论蠕变势与塑性势之间的关系, 分析了等效变形过程的微观机制, 研究了蠕变速率和时间与不可恢复应变之间的关系; 后通过循环加卸载试验系统研究了花岗岩的疲劳力学特性, 提出内变量理论的岩石疲劳模型^[3]。乔丽苹等^[4]指出了复杂加卸载条件下的蠕变模型局限性, 提出采用不可恢复应变作为内变量来描述复杂条件下岩石蠕变性质, 并据此提出了岩石的内变量蠕变模型。徐鹏等^[5]基于岩石三轴循环加卸载蠕变试验, 引入损伤参数建立了相应的黏弹塑性蠕变模型, 该模型能较好地描述加速蠕变特性。江力宇等^[6]针对花岗岩分别进行了卸轴压和卸围压的三轴蠕变试验, 分析了花岗岩的变形特征、蠕变速率和破坏强度的变化规律, 揭示了蠕变破坏模式。但未考虑水 - 力耦合的作用。

Wang 等^[7]对沉积岩全应力 - 应变过程中渗透规律进行了测定。发现在峰值强度之前, 渗透率随轴向应力的增加而增加, 在应变软化阶段, 渗透率显著降低。Stormont 等^[8]研究了盐岩变形过程中渗透性特性, 分析了盐岩在剪缩和剪胀区内渗透性的变化规律。胡大伟等^[9]、许江等^[10]分别开展了三轴全应力应变条件下岩石渗透特征的试验研究。但并未涉及岩石长期时间效应的影响。

许多学者对渗流 - 蠕变耦合规律进行了研究。如: 阎岩等^[11-12]通过数值模拟对渗流场中岩石的流变特性进行了研究, 之后利用自主改进和研制的设备开展了岩石渗流 - 流变耦合试验, 研究了不同应力及水压作用下岩石试样的流变力学特性, 最后给出了体积应变、渗透系数等变化规律。杨红伟等^[13-14]以砂岩为研究对象开展了渗流水压力下的分级加载蠕变试验, 得出了岩石空隙通道具有记忆性特征的结论。何峰等^[15]通过不同围压、孔压条件下蠕变破裂过程中的渗透性试验, 拟合出相应的蠕变 - 渗透率曲线, 揭示了渗透率和煤岩蠕变损伤变化规律的一致性。

开展循环加卸载的蠕变 - 渗流试验对于模拟岩体开挖过程中的扰动, 更符合实际工程情况。但目前仅见潘荣锟等^[16]采用卸围压的方式进行煤岩渗透 - 力学试验, 研究了不同荷载条件下煤体的气体渗透演化规律。针对此条件下水渗流的试验研究鲜见报道。因此, 本文以大东山隧道的石英岩为研究对象, 开展水渗流 - 蠕变耦合加卸载试验。研究结果可以为海底隧道和沿海地铁等富水区岩体工程的海水入侵、涌突水

防治提供一定的理论指导。

1 渗流 - 蠕变耦合加卸载试验

1.1 试验仪器

本次蠕变 - 渗流耦合加卸载试验采用大连海事大学与长春朝阳试验机厂联合研制的多功能 RLW-2000 岩石三轴仪, 试验设备如图 1 所示。该设备可进行高低温、高孔隙压、渗透环境下的全应力应变试验和流变试验。采用德国 DOLI 公司生产的全数字伺服控制、滚珠丝杠和液压技术能很稳定的控制渗透压、围压和轴压。最高围压可达 80 MPa, 最高渗透压可达 60 MPa, 控制精度在 $\pm 0.01\%$ 以内。



图 1 RLW-2000 岩石三轴流变仪及渗流装置

Fig. 1 RLW-2000 rock rheological triaxial apparatus and seepage device

1.2 试样制备

试验所选岩样取自大连普兰店湾南侧的大东山隧道。石英岩的结构致密, 颗粒细腻, 硬度较大, 节理发育不明显。主要矿物成分为石英、云母和赤铁矿等, 其中石英含量 85.7%。岩样呈灰白色相间, 表面无明显裂痕, 由密度测试和强制饱和试验得知, 此石英岩属于低渗透性硬岩材料, 平均干密度为 2789.24 kg/m^3 , 孔隙度为 0.63%。按照国际岩石力学学会 (ISRM) 试验规程加工, 剔除破损和目测差异大的试样, 共制成 5 个 $\Phi 50 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$ 的圆柱状标准试件, 编号为 S1~S5, 试样均取自同一块岩体。

1.3 试验原理

为了便于分析和测试岩石渗透率, 做如下几点假设: ①渗透水为不可压缩的流体; ②岩体内部初始孔隙和微裂纹分布较均匀, 可视为孔隙介质; ③恒定稳定渗流视为连续渗流; ④石英岩为低渗透岩石, 蠕变试验过程中流体渗流速度较小, 可假定符合达西定律。

根据达西定律推导出渗透率计算公式^[17]为

$$k = \frac{mLV}{A\Delta P\Delta t} \quad (1)$$

式中 k 为岩样的渗透率 (m^2); V 为时刻渗流流体流入体积 (m^3); μ 为水的动力黏滞系数, $\mu = 1 \times 10^{-3}$

Pa·s ($T=20^{\circ}\text{C}$) ; L 为试样沿渗流方向的长度 (m) ;
 Δt 为时间 (s) ; A 为试样的截面积 (m^2) ; ΔP 为试样两端的压力水头 (Pa) 。

1.4 试验方法

试验过程中,实验室内温度始终保持在 25°C 。考虑到蠕变、渗流试验可能会受到来自周围机器和环境的振动干扰,在本试验过程中,其他振动性试验不同时进行,试验环境的振幅、频率可以忽略。

试验前对石英岩进行了常规三轴压缩试验,选择2个试样 S1 和 S2 在围压 10 MPa 下进行三轴压缩试验,获取平均瞬时抗压强度为 165 MPa。根据该强度确定出加卸载过程中的轴向偏应力水平。

表 1 加卸载蠕变-渗流试验方案

Table 1 Test programs of loading-unloading creep-seepage

轴向应力水平	加载时长/h	渗透压/MPa	围压/MPa
加载至 10 MPa	6	5	10
卸载至 5 MPa	2	5	10
加载至 20 MPa	6	5	10
卸载至 5 MPa	2	5	10
加载至 30 MPa	6	5	10
卸载至 5 MPa	2	5	10
... (破坏)

试验前先制备好的岩样在清水中进行抽真空强制饱和 8 h。渗流试验过程采用稳态法进行,岩样进口端施加稳定水压 5 MPa,出口端和大气相连通,保持恒定压差,记录稳定后的渗流量。整个过程采用定围压,即围压始终保持为 10 MPa。然后按照表 1 进行,具体试验操作步骤为:

(1) 将饱和的标准样放入压力室内,调整轴向和径向引伸计位置,初始应变清零。

(2) 蠕变试验开始时,首先,施加 2 kN 荷载保证试样两端被压头挤紧。然后,以围压系统滚珠丝杠轴承加载速率为 25 mm/min 施加围压至预定值。

(3) 采用水压系统滚珠丝杠轴承为 20 mm/min 的移动速率,将试样进口端施加预定的渗透压差,另一端外接大气压,稳定保持 12 h。

(4) 采用轴压系统滚珠丝杠轴承为 1 mm/min 的移动速率,将试样施加至预定的轴向应力水平。在此条件下蠕变 6 h 后,仍然以滚珠丝杠 1 mm/min 的移动速率卸载至预定轴向应力值,蠕变 2 h。然后进行下一级荷载的施加,按表 1 方案加载至岩样破坏。

(5) 岩样破坏后,先卸载水压到 0,然后卸载轴压到 0,最后卸围压到 0,导出试验数据进行整理。

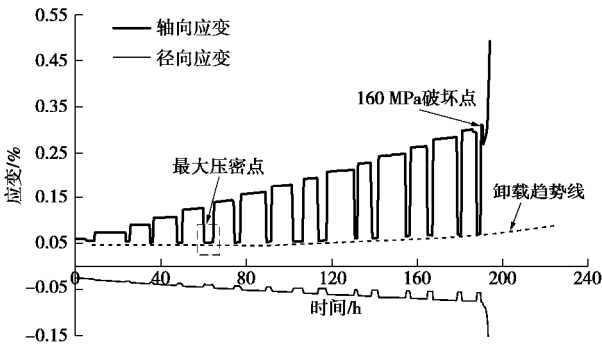
2 试验结果及分析

2.1 循环加卸载过程的渗流-蠕变曲线分析

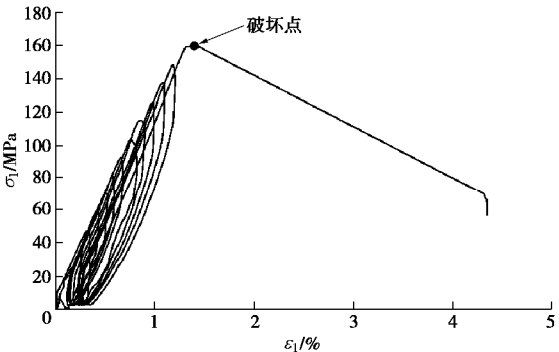
选择 S3~S5 3 个试件进行试验,获得的试验过程曲线类似。采用上述试验步骤得到石英岩的加卸载蠕变曲线和应力-应变全过程曲线,取最具代表性的编号为 S3 的试样进行分析,如图 2 所示。

从图 2 (a) 中的蠕变曲线中可以看出,随着逐级加载和卸载,石英岩的应变表现出增涨→回落→再增涨的变化规律逐级递增,最终在轴向偏应力达到 160 MPa 时,岩样经过短暂的应变调整后,进入加速段。整个过程的总应变较小,轴向应变达到 0.3%、径向应变达到-0.075%时就发生破坏,而且破坏速率较快,有明显的脆性特征。

加载开始时,首先产生瞬时变形,随后进入蠕变阶段,而且随着加载应力水平的增大,蠕变变形速率加快。当轴向偏应力卸载到固定水平 5 MPa 后,轴向应变重新跌落到卸载趋势线附近。趋势线呈先减小后增大的走趋,从加载开始到应变最低点之前的时间内,岩样处于压密阶段,此时的应力-应变关系主要表现为明显的黏弹性特征,并无明显的不可恢复变形。受荷试件在到达最大压密点之后,逐渐产生了不可恢复变形。此时岩样的蠕变特性主要表现为黏弹塑性特征,这是由于孔隙水压和外部循环荷载导致岩石内部结构产生明显损伤所致。



(a) 加卸载全过程的蠕变曲线



(b) 加卸载过程的应力-应变滞回曲线

图 2 蠕变-渗流耦合加卸载全过程的试验曲线

Fig. 2 Test curves under loading-unloading of creep-seepage coupling

从图 2 (b) 中可以看出,循环加卸载曲线并不闭合,岩样的应力-应变曲线出现了明显的塑性滞回环,

且滞回环随轴向偏应力的增大逐渐增大, 当轴向偏应力达到 160 MPa 时, 岩样破坏。

2.2 渗透率在循环加卸载过程中的变化规律分析

通过式 (1) 计算获得循环加载过程中的渗透率的演化规律, 如图 3 所示。由图 3 (a) 可知, 试验开始后 0 时刻的渗透率为 $2.11 \times 10^{-20} \text{ m}^2$, 施加轴向荷载导致渗透率瞬时降低, 卸载后渗透率反而瞬时升高。这是由于轴向荷载的施加打破原有平衡, 岩粒、骨架在外力作用下受到挤压, 填实了颗粒之间的部分空隙, 排布更加紧密, 透水性降低; 当轴向应力卸回至 5 MPa 时, 岩体在前一步加载过程中贮存的势能得到释放, 岩体变形弹回, 内部岩粒在孔压和应力的作用下趋于返回原位置。前 60 h 为压密阶段, 渗透率表现出减小的趋势。60 h 之后, 渗透率逐渐增大。当轴向应力达到 160 MPa 时, 蠕变进入加速阶段, 标志着岩样破坏, 此时渗透率突然急剧增大。

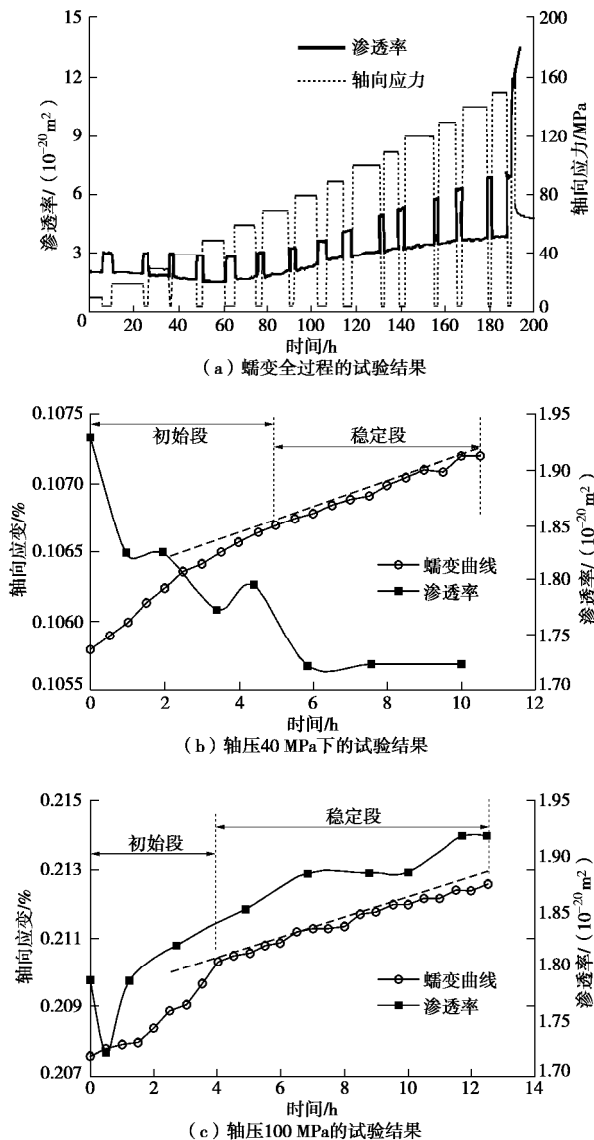


图 3 渗透率随轴向应力和加载时间的变化规律

Fig. 3 Changing laws of k with axial stress and loading time

从图 3 (b) 中可以看出, 轴压 40 MPa 下, 前 5 个小时蠕变曲线处于初始段, 蠕变速率为 $2.2 \times 10^{-6} \text{ h}^{-1}$, 进入稳定段的蠕变速率为 $9.09 \times 10^{-7} \text{ h}^{-1}$, 整体蠕变量和速率较小, 该轴压下岩样处于压密阶段, 蠕变过程中的渗透率也以 $0.02 \times 10^{-20} \text{ m}^2/\text{h}$ 的速率降低。从图 3 (c) 中的蠕变曲线可以看出, 初始段所持续的时间比图 (a) 中明显减少, 蠕变速率增大, 约 $6.75 \times 10^{-6} \text{ h}^{-1}$ 。稳定段蠕变速率也增大到 $2.65 \times 10^{-6} \text{ h}^{-1}$ 。轴压 100 MPa 下渗透率随蠕变时间呈现出增大的趋势, 平均速率为 $0.0168 \times 10^{-20} \text{ m}^2/\text{h}$ 。此时岩粒之间产生滑移、错位, 新生微裂纹增多, 孔隙水压的有效应力和湿润作用促使空隙的扩张和萌生, 同时岩石内部材料的劣化又促进了蠕变速率的增加。

2.3 加载后渗透率与体积应变的规律分析

岩石变形过程中体积应变经历了压密和扩容阶段, 岩石体积应变按照以下公式计算:

$$e_v = e_D + 2e_R \quad (2)$$

式中, e_v , e_D 和 e_R 分别为体积应变, 轴向应变和径向应变。

图 4 分别给出了 S3、S4 和 S5 的轴向应力和渗透率随体积应变的变化规律, 可分为以下几个阶段阐述:

(1) 压密阶段。岩石是由不同形状与尺寸的矿物颗粒组成的多孔材料, 在低应力水平作用下, 岩石试件主要表现为原生裂隙压密和孔洞的闭合等局部调整。随着蠕变时间的推移, 试件的发生体积剪缩, 体积应变增大(体积应变的值增大为剪缩, 减小为剪胀), 液体主要通过岩石内部晶粒骨架连通的孔隙渗流, 渗透率表现为减小的趋势, 渗透率最小值出现在体积应变拐点之前。

(2) 裂纹扩展阶段。渗透率随着体积应变的增大而增大。随着轴向应力的增大, 使得微孔洞体积扩展和成长, 孔隙水压力逐渐渗入并填充到形成的微孔洞内, 随着蠕变时间的增长, 微孔洞周围产生不可恢复的塑性变形。循环加卸载产生的外界不平衡力、渗流力以及水的润湿作用更加大了对岩石内部晶粒之间排布位置的扰动, 这种扰动具有部分不可恢复性, 渗透性也逐渐增强。

(3) 裂纹贯通阶段。随着微孔洞的增多, 它们之间贯通、连接形成了微裂纹, 当微裂纹周围的材料达到临界破坏强度后, 微裂纹汇合形成明显剪切带, 孔隙水迅速充填破裂带。本阶段, 体积应变达到最大值后(拐点处)试样开始出现剪胀, 随后体积应变急剧减小, 渗透率迅速增大, 最终破坏。

2.4 卸载后渗透率与体积应变的变化规律分析

按照试验条件, 每逐级加载一次后, 要卸载至 5 MPa 蠕变 2 h。根据试验结果, 获得了卸载后的渗透

率和体积应变与加卸载次数(卸载完成后为一个周期)的关系并进行拟合, 关系如图 5 所示, 拟合结果见表 2。

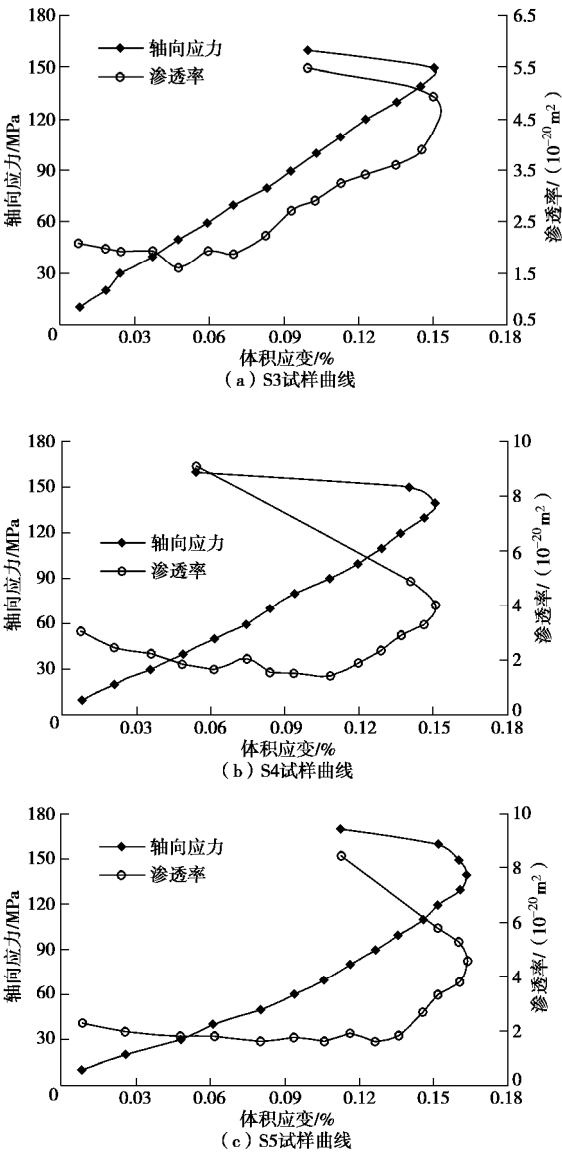


图 4 加载过程中渗透率和体积应变的关系

Fig. 4 Relationship between permeability and volumetric strain in loading process

表 2 拟合结果

Table 2 Fitting results

参数	拟合公式	R^2
渗透率	$k = 0.0285x^2 - 0.1953x + 3.264$	0.98
体应变(无渗流)	$\varepsilon_v = 0.0004x^2 - 0.0097x + 0.026$	0.99
体应变(有渗流)	$\varepsilon_v = 0.0003x^2 - 0.0095x + 0.018$	0.99

注: 表中 k 为渗透率, ε_v 为体积应变, x 为加卸载次数 ($0 \leq x \leq 16$)。

由图 5 可知, 随着加卸载次数的增加, 渗透率(当 $n \leq 6$ 次)略有降低, 从 $3.11 \times 10^{-20} \text{ m}^2$ 降至 $2.92 \times 10^{-20} \text{ m}^2$, 随后逐渐增大, 经过拟合其符合二次多项式变化

规律。施加渗流的体积应变随着加载次数的增加而非线性减小。与不施加渗流的同条件蠕变试验对比发现, 两者变化规律基本相同, 施加渗流的试样(初始体应变为 0.0108%) 体积应变曲线在无渗流(初始体应变为 0.0159%) 的曲线下方。将 3 条曲线按照二次多项式拟合, R^2 都在 0.98 之上, 拟合效果理想。

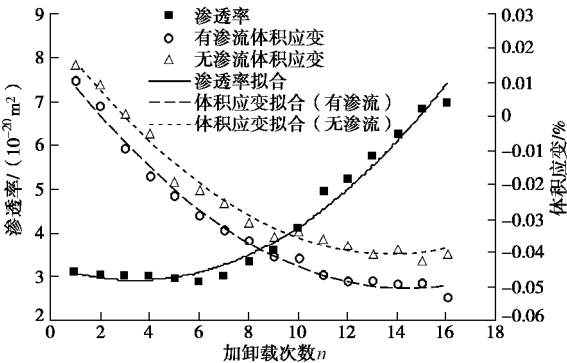


图 5 渗透率和体积应变随加卸载次数的变化曲线(卸回到 5 MPa 后)

Fig. 5 Change of volumetric strain and permeability with loading-unloading times (unloading back to 5 MPa)

3 基于 ZSI 的渗流 - 蠕变耦合原理

由试验结果分析可知, 渗流 - 蠕变耦合过程中, 渗透率和体积应变存在密切的关系。通过体积应变引入单元安全指标 ZSI 值, 建立 ZSI 值与渗透率的关系, 对试验结果进行验证。

3.1 单元安全指标 ZSI 原理

通过统一的指标建立岩土材料从弹性到破坏全过程的定量评价方法, 将岩体划分为单元, 提取单元的应力应变状态, 以单元状态指标 ZSI 值表征岩体单元的安全或危险程度。主应力符号以拉应力为正, 压应力为负, 且 $s_3 < s_2 < s_1$, ZSI 推导如下:

(1) 弹性阶段 ($e^{\text{ps}} = 0, e^{\text{pt}} = 0$)

e^{ps} , e^{pt} 分别为塑性剪切应变和塑性拉伸应变。在弹性阶段单元的塑性应变为 0, 此时根据单元实际的应力状态点 P 计算材料单元的安全指标。当 $s_1 \leq 0$ 时, 由于没有拉应力存在, 按照单元处于弹性剪切状态来考虑。ZSI 值可取为剪切与拉伸同时考虑的情况下的较小值。弹性段的 ZSI 可表达式为

$$ZSI = \begin{cases} \frac{\frac{I_1 \sin j}{3} - c \cos j}{\left(\frac{1}{\sqrt{3}} \sin q_s \sin j - \cos q_s \right) \sqrt{J_2}} & (s_1 \leq 0) \\ \min \left(\frac{\frac{I_1 \sin j}{3} - c \cos j}{\left(\frac{1}{\sqrt{3}} \sin q_s \sin j - \cos q_s \right) \sqrt{J_2}}, \frac{s_t}{s_1} \right) & (s_1 > 0) \end{cases} \quad (3)$$

式中 I_1 为应力张量第一不变量; J_2 为偏应力张量第二不变量; θ_σ 为应力罗德角; s_t 为抗拉强度; φ 为内摩擦角。

弹性阶段 $ZSI \in [1, +\infty)$, ZSI 大于 1 时, 单元处于弹性阶段, ZSI 值越大, 安全性越高, 当 $ZSI=1$ 时, 单元开始进入屈服阶段。

(2) 屈服阶段 ($0 < e^{ps} \leq \bar{e}^{ps}$, $e^{pt}=0$; $e^{ps}=0$, $0 < e^{pt} \leq \bar{e}^{pt}$; $0 < e^{ps} \leq \bar{e}^{ps}$, $0 < \bar{e}^{pt} \leq \bar{e}^{pt}$)

当应力超过了屈服应力认为材料进入塑性软化的阶段, 此时岩石出现了塑性变形, 等效塑性应变大于 0。对岩体而言, 等效塑性应变可以表示材料的累计损伤程度。因此可将破坏临界点的等效塑性应变值为破坏的判据。 e^{ps}/\bar{e}^{ps} 可以表示材料在剪切屈服段距离破坏段的接近程度, 取 e^{ps}/\bar{e}^{ps} 的相补参量 ZSI 作为剪切屈服状态的相对于破坏状态指标, 这样处理的优点是可将屈服阶段的值域与弹性阶段明显的区分开来, 并且仍然保持值越小, 安全性越低的趋势, 即

$$ZSI = 1 - \frac{e^{ps}}{\bar{e}^{ps}} \quad (4)$$

同理, 当材料处于拉伸屈服段时, 公式如下:

$$ZSI = 1 - \frac{e^{pt}}{\bar{e}^{pt}} \quad (5)$$

值得注意的是, 当 $0 < e^{ps} \leq \bar{e}^{ps}$, $0 < e^{pt} \leq \bar{e}^{pt}$ 时表示单元剪切和拉伸状态均达到了屈服, ZSI 值取两种情况中的较小值。

$$ZSI = \min \left(1 - \frac{e^{ps}}{\bar{e}^{ps}}, 1 - \frac{e^{pt}}{\bar{e}^{pt}} \right) \quad (6)$$

(3) 破坏阶段

当等效塑性应变变量超过极限等效塑性应变时, 材料进入破坏状态, $e^{ps} > \bar{e}^{ps}$ 单元发生剪切破坏, $e^{pt} > \bar{e}^{pt}$ 单元发生拉伸破坏。此时剪切与拉伸状态的 ZSI 表达式与式 (6) 相同。随着等效塑性应变增大, ZSI 持续减小, 破坏阶段的 $ZSI \in (-\infty, 0)$, ZSI 越小, 表示破坏程度越高。

3.2 渗流-蠕变耦合原理

关于渗透率与应力、应变关系的方程有很多, 推导方法包括经验公式^[18], 间接公式^[19]和理论模型^[20]等方法。但大多数方程参数较多, 适应性不好。体积应变能更好的反映单元屈服、软化和破坏过程中渗透率的变化。

通过第 2 节中的研究得知渗透率 k 与体积应变 ε_v 在蠕变过程中不同阶段 (压密段、屈服段、破坏段) 的关系紧密, 结合 ZSI 基于 Kozeny-Carman 公式^[19, 21]建立了渗透率与体积应变的关系式:

$$k = \begin{cases} k_0 \frac{(1+e_v/n_0)^3}{1+e_v} & (ZSI \geq 1) \\ x k_0 \frac{(1+e_v/n_0)^3}{1+e_v} & (0 \leq ZSI < 1) \\ x' k_0 \frac{(1+e_v/n_0)^3}{1+e_v} & (ZSI < 0) \end{cases} \quad (7)$$

其中孔隙度的演化方程为

$$n = \frac{n_0 + e_v}{1 + e_v} \quad (8)$$

式中 n_0 为初始孔隙度; e_v 是体积应变; k_0 是初始渗透率, m^2 。屈服阶段和破坏阶段分别用突跳系数 ξ , x' 来表征。 ξ , x' 由试验拟合获得。

编制 FISH 程序, 调用 whilestepping 命令, 计算不同状态下单元的渗透率, 更新单元渗透参数并赋予到每个单元上。

4 基于应变软化的非线性蠕变模型及计算验证

4.1 基于应变软化的非线性蠕变模型

非线性西原应变软化模型是在西原模型的基础上, 将原有的黏塑性体上的线性黏壶元件替换为非线性黏壶元件, 并串联一个基于 Mohr-Coulomb 准则的应变软化塑性元件, 其一维元件模型如图 6。

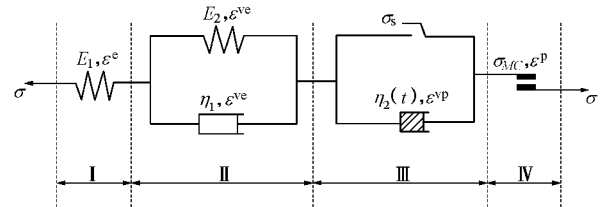


图 6 一维条件下的非线性西原应变软化模型

Fig. 6 Nonlinear Nishihara strain-softening model in one-dimensional space

其中 E_1 为 Hooke 弹簧的弹性模量, E_2 为 Kelvin 体中弹簧的弹性模量, η_1 为 Kelvin 体中黏壶的黏滞系数, σ_s 是基于 Mohr-Coulomb 准则的长期屈服应力, σ_{M-C} 为 Mohr-Coulomb 准则短期加载屈服应力。 e^e , e^{ve} , e^{vp} , e^p 分别为 Hooke 体弹性应变, Kelvin 体黏弹性应变, Bingham 体中的黏塑性应变, 应变软化塑性元件的塑性应变。

以往的研究成果^[22]指出岩石的损伤变量 D 与时间 t 呈指数型关系, 因此可以假定 $\eta_2(t)$ 的衰减趋势同样呈指数型关系,

$$h_2(t) = \begin{cases} h_2 & (e^{ps} \leq e^{ps} \text{ 且 } e_c^{ps} \leq e_c^{pt}) \\ h_2 e^{\alpha(t-t_c)} & (e^{ps} > e^{ps} \text{ 或 } e_c^{ps} > e_c^{pt}) \end{cases} \quad (9)$$

式中 t_c 为进入加速蠕变阶段的起始时间; α 为调节

时间量纲的拟合参数。

加速段非线性黏塑性体蠕变速率:

$$\dot{\epsilon}(t) = \frac{S - S_s}{h_2 e^{a(t-t_c)}} \quad (10)$$

两端进行积分得到非线性黏塑性体蠕变方程:

$$\epsilon(t) = \frac{1}{a} \frac{S - S_s}{h_2} e^{a(t-t_c)} \quad (11)$$

则模型的蠕变方程为

$$\left. \begin{aligned} \epsilon(t) &= \frac{S}{E_0} + \frac{S}{E_1} \left(1 - e^{-\frac{E_1 t}{h_1}}\right) & (S \leq S_s), \\ \epsilon(t) &= \frac{S}{E_0} + \frac{S}{E_1} \left(1 - e^{-\frac{E_1 t}{h_1}}\right) + \frac{S - S_s}{h_2} t & (S > S_s, t \leq t_c), \\ \epsilon(t) &= \frac{S}{E_0} + \frac{S}{E_1} \left(1 - e^{-\frac{E_1 t}{h_1}}\right) + \frac{1}{a} \frac{S - S_s}{h_2} e^{a(t-t_c)} & (S > S_s, t > t_c). \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

当 $S \leq S_s$ 时, 材料只发生衰减蠕变; 当应力 S 超过长期屈服应力 S_s , 等效塑性应变未超过加速段阈值, 即 $t < t_c$ 时, 材料只发生等速蠕变; 当应力 S 超过长期屈服应力 S_s , 等效塑性应变超过加速段阈值时, 材料发生加速蠕变。

由蠕变长期强度屈服面和瞬时强度屈服面将整个应力空间分为 3 个区域 (如图 7), 当应力水平位于长期强度屈服面以内时只发生衰减蠕变, 由于长期强度参数略小于瞬时强度参数, 因此长期强度屈服面在瞬时强度屈服面内部, 瞬时强度屈服面对应的单元状态指标为 1, 则长期强度屈服面对应的单元状态指标 ZSI_s 为大于 1 的数值。而当材料的应力状态超过长期屈服强度, 且等效塑性应变未达到蠕变加速段的应变阈值时, 材料发生等速蠕变, 蠕变加速段的应变阈值对应的 ZSI_c 可通过下式求得

$$ZSI_c = \min \left(1 - \frac{e_c^{ps}}{\bar{e}^{ps}}, 1 - \frac{e_c^{pt}}{\bar{e}^{pt}} \right) \quad (13)$$

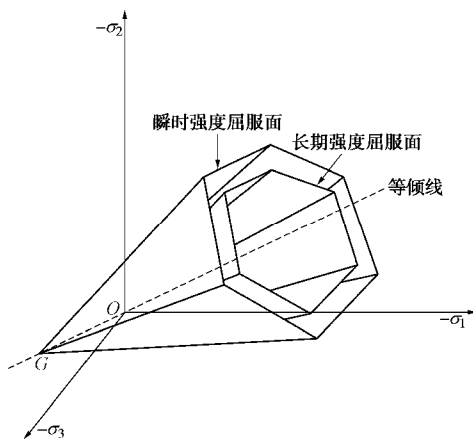


图 7 长期强度屈服面

Fig. 7 Long-term strength yield surface

由于 $0 < e_c^{ps} < \bar{e}^{ps}$, $0 < e_c^{pt} < \bar{e}^{pt}$, 因此 ZSI_c 为值域 $(0, 1)$ 的数值。

当材料的应力状态超过长期屈服强度, 且等效塑性应变超过蠕变加速段的应变阈值时, 材料进入加速蠕变段, 直至应变达到极限等效塑性应变, 材料发生破坏, 因此, 根据单元状态指标建立蠕变方程的分段函数如下式:

$$\left. \begin{aligned} e_{ij} &= \frac{S_{ij}}{2G_0} + \frac{S_{ij}}{2G_1} \left(1 - e^{-\frac{G_1 t}{h_1}}\right) & (ZSI \geq ZSI_s), \\ e_{ij} &= \frac{S_{ij}}{2G_0} + \frac{S_{ij}}{2G_1} \left(1 - e^{-\frac{G_1 t}{h_1}}\right) + \frac{S_{ij} - S_s}{2h_2} t & (ZSI_c < ZSI \leq ZSI_s), \\ e_{ij} &= \frac{S_{ij}}{2G_0} + \frac{S_{ij}}{2G_1} \left(1 - e^{-\frac{G_1 t}{h_1}}\right) + \frac{S_{ij} - S_s}{2h_2} t + \frac{1}{a} \frac{S_{ij} - S_s}{2h_2} e^{a(t-t_c)} & (ZSI < ZSI_c). \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

其中 $ZSI_s > 1$, 为长期强度对应的单元状态指标, $0 < ZSI_c < 1$, 为加速段应变阈值对应的单元状态指标, 长期强度 S_s 是通过 Mohr-Coulomb 准则确定的。用长期黏聚力 c_∞ 和长期内摩擦角 φ_∞ 来确定。

模型中的应变软化塑性元件则是根据材料在蠕变过程中等效塑性应变的变化, 使岩土材料的抗剪强度参数发生衰减, 同时对应力进行修正的作用, 随着等效塑性应变的逐渐增大, 抗剪强度参数逐渐减小并最终变为 0, 导致试件破坏。采用 ZSI 分段函数的表达式方便对 3 个阶段进行量化控制, 通过两个参数便可以将其区分开来。

4.2 计算验证结果分析

对于失稳破坏问题, 采用理想弹塑性或应变硬化模型无法真实反应岩石峰后的软化行为, 将应变软化模型结合到非线性蠕变模型中可更好的表达岩石破坏过程。因此, 基于上文提出的渗流-蠕变耦合演化方程, 以 FLAC^{3D} 软件提供的 Cvisc 模型为蓝本, 进行二次开发。

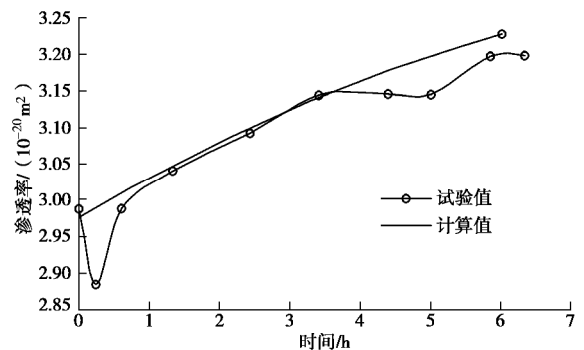


图 8 轴压 100 MPa 下的试验曲线与计算曲线对比

Fig. 8 Comparison between test and calculated curves under 100 MPa

由于篇幅限制, 本节只给出了轴压水平为 100 MPa 时蠕变过程中的渗透率演化结果。图 8 是渗透率

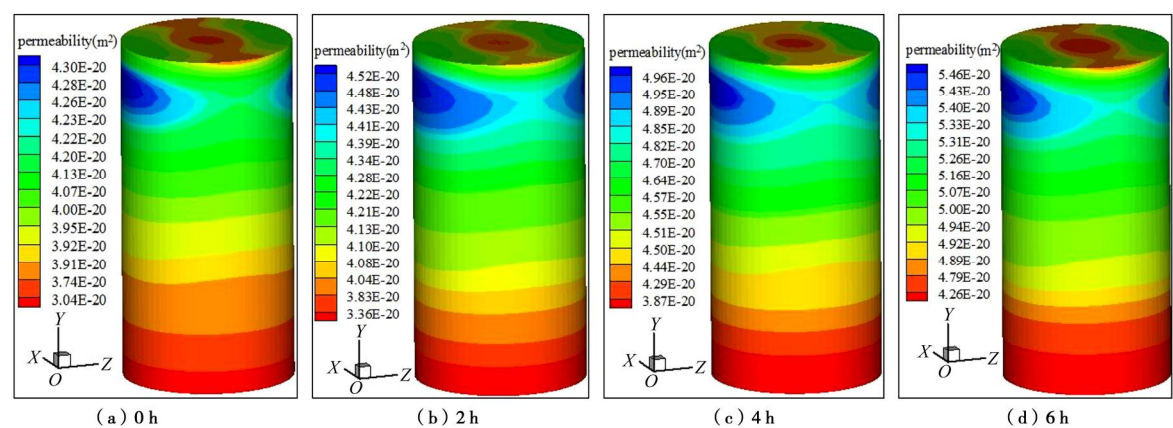


图 9 轴压 100 MPa 下蠕变过程中的渗透率演化

Fig. 9 Change of permeability under axial compression of 100 MPa in creep process

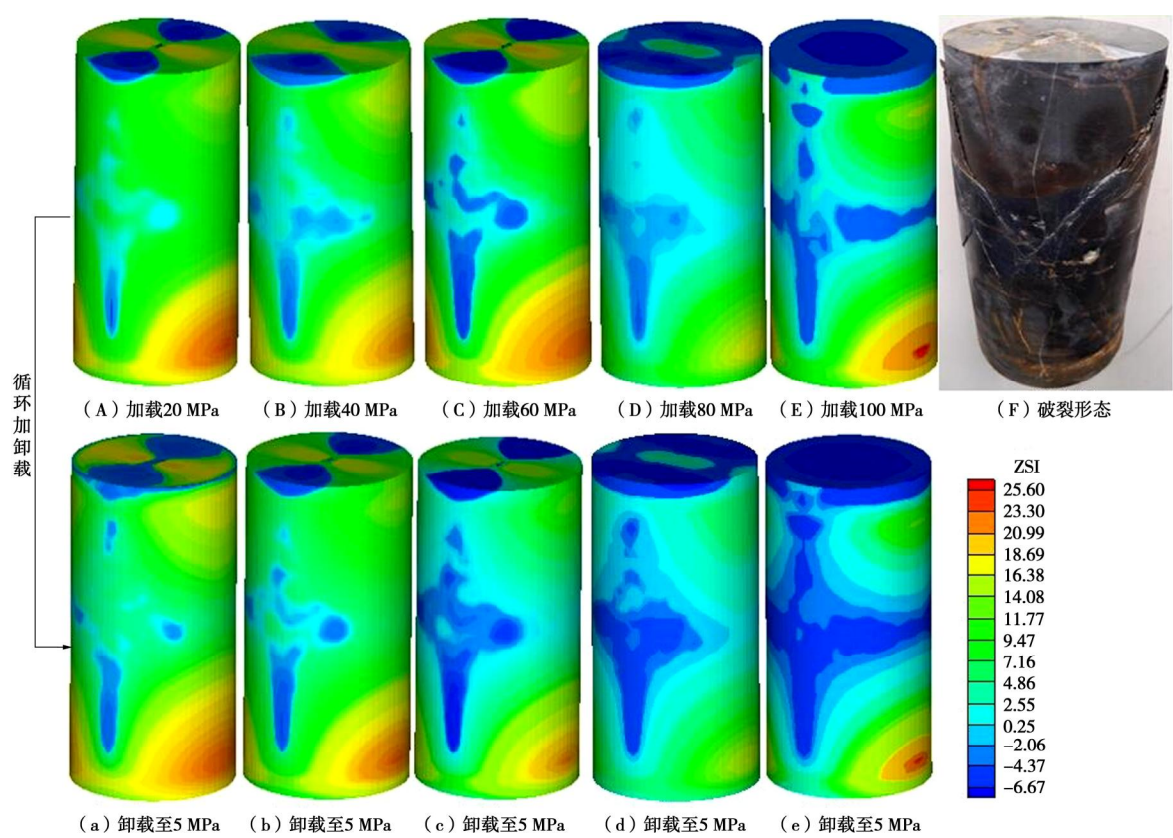


图 10 循环加卸载过程中的 ZSI 演化规律

Fig. 10 Evolution laws of ZSI under cyclic loading-unloading

的计算曲线与试验曲线对比的变化规律，其中渗透率皆采用渗流量计算获得。由图可见，渗透率随加载时间的变化趋势吻合较好。

图 9 为轴压 100 MPa 下蠕变过程中的渗透率演化云图。由图可见，在此级荷载水平下的蠕变过程中，试样整体的渗透率随着时间的推移而逐渐增大。这说明岩石在此外部常应力作用下，岩粒之间产生了错位、滑移、流动，空隙逐渐扩大。试样的渗透率局部最大区域产生在靠近试样进水端（上端面为进水端）1/3 处的两侧边缘，渗透率局部化特征明显。这是由于上

部岩体具有较高的孔隙水压力，水压与循环加卸载之间的耦合作用更加显著地促进了空隙扩展和剪切带萌生。距离出口端越近，渗流 - 应力的耦合作用越不明显，可以看出试样下端面 2/3 的渗透率基本呈层状均匀分布。

单元安全指标 ZSI 值能够显示局部化破坏效果，如图 10 所示，单从加卸载过程 ZSI 值的云图可以看出，试样的破坏区域（蓝色区域）主要集中在试样的进水端面和圆柱四周剪切带附近。随着轴向荷载和蠕变时间的增加，破坏范围逐渐扩张，安全性降低。模拟结

果充分揭示了渗流-蠕变与循环加卸载的共同耦合作用对岩石扰动的显著影响。

卸载后试样的局部 ZSI 值又有所降低,这是由于卸荷后弹性变形回弹,空隙率增大,水-力耦合的影响范围增大所致。表明该本构模型能很好地模拟岩石的变形可恢复性。从图 10(F)中试样的破裂形态明显看出破裂后的两条滑移迹线呈“V”形剪切带分布,裂纹部位也与模拟结果的渗透率最大部位基本相符,试验现象与模拟结果具有较好的一致性。

本文在改进的西原模型中增加了非线性元件和莫尔库伦摩擦片等元件。将长期强度引入到状态方程中,在判断塑性力学中屈服面的问题上提出了单元状态指标 ZSI (zone state index)。改进后的蠕变模型可适用于模拟三维受力状态下的各类岩体蠕变过程,能够很好的描述岩石的非线性黏弹塑性特征和受载过程中的局部化,弥补了西原模型只能描述加速段以前蠕变的缺陷。不足之处是本模型涉及到的参数较多,包括岩石的常规蠕变参数、长期强度参数、调节时间量纲参数、软化参数等。试算确定参数的取值需要花费较多时间,需要通过参数辨识的方法获取参数。

5 结 论

(1) 循环加卸载过程中,蠕变曲线经历了增涨→回落→再增涨的变化规律。压密阶段主要表现为黏弹性特征,并无明显的不可恢复变形。受荷历史在最大压密点之后的时间逐渐产生了不可恢复变形,出现明显损伤,主要表现为黏弹塑性特征。

(2) 岩样破坏之前,荷载施加导致渗透率减小,卸载导致渗透率的增大。从试验开始到最大压密点的阶段,渗透率总体呈减小趋势,此时岩石内部空隙受外荷载的挤压变密实。到达压密点之后,渗透率逐渐增大,岩石内部出现不可恢复空隙且逐渐扩展。直至蠕变过程进入加速段,渗透率突然增大,标志着岩样的破坏。

(3) 分别对压密阶段、裂纹扩展阶段、裂纹贯通阶段的渗透率与体积应变的演化规律进行了理论分析;拟合了加卸载次数 n (卸载完成后为一个周期) 对渗透率及体积应变的影响公式。研究表明,渗透率随着 n 的增加先降低后逐渐增大,体积应变随着加载次数的增加呈非线性减小的趋势,施加渗流的体积应变曲线在无渗流的曲线下方,经过拟合,3 条曲线都符合二次多项式的变化规律。

(4) 根据试验结果,采用基于应变软化的非线性西原蠕变模型进行模拟。分析了蠕变过程中的渗透系数演化规律,云图显示试样渗透率最大的区域分布在进水端两侧的剪切带附近。渗透率的试验值和计算值

吻合度较高;模拟了加卸载过程中的 ZSI 云图变化规律,对比发现,破损最严重的区域与实际试样的“V”型破裂形态基本相符。表明该本构模型能较好地模拟岩石循环加卸载条件下的蠕变-渗流耦合特性与局部破坏规律。

参考文献:

- [1] YANG S Q, CHENG L. Non-stationary and nonlinear visco-elastic shear creep model for shale[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2011, 48(6): 1011 - 1020.
- [2] 王者超, WONG Ron, 乔丽苹. 油砂的蠕变特性与本构模型研究[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(8): 1412 - 1424. (WANG Zhe-chao, WONG Ron, QIAO Li-ping. Creep behavior of oil sand and its constitutive model[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(8): 1412 - 1424. (in Chinese))
- [3] 王者超, 赵建纲, 李术才, 等. 循环荷载作用下花岗岩疲劳力学性质及其本构模型[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, 31(9): 1888 - 1900. (WANG Zhe-chao, ZHAO Jian-gang, LI Shu-cai, et al. Fatigue mechanical behavior of granite subjected to cyclic load and its constitutive model[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, 31(9): 1888 - 1900. (in Chinese))
- [4] 乔丽苹, 王者超, 李术才, 等. 岩石内变量蠕变模型研究[J]. 岩土力学, 2012, 33(12): 3529 - 3603. (QIAO Li-ping, WANG Zhe-chao, LI Shu-cai, et al. An internal-variable creep model for rocks[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, 33(12): 3529 - 3603. (in Chinese))
- [5] 徐 鹏, 杨圣奇. 循环加卸载下煤的黏弹塑性蠕变本构关系研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, 34(3): 537 - 545. (XU Peng, YANG Sheng-qi. Study of visco-elasto-plastic constitutive model of coal under cyclic loading[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, 34(3): 537 - 545. (in Chinese))
- [6] 江力宇, 张强勇, 张龙云, 等. 不同加卸载条件下孟底沟水电站花岗岩蠕变特性研究[J]. 水电能源科学, 2016, 34(2): 124 - 128. (JIANG Li-yu, ZHANG Qiang-yong, ZHANG Long-yun, et al. Experimental study of creep mechanical properties of granite at Mengdigou hydropower station under different loading-unloading conditions[J]. Water Resources and Power, 2016, 34(2): 124 - 128. (in Chinese))
- [7] WANG J A, PARK H D. Fluid permeability of sedimentary rocks in a complete stress-strain process[J]. Engineering Geology, 2002, 63(3/4): 291 - 300.

- [8] STORMONT J C, DAEMEN J J K. Laboratory study of gas permeability changes in rock salt during deformation[J]. *Int J Rock Mech Min Sci*, 1992, **29**: 323 - 342.
- [9] 胡大伟, 周 辉, 潘鹏志, 等. 砂岩三轴循环加卸载条件下的渗透率研究[J]. *岩土力学*, 2010, **31**(9): 2749 - 2754. (HU Da-wei, ZHOU Hui, PAN Peng-zhi, et al. Study of permeability of sandstone in triaxial cyclic stress tests[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2010, **31**(9): 2749 - 2754. (in Chinese))
- [10] 许 江, 李波波, 周 婷, 等. 加卸载条件下煤岩变形特性与渗透特征的试验研究[J]. *煤炭学报*, 2012, **37**(9): 1493 - 1498. (XU Jiang, LI Bo-bo, ZHOU Ting, et al. Experimental study of coal deformation and permeability characteristics under loading-unloading conditions[J]. *Journal of China Coal Society*, 2012, **37**(9): 1493 - 1498. (in Chinese))
- [11] 阎 岩, 王恩志, 王思敬. 渗流场中岩石流变特性的数值模拟[J]. *岩土力学*, 2010, **31**(6): 1943 - 1949. (YAN Yan, WANG En-zhi, WANG Si-jing. Numerical simulation of rheological properties of rocks in seepage field[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2010, **31**(6): 1943 - 1949. (in Chinese))
- [12] 阎 岩, 王恩志, 王思敬, 等. 岩石渗流-流变耦合的试验研究[J]. *岩土力学*, 2010, **31**(7): 2095 - 2103. (YAN Yan, WANG En-zhi, WANG Si-jing, et al. Study of seepage-rheology coupling experiment of rocks[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2010, **31**(7): 2095 - 2103. (in Chinese))
- [13] 杨红伟, 许 江, 聂 闻, 等. 渗流水压力分级加载岩石蠕变特性研究[J]. *岩土工程学报*, 2015, **37**(9): 1613 - 1619. (YANG Hong-wei, XU Jiang, NIE Wen, et al. Experimental study on creep of rocks under step loading of seepage pressure[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2015, **37**(9): 1613 - 1619. (in Chinese))
- [14] 杨红伟, 许 江, 彭守建, 等. 孔隙水压力分级加载砂岩蠕变特性研究[J]. *岩土力学*, 2015, **36**(增刊 2): 365 - 370. (YANG Hong-wei, XU Jiang, PENG Shou-jian, et al. Study of sandstone creep characteristics under stepwise loading pore water pressures[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2015, **36**(S2): 365 - 370. (in Chinese))
- [15] 何 峰, 王来贵, 王振伟, 等. 煤岩蠕变-渗流耦合规律实验研究[J]. *煤炭学报*, 2011, **36**(6): 930 - 933. (HE Feng, WANG Lai-gui, WANG Zhen-wei, et al. Experimental study on creep-seepage coupling law of coal(rock)[J]. *Journal of China Coal Society*, 2011, **36**(6): 930 - 933. (in Chinese))
- [16] 潘荣锟, 程远平, 董 骏, 等. 不同加卸载下层理裂隙煤体的渗透特性研究[J]. *煤炭学报*, 2014, **39**(3): 473 - 477. (PAN Rong-kun, CHENG Yuan-ping, DONG Jun, et al. Research on permeability characteristics of layered natural coal under different loading and unloading[J]. *Journal of China Coal Society*, 2014, **39**(3): 473 - 477. (in Chinese))
- [17] 王 伟, 徐卫亚, 王如宾, 等. 低渗透岩石三轴压缩过程中的渗透性研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2015, **34**(1): 40 - 47. (WANG Wei, XU Wei-ya, WANG Ru-bin, et al. Permeability of dense rock under triaxial compression[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2015, **34**(1): 40 - 47. (in Chinese))
- [18] MCKEE C R, BUMB A C, KOENIG R A. Stress-dependent permeability and porosity of coal and other geologic formations[J]. *SPE Formation Evaluation*, 1988, **3**(1): 81 - 91.
- [19] 王军祥, 姜谟男, 宋战平. 岩石弹塑性应力-渗流-损伤耦合模型研究(I): 模型建立及其数值求解程序[J]. *岩土力学*, 2014, **35**(增刊 2): 626 - 637, 644. (WANG Jun-xiang, JIANG An-nan, SONG Zhan-ping. Study of the coupling model of rock elastoplastic stress-seepage-damage (I): Modelling and its numerical solution procedure[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2014, **35**(S2): 626 - 637, 644. (in Chinese))
- [20] 陈祖安, 伍向阳, 孙德明, 等. 砂岩渗透率随静压力变化的关系研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 1995, **14**(2): 155 - 159. (CHEN Zu-an, WU Xiang-yang, SUN De-ming, et al. Study on relationship between permeability of sandstone and hydrostatic pressure[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 1995, **14**(2): 155 - 159. (in Chinese))
- [21] 王春波, 丁文其, 刘书斌, 等. 各向异性渗透系数随应变场动态变化分析[J]. *岩石力学与工程学报*, 2014, **33**(增刊 1): 3015 - 3021. (WANG Chun-bo, DING Wen-qi, LIU Shu-bin, et al. Analysis of dynamic changes of anisotropic permeability[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2014, **33**(S1): 3015 - 3021. (in Chinese))
- [22] 杨文东, 张强勇, 张建国, 等. 基于 FLAC3D 的改进 Burgers 蠕变损伤模型的二次开发研究[J]. *岩土力学*, 2010, **31**(6): 1956 - 1964. (YANG Wen-dong, ZHANG Qiang-yong, ZHANG Jian-guo, et al. Second development of improved Burgers creep damage constitutive model of rock based on FLAC3D[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2010, **31**(6): 1956 - 1964. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201710012

大口径新型顶管力学行为现场试验研究

张耀^{1, 2}, 闫治国^{*1, 2}, 朱合华^{1, 2}

(1. 同济大学土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092; 2. 同济大学土木工程学院地下建筑与工程系, 上海 200092)

摘要:通过对新型预应力钢筒混凝土顶管(JPCCP)开展现场试验,得到了在施工荷载、水土压力等三维荷载作用下顶管各部位的应变时程响应;同时也获得了顶进过程中管-土接触应力时程变化。根据对数据的分析,得出预应力钢筒混凝土顶管具有较大的纵向抗压刚度,而纵向抗拉刚度不足。由于预应力的效应,内层混凝土与中间层混凝土能够承受较大的环向拉应力。通过对管节的纵向受力分析,计算出管-土平均摩阻力随顶进距离的变化规律,结合施工记录得出平均摩阻力随顶进距离先增大后减小,最小值为1.27 kPa;同时,施工顶进间隔越短,平均摩阻力越小。此外,实测结果表明,管-土接触应力对管节运动较为敏感,最大瞬时值可达500 kPa;施工结束后,接触应力沿管周分布并不对称或均匀,但与实测管节环向应变分布对应。

关键词:预应力钢筒混凝土顶管;管-土接触应力;管-土平均摩阻力;应变时程响应

中图分类号: TU411

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)10-1842-09

作者简介:张耀(1987-),男,河南新蔡县人,博士研究生,主要从事混凝土材料多尺度力学与建筑结构分析。E-mail: 2011zhangyao@tongji.edu.cn。

Site-based researches on mechanical behavior of new large-diameter pipes during pipe jacking

ZHANG Yao^{1, 2}, YAN Zhi-guo^{1, 2}, ZHU He-hua^{1, 2}

(1. State Key Laboratory for Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: The strain responses of each part of the jacking prestressed concrete cylinder pipe (JPCCP) as well as the pipe-soil pressure under three-dimensional construction loads and water-soil pressure are measured in site. It is shown that the axial compressive stiffness of the JPCCP is large enough to sustain jacking forces. Due to the effects of prestressing, it can bear large tensile stress in the hoop. However, the axial tensile stiffness of the JPCCP is insufficient. Through the force analysis of different pipes in axial direction, the friction force between pipe and soil is figured out, which shows that the shorter the jacking intermittent, the less the average friction force. Otherwise, the pipe-soil pressure is sensitive to pipe motion, and the instantaneous maximum value is 500 kPa. After construction, the distribution of contact stress along the tube is not symmetrical or uniform but coincides with the measured strain of the pipe joint ring.

Key words: jacking prestressed concrete cylinder pipe; pipe-soil pressure; average friction force between pipe and soil; strain response

0 引言

预应力钢筒混凝土埋管(PCCP)因其具有较好的耐高压性、抗渗性、耐久性 & 经济性等显著优势,在越来越多的水利工程与市政建设中得到广泛应用。作为一种埋管,PCCP通常需沿管线开挖沟槽进行铺设;然而,对于那些需要穿越公路、铁路、房屋建筑等人类活动密集区域的管线,采用开挖施工需要首先清除管线沿线的建筑结构等障碍物;这样不仅会花费大量的资金完成拆迁,还会严重扰乱人们的正常生活,甚至造成大量的资源浪费^[1]。因此,设计者们对PCCP

管进行了改进和优化,使之成为一种适用于非开挖施工的预应力钢筒混凝土顶管(JPCCP),以此来充分发挥PCCP管材的优势。

国内外关于PCCP埋管和混凝土顶管的试验研究较多,熊欢^[2]、胡少伟等^[3-4]、Zarghamee等^[5-7]等分别利用内水压、三点法外荷载试验对PCCP管节的结构性能进行了试验研究,指出了PCCP管节超载破坏的

收稿日期: 2016-08-05

*通讯作者 (E-mail: yanzguo@tongji.edu.cn)

4 个阶段: ①弹性阶段; ②混凝土开裂阶段; ③钢丝屈服阶段; ④破坏阶段。同时, 也利用试验和数值方法研究了预应力钢丝断丝、预应力松弛对 PCCP 结构性能的影响。他们的研究为 PCCP 埋管的结构设计和工程应用提供了可靠理论基础。国外, 牛津大学^[8-10]对混凝土顶管施工力学行为进行了系统研究, 通过室内模型试验、足尺混凝土顶管、施工现场监测及有限元模拟, 分析了顶管在实际施工中可能的受力状态, 并给出了相应的规避不利受力状态的措施。Milligan 等^[11-12]对施工顶进中顶管的运动轨迹、管节间的偏角及管-土接触力进行现场监测, 分析了管节偏转对顶管的影响, 并采用室内模拟试验对管-土之间的摩擦效应作了进一步分析。国内, 朱合华等^[13]、魏纲^[14]、刘翔等^[15]对钢筋混凝土顶管的力学性能进行了现场试验, 分析了在顶力及地层荷载作用下管节纵向及环向应变。叶朝良等^[16]、陈建中等^[17-18]、李卓球等^[19]对玻璃夹砂管顶管进行了理论分析与试验研究, 并依据研究成果对玻璃夹砂顶管的结构设计和施工提出相应的建议。以上研究均为顶管的结构优化设计、施工工艺改进和新型顶管研制提供了宝贵的参考资料。

目前, 国内外鲜见关于 JPCCP 顶管的试验和理论研究, 相应的规范还未形成。JPCCP 顶管是在《给水排水工程埋地预应力混凝土管和预应力钢筒混凝土管管道结构设计规程》^[20]基础上, 并参照《给水排水顶管技术规程》^[21]和《给水排水工程管道结构设计规范》^[22]的相关条文进行结构设计的。然而, 这种新型的顶管是否满足顶进施工所需的抗力, 能否承受复杂的地层荷载, 缺乏相应的试验研究。为此, 本文对 JPCCP 顶管在顶进施工过程中结构的力学响应进行了实时监测, 分析了 JPCCP 结构的力学性能, 这为结构优化设计和规范编制提供了数据支持。

1 现场试验概况

1.1 管线沿线土体性质

本次试验段管线总长 273 m。依据勘察报告, 试验段土层特性为: ①₁层素填土、②层褐黄一灰黄色粉

质黏土、③层灰色淤泥质粉质黏土, 地下水埋深为 3.0 m。管体主要穿越③层灰色淤泥质粉质黏土, 管顶上部土层重度标准值取为 $g=20\text{ kN/m}^3$, 土的内摩擦角 $j=16^\circ$, 土的黏聚力 $c=8\text{ kPa}$, 最大覆土深度为 8.3 m, 管体中心标高为 -5 m, 其它各层土质参数见表 1, w 为含水率, e 为孔隙比。土层分布、工作井、接收井等信息如图 1 所示。

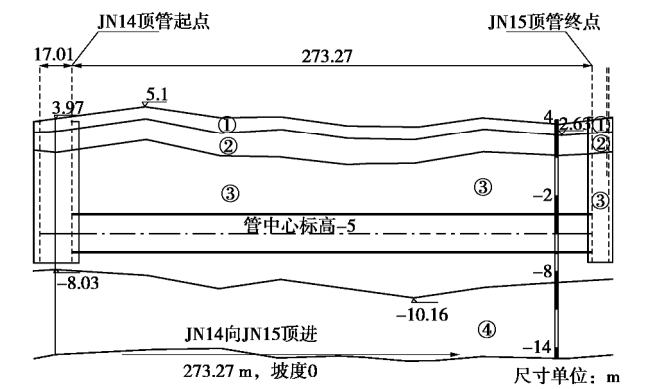


图 1 管线纵向剖面图

Fig. 1 Longitudinal section of pipeline

表 1 土质主要物理参数

Table 1 Soil parameters

土层名称	g /($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	c /kPa	φ /($^\circ$)	w /%	e
① ₁ 层素填土	18.5	22	15.1	31.2	0.85
②层粉质黏土	18.8	12	17.5	45.6	1.16
③层淤泥质粉质黏土	19.6	8	16	51.3	1.42

1.2 JPCCP 管体结构

JPCCP 顶管是一种新型复合结构顶管, 如图 2 所示, 主要由管芯混凝土内核心层(简称内层混凝土)、管芯混凝土外核心层(简称中间层混凝土)、钢筒、预应力钢丝及外钢筋混凝土层。管体结构公称内径为 3.0 m, 管芯壁厚为 0.22 m, 管壁总厚为 0.3 m; 预应力钢丝直径为 0.007 m, 张拉控制应力为 1048 MPa。管体结构的材料参数如表 2 所示, 依据《混凝土结构设计规范》^[23], 混凝土抗拉开裂应变控制值取为 $100\times 10^{-6}e$, 抗压应变控制取为 $-1712\times 10^{-6}e$ 。表 3 列出了 JPCCP 管节与 PCCP 管节之间的差别。

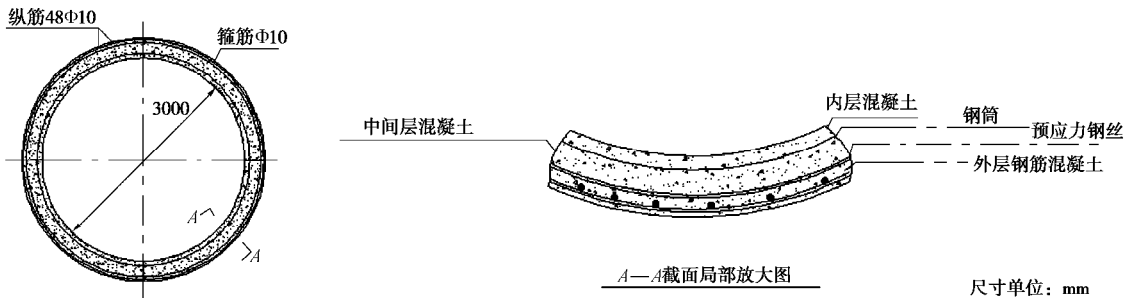


图 2 JPCCP 管节结构剖面图

Fig. 2 Cross-section of JPCCP

表 2 JPCCP 管体结构材料参数
Table 2 Material parameters of JPCCP

材料	弹性模量/MPa	屈服强度/MPa
混凝土	3.45×10^4	32.4(压)/2.64(拉)
钢筒	2.06×10^5	270(压)/270(拉)
预应力钢丝	2.06×10^5	410(压)/1570(拉)

表 3 PCCP 管与 JPCCP 管的差异

Table 3 Differences between PCCP and JPCCP

项目	PCCP	JPCCP
管节长度	5~6 m	3 m
管体外壁构造	较薄的砂浆保	一定厚度的钢筋混凝
形式	护层	土层
施工方法	埋管	顶管

1.3 测试内容与测点布置

现场试验段主要是测试 JPCCP 管节在三维地层荷载、施工荷载共同作用下的内层混凝土、中间层混凝土、外层混凝土的纵向与环向应变响应以及管-土之间的接触应力和摩阻力。现场试验段选取 3 节管作为试验管节，管节编号分别是#4(T1)、#5(T2)、#81(T3)，如图 3 所示；管节选取要远离加固区，且能够经历整个顶进过程中各个施工工序。混凝土应变测试采用振弦式传感器，在 T1、T3 测试管节上选取 3 个测试端面，T2 测试管节选取一个测试断面（测试断面 2，主要用来计算摩阻力），每个断面布置 4 个位置、每个位置纵向 3 个测点、环向 3 个测点。管-土接触应力传感器布置在 T1、T3 测试管节的测试断面 1（近插口端）上，按环向每 45° 布置一个测点，每节管布置 8 个，如图 4 所示。

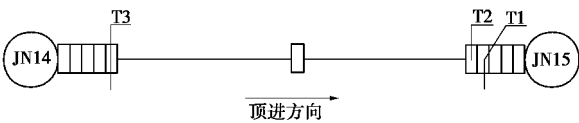


图 3 测试管节布置图

Fig. 3 Arrangement of measuring pipes

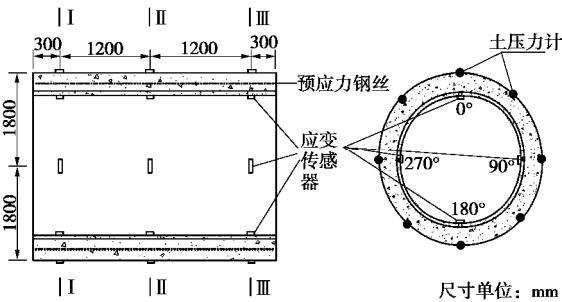


图 4 测点布置图

Fig. 4 Arrangement of measuring points

在管节制作过程中将混凝土传感器预埋在管节相应位置（图 5（a）、（b））；在管节浇注外层混凝土前，

将土压力计预埋装置安装相应位置（图 5（b）），形成预埋孔，待拆模后将土压力计安装上即可。为便于测试，需将连接传感器的导线引入管体内侧，同时保证钢筒的整体与完整性，减少对管体结构的损伤；本试验通过注浆孔将外保护层混凝土、中间层混凝土及土压力传感器导线引入到管内侧，如图 5（c）所示。所有数据通过 Datataker 自动采集，采样频率为 1 次/min。

2 测试结果与分析

在预应力作用下，JPCCP 的中间层混凝土、内层混凝土产生预压应变以此来平衡由工作荷载产生的环向拉应变，提高管节的耐高压性，延缓裂缝的产生。由于传感器是预埋于结构之中，因此，可以通过测试管节缠丝前后应变变化来确定结构各部位的环向预压应变。根据现场实测获得 JPCCP 管节内层混凝土平均环向预压应变为 $-433 \times 10^{-6} \epsilon$ ，中间层混凝土平均环向压应变为 $-381 \times 10^{-6} \epsilon$ ；由预应力引起管节中间层与内层的平均纵向拉应变为 $39 \times 10^{-6} \epsilon$ 。以下应变值均为以管节放置在轨道上的状态为初始状态的测试值，其真实应变为测试应变与预压应变的叠加。

2.1 管节纵向应变

在顶进过程中，T1、T3 管节纵向应变具有相似的变化规律。限于篇幅，这里仅给出 T3 管节外层混凝土的纵向应变时程曲线（如图 6 所示，部分传感器在管节制作过程中被损坏，这里不再给出）。可以看到，当管节开始顶进时，管节纵向压应变增大；主千斤顶卸载后，纵向压应变减小。同时可以看出，各测点应变变化的幅度并不完全相同，表明管节处于偏压状态而非轴压状态；此外，由于注浆压力、土压力及摩阻力的共同作用，纵向压应变在卸载后并未完全减小至 $0 \times 10^{-6} \epsilon$ ；且随着顶进的进行，压应变增量幅值先减小；在顶管机头出进洞后，T3 管节压应变增量变化很小，表明摩阻力平衡了顶力较大的部分，开挖面迎面阻力较小。

表 4 给出了 T1、T3 管节在整个施工期间纵向最大拉应变与压应变值及其位置。可以看到，最大纵向拉应变发生在 T1 管节内层混凝土截面二 0° 位置，值为 $73 \times 10^{-6} \epsilon$ ；叠加由预应力产生的纵向预拉应变后达到 $112 \times 10^{-6} \epsilon$ ，超过混凝土的开裂应变限值（ 100×10^{-6} ）。此外，当考虑预拉应变时，T1、T3 管节中间层混凝土与内层混凝土纵向应变在 $80 \times 10^{-6} \epsilon \sim 90 \times 10^{-6} \epsilon$ 之间，也十分接近混凝土的开裂应变。管节的最大压应变发生在 T3 管节外层混凝土截面三 90° 位置，最大值为 $-244 \times 10^{-6} \epsilon$ ，其主要是由于 T3 管节承受较大的顶力所致。

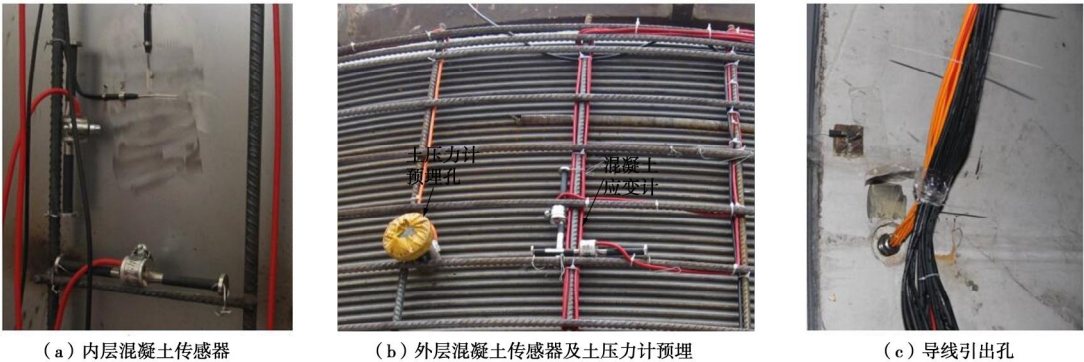


图 5 传感器布置

Fig. 5 Installation of sensors

表 4 整个施工期间 T1、T3 测试管节混凝土各部位纵向应变最大值

Table 4 Maximum values of axial strain during construction

项目	T1				T3			
	最大拉应变 / 10^{-6}	位置	最大压应变 / 10^{-6}	位置	最大拉应变 / 10^{-6}	位置	最大压应变 / 10^{-6}	位置
内层混凝土	73	0° 截面 2	-80	90° 截面 3	30	180° 截面 3	-87	90° 截面 3
中间层混凝土	41	180° 截面 1	-82	90° 截面 1	39	0° 截面 3	-195	90° 截面 3
外层混凝土	51	90° 截面 3	-61	270° 截面 3	49	0° 截面 1	-244	90° 截面 3

表 5、6 给出了在主千斤顶顶力为 790 t 时（即图 6 中第一个顶进工况）T1、T3 管节截面二各部位纵向应变的增量。对比表 3 与表 6、图 6 可知，T3 管节在截面一与截面三处应变较截面二大，这是由于管节在端部产生应力集中造成的。对比表 4 与表 5 可知，T1 管节在截面二处的应变分布较为均匀，表明 T3 管节处于较大的偏心受压状态，从而承受较大的弯矩。同时可以看出，T3 管节由于承受比 T1 管节更大的纵向力，从而使得截面二各部位的纵向压应变增量比 T1 管节大得多；T3 管节截面二最大纵向压应变增量为 $-80\times 10^{-6}e$ ，而 T1 管节截面二最大纵向压应变增量为 $-15\times 10^{-6}e$ 。

总之，JPCCP 管节具有足够的抗压刚度来抵抗纵向顶力，但是，JPCCP 管节的纵向抗拉刚度不足，加上预拉应变的影响，内层与中间层混凝土易产生较大的纵向拉应变。因此，在 JPCCP 管节结构设计时，根据设计要求来合理分配管节的纵向刚度。

表 5 790 t 顶力时 T1 管节顶进前后截面二纵向应变增量
Table 5 Average increments of axial strain under jacking force of 790 t

项目	角度			
	0°	90°	180°	270°
内层混凝土	$-10\times 10^{-6}e$	—	$-13\times 10^{-6}e$	$-10\times 10^{-6}e$
中间层混凝土	$-14\times 10^{-6}e$	—	$-12\times 10^{-6}e$	$-11\times 10^{-6}e$
外层混凝土	$-14\times 10^{-6}e$	—	$-15\times 10^{-6}e$	$-10\times 10^{-6}e$

表 6 790 t 顶力时 T3 管节顶进前后截面二纵向应变增量
Table 6 Average increments of axial strain under jacking force of 790 t

项目	角度			
	0°	90°	180°	270°
内层混凝土	$-38\times 10^{-6}e$	$-65\times 10^{-6}e$	$-58\times 10^{-6}e$	$-40\times 10^{-6}e$
中间层混凝土	$-40\times 10^{-6}e$	$-78\times 10^{-6}e$	$-65\times 10^{-6}e$	$-38\times 10^{-6}e$
外层混凝土	$-80\times 10^{-6}e$	—	$-66\times 10^{-6}e$	$-35\times 10^{-6}e$

2.2 管节环向应变测试结果分析

在顶进过程中，T1、T3 管节环向应变变化的规律具有相似性。限于篇幅，这里仅给出 T3 管节外层混凝土的环向应变时程曲线（如图 7 所示，部分传感器

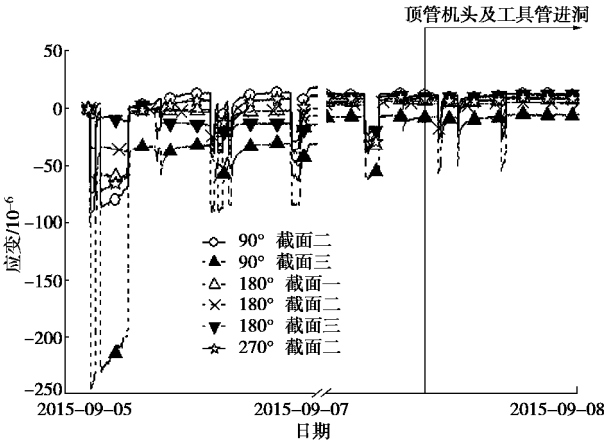


图 6 T3 管节外层混凝土纵向应变时程曲线

Fig. 6 Response of axial strain of exterior concrete coating in T3

表 7 整个施工期间 T1、T3 测试管节混凝土各部位环向应变最大值
Table 7 Maximum values of hoop strain during construction in T1 and T3

项目	T1				T3			
	最大拉应变 / 10^{-6}	位置	最大压应变 / 10^{-6}	位置	最大拉应变 / 10^{-6}	位置	最大压应变 / 10^{-6}	位置
内层混凝土	50	180° 截面 1	-72	90° 截面 3	76	0° 截面 1	49	90° 截面 3
中间层混凝土	41	270° 截面 1	-47	90° 截面 2	40	0° 截面 1	44	0° 截面 1
外层混凝土	58	90° 截面 3	-56	0° 截面 2	75	0° 截面 3	56	0° 截面 3

在管节制作过程中被损坏,这里不再给出)。可以看到,当管节开始顶进时,由于泊松比效应,管节环向拉应变增大;主千斤顶卸载后,环向拉应变减小。同时可以看出,各测点应变变化的幅度并不完全相同,这是由于各测点处的纵向应变变化不同而致;此外,由于注浆压力、土压力的共同作用下,纵向压应变在卸载后并未完全减小至 $0\times10^{-6}e$,在施工完成后,外层混凝土 90° 与 270° 环向处于受拉状态, 180° 与 0° 处于受压状态。

表 7 给出了整个施工期间 T1、T3 测试管节混凝土各部位环向应变最大值。由表可知,由于预应力效应,中间层混凝土($-342\times10^{-6}e$)与内层混凝土($-357\times10^{-6}e$)环向处于受压状态。外层混凝土由于无预压应变,最大拉应变为 $75\times10^{-6}e$,小于混凝土开裂应变控制值。

表 8 与表 9 分别给出了 T1、T3 管节截面二各部位在主千斤顶顶力为 790 t 时环向应变增量值。由表可知,相比较于 T1 管节, T3 管节由于受到较大的顶力,进而环向应变增量较大,同时,由于弯矩的影响环向应变在截面变化并不相同。

因此,由于预应力效应,JPCCP 管节中间层混凝土与内层混凝土能够承受较大的环向拉应变。尽管外层混凝土最大环向拉应变($75\times10^{-6}e$)小于混凝土开裂应变控制值,但是,其在设计内水压作用下是否超过拉应变控制值待后续试验验证。

表 8 790 t 顶力时 T1 管节顶进前后截面二环向应变增量
Table 8 Average strains of hoop of T1 pipe under jacking force of 790 t

项目	角度/(°)			
	0	90	180	270
内层混凝土	$3\times10^{-6}e$	$3\times10^{-6}e$	—	$3\times10^{-6}e$
中间层混凝土	$2\times10^{-6}e$	$2\times10^{-6}e$	$3\times10^{-6}e$	$2\times10^{-6}e$
外层混凝土	$2\times10^{-6}e$	—	—	$1\times10^{-6}e$

表 9 790 t 顶力时 T3 管节顶进前后截面二环向应变增量
Table 9 Average hoop strains of T3 pipe under jacking force 790 t

项目	角度/(°)			
	0	90	180	270
内层混凝土	$4\times10^{-6}e$	$28\times10^{-6}e$	$18\times10^{-6}e$	$7\times10^{-6}e$
中间层混凝土	$12\times10^{-6}e$	$23\times10^{-6}e$	$12\times10^{-6}e$	$5\times10^{-6}e$
外层混凝土	$5\times10^{-6}e$	$20\times10^{-6}e$	$16\times10^{-6}e$	—

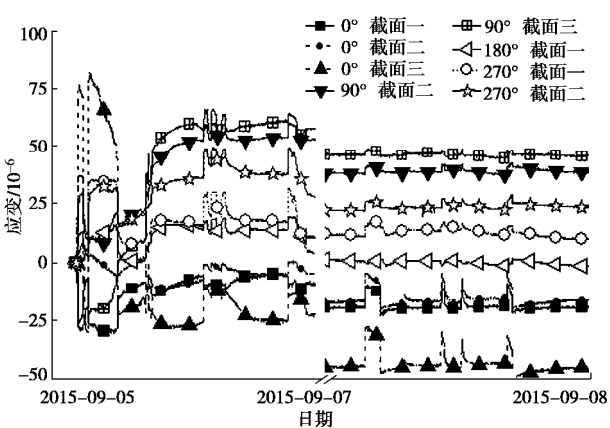


图 7 T3 管节外层混凝土环向应变变化时程曲线

Fig. 7 Response of hoop strain of exterior concrete coating in T3

2.3 管-土平均摩阻力

管-土之间的摩擦力是指顶管外壁与土之间的发生相对运动或具有相对运动的趋势时,在两者的接触面上产生阻止相对运动或相对运动趋势的阻力。平均摩阻力则指单位接触面上的摩擦力(N/m^2),是确定施工所需顶力的关键参数。目前工程中普遍采用《给水排水顶管技术规程》^[21]给出的顶力估算公式:

$$F_c = \pi D_1 L f_k + N_F \quad (1)$$

式中 F_c 是施工所需总顶力; D_1 为管道外径; L 为一次顶进距离; f_k 为管的平均摩阻力; N_F 是顶管迎面阻力。

由公式(1)可知,对于某两节顶管来说,它们主要受到开挖面迎面阻力、管土摩阻力和千斤顶顶力。对于某一次顶进过程来说,两管之间的纵向受力差主要由两管之间的摩阻力来平衡(如图 8 所示)。与文献[12]不同的是,为消除管端截面应力集中和弯矩的影响,本文选取两节管的中间截面(截面二)按下式来测试平均摩阻力:

$$F' = \Delta \bar{e} E_c A \quad (2)$$

$$\Delta \bar{e} = \bar{e}_2 - \bar{e}_1 \quad (3)$$

式中, E_c 为 JPCCP 纵向等效弹性模量,根据管节在直接承受顶力截面二的平均应变计算 $E_c = \frac{F_c}{\bar{e} \times A}$, A 为管节的截面面积, \bar{e}_1 , \bar{e}_2 分别是管节 1, 2 截面二的平均纵向应变, \bar{e} 是管节截面二的平均纵向应变。

由此可计算出平均摩阻力:

$$f_k = \frac{F'}{\pi D_1 L_0} \quad , \quad (4)$$

式中, L_0 为 T1 与 T3 (L'_0) 或 T1 与 T2 (L''_0) 管节中间截面之间的距离, 当 T3 管节未出洞时采用 T1 与 T2 管节之间的受力差计算, 当 T3 管节出洞后采用 T1 与 T3 之间受力差来计算。

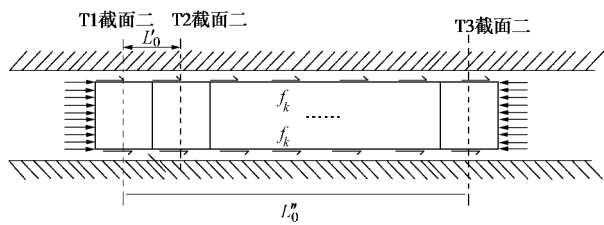


图 8 管节受力分析简图

Fig. 8 Axial forces of pipe

图 9 给出了主千斤顶顶力随顶进距离的变化曲线。根据顶力变化特征, 将顶力变化曲线划分为 4 个特征阶段; 特征阶段一为顶力随顶进距离逐渐增加的过程, 即图 9 中曲线段 (1), 每天顶进 2 节管, 施工间歇约 6 h。随后顶力变化进入特征阶段二 (顶力基本稳定阶段), 该阶段包含顶力变化曲线图 9 中曲线段 (2) ~ (7)。在该阶段, 每天顶进 3 节管时, 施工间歇约 3.5 h (曲线段 (2)、(4)、(6)); 当每天顶进 4 节管时, 施工间歇约 2.5 h, 顶力略有减小 (曲线段 (3)、(5)、(7)); 总顶力在 400 t 左右浮动。特征阶段三是指曲线上升段 (8), 由于施工顶进间歇约为 14 h, 总顶力急剧上升至 900 t。特征阶段四是指曲线段 (9) 和 (10), 曲线段 (9) 期间主要控制施工间歇, 确保施工间歇不大于 4 h, 每次顶进 1 m, 每天顶 2 节, 顶力迅速降低至 720 t。在曲线段 (10) 期间, 每天顶进 3 节管, 施工间歇约为 3 h, 顶力降低至 540 t。

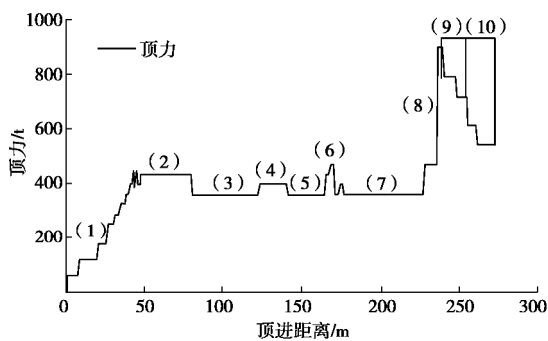


图 9 顶力随顶进距离的变化曲线

Fig. 9 Variation of jacking force with distance

依据顶力变化的 10 个曲线段, 选取 10 个特征点, 按照式 (4) 计算平均摩阻力, 如图 10 所示 (等效弹性模量 $E_c=3.48 \times 10^4$ MPa)。由图 10 可知, 在顶进初

期平均摩阻力随顶进距离增大而增大, 最大值为 5.75 kPa (特征点 (1)); 随后摩阻力随顶进距离增加而减小, 最小值为 1.27 kPa (特征点 (7)); 在特征点 (8), 由于施工间歇较大, 致使平均摩阻力突然增大至 3.02 kPa, 约为增加了 1.5 倍; 随着施工间歇的减小, 即便顶进速度较慢, 平均摩阻力也随之减小 (特征点 (9)); 当施工间歇为 3 h 时, 平均摩阻力降低至 1.72 kPa, 表明施工间歇对摩阻力影响是十分显著的, 施工中应严格控制施工间歇。一旦施工间歇时间过长, 管周土会塌落在管壁上, 抱死管体; 同时水分会从泥浆液中离析出来, 失去减阻作用, 致使摩阻力增大; 重新顶进时顶力会突然变大^[16]。

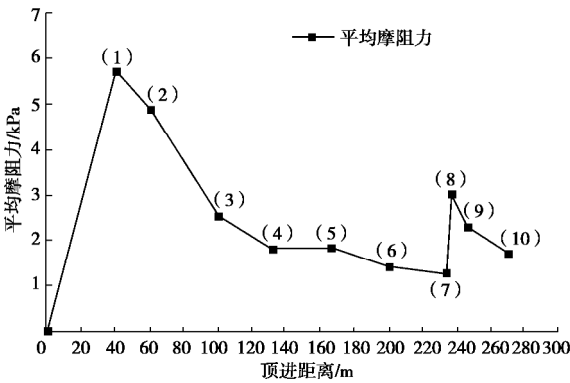


图 10 平均摩阻力随顶进距离变化曲线

Fig. 10 Variation of average friction force with distance

2.4 管-土接触应力

在管道运输过程中, T1 管节中 0° 和 135° 土压力测点损坏, T3 管节各测点完好, 为清晰地体现接触应力规律, 这里给出了部分土压力时程数据, 如图 11 所示。由图 11 可知, 在顶管出洞后, 接触应力快速增大; 在顶进过程中, 管土接触应力会突然增大, 在施工停止时, 接触应力会迅速降低。而在文献[15]中, 接触压力在顶进中始终保持在一个稳定水平; 尽管在本文试验中接触压力在顶进过程中也会由于管体偏转致使接触压力有较大变化, 但是待顶进结束后维持在一个稳定水平。造成这种现象主要是由于传感器布置在管近插口端 (文献[15]布置在中段), 对管节偏转运动较为敏感, 较小的管节偏转会导致较大的局部应力集中。管节上下浮动会导致管顶 (0°) 与管底 (180°) 接触应力变化较大, 横向偏移会导致管腰 (90°, 270°) 处接触压力变化较大, 瞬时最大值可达到 500 kPa; 在顶进过程中, 接触应力会随着管节偏转而有较大波动, 在某时刻接触应力很大, 而在下一时刻可能降为很小的值, 甚至为 0。

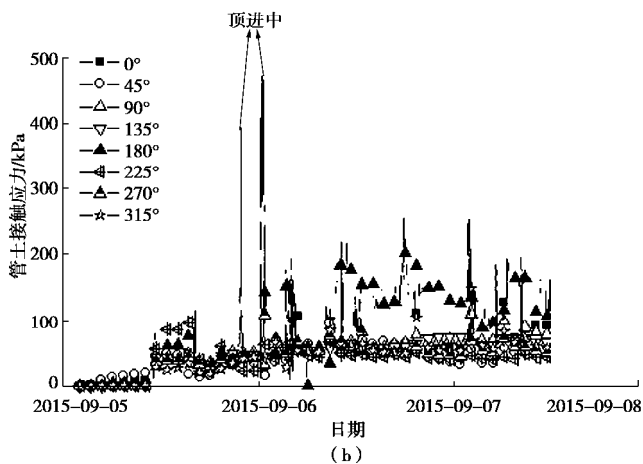
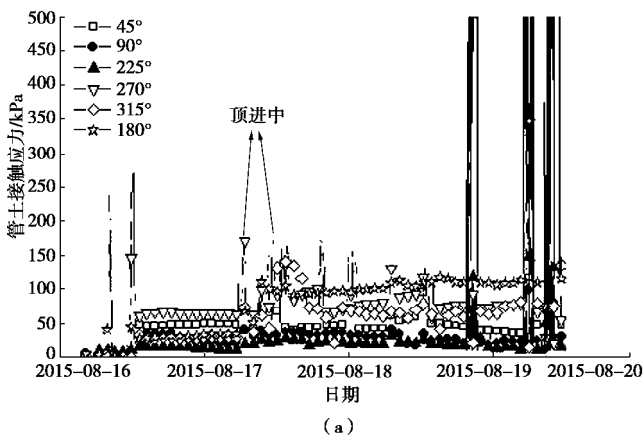


图 11 管土接触应力时程曲线

Fig. 11 Time-history curves of pipe-soil pressure

图 12 给出了施工结束 5 d 后(随后要进行全段密封性水压试验, 需要终止测试)某一时段的 T1、T3 管土平均接触应力值, 并依规程计算了覆土深度为 8 m 时土的压力。由图可知, 管底与管顶接触应力较大, T1 管节(管顶覆土深度约 7 m)管底接触应力为 130 kPa; T3 管节(管顶覆土深度约 8 m)管底和管顶接触应力分别为 169, 120 kPa。管土接触应力分布并不对称也不均匀, 且管顶与管底接触应力远大于侧向, 管底两侧的接触应力最小。该分布模式与文献[15]和 [24]结果不同(文献[15]和[24]中认为接触应力分布均匀), 与规程文献[21]分布模式有相似(如图 12 所示, 侧向接触应力小, 管顶、管底接触应力大), 但试验测得数值较规程小很多。其主要原因可能是施工结束 5 d 后, 土体还未稳定。

表 10 给出了对应的管节环向应变分布。由表可知, T1 管节外层混凝土管顶与管底受压, 管腰受拉; 内层混凝土反之, 表明管节侧向接触应力较小。T3 管节管底外层混凝土与内层混凝土的环向应变较大, 分别为 -35×10^{-6} 和 41×10^{-6} 。同时, 两管环向应变分布并不对称或均匀, 与实测管土接触应力相对应。

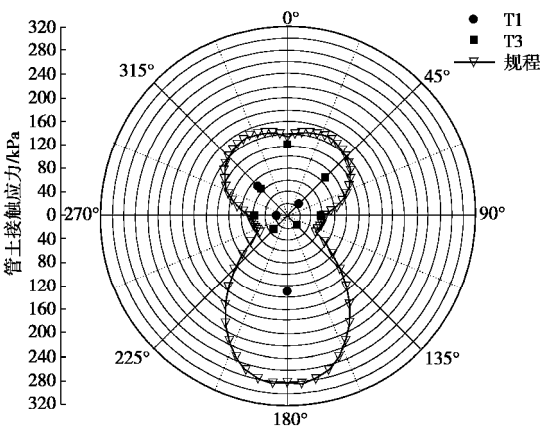


图 12 接触应力分布图

Fig. 12 Distribution of pipe-soil pressure

表 9 施工结束后环向应变分布(未考虑预应力效应)

Table 9 Distribution of circular strain after construction

编号	位置	0°	90°	180°	270°
T1	内层混凝土	$3 \times 10^{-6} e$	$-6 \times 10^{-6} e$	—	$-18 \times 10^{-6} e$
	凝土				
	外层混凝土	$-2 \times 10^{-6} e$	$10 \times 10^{-6} e$	$-5 \times 10^{-6} e$	$21 \times 10^{-6} e$
	凝土				
T3	内层混凝土	$6 \times 10^{-6} e$	$-3 \times 10^{-6} e$	$41 \times 10^{-6} e$	$4 \times 10^{-6} e$
	凝土				
	外层混凝土	$-14 \times 10^{-6} e$	$-2 \times 10^{-6} e$	$-35 \times 10^{-6} e$	—
	凝土				

3 结 论

- (1) 在管节开始顶进时, 管节应变增量值较大, 随着顶进距离增加, 增量值逐渐减小至不变。在顶力作用下, 管节轴向受压, 环向受拉, 但环向应变增量较小。
- (2) 从整个施工过程来看, JPCCP 管节内层与中间混凝土具有较大纵向抗压刚度, 但纵向抗拉刚度较低, 特别是在预应力效应下, 管节内层混凝土与中间层混凝土纵向拉应变较大。由于预压应变的存在, JPCCP 管节内层混凝土与中间层混凝土在环向能够承受较大的拉应力。因此, 在 JPCCP 结构设计中应适当提高内层混凝土与中间层混凝土的纵向抗拉刚度。
- (3) 在整个施工过程中, JPCCP 管节外层混凝土最大环向拉应变虽未超过拉应变控制值, 但在设计内水压作用下, 环向刚度是否合理有待后续试验验证。
- (4) 分析表明, JPCCP 管土平均摩阻力随顶进距离先增大后减小; 同时, 受施工间歇影响较大, 每天顶进管节越多, 施工间歇越小, 摩阻力越小, 所需的总顶力也越小。因此, 在施工过程中应优化施工工

艺,降低管节拼接时间,缩短施工间歇;从而降低管土之间的平均摩阻力,确保管节在施工顶进过程中的安全性。

(5) 实测结果表明管-土接触应力管顶与管底较大,沿管周分布并不对称或均匀,但与实测管节环向应变分布相对应。

致谢: 本研究得到了上海市沪住建管科项目(2016-009-004)的资助;同时,感谢上海市工程设计研究总院、上海基础工程集团有限公司、上海万朗管业有限公司及无锡华毅管道有限公司在试验中给予的大力支持与帮助。

参考文献:

- [1] JEFF GRIFFIN, 揣东明. 微型隧道顶管施工技术在美国萨凡纳市的应用[C]// 2009 年非开挖技术会议. 广州, 2009. (JEFF GRIFFIN, CHUAI Dong-ming. Micro tunnel pipe jacking construction technology in the United States the application of savannah[C]// Trenchless Technology Conference. Guangzhou, 2009. (in Chinese))
- [2] 熊欢. 南水北调超大口径 PCCP 预应力分析模型与试验研究[D]. 北京: 清华大学, 2010. (XIONG Huan. Prestress model and prototype test on the ultra-diameter PCCP in mid-route of south to north water diversion project[D]. Beijing: Tsinghua University, 2010. (in Chinese))
- [3] 胡少伟, 刘晓鑫. PCCP 超载破坏试验与破坏机理分析[J]. 水力发电学报, 2012(1): 103 - 107. (HU Shao-wei, LIU Xiao-xin. Study on bearing capacity test of internal water pressure of super-caliber PCCP[J]. Journal of Hydroelectric Engineering, 2012(1): 103 - 107. (in Chinese))
- [4] 胡少伟, 沈捷, 王东黎, 等. 超大口径预存裂缝的预应力钢筒混凝土管结构分析与试验研究[J]. 水利学报, 2010, 41(7): 876 - 882. (HU Shao-wei, SHEN Jie, LIU Xiao-xin, et al. Overload test and failure mechanism analysis of prestressed concrete cylinder pipe[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2010, 41(7): 876 - 882. (in Chinese))
- [5] ZARGHAMEE M S, EGGERS D W, OJDROVIC R P. Finite-element modeling of failure of PCCP with broken wires subjected to combined loads[C]// Pipeline Division Specialty Conference. Cleveland, 2002.
- [6] ZARGHAMEE M S, FOK K L. Analysis of prestressed concrete pipe under combined loads[J]. Journal of Structural Engineering, 1990, 116(7): 2022 - 2039.
- [7] TREMBLAY A W. Combined load testing of prestressed concrete cylinder pipe[C]// Proceedings International Conference on Pipeline Design and Installation, ASCE. Las Vegas, 1990.
- [8] ZHOU Jian-qing. Numerical analysis and laboratory test of concrete jacking pipes[D]. Oxford: University of Oxford, 1998.
- [9] RIPLEY K J. The performance of jacked pipes[D]. Oxford: University of Oxford, 1989.
- [10] NORRIS P. The behavior of jacked concrete pipes during site installation [D]. Oxford: University of Oxford, 1992.
- [11] MILLIGAN G W E, NORRIS P. Pipe-soil interaction during pipe jacking[J]. Proceedings of the ICE-Geotechnical Engineering, 1999, 137(1): 27 - 44.
- [12] MILLIGAN G W E, NORRIS P. Site-based research in pipe jacking: objectives, procedures and a case history[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 1996, 11: 3 - 24.
- [13] 朱合华, 吴江斌, 潘同燕. 曲线顶管的三维力学模型理论分析与应用[J]. 岩土工程学报, 2003(4): 492 - 495. (ZHU He-hua, WU Jiang-bin, PAN Tong-yan. Theoretical analysis of three-dimensional mechanical model of curved pipe jacking and its application[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2003(4): 492 - 495. (in Chinese))
- [14] 魏纲. 顶管工程土与结构的性状及理论研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2005. (WEI Gang. Theoretical study on properties of soil and structure during pipe jacking consturition[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2005. (in Chinese))
- [15] 刘翔, 白海梅, 陈晓晨, 等. 软土中大直径顶管管道受力特性测试[J]. 上海交通大学学报, 2014(11): 1503 - 1509. (LIU Xiang, BAI Hai-mei, CHEN Xiao-chen, et al. Field test of mechanical properties of large diameter concrete jacking pipe in soft soil[J]. Journal of Shanghai Jiaotong University, 2014(11): 1503 - 1509. (in Chinese))
- [16] 叶朝良, 高新强, 宋鹤. 玻璃钢夹砂管管土摩擦系数室内模型试验研究[J]. 石家庄铁道大学学报(自然科学版), 2015(3): 30 - 34. (YE Chao-liang, GAO Xin-qiang, SONG He. Applied research of ground penetrating radar technology in concrete cavity detection[J]. Journal of Shijiazhuang Tiedao University, 2015(3): 30 - 34. (in Chinese))
- [17] 陈建中, 李卓球. 外径尺寸偏差对玻璃钢夹砂顶管顶力影响分析[J]. 华中科技大学学报(城市科学版), 2005(2): 48 - 51. (CHEN Jian-zhong, LI Zhou-qiu. Research on the resistant of lightweight aggregate concrete to water penetration[J]. Journal of HUST, 2005(2): 48 - 51. (in Chinese))

- [18] 陈建中, 李卓球, 徐 鹏. 大口径长距离玻璃钢顶管的设计与应用[J]. 中国给水排水, 2013, **18**: 154 - 157. (CHEN Jian-zhong, LI Zhou-qiu, XU Peng. Design and application of large diameter grp jacking pipe in long distance pipe jacking construction[J]. China Water & Waste Water, 2013, **18**: 154 - 157. (in Chinese))
- [19] 李卓球, 陈建中, 杨 粤. 大口径玻璃钢夹砂管的顶力分析与应用[J]. 中国给水排水, 2005(5): 98 - 100. (LI Zhou-qiu, CHEN Jian-zhong, YANG Yue. Analysis on jacking force of glass reinforced plastic mortar pipe with heavy caliber and its application[J]. China Water & Wastewater, 2005(5): 98 - 100. (in Chinese))
- [20] CECS140—2002 给水排水工程埋地管芯缠丝预应力混凝土管和预应力钢筒混凝土管管道结构设计规程[S]. 北京: 中国计划出版社, 2002. (CECS140—2002 Specification for structural design of buried prestressed concrete pipeline of water supply and sewerage engineering[S]. Beijing: China Planning Press, 2002. (in Chinese))
- [21] CECS 246—2008 给水排水工程顶管技术规程[S]. 北京: 中国计划出版社, 2008. (CECS 246—2008 Technical specification for pipe jacking of water supply and sewerage engineering[S]. Beijing: China Planning Press, 2008. (in Chinese))
- [22] GB 50332—2002 给水排水工程管道结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002. (GB 50332—2002 Structural design code for pipelines of water supply and waste water engineering[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2002. (in Chinese))
- [23] GB 50010—2010 混凝土结构设计规范[S]. (GB 50010—2010 Code for design of concrete structures[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010. (in Chinese))
- [24] 雷 晗. 大直径砼顶管工程中土与结构的相互作用分析[D]. 上海: 上海交通大学, 2012. (LEI Han. Study on Soil-Structure interaction during large diameter concrete pipe jacking[D]. Shanghai: Shanghai Jiao Tong University, 2012. (in Chinese))

《岩土工程学报》征订启事

《岩土工程学报》创办于 1979 年, 是我国水利、土木、力学、建筑、水电、振动等六个全国性学会联合主办的学术性科技期刊。由南京水利科学研究院承办, 国内外公开发行。主要刊登土力学、岩石力学领域中能代表当今先进理论和实践水平的科学研究和工程实践成果等。报道新理论、新技术、新仪器、新材料的研究和应用。欢迎国家自然科学基金项目及其他重要项目的研究成果向本刊投稿, 倡导和鼓励有实践经验的作者撰稿, 并优先刊用这些稿件。主要栏目有黄文熙讲座、综述、论文、短文、工程实录、焦点论坛、讨论和简讯等。

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

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

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

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

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

(本刊编辑部)

DOI: 10.11779/CJGE201710013

考虑水-岩作用特点的典型岸坡长期稳定性分析

张景昱¹, 宛良朋², 潘洪月², 李建林³, 骆祚森³, 邓华锋^{*3}

(1. 三峡大学水利与环境学院, 湖北 宜昌 443002 2. 中国三峡建设管理有限公司乌东德工程建设部, 四川 成都 610000;

3. 三峡大学三峡库区地质灾害教育部重点实验室, 湖北 宜昌 443002)

摘要: 大型水库库岸边坡长期经受库水位升降变化的影响, 其作用效应主要表现为两个方面, 一方面是水压力升降变化的影响, 另一方面是岸坡消落带岩土体的水-岩作用劣化效应。基于此, 在前期研究基础上, 考虑消落带水-岩作用的影响深度及时间效应, 建立了岩体强度劣化模型, 并结合典型库岸边坡进行了计算分析。研究表明: 库水位变化对库岸边坡稳定性影响明显, 尤其在一定时期以后, 在高水位运行期间安全系数将会出现骤减后迅速恢复的现象, 说明坡体下滑力与阻滑力的平衡被打破后又得到调整至新的平衡, 随着水-岩作用次数的增加, 这种骤减在年循环周期内, 逐渐向前推移, 且频率与减幅均有所增大, 进一步说明当水-岩作用程度越大时, 岩体平衡越容易被打破且库岸边坡稳定性越差, 而新的平衡对应的安全性逐年降低。这一现象符合重力背斜型滑坡在库水作用期间的破坏堆积过程, 研究成果对库区岸坡的稳定性计算具有一定指导意义。

关键词: 消落带; 水-岩作用; 强度劣化模型; 安全系数

中图分类号: TU 470

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)10-1851-08

作者简介: 张景昱(1987-), 男, 博士研究生, 主要从事岩土工程研究。E-mail: 304428211@qq.com。

Long-term stability of bank slope considering characteristics of water-rock interaction

ZHANG Jing-yu¹, WAN Liang-peng², PAN Hong-yue², LI Jian-lin³, LUO Zuo-sen³, DENG Hua-feng³

(1. College of Hydraulic & Environmental Engineering, China Three Gorges University, Yichang 443002, China; 2. Wudongde

Engineering Construction Department of China Three Gorges Construction Management Co., Ltd., Chengdu 610000, China; 3. Key

Laboratory of Geological Hazards in Three Gorges Reservoir Area, China Three Gorges University, Ministry of Education, Yichang 443002, China)

Abstract: In large reservoirs, the bank slopes experience the effect of water level variation for a long time. This effect mainly contains two aspects: 1) the influence of hydraulic pressure going up and down; 2) the water-rock degradation effect of rock mass in hydro-fluctuation belt. Based on the above and the previous studies and considering the depth and time of water-rock effect, the strength degradation model for rock mass is established and used to analyze a typical bank slope. The study shows that water level variation has distinct influence on the stability of bank slope. Especially after a period of time, the safety factor decreases dramatically and regains quickly during high water level operating period. It is indicated that the balance of sliding force and anti-sliding force in the bank slope is broken and then comes to a new balance. With the increasing times of water-rock effect, the dramatic decrease of safety factor appears forward during a cycle time of a year, and the frequency and decrease amplitude both increase. Furthermore, the greater the degree of water-rock interaction is, the more easily the balance of rock mass is broken and the worse the stability of bank slope is. The safety factor of bank slope in the new balance decreases year by year. This phenomenon conforms to the damage accumulation process of gravity anticline type landslide during the period of reservoir water fluctuation. This study is of a certain guiding significance to the stability calculation of bank slopes in reservoirs.

Key words: hydro-fluctuation belt; water-rock interaction; strength degradation model; safety factor

0 引言

三峡工程蓄水后, 库水位每年都按防洪、发电等调度要求在 145 m 和 175 m 之间或缓慢或快速的升

基金项目: 水利部公益性行业科研专项经费项目 (201401029); 国家自然科学基金项目 (51439003)

收稿日期: 2016-08-05

***通讯作者** (E-mail: dhf8010@ctgu.edu.cn)

降, 形成一个高达 30 m 的库水消落带。在库水大幅度涨落的条件下, 消落带部分岩土体周期性处于干燥和饱和交替的动态, 地下水时而受库水补给, 时而排出, 使岸坡部分岩土体处于“饱水-风干”的交替动态, 这种“饱水-风干”交替作用对岩土体来说是一种“疲劳作用”, 将造成岩体性质劣化, 每一次的效应可能并不一定很显著, 但多次重复作用后, 损伤效应可能会累积性发展, 直到灾变发生。

目前, 关于库岸边坡消落带水-岩作用的试验模拟研究已有丰富成果。张梁^[1]基于不同干湿循环作用下, 砂岩力学试验模拟, 分析了干湿循环, 砂岩物理力学效应; 王永新^[2]、薛晶晶等^[3]通过试验模拟, 得出: “饱水-风干”循环过程, 对岩体抗剪强度参数有显著影响; Estabragh 等^[4]、Ekrem 等^[5]认为干湿循环的过程伴随着累积性的发展^[4-5]; 李克钢等^[6]通过单轴压缩试验结果发现砂岩的破坏特征在干湿循环试验次数的影响下呈现一种从脆性到延性转化的破坏规律; Lin 等^[7]对砂岩在干湿循环作用下的力学性质变化规律进行了研究; 张鹏等^[8]通过砂岩的单轴压缩试验指出: 干湿循环作用对岩石内部结构, 因反复经历膨胀和收缩作用, 产生了损伤, 导致岩石孔隙率增大, 造成砂岩强度降低; 王莎莎等^[9]研究发现随着干湿循环次数增加, 砂岩的质量损失率呈递增规律, 体现了砂岩内的矿物组成成分和岩石结构性质在不断发生变化; 汪然等^[10]通过实验发现经过不同次数的“干湿”交替作用后, 砂岩的弹性模量和破坏脆性均有不同程度的降低; 现有研究显示“干燥-饱水”循环作用对砂岩的纵波波速、抗剪强度参数的劣化作用在循环初期的表现比较强烈, 随着“干燥-饱水”循环作用的继续进行, 其作用有所减弱, 且对黏聚力的劣化幅度大于对内摩擦角^[11-15]。

上述成果主要着重于水-岩作用的效应和机理分析, 结合库岸边坡消落带岩体强度劣化效应对岸坡的安全稳定性的研究还比较少。基于此, 本文拟结合前期考虑水压力升降变化和“饱和-风干”循环水-岩作用的试验结果, 从库岸边坡水-岩作用效应分析着手, 重点考虑库岸边坡水-岩作用的影响深度和范围, 分析建立水-岩作用下岩体强度的分布模型, 并结合典型库岸边坡进行长期稳定性计算。

1 水-岩作用下库岸边坡岩体强度劣化规律及模型

1.1 水-岩作用效应分析

三峡工程蓄水以来, 其库水位在 145 m 到 175 m 之间涨落, 涨幅为 30 m, 故消落带区域的岩体受最大水压为 0.3 MPa。其水压分布方式如图 1 所示。

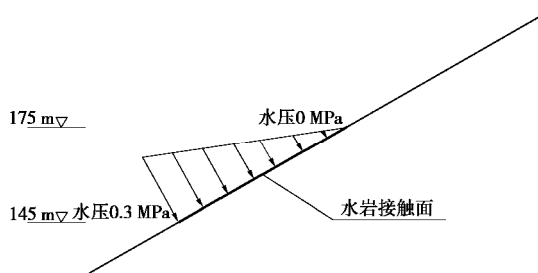


图 1 消落带区域水压分布

Fig. 1 Distribution of water pressure in hydro-fluctuation belt

文献[16]中, 针对砂岩在水-岩作用下的强度劣化开展了试验研究, 从地质学的岩石风化规律而言, 在“饱和-风干”循环若干次之后 (N 足够大时), 砂岩理论上变成黏聚力为零的砂, 内摩擦角应该变成一个不为零的较小的角, 基于这个特点并结合试验数据可以用以下函数关系式较好的拟合:

$$y(N) = y_0 [1 + a \ln(1 + bN^c)] \quad (1)$$

该函数称之为劣化函数, 其中 y 为某一参数值, y_0 为某一参数初始值, N 为干湿循环次数, a , b 和 c 为劣化函数系数。

由于三峡库区消落带的典型库岸边坡长期受到库水位升降的影响, 因此定义消落带的岩层为库水干湿循环影响区 (如图 2 所示), 该区域表面受到干湿循环的影响最大, 随着深度的增加, 影响效应逐渐减弱。在具体计算中, 依据具体地质资料来确定干湿循环影响区域岩体的深度。

对于 145 m 水位以下的岩土体, 长期处于库水浸泡作用下, 且受到库水水压变化的影响, 将该区域定义为水压加卸载影响区, 如图 2 所示。

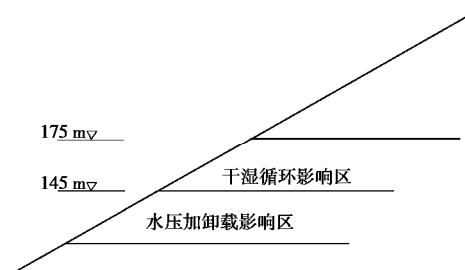


图 2 库岸边坡分区

Fig. 2 Partition in bank slope

1.2 考虑水-岩作用影响深度效应的岩体强度劣化模型

在天然状态下, 外部岩体对内部岩体具有一定的保护作用, 即内部岩体劣化速率低于外部岩体。由于水-岩作用随着岩体深度而递减, 起始面劣化最大, 终止面劣化微弱 (近似取零); 假设水-岩作用区域的岩体劣化效应随岩体深度呈线性递减变化, 那么库水干湿循环区域, 任一点的岩石强度, 可表示为

$$y(i, N) = y_0 \left[1 + \left(1 - \frac{i-1}{n} \right) a \ln(1 + bN^c) \right]$$

或 $y(i, N) = y_0 \left[1 + \left(1 - \frac{i-1}{n} \right) \Delta y \right]$ 。

(2)

如图 3 所示, 将岩体水平向一定深度的距离分为 n 等分; n ($n \geq 1$) 为其中任一等分, i 越大代表水平向深度越深, 劣化效应越弱。

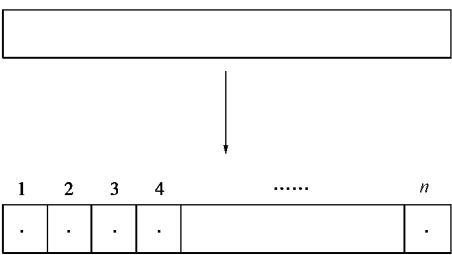


图 3 岩体强度随深度变化

Fig. 3 Change of rock mass strength with depth

1.3 考虑水-岩作用影响深度效应的参数网格划分概化模型

在消落带水-岩作用区域岩体的强度随着库水水位和岩体深度的变化是不同的, 故在计算中使用同一参数值进行赋值, 并不能体现工程的实际情况, 这样以点参数代替整个区域参数的做法存在缺陷。本文尝试减小这种做法带来的误差, 设计将整个区域的岩体分成若干个小区域, 考虑不同高度、深度的点参数代替小区域参数的作法。当这种小区域最小时, 那么其力学参数将更符合实际赋存状态。

如图 4 所示, 将整个区域划分为 m 层和 n 列, 形成 $m \times n$ 个单元网格, 然后以每个网格的中心点参数来代替该网格区域的参数。

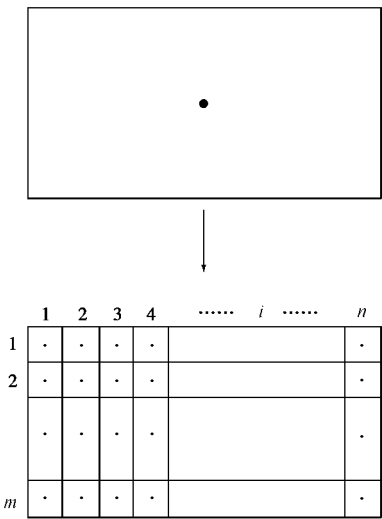


图 4 网格划分

Fig. 4 Mesh generation

以库区岸坡干湿循环影响区域的岩体为例, 则考

虑网格划分模型的参数赋值方法: 将干湿循环影响区分为 3 层, 每层由外向内分为 i 等分, 如图 5 所示。当库水水位为 175 m 时, 干湿循环影响区最大水压为 0.3 MPa, 分别采用 0.05, 0.15 和 0.25 MPa 库水压强来模拟第 1, 2 和 3 层的岩石干湿循环作用导致的岩石劣化的参数。

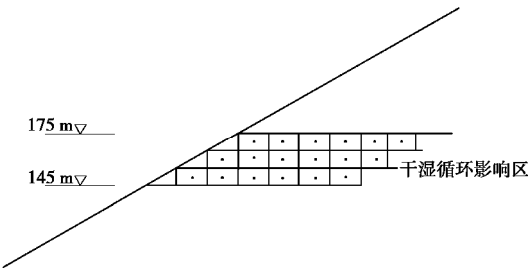


图 5 消落带影响区域网格划分

Fig. 5 Mesh in influenced area of hydro-fluctuation belt

将式 (2) 中的劣化系数 a , b 和 c 与库水水压 p 建立函数关系, 那么可以得到干湿循环影响区域的岩体参数与岩体深度、库水水压和水-岩作用循环次数的函数关系:

$$y(i, p, N) = y_0 \left[1 + \left(1 - \frac{i-1}{n} \right) a(p) \ln(1 + b(p) N^{c(p)}) \right],$$

(3)

式中, p 为库水水压与劣化函数系数 a , b 和 c 存在一定关系。

用同样的方法也可以表示水压加卸载区域的岩体强度参数。

2 水-岩作用下典型库岸边坡长期稳定性分析

2.1 地质概况

该岸坡位于长江南岸, 谢家包背斜北翼与长江形成楔形区域开口处, 岸坡地质剖面图如图 6 所示, 紫红色粉砂质泥岩与厚层黄色中砂岩互层, 成软弱相间结构, 岩层倾角 $26^\circ \sim 28^\circ$ 。滑坡的中上部为顺层基岩滑动, 位于坡表以下约 70 m, 在下部存在两种潜在滑动模式, 一种是滑面顺层间软弱面发育, 与基岩产状基本一致, 如图 6 中所示的“滑带 1”; 另一种是沿着重力背斜弯曲破坏的界面剪切破坏, 如图 6 中所示的“滑带 2”, 剪出口高程为 130 m。

库区水位达到 175 m 时, 滑坡体前缘岩土体在浸泡作用下, 一方面岸坡的受力条件将发生变化, 库水的悬浮效应将减小滑坡体的抗滑能力; 另一方面水-岩作用会导致岩土体力学参数劣化; 再者, 滑坡体前缘受江水的冲刷、侵蚀, 滑坡前缘后退, 临空面增大, 这些变化可能会导致滑坡失稳, 对长江航运安全、库容等将产生较大影响。

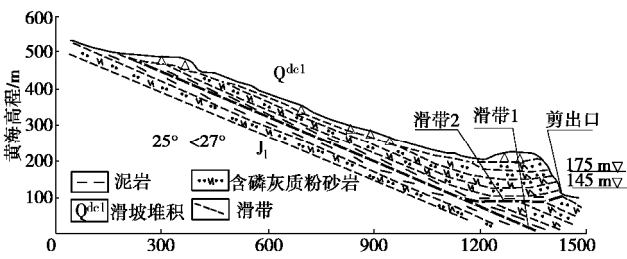


图 6 典型库岸边坡地质剖面图
Fig. 6 Geological profile of a landslide

因此，对该滑坡的长期稳定性进行分析评价是十分必要的，而且在前期研究中，对该滑坡消落带区域砂岩进行了考虑水压力升降变化和“饱和-风干”循环作用的试验研究^[16]，相关的试验结果为其长期稳定性计算分析提供了较好的基础。

2.2 计算模型及初始力学参数

由于该岸坡滑体较厚，水-岩作用对基岩的影响较小，分析过程中主要考虑了 175 m 以下滑体部分在水-岩作用下的劣化效应，结合前面提出的岩体强度参数网格划分概化模型，将 175 m 水位以下的水-岩作用影响区域进行了网格划分，并根据库岸边坡地质剖面图，建立地质模型，如图 7 所示。图中由外到内包含了覆盖层，砂岩层，泥岩层和基岩层。

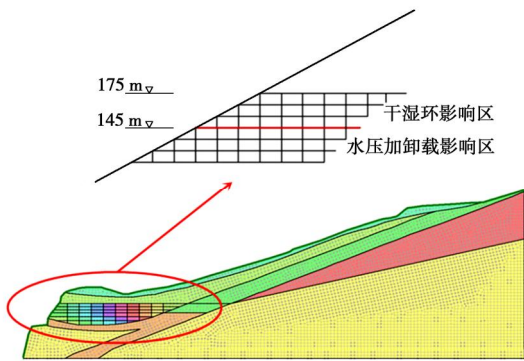


图 7 地质模型及库岸边坡岩体分区
Fig. 7 Geological model and partition in bank slope
岩土体初始参数取值如表 1 所示^[17]。

表 1 初始力学参数表

Table 1 Initial parameters

岩性	天然参数			饱和参数		
	c /MPa	φ /(°)	g /(kN·m ⁻³)	c /MPa	φ /(°)	g /(kN·m ⁻³)
覆盖层	0.032	29.0	19.80	0.027	19.0	21.0
砂岩	27.000	33.0	25.00	23.000	28.9	25.3
泥岩层	0.028	23.0	18.88	0.024	18.5	20.0
基岩	36.000	36.8	26.00	30.600	32.4	26.2

2.3 水-岩作用区域的岩体劣化模型构建

文献[16]对该滑坡消落带区域砂岩展开的一系列水-岩作用试验，本文在此基础上，分析建立岸坡消落带砂岩在干湿循环作用下的劣化模型。

根据三轴抗压强度的试验结果，应用莫尔-库仑强度准则公式，可以计算出不同静水压力情况下，不同循环次数试样的 c ， φ 值，如表 2 所示。

表 2 不同静水压力水-岩循环次数下试样 c ， φ 值变化统计表

Table 2 Statistical table of cohesion and internal friction angle of samples under different hydrostatic pressures and water-rock cycle numbers

静水压力 /MPa	循环次数	c /MPa	降低百分比/%	单次降低百分比/%	φ /(°)	降低百分比/%	单次降低百分比/%
0	初始	16.02	0.00	0.00	45.61	0.00	0.00
	1	15.62	2.50	2.50	45.02	1.29	1.29
	2	15.27	4.68	2.22	42.91	5.92	4.63
	3	14.35	10.42	5.75	41.23	9.60	3.68
	4	13.69	14.54	4.12	39.85	12.63	3.03
	5	13.15	17.92	3.37	39.17	14.12	1.49
0.4	6	12.71	20.66	2.75	38.30	16.03	1.91
	1	15.87	0.94	0.94	44.44	2.55	2.55
	2	14.78	7.74	6.77	42.85	6.03	3.48
	3	14.08	12.11	4.39	40.59	11.00	4.97
	4	13.34	16.73	4.60	39.40	13.62	2.62
	5	12.71	20.66	3.93	38.33	15.96	2.35
0.8	6	12.23	23.66	3.00	37.62	17.52	1.56
	1	15.49	3.31	3.31	44.19	3.12	3.12
	2	14.33	10.55	7.24	42.27	7.32	4.21
	3	13.63	14.92	4.40	40.42	11.37	4.05
	4	13.03	18.66	3.72	38.48	15.64	4.27
	5	12.18	23.97	5.31	37.51	17.76	2.13
	6	11.56	27.84	3.87	37.11	18.63	0.88

注：表中降低百分比为 $D_i = (c_i - c_0) / c_0 \times 100\%$ ，或者 $D_i = (\varphi_i - \varphi_0) / \varphi_0 \times 100\%$ ，单次降低百分比为 $D_i = D_i - D_{i-1}$ 。

根据表 2，分别以 c ， φ 为纵坐标，“饱和-风干”水-岩循环次数 N 为横坐标作曲线图，如图 8 所示。

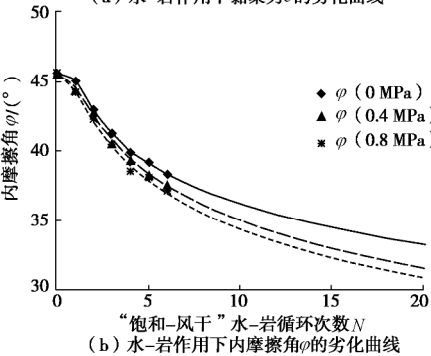
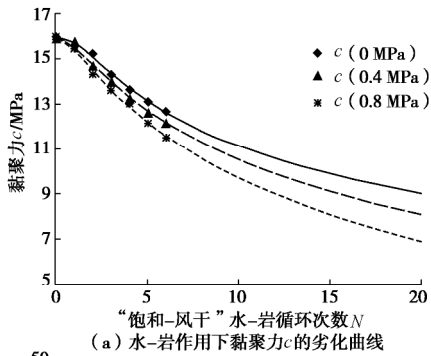


图 8 水-岩作用下黏聚力 c 和内摩擦角 φ 的劣化曲线
Fig. 8 Deterioration of cohesion c and the cohesion φ under effect of water-rock interaction

根据表 2 及图 8 试验数据的分布特点, 对 c - N 和 φ - N 进行拟合, 得到在不同静水压力下黏聚力与内摩擦角的劣化函数如下:

(1) 静水常压

$$\left. \begin{aligned} c &= c_0[1 - 0.093 \ln(1 + 0.1953N^{2.1045})], \\ j &= j_0[1 - 0.0221 \ln(1 + 0.7706N^{4.1765})]. \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

(2) 静水加压 (水压考虑 0.4 MPa)

$$\left. \begin{aligned} c &= c_0[1 - 0.1478 \ln(1 + 0.222N^{1.6082})], \\ j &= j_0[1 - 0.0464 \ln(1 + 0.6303N^{2.3776})]. \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

(3) 静水加压 (水压考虑 0.8 MPa)

$$\left. \begin{aligned} c &= c_0[1 - 0.1908 \ln(1 + 0.2343N^{1.4639})], \\ j &= j_0[1 - 0.0499 \ln(1 + 0.7835N^{2.2548})]. \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

将黏聚力 c 与内摩擦角 φ 的试验值与拟合值进行数据处理, 分别得到均值、标准差与变异系数, 如下表 3 所示。

表 3 试验值和拟合值的均值、标准差及变异系数

Table 3 Mean values, standard deviations and variable coefficients of experimental and fitted values

数据	静水 水压 /MPa	c			φ		
		均值 /MPa	标准差	变异系 数/%	均值 /(°)	标准差	变异系 数/%
试验 值	0	14.401	1.278	8.872	41.727	2.869	6.875
	0.4	14.147	1.487	10.513	41.263	3.090	7.490
	0.8	13.749	1.649	11.992	40.884	3.243	7.933
拟合 值	0	14.409	1.285	8.918	41.746	2.856	6.841
	0.4	14.110	1.419	10.057	41.283	3.079	7.460
	0.8	13.752	1.634	11.882	40.849	3.280	8.031

由表 3 可得: 试验值和拟合值的黏聚力与内摩擦角的变异系数均随着静水水压的增大而增大, 说明水压越大, 其劣化规律性越差; 同等条件下黏聚力变异系数均大于内摩擦角, 说明黏聚力劣化规律性, 差于内摩擦角, 这正体现出岩石内部结构发生变化, 抗剪强度调整的过程中, 黏聚力发生的劣化更为显著。整体上, 变异系数均小于 15%, 其拟合精度可靠。

通过黏聚力和内摩擦角劣化的拟合公式 (4)、(5) 和 (6), 可确定 a , b 和 c 值与库水水压 p 之间的函数关系, 如图 9 所示。

通过图 9 中拟合公式, 可得出不同静水压力下, 对应的系数 a , b 和 c 的值。

其中: 黏聚力劣化函数系数与水压的关系函数分别为

$$\left. \begin{aligned} a(p) &= 0.0369p^2 - 0.1518p - 0.093, \\ b(p) &= -0.045p^2 + 0.0848p + 0.1953, \\ c(p) &= 1.1p^2 - 1.6807p + 2.1045. \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

内摩擦角劣化函数系数与水压的关系函数分别为

$$\left. \begin{aligned} a(p) &= 0.065p^2 - 0.0868p - 0.0221, \\ b(p) &= 0.9172p^2 - 0.7176p + 0.7706, \\ c(p) &= 5.2378p^2 - 6.5924p + 4.1765. \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

式中, p 为库水水压。

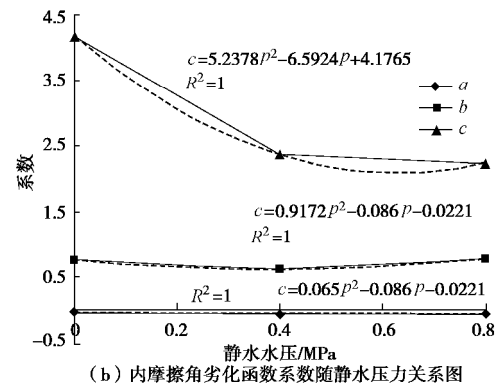
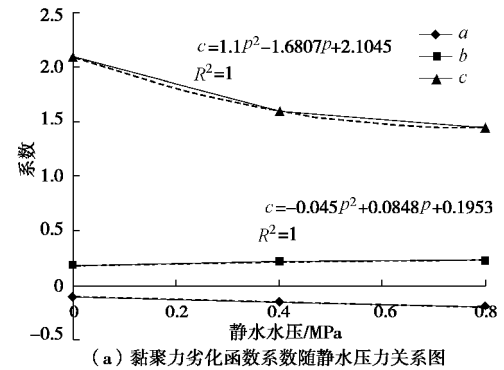


图 9 不同力学参数劣化函数系数与静水压力关系

Fig. 9 Relationship between degradation coefficient and hydrostatic pressure

将式 (7) 和 (8) 代入 (3), 得到消落带岩体抗剪强度参数随时间、深度、库水水压的劣化模型为

$$\left. \begin{aligned} c(i, p, N) &= c_0 \left[1 + \left(1 - \frac{i-1}{n} \right) (0.0369p^2 - 0.1518p - 0.093) \cdot \right. \\ &\quad \left. \ln(1 + (-0.045p^2 + 0.0848p + 0.1953)N^{(1.1p^2 - 1.6807p + 2.1045)}) \right], \\ j(i, p, N) &= j_0 \left[1 + \left(1 - \frac{i-1}{n} \right) (0.065p^2 - 0.0868p - 0.0221) \cdot \right. \\ &\quad \left. \ln(1 + (0.9172p^2 - 0.7176p + 0.7706)N^{(5.2378p^2 - 6.5924p + 4.1765)}) \right]. \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

2.4 考虑水-岩作用影响深度效应的参数赋值

由于三峡库区库水调度特点为每年 11 月到 12 月开始蓄水由 145 m 至 175 m, 保持库水位 175 m 至次年 4 月份开始泄洪, 其中 5~9 月为低水位期, 那么年周期库水升降引起的岩石干湿循环作用次数为 1 次, 那么 $T=N$ 。其中, T 为时间, 单位为年; N 为水-岩作用下干湿循环次数。

在本文计算中, 每年时间起点对应现实中 11 月份, 依次往后推一年, 为一周期; 考虑岸坡长期稳定性计算, 那么设置时间 T 分别为 1, 10, 20, 30, 40,

50, 60, 70, 80, 90, 100。

根据前文式(9)和图5, 干湿循环影响区域岩体综合力学参数的劣化模型为

第1层: 取库水水压 $p=0.05$ MPa

$$\left. \begin{aligned} c(T) &= c_0 \left[1 - 0.1004 \left(1 - \frac{i-1}{n} \right) \ln(1 + 0.1994T^{2.0232}) \right], \\ j(T) &= j_0 \left[1 - 0.0262 \left(1 - \frac{i-1}{n} \right) \ln(1 + 0.737T^{3.856}) \right]. \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

第2层: 取库水水压 $p=0.15$ MPa

$$\left. \begin{aligned} c(T) &= c_0 \left[1 - 0.1149 \left(1 - \frac{i-1}{n} \right) \ln(1 + 0.207T^{1.8771}) \right], \\ j(T) &= j_0 \left[1 - 0.0336 \left(1 - \frac{i-1}{n} \right) \ln(1 + 0.6836T^{3.3055}) \right]. \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

第3层: 取库水水压 $p=0.25$ MPa

$$\left. \begin{aligned} c(T) &= c_0 \left[1 - 0.1286 \left(1 - \frac{i-1}{n} \right) \ln(1 + 0.2137T^{1.9211}) \right], \\ j(T) &= j_0 \left[1 - 0.0398 \left(1 - \frac{i-1}{n} \right) \ln(1 + 0.6485T^{2.856}) \right]. \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

在文献[16]中, 通过试验对比分析表明, 长期浸泡导致岩体劣化的速率小于干湿循环作用下的岩体劣化速率。

参考长期浸泡水-岩作用的试验分析, 本文设置水压加卸载影响区(b区)岩体力学参数为: 第1层每等份的力学参数劣化速率为对应干湿循环影响区(a区)第一层的1半; 第2层每等份的力学参数劣化速率为对应干湿循环影响区(a区)第2层的一半; 第3层每等份的力学参数劣化速率为对应干湿循环影响区(a区)第3层的一半, 即 $\Delta y(b_{1i}) = \Delta y(a_{1i})/2$, $\Delta y(b_{2i}) = \Delta y(a_{2i})/2$, $\Delta y(b_{3i}) = \Delta y(a_{3i})/2, \dots, (i \geq 1)$ 。

2.5 不考虑水-岩作用影响深度效应的参数赋值

为了对比分析, 按照常规分析思路, 对于干湿循环影响区和水压加卸载区域的岩体不考虑水-岩作用影响深度效应, 其中, 干湿循环影响区的岩体参数统一取水-岩作用区域岩体强度等效劣化速率的一半来考虑, 水压加卸载影响区的岩体参数则统一取水-岩作用区域岩体强度等效劣化速率的四分之一来考虑, 那么参数赋值如下公式:

干湿循环影响区:

$$y = y_0 \left[1 + \frac{1}{2} a(p) \ln(1 + b(p) N^{c(p)}) \right] \quad (13)$$

水压加卸载的影响区:

$$y = y_0 \left[1 + \frac{1}{4} a(p) \ln(1 + b(p) N^{c(p)}) \right] \quad (14)$$

2.6 计算结果分析

本文采用 M-P 极限平衡法, 通过 Geo-slope 计算分析该岸坡的稳定性。M-P 极限平衡法是一种考虑土条之间相互作用力, 对滑动面的形状、静力平衡、多余未知数的选定等都不做要求的分析方法。通过假定安全系数, 迭代求得相应滑动面的安全系数。

考虑库水位升降作用, 计算得到模型中滑坡滑带1的安全系数曲线, 如图10所示。

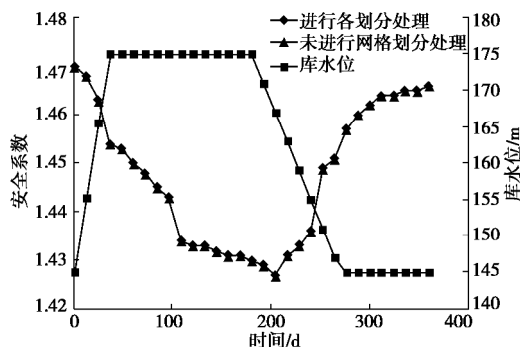


图10 滑带1安全系数随库水位变化图

Fig. 10 Change of safety factor of slip No. 1 with reservoir water level

考虑岩体强度深度效应与否, 无论在哪个周期年中, 滑带1的安全系数变化趋势均为一致。

其中, 在库水位上升过程中, 滑坡滑带1的安全系数整体上随库水位变化呈反比例关系; 在高水位时, 安全系数出现减小的趋势, 体现出了高水位时, 库水内渗, 浮重度增加导致抗滑段抗滑能力下降的过程; 在低水位时, 滑带1的安全系数有增长的趋势, 体现了库水外渗浮重度逐渐消退的过程。说明水-岩作用效应对该滑坡深层的滑动影响较小。

而当考虑岩体强度深度效应和不考虑岩体强度深度效应时, 计算得到滑带2的安全系数曲线如图11和12所示。

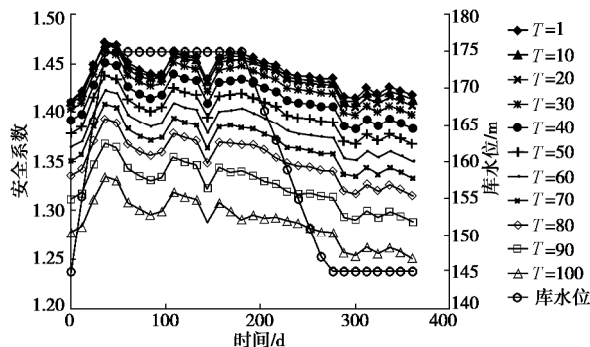


图11 考虑岩体深度效应时滑带2在不同周期年中安全系数
Fig. 11 Safety factors of slip No. 2 considering rock mass depth during different cycle years

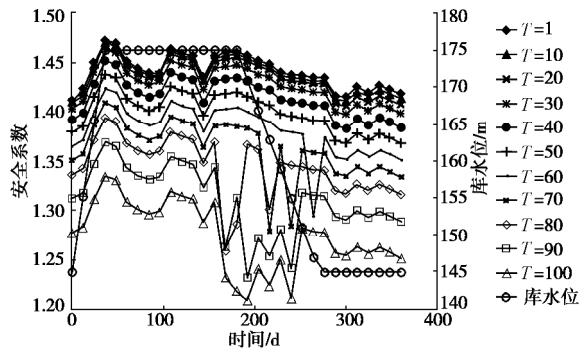


图 12 未考虑岩体深度效应时滑带 2 在不同周期年中安全系数

Fig. 12 Safety factors of slip No. 2 without considering rock mass depth during different cycle years

由图 11 和图 12 可以得到以下结论:

(1) 以考虑岩体强度深度效应时滑带 2 的安全系数为例, 在 $T=10$ 周期年内, 当库区蓄水水位上升至 175 m 的过程中, 安全系数由 1.41 上升至 1.47; 在水位保持 175 m 的情况下, 安全系数出现小幅波动; 在库水位由 175 m 下降至 145 m 的过程中, 安全系数由 1.45 下降至 1.43; 在保持 145 m 低水位的情况下, 安全系数又出现小幅波动。

由此可见, 在库水位上升的过程中, 增加了消落带岩体受到的浮托力, 因此安全系数增大; 处于高水位时, 由于水-岩作用对消落带岩体有劣化效应, 使岩体强度降低, 形成新的平衡后安全系数回升, 当水-岩作用继续劣化岩体强度, 安全系数则又出现降低后回升; 库水位下降时, 消落带岩体受到的浮托力减小, 安全系数也随之减小; 处于低水位时, 由于水-岩作用继续降低水压加卸载区域岩体的强度, 使得安全系数出现波动。

(2) 前 50 年内, 考虑岩体深度效应和未考虑岩体深度效应时, 滑带 2 的安全系数整体变化不大, 说明水-岩作用的程度还比较小, 不足以破坏库岸边坡岩体的平衡, 故岸坡处于稳定阶段。

(3) 50 年后, 当影响区域岩体未考虑岩体深度效应时, 滑带 2 的安全系数出现骤减后迅速恢复的现象, 说明坡体力的平衡被打破后又得到调整至新的平衡, 随着时间的推进, 这种骤减在年循环周期内, 逐渐向前推移, 且减幅有所增大, 骤减次数逐年增多, 说明当水岩作用程度越大时, 岩体平衡越容易被打破, 而新的平衡对应的岸坡安全性逐年降低。

当影响区域考虑深度效应的岩体劣化模型时, 滑带 2 的安全系数未出现骤减的现象, 其各年份循环周期内的安全系数整体大于未考虑深度效应的岩体劣化模型下的安全系数, 说明对作用区域考虑岩体强度深度效应, 计算结果更能体现实际工程情况。

3 结 论

(1) 考虑库水水压作用效应和岩体深度效应, 建立了考虑库水水压和岩体深度的岩体强度参数的分布模型。

(2) 考虑三峡库区典型岸坡的水-岩作用特点, 对库岸边坡水-岩作用区域进行划分; 并对影响区域的岩体进行网格概化处理, 利用强度参数分布模型进行网格单元赋值。

(3) 以三峡库区某岸坡为工程背景计算岸坡的稳定性, 得到如下结论: ①水-岩作用程度越来越大时, 水-岩作用区域的岩体平衡越容易被打破; ②在库水位上升和下降的过程中, 该库岸边坡滑带 2 的安全系数整体上随库水位变化呈正相关, 体现了库水位上升和下降引起的消落带岩体浮托力增大和减小的过程; ③而在库水位上升和下降的过程中, 该库岸边坡滑带 1 的安全系数整体上随库水位变化呈反比例关系, 体现了库水内渗和外渗引起浮重度增加和减小的过程, 最终导致抗滑段抗滑能力的增加和减小。

参考文献:

- [1] 张 梁. 酸性环境干湿交替作用下泥质砂岩宏观损伤特性研究[D]. 重庆: 重庆大学, 2014. (ZHANG Liang. Study on macro-meso damage characteristics of argillaceous sandstone under dry-wet cycle in acidic condition[D]. Chongqing: Chongqing University, 2014, (in Chinese))
- [2] 王永新. 水-岩相互作用机理及其对库岸边坡稳定性影响的研究[D]. 重庆: 重庆大学, 2006. (WANG Ying-xin. Study on the effect of water-rock interaction on stability of reservoir bank[D]. Chongqing: Chongqing University, 2006, (in Chinese))
- [3] 薛晶晶, 张振华. 干湿交替中砂岩强度与波速关系的试验研究[J]. 三峡大学学报 (自然科学版), 2011, 33(3): 51 - 54. (XUE Jing-jing, ZHANG Zhen-hua. Experimental research on relationship between strength of sandstone and wave velocity during wet and dry cycles[J]. Journal of China Three Gorges University (Natural Sciences), 2011, 33(3): 51 - 54. (in Chinese))
- [4] ESTABRAGH A R, MOGHADAS M, JAVADI A A. Effect of different types of wetting fluids on the behavior of expansive soil during wetting and drying[J]. Soils and Foundations, 2013, 53(5): 617 - 627.
- [5] EKREM Kalkan. Impact of wetting-drying cycles on swelling behavior of clayey soils modified by silica fume[J]. Applied

- Play Science, 2011, **52**(4): 345 – 352. (in Chinese)
- [6] 李克钢, 郑东普, 黄维辉. 干湿循环作用下砂岩力学特性及其本构模型的神经网络模拟[J]. 岩土力学, 2013, **34**(增刊 2): 168 – 173. (LI Ke-gang, ZHENG Dong-pu, HUANG Wei-hui. Mechanical behavior of sandstone and its neural network simulation of constitutive model considering cyclic drying-wetting effect[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(S2): 168 – 173. (in Chinese))
- [7] LIN M L, JENG F S, TSAI L S, et al. Wetting weakening of tertiary sandstones-microscopic mechanism[J]. Environ Geological, 2005, **48**: 265 – 275.
- [8] 张 鹏, 柴肇云. 干湿循环条件下砂岩强度劣化试验研究[J]. 金属矿山, 2013, **448**(10): 5 – 7, 11. (ZHANG Peng, CHAI Zhao-yun. Sandstone strength degradation experiments under the condition of dry-wet circulation[J]. Metal Mine, 2013, **448**(10): 5 – 7, 11. (in Chinese))
- [9] 王莎莎, 谢学斌, 肖崇春. 考虑干湿循环效应的砂岩边坡稳定性研究[J]. 矿冶工程, 2015, **35**(6): 20 – 24. (WANG Sha-sha, XIE Xue-bin, XIAO Chong-chun. Impact of cyclic wetting and drying on stability of sandstone slope[J]. Mining and Metallurgical Engineering, 2015, **35**(6): 20 – 24. (in Chinese))
- [10] 汪 然, 朱大勇, 姚华彦. 温度对大理岩力学性能的影响[J]. 金属矿山, 2013, **442**(4): 49 – 53. (WANG Ran, ZHU Da-yong, YAO Hua-yan. Influence of temperature on the mechanical performance of marble[J]. Metal Mine, 2013, **442**(4): 49 – 53. (in Chinese))
- [11] 刘新荣, 傅 晏, 王永新. (库)水-岩作用下砂岩抗剪强度劣化规律的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2008, **30**(9): 1298 – 1302. (LIU Xin-rong, FU Yan, WANG Yong-xin. Deterioration rules of shear strength of sand rock under water-rock interaction of reservoir[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, **30**(9): 1298 – 1302. (in Chinese))
- [12] 傅 晏. 干湿循环水-岩相互作用下岩石劣化机理研究[D]. 重庆: 重庆大学, 2010. (FU Yan. Study on water-rock interaction with the cyclic drying-wetting effect on rock[D]. Chongqing: Chongqing University, 2010. (in Chinese))
- [13] 邓华锋, 李建林, 王孔伟. "饱水-风干"循环作用下砂岩损伤劣化规律研究[J]. 地下空间与工程学报, 2011, **7**(6): 1091 – 1096, 1120. (DENG Hua-feng, LI Jian-lin, WANG Kong-wei. Research on the deterioration rules of damaged sand rock under "saturation-air dry" cycles[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2011, **7**(6): 1091 – 1096, 1120. (in Chinese))
- [14] 邓华锋, 李建林, 朱 敏. 饱水-风干循环作用下砂岩强度劣化规律试验研究[J]. 岩土力学, 2012, **33**(11): 3306 – 3312. (DENG Hua-feng, LI Jian-lin, ZHU Min. Experimental research on strength deterioration rules of sandstone under "saturation-air dry" circulation function[J]. Rock and Soil Mechanic, 2012, **33**(11): 3306 – 3312. (in Chinese))
- [15] 黄维辉. 干湿交替作用下砂岩劣化效应研究[D]. 昆明: 昆明理工大学, 2014. (HUANG Wei-hui. Study on sandstone degradation effect under the action of alternating wet[D]. Kunming: Kunming University of Science and Technology, 2014. (in Chinese))
- [16] 邓华锋. 库水变幅带水-岩作用机理和作用效应研究[D]. 武汉: 武汉大学, 2010. (DENG Hua-feng. Study on the mechanism and effects of water-rock interaction under water level change region[D]. Wuhan: Wuhan University, 2010. (in Chinese))
- [17] 林宗元. 岩土工程勘察设计手册[M]. 沈阳: 辽宁科学技术出版社, 1996. (LIN Zong-yuan. Geotechnical engineering survey and design manua[M]. Shenyang: Liaoning Science and Technology Press, 1996. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201710014

水下岩溶浆液抗分散性质试验研究及工程应用

张 聪¹, 阳军生¹, 张贵金², 叶新田¹, 张智博³, 雷金山¹

(1. 中南大学土木工程学院, 湖南 长沙 410075; 2. 长沙理工大学水利学院, 湖南 长沙 410041; 3. 中铁十四局集团隧道工程有限公司, 山东 济南 250000)

摘 要: 开发了一种水下岩溶注浆材料抗分散性质测试装置, 能科学评价注浆浆液的抗分散性质。利用该装置进行了改性黏土水泥膏浆充填水下岩溶的抗分散性质试验, 采用留存率指标对浆液在不同水固比、岩溶水流速下的抗分散性质进行了定量评价, 并对留存体进行物理力学性能测试。试验表明, 改性黏土水泥膏浆抗分散性能受浆液水固比、岩溶充填物及岩溶水流速等因素影响明显, 在不大于 0.8 m/s 的岩溶水流速下浆液抗分散性能良好, 随着浆液水固比或岩溶水流速的减小, 浆液留存率呈增大趋势, 而充填物的存在会显著提高浆液的留存率。取留存体进行物理力学性能测试, 留存体密实度受充填物影响较大, 浆液水固比次之, 岩溶水流速影响较小; 动水岩溶环境下注浆时, 浆液顺水扩散距离大于逆水扩散距离, 浆液黏度对扩散距离影响明显, 岩溶水流速有利于浆液沿顺水流方向扩散而抑制浆液沿逆水流方向扩散; 留存体 28 d 抗压强度受抗冲条件影响明显, 影响因素中充填物对留存体的抗压强度影响最大, 其次为浆液水固比和岩溶水流速, 岩溶水养护环境下 28 d 抗压强度明显小于淡水环境养护, 但仍可达 3 MPa。经工程应用原型试验表明, 改性黏土水泥膏浆可用于一定岩溶水流速下的岩溶区治理, 室内试验提出的水下岩溶治理工程浆液配比选取原则可行, 可为盾构隧道水下岩溶注浆治理提供理论指导。

关键词: 盾构隧道; 水下岩溶; 改性黏土水泥膏浆; 抗分散性质; 留存体

中图分类号: TU94

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)10-1859-08

作者简介: 张 聪(1988-), 男, 博士研究生, 主要从事基础处理及隧道工程等方面的科研。E-mail: zc8023cl@163.com。

Experimental study and engineering application of anti-washout properties of underwater karst grout

ZHANG Cong¹, YANG Jun-sheng¹, ZHANG Gui-jin², YE Xin-tian¹, ZHANG Zhi-bo³, LEI Jin-shan¹

(1. School of Civil Engineering, Central South University, Changsha 410075, China; 2. School of Hydraulic Engineering, Changsha University of Science and Technology, Changsha 410114, China; 3. Tunnel Engineering Co., Ltd., China Railway 14th Bureau Group, Jinan 250000, China)

Abstract: The test apparatus for underwater karst grouting materials, which be used to evaluate the anti-washout properties of grout, is developed. Using this device, a series of anti-washout property tests on modified clay cement paste grout in underwater karst fillings are conducted. The retention ratio index of grout is utilized for the quantitative evaluation of the anti-washout properties of grout, and the tests on physical and mechanical properties of retained body are also carried out. The result shows that the anti-washout properties of modified clay cement paste grout are greatly affected by the water cement ratio of grout, karst fillings and velocity of water flow. The anti-washout properties of grout are relatively good when the velocity of karst water flow is no more than 0.8 m/s. With the increasing water cement ratio of grout or the decreasing water flow velocity, the retention ratio of grout tends to increase and can be significantly improved with the existence of karst filling materials. The physical and mechanical performance tests on the retained body indicate that the density is greatly influenced by the filling materials. When grouting under hydrodynamic environment, the downstream grout diffusion distance is greater than the upstream one. The viscosity of grout has a great effect on the diffusion distance, and the velocity of karst water flow can be in favour of the diffusion of grout along the water flow direction and restrain the diffusion along the reverse water flow direction. The 28-d compressive strength of retained body is deeply influenced by filling materials. The 28-d compressive strength under karst water condition is significantly less than that under freshwater condition, but it is still up to 3 MPa. The engineering application of prototype tests indicates that the modified clay

基金项目: 国家自然科学基金项目(51279019); 中国电力投资集团公司重大科技计划项目(2011-036-WLDKJ-X); 中南大学中央高校基本科研业务费专项资金项目(2016zzts075)

收稿日期: 2016-07-04

cement paste grout can be used for treatment of karst areas under certain velocities of karst water. The formula for grout in underwater karst treatment derived by indoor tests is feasible and may provide theoretical guidance for underwater karst grouting of shield tunnels.

Key words: shield tunnel; underwater karst; modified clay cement paste; anti-dispersion property; retention body

0 引言

盾构隧道穿越岩溶地层时,经常面临掌子面失稳、盾构下沉及局部液化等工程事故,而压力注浆是工程实践中广泛采用的岩溶处理手段^[1-3]。在动水岩溶治理工程中,传统水泥单液浆稳定性差,岩溶水下易于冲刷,难于达到加固防渗要求^[4-5],注浆浆液是否具有好的岩溶水下抗分散性质与留存体物理力学性能是岩溶区水下盾构隧洞施工和长期运营的重要保障。目前,学者对于浆液抗分散性质的研究相对较少,如 Khayat 等^[6-7]提出了一种未考虑实际动水条件的简易测试方法;李利平等^[8]研制了一种具有凝结时间快、遇水迅速膨胀等特性的马丽散浆液,并通过室内试验定量评价了浆液的抗冲刷性能;刘人太等^[9]将注浆材料置于大理石板上,对比分析 30 min 后浆液凝胶体在静水与动水条件下的质量变化,提出采用留存率来评价浆液抗分散性质;袁敬强等^[10]考虑浆液在未凝胶之前即面临动水冲刷的关键过程,开展了速凝浆液的抗分散性质试验,并定义浆液留存率指标,对速凝浆液在动水条件下的抗分散性质进行定量评价。但遗憾的是,尚未有学者进行岩溶水环境下浆液的抗分散性及留存体基本性能研究。

为了科学评价岩溶水环境下浆液抗分散性及留存浆液的基本性能,本文设计了水下岩溶浆液抗分散性质试验装置,进行多因素影响下的浆液抗分散性质和留存体物理力学性能试验,并通过工程应用原型试验论证了试验结果的正确性,以期科学评价水下岩溶注浆材料能否达到盾构隧道施工和长期运营要求提供依据。

1 水下岩溶浆液抗分散性质试验

1.1 试验装置

为了探讨水下不同充填物岩溶注浆时,浆液水固比、岩溶水流速与浆液抗分散性质及留存体的基本性能的关系,研制了一种水下岩溶浆液抗分散性质试验装置。该装置主要由岩溶水供应系统、可视化水槽与溶洞、注浆系统、废液收集系统及量测系统五部分构成,如图 1、2 所示。

(1) 岩溶水供应系统

岩溶水供应系统主要由空压机、岩溶水储罐、调节阀及高压水管组成,利用空压机产生适宜压力,将

岩溶水压入高压水管内,并通过调节进水口阀门控制岩溶水流速。空压机可供压力最大达 2 MPa,岩溶水储罐可储存 300 L 岩溶水,罐顶设置有加液单向阀和泄气阀,高压水管内径为 4 cm。

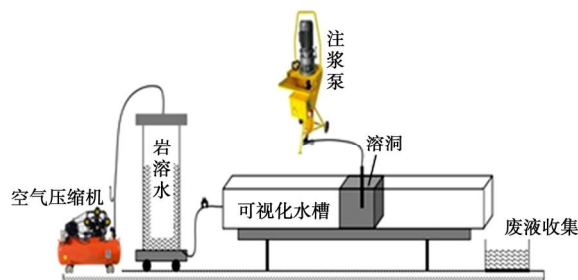


图 1 试验装置示意图

Fig. 1 Schematic view of laboratory grouting test device



图 2 试验装置实拍

Fig. 2 Laboratory grouting test device

(2) 可视化水槽与溶洞

可视化水槽与溶洞由高压有机玻璃和角钢等组装而成,并置于可调节高度的铁架上。可视化水槽尺寸为 200 cm×35 cm×35 cm,水槽前端与高压水管连接,后端设置有滤网,利于废液收集。可视化溶洞尺寸为 30 cm×30 cm×30 cm,上端设有可与注浆管连接的丝扣,四周用布满孔洞的有机玻璃板和角钢组装,溶洞内可充填淤泥、细砂等。

由于岩溶围岩裂隙的复杂性,且试验主要探讨浆液自身和注浆参数对浆液抗分散性质及留存体性能的影响,固仅考虑均匀裂隙下细砂不被水流带出溶洞的情况,孔洞设置大小为 0.25 mm,且尽量布满整个有机玻璃板,减小对岩溶水的阻碍。

(3) 注浆系统

注浆系统由螺杆注浆泵、注浆软管、压力表及注

浆管等组成,可真实模拟注浆过程。注浆泵容量最大可达 20 L,压力表可监测注浆过程压力变化情况,注浆软管与注浆管止浆通过丝扣连接,注浆管长 30 cm,内径为 4 cm。

(4) 废液收集及量测系统

废液收集主要由废液收集桶及内置的滤网组成。监测系统主要包括秒表、电子秤、环刀及取样刀等,电子秤可测得注浆前后溶洞质量,环刀和取样刀用于取样。

(5) 试验装置工作机理

调设空气压缩机压力值,将储水罐内的岩溶水压入高压水管内,通过调节阀控制岩溶水进水流速和可视化水槽排水口流速,直至可视化水槽内水流稳定。将配制好的浆液倒入注浆泵内,通过注浆泵注入可视化溶洞内,待浆液全部注入后观察可视化水槽内后端,直至后端尾水较清澈时,关闭进水阀,排出可视化水槽内岩溶水,称量溶洞重量,并取样对留存体进行基本物理力学性能测试。

1.2 试验材料

(1) 岩溶水及溶洞充填物

参考大量实际工程水文地质资料,配制含典型离子含量的岩溶水和常见的细砂类、淤泥类充填物。其中,淤泥含水率 85%,液限 65.2%,塑性指数 13,相对密度为 1.22;细砂含水率 4.5%,表观密度 2.11 g/cm³。配制的岩溶水各离子含量,见表 1。

表 1 配制岩溶水成分表

Table 1 Formulation ingredients of karst water (mg/L)				
离子种类	氯离子 (Cl ⁻)	硫酸根离子 (SO ₄ ²⁻)	碳酸氢根离子 (HCO ₃ ⁻)	镁离子 (Mg ²⁺)
浓度	1.310	7.170	5.237	4.688

(2) 注浆材料

试验采用自制的改性黏土水泥膏浆,由水泥、黏土、水及改性剂组成。其中,水泥为 42.5R 普通硅酸盐水泥,水泥细度通过 80 μm 方孔筛的筛余量不大于 5%,性能满足 GB175—2007 标准的有关要求;黏土采用现场附近较纯的优质黏土,塑性指数 29,黏粒(粒径<0.005 mm 为 60%,原浆比重为 1.25;改性剂成分为:A(矿物类添加剂 sodium aluminate)+B(活性剂 calcium lignosulfonate)。

1.3 试验步骤

首先配制好足量的岩溶水,倒满整个储水罐,并按图 1 所示连接好各组件,检查试验装置气密性。将可视化溶洞上盖打开,安装好注浆管,并按试验需求不装或装填满淤泥、细砂等,并称量溶洞质量(M₀)。然后,调节空气压缩机及前后端水阀,将可视化水槽

内水流采用浮标法调设到对应恒定流速 v (0.2, 0.5, 0.8 m/s)。待可视化水槽内水流稳定后,配制工程上常用的浆液水固比 W/C (0.8:1, 1:1, 1.2:1) 置于注浆泵内,开启注浆泵注浆,待浆液全部注入后,关闭注浆泵,观察可视化水槽尾部水流,直至尾部水流较清澈时,关闭可视化水槽前端水阀,将空压机关闭,卸排掉储水罐、管道及可视化水槽内岩溶水,再次称取可视化溶洞质量(M_S),并按要求对留存体进行取样,进行密实度、黏度及岩溶水养护下的结石体强度测试。

2 试验结果与分析

采用全面试验法对改性黏土水泥膏浆进行抗分散性质试验,共计 21 组(由于含淤泥类溶洞在动水下易被冲蚀,只考虑低水流情况),测定浆液注入前后可视化溶洞总质量,计算得到浆液留存率 GRR,见表 2。

表 2 浆液抗分散性质试验结果

Table 2 Results of anti-washout property tests				
试验序号	充填物类型	动水流速 v / (m·s ⁻¹)	水固比 W/C	GRR / %
1	不含充填物	0.2	0.8	96.20
2		0.2	1.0	93.90
3		0.2	1.2	85.33
4		0.5	0.8	90.93
5		0.5	1.0	85.37
6		0.5	1.2	75.74
7		0.8	0.8	77.60
8		0.8	1.0	76.87
9		0.8	1.2	62.62
10	含细砂	0.2	0.8	95.53
11		0.2	1.0	95.25
12		0.2	1.2	93.19
13		0.5	0.8	91.19
14		0.5	1.0	86.35
15		0.5	1.2	76.16
16		0.8	0.8	81.40
17		0.8	1.0	77.15
18		0.8	1.2	73.07
19	含淤泥	0.2	0.8	94.63
20		0.2	1.0	93.98
21		0.2	1.2	88.19

2.1 水固比对浆液抗分散性质的影响

不同岩溶水流速下,浆液留存率试验曲线如图 3 所示。

由图 3 可知,在不大于 0.8 m/s 的岩溶水流速下,改性黏土水泥膏浆在充填不同类型溶洞时浆液留存率均达 63% 以上,主要为改性剂 A 加入黏土水泥浆液后会发生复杂的物理化学反应,改善浆液稳定性,生成的 Al(OH)₃ 和 3CaO·Al₂O₃·6H₂O 等水化产物进一步促进了水泥水化反应,从而使浆液迅速凝固,大幅度提高了浆液的整体性与黏聚力,使得该浆液具有一定的岩溶动水抗分散特性。而随着改性黏土水泥膏浆水固比的减小,浆液留存率呈增大趋势,最大可达 96%,

表现出水固比较小的稠浆抗分散性质相对更好；而对比不同充填物溶洞下浆液抗分散性可知，含充填物的溶洞浆液留存率要明显高于不含充填物的溶洞浆液留存率，且水固比越大表现得越明显。分析产生上述现象的原因，浆液的水固比越大，水泥与黏土形成的黏土水泥球团粒总量相应减少，与矿物类添加剂 A 反应生成的 $\text{Al}(\text{OH})_3$ 和 $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$ 等水化产物也相应减少，进而导致浆液稳定性变差，胶凝过程减缓，更易被岩溶水冲蚀，而当溶洞内有充填物时，充填物不仅会降低岩溶水的冲刷力，且充当了注浆材料胶凝过程的外骨架结构，能进一步提高留存体的整体稳定性和黏聚力。

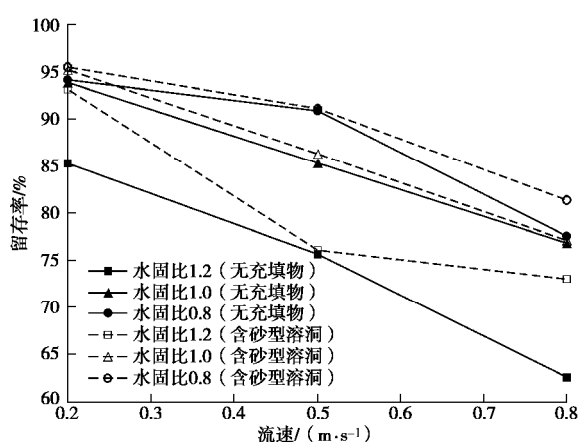


图3 水固比 W/C 对浆液留存率 GRR 影响曲线

Fig. 3 Experimental curves of GRR under different ratios of water to cement

因此，只要确保浆液能达到可泵性要求，为提高充填型溶洞注浆浆液的抗分散性，可考虑使用水固比较低的浆液，而为了提高无充填物类型溶洞注浆浆液的抗分散性，可在浆液内适当掺入细砂，但为确保浆液可泵性和流动性细砂掺入量宜小于 30%。

2.2 岩溶水流速对浆液抗分散性质的影响

岩溶水不同流速下，浆液留存率试验曲线见图 4。

由图 4 可知，浆液在充填不同类型充填物溶洞时，均呈现出相同规律，即随着浆液水固比的减小，浆液留存率呈增大趋势，水固比较小的浆液抗分散性质相对较好；而比较浆液充填不同充填物溶洞的浆液留存率可知，同一水固比下，含充填物的溶洞浆液留存率要明显高于不含充填物的溶洞浆液留存率，含细砂类岩溶浆液留存率略大于含淤泥类岩溶浆液留存率，且流速越大、水固比越大表现得越明显。分析上述原因，浆液水固比越大，一方面黏土水泥浆液水化产物总量相对应的会减少，加入改性剂 A 后反应生成的 $\text{Al}(\text{OH})_3$ 和 $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$ 等水化产物总量也对应减少，从而使得浆液凝胶过程变缓。另一方面，浆液

水固比越大，浆液中自由水含量也相应增加，自由水的增加会导致浆液中离子浓度的降低，从而会降低改性剂 A 的促凝速度。因此，在确保浆液可泵性和流动性的条件下，可采取水固比较低或黏土原浆比重较大等抗分散性质较好的浆液配比方案。

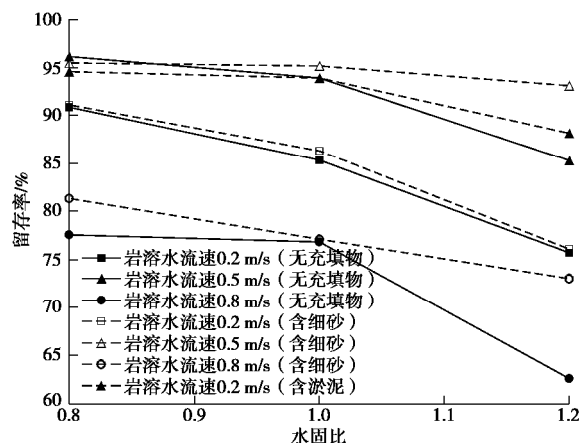


图4 流速对浆液留存率 GRR 影响试验曲线

Fig. 4 Experimental curves of GRR under different water velocities

另外，当调节岩溶水流速至 1 m/s 时，改性黏土水泥膏浆留存率急剧下降，而通过调节水固比、掺细砂等方式，尚不能得到明显改善，仍达不到封水堵漏的作用，表明改性黏土水泥膏浆仅适宜于流速不大于 1m/s 的水下岩溶区治理。

2.3 浆液抗分散性质影响因素多元回归分析

为了定量评价不同岩溶充填物下，浆液水固比和岩溶水流速对改性黏土水泥膏浆抗分散性质的影响，待试验数据进行标准化处理后，采用 SPSS 软件进行多元回归分析^[11]，得到不同岩溶充填物下，浆液留存率与各影响因素之间的关系为

$$\text{GRR}_1 = 1.33 - 0.32[v] - 0.35[W/C] \quad (1)$$

$$\text{GRR}_2 = 1.22 - 0.22[v] - 0.30[W/C] \quad (2)$$

$$\text{GRR}_3 = 0.50 - 0.63[W/C]^2 - 5.38[v][W/C] \quad (3)$$

式中， GRR_1 ， GRR_2 及 GRR_3 分别为无充填物、含细砂及含淤泥的溶洞浆液留存率； $[W/C]$ ， $[v]$ 分别为标准化处理后的浆液水固比和岩溶水流速，多元回归分析的复相关系数分别为 $r_{\text{GRR}_1}^2 = 0.924$ ， $r_{\text{GRR}_2}^2 = 0.904$ ， $r_{\text{GRR}_3}^2 = 0.988$ 。

由式 (1) ~ (3) 可以看出：浆液留存率与动水流速 v ， W/C 均呈负相关关系；岩溶水流速对浆液的留存率影响最大，水固比次之；不同充填物下水固比影响权重不一，随着浆液水固比的减小，浆液留存率增加。

3 留存体物理力学性能研究

3.1 留存体密实度

采用环刀法对留存体进行密实度测试, 为尽量减少试验误差, 每组进行 3 次取样, 计算密实度平均值, 测试结果见表 3、图 5。

表 3 留存体密实度测试结果

Table 3 Test results of density of retained body				
试验 序号	充填物 类型	流速 v $/(m \cdot s^{-1})$	水固比 W/C	密实度 /%
1	不含 充填物	0.2	0.8	59.38
2		0.2	1.0	53.74
3		0.2	1.2	47.57
4		0.5	0.8	57.93
5		0.5	1.0	51.08
6		0.5	1.2	50.53
7		0.8	0.8	55.77
8		0.8	1.0	50.30
9		0.8	1.2	46.13
10	含 细 砂	0.2	0.8	77.37
11		0.2	1.0	74.09
12		0.2	1.2	71.94
13		0.5	0.8	75.60
14		0.5	1.0	73.88
15		0.5	1.2	71.29
16		0.8	0.8	74.98
17		0.8	1.0	73.70
18		0.8	1.2	70.83

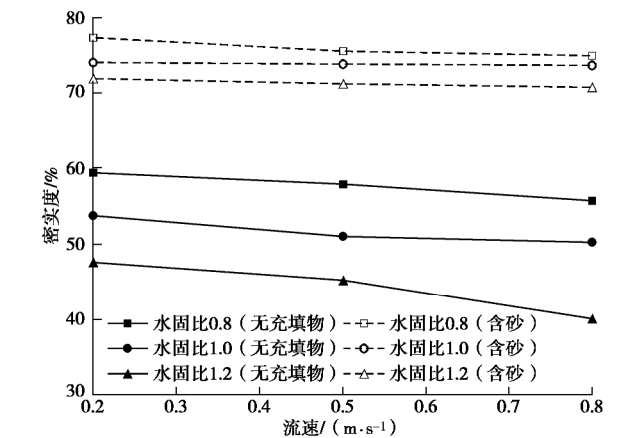


图 5 留存体密实度试验曲线

Fig. 5 Test curves of density of retained body

由表 3、图 5 可以看出, 留存体密实度与浆液抗分散条件密切相关, 充填物影响最明显, 浆液水固比影响次之。含砂类溶洞浆液留存体密实度均大于 70%, 远大于未含充填物的溶洞浆液留存体密实度; 随着浆液水固比的增大, 留存体密实度呈减小趋势; 岩溶水流速对浆液留存体密实度影响不明显。其主要原因为, 浆液水固比越小, 浆液越稠, 在有充填物的岩溶充填注浆过程中更易产生挤密效应, 从而留存体更密实。

3.2 留存体黏度及扩散距离

留存体的流变特性对注浆的影响主要体现在可灌性与浆液扩散距离两方面。对于水下岩溶注浆而言, 留存体的流变性主要反映出留存体充填满岩溶后向四周裂隙岩溶扩散的能力, 当作用于改性黏土水泥膏浆

上的剪切力小于屈服强度时, 浆体静止不动, 只有当剪切力超过屈服强度之后浆体才开始运动。采用 R/S+plus 流变仪对留存体进行黏度测试, 保持转子剪切速率为 30 s^{-1} 不变, 测得留存体黏度和剪切力, 并引用相关学者研究成果^[12], 分析留存体流变特性对扩散距离的影响, 采用式 (4)、(5) 计算浆液扩散距离, 计算结果具体见表 4。

当浆液扩散与水流方向一致时:

$$t = \frac{6h}{b^2 \left(p_0 + \frac{1}{2} r_w v^2 \right)} \left(r^2 \ln \left(\frac{r}{r_0} \right) - \frac{r^2 - r_0^2}{2} \right), \quad (4)$$

当浆液扩散与水流逆向时:

$$t = \frac{6h}{b^2 \left(p_0 - \frac{1}{2} r_w v^2 - p_c \right)} \left(r^2 \ln \left(\frac{r}{r_0} \right) - \frac{r^2 - r_0^2}{2} \right). \quad (5)$$

式中 t 为注浆时间, 计算时取 $t=900\text{ s}$; h 为浆液黏度 ($\text{Pa}\cdot\text{s}$); P_0 为注浆压力, 计算时取 1 MPa ; P_c 为静水压力 (Pa); r_w 为水的密度 (kg/m^3); v 为水流流速 (m/s); b 为裂隙开度, 取 0.1 cm ; r 为浆液扩散半径 (m); r_0 为注浆孔半径, 取 0.375 m 。

表 4 留存体扩散距离计算

Table 4 Calculation of retained diffusion distance					
试验 序号	流速 v $/(m \cdot s^{-1})$	水固比 W/C	初始黏度 $/(pa \cdot s^{-1})$	扩散距离/m	
				顺水	逆水
1	0.2	0.8	42.75	1.48	1.13
2	0.2	1.0	37.96	1.55	1.25
3	0.2	1.2	16.68	1.64	1.37
4	0.5	0.8	25.06	1.67	0.82
5	0.5	1.0	18.13	1.77	0.91
6	0.5	1.2	11.30	1.83	1.09
7	0.8	0.8	07.96	1.85	0.73
8	0.8	1.0	07.84	1.86	0.77
9	0.8	1.2	07.75	1.92	0.89

由表 4 易知, 动水岩溶环境下注浆时, 浆液顺水扩散距离大于逆水扩散距离; 顺水和逆水条件下, 浆液扩散距离与浆液留存体黏度成反比, 与浆液水固比成正比, 浆液扩散距离随着浆液黏度的减小而增大, 随着水固比降低而减小; 顺水条件下, 浆液扩散距离与岩溶水流速成正比, 逆水条件下, 浆液扩散距离与岩溶水流速成反比, 表明岩溶水流速有利于浆液沿顺水流方向扩散而抑制浆液沿逆水流方向扩散。

3.3 留存体抗压强度

留存体抗压强度是盾构机能否顺利施工及隧道后期运营的最主要影响因素。对每组留存体进行取样, 尺寸为 $7.07\text{ cm} \times 7.07\text{ cm} \times 7.07\text{ cm}$, 并置于岩溶水内养护至 28 d , 采用伺服压力机进行无侧限抗压强度的测定, 结石体岩溶水养护见图 6, 测试结果见表 5。

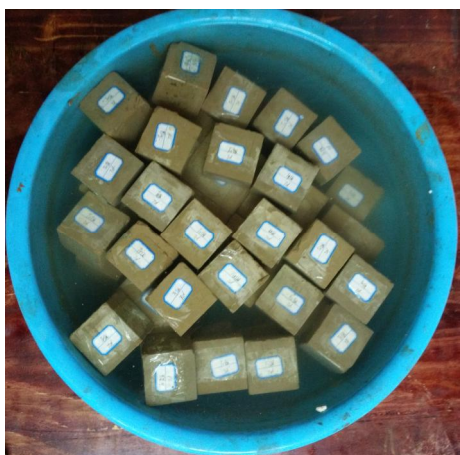


图 6 留存体结石体养护
Fig. 6 Maintenance of stone body

表 5 留存体抗压强度

Table 5 Compressive strengths of stone body

试验 序号	充填 物类型	流速 v $/(m \cdot s^{-1})$	水固比 W/C	岩溶水养护 28 d 抗压强度/MPa
1	不含 充填 物	0.2	0.8	3.96
2		0.2	1.0	3.91
3		0.2	1.2	3.79
4		0.5	0.8	3.71
5		0.5	1.0	3.64
6		0.5	1.2	3.55
7		0.8	0.8	3.51
8		0.8	1.0	3.35
9		0.8	1.2	3.13
10	含 细 砂	0.2	0.8	6.01
11		0.2	1.0	5.92
12		0.2	1.2	5.75
13		0.5	0.8	5.48
14		0.5	1.0	5.03
15		0.5	1.2	4.96
16		0.8	0.8	4.72
17		0.8	1.0	4.61
18		0.8	1.2	4.53

由于岩溶水对试样的侵蚀是一个长期过程，仅观察 28 d 的留存体抗压强度并不能得出岩溶水对试样的侵蚀规律。但总体而言，改性黏土水泥膏浆抗侵蚀能力较强，28 d 抗压强度可达 3 MPa；留存体 28 d 抗压强度受抗冲条件影响明显，影响因素中充填物对留存体的抗压强度影响最大，其次为浆液水固比和岩溶水流速；随着浆液水固比的增大或岩溶水流速的增大，留存体抗压强度随之减小。

4 改性黏土水泥膏浆适用性分析

在盾构隧道水下岩溶治理工程中，尤其涉及环保性要求时，可综合考虑施工条件、注浆要求等来选择合适配比的改性黏土水泥膏浆。根据水下岩溶抗分散性和留存体性能试验结果，提出水下岩溶治理工程的改性黏土水泥膏浆配比选取原则：

当岩溶水流速 $v \leq 0.2 \text{ m/s}$ 时，在满足浆液可泵性和流动性要求下，可以通过调整水固比来达到较高的

浆液留存率和较优的留存体性能，能满足盾构隧道施工和运营要求。

当岩溶水 $0.5 \text{ m/s} \leq v \leq 0.8 \text{ m/s}$ 时，在满足浆液可泵性和流动性要求下，对于含充填物型溶洞可以通过调整水固比来达到较高的浆液留存率和较优的留存体性能，而对于未含充填物的溶洞，可采用掺砂（细砂掺量宜小于 30%）等方式来达到较高的浆液留存率和较优的留存体性能，能满足盾构隧道施工和运营要求。

当岩溶水 $v > 1.0 \text{ m/s}$ 时，改性黏土水泥膏浆留存率急剧下降，而通过调节水固比、掺细砂等方式，尚不能得到明显改善，达不到封水堵漏的作用。

5 工程应用原型试验

长沙市轨道交通 3 号线一期工程阜埠河站至灵官渡站区间全长约 2663 m，越江部分达 1400 m。工程勘测表明，该区间地层上部为填土、粉砂、卵石等，基岩主要为白云质灰岩、砂岩、砾岩，渗透系数达 $2.1 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$ 。在橘子洲梅园和湘江西河汉区间溶洞强烈发育，岩溶发育区约 323 m，详勘共 36 个钻孔，见洞率约 80.6%。溶洞为 1~12 层串珠状发育，溶洞顶板埋深最浅为 2.5 m，最深为 60 m，最高洞高达 22.46 m，岩溶构造形态不同，且垂直分布规律不明显。溶洞多数有充填，充填物为细沙、淤泥等，部分为空洞。岩溶水与湘江贯通，具有承压性，岩溶水流速在 $0.2 \sim 0.5 \text{ m/s}$ 之间。隧道主要穿越地层为中、强风化砂岩，中、强风化砾岩，中风化灰岩，围岩级别主要为 V~VI 级，具体见图 7。

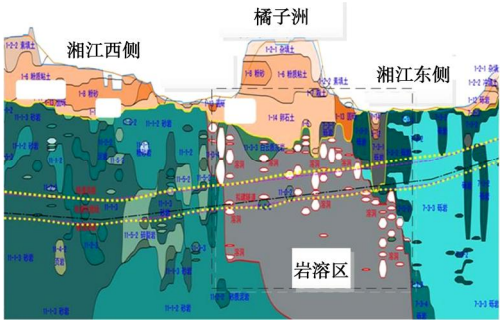


图 7 工程地质图

Fig. 7 Engineering geological map

为确保盾构机能顺利通过该区间，宜预先采用地表注浆进行治理。若采用传统注浆材料则水泥单液浆注浆易稀释，水玻璃双液浆、化灌浆液注浆污染江水。考虑国内尚无类似工程借鉴，研究提出采用改性黏土水泥膏浆进行现场原型试验。施工时，依据现场注浆试验成果，试验设计最大灌浆压力为 $1.0 \sim 1.5 \text{ MPa}$ ，结合室内浆液抗分散性质和留存体性能试验结果，控制浆液原浆比重 $1.25 \sim 1.30$ ，水固比 $0.8:1 \sim 1.2:1$ ，

偏铝酸盐 2%、木质磺酸盐 0.2% (占水泥质量)。其中, 对于岩溶水流速 $v \leq 0.2$ m/s 的区域采用水固比为 1:1 的浆液, 岩溶水 0.2 m/s $\leq v \leq 0.5$ m/s 的区域采用水固比为 0.8:1 的浆液, 岩溶水 $v > 0.5$ m/s 的区域采用水固比为 1:1 的浆液, 并掺入 20% 细砂。按 3 排梅花型布孔, 孔排距均为 1.0 m, 采用自下而上, 分段灌注。

注浆施工结束后, 采用钻孔取芯、注水试验及电法等手段对注浆效果进行评价。结果表明, 该区间地层连续性、整体性得到明显提高, 止水加固效果显著, 地层渗透系数降至 5.2×10^{-5} cm/s, 达到了预期效果, 注浆前后钻孔取芯样见图 8。

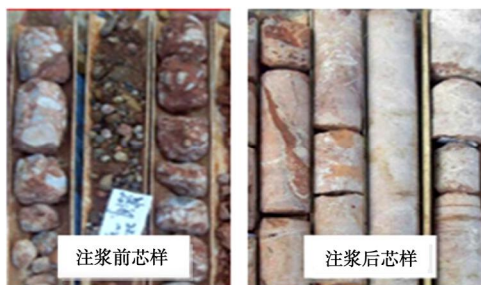


图 8 注浆前后芯样

Fig. 8 Core samples before and after grouting

6 结 论

为了科学评价岩溶水环境下浆液抗分散性质及留存体的基本物理力学性能, 设计了水下岩溶浆液抗分散性质试验装置, 进行了多因素影响下的浆液抗分散性质试验, 并对留存体进行了密实度、黏度及抗压强度等测试, 主要结论如下:

(1) 改性黏土水泥膏浆抗分散性能受浆液水固比、岩溶充填物及岩溶水流速等因素影响明显, 在不大于 0.8 m/s 的岩溶水流速下浆液抗分散性能良好, 随着浆液水固比或岩溶水流速的减小, 浆液留存率呈增大趋势, 而充填物的存在会显著提高浆液的留存率。

(2) 通过多元回归方法, 定量分析了浆液留存率与岩溶水流速、充填物类型及浆液水固比之间的关系。浆液留存率与动水流速 v , W/C 均呈负相关关系; 且岩溶水流速对浆液的留存率影响最大, 水固比次之; 且不同充填物下水固比影响权重不一, 随着浆液水固比的减小, 浆液留存率增加。

(3) 取留存体进行物理力学性能测试, 结果表明, 留存体密实度受充填物影响较大, 浆液水固比次之, 岩溶水流速影响较小; 动水岩溶环境下注浆时, 浆液顺水扩散距离大于逆水扩散距离, 浆液初始黏度对浆材扩散距离影响明显, 岩溶水流速有利于浆液沿顺水流方向扩散而抑制浆液沿逆水流方向扩散; 岩溶水养

护下, 留存体 28 d 抗压强度受抗冲条件影响明显, 影响因素中充填物对留存体的抗压强度影响最大, 其次为浆液水固比和岩溶水流速, 岩溶水养护环境下 28 d 抗压强度明显小于淡水环境养护, 但仍可达 3 MPa。

(4) 根据水下岩溶抗分散性和留存体性能试验结果, 提出水下岩溶治理工程的改性黏土水泥膏浆配比选取原则: 当岩溶水流速 $v \leq 0.2$ m/s 时, 可以通过调整水固比来达到较高的浆液留存率和较优的留存体性能; 当岩溶水 0.5 m/s $\leq v \leq 0.8$ m/s 时, 对于含充填物型溶洞可以通过调整水固比来达到较高的浆液留存率和较优的留存体性能, 而对于未含充填物的溶洞, 可采用掺砂 (细砂含量不宜大于 30%) 等方式来达到较高的浆液留存率和较优的留存体性能。但当岩溶水 $v > 1.0$ m/s 时, 改性黏土水泥膏浆达不到封水堵漏的作用。

(5) 经工程应用原型试验验证, 改性黏土水泥膏浆可用于一定岩溶水流速下的岩溶区治理, 试验提出的水下岩溶治理工程浆液配比选取原则可行, 可为盾构隧道水下岩溶注浆治理提供理论指导。

文章仅探讨了浆液自身性能和注浆参数对浆液抗分散性质及留存体基本物理力学性能的影响, 由于水下岩溶的复杂性, 地层渗透性、围岩压力和岩溶水耦合环境等对浆液抗分散性质及留存体性能的影响有待进一步探讨。

参考文献:

- [1] 倪宏革, 孙峰华, 杨秀竹, 等. 采用黏土固化浆液进行岩溶路基注浆加固试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(7): 1242 - 1247. (NI Hong-ge, SUN Feng-hua, YANG Xiu-zhu, et al. Experimental study of clay hardening grouts for roadbed reinforcements[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(7): 1242 - 1247. (in Chinese))
- [2] 张民庆, 黄鸿健, 苗德海, 等. 宜万线隧道工程岩溶治理技术与工程实例[J]. 铁道工程学报, 2008, 112(1): 26 - 37. (ZHANG Min-qing, HUANG Hong-jian, MIAO De-hai, et al. The technology of treating karst for Yichang-Wan Zhou railway and its engineering example[J]. Journal of Railway Engineering Society, 2008, 112(1): 26 - 37. (in Chinese))
- [3] 李利平, 李术才, 崔金声. 岩溶突水治理浆材的试验研究[J]. 岩土力学, 2009, 30(12): 3642 - 3648. (LI Li-ping, LI Shu-cai, CUI Jin-sheng. Experimental research on chemical grout for treating water inrush in rock mass[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, 30(12): 3642 - 3648. (in Chinese))
- [4] JOHNSON K S. Gypsum-karst problems in constructing dams

- in the USA[J]. Environmental Geology, 2008, **53**(5): 945 - 950.
- [5] 张旭东. 关于岩溶隧道帷幕注浆材料选择的探讨[J]. 地下空间与工程学报, 2005, **3**(1): 432 - 434. (ZHANG Xu-dong. Study of material for curtain grouting in karst tunnel[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2005, **3**(1): 432 - 434. (in Chinese))
- [6] KHAYAT K H, YAHIA A. Simple field tests to characterize fluidity and washout resistance of structural cement grout[J]. Cement Concrete Aggregates, 1998, **20**(1): 145 - 156.
- [7] KHAYAT K H, YAHIA A. Effect of welan gum-high-range water reducer combinations on rheology of cement grout[J]. ACI Materials Journal, 1997, **94**(5): 365 - 372.
- [8] 李利平, 李术才, 崔金声. 岩溶突水治理浆材的试验研究[J]. 岩土力学, 2009, **30**(12): 3642 - 3648. (LI Li-ping, LI Shu-cai, CUI Jin-sheng. Experimental research on chemical grout for treating water inrush in rock mass[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, **30**(12): 3642 - 3648. (in Chinese))
- [9] 刘人太, 李术才, 张庆松, 等. 一种新型动水注浆材料的试验与应用研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, **30**(7): 1454 - 1459. (LIU Ren-tai, LI Shu-cai, ZHANG Qing-song, et al. Experiment and application research on a new type of dynamic water grouting material[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, **30**(7): 1454 - 1459. (in Chinese))
- [10] 袁敬强, 陈卫忠, 谭贤君, 等. 速凝浆液抗分散性质与凝胶性能试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, **34**(5): 960 - 967. (YUAN Jing-qiang, CHEN Wei-zhong, TAN Xian-jun, et al. Experimental study of anti-washout property and gelling performance of fast-gelling grout[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, **34**(5): 960 - 967. (in Chinese))
- [11] 何少华, 文竹青. 试验设计与数据处理[M]. 长沙: 国防科技大学出版社, 2002: 182 - 192. (HE Shao-hua, WEN Zhu-qing. Experimental design and data processing[M]. Changsha: National University of Defense Technology Press, 2002: 182 - 192. (in Chinese))
- [12] 湛铠瑜, 隋旺华, 高岳. 单一裂隙动水注浆扩散模型[J]. 岩土力学, 2011, **32**(6): 1659 - 1663. (ZHAN Kai-yu, SUI Wang-hua, GAO Yue. A model for grouting into single fracture with flowing water[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, **32**(6): 1659 - 1663. (in Chinese))
-

本期广告索引

- 封2 北京筑信达咨询有限公司
封3 北京理正软件股份有限公司
封4 上海分元土木工程科技有限公司
后插1 重庆地质仪器厂
后插2 济南普业机电技术有限公司

DOI: 10.11779/CJGE201710015

基于数值流形法的渗流问题边界处理新方法

李 伟^{1, 2}, 郑 宏^{1, 2, 3}

(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;
3. 北京工业大学建筑工程学院, 北京 100124)

摘 要: 由于基于单位分解的无网格法, 如无网格伽辽金法等, 所构造的形函数往往不具有 d 插值属性, 因此难以准确施加本质边界条件和材料边界的连续性条件。而采用传统的罚函数法和拉氏乘子法, 分别有合适罚因子的选取和需满足 inf-sup 条件等问题。所以, 利用“局部解满足了要求, 则由单位分解所构造的整体解会自动满足要求”的单位分解法的求解性质, 通过构造不同类型物理片上的局部解, 提出了改进的基于移动最小二乘插值的数值流形法 (MLS-NMM), 并将其应用于稳定渗流问题的求解中。该方法不仅能直接准确施加本质边界和材料边界条件, 而且能精确地求解奇异角点问题。典型算例的计算结果表明, 我们所建议的方法是可行的、有效的, 可为工程渗流分析提供参考。

关键词: 移动最小二乘插值; 数值流形法; 单位分解法; 非均质; 渗流分析

中图分类号: TV139.14

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)10-1867-07

作者简介: 李 伟(1988-), 男, 博士研究生, 主要从事计算岩土力学方面的研究。E-mail: liw9012@163.com。

New boundary treatment for seepage flow problem based on numerical manifold method

LI Wei^{1, 2}, ZHENG Hong^{1, 2, 3}

(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; 3. College of Architecture and Civil Engineering, Beijing University of Technology, Beijing 100124, China)

Abstract: Since the shape functions derived from the partition of unity-based meshless method, such as the element-free Galerkin method, are free of the Kronecker delta property, there are great troubles in the exact imposition of the essential boundary condition and boundary continuity of materials. Nevertheless, if adopting the penalty method or the Lagrange multiplier method, problems, like the selection of proper penalty factor and the satisfaction of the inf-sup condition, will occur. This study utilizes the property of partition of unity that once the local solutions satisfy some condition, the global solution will automatically satisfy the same condition. By constructing local approximations in physical patches of different types according to the boundary condition, a new moving least square interpolation-based numerical manifold method (MLS-NMM) is developed. Through the solution of some typical seepage flow problems, it is demonstrated that the proposed procedure is capable to deal with the problems of the singular angular point precisely and may provide an alternative solution for the seepage analysis in engineering.

Key words: moving least square interpolation; numerical manifold method; partition of unity; heterogeneity; seepage analysis

0 引 言

在岩土工程设计中, 渗流分析往往是必不可少的, 尤其是在土石坝、库岸边坡, 深基坑的设计中。目前常用的渗流分析方法有^[1]: 流体力学法、水力学法、流网法、电比拟试验法、数值分析法。其中, 由于数值分析法计算精度高, 且有快速、方便, 适用于复杂边界和求解大型问题的优势, 近年来得到的迅速地发展。

目前常用的渗流分析数值方法有: 有限元法^[2-4], 边界元法^[5-6], 无网格法^[7], 有限体积法^[8]和数值流形法^[9-10]。其中由郑宏等提出的 MLS-NMM^[10]在无压渗流问题的求解中具有特殊的优势。该方法允许节点布置到计算区域外, 非常适用于求解渗流问题, 尤其是

基金项目: 国家自然科学基金项目 (11172313, 11572009, 51538001); 国家基础研究计划 (“973” 计划) 项目 (2014CB047100)

收稿日期: 2016-07-26

无压渗流问题。但由于该方法属于单位分解类方法,形函数不像有限元形函数那样具有 d 插值属性,所以无法准确的施加本质边界和材料边界条件。只能借助罚函数法^[11]和拉氏乘子法^[12]等施加边界条件,但罚函数法有选取合适罚因子的困难,拉氏乘子法又有难以确保满足 inf-sup 条件的问题,所以急需新的处理方式来解决此问题。

本文利用“只要物理片上的解(局部解)满足了要求,则由单位分解所构造的整体解会自动满足要求”的思想,致力于通过构造不同类型的物理片上的局部解,来准确施加本质和材料边界条件,提出了改进的MLS-NMM。通过3个典型的稳定渗流算例的流网计算,验证了该方法的准确性。

1 改进的MLS-NMM

1.1 改进的MLS-NMM 简介

基于移动最小二乘插值的数值流形法(MLS-NMM)是采用数值流形法的思想^[10,13],利用了移动最小二乘插值的单位分解性质。它使用节点的影响域作为数学片,生成数学覆盖;物理边界切割数学片生成物理片,构成物理覆盖,最终形成两套覆盖系统。所以,它可以像基于有限元覆盖的数值流形法一样,自然统一地处理连续与非连续问题。尽管该方法使用MLS插值作为权函数,会提高计算量,但是它可以减少网格依赖性、提高求解精度且求解问题的适用性更强。

因为MLS-NMM属于单位分解类法,所以它可以根据已知的本质边界条件和材料边界去准确构造与其相关联物理片的局部近似解。通过此种施加边界条件的方式,就可以准确地施加本质边界条件和材料边界条件,称之为改进的MLS-NMM。此外,还可以根据奇异角点处的解的性质,去构造奇异物理片,解决奇异角点问题。所以,本文的最大创新点是通过构造不同的物理片的局部近似解,去解决本质和材料边界条件难以准确施加的问题和奇异角点问题。下面将详细的介绍不同类型物理片上局部近似解的构造。

1.2 不同类型物理片上解的构造

根据物理片(physic patch, PP)中含有的边界类型的不同,将物理片分为六类,来分别定义不同的局部近似函数 u_k^h 。

(1) PP中不含任何边界,取常数阶进行近似,即取:

$$u_k^h = a_k^1, \quad (1)$$

则记: $\bar{u}_k = 0$, $E_k = [1]$, $d_k = [a_k^1]^T$ 。

(2) 当PP中仅含一条材料边界时,要满足场变量连续,导数不连续的性质,则构造为

$$u_k^h = a_k^1 + a_k^2 \cdot g(x, y) + a_k^3 \cdot c_1 \cdot f(x, y) + a_k^4 \cdot c_2 \cdot f(x, y) \quad (2)$$

则记: $\bar{u}_k = 0$, $E_k = [1 \quad g \quad c_1 f \quad c_2 f]$, $d_k = [a_k^1 \quad a_k^2 \quad a_k^3 \quad a_k^4]^T$ 。式中, $f(x, y)$ 为材料边界所在的方程, $g(x, y)$ 一般为在此物理片中垂直于材料边界且过材料边界中点的方程(为了保持局部近似解的坐标平衡),如图1所示。

$$c_i(x, y) = \begin{cases} 1 & ((x, y) \in \Omega_i), i=1, 2. \\ 0 & ((x, y) \notin \Omega_i) \end{cases} \quad \text{从式(2)}$$

中易知此局部近似函数满足材料边界的属性。

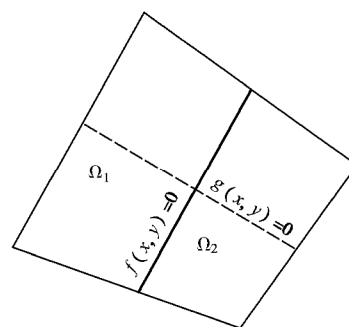


图1 含一条材料边界的物理片(粗实线代表材料边界)

Fig. 1 Physical patch with a material boundary (heavy line represents a material boundary)

(3) PP仅包含一条本质边界时,这时将此已知的本质边界条件直接用于构造此物理片的局部近似解,则为

$$u_k^h = \bar{u} + a_k^1 \cdot \bar{f}(x, y) + a_k^2 \cdot \bar{f}(x, y) \cdot \bar{g}(x, y) \quad (3)$$

则记: $\bar{u}_k = \bar{u}$, $E_k = [\bar{f} \quad \bar{f}g]$, $d_k = [a_k^1 \quad a_k^2]^T$ 。式中, \bar{u} 为已知的本质边界条件, $\bar{f}(x, y)$ 为本质边界所在的方程, $\bar{g}(x, y)$ 一般为垂直于本质边界且过本质边界中点的方程(也是为了保持局部近似解的坐标平衡),如图2所示。式(3)可知,此物理片的局部近似能准确反映本质边界条件。

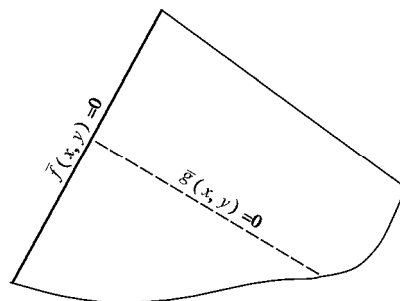


图2 含一条本质边界的物理片(粗实线代表本质边界)

Fig. 2 Physical patch with an essential boundary (heavy line represents an essential boundary)

(4) 当PP包含两条本质边界时(有角点问题),现将局部近似函数取为

$$u_k^h = \bar{u} + a_k^1 \cdot \bar{f}_1(x, y) \cdot \bar{f}_2(x, y) \quad (4)$$

则记: $\bar{u}_k = \frac{\bar{f}_2 \bar{u}_1 + \bar{f}_1 \bar{u}_2}{\bar{f}_1 + \bar{f}_2}$, $E_k = [\bar{f}_1 \bar{f}_2]$, $d_k = [a_k^1]^T$ 。式

中, $\bar{u} = \frac{\bar{f}_2 \bar{u}_1 + \bar{f}_1 \bar{u}_2}{\bar{f}_1 + \bar{f}_2}$, \bar{u}_1 和 \bar{u}_2 对应两条已知的本质边

界条件, $\bar{f}_1(x, y)$ 和 $\bar{f}_2(x, y)$ 为两条本质边界所在的方程, 如图 3 所示。式 (4) 可知, 此物理片的局部近似也能准确反映本质边界条件。

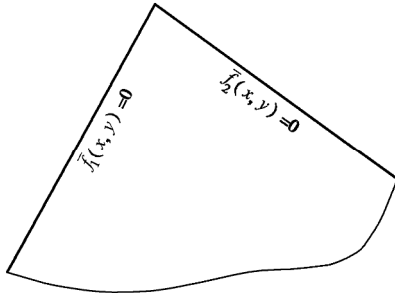


图 3 含两条本质边界的物理片 (粗实线代表本质边界)

Fig. 3 Physical patch with two essential boundaries (heavy lines represent essential boundaries)

(5) PP 含有一条材料边界和一条本质边界, 取 $u_k^h = \bar{u} + a_k^1 \cdot \bar{f}(x, y) + a_k^2 \cdot c_1 \cdot \bar{f}(x, y) \cdot f(x, y) + a_k^3 \cdot c_2 \cdot \bar{f}(x, y) \cdot f(x, y)$ 。

则记: $\bar{u}_k = \bar{u}$, $E_k = [\bar{f} \quad c_1 \bar{f}f \quad c_2 \bar{f}f]$, $d_k = [a_k^1 \quad a_k^2 \quad a_k^3]^T$ 。式中, \bar{u} , c_i , $\bar{f}(x, y)$, $f(x, y)$ 同式 (2) 和 (3) 的含义相同, 如图 4 所示。式 (5) 能准确反映出材料边界和本质边界的性质。

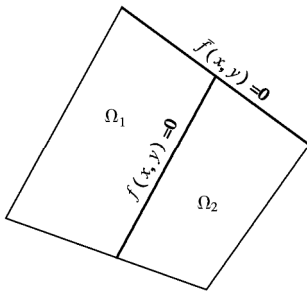


图 4 含一条本质边界和一条材料边界的物理片

Fig. 4 Physical patch with an essential boundary and a material boundary

(6) PP 含一条本质边界和一条自然边界, 在准确满足本质边界条件的基础上, 利用文献[14]角点问题渐进解, 构造局部近似函数为

$$u_k^h = \bar{u} + a_k^1 r^{l_1} (\cos l_1 q + (-1)^c \sin l_1 q) + a_k^2 r^{l_2} (\cos l_2 q - (-1)^c \sin l_2 q), \quad (6)$$

则记: $\bar{u}_k = \bar{u}$, $E_k = \begin{bmatrix} r^{l_1} (\cos l_1 q + (-1)^c \sin l_1 q) \\ r^{l_2} (\cos l_2 q - (-1)^c \sin l_2 q) \end{bmatrix}^T$,

$d_k = [a_k^1 \quad a_k^2]^T$ 。式中, $l_n = \frac{(2n-1)\pi}{2a}$, $n=1, 2$,

$c = \begin{cases} 0 & (G_{ob} \text{ 为本质边界条件}) \\ 1 & (G_{oa} \text{ 为本质边界条件}) \end{cases}$, r, q, a, G_{oa}, G_{ob}

如图 5 所示。

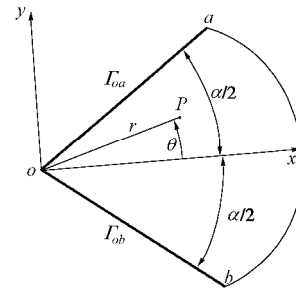


图 5 含两条边界的物理片 (不含材料边界)

Fig. 5 Physical patch with two boundaries and no material boundary

(7) PP 含两条自然边界, 也利用文献[14]角点问题渐进解, 构造局部近似函数为

$$u_k^h = a_k^1 + a_k^2 r^{l_1} \cos l_1 q + a_k^3 r^{l_2} \sin l_2 q. \quad (7)$$

记: $\bar{u}_k = 0$, $E_k = [r^{l_1} \cos l_1 q \quad r^{l_2} \sin l_2 q]$, $d_k = [a_k^1 \quad a_k^2 \quad a_k^3]^T$ 。式中, $l_1 = \frac{2\pi}{a}$, $l_2 = \frac{\pi}{a}$ 。 r, q, a 如图 5 所示。

注意: 式 (6) 和式 (7) 在两边界夹角为凹角时尤其有用, 它们能更好地反映此物理片的奇异性。此外将本质边界条件和材料边界条件作为已知条件直接用于构造物理片的局部近似解, 不仅能准确地施加本质和材料边界条件, 还能使用严格的伽辽金变分原理, 不用像罚函数法和拉氏乘子法那样使用约束变分原理施加边界条件。

根据式 (1) ~ (7) 的格式表达, 可将不同物理片的局部近似函数统一为 (8) 式为

$$u_k^h = \bar{u}_k + E_k d_k. \quad (8)$$

1.3 全局近似函数

当所有的物理片上局部近似函数定义之后 (统一格式见式 (8)), 通过单位分解函数 $\{j_k\}$ 作为权函数, 将局部近似函数合并到一起, 就得到一个全局近似函数, 如下:

$$u^h = \sum_{k=1}^n j_k u_k^h = \sum_{k=1}^n j_k \bar{u}_k + ND, \quad (9)$$

式中, n 为物理片的个数, $N = [N_1 \quad N_2 \quad \mathbf{L} \quad N_n]$,

$D = [d_1^T \quad d_2^T \quad \mathbf{L} \quad d_n^T]^T$, $N_k = j_k E_k$ 。

本文中权函数 $\{j_k\}$ 取在矩形影响域下的移动最小二乘 (MLS) 插值形函数 (采用三次样条权函数构造 MLS 插值形函数), 具体过程参见[15]。

2 渗流控制方程及离散

本文将使用改进的 MLS-NMM 求解二维稳定渗流的流网问题, 假定材料是各向同性的。

2.1 基本控制方程

渗流区域内 W , 总水头 f 满足连续性方程为

$$-\nabla \cdot (k \nabla f) = b; \quad (10a)$$

水头边界 (本质边界) 条件 G_f 为

$$f = \bar{f}; \quad (10b)$$

流量边界 (自然边界) 条件 G_q 为

$$k \frac{\partial f}{\partial n} = \bar{q}; \quad (10c)$$

自由面边界 G_f 为

$$\left. \begin{aligned} f &= y, \\ k \frac{\partial f}{\partial n} &= 0, \end{aligned} \right\} \quad (10d)$$

出渗面边界条件 G_s 为

$$f = y; \quad (10e)$$

材料边界条件 G_m 为

$$\left. \begin{aligned} f^+ &= f^-, \\ k^+ \frac{\partial f^+}{\partial n} &= k^- \frac{\partial f^-}{\partial n}. \end{aligned} \right\} \quad (10f)$$

式中, ∇ 为梯度算子, f 为计算区域内任一点的总水头, k 为渗透系数, b 为内源 (是已知的), \bar{f} 为已知水头边界值, \bar{q} 为已知流量边界值, y 表示计算点的垂直坐标分量, n 为边界外法线分量, 上标“+”和“-”分别代表该量属于 G_m 附近的两侧, $G_f \cup G_q \cup G_s \cup G_m = \partial W$, ∂W 为渗流区域 W 的边界。

根据式 (10a) 和边界条件 (10b) ~ (10f) 得到泛函为

$$p = \frac{1}{2} \int_W k \nabla f \cdot \nabla f dW - \int_W b f dW - \int_{G_q} \bar{q} f dG, \quad (11)$$

由 $d\pi(f) = 0$, 得

$$\int_W k \nabla (df) \cdot \nabla f dW = \int_W (df)^T b dW + \int_{G_q} (df)^T \bar{q} dG. \quad (12)$$

值得注意的是, 因本文的方法是利用 MLS-NMM 的权函数具有单位分解的性质, 让相关联的物理片上局部近似函数满足材料边界和本质边界条件, 则整体解会自动满足该类边界条件的方式施加本质边界和材料边界条件, 所以无需像用约束变分原理那样施加本质边界和材料边界。

2.2 离散控制方程

将式 (9) 代入式 (12), 得

$$\begin{aligned} & \int_W k (LN)^T \left(\sum_{k=1}^n L(j_k \bar{u}_k) + \begin{pmatrix} \mathbf{1} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{B} \end{pmatrix} D \right) dW \\ & = \int_W N^T b dW + \int_{G_q} N^T \bar{q} dG, \end{aligned} \quad (13)$$

式中, $L = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & \frac{\partial}{\partial y} \end{bmatrix}^T$ 。式 (13) 可进一步化简为

$$KD = Q, \quad (14)$$

式中: $K = \int_W k B^T B dW$, $Q = -\int_W k B^T A dW + \int_W N^T b dW +$

$\int_{G_q} N^T \bar{q} dG$, $A = \sum_{k=1}^n L(j_k \bar{u}_k)$, $B = LN$, j_k , \bar{u}_k 和 N 的表达式和含义详见 1.3 节。

通过求解式 (14) 即可求得总水头场变量 (即势函数 $f(x, y)$), 要想求得渗流区域的流网, 还需计算相应的流函数 $y(x, y)$ 。本文采用文献[2]的方法求解流函数, 此方法无需施加流场边界, 只需进行域内积分, 实施简单方便。

3 积分方案

改进的 MLS-NMM 要采用背景网格进行数值积分。本文将采用刘丰等^[16]提出的修改的 Delaunay 三角网格作为背景网格。值得注意的是本文的方法, 材料边界不切割数学片生成物理片, 但需将通过材料边界的背景积分网格细分, 以解决不同材料区域的积分问题。

本文所有算例的积分方案是: 在材料边界附近 (积分网格与材料边界相交) 的背景积分网格采用 13 个高斯点的 Hammer 积分, 其它背景积分网格采用 6 个高斯点的 Hammer 积分。

4 算例

为验证改进的 MLS-NMM 法对稳定渗流流网分析的正确性, 将做以下算例。下面所有的算例将采用均匀布置数学节点 (用于生成相应数学片的节点), 且构造节点影响域的半径为 $1.5h$ (本文采用正方形影响域, 即正方形的半边长为 $1.5h$), h 为数学节点间距。

算例的计算流程详述如下:

- (1) 算例几何参数及物理参数的输入。
- (2) 根据求解域布置数学节点, 生成由数学片组成的数学覆盖。
- (3) 根据求解域的物理边界 (本文不含材料边界) 切割数学片, 生成物理片, 组成物理覆盖。
- (4) 查找并记录每个物理片所包含边界条件的类型和数量。
- (5) 根据 1.2 节内容判断物理片的类型并记录; (此步用来识别不同类型物理片的局部近似函数。值得注意的是, 本文是让含边界条件的物理片的局部近似函数满足边界条件来施加边界条件的, 这是本文方法与其它方法施加边界条件的不同之处)。
- (6) 确定背景积分网格, 确定每个积分网格的高斯积分点及其权系数。
- (7) 计算式 (14) 的 K 和 Q 。

a) 对所有的高斯积分点进行循环

- ①确定所有能影响该积分点的物理片和数学片;
- ②计算这些物理片在积分点处的 N 及其导数的值和 A 的值;
- ③将式 (14) 中被积函数在积分点处的值, 乘以相应的积分权系数后分别组装到 K 和 Q 中。

b) 结束积分点循环

- (8) 求解式 (14), 即得势函数 (总水头场变量)。
- (9) 采用文献[2]的方法求解流函数。
- (10) 根据 (8)、(9) 的计算结果, 绘制流网。

4.1 多层材料介质问题

本算例最早由 Tracy 等^[3]设计提出, 用来验证数值方法求解多层材料介质流网的准确性。计算模型的尺寸如图 6 所示, 3 层材料的渗透系数大小如图 6 所示 (单位为 cm/s), 在图 6 中的左边、底边和右上边黑实线所表示的边界为不透水边界, 其它外边界为常水头边界, 虚线表示材料边界。取数学节点间距为 $h=1\text{ m}$, 布置图如图 7 所示。

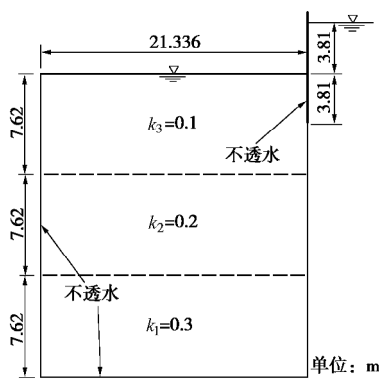


图 6 多层材料介质尺寸图

Fig. 6 Sizes of multilayer material medium

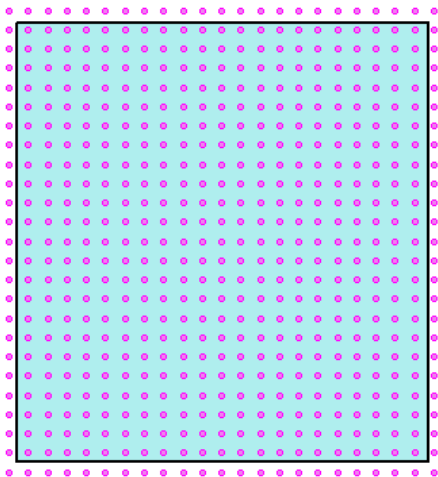


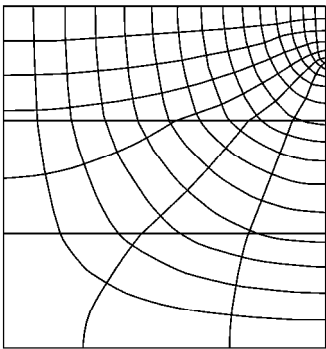
图 7 $h=1\text{ m}$ 数学节点布置图

Fig. 7 Layout of math nodes when $h=1\text{ m}$

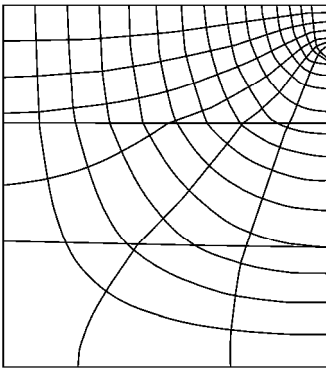
本例所涉及的边界有常水头边界、不透水边界和

材料边界, 即对应于 1.2 节中的本质边界、自然边界和材料边界。则会产生 5 种具有不同局部近似函数的物理片, 这些物理片的局部近似函数分别对应于 1.2 节的式 (1)、(2)、(3)、(5)、(6)。因材料边界可以位于物理片内, 所以无需再切割物理片, 减少了工作量。

本文方法计算的流网图如图 8 (a) 所示。根据理论分析, 流网在材料边界处, 势线和流线都会发生转折。此外, 因在每层介质中都假定是各向同性的, 所以流线和势线必垂直, 同时流线必垂直于等水头边界, 势线必垂直于不透水边界。图 8 (a) 的计算结果同文献[3]中的结果 (如图 8 (b)) 基本一致, 且能很好的反映出了流网的特征, 证实了本文方法求解该问题的准确性。



(a) 本文计算结果



(b) 引自文献[3]

图 8 多层材料介质流网图

Fig. 8 Flow net of multilayer material medium

4.2 堰下有压渗流问题

继续采用文献[3]中的算例, 来验证本文方法处理复杂边界问题的能力。堰下有压渗流计算模型尺寸和渗透系数, 如图 9 所示。堰下有两个板桩 (简化计算认为其厚度为 0, 即 D 和 F 的坐标相同, G 和 I 的坐标相同), DE 和 EF 为右侧板桩的两侧, GH 和 HI 为左侧板桩的两侧。取数学节点间距为 $h=0.5\text{ m}$, 布置图如图 10 所示。

在计算中, AB , DE , EF , FG , GH 和 HI 为不透水边界, BC , CD , IJ , JA 为常水头边界。本例所涉

及的边界有常水头边界、不透水边界,即对应于 1.2 节中的本质边界、自然边界。则会产生五种具有不同局部近似函数的物理片,这些物理片的局部近似函数分别对应于 1.2 节的式 (1)、(3)、(4)、(6)、(7)。注意的是:像裂纹尖端存在于物理片中,通过使用 Williams 级数构造物理片上局部近似函数来满足 $1/\sqrt{r}$ 奇异性的处理一样^[13],本文利用文献[14]中拉普拉斯方程的角点问题渐进解,构造了如式 (7) 所示的物理片上的局部近似解,则板桩的 E , H 点就可以存在于同一物理片中。这样处理能很好的反映 E , F 点处的解的奇异性,不用在 E , F 点进行局部加密处理,就可获得较高精度。

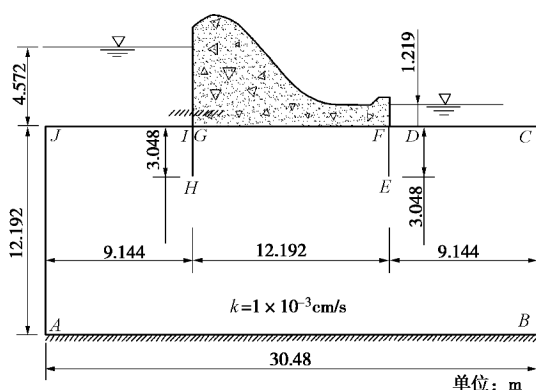


图 9 堰下有压渗流模型尺寸图

Fig. 9 Sizes of confined flow under weir

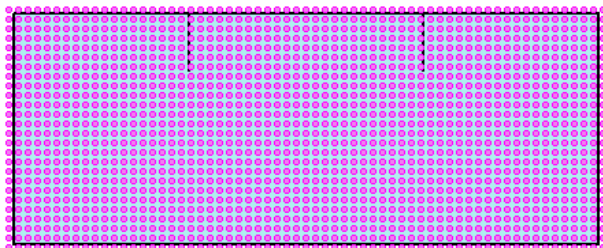
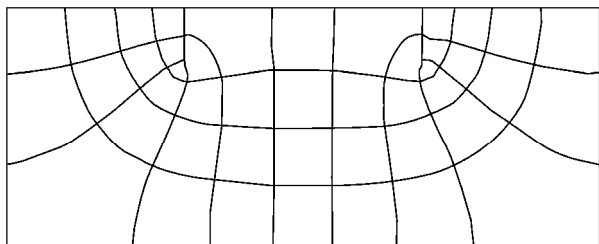


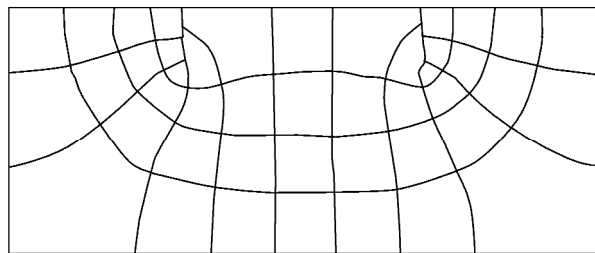
图 10 $h=0.5$ m 数学节点布置图

Fig. 10 Layout of math nodes when $h=0.5$ m

流网的计算结果如图 11 (a) 所示,同文献[3]中的结果(如图 11 (b))基本一致,且在边界处的计算结果要好于文献[3],能很好地反映流网的特性。



(a) 本文计算结果



(b) 引自文献[3]

图 11 堰下有压渗流流网图

Fig. 11 Flow net of confined flow under weir

4.3 分区梯形坝无压渗流问题

采用文献[4]的算例,来验证本文方法求解复杂无压渗流问题的正确性。

此分区梯形坝无压渗流计算模型尺寸和材料分区如图 12 所示。将渗透系数分为两种情形进行分析,情形一: $k_1=k_2=1 \times 10^{-3}$ cm/s; 情形二: $k_1=1 \times 10^{-3}$ cm/s, $k_2=1 \times 10^{-4}$ cm/s。上游面为常水头边界,底边为不透水边界,排水区为出渗边界,如式 (10e),还有自由面边界。即分别对应于 1.2 节中的本质边界、自然边界、本质边界和自然边界。则会产生 5 种具有不同局部近似函数的物理片,这些物理片的局部近似函数分别对应于 1.2 节的式 (1)、(2)、(3)、(5)、(6)。

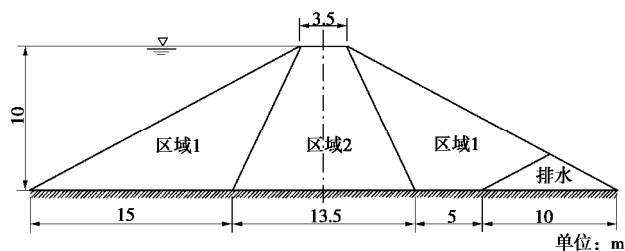
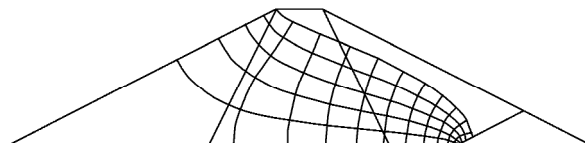


图 12 分区梯形坝无压渗流模型尺寸图

Fig. 12 Sizes of unconfined seepage model for zoned trapezoidal dam

本文的自由面调整策略,采用文献[10]的方法,这样能确保自由面调整时,自由面上的点不会出现在域外,利于编程实现。在逸出段,假定溢出点与邻近的自由面上两点共线,从而可求出溢出点的位置。本例中,当自由面上点的水头与坐标的差小于给定容差时认为收敛,即 $\max |f - y| \leq e$, 取 $e = 0.0001$ 。采用 $h=0.5$ m 间距布置数学节点。

从最终的流网,如图 13 (a) 和图 13 (b) 所示,可以看出等势线与流线之间的垂直情况较好。



(a) 情形一

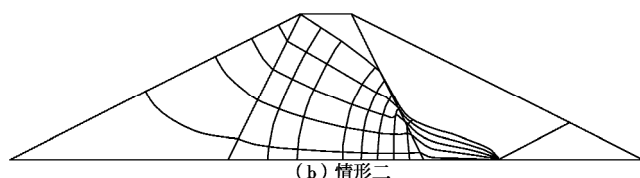


图 13 分区梯形坝流网图

Fig. 13 Flow net of zoned trapezoidal dam

5 结 论

改进的 MLS-NMM 法利用单位分解的性质,通过构造物理片上局部解,不仅能直接准确地施加本质边界和材料边界条件,还能精确地求解奇异角点问题。该方法解决了原 MLS-NMM (或单位分解类方法)采用罚函数法,有罚因子的选取问题,和拉氏乘法,需满足 inf-sup 条件的问题。通过 3 个算例的计算结果表明,改进的 MLS-NMM 求解稳定渗流问题是可行的、有效的,可为工程渗流流网分析,提供参考。

参考文献:

- [1] 张楚汉. 水工建筑学[M]. 北京: 清华大学出版社, 2011.(ZHANG Chu-han. Hydraulic structures[M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2011. (in Chinese))
- [2] AALTO J. Finite element seepage flow nets[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1984, **8**(3): 297 - 303.
- [3] TRACY F T, RADHAKRISHNAN N. Automatic generation of seepage flow nets by finite element method[J]. Journal of Computing in Civil Engineering, 1989, **3**(3): 268 - 284.
- [4] KAZEMZADEH PARSİ M J, DANESHMAND F. Unconfined seepage analysis in earth dams using smoothed fixed grid finite element method[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2012, **36**(6): 780 - 797.
- [5] 张有天, 张武功. 半无限域渗流问题的边界元方法[J]. 水利学报, 1981(4): 8 - 17. (ZHANG You-tian, ZHANG Wu-Gong. The boundary element method for seepage flow in semi-finite region[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1981(4): 8 - 17. (in Chinese))
- [6] 李新强, 陈祖煜. 三维裂隙网络渗流计算的边界元法及程序[J]. 中国水利水电科学研究院学报, 2006(2): 81 - 87. (LI Xin-qiang, CHEN Zu-yu. Boundary element method for 3-D fracture network seepage flow and its programing[J]. Journal of China Institute of Water Resources and Hydropower Research, 2006(2): 81 - 87. (in Chinese))
- [7] 周晓杰, 介玉新, 李广信. 基于渗流和管流耦合的管涌数值模拟[J]. 岩土力学, 2009, **10**: 3154 - 3158. (ZHOU Xiao-jie, JIE Yu-xin, LI Guang-xin. Numerical simulation of piping based on coupling seepage and pipe flow[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, **10**: 3154 - 3158. (in Chinese))
- [8] 杨海英, 陈 刚, 柴军瑞, 等. 金沙峡电站闸坝区渗流场有限体积法数值模拟[J]. 岩土力学, 2005(3): 461 - 464. (YANG Hai-ying, CHEN Gang, CHAI Jun-rui, et al. Numerical simulation of sluice seepage field of Jinshaxia Hydropower Station by finite volume method[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005(3): 461 - 464. (in Chinese))
- [9] 王均星, 吴雅峰, 白呈富. 有自由面渗流分析的流形单元法[J]. 水电能源科学, 2003(4): 23 - 25. (WANG Jun-xing, WU Ya-feng, BAI Cheng-fu. Numerical manifold element method for seepage with free surface problem[J]. Water Resources and Power, 2003(4): 23 - 25. (in Chinese))
- [10] ZHENG H, LIU F, LI C. Primal mixed solution to unconfined seepage flow in porous media with numerical manifold method[J]. Applied Mathematical Modelling, 2015, **39**(2): 794 - 808.
- [11] ZHU T, ATLURI S N. A modified collocation method and a penalty formulation for enforcing the essential boundary conditions in the element free Galerkin method[J]. Computational Mechanics, 1998, **21**(3): 211 - 222.
- [12] BELYTSCHKO T, LU Y Y, GU L. Element-free Galerkin methods[J]. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 1994, **37**(2): 229 - 256.
- [13] ZHENG H, LIU F, LI C. The MLS-based numerical manifold method with applications to crack analysis[J]. International Journal of Fracture, 2014, **190**(1/2): 147 - 166.
- [14] SZABO B, BABUSKA I. Introduction to finite element analysis: formulation, verification and validation[M]. New York: John Wiley & Sons, 2011.
- [15] 刘 丰. 非有限覆盖的数值流形法及其应用[D]. 武汉: 中国科学院大学(武汉岩土力学研究所), 2015. (LIU Feng. Numerical manifold method based on non-finite element cover and its applications[D]. Wuhan: University of Chinese Academy of Sciences(Institute of Rock and Soil Mechanics), 2015. (in Chinese))
- [16] 刘 丰, 郑 宏, 李春光. 基于 NMM 的 EFG 方法及其裂纹扩展模拟[J]. 力学学报, 2014(4): 582 - 590. (LIU Feng, ZHENG Hong, LI Chun-guang. The NMM-based EFG method and simulation of crack propagation[J]. Chinese Journal of Theoretical and Applied Mechanics, 2014(4): 582 - 590. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201710016

真空预压负压分布规律模型试验研究

姜彦彬, 何 宁, 许滨华, 周彦章, 张中流

(南京水利科学研究院岩土工程研究所, 江苏 南京 210029)

摘 要: 负压分布规律是真空预压机理研究的重要课题。通过讨论真空预压负压空间分布特点及负压相关概念, 广义地定义了负压, 分析了负压的测量方法及影响因素。设计高 15.0 m 的竖向大比尺室内模型, 开展真空预压负压分布规律试验研究。试验结果表明, 饱和黏土中真空度测量存在滞后效应, 本次试验真空度存在的极限深度为 8.9 m; 膜下真空度稳定后, 零压面之上孔压及板中真空度沿深度呈对称线性分布, 斜率均近似为静水压力梯度; 负压沿深度为分段线性分布, 在地下水位之上的非饱和段因提水做功而衰减, 稳定期负压平均衰减值为 21.4 kPa, 在水位之下排水板埋深范围内基本均匀分布而无衰减, 稳定期平均负压为 -67.0 kPa。结合试验规律及等效排水管中气液两相流的流型分布, 给出了真空预压稳定期竖向排水板中的分段线性负压边界。

关键词: 真空预压; 负压分布; 模型试验; 竖向大比尺; 滞后效应; 两相流

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)10-1874-10

作者简介: 姜彦彬(1989-), 男, 博士研究生, 主要从事软土地基加固方面的研究。E-mail: 903885593@qq.com。

Model tests on negative pressure distribution in vacuum preloading

JIANG Yan-bin, HE Ning, XU Bin-hua, ZHOU Yan-zhang, ZHANG Zhong-liu

(Department of Geotechnical Engineering, Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210029, China)

Abstract: The rule of negative pressure distribution is an important subject in the studies on vacuum preloading mechanism. By discussing the spatial distribution characteristics of vacuum preloading and the associated concepts, the negative pressure is defined in a broad sense, and the methods and influencing factors for the negative pressure measurement are analyzed. The tests are carried out, with a well-designed large scale indoor model 15 m in vertical height, to study the negative pressure distribution in vacuum preloading. The test results show that there is hysteresis effect in vacuum measurement in saturated clay soil, and the limit depth where vacuum exists is 8.9 m. The pore water pressure and vacuum degree in drain board exhibit a symmetrical linear distribution above zero pressure plane at the vacuum stable stage, and the slope is similar to hydrostatic pressure gradient. The negative pressure distribution along the depth is of piecewise linear type, due to the energy consumption in water lifting, attenuation is found in the unsaturated soil above the underground water level, and the average attenuation value is 21.4 kPa in the stable period. The negative pressure is uniform with no attenuation under the average water level, and the corresponding average negative pressure is -67.0 kPa within the depth scope of drainage board in the stable period. Based on the experimental results and the flow pattern distribution of gas-liquid two-phase flow in the equivalent drainage tube, the piecewise linear negative pressure boundary of the vertical drainage board in the stable period of vacuum preloading is put forward.

Key words: vacuum preloading; negative pressure distribution; model test; vertical large scale; hysteresis effect; two-phase flow

0 引 言

真空预压是排水固结地基处理方法的一种, 广泛应用于中国沿海、沿江地区软基处理及吹填造陆超软土处理工程, 其理论及技术研究是目前岩土工程领域的热点问题之一。真空预压技术通过真空发生装置及密封系统在密封膜下形成稳定负压, 借助排水系统传递负压使地基排水固结, 实现地基加固。地基中负压分布(包括排水系统及土中分布)直接决定真空预压

加固效果(包括加固深度、影响范围等), 是其加固机理的重要研究问题^[1-2]。

地基中预先打设的竖向排水板兼具负压传递和排水功能, 板中负压分布是真空预压解析及数值分析的重要边界条件^[3-4], ①多数学者认为负压沿排水板竖向有衰减, 但对衰减的形式描述不一, 部分学者^[2, 5-7]认

基金项目: 国家自然科学基金项目(51379131)

收稿日期: 2016-08-03

为负压为线性衰减分布或以浅层某一深度(砂垫层地面、地下水位面、硬壳层底面)为分界分段线性衰减分布(但不同学者所测衰减率不一),部分学者^[8-9]认为负压以非线性形式或分段非线性形式分布。②也有学者^[10]认为负压在竖向排水体中均匀分布。真空度、孔压和地下水位等均是计算负压分布的相关指标,而对负压及地下水位的概念认识尚不一致,地下水位及土中真空度测试方法尚有不足^[12-3],直接导致上述负压分布规律观点不一致。

室内试验是真空预压机理研究的重要手段,利用常规(或改进的)试验仪器(如三轴固结仪),亦或自制模型箱模拟真空预压是最常用的室内试验手段,但模型尺寸普遍较小(3 m 以内),尤其是沿深度缩尺严重。无法通过室内试验研究更大的竖向范围内真空预压负压分布规律。本文讨论了真空预压广义负压的概念及相关测量方法,设计并开展真空预压竖向大比尺室内模型试验,探讨真空预压负压分布规律。

1 负压分布及广义负压

与负压相关的名词有“真空”、“真空度”、“负压”、“真空负压”等^[11],分别为不同的概念,如不加区分容易使文义含糊不清。岑仰润^[2]、邱青长等^[6]均指出了真空预压负压相关概念使用混乱的现象并予以指正,但仍不够完备。仲彦等^[12]较为全面地讨论了“真空荷载”的表述及应用,认为表述真空荷载的名词较多且不清晰。总结发现,负压相关概念的分歧主要表现为两点:①“真空”能否用于描述液体状态;②如何统一描述抽真空后使软基发生固结的孔隙流体力学状态,而不只限于流相。

1.1 压力空间分布

《水力学》^[13]中有关真空、负压的定义为:当液体中某点的绝对压强 P 小于当地大气压强 P_a 时,称该点存在“真空”,大小用“真空度” P_k (式(1))表示,为正值;真空度存在,相对压强为负,故真空也称“负压”,可见负压属于相对压强的范畴。

$$P_k = P_a - P \quad (1)$$

土体含固、液、气三相,气相与液相相比其密度可以忽略不计(重力场因素),液相与气相相比其压缩性可以忽略不计,使得负压在地下水位之上、下区域的分布与传递规律存在差异。不妨在绝对压强系及以 P_a 为零点的相对压强系中,以地下水位为界分别讨论负压的空间分布特点(图1)。

(1) 地表至地下水位之间的 A 区

从工程应用的角度关注抽真空对 A 区孔隙流体压力的改变情况,可以忽略地下水位以上的毛细饱和带

高度^[14],认为地下水位以上均为非饱和区且孔隙中气相连通,将孔压计置于地下水位之上的 A 区任意深度,绝对孔压值为当地大气压 P_a ,其相对压力值为零。抽真空后, A 区孔隙气相变得稀薄,可以认为绝对孔压同时降为 P_{mk} ,降幅为膜下真空度 P_v ,根据《水力学》定义,此时 A 区土体孔隙中存在负压(或真空)并处于负压(或真空)状态,可用超静孔隙压力绝对值 $|\Delta u|$ 或真空度 P_v ($|\Delta u| = P_v$)评价负压大小。

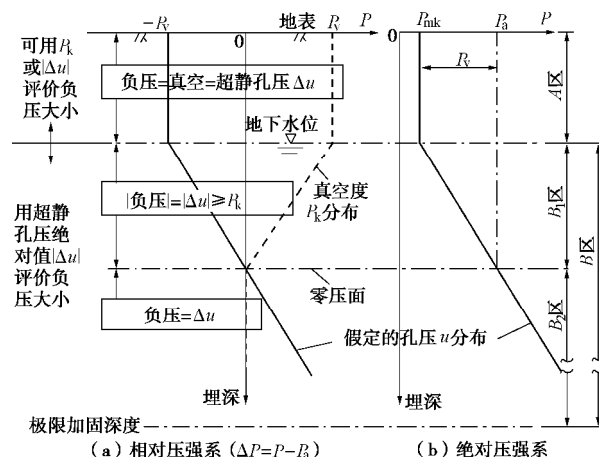


图1 真空预压负压空间分布示意图

Fig. 1 Schematic of spatial distribution of negative pressure in vacuum preloading

(2) 地下水位之下的 B 区

自然状态下,水位之下饱和土中孔隙(水)压力在相对压强系中为静水压力 P_w ,绝对压强大于 P_a 。抽真空后,负压由 A 区通过竖向排水板和土体孔隙向 B 区传递,使得地下水位之下一一定深度范围内的饱和土孔隙水压力低于 P_w ,产生了负的超静孔隙水压力 Δu 。B 区的上半部区域孔隙水压力 u 低于当地大气压 P_a (记作 B_1 区), B_1 区绝对孔隙压强范围为 $[P_{mk}, P_a]$,因而处于负压状态且存在真空度。认为孔隙水密度不因抽真空而改变,水位之下 P_w 随深度线性增长,所以 B_1 区土中真空度 P_k 随深度增大而减小,且始终小于等于其超静孔压绝对值 $|\Delta u|$ (仅在水位面处二者相等),因而不应用再用真空度评价该区内负压大小,此时负压与负的超静孔隙水压力 Δu 概念一致,可以直接用 $|\Delta u|$ 评价负压大小。

将 B 区的下半部分区域记作 B_2 区, B_1 区与 B_2 区的分界面就是所谓的“零压面”,零压面处孔隙水压力为一个当地大气压 P_a ,零压面是真空度存在的下限。处于零压面之下的 B_2 区绝对孔压值大于 P_a 而没有真空,虽然如此,但 B_2 区存在负的超静孔隙水压力 Δu ,而排水固结由 Δu 消散、有效应力增长实现,因此 B_2 区也有加固效果。

由真空度的定义及抽真空后孔压分布特点不难发

现, 零压面之上 A , B_1 区的孔压与真空度在相对压强坐标系中对称分布 (图 1 (a))。抽真空后, 负压优先沿竖向排水板传递, 地下水位及零压面均不水平, 因此 A , B_1 , B_2 区的分界面并非平面, 为便于分析, 文中将上述分界面均假设为水平面。

1.2 广义负压概念

图 1 的 A , B_1 区均处于负压 (或真空) 状态, 均存在真空度, 但因孔隙流体密度不同, 真空度竖向分布不同。为统一描述土中负压状态, 方便评价负压大小, 并考虑零压面以下 B_2 区亦有加固效果的事实, 避免采用真空度描述负压存在的不足, 建议广义地定义负压: 只要土中当前孔隙压力 u 低于其自然重力场稳态孔隙压力 P_w , 即处于负压状态。负压描述的是一种相对状态, 应采用应力状态的改变量评价负压的大小, 即“广义负压”与“超静孔压”等效, 正是由抽真空引起的使地基排水固结的“荷载”, 相当于文献[12]所述的“真空荷载”以及文献[15]所述的“有效真空压力”, 广义负压既可以描述非饱和土中孔隙压力状态, 也可以描述饱和土中孔隙水压力状态, 所以有真空一定有负压 (A 区, B_1 区), 但有负压不一定有真空 (B_2 区)。诸如“真空度沿深度均匀分布”的表述^[3]显然是不合理的, 广义地定义负压可以避免产生“土中没有真空度就没有加固效果”的错误的感性认识。

2 负压测量方法

影响真空预压负压分布的主要因素有: 膜下真空度、地下水位、土中真空度、孔压及分层沉降等, 文中统称为“负压相关指标”, 相关测法可参考文献[16], 本文着重讨论土中真空度测量技术。

真空预压工程中常用弹簧管式真空表测量土中真空度 (图 2), 当测点处流体压力低于一个大气压时, 会吸走连接真空表的细管及弹簧管空腔 (简称测管空腔 V) 内的空气, 表盘读数为相应的真空度。而将弹簧管式真空表用于土中真空度测量时, 存在以下问题:

(1) 滞后效应

土中测点位置孔隙压力变化时, 真空度测头内、外流体产生压差, 测管空腔 V 通过测头与土中发生流体交换, 测头内外压力达到平衡时真空表读数才趋于稳定。因此, 使用弹簧管式真空表测量土中真空度时, 测值的变化依赖于测管空腔 V 内流体体积的变化。①当测头处于非饱和土中或渗透性好的饱和土 (如砂土) 中时, 测管空腔 V 内流体可以通过测头快速地与土中流体交换, 测头处土中孔压变化会很快体现在真空表读数上, 真空度测量无明显滞后; ②当测头处于渗透性较差的饱和黏性土中时, 测头与土中流体交换缓慢,

将孔压变化反映为测管空腔 V 内的流体体积变化需要相对较长的时间, 真空表读数变化缓慢且明显滞后于测点周边局部孔隙压力变化, 表现出“滞后效应”。测点处土的渗透性越低、压差越小、测管空腔 V 体积越大, 滞后效应越显著。

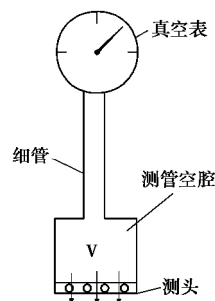


图2 弹簧管式真空表工作原理

Fig. 2 Working principle of spring tube type vacuum gauge

(2) 细管水头高度影响

如图 3 所示, 密闭容器水面上的真空度为 P_v , 真空度测头位于 F 点, 低于静水位 h_3 , 测头与真空表之间由较长的细管相连。假设细管中水头分别位于 $A \sim F$ 点, 且自该点至测头 F 点的细管中水柱连续, 讨论细管水位对真空表读数的影响。

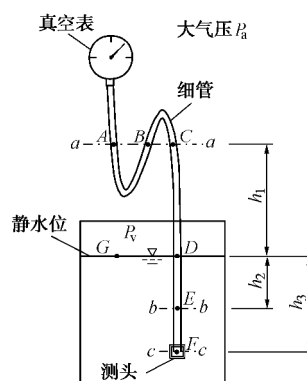


图3 细管水头高度影响真空度读数

Fig. 3 Water head in the tube affects the vacuum degree reading

当细管水头位于 $a-a$ 平面上的 A , B , C 点时, 取静水位为参考面进行压力平衡计算, 真空表读数为

$$P_A = P_B = P_C = P_v + g_w h_1 \quad (2)$$

当细管水头与水位面重合时, 真空表读数为

$$P_D = P_v \quad (3)$$

当细管水头低于水位面时, 真空表读数为

$$P_E = P_v - g_w h_2, P_F = P_v - g_w h_3 \quad (4)$$

不难发现, 当水位面上的真空度及测头位置均不变, 仅连接真空表的细管水头与静水位的相对高差变化时, 真空表读数也随之变化。根据细管水头、测头、地下水位间的高差及真空表读数, 由式 (2) ~ (4) 可以准确计算测头处的真空度, 但在真空预压现场,

表 1 土样物理力学参数

Table 1 Physical and mechanical parameters of soil samples

指标	w /%	G_s	ρ /($\text{g}\cdot\text{cm}^{-3}$)	S_r /%	e	w_L /%	w_P /%	I_P	E_s /MPa	q_u /kPa	k_v /($10^{-6}\text{cm}\cdot\text{s}^{-1}$)
数值	42.6	2.74	1.86	100	1.101	33.8	17.4	16.4	3.2	6.3	6.86

表 2 模型试验详细设计

Table 2 Detailed design of model tests

项目	描述
水力边界	通过细管将顶部补水桶与模型底部连接, 调节补水桶水位模拟外部水头边界, 根据桶中水位变化可以计算补水量及补水速率。补水桶中初始水头与模型中初始地下水位等高 (初始埋深 2.0 m)
应力及位移边界	有机玻璃筒可以约束圆柱土样的径向变形, 在内壁涂抹透明润滑油并贴一层透明塑料薄膜, 可以在不影响可视化的前提下减少土样沉降时的侧向摩擦阻力
排水	模型顶部铺设 30 cm 厚砂垫层, 排水板顶部埋于砂层中, 将外径 16 mm 的 PU 气管打孔后外包滤膜, 螺旋盘于砂垫层中作为集水滤管, 量测补水桶和气水分离桶中水位变化, 可计算补水量、排水量和净排水量
抽真空控制	采用上海南光 2XZ-4 型真空泵, 利用电接点真空表控制泵的运作, 使膜下真空度 P_v 稳定在 85~90 kPa
密封控制	将外径 41 cm、高 40 cm 的小桶嵌入到模型筒内, 用密封膜连接进行活塞式密封。各段模型筒通过法兰盘、橡胶垫连接密封, 传感器数据线穿出处需加以保护并密封

表 3 传感器布置说明

Table 3 Detailed distribution of sensors

项目	描述
孔压	#2~#7 段各布置一个孔压传感器, 相邻间隔 2 m 深度。采用 YY-2B 小型压阻式孔隙水压力传感器, 精度 0.2% FS, 外形尺寸为 20×53 mm, 使用前在正、负压下分别标定
真空度	每个断面同时布置板中、土中真空度测头。将外径 8 mm 的 PU 气管一端用滤膜包扎后作为测头, 通过出线器引至模型筒外, 连接高于出线口的真空表。考虑细管水头与出线口相对高差的影响, 并分析滞后效应
地下水位	采用外径 2 cm 的透明有机玻璃管制作, 共长 5 m, 下部 1 m 为花管段, 上部 4 m 是可视段, 紧贴于模型筒内壁布置在基准面以下 2~7 m 范围, 可直接读出水位
分层沉降	每 2 m 紧贴模型筒内壁放置一块土工布作为沉降标, 标记其初始位置, 量测相对初始位置的距离可得沉降量

连接测头和真空表的细管有相当部分埋在土中, 细管水头的确切位置及管内水柱是否有间断常常不可知, 无法由真空表读数准确计算测头处的压力。换句话说, 当真空度测头低于地下水位时, 不经过细管水头修正的真空表读数通常不是测头处真正的真空度。

对于量程为 -0.1~0 MPa 的弹簧管式真空表, 只有当压力小于一个当地大气压 P_a 时读数才不为零; 由式 (2) ~ (4) 式算得测头位置的真空度小于等于零时, 测管空腔 V 中的压力大于等于 P_a , 测头位置无真空, 真空表读数为零; 图 1 零压面以下 B_2 区的真空度理论测值为零。

3 真空预压室内模型试验设计

针对现有真空预压室内模型竖向尺寸偏小的不足, 设计竖向大比尺室内模型 (图 4), 以单根排水板加固的圆柱体土单元为研究对象, 模拟现场边界约束条件、水流补给条件、真空加载方式等, 开展真空预压负压产生、传递、分布及变化规律相关试验研究。

3.1 试验模型概述

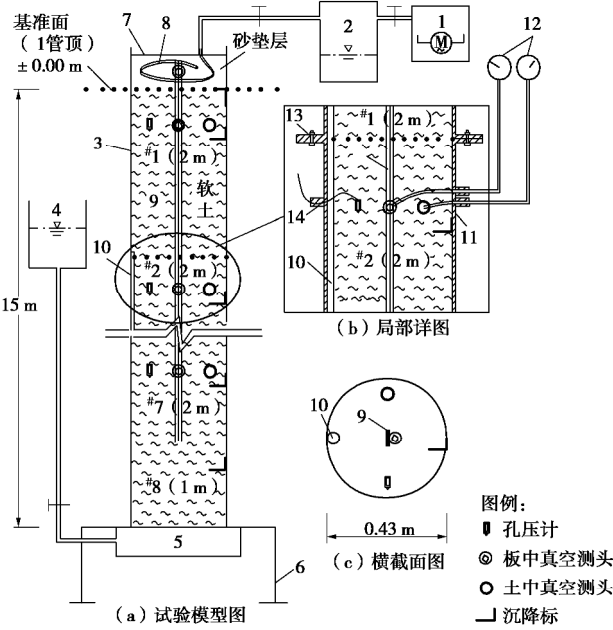
以南京水利科学研究院铁心桥试验基地土工试验厅内高 18.0 m、两跑净宽 0.55 m 的楼梯井为场地, 进行室内模型试验。如图 4, 模型主体为高 15.0 m、内径 0.43 m 的透明有机玻璃筒, 分 8 段自下向上组装而成, 依次为 1.0 m 的 #8 管, 2.0 m 的 #7~#1 管, #1 管顶部连接 0.4 m 高的小段作为砂垫层排水及表层密封段。土样取自连云港徐圩港区航道疏浚吹填区 (孔隙水含盐分), 属于低液限黏土, 试验时土样的相关物理力学参数见表 1, 自下而上填筑土样时, 在截面形心布置一根 14.0 m 深 (分布在 #1~#7 管内, 底部 #8 管内无排水板) 的 SPB100 B 型排水板。模型中土样加固前为总高 15.0 m, 直径 0.43 m 的圆柱体, 以 #1 管顶面为基准面, 每 2.0 m 深为一个试验断面 (图 5), 预埋孔压传感器、板中真空度测头、土中真空度测头和沉降标, 在基准面以下 2~7 m 范围内紧贴筒内壁预置水位管。

3.2 模型分部设计

为使模型试验与真空预压现场条件相似, 模拟了

水力边界、应力及位移边界、排水及真空控制等条件, 详见表 2, 传感器布置说明见表 3 及图 5。文中不特别说明时, 传感器埋深及相关指标的竖向尺度均以顶部 #1 管顶作为 $\pm 0.00\text{ m}$ 基准面 (图 4, 5)。

与现有真空预压相关室内模型试验相比, 本试验具有以下特点: ①模型筒中土样高 15.0 m , 排水板预埋深度 14.0 m , 具有竖向大比尺的特点, 孔压、真空度等负压相关指标与现场相近; ②可以模拟单根排水板控制单元体的应力边界及水力边界; ③模型主体为透明有机玻璃筒, 分层沉降, 水位管, 补、排水桶及真空表的细管水位的可视效果好, 测量方便、准确。



注: 1-真空泵及其控制系统, 2-气水分离桶, 3-透明有机玻璃筒主体, 4-可调节式补水桶, 5-底部补水装置, 6-底座, 7-顶部密封, 8-水平排水管, 9-排水板, 10-水位管, 11-沉降标签, 12-真空表, 13-法兰盘, 14-出线器

图 4 竖向大比尺真空预压室内试验

Fig. 4 Vertical large-scale vacuum preloading laboratory tests

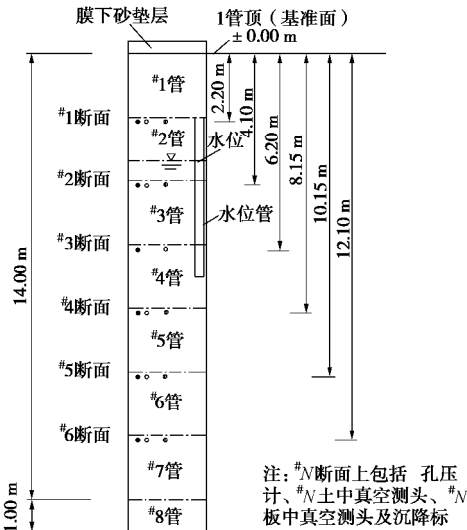


图 5 模型中传感器分布

Fig. 5 Distribution of sensors in model

4 试验规律分析

装样完成静置 1 个月后将开始试验, 试验持续 1 个月, 分为抽真空初期、真空度稳定期 (下文简称稳定期) 和动态测量 3 个阶段。试验结果分析如下。

4.1 水位变化分析

试验前后水位降低了 1.343 m , 埋深波动为 $1.8\sim 3.8\text{ m}$, 波幅 2.0 m (图 6)。自第 5 天开始净排水量增长平缓 (图 7), 而水位曲线却表现为“上升—平稳—下降”; 管内外压差及流体交换是管中水位变化的必要条件, 压力再平衡会影响水位面的空间分布, 水位管中水位只反映空间某点的水位值, 其升降变化证明真空预压地下水位存在局部波动性, 水位管中水位不是整体平均地下水位。试验前后地表沉降 0.222 m , 水位下降量大于地表沉降量。

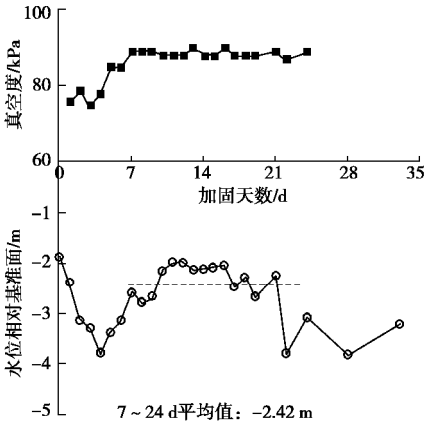


图 6 水位与真空度变化

Fig. 6 Change of water level and vacuum degree

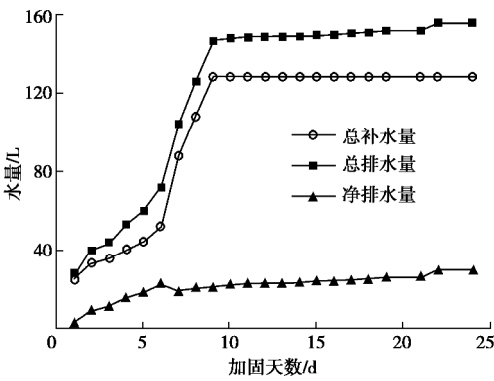


图 7 水量变化

Fig. 7 Change of water quantity

4.2 真空度变化分析

文中测头位置的真空度均在考虑测头沉降和细管水头高度后参照式 (2) ~ (4) 计算得到。排水板及土中真空度时空分布如图 8 和图 9 所示。

(1) 不同深度板中真空度曲线均与膜下真空度

P_v 曲线相似, 在同一时间段表现出同样的增、减规律, 即当 P_v 波动时, 不同深度处的真空度几乎即时、等值地波动, 说明相对于测量频率 (一天一次), 排水板中压力竖向传递没有滞后。同一位置土中真空度整体上低于板中, 加载初期尤为明显; 随着 P_v 持续稳定, 板、土真空度差距逐渐缩小并渐趋一致。 P_v 波动时, 板中真空度变化明显而土中变化相对缓慢。以上说明真空表所测土中压力变化滞后于板中压力变化。

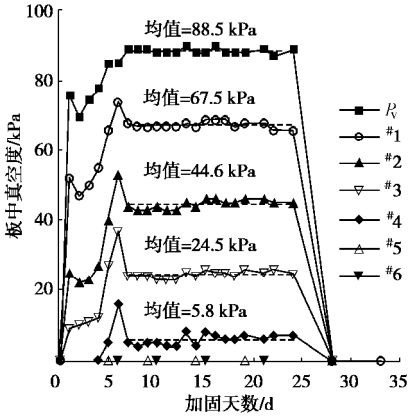


图 8 各断面排水板中真空度分布

Fig. 8 Distribution of vacuum of monitoring sections in drain board

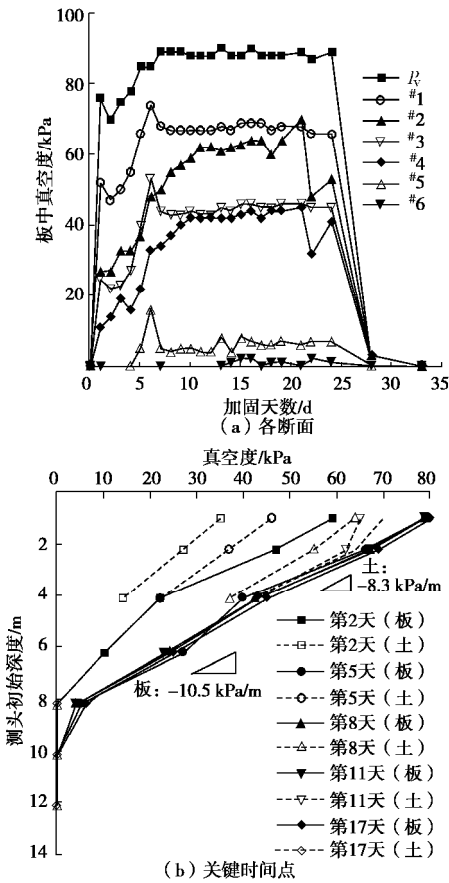


图 9 排水板及土中真空度时空分布对比

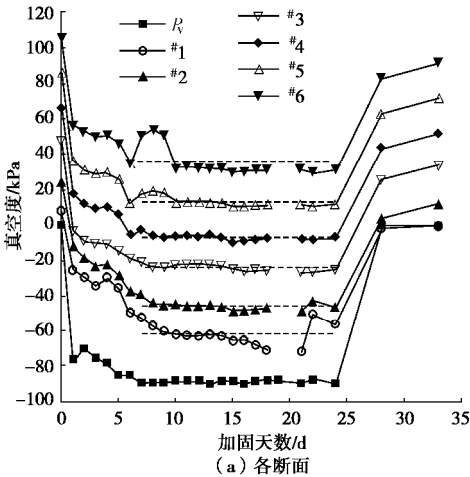
Fig. 9 Spatial and temporal distribution of vacuum comparison in drain board and soil

(2) 抽真空第 5 天后, 排水板中真空度竖向分布随膜下真空度 P_v 的稳定而基本稳定 (图 9 (b))。8.15 m 埋深之内的板中 #1~#4 测头均有真空度, 真空度值随深度递减; 10.0 m 之下的板 #5、#6 测头自始至终无真空度, 所以排水板中真空度存在的极限深度为 8.15~10.0 m。同理, 土中真空度存在的极限深度为 8.0~10.0 m。因此, 本次试验零压面埋深为 8.0~10.0 m。关键时间点板中及土中真空度 (不为零的范围) 竖向呈线性分布, 板中真空度斜率均值为 -10.5 kPa/m, 土中真空度斜率均值为 -8.3 kPa/m。

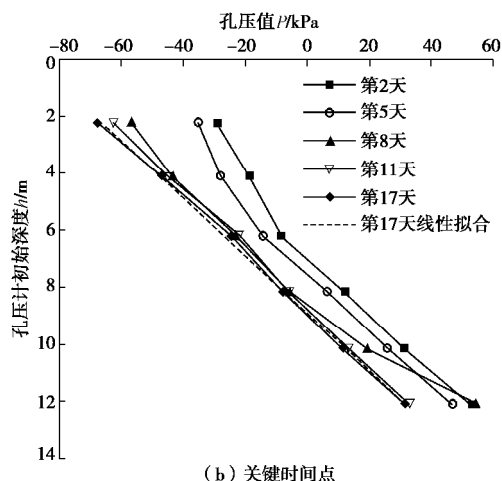
4.3 孔压及负压分布分析

(1) 孔压分析

a) 如图 10 (a), 抽真空后不同深度孔压均随时间逐渐减小, 且均与膜下真空度 P_v 表现出同样的增、减规律; 第 7~23 天 P_v 稳定, 各断面孔压总体呈水平等间距分布, 竖向梯度为 10.0 kPa/m (图 10 (b)), 等于静水压力梯度 10.0 kPa/m (滨海吹填土孔隙水含盐分)。由图 9 及图 10 可作出孔压和真空度的对比分布图 11, 稳定期零压面之上的孔压与板中真空度分布对称 (图 11 (b)), 板中真空度随深度平均线性衰减 -10.1 kPa/m, 土中孔压随深度平均线性增长 10.2 kPa/m, 而真空表测得土中压力平均线性衰减 -10.7 kPa/m。土中孔压与板中压力线性变化程度近乎相等说明负压由板向土中径向传递时没有明显衰减, 流体压力在竖向近似以静水水力梯度线性增长说明水位之下负压 (超静孔压 Δu) 在竖向无明显衰减, Δu 分布如图 11 (b) 所示; 真空表测值反算土中孔压 $|P_s|$ 偏小于孔压值 $|u|$, 是饱和黏土真空度测量存在滞后效应的一种表现。图 11 (a) 所示水位之下的 #2 和 #4 断面孔压 u 与板中真空表测值反算孔压 P_{pvd} 一致, 而 $|u|$ 均略大于土中真空表测值反算孔压 $|P_s|$ 值, 同样为上述压力径向分布规律及滞后效应的表现, 因此, 建议尽量避免使用真空表测量水位之下的土中压力。



(a) 各断面

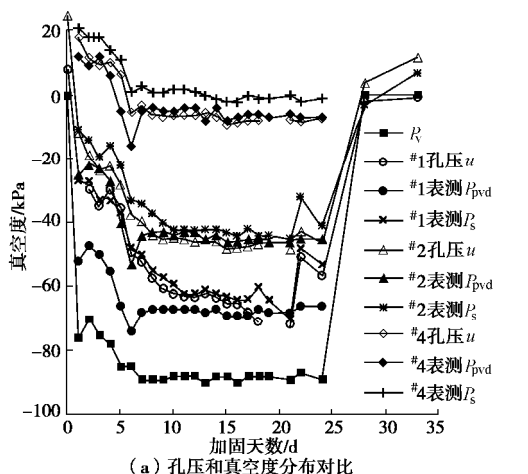


(b) 关键时间点

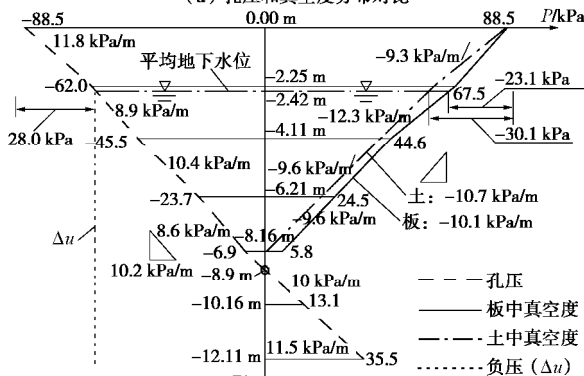
图 10 孔隙水压力时空分布

Fig. 10 Spatial and temporal distribution of pore water pressure

b) 图 11 (b) 中孔压线与 Z 轴交点为 -8.9, 说明本次试验土中真空度存在的极限深度 (作为零压面深度) 为 8.9 m。平均地下水位埋深 2.42 m, 地下水向上排出需增加其重力势能, 负压做功而衰减, 由图 11, 非饱和区板中负压衰减 23.1 kPa, 土中衰减 28.0 kPa。



(a) 孔压和真空度分布对比



(b) 稳定期孔压和真空度竖向分布对比

图 11 孔压和真空度分布对比

Fig. 11 Comparison of pore water pressure and vacuum degree

(2) 负压分布分析

a) 膜下 P_v 稳定时 (取第 10~21 天), #1 至 #6 断面的超静孔压 Δu 平均值依次为: -66.6, -66.4, -64.6, -67.6, -68.4, -68.3 kPa, 总体平均为 -67.0 kPa (图

12 (a))。不同深度超静孔压 Δu (#1~#6) 整体变化相近, 说明稳定期模型内部压力变化较为同步, 负压在传感器分布范围内分布均匀, 平均负压为 -67.0 kPa; 此间膜下平均真空度为 88.4 kPa, $P_v - |\Delta u|$ 即是负压在地下水位之上的非饱和段提水做功而衰减的幅度 (图 12 (c)), 各断面 $P_v - |\Delta u|$ 初期大, 稳定期小 (整体平均为 21.4 kPa), 说明初期负压在浅层损耗大于稳定期。

b) 图 12 (b) 所示, 第 8 天底部补水阀门打开, #4 至 #6 的 $|\Delta u|$ 自上而下递减; 第 17 天顶部 #1、#2 管的出线器阀门打开, #2 孔压以下深度的 $|\Delta u|$ 均小幅小于第 11 天的 $|\Delta u|$, 说明补水和漏气均会损耗负压。

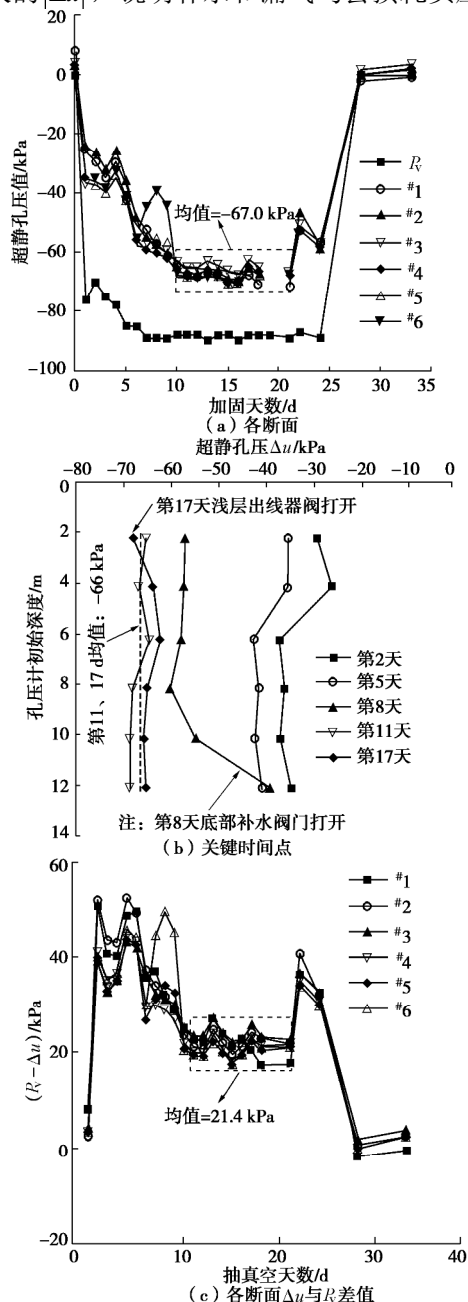


图 12 超静孔压 Δu 时空分布

Fig. 12 Spatial and temporal distribution of excess pore water pressure Δu

4.4 动态测试负压分析

试验动态测试包含两部分:①第 22 天临时卸载后再加载,加密测量孔压和真空度相关指标短时变化(图 13);②第 25 天进入动态测量阶段(图 14),依次调整膜下真空度 P_v 为: $90 \rightarrow 65 \rightarrow 35 \rightarrow 0 \rightarrow 35 \rightarrow 65 \rightarrow 90 \rightarrow 0$ (单位: kPa), 每次调整后立即加密观测浅层#1、#2 断面的孔压、土中真空度、板中真空度及地下水位, 分析负压相关指标短时变化规律。

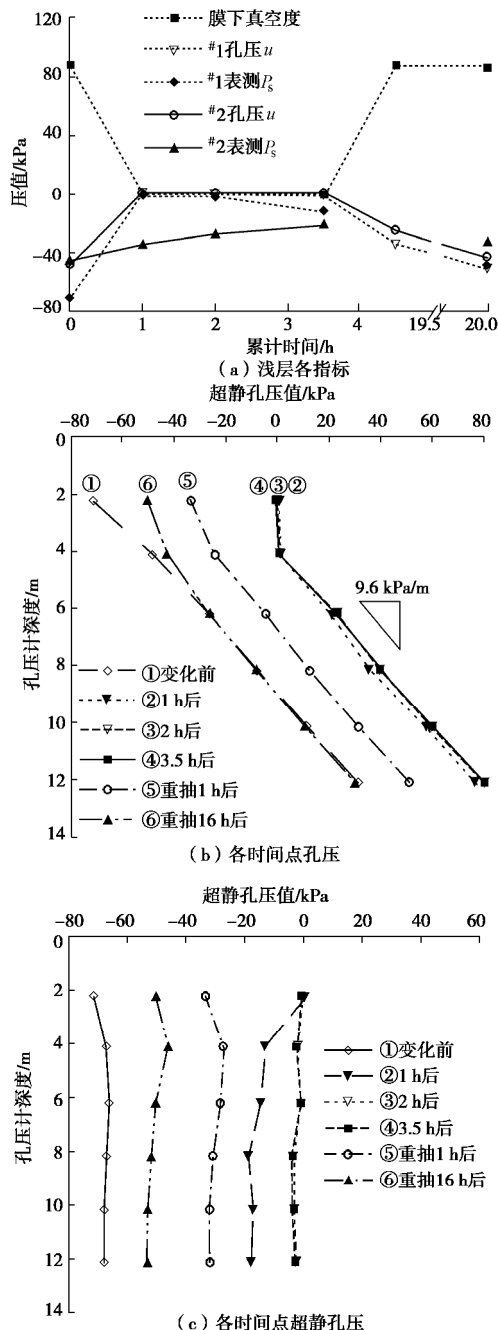


图 13 临时卸载负压相关指标分析

Fig. 13 Analysis of negative pressure-related indexes of temporary unloading

(1) 如图 13 (a) 及图 14 所示, 膜下真空度 P_v 变化时, 处于地下水位之上的#1 断面土中真空表测值反算孔压 P_s 和孔压计测值 u 一致, 处于水位之下的#2 断

面理论上亦应如此, 而实际上 P_s 较 u 曲线平缓, 且 P_s 的变化总是滞后于 u , 即 P_v 下降(上升)时, 土中真空表测值反算孔压 P_s 回升(降低)总是慢于孔压计测值 u 。真空度变化时地下水位之下的土中真空表测值反算孔压 P_s 滞后于土中孔压计测值 u 的现象正是 2.1 节所述饱和黏土土中真空度测量的滞后效应, 真空度变化 24 小时内滞后效应有明显体现。

(2) ①如图 13 (b), 真空卸载后 2 h 内土中孔压基本不再变化, 超静孔压趋近于零; 再次加载 16 h 后, 除浅层外 6 m 深度以下的土中孔压值 P_s 与卸载前相等。②4 m 深度以下的土中同一时刻的超静孔压呈一条竖直线, 不同时刻的孔压连线相互平行且平均线性系数 (9.6 kPa/m) 接近静水压力梯度 (10.0 kPa/m)。以上说明膜下真空度 P_v 变化后, 排水板会很快将压力变化近乎等值地传递到水位之下不同深度土中——即板中真空度及土中孔压均同步变化 (相对于测量频率), 且具有相同的压力增量 (超静孔压 Δu)。本次试验模型中土样横截面与排水板截面之比偏小 (相比于现场排水板平面布置及其常见的板间距 0.7~1.3 m), 人工填筑的土样渗透系数大于自然土层, 且真空泵工作效率及模型密封性均比现场条件好, 所以尽管排水板埋深 14 m, 但负压依然能够由排水板快速地传递给周边土样, 负压在水位以下范围传递基本表现为无滞后、无衰减, 类似《水力学》中的巴斯加原理^[13]。

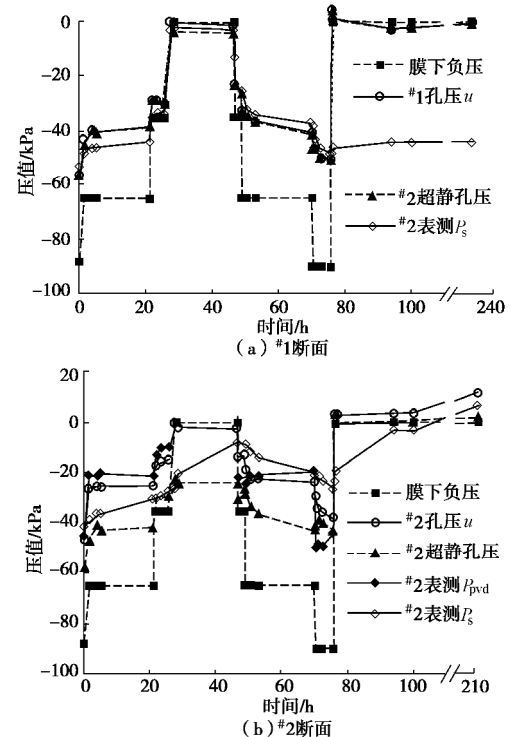


图 14 动态测试浅层负压相关指标分析

Fig. 14 Analysis of shallow negative pressure-related indexes of dynamic tests

(3) 图 14 所示, 膜下真空度 P_v 变化过程中, #1、

#2 断面孔压 u 随 P_v 的变化而变化, 但两断面超静孔压绝对值 $|\Delta u|$ 始终小于 P_v , 说明负压通过排水板传递到 #1、#2 断面的过程中有衰减。自然状态下, 水位之下的饱和土中孔隙水势能相等, 要将孔隙水通过排水板向上排出必须做功增大其重力势能和动能, 因此负压在非饱和区域内耗散, 使地下水位处的超静孔压绝对值 $|\Delta u|$ 低于膜下真空度 P_v 。

5 排水板负压边界

5.1 等效排水管流型分布

土中自上而下主动降低的孔隙压力是真空预压排水固结的动力, 排水板负压分布是砂井固结理论重要的孔压边界条件。将排水板按照等横截面原则等效为一根透水圆管 (图 15), 讨论膜下真空度 P_v 稳定期等效排水管中流体状态及负压分布。

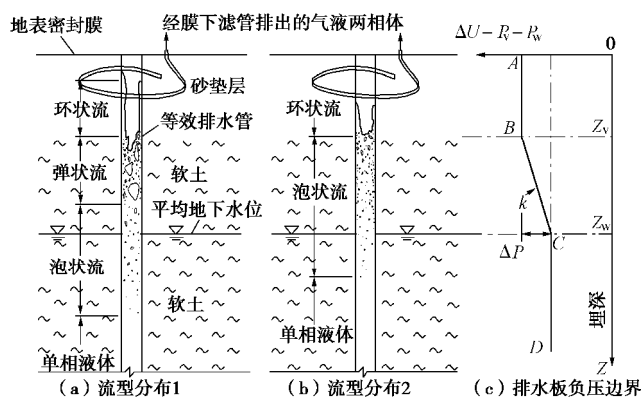


图 15 等效排水管两相流型分布及负压边界

Fig. 15 Distribution of two-phase flow pattern and negative pressure boundary of equivalent drainage tube

无论现场还是室内试验, 均可观察到连接膜下滤管与泵的透明管道中的水呈断续状脉动前进, 水平管段中气液两相体的运动形态多呈“弹状流”和“波状流”, 竖向管段中多呈“弹状流”和“环状流”。参考《气液两相流》流型理论^[17], 并考虑流型随流量、时间的动态变化, 合理推测竖向等效排水管中的流体形态如图 15 (a)、(b) 所示: ①加固初期两相流含气量较大, 流型如图 15 (a) 所示, 自下而上依次为: 单相液体、泡状流、弹状流、环状流; ② P_v 稳定期两相流含气量减小, 流型如图 15 (b) 所示, 自下而上依次为: 单相液体、泡状流、环状流。假设土中平均地下水位处于泡状流区域, 且随真空加载时间增长而缓慢下降。

5.2 排水板负压边界

基于模型试验负压分布规律, 膜下真空度稳定期与图 15 流型相对应的排水板负压边界 ΔU (图 15(c)) 为式 (5)。

$$\Delta U = \begin{cases} -P_v & (0 \leq Z < Z_v) \\ I g_1 (Z - Z_v) - P_v & (Z_v \leq Z < Z_w) \\ \Delta P - P_v & (Z \geq Z_w) \end{cases}, \quad (5)$$

$$\Delta P = I g_1 (Z_w - Z_v) \quad (6)$$

式中, ΔU 为本文 1.2 节定义的广义负压, P_v 为膜下真空度, ΔP 为图 15 (c) 中 BC 段负压的衰减值, Z_v 为环状流下限埋深, Z_w 为平均地下水位埋深, g_1 为图 15 中环状流下限埋深至平均地下水位段 (BC 段) 的等效排水管中两相流的平均重度, I 为压差系数。

环状流有气相轴心, 认为环状流范围内负压无衰减, 图 15 (c) 中 AB 段的负压为 $-P_v$; 本次试验测得平均地下水位之下排水板中不同深度负压等值分布, 因此认为 CD 段负压为平均地下水位处的板中压力 $-P_w = \Delta P - P_v$; 上升两相流存在摩擦、加速、重力和局部压降, 即浅层 BC 段负压存在衰减, 假定为线性衰减, 并用大于 1 的压差系数 I 考虑板中大于重力压降的两相流压降。本次试验真空度稳定期负压在浅层平均衰减值 ΔP 为 21.4 kPa。

6 结论与建议

本文讨论了负压相关概念及测量方法, 通过开展竖向大比尺室内模型试验研究了真空预压负压分布规律。初步结论与建议如下:

(1) 详细讨论了真空预压负压空间分布特点, 认为负压描述一种相对压强状态, 与“超静孔压”等效, 广义地定义了负压。

(2) 详细分析了土中真空度测量的影响因素, 提出并通过试验验证了饱和黏土土中真空度测量的滞后效应, 本次试验真空度存在的极限深度为 8.9 m。

(3) 在相对压力坐标系中, 零压面之上范围内孔压及板中真空度竖向分布曲线对称, 零压面之上的土中孔压绝对值应与土中真空度相等。本次试验膜下真空度稳定后, 板中真空度随深度线性 (平均 -10.1 kPa/m) 衰减, 土中孔压随深度线性 (平均 10.2 kPa/m) 增长, 二者线性梯度均近似为静水压力梯度。

(4) 本次试验负压为折线型分布, 且在地下水位之上的非饱和段衰减, 稳定期整体平均衰减值 21.4 kPa, 负压在水位之下排水板埋深范围内基本均匀分布且无明显衰减, 稳定期整体平均值为 -67.0 kPa。合理假定等效排水管气液两相流的流型分布, 给出了符合试验规律的真空预压稳定期竖向排水板负压边界。

(5) 本次试验膜下真空度变化后, 压力变化会通过排水板近乎等值地快速传递到水位之下排水板分布范围, 且由板向土中径向传递时没有明显衰减。因所用模型内径偏小 (为 0.43 m), 建议缩小排水板截面积, 从能量等效的角度出发合理调整膜下负压, 使能量密度与现场相似, 保证土样的均匀性, 在竖向大比尺模型中进一步开展真空预压物理力学性质的研究。

(6) 本文基于吹填淤泥真空预压室内模型试验初

步得到了负压分布相关规律, 仍需在吹填现场以及天然沉积的软土地基真空预压实际工程中继续开展相关研究, 以指导生产实践。

参考文献:

- [1] 许胜, 王媛. 真空预压法加固软土地基理论研究现状及展望[J]. 岩土力学, 2006(增刊 2): 943 - 947. (XU Sheng, WANG Yuan. State-of-arts and prospect of consolidation theory for soft soil by vacuum preloading[J]. Rock and Soil Mechanics, 2006, **27**(S2): 943 - 947. (in Chinese))
- [2] 岑仰润. 真空预压加固地基的试验及理论研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2003. (CEN Yang-run. Vacuum preloading: experiment and theory[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2003. (in Chinese))
- [3] 郭彪. 竖井地基轴对称固结解析理论研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2010. (GUO Biao. Analytical study on axisymmetric consolidation theory of ground with vertical drains[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2010. (in Chinese))
- [4] 蒋基安, 陈海英, 陈越, 等. 排水板真空度损耗的排水固结解析解[J]. 岩土工程学报, 2016(3): 404 - 418. (JIANG Ji-an, CHEN Hai-ying, CHEN Yue, et al. Analytical solutions to drainage consolidation considering vacuum loss in prefabricated vertical drain[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016(3): 404 - 418. (in Chinese))
- [5] QIU Q C, MO H H, DONG Z L. Vacuum pressure distribution and pore pressure variation in ground improved by vacuum preloading[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2007, **44**(12): 1433 - 1445.
- [6] 邱青长, 莫海鸿, 董志良. 真空预压地基竖向排水体内流体的压降分析[J]. 华南理工大学学报(自然科学版), 2007, **35**(3): 132 - 136. (QIU Qing-chang, MO Hai-hong, DONG Zhi-liang. Analysis of pressure drop of fluid in prefabricated vertical drains in vacuum preloading ground[J]. Journal of South China University of Technology (Natural Science Edition), 2007, **35**(3): 132 - 136. (in Chinese))
- [7] 朱群峰, 高长胜, 杨守华, 等. 超软淤泥地基处理中真空度传递特性研究[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(9): 1429 - 1432. (ZHU Qun-feng, GAO Chang-sheng, YANG Shou-hua, et al. Transfer properties of vacuum degree in treatment of super-soft muck foundation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(9): 1429 - 1432. (in Chinese))
- [8] 王星华, 雷鸣. 真空预压加固软基竖向排水体负压分布模式研究[J]. 工业建筑, 2010, **10**(10): 86 - 90. (WANG Xing-hua, LEI Ming. Analysis of negative pressure distribution of vertical drainage channels for stabilization of roadbed by vacuum preloading[J]. Industrial Construction, 2010, **10**(10): 86 - 90. (in Chinese))
- [9] 侯健飞. 利用真空预压实测孔隙水压力推算土体固结度的计算方法探讨[J]. 中国港湾建设, 2005(1): 13 - 15. (HOU Jian-fei. Calculation of consolidation degree of soil mass with pore water pressure measured in vacuum preloading works[J]. China Harbour Engineering, 2005(1): 13 - 15. (in Chinese))
- [10] 高志义, 张美燕, 刘立钰, 等. 真空预压加固的离心模型试验研究[J]. 港口工程, 1988(1): 18 - 24. (GAO Zhi-yi, ZHANG Mei-yan, LIU Li-yu, et al. Centrifuge model test on vacuum preloading[J]. China Harbour Engineering, 1988(1): 18 - 24. (in Chinese))
- [11] 高志义, 梁爱华, 刘天韵. 真空预压中真空度和孔隙水压力测试与分析[J]. 中国港湾建设, 2014(2): 1 - 6. (GAO Zhi-yi, LIANG Ai-hua, LIU Tian-yun, et al. Test and analysis on vacuum degree and pore water pressure[J]. China Harbour Engineering, 2014(2): 1 - 6. (in Chinese))
- [12] 仲彦, 赵岩, 尹长权. 真空荷载的几种表述及其应用[J]. 中国港湾建设, 2014(10): 23 - 26. (ZHONG Yan, ZHAO Yan, YI Chang-quan. Some expressions of vacuum load and their application[J]. China Harbour Engineering, 2014(10): 23 - 26. (in Chinese))
- [13] 吴持恭. 水力学上册[M]. 4版. 北京: 高等教育出版社, 2008: 17 - 53. (WU Chi-gong. Hydraulics volume one[M]. 4th ed. Beijing: Higher Education Press, 2008: 17 - 53. (in Chinese))
- [14] 卢宁, LIKOS W J. 非饱和土力学[M]. 北京: 高等教育出版社, 2012: 97 - 104. (LU Ning, LIKOS W J. Unsaturated soil mechanics[M]. Beijing: Higher Education Press, 2012: 97 - 104. (in Chinese))
- [15] 林志强. 真空预压排水板有效真空压力变化规律[J]. 水运工程, 2015(7): 161 - 166. (LIN Zhi-qiang. Changing rules of pore water pressure in drain board under vacuum preloading[J]. Port & Waterway Engineering, 2015(7): 161 - 166. (in Chinese))
- [16] 张功新, 莫海鸿, 董志良. 孔隙水压力测试和分析中存在的问题及对策[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, **25**(增刊 2): 3535 - 3538. (ZHANG Gong-xin, MO Hai-hong, DONG Zhi-liang. Issues and countermeasures for measurement and analysis of pore water pressure[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, **25**(S2): 3535 - 3538. (in Chinese))
- [17] 阎昌琪. 气液两相流[M]. 2版. 哈尔滨: 哈尔滨工程大学出版社, 2010: 9 - 12. (YAN Chang-qi. Gas-liquid two-phase flow[M]. 2nd ed. Harbin: Harbin Engineering University Press, 2010: 9 - 12. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201710017

单峰和双峰土水特征曲线基本参数的确定

高游, 孙德安*

(上海大学土木工程系, 上海 200444)

摘要: 土水特征曲线基本参数(如进气值、残余吸力值和过渡区脱湿曲线的斜率等)的确定是预测非饱和土强度、渗透性以及本构关系的基础。基于修正 Fredlund 和 Xing 拟合方程, 提出单峰和双峰土水特征曲线基本参数的确定方法。首先, 对试验数据点进行最优化拟合, 获取拟合方程的参数, 对于双峰土水特征曲线, 根据试样的孔径分布特征将其分段进行拟合; 其次, 根据拟合方程的几何关系求出过渡区和残余区土水特征曲线的斜率及其切线方程; 再根据切线方程可以准确地确定单峰和双峰土水特征曲线的进气值、残余吸力值等。最后, 利用单峰和双峰土水特征曲线的试验数据, 验证了此方法的可行性。

关键词: 土水特征曲线; 基本参数; 拟合; 单峰孔径分布; 双峰孔径分布

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)10-1884-08

作者简介: 高游(1989-), 男, 博士研究生, 主要从事非饱和土力学的研究。E-mail: gaoyou824@163.com。

Determination of basic parameters of unimodal and bimodal soil water characteristic curves

GAO You, SUN De-an

(Department of Civil Engineering, Shanghai University, Shanghai 200444, China)

Abstract: The determination of basic parameters (such as air-entry value, residual suction, slope at transition zone, etc.) of soil-water characteristic curve (SWCC) is the most fundamental for predicting the strength, permeability and constitutive relation of unsaturated soils. In this paper a method is proposed to determine the basic parameters of unimodal and bimodal SWCCs based on the modified Fredlund and Xing's fitting equation. Firstly, the parameters of the fitting equation can be obtained by the optimal fitting of experimental data. For the bimodal SWCC, the piecewise fitting method is adopted based on the pore size distribution characteristics of soils. Secondly, the slopes and equations of tangent lines are obtained in the transition and residual zones based on the geometric relationship of the fitting equation. Furthermore, the air-entry value and residual suction of SWCCs are determined by the geometric relationship of tangent lines. Finally, the proposed method is validated to be feasible by use of the experimental data of unimodal and bimodal SWCCs.

Key words: soil water characteristic curve; basic parameter; fitting; unimodal pore size distribution; bimodal pore size distribution

0 引言

土水特征曲线表示非饱和土持水能力的大小, 它是预测非饱和土强度、渗透性以及本构关系的基础^[1]。如在非饱和土强度预测方面, 最关键的问题是如何考虑吸力和饱和度对非饱和土强度公式中增强项的影响。而在非饱和增强项中最关键的一个参数就是有效应力参数 χ ($0 \leq \chi \leq 1$)。很多学者基于大量的实验数据, 将非饱和强度增强项与有效饱和度 S_e ($S_e = (S_r - S_{re}) / (1 - S_{re})$, S_{re} 为残余饱和度) 建立关系, 并将有效应力参数 χ 用有效饱和度 S_e 替代^[2-5]。在非饱和土渗透性的预测方面, 应用较广泛的非饱和渗透系数模型中含有有效饱和度 S_e ^[6-8]。故残余点吸力值 φ_{re} 和残余饱和

度 S_{re} 的准确确定具有重要的实际意义。Kim 等^[9]利用有效饱和度 S_e 代替有效应力参数 χ 的非饱和强度预测公式探讨了残余饱和度对强度增强项预测的影响, 如图 1 所示。可以看出残余点取值对非饱和土强度增强项预测的结果影响很大。此外, 在非饱和土弹塑性模型中常常需要建立一个简单的土水特征曲线滞回模型, 如 Sheng 等^[10]提出的土水特征曲线滞回模型, 包含了如进气值 s_a , 过渡区脱湿曲线斜率 I_{ws} , 残余区脱

基金项目: 国家自然科学基金项目 (41402271, 11672172)

收稿日期: 2016-07-26

*通讯作者 (E-mail: sundean@shu.edu.cn)

湿线斜率或扫描线斜率 κ_{ws} 等基本参数, 如图 2 所示。因此, 准确确定土水特征曲线基本参数 (如进气值、残余吸力值和过渡区脱湿曲线斜率等) 是非饱和土强度、渗透性以及本构关系研究的基础。

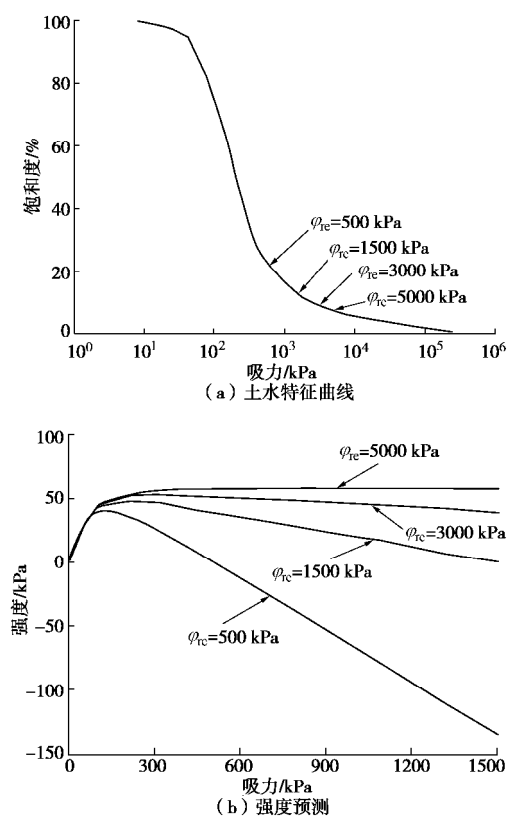


图 1 残余值对非饱和强度增强项预测的影响^[7]

Fig. 1 Effect of residual suction on predicted shear strength^[7]

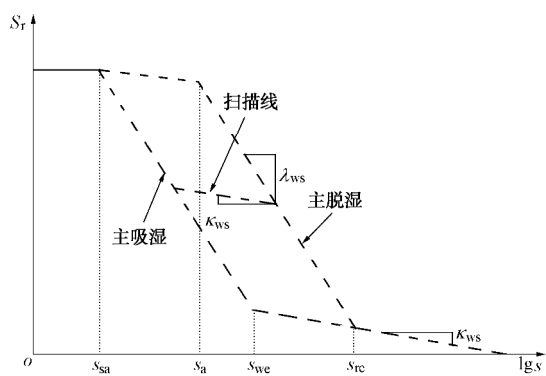


图 2 土水特征曲线模型^[10]

Fig. 2 Model for soil-water characteristic curves^[10]

目前, 土水特征曲线基本参数的确定主要是利用画图法。图 3 为单峰土水特征曲线, 其进气点坐标主要根据边界区和过渡区土水特征曲线切线的交点确定, 残余点坐标主要根据过渡区和残余区土水特征曲线切线的交点确定。此法确定土水特征曲线参数主观性较大。此外, 不同土水特征曲线的量测方法的量测吸力范围是不同的, 如压力板法 (即轴平移技术) 最

大吸力为 1.5 MPa、滤纸法 (吸力范围约 0.5~40 MPa) 和饱和盐溶液蒸气平衡法 (吸力范围约 3~367 MPa) 等。若只采用一种试验方法很难获取广吸力范围内的土水特征曲线, 而用单一试验方法获取的窄吸力范围内有限试验数据点确定土水特征曲线基本参数会存在较大误差。因此, 如何从窄吸力范围内有限试验数据, 较准确地确定土水特征曲线的基本参数是值得研究的一个问题。

用窄吸力或广吸力范围内有限试验数据点, 较准确地确定土水特征曲线的基本参数, 先需要确定其全吸力范围内土水特征曲线的表达方程。本文通过分析得知 Fredlund 等^[11]拟合方程式中的残余吸力值 ϕ_{re} 并非实际残余吸力值, 故将 Fredlund 等的拟合方程视作四参数拟合方程对单峰土水特征曲线 (即有限的试验数据点的水特征曲线) 进行拟合确定全吸力范围内的土水特征曲线拟合方程, 再根据已知参数方程的几何关系求出过渡区和残余区土水特征曲线的斜率及其切线方程, 从而确定单峰土水特征曲线的基本参数。同时基于孔径分布特征将双峰土水特征曲线分两段, 提出拟合确定双峰土水特征曲线基本参数的方法。最后, 用试验数据验证了本文方法可准确地确定单峰和双峰土水特征曲线的基本参数。

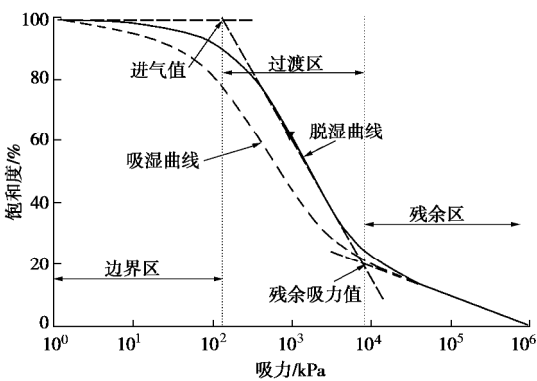


图 3 单峰土水特征曲线

Fig. 3 Unimodal soil-water characteristic curve

1 土水特征曲线的类型

微细观试验 (如压汞试验) 的深入测试和研究表明, 土样内部的孔隙结构可以分为单峰孔径分布和双峰孔径分布以及甚至多峰孔径分布。如初始是泥浆状态的海相、湖相以及河相沉积土经过自重沉积、固结后形成的土样孔径分布比较单一, 即为单峰孔径分布, 其内部的孔隙主要是颗粒间孔隙, 如图 4 (a) 所示。对于单峰孔隙结构试样所测得土水特性曲线, 称为单峰土水特征曲线; 其特征是过渡区为单一斜率的下降段, 如图 3 所示。而击实或压实样的孔径分布主要为

双峰孔径分布, 双峰孔径分布的试样主要包含两种类型的孔隙: 集聚体内孔隙和集聚体间孔隙, 如图 4(b) 所示。然而对于集聚体间孔隙相对不稳定, 如浸水湿化或在高压作用下可以使集聚体间发生相对滑动而使集聚体间孔隙发生变化, 会使试样的孔径分布变成弱的双峰孔径尺寸分布或者趋于单峰孔径分布^[12-14]。对于某一特定应力状态下的饱和试样, 如果孔径分布是双峰孔径分布或者弱双峰孔径分布, 则所测得的土水特征曲线过渡区会出现两个斜率的下降段和一个水平过渡段, 这主要由于土样孔隙有集聚体间孔隙和集聚体内孔隙组成的缘故^[15-16]。因此, 土水特征曲线按孔径分布的类型可以分为单峰土水特征曲线和双峰土水特征曲线。

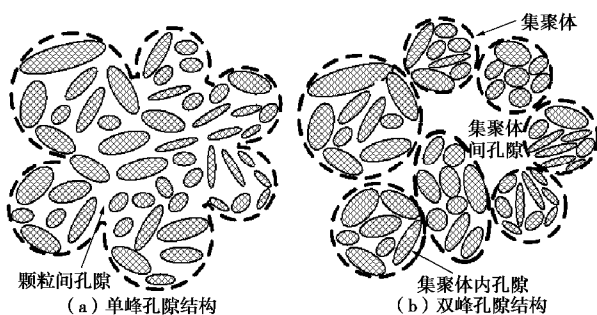


图 4 土样中不同类型的孔隙

Fig. 4 Different pore distributions in soil samples

2 土水特征曲线基本参数的确定

根据目前的量测技术, 要获取广吸力范围内土水特征曲线往往要利用几种不同的量测方法。因此, 要通过试验获取广吸力范围的土水特征曲线, 其过程复杂且耗时。故很多学者提出基于有限试验数据点来确定全吸力范围内土水特征曲线拟合参数的拟合方程。单峰土水特征曲线的模型有 Van 模型^[17]、Fredlund 等模型^[11]和 Kosugi 基于正态分布方程提出的单峰土水特征曲线模型^[18]等。双峰土水特征曲线的模拟有 Li 等基于土水特征曲线的物理意义所提出的双峰土水特征曲线模型^[19], Satyanaga 等基于双峰粒径尺寸分布所提出的双峰土水特征曲线模型等^[20]。

根据窄吸力或广吸力范围内有限试验数据点, 确定土水特征曲线的基本参数时, 首先要确定其全吸力范围内土水特征曲线的拟合方程, 再通过已知拟合方程的几何关系才能准确地确定土水特征曲线的基本参数。因此, 本文采用 Fredlund 等的拟合方程, 提出确定单峰和双峰土水特征曲线基本参数的方法。

2.1 单峰土水特征曲线基本参数的确定

Fredlund 等^[11]在 1994 年提出一个能够较好拟合

土水特征曲线的方程:

$$S_r(s) = \frac{S_{rs}}{\{\ln[e + (s/a)^n]\}^m}, \quad (1)$$

式中, $S_r(s)$ 为非饱和时的饱和度 (%), s 为吸力 (kPa), S_{rs} 为饱和时的实际饱和度 (%), 完全饱和 S_{rs} 取 1, a , n , m 为 3 个拟合参数。由于式 (1) 无法模拟残余区的土水特征特性, 如图 5 中式 (1) 模拟的结果所示, 故在式 (1) 乘上修正系数 $C(s)$

$$C(s) = 1 - \frac{\ln(1 + s/j_{re})}{\ln[1 + (10^6/j_{re})]}, \quad (2)$$

式中, j_{re} 为残余吸力值 (kPa)。式 (1) 乘上修正系数可得到很好拟合全吸力范围土水特性曲线的方程:

$$S_r(s) = \left\{ 1 - \frac{\ln(1 + s/j_{re})}{\ln[1 + (10^6/j_{re})]} \right\} \frac{S_{rs}}{\{\ln[e + (s/a)^n]\}^m}. \quad (3)$$

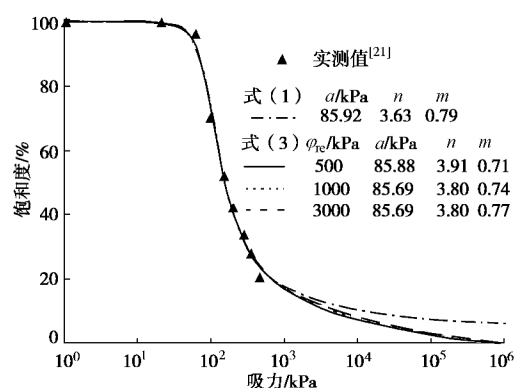


图 5 残余吸力值对拟合结果的影响

Fig. 5 Effect of residual suction on fitting results

但是, 式 (3) 中 j_{re} 并不是实际意义上的残余吸力值, 如图 5 所示, j_{re} 分别取 500, 1000 和 3000 kPa, 均能很好的拟合全吸力范围内的土水特征曲线; 同时, Fredlund 等^[11]也提到在大部分情况下 j_{re} 可取 1500~3000 kPa 之间, 对不同类型土的土水特征曲线式 (3) 都能获得较好的拟合结果。文献[22, 23]也提到残余吸力值在较难确定情况下, 建议 φ_{re} 取 3000 kPa。此外, 根据有限试验数据点 (如图 5 中的实测数据点) 通过画图法是根本无法准确确定残余吸力值。因此, 式 (3) 中 φ_{re} 定义为残余吸力值是不准确的, 应作为拟合参数更为恰当。故区别于残余吸力值, 用 φ 表示, 即式 (3) 变成四参数拟合方程:

$$S_r(s) = \left\{ 1 - \frac{\ln(1 + s/\varphi)}{\ln[1 + (10^6/\varphi)]} \right\} \frac{S_{rs}}{\{\ln[e + (s/a)^n]\}^m}. \quad (4)$$

此外, Fredlund 等^[11]建议将式 (4) 中拟合参数 a 代替反弯点的吸力值 s_{in} 。实际上计算得到的反弯点吸力 s_{in} 和 a 相差较大, 会导致过渡区切线方程无法准确确定, 特别是过渡区曲线坡度较缓的土水特征曲线。

文献[24]也提到很多情况下 s_{in} 和 a 存在较大差别。因此, 要准确确定过渡区的切线方程, 反弯点吸力值 s_{in} 的确定很关键。若式 (4) 对 $\lg(s)$ 求导可求得任意吸力值所对应的斜率:

$$I(s)=\frac{dS_r(s)}{d\lg(s)}=\frac{dS_r(s)}{ds}\times s\times\ln(10)$$
$$=s\ln(10)\left[\left(1-\frac{\ln(1+\frac{s}{j})}{\ln(1+\frac{10^6}{j})}\right)\left\{\ln\left[e+\left(\frac{s}{a}\right)^n\right]\right\}^{m+1}\frac{1}{a}\left(\frac{s}{a}\right)^n\right.\\ \left.\frac{n}{e+\left(\frac{s}{a}\right)^n}-\frac{1}{\ln(1+\frac{10^6}{j})}\frac{1}{s+j}\left\{\ln\left[e+\left(\frac{s}{a}\right)^n\right]\right\}^m\right]\frac{S_{rs}}{\left\{\ln\left[e+\left(\frac{s}{a}\right)^n\right]\right\}^m} \right] \quad (5)$$

故反弯点吸力 s_{in} 可以由式 (5) 对 $\lg(s)$ 求导为零或将已知拟合参数代入式 (5), 并画出斜率 $I(s)$ 与吸力 s 关系图, 再找出峰值点, 即为式 (5) 最小斜率 I_{ws} (即为过渡区切线斜率) 点, 其坐标为 (s_{in}, I_{ws}) 。再根据已知 s_{in} 代入式 (4) 可求得反弯点坐标 (s_{in}, S_{rin}) , 如图 6 所示。根据反弯点坐标 (s_{in}, S_{rin}) 和斜率 I_{ws} , 可得到土水特征曲线过渡区的切线方程,

$$S_r(s)=I_{ws}[\lg(s)-\lg(s_{in})]+S_{rin} \quad (6)$$

边界区的水平线方程为

$$S_r(s)=S_{rs} \quad (7)$$

进气值 s_a 可由式 (6) 和式 (7) 所示的直线交点求得

$$s_a=10^{\frac{S_{rs}-S_{rin}+\lg(s_{in})}{I_{ws}}} \quad (8)$$

取残余区直线段任意一点 (s_0, S_{r2}) , 如图 6 所示, 残余区切线的斜率 k_{ws} 为

$$k_{ws}=\frac{S_{r2}}{\lg(s_0)-\lg(10^6)} \quad (9)$$

故残余区段切线方程为

$$S_r(s)=k_{ws}[\lg(s)-\lg(s_0)]+S_{r2} \quad (10)$$

残余点的坐标可联立求解式 (6) 和式 (10) 得到

$$j_{re}=10^{\frac{S_{r2}-S_{rin}+I_{ws}\lg(s_{in})-k_{ws}\lg(s_0)}{I_{ws}-k_{ws}}}, \quad (11)$$
$$S_{re2}=\frac{I_{ws}S_{r2}-k_{ws}S_{rin}+I_{ws}k_{ws}[\lg(s_{in})-\lg(s_0)]}{I_{ws}-k_{ws}}$$

图 7 表示利用式 (4) 对 3 种不同类型土的实测土水特性数据进行全吸力范围内的拟合, 其拟合参数如表 1 所示; 再利用全吸力范围的拟合方程, 根据几何关系确定过渡区和残余区的切线, 最后确定出土水特征曲线的基本参数, 如表 2 所示。由图可知, 如采用本方法, 只要根据有限的试验数据点就可以比较准确地确定土水特征曲线基本参数, 特别是对于图 7 中粉

土, 若按试验数据点结合画图法, 根本无法确定残余点的坐标和脱湿曲线残余区斜率。

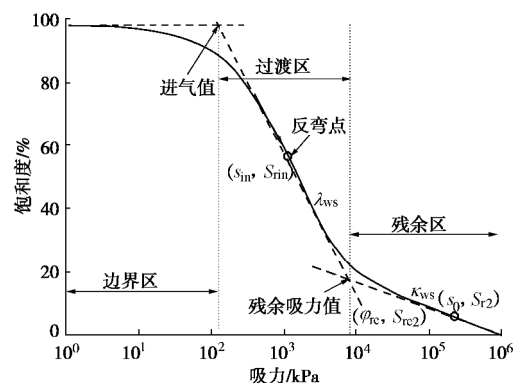


图 6 单峰土水特征曲线的几何关系
Fig. 6 Geometrical relationship of unimodal SWCCs

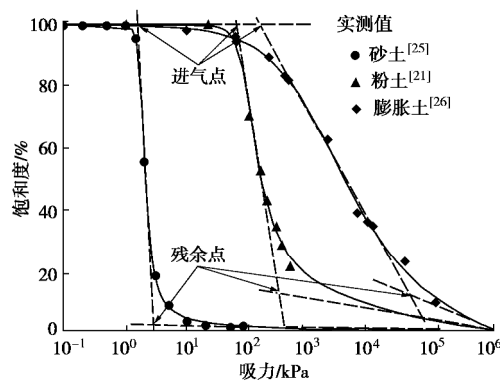


图 7 基于拟合方程确定 SWCC 基本参数
Fig. 7 Basic parameters of SWCCs based on fitting equation

表 1 单峰土水特征曲线的拟合参数

Table 1 Fitting parameters of unimodal SWCCs			
参数	砂土	黏土	膨胀土
a/kPa	1.783	85.73	852.71
n	9.885	3.713	0.779
m	1.112	0.766	0.872
ϕ/kPa	15.35	2462.7	1304.9

表 2 单峰土水特征曲线的基本参数

Table 2 Basic parameters of unimodal SWCCs			
基本参数	砂土	黏土	膨胀土
进气值/kPa	1.53	63.5	149.3
残余吸力值/kPa	2.69	1014.6	37662
残余饱和度/%	1.93	5.80	12.86
过渡区脱湿曲线斜率 I_{ws}	-4.012	-1.28	-0.363
反弯点吸力值 s_{in}/kPa	1.82	118.0	1910.9

图 8 表示图 7 中所示的 3 种土的土水特征曲线斜率随吸力的变化情况, 是根据已知的拟合参数代入式 (5) 计算得到的。由图可知, 在全吸力范围内都只有一个峰值, 峰值点坐标就是反弯点吸力值 s_{in} 和过渡区切线斜率 I_{ws} 。此外, 反弯点吸力值 s_{in} 和式 (4) 中拟合参数 a 的值存在较大差别, 如图 7 中的膨胀土 s_{in} 为 1910.9 kPa, 而拟合参数 a 为 852.71 kPa (见表 1

和表2)。故在确定土水特征曲线基本参数时,不能将Fredlund等的拟合方程中 a 作为曲线的反弯点吸力值。

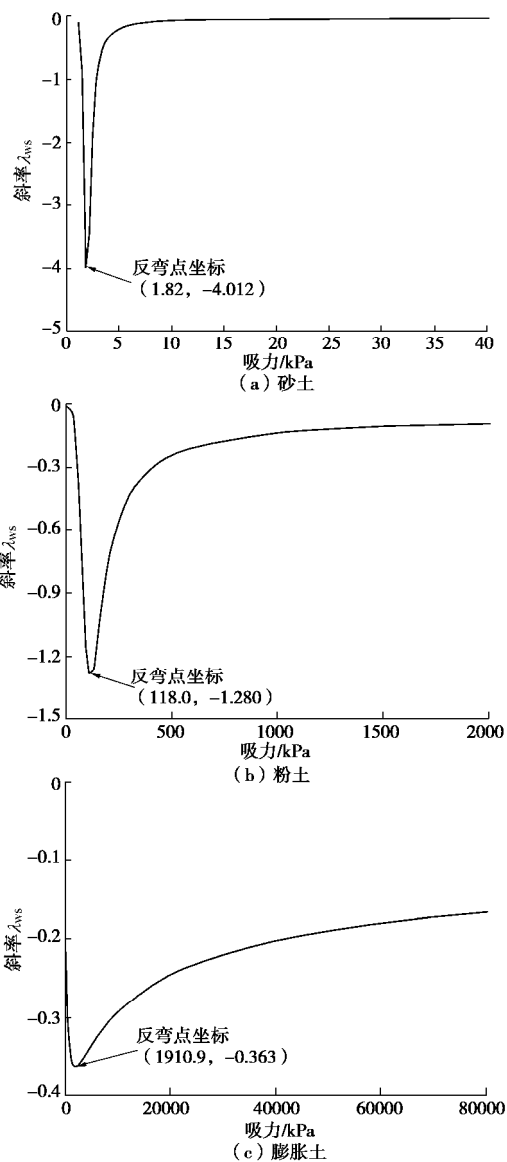


图8 单峰土水特征曲线反弯点坐标的确定

Fig. 8 Determination of inflection points for unimodal SWCCs

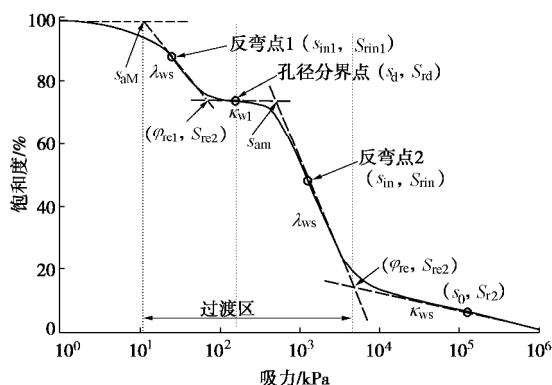


图9 双峰土水特征曲线的几何关系

Fig. 9 Geometrical relationship of bimodal SWCCs

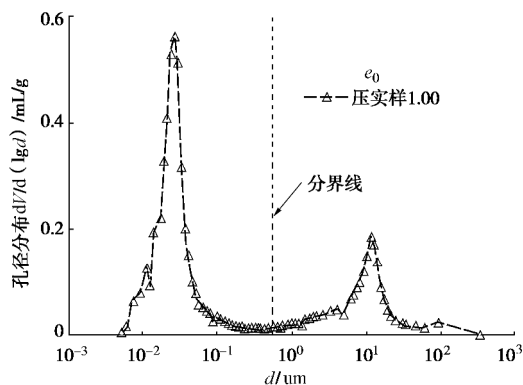


图10 桂林红黏土压实样的孔径分布图^[16]

Fig. 10 Pore-size distribution of Guilin lateritic clay^[16]

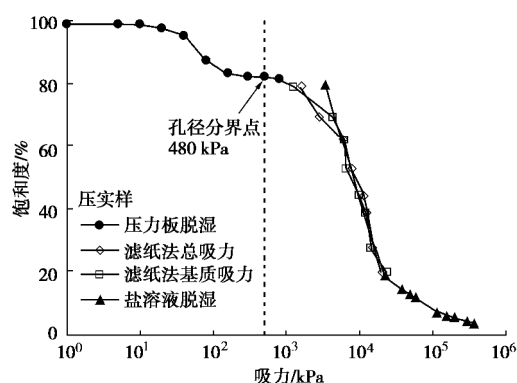


图11 全吸力范围内桂林红黏土压实样的脱湿土水特征曲线^[16]

Fig. 11 SWCCs of compacted Guilin lateritic specimens in full suction range^[16]

2.2 双峰土水特征曲线基本参数的确定

双峰土水特征曲线主要由集聚体内孔隙和集聚体间孔隙控制,所测得的土水特征曲线过渡区段会出现两个斜率的下降段和一个水平段,如图9所示。图中 s_{aM} , ϕ_{re1} , S_{re1} , I_{w1} , s_{in1} 和 S_{rin1} 分别是集聚体间孔隙对应的进气值、残余吸力值、残余饱和度、过渡段斜率、反弯点1的吸力值和饱和度; s_{am} , ϕ_{re2} , S_{re2} , I_{ws} , s_{in} 和 S_{rin} 分别是集聚体内孔隙对应的进气值、残余吸力值、残余饱和度、过渡段斜率、反弯点2的吸力值和饱和度。图9中孔径分界点为集聚体间孔径和集聚体内孔径的分界点, s_d 和 S_{rd} 分别表示分界点的吸力值和饱和度。分界点吸力 s_d 可以根据压汞试验结果来确定。图10为桂林红黏土压实样的孔径尺寸分布图^[16]。由图可知,集聚体间孔径和集聚体内孔径的分界点孔径大致可定为0.6 μm。由Young-Laplace方程可以换算出基质吸力:

$$s = \frac{4s \cos \theta_w}{d} \quad (12)$$

式中 s 为基质吸力 (Pa); d 为孔隙的直径 (m); s 为水的表面张力 (N/m); θ_w 为水与土表面接触角。在

计算中表面张力按 25℃ 时取 0.072 N/m^[1], θ_w 取为 0°。由根据式 (12) 可以计算出孔径 0.6 μ m 对应的吸力为 480 kPa。故孔径分界点的吸力值 s_d 为 480 kPa, 表示在图 11 中。图 11 为用压力板法、滤纸法和饱和盐溶液蒸汽平衡法测得的全吸力范围内桂林红黏土压实样脱湿土水特征曲线^[16]。图 10, 11 所使用土试样的初始条件是一样的。

双峰土水曲线基本参数的确定: 主要以孔径分界点的吸力值 s_d 作为分界, 将全吸力范围分为最小吸力值 $s_{\min} \sim s_d$ 和 $s_d \sim 10^6$ 两段分别进行拟合。其中 $s_{\min} \sim s_d$ 段利用式 (1) 拟合确定参数 a_0 , n_0 , m_0 , 因为系数 $C(s)$ 主要对高吸力段的修正, 因此 $s_{\min} \sim s_d$ 段的曲线拟合不需要修正系数 $C(s)$ 。其过渡区切线斜率为式 (1) 对 $\lg(s)$ 求得得到

$$I_1(s) = \frac{dS_r(s)}{d\lg(s)} = \frac{dS_r(s)}{ds} \times s \times \ln(10)$$
$$= s \times \ln(10) \times \left[\frac{-mS_{rs}}{\left\{ \ln \left[e + \left(\frac{s}{a} \right)^n \right] \right\}^{m+1}} - \frac{n}{e + \left(\frac{s}{a} \right)^n} \left(\frac{s}{a} \right)^n \frac{1}{a} \right] \quad (13)$$

同理, 根据 $s_{\min} \sim s_d$ 段拟合获取参数 a_0 , n_0 , m_0 , 结合式 (13) 可以求得反弯点 1 坐标 (s_{in1} , S_{rin1}) 和过渡段斜率 I_{w1} , 如图 9 所示。集聚体间孔隙对应的过渡区的切线方程为

$$S_r(s) = I_{w1}[\lg(s) - \lg(s_{in1})] + S_{rin1} \quad (14)$$

联立式 (7) 和 (14) 可求得集聚体间孔隙对应的进气值:

$$s_{aM} = 10^{\frac{S_{rs} - S_{rin1} + I_{w1} \lg(s_{in1})}{I_{w1}}} \quad (15)$$

吸力 $s_d \sim 10^6$ 段利用式 (4) 进行拟合, 确定 a , n , m 和 φ , 式 (4) 中 S_{rs} 等于分界点对应的饱和度 S_{rd} , 即 $S_{rs} = S_{rd}$, 可以将 s_d 代入 $s_{\min} \sim s_d$ 段的式 (1) 得到。过渡区水平段的斜率 κ_{w1} 可以由 s_d 带入式 (5) 计算得到, 即 $\kappa_{w1} = I(s_d)$ 。过渡区水平段切线方程为

$$S_r(s) = \kappa_{w1}[\lg(s) - \lg(s_d)] + S_{rd} \quad (16)$$

联立式 (14)、(16) 可以得到集聚体间孔隙所对应的残余点坐标 (φ_{re1} , S_{re1}):

$$\left. \begin{aligned} j_{re1} &= 10^{\frac{S_{rin1} - S_{rd} + I_{w1} \lg(s_{in1}) - \kappa_{w1} \lg(s_d)}{I_{w1} - \kappa_{w1}}}, \\ S_{re1} &= \frac{I_{w1} S_{rd} - \kappa_{w1} S_{rin1} + I_{w1} \kappa_{w1} [\lg(s_{in1}) - \lg(s_d)]}{I_{w1} - \kappa_{w1}} \end{aligned} \right\} \quad (17)$$

集聚体内孔隙所对应的下降段切线方程和式 (6) 相同, 故联立式 (6)、(16) 可以得到集聚体内孔隙对应的进气值 s_{am} 为

$$s_{am} = 10^{\frac{S_{rin} - S_{rd} + I_{ws} \lg(s_{in}) - \kappa_{ws} \lg(s_d)}{I_{ws} - \kappa_{ws}}} \quad (18)$$

集聚体内孔隙所对应残余点坐标的计算与单峰土水特征曲线的确定方法相同, 即为式 (11)。

图 12 表示利用式 (1)、(4) 对全吸力范围内双峰土水特征曲线进行分段拟合的几何关系图, 其拟合参数如表 3 所示。由图可看出此法可以较好地拟合双峰土水特征曲线, 再利用式 (5)、(13) 确定集聚体内孔隙和集聚体间孔隙所对应过渡区的反弯点吸力值和斜率, 如图 13 所示, 最后利用几何关系确定桂林红黏土压实样双峰土水特征曲线的基本参数, 结果如表 4 所示。

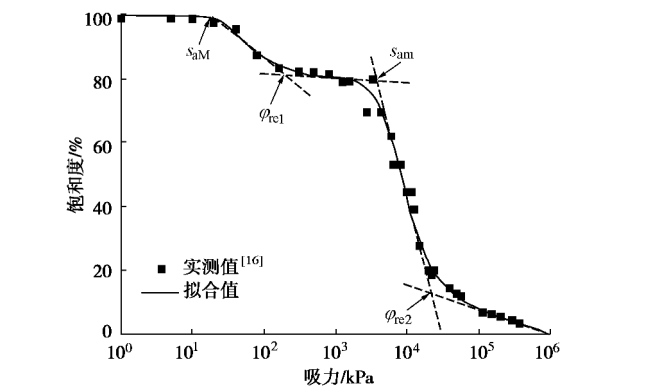


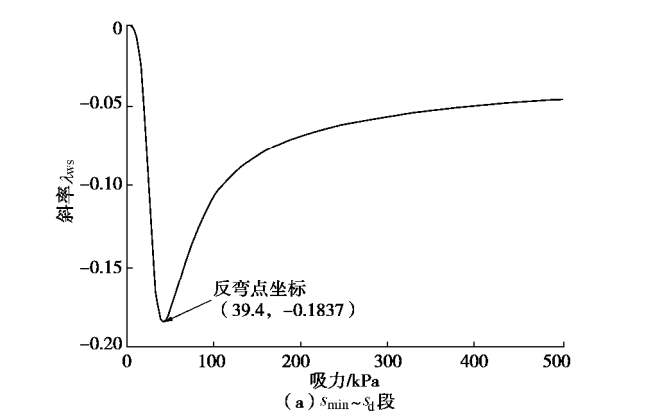
图 12 基于本文方法拟合桂林红黏土双峰土水特征曲线
Fig. 12 Bimodal SWCCs of Guilin lateritic clay predicted by using proposed method

表 3 双峰土水特征曲线的拟合参数
Table 3 Fitting parameters of bimodal SWCC

拟合参数	$s_{\min} \sim s_d$ 段	$s_d \sim 10^6$ 段
a/kPa	27.063	6349.3
n	3.807	2.513
m	0.087	1.150
φ/kPa	—	6.24×10^7

表 4 双峰土水特征曲线的基本参数
Table 4 Basic parameters of bimodal SWCCs

	s_{aM}/kPa	s_{re1}/kPa	$S_{re1}/\%$	λ_{w1}	κ_{w1}
$s_{\min} \sim s_d$ 段	19.6	192.7	81.77	-0.1837	-0.0150
	s_{am}/kPa	s_{re2}/kPa	$S_{re2}/\%$	λ_{ws}	κ_{ws}
$s_d \sim 10^6$ 段	3721.4	21103.6	12.97	-0.8882	-0.0772



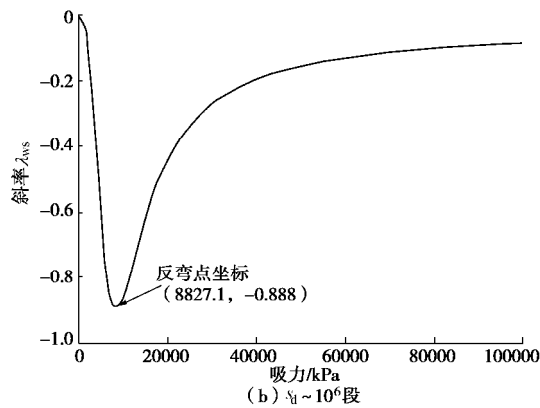


图 13 双峰土水特征曲线反弯点的确定

Fig. 13 Determination of inflection points for bimodal SWCCs

3 结 语

本文通过分析得知 Fredlund 等拟合方程式中的残余吸力值 ϕ_{re} 并非实际的残余吸力值, 将拟合方程视作四参数的拟合方程。再根据孔径分布的类型将土水特征曲线分为单峰和双峰土水特征曲线。对单峰土水特征曲线, 首先由式 (4) 进行拟合确定拟合参数, 再根据已知方程的几何关系求出过渡区和残余区土水特征曲线的斜率及其切线方程, 从而确定单峰土水特征曲线的基本参数。对双峰土水特征曲线, 则可根据双峰孔隙结构分布的特征将双峰土水特征曲线分为对应集聚体间与集聚体内的两孔隙段, 并利用式 (1)、(4) 分段进行拟合确定两孔隙段的拟合参数, 再结合两孔隙段拟合方程的几何关系确定了双峰土水特征曲线基本参数。最后, 用试验数据验证了本文方法的可行性, 即根据窄吸力或广吸力范围内有限试验数据点, 利用本文的方法可较准确地确定土水特征曲线的基本参数。

参考文献:

- [1] FREDLUND D G, RAHARDJO H. Soil mechanics for unsaturated soils[M]. New York: John Wiley & Sons, Inc., 1993.
- [2] VANAPALLI S K, FREDLUND D G, PUFAHL D E. The influence of soil structure and stress history on the soil-water characteristics of a compacted till[J]. Géotechnique, 1999, **49**(2): 143 - 159.
- [3] ALONSO E E, PEREIRA J M, VAUNAT J, OLIVELLA S. A microstructurally based effective stress for unsaturated soils[J]. Géotechnique, 2010, **60**(12): 913 - 925.
- [4] 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.
- [5] ZHOU A N, SHENG D C, CARTER J P. Modelling the effect of initial density on soil water characteristic curves[J]. Géotechnique, 2012, **62**(8): 669 - 680.
- [6] MUALEM Y. A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media[J]. Water Resources Research, 1976, **12**(3): 513 - 522.
- [7] AGUS S S, LEONG E C, SCHANZ T. Assessment of statistical models for indirect determination of permeability functions from soil-water characteristic curves[J]. Géotechnique, 2003, **53**(2): 279 - 282.
- [8] 张 昭, 刘奉银, 张国平. 土在全含水率范围内持水及非饱和渗透特性的模型描述[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(11): 2069 - 2077. (ZHANG Zhao, LIU Feng-yin, ZHANG Guo-ping. Models for water retention and unsaturated permeability in full range of water content[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(11): 2069 - 2077. (in Chinese))
- [9] KIM W, BORDEN R H. Influence of soil type and stress state on predicting shear strength of unsaturated soils using the soil-water characteristic curve[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2011, **48**(12): 1886 - 1900.
- [10] SHENG D C, FREDLUND D G, GENS A. A new modeling approach for unsaturated soils using independent stress variables[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2008, **45**(4): 511 - 534.
- [11] FREDLUND D G, XING A. Equation for the soil-water characteristic curve[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1994, **31**(4): 521 - 532.
- [12] SIMMS P H, YANFUL E K. Measurement and estimation of pore shrinkage and pore distribution in a clayey till during soil-water characteristic curve tests[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2001, **38**(4): 741 - 754.
- [13] LI X, ZHANG L M. Characterization of dual-structure pore-size distribution of soil[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2009, **46**(2): 129 - 141.
- [14] BURTON G J, SHENG D, Campbell C. Bimodal pore size distribution of a high-plasticity compacted clay[J]. Geotechnique Letters, 2014, **4**: 88 - 93.
- [15] MIGUEL M G, BONDER B H. Soil-water characteristic curves obtained for a colluvial and lateritic soil profile considering the macro and micro porosity[J]. Geotechnical & Geological Engineering, 2012, **30**(30): 1405 - 1420.
- [16] 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, WEI Chang-fu, ZHANG Sheng. Soil-water characteristics and pore-size distribution of lateritic clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(2): 351 - 356. (in Chinese))
- [17] VAN GENUCHTEN T M. A closed-form predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soil[J]. Soil Science Society of America Journal, 1980, **44**(44): 892 - 898.
- [18] KOSUGI K. Three-parameter lognormal distribution model for soil water retention[J]. Water Resources Research, 1994, **30**(30): 891 - 901.
- [19] LI X, LI J H, ZHANG L M. Predicting bimodal soil-water characteristic curves and permeability functions using physically based parameters[J]. Computers and Geotechnics, 2014, **57**(4): 85 - 96.
- [20] SATYANAGA A, RAHARDJO H, LEONG E C, et al. Water characteristic curve of soil with bimodal grain-size distribution[J]. Computers and Geotechnics, 2013, **48**(4): 51 - 61.
- [21] THU T M, RAHARDJO H, LEONG E C. Soil-water characteristic curve and consolidation behavior for a compacted silt[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2007, **44**(3): 266 - 275.
- [22] VANAPALLI S K, SILLERS W S, FREDLUND M D. The meaning and relevance of residual water content to unsaturated soils[C]// Proceedings of 51st Canadian Geotechnical Conference. Edmonton, 1998: 101 - 108.
- [23] 周葆春, 孔令伟, 陈 伟, 等. 荆门膨胀土土 - 水特征曲线特征参数分析与非饱和抗剪强度预测[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, **29**(5): 1052 - 1059. (ZHOU Bao-chun, KONG Ling-wei, CHEN Wei, et al. Analysis of characteristic parameters of soil- water characteristic curve(SWCC) and unsaturated shear strength prediction of Jingmen expansive soil[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, **29**(5): 1052 - 1059. (in Chinese))
- [24] ZHAI Q, RAHARDJO H. Determination of soil-water characteristic curve variables[J]. Computers and Geotechnics, 2012, **42**(42): 37 - 43.
- [25] LINS Y, SCHANZ T. Determination of hydro-mechanical properties of sand[J]. Information Sciences, 2005, **181**(17): 3570 - 3580.
- [26] ROMERO E, GENS A, LLORET A. Water permeability, water retention and microstructure of unsaturated compacted Boom clay[J]. Engineering Geology, 1999, **54**(1/2): 117 - 127.

CNKI 推出《中国高被引图书年报》

日前, 中国知网 (CNKI) 中国科学文献计量评价研究中心推出了一套《中国高被引图书年报》, 该报告基于中国大陆建国以来出版的 422 万余本图书被近 3 年国内期刊、博硕、会议论文的引用频次, 分学科、分时段遴选高被引优秀学术图书予以发布。据研制方介绍, 他们统计并分析了 2013 年—2015 年中国学术期刊 813 万余篇、中国博硕士学位论文 101 万余篇、中国重要会议论文 39 万余篇, 累计引文达 1451 万条。根据统计数据, 422 万本图书至少被引 1 次的图书达 72 万本。研制方根据中国图书馆分类法, 将 72 万本图书划分为 105 个学科, 分 1949-2009 年和 2010-2014 年两个时间段, 分别遴选被引最高的 TOP10% 图书, 共计选出 70911 本优秀图书收入《中国高被引图书年报》。统计数据显示, 这 7 万本高被引优秀图书虽然只占全部图书的 1.68%, 却获得 67.4% 的总被引频次, 可见这些图书质量上乘, 在同类图书中发挥了更加重要的作用。该报告还首次发布各学科“学科 h 指数”排名前 20 的出版单位的评价指标, 对客观评价出版社的社会效益——特别是学术出版物的社会效益具有重要的参考价值。

该报告从图书被引用的角度出发, 评价图书的学术影响力, 弥补了以销量和借阅等指标无法准确评价学术图书的缺憾, 科学、客观地评价了图书、图书作者以及出版单位对各学科发展的贡献。

《中国高被引图书年报》把建国以来出版图书全部纳入评价范围属国内首创, 是全面、客观评价图书学术影响力的工具, 填补了目前图书学术水平定量评价的空白, 在帮助图书馆建设特色馆藏和提高服务水平、帮助出版管理部门了解我国学术出版物现状、帮助科研机构科研管理、帮助读者购买和阅读图书等方面, 均具有较强的参考价值, 也为出版社评估出版业绩、决策再版图书、策划学科选题提供有用的信息。

《中国高被引图书年报》由《中国学术期刊 (光盘版)》电子杂志社有限公司出版。该产品的形式为光盘电子出版物, 分为理学、工学、农学、医学、人文科学和社会科学 6 个分卷, 随盘赠送图书, 欢迎您咨询、订购。咨询电话: 010-82710850, 82895056 转 8599, email: aspt@cnki.net。

DOI: 10.11779/CJGE201710018

复采采场再生顶板结构及支架载荷确定

马文强^{1,2}, 王同旭¹, 马紫阳¹

(1. 山东科技大学矿业与安全工程学院, 山东 青岛 266590; 2. 信阳师范学院建筑与土木工程学院, 河南 信阳 464000)

摘要: 为确定复采采场支架的合理承载, 通过理论计算、现场观测和顶板结构探测得到了复采再生顶板的结构分带特征, 建立了再生顶板结构模型; 基于该结构模型, 结合现场观测和相似材料模拟实验, 构建了下分层回采“支架—再生顶板”结构力学模型, 应用该力学模型推导了支架载荷表达式, 并进行了实例计算和现场验证。结果表明, 再生顶板结构可分为“四带”, 即胶结再生带、弱胶结压实带、裂隙带和弯曲下沉带; 再生顶板下回采下分层时, 支架承载岩体可分为“两区”, 即完全承载区(A区)和部分承载区(B区); 应用所推导的支架载荷表达式进行了实例计算, 计算结果得到了现场支架载荷监测数据的验证。

关键词: 复采; 再生顶板; 顶板结构探测; 支架载荷

中图分类号: TU41; TD323 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)10-1892-09

作者简介: 马文强(1989-), 男, 博士, 主要从事矿压与岩层控制方面的研究。E-mail: mawenqiang0328@163.com。

Structure of regenerated roof and determination of support load in re-mining stope

MA Wen-qiang^{1,2}, WANG Tong-xu¹, MA Zi-yang¹

(1. College of Mining and Safety Engineering of Shandong University of Science and Technology, Qingdao 266590, China; 2. College of Architecture and Civil Engineering of Xinyang Normal University, Xinyang 464000, China)

Abstract: To determine the reasonable support load in re-mining stope, the zoning characteristics of the structure of regenerated roof are obtained through theoretical calculation, field observation and roof structure detection, and a structural model for the regenerated roof is established. Based on this model, the structural mechanical model for the support and the regenerated roof is developed in combining with the field observation and similar material simulation experiments. The expression for support load is derived by using the mechanical model. The calculation of a field example and site verification are performed. The results indicate that the structure of the regenerated roof can be divided into four zones, namely, cemented regeneration zone, weak cemented compaction zone, fissure zone and bending zone. The rock mass born by the support can be classified into two regions, namely, fully bearing region (region A) and partly bearing region (region B). The monitoring data of field support load show good agreement with the calculated results of a practical example using the formulas derived from the mechanical model for the support and regenerated roof.

Key words: re-mining; regenerated roof; roof structure detection; support load

0 引言

为回收计划经济时期所弃置的矿产资源, 很多矿井存在再生顶板下资源复采的问题, 而再生顶板的结构及下分层回采时支架的合理受载是保证资源安全回收的重点。关于再生顶板方面的文献报道尚少, 再生顶板结构及复采“支架—再生顶板”结构尚需深入研究, 已有学者进行的相关研究进展及成果见下。陶明印等^[1]、赵和松^[2]分析了复采工作面顶板应力分布及矿压显现特点, 前者建立了复采工作面覆岩结构力学模型, 后者推断了再生顶板的“类拱”结构。杨庆威^[3]将复采再生顶板分为胶结顶板和散体顶板, 提出“胶结体—碎裂块体—块体”的再生顶板结构, 确定了采场

支架的工作阻力。赵通等^[4]、朱涛等^[5]分别构建了再生顶板和极近距离下分层工作面顶板“散体—块体”结构模型, 前者分析了残煤复采巷道变形与控制机理, 后者对所构建结构模型的稳定性进行了力学分析, 给出了支架载荷确定方法。梁冰等^[6]构建了复采工作面覆岩结构模型, 应用 FLAC^{3D} 模拟了下分层开采对上覆岩层应力状态、变形、位移等参数的影响规律。杨书召等^[7]研究了下分层工作面再生顶板的结构特征, 提出了工作面液压支架设备选型要求。郭帅等^[8]针对

基金项目: 山东省重点研发计划项目 (2015GSF116012)

收稿日期: 2016-08-05

*通讯作者 (E-mail: wtx6383@163.com)

表 1 各岩层物理力学参数

Table 1 Physical and mechanic parameters of rock strata

层位类别	岩性	重度 /(kN·m ⁻³)	体积模 量/GPa	剪切模 量/GPa	抗拉强 度/MPa	黏聚力 /MPa	内摩擦 角/(°)	弹性模量 /GPa	泊松比
底板	含油泥岩	22.0	0.93	0.46	1.2	1.5	28	1.18	0.300
回采	油页岩	21.4	1.53	0.76	1.6	1.2	22	1.96	0.300
直接顶板	含油泥岩	22.0	0.93	0.46	1.2	1.5	28	1.96	0.300
	泥岩	23.6	0.88	0.42	0.8	1.0	32	1.09	0.294
老顶 岩层	1 煤上 1 泥灰岩	23.6	1.36	0.64	1.22	1.1	32	1.66	0.297
	2 泥岩灰岩互层	24.2	1.86	0.86	1.73	1.5	30	2.23	0.300
	3 煤上 2 泥灰岩	23.6	1.62	0.82	2.08	1.8	30	2.10	0.283
	4 泥灰岩	23.6	2.36	1.24	2.44	2.2	32	3.16	0.276

采空区下近距离煤层不同类型的顶板结构,运用相应的力学模型分析了支架围岩关系,给出了支架工作阻力的计算公式。王向楠等^[9]、李凤仪等^[10]通过对复采工作面支架阻力的观测,得到复采工作面矿压显现特征及影响因素。王同旭等^[11]、马文强等^[12]考虑了再生顶板的形成过程,研究了复采再生顶板下巷道的合理布置、失稳机理及有效支护形式。

上述关于再生顶板结构及控制方面的研究均定性分析并给出了复采工作面上覆岩层的结构及模型,未定量计算并揭示再生顶板的分带结构,也未涉及复采采场“支架-围岩”结构特征的分析与模型的建立,相关研究尚不完善。本文通过理论计算、现场观测及探测来建立再生顶板结构模型和复采采场“支架-再生顶板”结构力学模型,确定支架载荷计算公式,并通过现场实践进行验证。

1 研究背景

北皂矿 1105 及 1103-2 油页岩工作面上、下分层联合开采,局部上分层已回采,上分层顶板冒落后压实胶结形成下分层的再生顶板。据揭露的再生顶板情况(图 1)可知,再生顶板断面凹凸不平,残存着上分层工作面遗弃的杂物,而油页岩下分层较光滑,二者有明显分界;再生顶板整体密实,胶结程度良好,为保证安全高效回收资源,需对再生顶板结构及复采“支架-再生顶板”结构进行研究,确定支架受载。油页岩上分层采高 4 m,下分层厚 3.5 m,各岩层柱状见图 2,物理力学参数见表 1。

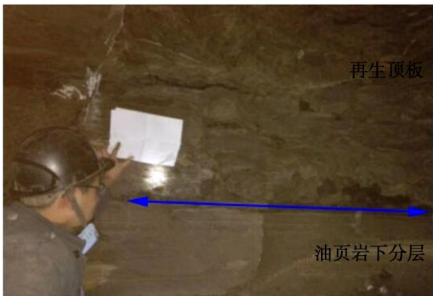


图 1 端面揭露的再生顶板

Fig. 1 Regenerated roof revealed by mining face

岩性	样状	厚度/m	描述
泥灰岩		12.1	灰—浅灰绿色,块状,钙质含量较高,裂隙发育,有黄铁矿颗粒充填。
煤上2泥灰岩		7.0	灰—灰黑色,块状,含炭质,局部夹煤线。
泥岩灰岩互层		13.0	灰白色,块状构造,质地坚硬,遇盐酸微弱起泡,局部为粒屑灰岩。
煤上1泥灰岩		7.3	灰褐色,具水平层理,含油质,局部夹煤线。
泥岩		4.6	灰色,质纯,性脆。
含油泥岩		8.5	灰色,水平层理,上部含钙质,下部含油稍高。
油页岩上		4.0	灰褐—棕色,致密坚硬,富白色腹足类化石。
油页岩下		3.5	灰—棕褐色,致密均一。
含油泥岩		13.0	褐黑色,具水平层理,贝壳状—平坦状断口。

图 2 岩层柱状图

Fig. 2 Histogram of rock strata

2 上分层回采后顶板结构计算

2.1 冒落带高度计算

上分层直接顶板为含油泥岩,强度较低,上分层采出后,直接顶能随即冒落,充填采空区。冒落岩块的碎胀系数公式见下式^[13]:

$$K_p = \frac{H_m + H_c}{H_m} \quad (1)$$

式中 K_p 为冒落顶板的碎胀系数; H_m 为顶板冒落高度; H_c 为采高。

取 $K_p=1.4$ ^[13], $H_c=4.0$ m,求得 $H_m=10.0$ m。冒落带包括下部的不规则冒落带和上部的规则冒落带,取采高的 1.2 倍^[14]作为不规则冒落带高度(4.8 m),则冒落岩块充满采空区时规则冒落带高度为 9.2 m。

2.2 老顶触矸后顶板下沉高度计算

老顶触矸后冒落带岩块缝隙逐渐减小,原堆积高度降低,但仍大于垮落前岩层的高度,此时的碎胀系数称为残余碎胀系数 K_p' ,见下式:

$$K_{p'} = \frac{H_r}{H_m} \quad (2)$$

取残余碎胀系数 $K_{p'}=1.1^{[13]}$, 得压实后冒落带高度 $H_r=11.0$ m, 压实前后体积比为 0.786 (11/14), 设冒落带内岩块的压实程度相同, 则不规则冒落带和规则冒落带压实后的高度分别为 3.8 m 和 7.2 m, 而顶板触矸后的下沉高度为

$$H_c + H_m - H_r = 3.0 \text{ m} \quad (3)$$

由上述计算可知, 上分层开采后顶板冒落高度为 10.0 m, 故顶板岩层中含油泥岩的全部及泥岩下部的 1.5 m 将冒落, 老顶触矸后顶板下沉高度为 3.0 m, 而泥岩剩余厚度为 3.1 m, 故泥岩周期垮断, 其他上部岩层应判断其运动形式 (组合运动下沉或单独运动下沉)。

2.3 老顶各岩层运动形式及承受载荷计算

根据组合梁原理^[13], 假设老顶岩层第 1 层 (煤上 1 泥灰岩) 所控制的岩层为 3 层, 即 $n=4$ 。各岩层的厚度见柱状图 2、重度及弹性模量见表 1, 分别对各层的运动形式及所受载荷进行计算 (过程略), 可知第 1 层将与第 2 层分开运动; 第 2, 3 层组合一起运动, 第 4 层与第 2, 3 组合层分开运动; 第 1 层只受自身重力作用, 所受载荷为 172.3 kPa, 第 2 层所受载荷为 418.3 kPa。

根据软弱覆岩导水裂缝带计算公式, 见下式^[15], 计算得出油页岩上分层采出后覆岩导水裂缝带最大高度为 27 m。根据老顶各岩层的厚度, 老顶第 1, 2, 3 层在导水裂缝带之内。

$$H_1 = \frac{100 \sum M}{3.1 \sum M + 5.0} \pm 4.0 \quad (4)$$

式中, H_1 为导水裂隙带高度, $\sum M$ 为岩层采高。

2.4 导水裂缝带内各岩层断裂步距的计算

(1) 初次断裂步距

根据 Marcus 修正解得到四边固支条件下老顶初次断裂步距和步距准数计算方法^[13], 结合工作面参数计算得老顶第 1 层断裂步距为 30.2 m, 老顶第 2 层初次断裂步距为 41 m, 老顶第 3 层初次断裂步距为 38.2 m, 且老顶第 3 层与第 2 层组合运动, 二者组合初次断裂步距取 41 m。

(2) 周期断裂步距

参考文献[16]得到老顶岩梁第一次周期断裂步距方程, 见下式:

$$L = -\frac{1}{4}L_0 + \frac{1}{2}\sqrt{\frac{1}{4}L_0^2 + \frac{4M_s^2[s_x]}{3g(M_s + M_c)\cos a}} \quad (5)$$

式中, L_0 为老顶初次断裂步距, M_s 为老顶厚度, $[s_x]$

为老顶抗拉强度, M_c 为老顶随动层的厚度, g 为老顶岩层平均重度, a 为岩梁倾角。

将老顶第 1 层及第 2, 3 组合层的各参数代入式 (5), 算得老顶各层的周期断裂步距, 共计算 8 次, 见表 2。

表 2 裂隙带内各岩层周期断裂步距

周期断裂次数	裂隙带内各岩层周期断裂步距/m	
	第 1 层	第 2, 3 组合层
1	6.00	7.40
2	9.90	12.60
3	9.10	11.50
4	9.27	11.77
5	9.23	11.71
6	9.24	11.73
7	9.24	11.72
8	9.24	11.72

3 再生顶板结构现场探测

3.1 顶板窥视钻孔布置及摄像取图

为掌握再生顶板的压实及垂直分带情况, 在 1103-2 工作面距停采线 120 m 处的顶板中布置 3 个钻孔, 编号 #1~#3, 角度 90° (垂直顶板), 孔深 5 m, 直径 28 mm; 受油页岩下部煤 2 回采的影响, 该工作面岩层出现不同程度的下沉, 导致工作面内的油页岩层位分布不均, 该位置的工作面素描及钻孔布置位置见图 3。需要说明的是, 为对比不同层位的钻孔围岩, 所布置的 3 个钻孔具有一定代表性, #1 钻孔位置的顶板为再生顶板; #2 钻孔位置的顶板有 0.3 m 的油页岩下分层, 其上为再生顶板; #3 钻孔所处的回采层位为油页岩上分层, 其顶板为上分层完整顶板; 钻孔均布置在相邻两支架顶梁的缝隙中, 采用 YTJ20 型岩层探测记录仪对钻孔内围岩的完整情况进行摄像, 摄像得到的围岩图像见表 3~5。

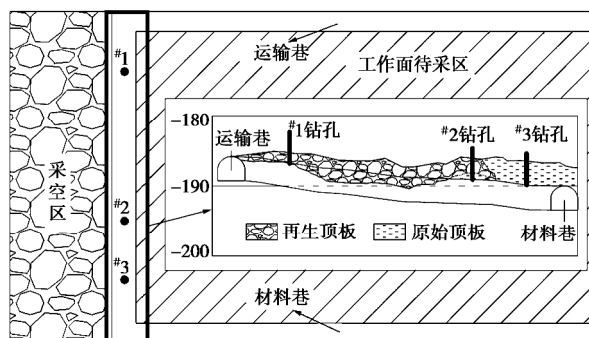


图 3 顶板窥视钻孔布置

Fig. 3 Layout of boreholes in roof of mining face

表 3 #1 钻孔围岩图像
Table 3 Digital images of borehole No. 1













孔深	0.1 m	0.3 m	0.6 m	0.9 m	1.2 m	1.7 m
图像						
孔深	1.9 m	2.2 m	2.6 m	3.0 m	3.1 m	3.5 m
图像						

表 4 #2 钻孔围岩成像
Table 4 Digital images of borehole No. 2





















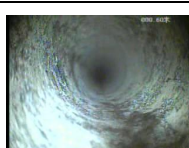









孔深	0.1 m	0.4 m	0.5 m	0.7 m	1.1 m	1.3 m
图像						
孔深	1.5 m	1.6 m	1.9 m	2.1 m	2.4 m	2.67 m
图像						
孔深	2.95 m	3.2 m	3.5 m	3.9 m	4.1 m	4.6 m
图像						

表 5 #3 钻孔不同位置围岩成像
Table 5 Digital images of borehole No. 3

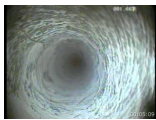


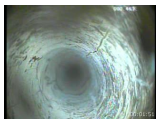





孔深	0.1 m	0.5 m	0.9 m	1.3 m	1.7 m	2.0 m
图像						
孔深	2.4 m	2.8 m	3.3 m	3.8 m	4.3 m	4.8 m
图像						

3.2 钻孔围岩完整程度统计及描述

受现场施工条件限制, #1 钻孔实际孔深 3.8 m, #2 和#3 孔深 5 m。根据钻孔摄像及抓取的图像(见表 3~5), 将 3 个钻孔的围岩完整程度分为 9 个等级, 等级号为“1~9”, 等级号越大围岩越破碎, 各等级号及所对应的围岩破碎程度描述见表 6。3 个钻孔不同深

度的围岩破碎程度趋势见图 4。
通过对 3 个钻孔围岩破碎程度的统计和描述可知, 3 个钻孔孔口受采动及钻孔扰动的影响, 出现同等级的破坏, 具体表现为孔壁粗糙、圈状起伏、适量裂隙发育。#1 和#2 钻孔 0.4~3.7 m 围岩破碎程度随孔深增大而加大, 二者破碎程度等级增长方式均为波浪

表 6 钻孔围岩完整程度等级及对应描述

Table 6 Grade indexes and description of completion degree of surrounding rock in borehole								
等级	描述	图像	等级	描述	图像	等级	描述	图像
1	孔壁光滑完整、 无裂隙		4	孔壁粗糙、 圈状起伏、 无明显裂隙		7	孔壁破碎、 少量掉落、 裂隙切割孔壁明显	
2	孔壁光滑较完整、 少量裂隙发育		5	孔壁粗糙、 圈状起伏、 离层裂隙发育		8	孔壁破碎掉落、 连续性被破坏、 裂隙发育	
3	部分孔壁光滑完整、 部分脱落、 裂隙发育		6	孔壁粗糙、 圈状破碎带、 离层裂隙发育		9	孔壁极破碎掉落、 钻孔变形、 骨架岩块显现	

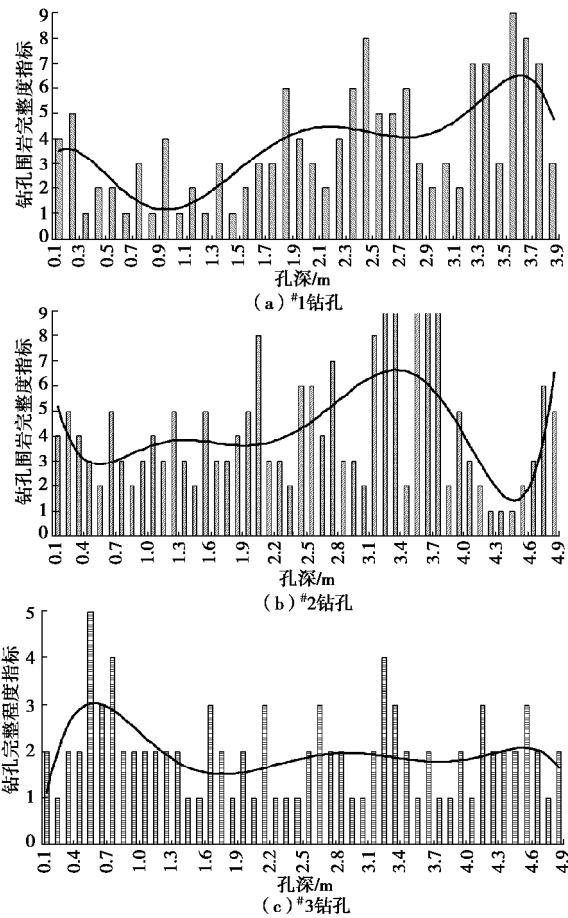


图 4 钻孔不同深度围岩完整程度

Fig. 4 Distribution of weak plane in roadway top remaining and support condition

式,不同的是破碎程度峰值分布位置不同。#1 钻孔 0~1.7 m 范围内围岩较完整,1.7~3.8 m 围岩完整与破碎区循环出现;#2 钻孔 0~0.5 m 内围岩较完整,该部分为油页岩下分层的完整顶板,0.5 m 位置揭露上分层回采时遗留的麻绳,见表 2,此位置可作为进入再生顶板的标志,0.5~2.4 m 围岩较完整,2.4~3.7 m 与#1 钻孔相同,围岩完整与破碎区循环出现,二者循环距离平均为 0.2~0.3 m;而#3 钻孔除孔口及个别位置裂

隙发育外,围岩整体完整。
结合 3 个钻孔的位置及描述可知,下分层再生顶板在垂直方向 1.8 m 范围内的压实胶结程度较好,再生顶板 1.8~3.7 m 范围内岩块尺寸相对较大,压实及胶结程度一般,当钻孔穿过若干岩块胶结位置时钻孔围岩破碎、脱落,而穿过完整块体时则围岩完整,与钻孔围岩破碎区和完整区交替出现的现象相对应。而#2 钻孔 3.8~4.7 m 范围内围岩破碎程度急剧减小、又急剧增大,说明该层位再生顶板岩块尺寸进一步增大,进入再生顶板弱胶结压实带,而不规则冒落带压实后形成胶结再生带的理论计算高度为 3.8 m,实测与理论计算结果十分接近。

4 再生顶板结构模型

依据再生顶板结构理论计算及现场探测结果,建立再生顶板结构模型,见图 5,模型从下往上分为 5 个带区,依次为油页岩下分层、胶结再生带、弱胶结压实带、裂隙带及弯曲带,根据再生顶板岩块尺寸的现场统计,再生顶板胶结再生带岩块尺寸为 0.2~1.2 m;弱胶结压实带内岩块尺寸为 2.0 m×1.9 m,裂隙带内各岩层长方形岩块尺寸按周期断裂步距×层厚设计,具体为第 1 层 9.24 m×7.3 m、第 2 层 11.72 m×13 m、第 3 层 11.72 m×7 m;其中胶结再生带由上分层不规则冒落带内的破碎岩块压实胶结而成,该带整体密实,但强度较低,受扰动后极易碎裂冒落;而弱胶结压实带由上分层规则冒落带内的岩块相互挤压咬合有序排列而成,压实过程中破碎岩屑充填了岩块缝隙,规则岩块间产生了弱胶结连接关系,受二次采动影响会随胶结再生带而断裂冒落。

5 下分层采场“支架-再生顶板”力学模型及支架载荷的确定

5.1 “支架-再生顶板”力学模型

(1) 复采再生顶板冒落高度计算

油页岩下分层回采时的直接顶为再生顶板, 随着下分层的采出, 再生顶板中压实胶结的岩块再次失稳冒落, 重复采动导致再生顶板冒落岩块的碎胀系数减小, 且层位越高碎胀系数越大 (均小于原生顶板碎胀系数 1.4), 取再生顶板胶结再生带、弱胶结压实带及裂隙带内岩块二次冒落的碎胀系数分别为 $K_1=1.25$, $K_2=1.3$ 和 $K_3=1.35^{[14]}$ 。由式 (2) 计算结果可知, 再生顶板胶结再生带和弱胶结压实带的高度分别为 $H_1=3.8$ m 和 $H_2=7.2$ m, 设下分层采高为 H'_C , 再生顶板裂隙带冒落高度为 H_3 , 则 H_3 可由下式求得。

$$K_1H_1 + K_2H_2 + K_3H_3 = H_1 + H_2 + H_3 + H'_C \quad (6)$$

将各数据代入式 (6) 计算得 $H_3=1.1$ m, 即下分层采出后再生顶板冒落带全部冒落, 再生顶板裂隙带冒落高度 1.1 m。

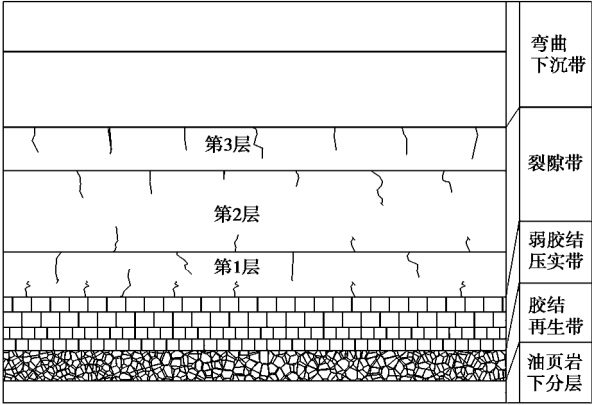


图 5 再生顶板结构模型

Fig. 5 Structural model for regenerated roof

(2) 相似材料模拟试验

根据以上分析得到的再生顶板结构分带特征, 按相似比 1 : 100 铺设了相应的二维相似材料实验模型, 并对模型下分层进行了模拟开采, 回采过程中的“支架-再生顶板”结构见图 6, 将支架承载岩体分为 A, B 两区, a 为架后垮落角, b 为架前裂断角。

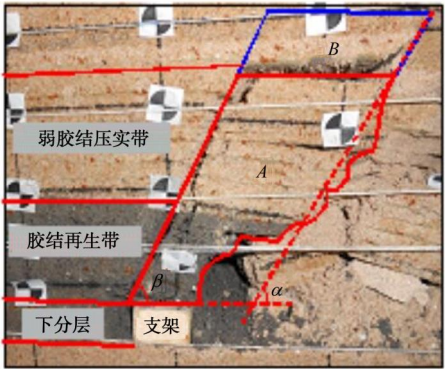


图 6 相似材料模拟实验中的“支架-再生顶板”结构

Fig. 6 Structural model for support and regenerated roof in similar material simulation experiments

(3) “支架-再生顶板”结构力学模型

根据以上再生顶板冒落高度计算和相似材料模拟实验中的“支架-再生顶板”结构建立油页岩下分层采场“支架-再生顶板”结构模型, 见图 7。



图 7 “支架-再生顶板”结构模型

Fig. 7 Structural model for support and regenerated roof

油页岩下分层回采时, 受采动及支架挤压作用影响, 再生顶板中的胶结再生带及弱胶结压实带会再次失稳冒落, 而再生顶板裂隙带则发生周期性裂断而回转下沉。由于再生顶板的强度较低, 稳定性较差, 老顶裂断回转时直接顶在支架前端易出现一定角度的断裂线, 并随着老顶的回转触研而稳定, 见图 7。老顶裂断岩块回转稳定后, 可将支架承载的再生顶板围岩分为 A, B 两个区域, 其中 A 区为支架完全承载区, 该区由再生顶板的胶结再生带和弱胶结压实带组成; B 区为支架部分承载区, 是再生顶板裂隙带内回转变形拉裂的大尺寸岩块。将 A, B 两区域岩体简化为如图 8 所示的倒梯形力学模型, 则支架载荷为 A, B 两部分岩体对支架的载荷之和, 取 B 区域岩体进行受力分析, 见图 8 (b), B 区岩块 4 个顶点分别为 O, C, D, E。

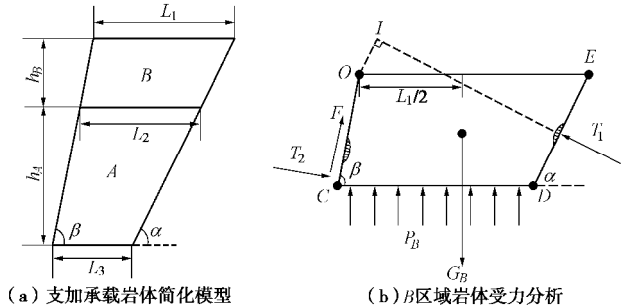


图 8 支架承载岩体力学模型

Fig. 8 Mechanical model for rock mass on support

简化的力学模型作如下假设。

- (1) B 区岩块受上覆岩层压力较小, 可不计。
- (2) C 点受垂直于 OC 边的集中推力 T_2 作用;

ED 边中点受垂直于 ED 边的集中推力 T_1 作用。

(3) OC 边所受摩擦力简化为过 C 点沿 OC 边的集中力 $F=T_2 \times f$, 其中 f 为岩层界面的摩擦系数。

(4) O 点到重力 G_B 作用线的垂距为 $L_1/2$ 。

(5) CD 边受均布支撑强度 P_B 作用。

5.2 支架载荷的确定

A 区岩体作用于支架上的载荷见式 (12); B 区岩块在水平方向、垂直方向合力为零得式 (7)、(8); B 岩块受力在 O 点的力矩和为零得式 (9); 根据几何关系得式 (10)、(11)。

$$T_2 \sin b + F \cos b - T_1 \sin a = 0, \quad (7)$$

$$G_B + T_2 \cos b - F \sin b - T_1 \cos a - N_B = 0, \quad (8)$$

$$T_2 \frac{h_B}{\sin b} + T_1 \left(\frac{L_1 \sin 2a - h_B}{2 \sin a} \right) + P_B \left(\frac{L_2^2}{2} - \frac{L_1 h_B}{\tan b} \right) - G_B \frac{L_1}{2} = 0, \quad (9)$$

$$L_1 - \frac{h_B}{\tan a} = L_2 - \frac{h_B}{\tan b}, \quad (10)$$

$$L_2 - \frac{h_A}{\tan a} = L_3 - \frac{h_A}{\tan b}, \quad (11)$$

$$G_A = g \frac{h_A}{2} (L_2 + L_3), \quad (12)$$

$$G_B = g \frac{h_B}{2} (L_1 + L_2). \quad (13)$$

式中 G_A , G_B 分别为 A 和 B 区岩块自身重力; N_B 为支架对 B 区岩块的支撑力; L_1 , L_2 为 B 区域梯形上、下底长; L_3 为 A 区域梯形下底长; h_A , h_B 分别为 A , B 区域岩层高度; g 为顶板岩层平均重度; a 为架后垮落角; b 为架前裂断角。

联立式 (8) ~ (10) 可得 T_1 和 T_2 的表达式, 由于表达式较复杂, 设 $U \sim Y$ 为中间变量, $U \sim Y$ 表达式见式 (14) ~ (18), T_1 和 T_2 的表达式见式 (19)、(20); 由 T_1 , T_2 表达式可得 N_B 表达式, 见式 (21), 支架载荷 P 的表达式见式 (22)。

$$U = \sin^2 a (L_2 \tan b - 2h_B), \quad (14)$$

$$V = \sin 2b - 2f \sin^2 b + 2h_B, \quad (15)$$

$$W = \sin a \sin b [2h_B + \tan b (L_1 - L_2)], \quad (16)$$

$$X = \left(\sin^2 b + \frac{f}{2} \sin 2b \right), \quad (17)$$

$$Y = \sin 2a [\tan b (2L_1 - L_2) + 2h_B] - 2h_B \tan b, \quad (18)$$

$$T_1 = \frac{2G_B W (\sin b + f \cos b)}{UV - XY}, \quad (19)$$

$$T_2 = \frac{2G_B W \sin a}{UV - XY}, \quad (20)$$

$$N_B = G_B + \frac{2G_B W [\sin(a - b) - f \cos(a - b)]}{UV - XY}, \quad (21)$$

$$P = G_A + N_B. \quad (22)$$

6 实例计算及现场验证

6.1 实例计算

以该矿 1105 和 1103-2 油页岩下分层复采工作面为例, 工作面选用 ZY4800/23/42 型支撑掩护式支架, 最大支撑宽度 1.5 m, 最大控顶距 $L_3=4.85$ m, 最小支护强度为 657.5 kN/m²。取顶板岩层平均重度 $g=23$ kN/m³, 架后垮落角为 $a=65^\circ$, 架前裂断角为 $b=80^\circ$, 岩块界面摩擦系数 $f=0.2$; 根据再生顶板结构模型, h_A 为再生顶板胶结再生带和弱胶结压实带高度之和, 即 $h_A=H_r+H_3=12.1$ m, 取再生顶板二次垮落后裂隙带第一层高度为 h_B , 即 $h_B=7.3$ m, 将各计算参数代入式 (10) ~ (21) 算得 B 区岩块对支架的作用载荷 $N_B=1493$ kN, A 区岩块对支架的作用载荷 $G_A=1840$ kN, 下分层采场支架载荷 $P=G_A+G_B=3333$ kN。

6.2 现场验证

回采期间对两工作面的液压支架载荷进行在线监测, 对监测数据统计处理得到 1105 工作面支架载荷实测平均值为 2986 kN, 1103-2 工作面为 3123 kN。另在每个工作面抽取 7 台液压支架作为样本空间, 统计分析该样本空间在回采期间一个月内的支架载荷频度, 求取样本空间内的支架载荷频度的平均数据, 并将两工作面的支架载荷频度均值以直方图形式表达, 见图 9。

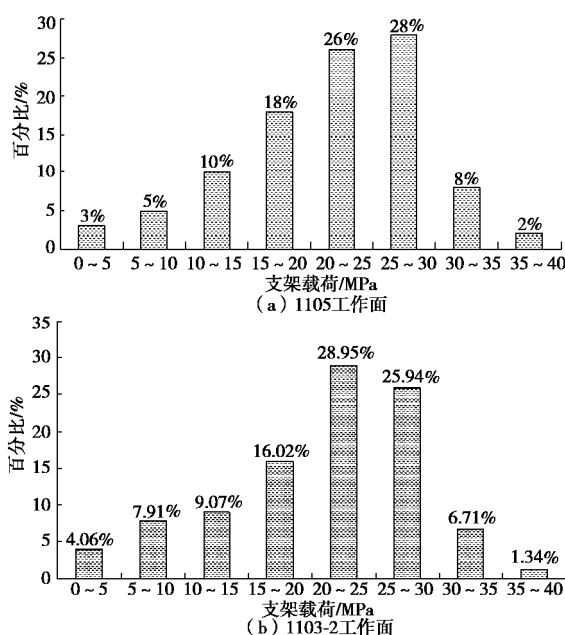


图 9 支架载荷频度均值分布

Fig. 9 Distribution of average frequentness of support load

由图 9 知, 支架载荷主要集中在 20~30 MPa

(2460~3690 kN) 范围内, 支架载荷理论计算值为 3333 kN, 占支架额定工作阻力的 69%, 位于该区间内, 但略大于工作面支架载荷实测均值, 此可解释为, 再生顶板重度较原始顶板有小幅减小, 且再生顶板受支架挤压及采动影响后, 胶结再生带和弱胶结压实带岩块间出现裂缝及空隙, 随老顶岩块回转过程中暴露部分出现不同程度冒落, 使得将支架上方的顶板岩体简化为梯形模型计算其载荷时的岩体面积小于实际情况, 相当于考虑了一定的安全系数, 是可取的, 故支架载荷理论值略大于实测值。

7 复采与初采支架载荷的对比分析

该矿 1105 和 1103-2 油页岩上分层工作面回采时支架平均载荷实测值分别为 3380 kN 和 3640 kN, 对比可知, 复采时的支架平均载荷小于初采。复采时支架载荷虽然减小, 但由于直接顶板较破碎, 支架尾梁上方的再生顶板岩块易滚落至架后, 造成支架受力不均, 出现“头重尾轻”, 甚至支架“低头”的现象, 因此复采时应考虑支架顶梁有一定的仰角, 以防止支架前端发生冒顶事故。

8 结 论

(1) 计算了上分层回采后顶板冒落带与裂隙带高度及冒落带以上各岩层的断裂步距, 现场顶板结构探测结果与计算得到的胶结再生带高度一致, 以此为基础构建了再生顶板结构模型。

(2) 再生顶板结构可分为“四带”, 从下向上依次为胶结再生带、弱胶结压实带、裂隙带和弯曲下沉带; 其中胶结再生带和弱胶结压实带由上分层顶板冒落带压实胶结后形成。

(3) 计算了下分层回采再生顶板二次破坏的冒落高度, 建立了下分层采场“支架-再生顶板”结构力学模型; 再生顶板下回采下分层时, 支架承载岩体可分为“两区”, 即完全承载区(A区)和部分承载区(B区); 推导了支架载荷计算公式, 实例计算结果包含于现场支架载荷频度主要分布区间, 略大于工作面支架载荷均值。

(4) 复采时支架平均载荷小于初采, 且复采时支架顶梁应有一定仰角, 防止支架“低头”, 发生冒顶事故。

参考文献:

[1] 陶明印, 刘 峰. 再生复杂顶板应力分析和控制研究[J]. 中国煤炭, 2007, 33(12): 33 - 36. (TAO Ming-yin, LIU Feng. Stress analysis and control research of complex regenerated

roof[J]. China Coal, 2007, 33(12): 33 - 36. (in Chinese))

- [2] 赵和松. 再生顶板的结构形式及其顶板控制[J]. 煤炭科学技术, 1993(5): 2 - 5. (ZHAO He-song. Constitution and control of regenerated roof[J]. Coal Science and Technology, 1993(5): 2 - 5. (in Chinese))
- [3] 杨庆威. 白皎煤矿余煤复采顶板控制及防灭火技术应用[D]. 西安: 西安科技大学, 2013: 36 - 45. (YANG Qing-wei. Roof control and application of comprehensive technology of fire prevention and extinguishing of residual coal compound mining of Baijiao coal mine[D]. Xi'an: Xi'an University of Science and Technology, 2013: 36 - 45. (in Chinese))
- [4] 赵 通, 弓培林, 王 开, 等. 残煤复采区域破碎软岩巷道变形机理及控制[J]. 矿业研究与开发, 2014, 34(6): 17 - 20. (ZHAO Tong, GONG Pei-lin, WANG Kai, et al. Deformation mechanism and control on broken and soft rock drifts in residual coal mining stope[J]. Mining Research and Development, 2014, 34(6): 17 - 20. (in Chinese))
- [5] 朱 涛, 张百胜, 冯国瑞, 等. 极近距离煤层下层煤采场顶板结构与控制[J]. 煤炭学报, 2010, 35(2): 190 - 193. (ZHU Tao, ZHANG Bai-sheng, FENG Guo-rui, et al. Roof structure and control in the lower seam mining field in the ultra-close multiple seams[J]. Journal of China Coal Society, 2010, 35(2): 190 - 193. (in Chinese))
- [6] 梁 冰, 杨冬鹏, 孙维吉. 中厚倾斜煤层残留煤的复采数值模拟[J]. 西安科技大学学报, 2008, 28(2): 371 - 374. (LIANG Bing, YANG Dong-peng, SUN Wei-ji. Numerical simulation on the residual coal second mining of inclined medium-thickness coal seam[J]. Journal of Xi'an University of Science and Technology, 2008, 28(2): 371 - 374. (in Chinese))
- [7] 杨书召, 翟新献, 康全玉, 等. 厚煤层分层开采再生顶板和设备配套问题研究[J]. 焦作工学院学报(自然科学版), 2003, 22(1): 5 - 8. (YANG Shu-zhao, ZHAI Xin-xian, KANG Quan-yu, et al. Study on reproducing roof strata and the equipment forming a complete set of thick coal seam slicing[J]. Journal of Jiaozuo Institute of Technology (Natural Science), 2003, 22(1): 5 - 8. (in Chinese))
- [8] 郭 帅, 孔宪法, 康天合, 等. 采空区下近距离煤层综采工作面支架载荷分析[J]. 煤矿安全, 2013, 44(5): 214 - 217. (GUO Shuai, KONG Xian-fa, KANG Tian-he, et al. Support load analysis of fully-mechanized mining face in close distance coal seam under goaf[J]. Safety in Coal Mines, 2013, 44(5): 214 - 217. (in Chinese))
- [9] 王向楠, 崔子强, 王玉峰, 等. 三软煤层复采工作面矿压显

- 现特征分析[J]. 中州煤炭, 2014(8): 23 - 26. (WANG Xiang-nan, CUI Zi-qiang, WANG Yu-feng, et al. Research on weighing feature of repeated mining face in three soft coal seam[J]. Zhongzhou Coal, 2014(8): 23 - 26. (in Chinese))
- [10] 李凤仪, 王维维. 薄煤层下分层复采工作面顶板控制技术[J]. 矿业安全与环保, 2009, **36**(1): 50 - 51. (LI Feng-yi, WANG Wei-wei. The roof control technology of repeated working face of lower slice thin seam[J]. Mining Safety & Environmental Protection, 2009, **36**(1): 50 - 51. (in Chinese))
- [11] 王同旭, 马文强, 曲孔典. 随机节理岩体巷道再生顶板失稳机理与控制研究[J]. 采矿与安全工程学报, 2016, **33**(2): 265 - 270. (WANG Tong-xu, MA Wen-qiang, QU Kong-dian. Study of instability mechanism and control of roadway regenerated roof in random joint rock[J]. Journal of Mining & Safety Engineering, 2016, **33**(2): 265 - 270. (in Chinese))
- [12] 马文强, 李恭建, 王同旭. 再生顶板下巷道布置及支护离散元模拟[J]. 辽宁工程技术大学学报(自然科学版), 2016, **35**(9): 897 - 901. (MA Wen-qiang, LI Gong-jian, WANG Tong-xu. Discrete element research of roadway layout and its support under regenerated roof[J]. Journal of Liaoning Technical University (Natural science), 2016, **35**(9): 897 - 901. (in Chinese))
- [13] 钱鸣高, 石平五, 许家林. 矿山压力与岩层控制[M]. 徐州: 中国矿业大学出版社, 2010, **8**: 72 - 81. (QIAN Ming-gao, SHI Ping-wu, XU Jia-lin. Ground pressure and strata control[M]. Xuzhou: China University of Mining and Technology Press, 2009, **8**: 72 - 81. (in Chinese))
- [14] 田昌盛, 白占芳, 翟新献. 下分层综放工作面上覆岩层结构特征[J]. 河南理工大学学报, 2006, **25**(3): 191 - 195. (TIAN Chang-sheng, BAI Zhan-fang, ZHAI Xin-xian. Character of overlying strata structure for cully mechanized coal face with sublevel caving in lower-slicing[J]. Journal of Henan Polytechnic University, 2006, **25**(3): 191 - 195. (in Chinese))
- [15] 郭惟嘉, 刘伟韬, 张文泉. 矿井特殊开采[M]. 北京: 煤炭工业出版社, 2008: 125 - 126. (GUO Wei-jia, LIU Wei-tao, ZHANG Wen-quan. Special mining of mine[M]. Beijing: Coal Industry Press, 2008: 125 - 126. (in Chinese))
- [16] 卢国志, 汤建泉, 宋振骐. 传递岩梁周期断裂步距与周期来压步距差异分析[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(4): 538 - 541. (LU Guo-zhi, TANG Jian-quan, SONG Zhen-qi. Difference between cyclic fracturing and cyclic weighting interval of transferring rock beams[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(4): 538 - 541. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201710019

生态边坡的水力和力学特性分析：试验研究

程 鹏^{1,2}, 李锦辉^{*1}, 宋 磊¹

(1. 哈尔滨工业大学深圳研究生院, 广东 深圳 518055; 2. 深圳市建设综合勘察设计院有限公司, 广东 深圳 518055)

摘 要: 植物护坡是一种新型的护坡方式, 是很多边坡防治灾害的首选方案。然而在降雨过程中植物的根系可能会诱发沿根系的优势流, 使得坡体内孔隙水压力升高, 从而降低土体的抗剪强度。另一方面, 植物的根系在土中相互缠绕, 可增强浅层土体的抗剪强度。在植物护坡过程中到底哪种效应占主导地位目前尚无定论。通过现场试验联合室内三轴试验综合评价植物土体的水力特性和力学特性。首先在室外建立香根草覆盖区、狗牙根草覆盖区和无植被裸土区, 在经历一年半自然状态下的干湿循环之后监测 3 种覆盖区的体积含水率和基质吸力, 并计算 3 个区域的非饱和渗透系数。其次研制取样器并对现场区域的 3 种土体进行取样, 利用现场土样进行三轴剪切试验, 研究室外裸土、含狗牙根草土体和含香根草土体的应力-应变关系和抗剪强度指标。同时为了与上述经历干湿循环的土体进行对比, 也测量了重塑土的渗透系数和抗剪强度。结果为生态边坡的稳定性研究提供了必要的数据和基础。

关键词: 植被; 现场监测; 渗透系数; 三轴试验; 加筋作用

中图分类号: TU41

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)10-1901-07

作者简介: 程 鹏(1994-), 男, 硕士, 主要从事生态边坡防治等方面的研究。E-mail: 767878194@qq.com。

Hydraulic and mechanical characteristics of ecological slopes: experimental study

CHENG Peng^{1,2}, LI Jin-hui¹, SONG Lei¹

(1. Shenzhen Graduate School, Harbin Institute of Technology, Shenzhen 518055, China; 2. Shenzhen City Construction Comprehensive Survey and Design Institute Co., Ltd., Shenzhen 518055, China)

Abstract: The biotechnical slope protection is a new method to protect slopes, which helps to prevent and control landslide. However, the vegetation roots can increase the permeability and pore water pressure of soils, which in turn decrease the shear strength of soils under rainfall conditions. On the other hand, the roots can be viewed as fibers in the soils and may increase the strength of soils. The controversial effect of roots on the soils remains unclear. The hydraulic and mechanical characteristics are analyzed through field monitoring combined with triaxial compression tests. Firstly, three soil regions (with Vetiver grass, with Bermuda grass and bare soil) are prepared in the field. The monitoring of volumetric water content and matric suction begins after these regions experience natural drying-wetting cycles for one year and a half. The unsaturated permeability functions for the three soils are calculated using the monitored data. Secondly, the soils are sampled from the field and used to conduct triaxial tests in lab. The stress-strain curves for the soils with Vetiver roots, the soils with Bermuda, the bare soils and the compacted soils are investigated. The cohesions and friction angles of soils are obtained. The results may provide necessary data in the stability analysis of ecological slopes.

Key words: vegetation; field monitoring; permeability function; triaxial compression test; reinforced effect

0 引 言

中国是一个多山的国家, 在修建公路、铁路等基础设施时经常要深挖高填, 导致填方路堤和路堑边坡的数量急剧增多^[1]。传统的护坡方法一般采用水泥、混凝土、石材等硬性材料进行加固, 导致坡体原有植被无法恢复, 且随着岩石的风化和混凝土的老化, 防护效果逐渐削弱^[2]。为了减少水土流失和滑坡等自然灾害发生的可能性, 国内外学者提出了生态护坡的方

法^[3-5]。

一些学者认为根系在土中贯穿形成了大孔隙, 降雨时水分会优先沿着根系向下入渗, 使得土体渗透系数增大^[6-7]。李雄威等^[8]以广西膨胀土为研究对象, 表

基金项目: 国家自然科学基金项目(51379053); 深圳市科技计划项目(CXZZ20151117174345411)

收稿日期: 2016-06-30

*通讯作者 (E-mail: jinhui.li@hit.edu.cn)

层土种植了马尼拉草,进行了现场渗透试验,研究结果表明植被根系会增强土体的渗透性。Devitt 等^[9]研究了灌木植物的根系对土体渗透性的影响,发现根系的优势流作用较明显,且根系越粗优势流效应越明显。

而有学者认为根系在土中形成复杂的网络包裹住土颗粒,从而减小土体的渗透系数^[10]。Albright 等^[11]对美国 11 个地区不同气候区的覆盖层进行了长期监测。结果表明传统覆盖层在湿润气候区渗漏量达 52~195 mm/年,而在覆盖层顶部种植植物后在湿润气候区渗漏量小于 12 mm/年,说明种植植物之后土体的渗透性会降低。随后 Bohnhoff 等^[12]、Fayer 等^[13]、Barnswell 等^[14]的一系列试验也说明根系可降低土体的渗透性。William 等^[15]对阿拉斯加中南部的腾发覆盖层和压实黏土覆盖层进行了 4 a 的监测。结果发现,4 a 间腾发覆盖层的渗漏量为 201 mm,低于压实黏土覆盖层的渗漏量 292 mm,植物的存在会减少水分的渗漏。王康等^[16]对不同植被覆盖的覆盖层进行了现场监测,结果表明表面无植被覆盖时,渗漏量为 3.3 mm,而表面移栽草本植物覆盖层的底部并未渗漏。综上所述目前关于植物根系对土体渗透性能的影响还存在较大争议。

目前研究含根系土体抗剪强度的试验大致可分为两种:第一种是重塑加筋土试验,指在重塑土中人为定量添加根系来模拟植物在土中的工况并进行试验^[17-19]。但人为添加根系的方法无法还原出实际根系分布及根系和周围土体的黏结作用。第二种是原状含根系土试验,目前这种试验方法主要为直剪试验或小型的三轴剪切试验^[20],多使用直径 39.1 mm 和高 80 mm 的小型试样,当试样尺寸过小时,其试验结果可能不具代表性。

综上所述,生态边坡的试验研究仍存在以下两个方面的不足:①根系一方面会在一定程度上限制土体的开裂,减小土体的渗透系数,另一方面会产生优势流,增大土体的渗透系数。两者的综合作用对渗透系数的影响尚不清楚;②目前研究含根系土体抗剪性能的方法多是人为在土中添加根系,这样做不能模拟根系在自然情况下的生长形态和与土体的相互作用。取原状土进行室内剪切试验大多利用尺寸较小的环刀,在小尺寸的土样中根系的生长分布并不均匀,不具有代表性。所以本文利用自制的大尺寸取样器来获取现场具有代表性的含根系土样并进行室内三轴剪切试验。

本文首先在室外建立香根草覆盖区、狗牙根草覆盖区和无植被裸土区,在经历一年自然状态下的干湿循环之后监测 3 种覆盖区的体积含水率和基质吸力变

化,计算含根系土体的非饱和和渗透系数。其次利用自制的取样器对现场的 3 种土体进行取样,并利用现场土样进行三轴剪切试验,研究室外裸土、含狗牙根草土体和含香根草土体的抗剪强度。同时为了与上述经历干湿循环的土体进行对比,本文也研究了重塑土的渗透系数和抗剪强度。

1 含根系土体的水力特性

1.1 土体基本性质

本文试验用土的基本物理性质见表 1,属低塑性黏土。图 1 为土颗粒级配曲线,曲率系数为 2.6,不均匀系数为 15,级配良好。

表 1 试验用土基本参数

Table 1 Basic parameters of test soils				
类别	最大干密度 (/g·cm ⁻³)	最优含水率 (/%)	液限 (/%)	塑限 (/%)
黏土	1.702	18.5	42.25	19.70

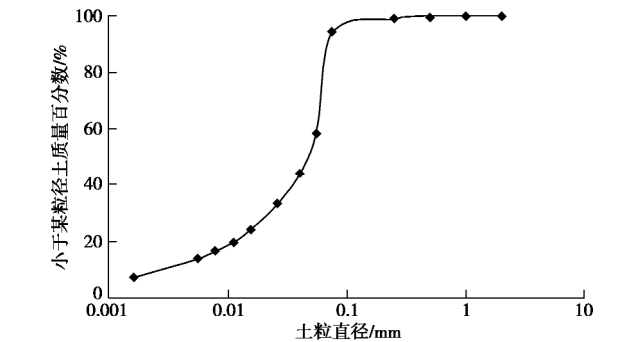


图 1 土颗粒级配曲线

Fig. 1 Distribution of grain sizes

1.2 现场监测

试验场地位于深圳市南山区西丽镇深圳大学城内,室外场地于 2014 年 6 月 18 日建成,香根草和狗牙根草在建成后立即播种。试验场地尺寸为 270 cm×176 cm×55 cm,土体的压实度为 80%。压入时采用分层压实法,共分 6 层,前面 5 层每层 10 cm,最后一层 5 cm。

整个场地划分为 4 部分,无植被裸土区、狗牙根草覆盖区、香根草覆盖区及仪器预留区(见图 2)。前 3 个部分又平均分为 A、B 两个区域,A 区为监测区,在 A 区的土体内埋设多个张力计、温度和含水率传感器,分别测量土体不同深度的基质吸力、温度和含水率。B 区为取样区,为室内三轴剪切试验提供土样。仪器预留区的作用是为了便于从侧向安装仪器。为避免预留区在降雨后产生积水或水分从侧面蒸发对监测造成的影响,在仪器安装完成之后用相同的黏土填满预留区并用防水油布覆盖在上面。

考虑到根系深度情况, 每个区域分别在距地表 5, 30, 50 cm 深度处安装传感器 (见图 3), 监测各个深度的体积含水率和基质吸力。体积含水率的测量选用 EC-5 传感器, 量程为 0~100% 体积含水率, 精度在 $\pm 1\% \sim 2\%$ 之间。基质吸力的测量需考虑张力计的量程, 5 cm 深度处基质吸力较高, 变化范围较大, 因此选用量程较大的高量程张力计^[21], 量程为 0~500 kPa, 精度为 ± 2.5 kPa。

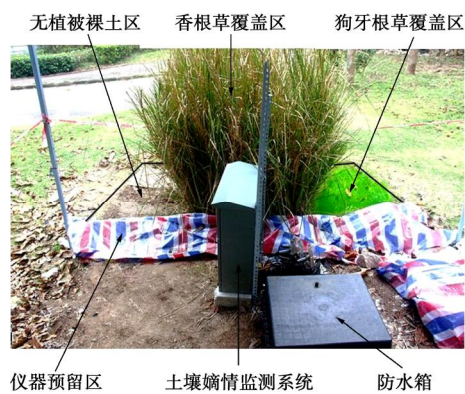


图 2 监测现场

Fig. 2 In-situ monitoring field

30, 50 cm 深度处基质吸力较低, 变化范围也较小, 故选用精度更高的普通量程张力计, 该张力计由 2100F 型张力计改装而成, 其量程为 0~100 kPa, 精度为 ± 0.5 kPa。同时考虑到监测周期较长, 为避免个别仪器出现故障, 在 30 cm 和 50 cm 深度处也安装高量程张力计。高量程张力计的输出信号和温度有关, 因此在距离每个高量程张力计 10 cm 的位置安装温度传感器。图 3 为传感器布置图。

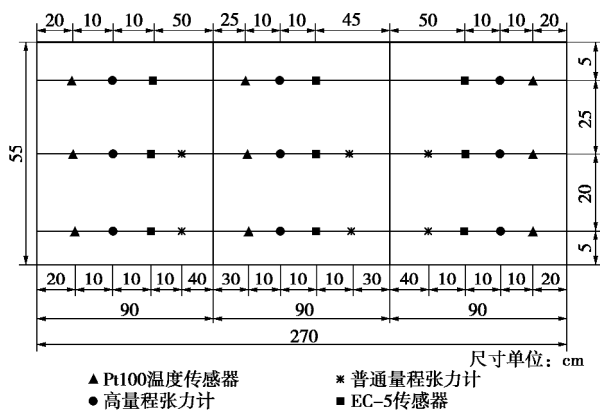


图 3 传感器布置图

Fig. 3 Deployment of sensors

利用现场监测的土体体积含水率和基质吸力, 得到了室外裸土、含狗牙根草土体和含香根草土体的土水特征曲线 (SWCC), 如图 4 所示。由于现场试验中土体未达到饱和状态, 所以从现场得到的 SWCC 曲线

中无法得到土体的进气值。

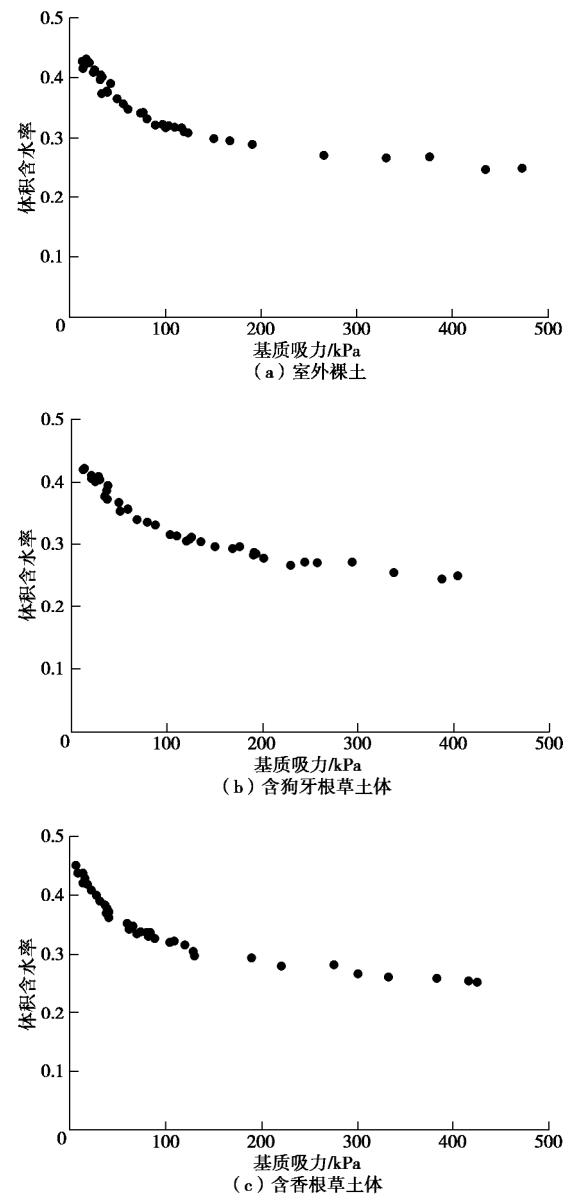


图 4 不同土体的 SWCC 曲线

Fig.4 SWCCs for different soil samples

1.3 非饱和渗透系数

由于基质吸力的存在, 非饱和土的渗透系数和饱和土明显不同。实际情况中边坡土往往是非饱和的, 所以分析含根系土体的非饱和渗透系数是很有必要的。本文采用瞬态剖面法来计算非饱和渗透系数^[22]。瞬态剖面法通过测量土样在渗流状态下沿水流方向分布点的体积含水率和基质吸力, 求得平均流速和平均水力梯度, 进而可得到非饱和渗透系数。同时为了与室外经过干湿循环的土体进行对比, 本文进行了室内重塑土渗透系数的测量, 采用 Schindler 等^[23]提出的简易蒸发测量方法。计算得到的 4 种土体的非饱和渗透系数见图 5。含香根草土体的基质吸力在 32.9~296 kPa 变化时, 其渗透系数在 $8.35 \times 10^{-6} \sim 5.23 \times 10^{-7}$

cm/s 变化, 室外裸土的基质吸力在 43.3~492 kPa 变化时, 其渗透系数在 $3.44\times 10^{-7}\sim 1.31\times 10^{-8}$ cm/s 变化, 含狗牙根草土体的基质吸力在 38.8~404 kPa 变化时, 其渗透系数在 $1.60\times 10^{-7}\sim 3.00\times 10^{-8}$ cm/s 变化, 重塑土的基质吸力在 0.120~315 kPa 变化时, 其渗透系数在 $8.56\times 10^{-6}\sim 1.33\times 10^{-8}$ cm/s 变化。可以看出当基质吸力相同时, 重塑土的渗透系数最小, 含狗牙根草土体的渗透系数小于室外裸土的渗透系数, 含香根草土体的渗透系数最大。而随着基质吸力的降低, 4 种土体的渗透系数都有所增大。种草之后渗透系数改变的原因可能是香根草根垂直向下生长, 优势流效果较明显, 使得渗透系数变大。而狗牙根草根水平生长, 在一定程度上可以阻碍裂隙发展, 使得渗透系数变小。根系的分布及直径等参数与其非饱和渗透系数的变化关系紧密, 更加详细的研究内容及结果可参见文献[24]。

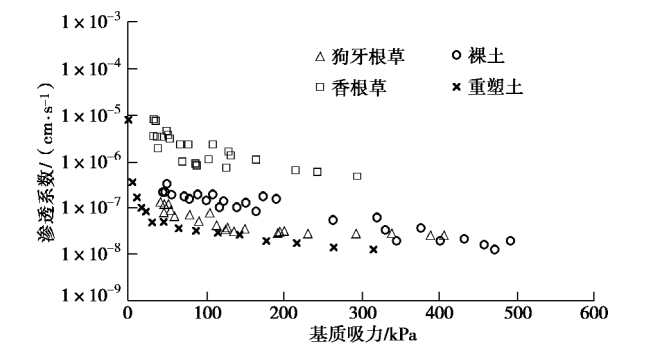


图 5 4 种土体的非饱和渗透系数

Fig. 5 Permeability function of four unsaturated soil samples

2 含根系土体的力学性能

2.1 试验设计

室内三轴剪切试验的土样取室外原状土进行。原状土取样时间为 2016 年 1 月 27 日—2016 年 3 月 8 日, 经过了 20 个月左右的干湿循环。取得原状土样后进行室内三轴剪切试验, 测量含根系土体的力学性能。三轴剪切试验有 4 种工况, 如表 2 所示。试验工况 1 所代表的工况为室外裸土, 不种植植被且经历了多个干湿循环; 试验工况 2 代表了种植香根草并经历干湿循环后的土体; 试验工况 3 研究的是种植狗牙根草并经历干湿循环后的土体; 试验工况 4 的土体为室内重塑土, 既没有根系也没经历干湿循环, 代表了刚刚形成边坡的状况。采用固结不排水剪切的方法进行试验, 试样尺寸为直径 101 mm, 高 200 mm, 剪切速度为每分钟轴向应变 0.1%。试验施加的围压值分别为 50, 100, 150 kPa。

表 2 三轴剪切试验工况

Table 2 Test conditions of triaxial shear tests				
试验工况	植物种类	根系情况	开裂情况	土样类型
1	无	无	有	现场原状土
2	香根草	直根系	有	现场原状土
3	狗牙根草	须根系	有	现场原状土
4	无	无	无	室内重塑土

2.2 取样过程

由于需要将现场原状土取回室内做三轴剪切试验, 所以如何取现场带根系土样是本研究面临的一个难题。为此, 本文特别研制了取样器。取样器为一个内径为 101 mm, 外径为 160 mm, 高为 200 mm 的圆柱金属筒, 底部锋利, 再将圆筒切割成相等的两部分, 一侧安装两个铰链, 一侧安装两个开关, 使得取样器具有开合的功能。

现场取样的原则就是尽可能减小对土体的扰动, 本试验取样的过程是依照规范^[25]中提到的方法进行的。包括以下 4 个步骤: 首先确定取样区域。由于现场土体压实度较高, 取样器很难压入土体中, 所以需要先将周边土清除。为了保证可以取到 20 cm 深处的土样, 将取样器向外扩展 10 cm 后的扩大区域定为取样区域, 清除周边土, 见图 6 (a)。由于取样区域尺寸较小, 应使用较小的工具如美工刀、水果刀等进行清土, 见图 6 (b)。接下来是取样器下压。虽然取样器下压是第 3 个步骤, 但在实际取样过程中是和第二步交替进行的。在下压前需要将取样器内壁涂抹一层凡士林, 目的是减小下压过程中取样器和周围土体之间的摩擦力, 方便下压并减小对土体的扰动, 见图 6 (c)。最后取出土体。下压完成后将取样器下方连接的土体铲断。用美工刀将土柱切削至与取样器底部平齐后运回实验室进行剪切试验, 见图 6 (d)。

2.3 试验结果

为了研究土体中的根系状况, 在室外试验场地, 靠近剪切土样取土区域, 利用自制取土器, 取得尺寸为 24 cm×24 cm×20 cm 的原状土样。对原状土样进行小心冲洗并进行测量, 得到了土样中根系的长度、直径、根系分布形式、抗拉强度和根系体积含量等参数, 如表 3 所示。表 3 中狗牙根草根抗拉强度采用魏华炜等^[26]的经验计算模型, 香根草根系的抗拉强度采用刘川顺等^[27]的经验计算模型。

表 3 含根系土样中根系特征的描述

Table 3 Description of properties of roots in vegetated soils		
根系参数	根系种类	
	狗牙根草	香根草
长度/mm	1~18	10~42
直径/mm	0.12~0.92	0.12~2.41
根系分布形式	须根系	直根系
抗拉强度/MPa	20.0~90.0	5.2~89.5
根系体积含量/%	0.22	0.76



图 6 现场土样的获取过程

Fig. 6 Process of in-situ soil sampling

图 7 (a) 为室内重塑土剪切过程中主应力差与轴向应变的关系曲线。可以看出在剪切的初期, 不同围压下的主应力差与轴向应变关系曲线相差不大。随着剪切过程的不断进行, 曲线之间的差距不断加大。主应力差在轴向应变较小时上升较快, 在轴向应变约 2% 左右时趋于稳定, 呈现应变硬化现象。

图 7 (b) 为室外裸土剪切过程中主应力差与轴向应变的关系曲线。当土体产生相同轴向应变时, 裸土的主应力差最小。

图 7 (c) 为含狗牙根草土体剪切过程中主应力差与轴向应变的关系曲线。与前面两种土体变化趋势相近, 当轴向应变相同时, 含狗牙根草土体主应力差大于重塑土。

图 7 (d) 为含香根草土体剪切过程中主应力差与轴向应变的关系曲线。和狗牙根草土体变化情况基本

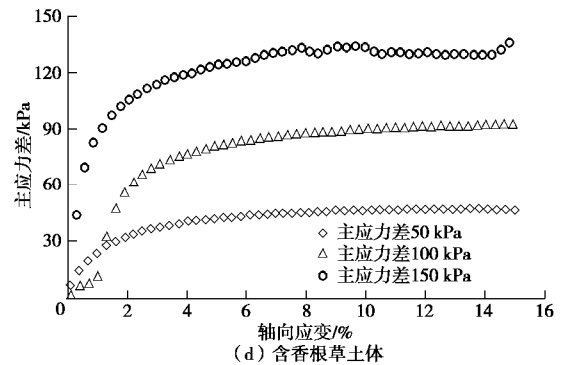
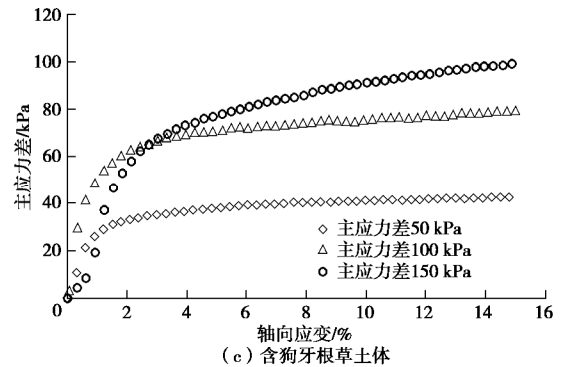


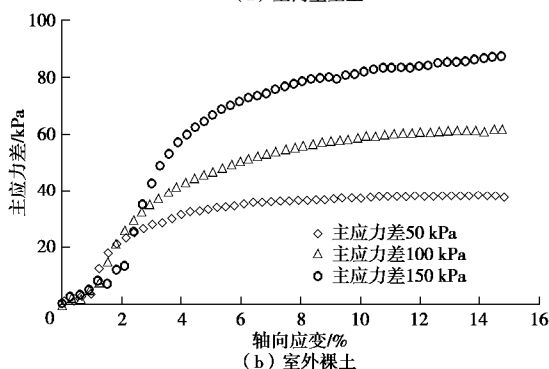
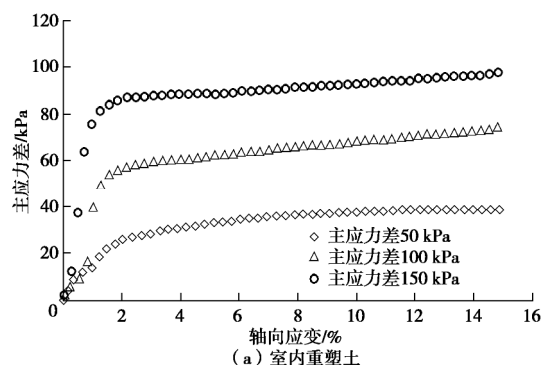
图 7 不同土样主应力差与轴向应变关系曲线

Fig. 7 Relationship between principal stress difference and axial strain of different soil samples

类似, 但当轴向应变相同时主应力差明显高于狗牙根草土体。

表 4 为 4 种土体的有效内摩擦角和有效黏聚力, 可以看出根系的存在明显地增强了土体的有效黏聚力, 增长率达 24.36%~118.49%, 且香根草对土体的加筋效果优于狗牙根草, 这可能是由于香根草的根系较粗, 且从顶部贯穿到底部, 而狗牙根草的根较细, 且土样底部根系含量较少导致的。由于裂隙的存在, 裸土有效黏聚力降低了 17.83%。从有效内摩擦角的对比情况看出, 含香根草土体的有效内摩擦角明显高于另外 3 种土。

香根草根对土体黏聚力的贡献明显, 同时对内摩擦角也有一定的提高作用。刘川顺等^[27]和黄金^[28]研究了香根草对砂土土性的影响, 其结果表明香根草根对砂土的内摩擦角影响不大, 分别为 5% 和 3%。而赵亮^[29]采用直剪试验研究了香根草根对黏土内摩擦角的影响。当土体含水率为 21.15% 时, 含香根草土体的内摩擦角提高了 32%。由此可见, 香根草根对黏土内摩擦角的作用更加明显。文献^[29]采用的直剪试验中剪切面被限定在上下盒之间的平面, 只有经过此面的根系才对试样抵抗剪切作用有贡献。此时土样中的大部分根系垂直于剪切面, 破坏形式多为根系被剪断, 而根系与土体之间的相对位移较小, 从而其摩擦作用未被完全发挥。而三轴剪切试验中, 根系与土体之间发生了较大的相对位移, 根土间的摩擦力得到充分发挥。这导致本文三轴试验中含香根草黏土的



内摩擦角有较明显的提高。本文研究的香根草和狗牙根草都属于草本植物，灌木及林木根系的研究可参见文献[30~32]。

表 4 抗剪强度参数的对比

Table 4 Comparison of shear strength parameters				
土体类型	有效内 摩擦角 /(°)	有效内摩擦 角增长率 /%	有效黏 聚力/kPa	有效黏聚 力增长率 /%
室内重塑土	18.17	—	9.03	—
室外裸土	18.75	3.19	7.42	-17.83
含狗牙根草土体	19.25	5.94	11.23	24.36
含香根草土体	26.65	46.67	19.73	118.49

3 结论与建议

本文通过现场监测试验和原状土三轴剪切试验研究了根系对土体渗透性能和力学性能的影响，得到了以下结论：

(1) 含香根草土体的非饱和渗透系数在 $8.35 \times 10^{-6} \sim 5.23 \times 10^{-7}$ cm/s 变化，室外裸土的渗透系数变化范围为 $3.44 \times 10^{-7} \sim 1.31 \times 10^{-8}$ cm/s，含狗牙根草土体的渗透系数分布于 $1.60 \times 10^{-7} \sim 3.00 \times 10^{-8}$ cm/s，重塑土的渗透系数最大为 8.56×10^{-6} cm/s，最小为 1.33×10^{-8} cm/s。

(2) 当基质吸力相同时，重塑土的渗透系数最小，含狗牙根草土体的渗透系数小于室外裸土的渗透系数，含香根草土体的渗透系数最大。而随着基质吸力的降低，4 种土体的渗透系数都有所增大。

(3) 根系的存在可以增强黏土的强度，其中有效黏聚力增长率达 24.36%~118.49%，有效内摩擦角的增长率达 5.94%~46.67%，且香根草对土体的加筋效果优于狗牙根草。

(4) 裂隙的存在显著降低了黏土的黏聚力，从而降低了其抗剪强度。

参考文献：

[1] 饶运章. 岩土边坡稳定性分析[M]. 长沙: 中南大学出版社, 2012. (YAO Yun-zhang. Stability analysis of geotechnical slope[M]. Changsha: Central South University Press, 2012. (in Chinese))

[2] 周德培, 张俊云. 植被护坡工程技术[M]. 北京: 北京人民交通出版社, 2003: 30 - 36. (ZHOU De-pei, ZHANG Jun-yun. Vegetation slope protection engineering technology [M]. Beijing: Beijing People's Communications Press, 2003: 30 - 36. (in Chinese))

[3] 杨俊杰, 王 亮, 郑建国, 等. 生态边坡客土稳定性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(2): 414 - 422. (YANG Jun-jie, WANG Liang, ZHENG Jian-guo, et al. Study on stability of replace with out-soil in ecological slope[J].

Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 25(2): 414 - 422. (in Chinese))

[4] 戚国庆, 胡利文. 植被护坡机制及应用研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(11): 2220 - 2225. (QI Guo-qing, HU Li-wen. Study on mechanism and application of slope protection with vegetation[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 25(11): 2220 - 2225. (in Chinese))

[5] 周 跃, WATTS D. 欧美坡面生态工程原理及应用的发展现状[J]. 土壤侵蚀与水土保持学报, 1999, 5(1): 80 - 86. (ZHOU Yue, WATTS D. Current development of slope eco-engineering principle and application in Europe and America[J]. Journal of Soil Erosion and Soil and Water Conservation, 1999, 5(1): 80 - 86. (in Chinese))

[6] ANGERS D A, CARON J. Plant-induced changes in soil structure: processes and feedbacks[J]. Biogeochemistry, 1998, 42(4): 55 - 72.

[7] MEEK B D, DETAR W R, RECHEL E R, et al. Infiltration rate as affected by an alfalfa and no-tile cotton dropping system[J]. Soil Science American Journal, 1990, 54(2): 505 - 508.

[8] 李雄威, 孔令伟, 郭爱国. 植被作用下膨胀土渗透和力学特性及埡坡防护机制[J]. 岩土力学, 2013, 34(1): 85 - 91. (LI Xiong-wei, KONG Ling-wei, GUO Ai-guo. Permeability and mechanical characteristics of expansive soil and cut slope protection mechanism under vegetation action[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, 34(1): 85 - 91. (in Chinese))

[9] DEVITT D A, SMITH S D. Root channel macropores enhance downward movement of water in a mojave desert ecosystem[J]. Journal of Arid Environments, 2002, 50(1): 99 - 108.

[10] 周云艳, 陈建平, 王晓梅. 植被护坡中植物根系的阻裂增强机理研究[J]. 武汉大学学报(理学版), 2009, 55(3): 613 - 618. (ZHOU Yun-yan, CHEN Jian-ping, WANG Xiao-mei. Research on resistance cracking and enhancement mechanism of plant root in slope protection by vegetation[J]. Journal of Wuhan University: Natural Science Edition, 2009, 55(3): 613 - 618. (in Chinese))

[11] ALBRIGHT W H, BENSON C H, GEE G W, et al. Field water balance of landfill final covers[J]. Journal of Environmental Quality, 2004, 33: 2317 - 2332.

[12] BOHNHOFF G L, OGORZALEK A S, BENSON C H. Field data and water-balance predictions for a monolithic cover in a semiarid climate[J]. Journal of Geotechnical and Geo-environmental Engineering, 2009, 135(3): 333 - 348.

[13] FAYER M J, GEE G W. Multiple-year water balance of soil covers in a semiarid setting[J]. Journal of Environmental

- Quality, 2006, **35**(1): 366 – 377.
- [14] BARNSWELL K D, DWYER D F. Assessing the performance of evapotranspiration covers for municipal solid waste landfills in northwestern Ohio[J]. *Journal of Environmental Engineering*, 2011, **137**: 301 – 305.
- [15] WILLIAM E S, MUNK J, WILLIAM J L. Four-year performance evaluation of a pilot-scale evapotranspiration landfill cover in southcentral Alaska[J]. *Cold Regions Science and Technology*, 2012(82): 1 – 7.
- [16] 王 康, 刘川顺, 王富庆, 等. 腾发覆盖垃圾填埋场覆盖层机理试验研究及结构分析[J]. *环境科学*, 2007, **28**(10): 2307 – 2314. (WANG Kang, LIU Chuan-shun, WANG Fu-qing, et al. Field test and evaluation of landfill performance and structure with evapotranspiration cover[J]. *Environmental Science*, 2007, **28**(10): 2307 – 2314. (in Chinese))
- [17] 栗岳洲, 付江涛, 胡夏嵩, 等. 土体粒径对盐生植物根-土复合体抗剪强度影响的试验研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2016, **35**(2): 403 – 412. (LI Yue-zhou, FU Jiang-tao, HU Xia-song, et al. Experimental study of the influence of grain size on the shear strength of rooted soil[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2016, **35**(2): 403 – 412. (in Chinese))
- [18] 陈昌富, 刘怀星, 李亚平. 草根加筋土的室内三轴试验研究[J]. *岩土力学*, 2007, **28**(10): 2041 – 2045. (CHEN Chang-fu, LIU Huai-xing, LI Ya-ping. Study on grassroots-reinforced soil by laboratory triaxial test[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2007, **28**(10): 2041 – 2045. (in Chinese))
- [19] 刘秀萍, 陈丽华, 宋维峰. 林木根系与黄土复合体的抗剪强度试验研究[J]. *北京林业大学学报*, 2006, **28**(5): 67 – 72. (LIU Xiu-ping, CHEN Li-hua, SONG Wei-feng. Study on the shear strength of forest root-loess composite[J]. *Journal of Beijing Forestry University*, 2006, **28**(5): 67 – 72. (in Chinese))
- [20] 王元战, 张智凯, 马殿光, 等. 植物根系加筋土剪切试验研究综述[J]. *水道港口*, 2012, **33**(4): 330 – 336. (WANG Yuan-zhan, ZHANG Zhi-kai, MA Dian-guang, et al. Review of shear test investigation on plant roots-reinforced soil[J]. *Journal of Waterway and Harbor*, 2012, **33**(4): 330 – 336. (in Chinese))
- [21] 陈 锐, 陈中奎, 张 敏, 等. 新型高量程张力计在吸力量测中的应用[J]. *水利学报*, 2013, **44**(6): 743 – 747. (CHEN Rui, CHEN Zhong-kui, ZHANG Min, et al. Applications of a high-capacity tensiometer for direct measurement of suction [J]. *Journal of Hydraulic Engineering*, 2013, **44**(6): 743 – 747. (in Chinese))
- [22] FREDLUND D G, RAHARDJO H. *Soil mechanics for unsaturated soils*[M]. New York: John Wiley & Sons, 1993: 151 – 152.
- [23] SCHINDLER U, MULLER L. Simplifying the evaporation method for quantifying soil hydraulic properties[J]. *Journal of Plant Nutrition and Soil Science*, 2006, **169**(5): 623 – 629.
- [24] 周 腾. 含根系土体水力特性的试验与理论研究[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2015: 53 – 57. (ZHOU Teng. Experimental and theoretical research of hydraulic properties of root-containing soil[D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2015: 53 – 57. (in Chinese))
- [25] ASTM (2003c) D 7015-03 Standard practices for obtaining undisturbed block (cubical and cylindrical) samples of soils[S]. *Annual Book of Standards*, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2003.
- [26] 魏华炜, 罗海波, 张玉环. 狗牙根根系分布特征及其抗拉强度试验研究[J]. *水土保持通报*, 2011, **31**(4): 185 – 189. (WEI Hua-wei, LUO Hai-bo, ZHANG Yu-huan. Root distribution characteristics and tensile strength of *Cynodon Dactylon* L[J]. *Bulletin of Soil and Water Conservation*, 2011, **31**(4): 185 – 189. (in Chinese))
- [27] 刘川顺, 吴洪亮, 张 路. 香根草根土复合体抗剪强度试验研究[J]. *武汉大学学报(工学版)*, 2012, **45**(5): 580 – 583. (LIU Chuan-shun, WU Hong-liang, ZHANG Lu. Experimental study of shear strength of soil rooted with vetiver roots[J]. *Engineering Journal of Wuhan University*, 2012, **45**(5): 580 – 583. (in Chinese))
- [28] 黄 金. 香根草生物工程技术在浅层滑坡治理中的应用研究[D]. 重庆: 重庆交通大学, 2010: 49 – 59. (HUANG Jin. The research on applying *Vetiver zizanioides* bio-engineering technique to curb slope surface[D]. Chongqiong: Chongqiong Jiaotong University, 2010: 49 – 59. (in Chinese))
- [29] 赵 亮. 根土复合体抗剪强度试验研究[D]. 长沙: 中南林业科技大学, 2014: 37 – 42. (ZHAO Liang. Experimental study on shear strength of root-soil composite[D]. Changsha: Central South University of Forestry & Technology, 2014: 37 – 42. (in Chinese))
- [30] DOCKER B B. *Biotechnical engineering on alluvial riverbanks of southeastern Australia: a quantified model of the earth-reinforcing properties of some native riparian trees*[D]. Sydney: The University of Sydney, 2003.
- [31] LEUNG T Y F. *Native shrubs and trees as an integrated element in local slope upgrading*[D]. Hong Kong, The University of Hong Kong, 2014.
- [32] HU X S, BRIERLEY G, ZHU H L, et al. An exploratory analysis of vegetation strategies to reduce shallow landslide activity on loess hillslopes, Northeast Qinghai-Tibet Plateau, China[J]. *Journal of Mountain Science*, 2013, **10**(4): 668 – 686.

DOI: 10.11779/CJGE201710020

基于时效变形的脆性围岩最优支护时机研究

张建设¹, 王仁坤², 周 钟², 郑 路³, 张 茹¹, 王 璐¹, 谢和平¹

(1. 四川大学水利水电学院水力学及山区河流开发与保护国家重点实验室, 四川 成都 610065; 2. 中国电建集团成都勘测设计研究院有限公司, 四川 成都 610072; 3. 四川大学灾后重建与管理学院, 四川 成都 610065)

摘 要: 现代地下工程支护结构设计的基本指导思想是按照“新奥法”原理, 强调通过适时加固围岩, 使得围岩成为承载结构的主体。但是对于支护时机的掌握, 目前仍然缺乏可靠的理论和公式的指导, 只能根据现场监测信息和经验判断来确定。提出脆性围岩的“适时支护”, 是指在围岩达到弹性极限应变而破坏之前进行支护, 即在时效变形作用下, 围岩应力处于本构关系弹性段后段, 但是还没有进入软化的非稳定段。基于这一思想以及地下工程时效变形特征, 提出了最优支护时机的近似计算公式。研究表明: 最优支护时机与围岩收敛时间、围岩强度应力比、开挖后应力以及支护围压相关。由于围岩应力处处不同, 可以由公式计算得到顶拱、边墙等不同部位的最优支护时机, 从而指导支护设计。研究对长期困扰地下工程界的脆性围岩最优支护时机问题提出了一种理论方法。

关键词: 最优支护时机; 新奥法; 地下工程; 时效变形

中图分类号: TU457

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)10-1908-07

作者简介: 张建设(1968-), 男, 教授, 博士生导师, 主要从事岩土工程和地下工程的理论和计算分析研究工作。E-mail: z3257@263.com。

Optimum support time of brittle underground cavern based on time-dependent deformation

ZHANG Jian-hai¹, WANG Ren-kun², ZHOU Zhong², ZHENG Lu³, ZHANG Ru¹, WANG Lu¹, XIE He-ping¹

(1. State Key Laboratory of Hydraulics and Mountain River and Protection, College of Water Resources & Hydropower, Sichuan University, Chengdu 610065, China; 2. China Hydropower Engineering Consulting Group Chengdu Design & Research Institute, Chengdu 610072, China; 3. Institute for Disaster Management and Reconstruction, Sichuan University, Chengdu 610065, China)

Abstract: As the basic principle used in modern underground engineering, the New Austrian Tunneling Method focuses on providing timely and optimized safe support to develop the maximum self-supporting capacity of the rock or soil itself for the stability of the underground opening. But up to now, no reliable formula and theoretical guidance for timely support have been established. The support time can only be empirically determined based on the in-situ monitoring measurements. The timely and optimized support which uses adequate self-bearing capability of surrounding rock means that the rock stress is in the final stage of elastic deformation, but before brittle failure occurs when reaching the critical elastic strain limit. Based on this idea and the characteristics of time-dependent deformation of underground engineering, an approximation formula to calculate the optimum support time is proposed. The study shows that the optimum support time is related to the deformation convergence time, ratio of rock strength to geo-stress, stress after excavation and anchorage pressure. The optimum support time for top arch and side walls can be determined according to the stresses of surrounding rock from point to point. This study may provide a theoretical method to determine the optimum support time which is a critical problem of underground engineering for a long time.

Key words: optimum support time; New Austrian Tunneling Method; underground engineering; time-dependent deformation

0 引 言

现代地下工程支护设计的基本指导思想是按照“新奥法”原理^[1], 充分发挥围岩自身承载能力, 采用喷混凝土、锚杆、锚索等柔性结构作为主要支护形式, 通过适时加固围岩, 控制围岩变形来充分发挥围

岩的过早支护, 支护结构要承受很大的变形压力, 很不经济; 支护过迟, 围岩会过度变形而导致松弛失稳。

为此, 国内外研究人员利用现场监测、理论推导、

收稿日期: 2016-06-30

*通讯作者 (E-mail: zhengl@scu.edu.cn)

数值模拟等多种手段对“最佳支护时机”问题进行了大量研究,并取得了积极的进展。根据最佳支护时机的判据不同,可以分为变形量和应力释放系数两类。

通过现场监测、数值模拟等手段,可以获知围岩变形量和变形趋势,从而确定最佳支护时机。例如,de Farias 等^[2]采用三维数值模拟研究了新奥法开挖隧道的位移控制问题。Bizjak 等^[3]计算隧道中的应力衰弱区和周围应力区,采用有限差分数值模型反演,得出基于使用反向传播神经网络的隧道位移和演化的预测模型。王祥秋等^[4]采用蠕变损伤模型,认为必须控制围岩蠕变不会发展到加速蠕变阶段,从而由蠕变参数反推合理支护时间。王小平^[5]采用 Bingham 硬化模型,揭示巷道围岩变形随时间的变化规律,确定了巷道的合理支护时间。Choih 等^[6]根据新奥法原理,通过理论分析研究和模拟计算,确定出软弱岩体中隧道开挖的最佳支护时机。刘志春等^[7]以乌鞘岭隧道为工程背景,通过现场量测数据相互关系综合分析,提出了以隧道极限位移为基础、现场量测日变形量和总位移为依托的工程可操作判别指标,对软岩大变形隧道二次衬砌施作时机进行了探讨。王中文等^[8]按照流变力学原理对考虑围岩蠕变特性的隧道变形进行解析,并利用现场实测数据对公式中的参数进行拟合并进而确定了流变参数,提出了用现场监测数据确定围岩流变参数的方法,以变形量为判据确定二衬的合理支护时机。吴梦军等^[9]基于现场测试,对位移历时曲线进行了拟合,研究以隧道位移释放比为基础指标的支护时机确定方法,选取内部应力最小为最佳施作时机。Guan 等^[10]、周先齐等^[11]分别基于实际工程,采用伯格黏弹塑性流变本构模型,以变形量和变形速率为判据,得到了日本长崎县嬉野隧道和向家坝大型地下厂房典型断面的最佳支护时间。陆银龙等^[12]在对破裂软岩注浆加固后的力学特性分析的基础上,利用 FLAC2D 软件的应变软化本构模型,对软岩巷道最佳锚固支护时机进行数值模拟优化分析,以巷道变形量为判据,提出一种定量的确定巷道最佳的锚注支护时机的方法。

另外,应力释放系数也可用于确定最佳支护时机。例如,荣耀^[13]依据巷道掘进过程中各类围岩应变能的释放时间,定性地给出了围岩级别与支护合理时间;汪波等^[14]分析现场监控量测资料后,通过数值模拟方法分析了不同应力释放系数时的洞周应力值,以应力释放系数为判据,对苍岭隧道的岩爆预测和初期支护时期进行了探讨。朱泽奇等^[15]基于坚硬围岩的应力释放特征研究,以应力释放系数为判据,对某水电站地下厂房洞室群的初期支护时间进行了二维数值分析研究。周勇等^[16]理论推导了考虑围岩流变特性时衬砌位

移及围岩的位移的表达式,采用应力释放系数为判据,研究了广梧高速公路牛车顶隧道的合理支护时机。

尽管对于最优支护时机的确定,已有较多文献研究,但是对该问题的理论分析和机理研究仍然十分欠缺,所提出的判据往往难以直接给出最优支护时间,难以为工程人员使用。目前,如何合理准确地确定最优支护时机,做到“适时支护”,还缺乏可靠的理论和公式的指导,只能根据现场监测信息或大量的数值模拟试验来确定。

1 基于时效变形推导最优支护时机

传统忽略围岩时效作用的地下工程研究中,在给定的地应力荷载下,围岩变形是唯一的。这与实际地下工程开挖后,围岩变形在一定时间内随时间增长的实际情况不相符合。特别是高地应力环境和中等强度围岩的组合条件下,围岩变形常常需要数月甚至更长的时间才趋于收敛。例如,锦屏一级地下厂房主厂房在第 X 级开挖完成后,主厂房和主变室的多点位移计经过约 8 个月才完全收敛。

可见,对于高地应力地下厂房,围岩在开挖后,其围岩变位并非立即完成,而是需要一定的时间。一般来说,完整性好、围岩硬度大、强度高的围岩需要的地应力释放时间较短,而裂隙发育程度高,地应力又高的锦屏一级地下厂房、猴子岩地下厂房围岩在开挖后,将产生临近开挖面的围岩裂隙松弛张开现象,要经过一段时间的变形调整才能稳定收敛。

1.1 围岩时效变形荷载

洞室开挖爆破完成后,总的地应力释放力 s_0 中的一部分立即得到释放,但剩余时效部分则需要经过一定时间才能完全释放。从锦屏、猴子岩等地下厂房围岩变形发展时效响应来看,围岩变形发展及位移收敛有时效性,例如图 1 所示多点位移计时效变形规律具有典型的指数函数特性。因此不妨设剩余时效释放力 $s_r(t)$ 为总的地应力释放力的 a 倍 ($0 < a < 1$),且为时间的指数函数:

$$s_r(t) = a(1 - e^{bt})s_n, \quad (1)$$

式中, a 为时效变形荷载系数, b 为时效变形指数, $s_r(t)$ 为时效释放应力, s_n 为开挖面法向上的释放地应力荷载。 s_n 可以通过该点地应力张量 s_0 和开挖面法向 \hat{n} 计算:

$$s_n = -\hat{n}^T s_0 \hat{n}。 \quad (2)$$

由图 2 可见,时效变形指数 b 的绝对值越小,时效释放荷载趋于稳定所需的时间越长。设时效释放荷载 $s_r(t)$ 达到 0.99 倍时效荷载最终值 as_n 的时间为稳定收敛时间 T_c ,则达到稳定收敛时有

$$\frac{S_r}{aS_n} = 1 - e^{bT_c} = 0.99, \quad (3)$$

$$b = \frac{\ln 0.01}{T_c} = \frac{-4.605}{T_c}。 \quad (4)$$

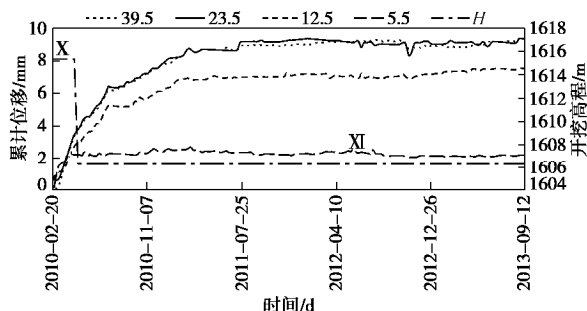


图1 锦屏主厂房下游边墙多点位移计M4ZCF-XZ4时间位移过程曲线(X:第10级开挖;XI:第11级开挖)

Fig. 1 Displacement-time histories of displacement gauge M4ZCF-XZ4 on downstream wall of Jinping underground power house (X: 10th stage excavation; XI: 11th stage excavation)

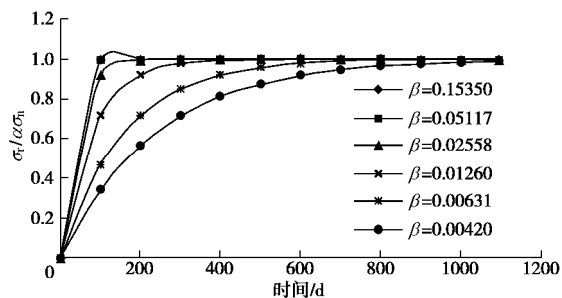


图2 不同系数 β 对应的时效释放荷载历时曲线

Fig. 2 Load-time histories under different values of β

由式(4)可以计算不同变形收敛时间 T_c 对应的时效变形指数 b 值。可见,式(1)中系数 a 控制着时效释放荷载 $S_r(t)$ 相对于总地应力释放荷载 S_0 的大小,而 b 控制着时效释放荷载随时间变化的快慢。

1.2 洞壁低围压下的应力应变关系

图3所示岩石三轴应力应变全过程实验表明,岩石的应力应变和破坏与围压关系密切。随着围压的增大,岩石从弹性-软化为特征的脆性破坏,逐步演变成弹性-塑性硬化的塑性破坏特征,并且岩石所能承受的极限应变也随围压而增大。洞室开挖后,由于地应力释放,洞壁附近围岩近似处于解除侧向力的单轴受力状态,此时岩石本构关系一般表现为图3中无围压时的弹性-软化模式,在破坏模式上一般表现为弹脆性破坏。

实际高地应力地下厂房案例,例如锦屏地下厂房顶拱右半拱、锦屏导流洞右拱座以及白鹤滩地下厂房左顶拱出现的破裂表现为表层片帮、剥落、劈裂、外鼓,这些现象都有明显受压破坏的破坏特征,而这些地方又正是周向应力最大,径向应力很小的地方。考虑到洞室轴线方向较长,为便于推导,本文将洞室看

成平面问题,只考虑洞室截面内的应力作用,另外基于以上实际破裂现象,洞壁低围压区以单轴抗压强度作为评判岩体是否破坏的依据。

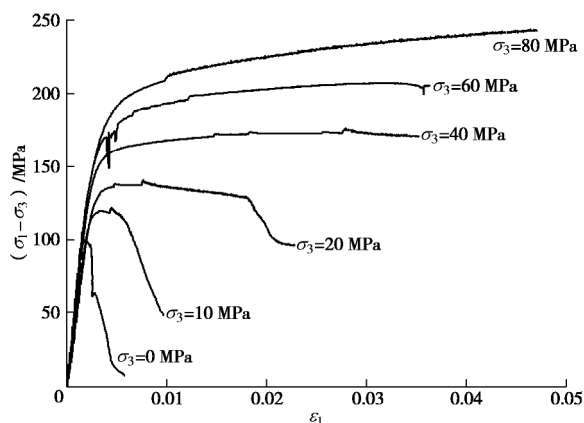


图3 锦屏大理岩三轴应力应变全过程曲线。

Fig. 3 Triaxial complete stress-strain curves of Jinping marble

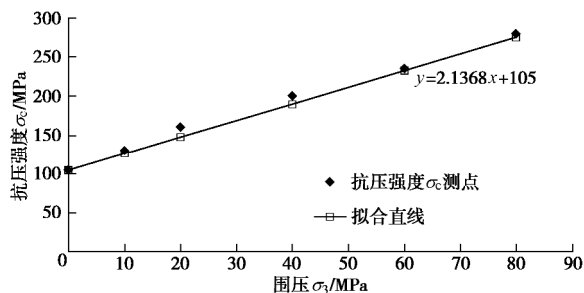


图4 抗压强度与围压拟合关系曲线

Fig. 4 Fitting curve of compressive strength and confining pressure

通过对多种岩石全过程应力应变关系的研究,发现弹性极限强度 S_c 与围压 P (或 s_3)存在较好的线性相关关系。例如由图3可以整理得到图4的强度与围压关系,可以表达为

$$S'_c = S_c + IP。 \quad (5)$$

式中 S_c 为单轴抗压强度; P 为围压; I 为强度增长常数; S'_c 为围压 P 作用下的抗压强度。

将洞室简化为平面问题,只考虑洞室截面内的应力作用,忽略沿洞轴向的应力作用,则围压 P 的计算可以由锚杆或者锚索提供的侧向压力得到,例如对于锚杆、锚索支护:

$$P = \frac{S_t \cdot A_g}{a_1 b_1} + \frac{N_s}{a_2 b_2}。 \quad (6)$$

式中 S_t 为锚杆抗拉强度; A_g 为截面积; N_s 为锚索吨位; a_1 , b_1 为锚杆间排距; a_2 , b_2 为锚索间排距。

由图5所示低围压下的弹性-软化模型可见,洞壁附近随着周向应变 e 的增加,围岩应力在经历弹性阶段(OA段)到达弹性极限应力后便进入应力急剧下降的非稳定软化区(AB段)。显然,围岩应变一旦超

过弹性区极限应变, 围岩就处于失稳状态。而增加了锚杆、锚索后, 对围岩产生了侧向压力, 据式 (5) 可知, 围岩抗压强度将在围压作用下有所提高, 从而将弹性段延伸至 OA' 段, 弹性极限应变也由单轴弹性极限应变 e_c 增大至 e'_c 。

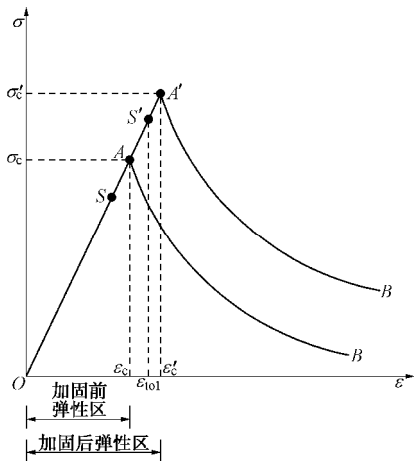


图 5 低围压下岩体应力应变关系模型

Fig. 5 Rock stress-strain model under low side pressure

对于脆性围岩, 本文认为所谓“适时支护”, 是指让围岩充分发挥自承能力: 在开挖后, 以及围岩时效变形过程中, 围岩应力最终处于弹性末端之前, 围岩应变最多达到稳定和区非稳定软化区分界应变 e'_c 。对实际工程而言, 要求围岩应变始终处于弹性极限应变 e'_c 以内, 故而定义允许弹性应变为 e_{tol} 。且有

$$e_{tol} = \frac{e'_c}{K}, \quad (7)$$

其中应变裕度 $K \geq 1$, 显然有 $e_c < e_{tol} \leq e'_c$ 。

如图 5 所示, 在时效变形作用下, 一点应力由 S 移动至 S' , 但是仍然处于弹性稳定区, 该点仍然处于可以承载的状态。

依据这一思想, 假设开挖后围岩周向应力 s_1 已经达到单轴抗压强度 s_c 的 r 倍 ($0 \leq r \leq 1$), 若无支护措施, 后续时效变形使得该点应变最多到达 e_c ; 但是考虑支护作用后, 后续时效变形使得该点应变则可以达到允许弹性极限应变 e_{tol} , 故而, 在支护作用下, 时效松弛荷载所产生的最大侧向应变增量为

$$\Delta e_{rm} = m \left(e_{tol} - r \frac{s_c}{E} \right) = n \left(\frac{e'_c}{K} - r \frac{s_c}{E} \right), \quad (8)$$

式中, E 为岩体弹性模量, n 为泊松比。

根据式 (1), 支护完成后时间 t 至围岩稳定收敛时间 T_c , 围岩径向时效释放应力荷载增量为

$$\Delta s_r(t) = s_r(T_c) - s_r(t) = a(e^{bt_c} - e^{bt})s_n. \quad (9)$$

本文定义最优支护时机 T_x 是在支护措施作用下, 围岩周向应变在时效荷载作用下达到变形收敛时, 刚好达到允许弹性极限应变 e_{tol} , 此时应力仍然处于弹性

稳定变形段。围岩应变已经处于稳定到非稳定的临界点, 但是围岩仍然承担荷载。在最优支护时机 T_x , 地下厂房围岩锚杆、锚索支护完成, 并开始发挥作用。在开挖后, 围岩周向应力 s_1 基本稳定, 即在后续时效变形作用下, 周向应力增量 Δs_1 可以忽略, 而径向应变的增量主要由径向时效释放荷载增量 Δs_r 产生, 由本构关系 $e_r = \frac{1}{E}(s_r - ms_1)$, 故有 $\Delta e_r = \frac{1}{E}(\Delta s_r - m\Delta s_1)$, 由于 $\Delta s_1 \approx 0$, 故 $\Delta e_r \approx \frac{1}{E}\Delta s_r$ 。带入式 (9), 从最优支护时机 T_x 至围岩稳定收敛时间 T_c 对应的围岩松弛释放荷载增量导致的侧向应变增量近似为

$$\Delta e_r = a(e^{bt_x} - e^{bt_c}) \frac{s_n}{E}. \quad (10)$$

考虑到式 (8) 与 (10) 等量, 可得

$$a(e^{bt_x} - e^{bt_c}) \frac{s_n}{E} = m \left(\frac{e'_c}{K} - r \frac{s_c}{E} \right). \quad (11)$$

由 $e'_c = \frac{s'_c}{E}$, 结合式 (5), 则上式化为

$$e^{bt_x} - e^{bt_c} = \frac{ms_c}{aKs_n} \left(1 + l \frac{P}{s_c} - rK \right). \quad (12)$$

引入强度应力比 $k_s = \frac{s_c}{s_{1max}}$, 其中 s_{1max} 为洞室初始地应力极值。

定义释放力系数 g 为释放应力 s_n 与洞室地应力极值 s_{1max} 之比, 则有

$$s_n = g s_{1max}. \quad (13)$$

则式 (12) 变化为

$$e^{bt_x} = e^{bt_c} + \frac{mk_s}{agK} \left(1 + l \frac{P}{s_c} - rK \right). \quad (14)$$

从而, 可知最优支护时机:

$$T_x = \frac{1}{|b|} \ln \left[e^{bt_c} + \frac{mk_s}{agK} \left(1 + l \frac{P}{s_c} - rK \right) \right] \quad (0 \leq T_x \leq T_c). \quad (15)$$

依据式 (4), 上式中 e^{bt_c} 可取为 0.01。考虑到 e^{bt_c} 很小, 可以略去该项。最优支护时机 T_x (单位: d) 可以进一步简化为

$$T_x = \frac{T_c}{4.605} \left[\ln \left(\frac{m}{a} \right) + \ln \left(\frac{k_s}{gK} \right) + \ln \left(1 + l \frac{P}{s_c} - rK \right) \right] \quad (0 \leq T_x \leq T_c). \quad (16)$$

式 (16) 表明, 最优支护时机是围岩变形收敛时间 T_c , 强度应力比 k_s , 应变裕度 K , 开挖后围岩第一主应力 s_1 与单轴抗压强度 s_c 之比 r , 支护围压 P , 以及时效变形荷载系数 a 的函数。

由于式 (15) 的推导是基于脆性岩体开挖面附近无侧限单轴受力状态的一个点的应力应变状态而推导

的, 而实际上距离洞壁稍远, 围岩便处于有围压状态。故而, 式(16)是一个近似公式。可以通过对洞室围岩变位监测、破裂现象发生的情况, 确定几个主要参数, 例如时效荷载系数 a , 释放力系数 g 等, 才能得到符合具体工程的最优支护时机。

2 最优支护时机敏感性分析

参照锦屏一级水电站地下厂房参数反演计算成果, 由取时效荷载系数 $a=0.15$, 泊松比 $n=0.25$, 释放力系数 $g=1.0$, 岩体单轴压缩强度 $s_c=70\text{ MPa}$, 应变裕度 $K=1.0$, 锚索支护参数为 $N_s=2500\text{ kN}$, 间排距 $4.5\text{ m}\times 4.5\text{ m}$, 由式(6)可得支护围压 $P=0.123\text{ MPa}$, 由图3可推知强度增长常数为 $I=2.1368$ 。分别假设开挖后围岩周向应力达到单轴抗压强度 s_c 的30%, 即 $r=0.3$, 以及达到单轴抗压强度的60%, 即 $r=0.6$, 则对于稳定收敛时间 T_c 分别为90 d, 180 d, 365 d的最优支护时机可由式(16)得到表1和图6。

表1 最优支护时机 T_x 与强度应力比 k_σ 和收敛时间 T_c 的关系

强度应力比 k_σ	Table 1 Relationship among optimum support time T_x , k_σ and T_c					
	$T_c=90\text{ d}$		$T_c=180\text{ d}$		$T_c=365\text{ d}$	
	$r=0.3$	$r=0.6$	$r=0.3$	$r=0.6$	$r=0.3$	$r=0.6$
1	3.12	0	6.2	0	12.6	0
2	16.6	5.8	33.3	11.6	67.5	23.5
3	24.5	13.7	49.1	27.4	99.7	55.6
4	30.2	19.3	60.4	38.7	122.5	78.4
5	34.5	23.7	69.1	47.4	140.2	96.1
6	38.1	27.2	76.2	54.5	154.6	110.6
7	41.1	30.2	82.3	60.5	166.8	122.8
8	43.7	32.9	87.5	65.8	177.4	133.4
9	46.0	35.2	92.1	70.4	186.8	142.7
10	48.1	37.2	96.2	74.5	195.1	151.1

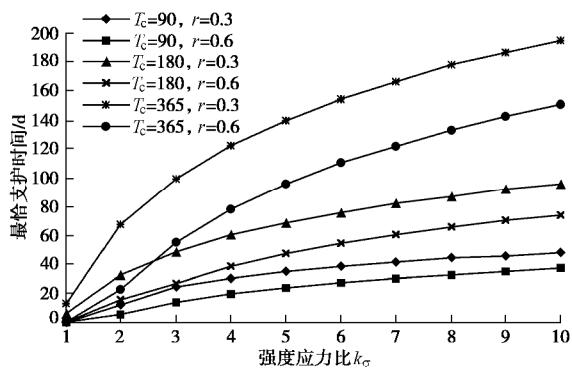


图6 最优支护时机 T_x 与强度应力比 k_σ 和收敛时间 T_c 的关系
Fig. 6 Relationship among optimum support time T_x (day), k_σ and T_c

由表1, 图6可见:

(1) 最优支护时机与强度应力比相关, 强度应力比越大, 围岩稳定性好, 最优支护时机也越大; 强度应力比越小(围岩趋于不稳定), 最优支护时机则越早。

(2) 同一强度应力比下, 若稳定收敛时间增大, 围岩时效变形越明显, 则最优支护时机也随之后延。

(3) 开挖后应力越大, 则应力比 r 越大, 围岩稳定性变差, 故而最优支护时机减小。

3 工程实例分析

由于围岩第一主应力 s_1 与单轴抗压强度 s_c 比值处处不同, 是一个空间分布的函数。应力分析得到了 r 值的分布范围, 可以计算出地下工程不同部位最优支护时机。

对锦屏6个机组段多点位移计的收敛分析表明, 在主厂房第X级开挖完成后, 主厂房和主变室的多点位移计平均需要约 $T_c=252\text{ d}$ 才能完全收敛。根据表2给出的锦屏地下厂房围岩基本参数, 可知围岩强度应力比为 $k_\sigma=s_c/s_{1\max}=1.96$ 。锚索支护参数为 $N_s=2500\text{ kN}$, 间排距 $4.5\text{ m}\times 4.5\text{ m}$, 由式(6)可得支护围压 $P=0.123\text{ MPa}$ 。为确定锦屏#5机组三大洞室洞周最佳支护时间, 首先可以对洞室开挖过程进行有限元计算分析, 得到图7所示的洞周主应力分布。从图7可以计算洞周每个节点的应力比 $r=s_1/s_c$ 。由于洞周不同点的主压应力 s_1 各不相同, 各点的 r 值也不同, 从而导致各处的最优支护时机随之变化。

表2 锦屏地下厂房围岩力学参数

Table 2 Mechanical parameters of Jinping-I underground power house				
泊松比 n	单轴抗压强度 s_c /MPa	地应力极值 $s_{1\max}$ /MPa	支护围压 P /MPa	强度增长系数 I
0.25	70.0	35.7	0.123	2.136

依据锦屏监测反馈成果, 取时效变形系数时效荷载系数 $a=0.15$, 释放力系数 $g=1.0$, 应变裕度 $K=1.0$, 可得锦屏地下厂房#5机组三大洞室顶拱和边墙的最优支护时机如图7所示。

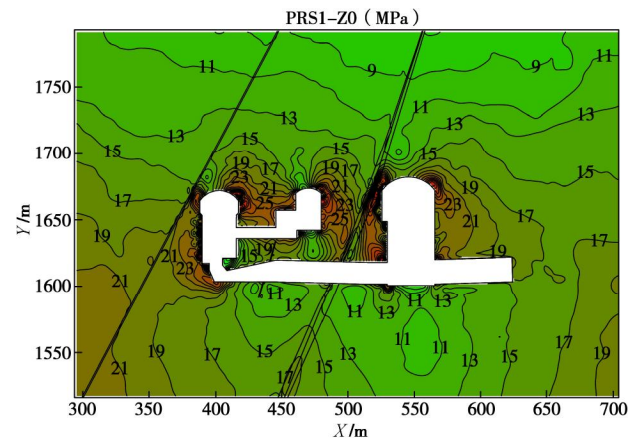


图7 #5机组段开挖完成后第一主应力 s_1 (MPa)分布图
Fig. 7 Distribution of 1st principal stress after excavation of power house No. 5

如图可见, 由于主厂房右上角主应力极值达到 42.5 MPa, 图 8 表明该处最优支护时机为 16.13 d, 超过这一时间, 则围岩可能在该处产生破坏现象。事实上, 由于该处未能及时施做锚索等加固措施, 导致该处出现了压溃式的向内鼓出弯折破坏, 如图 9 照片所示。相对的, 主厂房左上角最优支护时机则长达 47.54 至 60.19 d, 支护紧迫性明显弱于右上角。岩锚梁以上的边墙最优支护时机在 32.24 到 48.30 d 左右, 而岩锚梁以下高边墙最优支护时机在 49.25 d 至 72.69 d 不等, 按照小值控制原则, 边墙支护应在 1 个月左右完成。这与文献^[17]推荐的锦屏地下厂房支护时间相符。

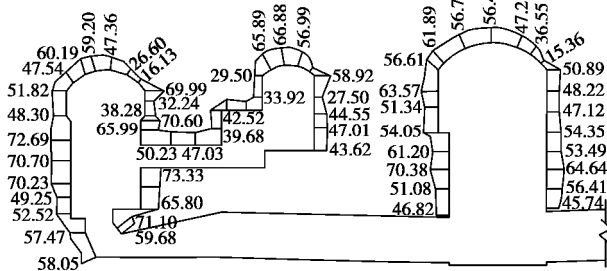


图 8 锦屏地下厂房#5 机组最优支护时机 T_x 分布

Fig. 8 Distribution of optimum support time T_x of Jinping power house No. 5



图 9 锦屏地下厂房下游拱腰围岩变形破坏照片

Fig. 9 Break failure of surrounding rock in downstream arch of Jinping underground power house

4 结 论

本文基于新奥法充分发挥围岩自稳能力的思想, 认为脆性围岩最优支护时机 T_x 为围岩周向应变在时效荷载作用下达到变形收敛时, 刚好达到允许弹性极限应变 ϵ_{tol} , 此时应力仍然处于弹性稳定变形段, 围岩可以正常承载。据此, 对洞周无围压应力点开展时效荷载作用下的应变状态分析, 推导得到了最优支护时机的近似计算公式。该公式明确阐明了最优支护时机与围岩变形收敛时间 T_c , 强度应力比 k_σ , 支护围压 P , 应变裕度 K , 围岩周向应力 σ_1 , 以及时效变形荷载系

数 a 的关, 为定量确定地下工程支护时间提供了理论依据, 完善了新奥法支理论。该公式表明:

(1) 最优支护时机与强度应力比相关, 强度应力比越大, 围岩稳定性好, 最优支护时机也越大; 强度应力比越小, 最优支护时机则越早。

(2) 同一强度应力比下, 若稳定收敛时间增大, 围岩时效变形越明显, 则最优支护时机也随之延后。

(3) 开挖后应力越大, 则应力比 r 越大, 围岩稳定性变差, 故而最优支护时机减小。

(4) 对锦屏一级地下厂房#5 机组段的最优支护时机分析表明, 所得支护时间与工程现象相吻合, 表明该公式在实际地下工程中有适用性。

由于公式中涉及时效荷载系数 a 和围岩稳定收敛时间 T_c , 其取值需要在开展监测反馈后才能确定, 而这些系数对最优支护时机有影响显著, 有待进一步搜集类似工程观测资料, 并开展相关研究工作。

参考文献:

- [1] 韩瑞庚. 地下工程新奥法[M]. 北京: 科学出版社, 1987. (HAN Rui-geng. New Austrian tunneling method in underground engineering[M]. Beijing: Science Press, 1987. (in Chinese))
- [2] DE FARIAS M M, MORAES J A H, DE ASSIS A P. Displacement control in tunnels excavated by the NATM: 3-D numerical simulations[J]. Tunneling and Underground Space Technology, 2004, **19**: 283 - 293.
- [3] BIZJAK K F, PETKOVSEK B. Displacement analysis of tunnel support in soft rock around a shallow highway tunnel at Golovec[J]. Engineering Geology, 2004, **75**(1): 89 - 106.
- [4] 王祥秋, 杨林德, 高文华. 软弱围岩蠕变损伤机理及合理支护时间的反演分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, **23**(5): 793 - 796. (WANG Xiang-qiu, YANG Lin-de, GAO Wen-hua. Creep damage mechanism and back analysis of optimum support time for soften rockmass[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, **23**(5): 793 - 796. (in Chinese))
- [5] 王小平. 软岩巷道合理支护时间模拟研究[J]. 采矿与安全工程学报, 2006, **23**(1): 103 - 106. (WANG Xiao-ping. Time simulation of rational support for soft rock roadway[J]. Journal of Mining & Safety Engineering, 2006, **23**(1): 103 - 106. (in Chinese))
- [6] CHOI Sung-Oong, SHIN Hee-Soon. Stability analysis of a tunnel excavated in a weak rock mass and the optimal supporting system design[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2007, **41**(3): 876 - 881.

- [7] 刘志春, 李文江, 朱永全, 等. 软岩大变形隧道二次衬砌施工时机探讨[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, **27**(3): 580 - 588. (LIU Zhi-chun, LI Wen-jiang, ZHU Yong-quan, et al. Research on construction time of secondary lining in soft rock of large-deformation tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, **27**(3): 580 - 588. (in Chinese))
- [8] 王中文, 方建勤, 夏才初, 等. 考虑围岩蠕变特性的隧道二衬合理支护时机确定方法[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, **29**(增刊 1): 3241 - 3246. (WANG Zhong-wen, FANG Jian-qin, XIA Cai-chu, et al. Determination method of supporting time for secondary lining in tunnel considering rock creep behaviors[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, **29**(S1): 3241 - 3246. (in Chinese))
- [9] 吴梦军, 张永兴, 刘新荣, 等. 基于现场测试的大跨扁平连拱隧道最佳支护时机研究[J]. 水文地质工程地质, 2012, **39**(1): 53 - 57. (WU Meng-jun, ZHANG Yong-xing, LIU Xin-rong, et al. A study of the optimal supporting time of large span and falt multi-arch tunnel based on site monitoring[J]. Hydrogeology & Engineering Geology, 2012, **39**(1): 53 - 57. (in Chinese))
- [10] GUAN Zhen-chang, JIANG Yu-jing, YOSHIHIKO T, et al. A new rheological model and its application in mountain tunnelling[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2008, **23**: 292 - 299.
- [11] 周先齐, 王伟. 向家坝大型地下厂房长期稳定性研究[J]. 地下空间与工程学报, 2012, **8**(5): 1026 - 1033, 1047. (ZHOU Xian-qi, WANG Wei. Study on the long-term stability of large-scale underground plant of Xiangjiaba hydropower station[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2012, **8**(5): 1026 - 1033. (in Chinese))
- [12] 陆银龙, 王连国, 张蓓, 等. 软岩巷道锚注支护时机优化研究[J]. 岩土力学, 2012, **33**(5): 1395 - 1401. (LU Yin-long, WANG Lian-guo, ZHNG Bei, et al. Optimization of bolt-grouting time for soft rock roadway[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, **33**(5): 1395 - 1401. (in Chinese))
- [13] 荣耀. 巷道围岩支护时间与围岩级别关系的研究[J]. 矿山压力顶板管理, 2003, **20**(4): 11 - 13. (RONG Yao. The study of the relation of pudding time of tunnel's country rock support and the class of the country rock[J]. Ground Pressure and Strata Control, 2003, **20**(4): 11 - 13. (in Chinese))
- [14] 汪波, 何川, 俞涛. 苍岭隧道岩爆预测的数值分析及初期支护时机探讨[J]. 岩土力学, 2007, **28**(6): 1181 - 1186. (WANG Bo, HE Chuan, YU Tao. Study on numerical analysis of rockburst and primary support time on Cangling Tunnel[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, **28**(6): 1181 - 1186. (in Chinese))
- [15] 朱泽奇, 盛谦, 刘继国, 等. 坚硬围岩初期支护合理时机研究[J]. 地下空间与工程学报, 2010, **6**(6): 1240 - 1245. (ZHU Ze-qi, SHENG Qian, LIU Ji-guo, et al. Study on primary supporting time for hard surrounding rockmass[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2010, **6**(6): 1240 - 1245. (in Chinese))
- [16] 周勇, 柳建新, 方建勤, 等. 岩体流变情况下隧道合理支护时机的数值模拟[J]. 岩土力学, 2012, **33**(1): 268 - 272, 279. (ZHOU Yong, LIU Jian-xin, FANG Jian-qin, et al. Numerical simulation for appropriate lining time of tunnel considering rock mass rheological conditions[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, **33**(1): 268 - 272, 279. (in Chinese))
- [17] 程良奎, 张培文, 王帆. 岩土锚固工程的若干力学概念问题[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, **34**(4): 668 - 682. (CHENG Liang-kui, ZHANG Pei-wen, WANG Fan. Several mechanical concepts for anchored structures in rock and soil[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, **34**(4): 668 - 682. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201710021

低固结压力下土-膨润土防渗墙填料渗透和扩散系数测试

张文杰, 顾 晨, 楼晓红

(上海大学土木工程系, 上海 200072)

摘 要: 渗透和扩散是污染物在防渗屏障中迁移的重要方式, 当前对低固结压力下土-膨润土防渗墙渗透系数和扩散系数测试是否必须采用柔性壁渗透仪、是否必须对试样进行固结尚无统一看法。按土-膨润土防渗墙施工工艺制备填料, 使用柔性壁渗透仪测试了 30, 50 和 100 kPa 有效固结压力下填料渗透系数, 进行刚性壁土柱渗透-扩散试验测试了 10 kPa 固结压力下填料渗透系数和扩散系数, 基于加速沥出试验原理提出快速测定高塌落度填料有效扩散系数的透析试验方法。柔性壁渗透试验结果表明, 填料流入和流出渗透系数均随水力梯度增大而增大, 存在起始水力梯度, 柔性壁渗透试验的起始水力梯度在 6.82~8, 随固结压力由 30 kPa 增至 100 kPa, 渗透系数由 5.21×10^{-8} 降至 3.78×10^{-8} cm/s。10 kPa 固结压力下, 刚性壁渗透-扩散试验测得起始水力梯度为 5.67, 渗透系数为 7.14×10^{-8} cm/s, 试验不存在侧壁渗漏, 填料中 Cl⁻ 有效扩散系数为 3.12×10^{-6} cm²/s。透析试验填料未经固结, 测得有效扩散系数为 4.45×10^{-6} cm²/s。掺入 6.02% 膨润土后, 粉土渗透系数降低约 4 个数量级, 有效扩散系数仅降低约一半, 扩散将是膨润土系防渗墙中污染物迁移的主要方式。

关键词: 土-膨润土防渗墙; 高塌落度填料; 渗透系数; 有效扩散系数

中图分类号: TU441

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)10-1915-07

作者简介: 张文杰(1978-), 男, 山东青岛人, 博士, 副教授, 从事环境土工方面的研究。E-mail: zhwjyl@163.com。

Measurement of hydraulic conductivity and diffusion coefficient of backfill for soil-bentonite cutoff wall under low consolidation pressure

ZHANG Wen-jie, GU Chen, LOU Xiao-hong

(Department of Civil Engineering, Shanghai University, Shanghai 200072, China)

Abstract: Advection and diffusion are important mechanisms of contaminant transport through barriers. Whether flexible-wall permeameter and consolidated specimen must be used in the permeation or diffusion tests on soil-bentonite backfill under low consolidation pressure is still controversial. The soil-bentonite backfill is prepared according to the common construction procedure of cutoff walls. The hydraulic conductivity of the backfill is measured by a flexible-wall permeameter under effective consolidation pressures of 30, 50 and 100 kPa, respectively. The hydraulic conductivity and diffusion coefficient are also measured by rigid-wall column tests. Based on the theory of dynamic leaching tests, a dialysis method is proposed for quick measurement of the effective diffusion coefficient of the backfill. The results of flexible-wall tests show that the hydraulic conductivity of the backfill increases with the hydraulic gradient. There are initial hydraulic gradients ranging from 6.82 to 8 in the flexible-wall tests. The hydraulic conductivity decreases from 5.21×10^{-8} to 3.78×10^{-8} cm/s as the consolidation pressure increases from 30 to 100 kPa. Under the consolidation pressure of 10 kPa, the rigid-wall column tests give an initial hydraulic gradient of 5.67, a hydraulic conductivity of 7.14×10^{-8} cm/s, and an effective diffusion coefficient of 3.12×10^{-6} cm²/s. The backfill in the dialysis tests is not consolidated and the effective diffusion coefficient is 4.45×10^{-6} cm²/s. With a bentonite content of 6.02%, the hydraulic conductivity of the backfill decreases by 4 orders of magnitude, while the effective diffusion coefficient only decreases by about 50%, so diffusion will be the dominant contaminant transport process in soil-bentonite cutoff walls.

Key words: soil-bentonite cutoff wall; high-slump backfill; hydraulic conductivity; effective diffusion coefficient

0 引 言

施工地下垂直防渗墙是土壤和地下水污染防治

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51178260, 51478256)

收稿日期: 2016-06-22

膜, 为了将高塌落度填料制成圆柱样, 在一内径 71.1 mm 的有机玻璃桶与橡皮膜之间抽真空后, 装入填料并反复捣实排出气泡, 以消除大孔隙, 形成初始直径和高度均为 71.1 mm 的试样。撤掉真空之后组装仪器, 加围压固结, 试验计划考虑的固结压力为 10, 30, 50, 100 kPa (未考虑高水平固结压力, 原因如前所述)。之后增大底部水压力(反压)饱和, 同时增大围压, 以保持有效固结围压不变。饱和后, 在每一固结压力下, 通过改变土样底部进水压力和顶部出水压力来施加水头差, 在此过程中控制围压与土样顶底部平均水压力之差等于有效固结压力。按 ASTM D5084-10 柔性壁渗透试验要求^[13], 上游流入与下游流出速率之比在 0.75~1.25 之间的渗透系数 k 有效, 另外, $k < 10^{-7}$ cm/s 时施加的水力梯度应不大于 30, 本文计划试验的水力梯度分别为 11.6, 17.5, 23.3 (对应水压差分别为 8, 12, 16 kPa)。

试验操作过程中遇到两方面的问题: ①顶部流出(下游)与底部流入(上游)速率之比总是小于 1, 特别是在 8 kPa 渗透压力(水力梯度 11.6)下, 比值达不到 0.75, 数据无效, 这主要是因为土样软、渗透系数低, 以及存在起始水力梯度, 因此最后仅水力梯度 17.5 和 23.3 的数据有效; ②10 kPa 固结压力下的试样, 难以施加 12 和 16 kPa 的渗透压力, 因此 10 kPa 固结压力下未得到有效数据。将有效数据列入表 1, 可见在每一围压下, 随水力梯度增大, 流入(k 上游)和流出(k 下游)渗透系数均明显增大, 这主要是由起始水力梯度造成的, 若考虑起始水力梯度 i_0 , 则由水力梯度 17.5 和 23.3 时的上下游平均渗透系数可联立求得起始水力梯度 i_0 和渗透系数 k , 本试验有效围压 30, 50, 100 kPa 时渗透系数分别为 5.21×10^{-8} , 3.82×10^{-8} 和 3.78×10^{-8} cm/s, 对应起始水力梯度分别为 7.27, 6.82 和 8。渗透系数随固结围压增大而减小, 这是由土样孔隙压缩所致, 但在本文固结压力范围内(30~100 kPa), 渗透系数降低幅度不大(降低 27.44%), 仍属同一量级。

表 1 柔性壁渗透试验结果

Table 1 Results of flexible wall permeameter test							
有效围压/kPa	水力梯度	k 下游计算 $/(10^{-8}\text{cm}\cdot\text{s}^{-1})$	k 上游计算 $/(10^{-8}\text{cm}\cdot\text{s}^{-1})$	下游/上游	k 上下游平均 $/(10^{-8}\text{cm}\cdot\text{s}^{-1})$	起始水力梯度 i_0	k $/(10^{-8}\text{cm}\cdot\text{s}^{-1})$
30	17.5	2.76	3.43	0.78	3.05	7.27	5.21
	23.3	3.13	4.05	0.77	3.59		
50	17.5	2.13	2.53	0.84	2.33	6.82	3.82
	23.3	2.49	2.90	0.86	2.7		
100	17.5	1.79	2.30	0.78	2.05	8.00	3.78
	23.3	2.23	2.73	0.82	2.48		

柔性壁渗透试验的优点在于可方便地对土样施加固结压力, 渗透试验过程中由于施加了围压可避免

侧壁渗漏; 对渗透系数小的土-膨润土试样来说, 其不足之处在于无法进行较低围压(如 10 kPa)下的试验, 而在围压较高时会导致试样横截面积减小, 所测得的渗透系数随之减小。

3 刚性壁土柱对流-扩散试验

将配制好的泥状填料装入内径 10 cm 土样桶内(有滤纸和透水石), 反复捣实排出气泡, 制成稍高于 5 cm 的土柱, 在顶部透水石上加 10 kPa 荷载固结, 同时从土样底部进水反压饱和, 饱和使用去离子水, 持续 3~5 d, 得到高度约 5 cm 的饱和土柱。随后撤去底部反压饱和装置, 利用定水头装置使浓度 0.05 mol/L 的 NaCl 溶液(2920 mg/L)从土柱顶部入渗, 开始渗透-扩散试验, 每间隔 24 h 测土柱底部出流量和出流溶液浓度, 为获得理想的浓度剖面, 当底部明显有 NaCl 出流时终止入渗。共进行水头差分别为 80 和 112 cm 的两组试验, 两组试验分别进行 11 d 和 8 d, 试验终止时出流浓度分别达到源浓度 20% 和 13%, 相关数据列入表 2。

表 2 试验数据及拟合结果

Table 2 Test data and fitting results by analytic solution		
试验数据	#1	#2
水头差/cm	80	112
水力梯度	17.02	21.58
孔隙率	0.522	0.526
试验历时/d	11	8
终止时出流 Cl ⁻ 浓度/(mg·L ⁻¹)	576	385
平均每 24 h 出流量/mL	5.5	7.7
渗透时试样高度/cm	4.7	5.2
渗透系数(不考虑 i_0)/(cm·s ⁻¹)	4.76×10^{-8}	5.26×10^{-8}
起始水力梯度 i_0	5.67	
渗透系数(考虑 i_0)/(cm·s ⁻¹)	7.14×10^{-8}	
孔隙水流速/(cm·s ⁻¹)	1.62×10^{-6}	2.27×10^{-6}
弥散度/mm	0.615	
$D/(cm^2\cdot s^{-1})$	3.22×10^{-6}	3.26×10^{-6}
$D^*/(cm^2\cdot s^{-1})$	3.12×10^{-6}	

将土柱取出按约每 1 cm 厚度切片, 烘干得到每切片的含水率, 按土样实际高度和各切片烘干后的质量计算土样干密度, 取土样比重 2.69, 得土样孔隙率 n , 结合实测出流速度(达西流速 v) 计算孔隙水实际流速 $v_s = v/n$ 。

将各烘干的切片碾碎成粉末, 分别取一定质量干土(由含水率可算得对应原孔隙溶液的体积 V), 倒入锥形瓶中, 在每个瓶中注入 150 mL 去离子水, 固定于摇床之上, 振荡 24 h, 从每个瓶中取 50 mL 悬浊液, 放入 4000 r/min 的电动离心机离心 30 min, 取上层清液用氯离子浓度计测得浓度 C' , 再通过换算得到原切片中的 Cl⁻ 浓度 C ($C = 150C'/V$)。

土样各高度处(按切片中心位置) Cl⁻ 浓度如图 2

所示, 此处两个土样均按高度 5 cm 考虑, 采用一维对流-扩散解析解^[8]进行拟合, 可求得水动力弥散系数 D , 列入表 2。水动力弥散系数中包含了分子扩散和机械弥散:

$$D = D^* + av_s, \quad (1)$$

式中, D^* 为有效扩散系数, a 为弥散度, v_s 为孔隙水流速。因为 D^* 与土体孔隙弯曲度有关, 现两组试验制样方法相同, 所以可认为 D^* 相同; 扩散过程中分子扩散占主导时弥散度 a 与流速无关^[14], 两组试验 a 相同。根据两组试验的水动力弥散系数 D 和孔隙水流速 v_s 求得 D^* 为 $3.12 \times 10^{-6} \text{ cm}^2/\text{s}$, a 为 $6.15 \times 10^{-4} \text{ m}$ 。

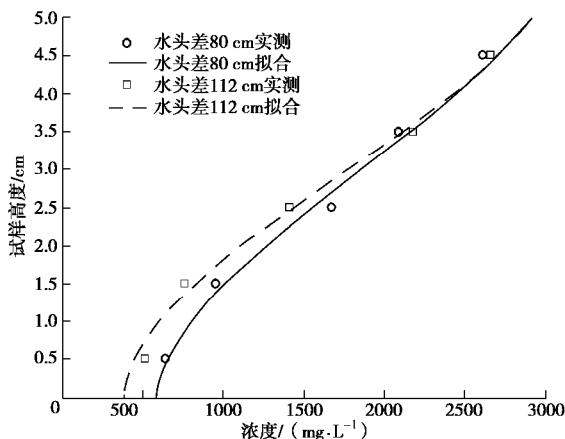


图2 实测各深度处浓度值及解析解拟合

Fig. 2 Cl^- concentration values and fitting results by analytic solution

4 透析试验

ASTM C1308^[15]描述了通过加速沥出试验获得固化污染土表观扩散系数的方法, 该方法适用于试验过程中形状和体积不发生变化的圆柱状固体土样, 其原理为: 将含一定量目标溶质的土样浸没于去离子水中, 土样中的溶质将运移至水中, 每隔一段时间更换去离子水, 并测量溶液中目标溶质浓度变化, 计算累积析出的溶质, 当扩散是溶质沥出主要方式时, 采用有限圆柱中溶质扩散解析解拟合溶质析出过程可得到表观扩散系数。但高塌落度防渗墙填料未固化且含膨润土, 浸入水中后不能保持固定形状, 所以不能直接套用上述方法。为此, 本文使用半透膜包裹填料形成近似圆柱状试样, 半透膜仅允许水分子和溶质离子通过, 不允许土颗粒通过, 从而可对泥浆状填料按沥出试验原理进行测试。因引入了半透膜, 且试验过程即为土孔隙中溶液的纯化过程, 故称其为“透析试验”。

本文透析试验装置如图3所示, 透析袋由截留分子量 6000~8000 的人造纤维素膜制成 (型号:

Spectra/Por 1, 美国光谱实验室有限公司), 该半透膜呈筒状, 取长度约 22 cm 的一段, 用配套夹具两端夹紧密封成袋, 称量夹具和膜的质量为 46 g, 体积为 43 mL, 将填料装入半透膜袋中, 称得总质量为 340.1 g, 夹具间半透膜表面积为 221 cm^2 。

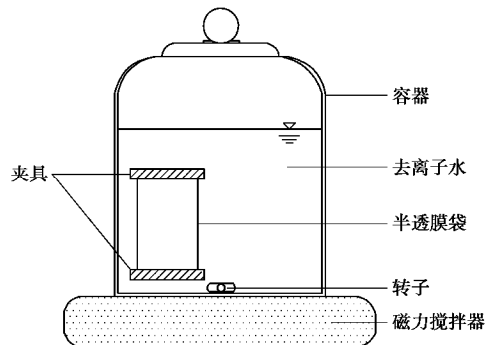


图3 透析试验装置示意图

Fig. 3 Sketch diagram of dialysis tests

透析试验分两步, 第一步是盐浴, 使填料孔隙中溶液达到预定浓度: 用纯 NaCl 和去离子水配制 0.1 mol/L 的盐溶液, 将装满填料的半透膜袋用 5 L 盐溶液浸泡同时用磁力搅拌器搅拌 (见图4 试验运行图), 每 24 h 更换盐溶液, 在这一步骤中, NaCl 在浓度梯度作用下将逐步迁移至填料孔隙溶液中, 经测定, 盐浴进行 7 d 后孔隙溶液基本达到 0.1 mol/L。盐浴后称量出土样体积为 260 cm^3 , 按盐浴的溶液浓度乘以土样中孔隙体积可近似计算出土样孔隙中所含的 Cl^- 总量, 记为 M_∞ 。第二步是透析洗盐, 将半透膜袋放入 5 L 去离子水中并用磁力搅拌器搅拌, 土样中的 NaCl 逐渐析出, 按时间间隔 2, 5, 17 h 及以后每 24 h 更换去离子水并测量析出液中 Cl^- 浓度, 则 0 至 t 时间内析出的 Cl^- 累积质量 M_t 为

$$M_t = \sum \Delta m = \sum (C_i - C_{i0}) \times 5, \quad (2)$$

式中, Δm 为某时间间隔内析出的溶质质量, C_{i0} 为去离子水中 Cl^- 浓度, 一般小于 0.3 mg/L, C_i 为对应时间间隔后析出液浓度。



图4 透析试验运行图 (俯视)

Fig. 4 Picture of dialysis tests

定义 t 时刻累积析出溶质比例 CFL (cumulative fraction leached) 为

$$\text{CFL} = \frac{M_t}{M_\infty} \quad (3)$$

则按前述方法计算 M_∞ 和 M_t , 可得到试验实测 CFL 曲线如图 5 所示。

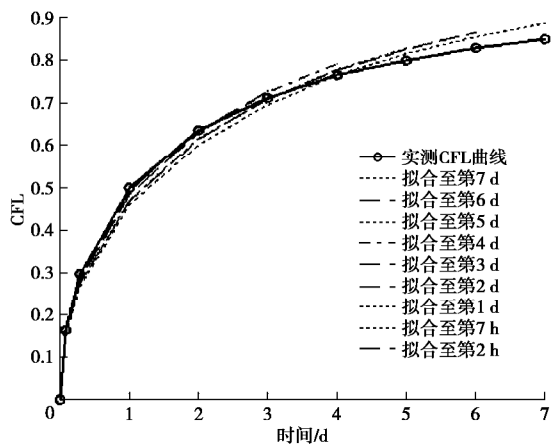


图 5 实测 CFL 曲线及其拟合

Fig. 5 CFL values and predicted results by diffusion model
根据有限圆柱中溶质迁移解析解^[16], 可得到 CFL 预测值为

$$\text{CFL} = 1 - \frac{32}{\pi^2} \sum_{i=1}^{\infty} \frac{\exp[-((2i-1)\pi/H)^2 D_a t]}{(2i-1)^2} - \sum_{j=1}^{\infty} \frac{\exp[-(b_j/R)^2 D_a t]}{b_j^2} \quad (4)$$

式中, t 为时间, H 为圆柱的高度, i, j 为级数项数, b_j 为零阶圆柱型贝叶斯函数第 j 个零点值, 研究表明 $i, j > 5$ 时计算得到的 CFL 值基本稳定不变, Pescatore^[16] 建议取级数项的前 20 项, 以保证足够精度, b_1 至 b_{20} 取值见文献[15]。式 (4) 中 D_a 为表观扩散系数, 与溶质在水中的自由扩散系数 D_0 有如下关系:

$$D_a = \frac{D_0 t}{R_d} = \frac{D^*}{R_d} \quad (5)$$

式中, t 为孔隙弯曲度, D^* 为有效扩散系数, R_d 为阻滞因子。本文试验使用 Cl⁻, 忽略其在土中的吸附, $R_d = 1$, 则有

$$D_a = D^* \quad (6)$$

取不同 D^* 值按式 (4) 计算各时间间隔的 CFL, 直至计算值与实测值之间的误差为最小, 此时拟合为最优拟合, D^* 即为所求。误差定义为

$$E_{R^2} = \frac{\sum (\text{CFL}_{i,\text{模型}} - \text{CFL}_{i,\text{实测}})^2}{\text{CFL}_{n,\text{实测}}} \times 100\% \quad (7)$$

ASTM C1308 要求拟合时误差小于 0.5%。试验过

程中溶质迁移以扩散为主导, 是采用纯扩散解析解进行数据拟合的先决条件, 误差小于 0.5%, 实际上是 ASTM C1308 对这一条件的量化^[17]。本文亦以此判定实际试验过程中溶质迁移以扩散为主导, 当最优拟合所得误差大于 0.5% 时, 即终止透析试验。

按公式 (3) ~ (7) 编制简单程序对图 5 中实测 CFL 曲线进行拟合发现, 随拟合截至时间增长, 拟合误差增大, 这是因为随时间增长填料孔隙中 Cl⁻ 逐渐析出, 浓度梯度减小, 析出速度变慢, 实测 CFL 曲线斜率明显降低, 而理论曲线斜率降低较慢, 故两者之间的差别越来越大 (图 5)。截至各时间步的最优拟合误差及对应 D^* 值列入表 3。

表 3 截至各时间步的拟合误差及对应有效扩散系数 D^*

Table 3 Calculated effective diffusion coefficients and corresponding relative errors

拟合时间	$E_R^2 / \%$	$D^* / (10^{-6} \text{ cm}^2 \cdot \text{s}^{-1})$
2 h	0	4.54
7 h	0.002	4.82
1 d	0.004	4.73
2 d	0.023	4.57
3 d	0.079	4.42
4 d	0.175	4.38
5 d	0.328	4.12
6 d	0.492	4.09
7 d	0.724	3.88

表 3 表明试验进行至第 7 天时误差为 0.72%, 已超出 $E_R^2 < 0.5\%$ 的误差控制要求, 故终止试验, 并取前 6 d 的数据为有效数据。表 3 中有效 D^* 值随拟合时间增长逐渐减小, 变化范围在 4.09~4.82, 取其平均值作为最终 D^* 测定值, 为 $4.45 \times 10^{-6} \text{ cm}^2/\text{s}$ 。

在透析洗盐试验过程中, 填料土体表现出明显的膜效应^[18], 即在浓度差作用下, NaCl 由填料孔隙中扩散至去离子水中, 同时水反方向进入袋内 (试验结束拆解后发现袋中心位置有积水), 另外, 随试验进行孔隙溶液浓度降低, 使土颗粒周围结合水膜增厚, 也导致填料体积明显增大、透析袋鼓胀。

对比土柱渗透-扩散试验结果 ($3.12 \times 10^{-6} \text{ cm}^2/\text{s}$), 透析试验测得的结果稍大 ($4.45 \times 10^{-6} \text{ cm}^2/\text{s}$), 其主要原因是土柱试验中填料在 10 kPa 压力下固结, 而透析试验中填料未经固结, 另外, 半透膜及配套夹具制成的透析袋在装入填料后不是严格的圆柱形, 用有限圆柱解析解进行拟合也导致结果偏大。另外, 盐浴阶段土颗粒表面的离子交换 (部分可交换电位上阳离子交换为 Na⁺)、透析洗盐阶段的膜效应和孔隙溶液浓度变

化,也对结果产生一定影响,但总起来说,透析试验与土柱试验结果在数值上较接近,再考虑到切片、震荡、离心等试验操作相对繁琐,而透析试验简单易行,因此透析试验是测试低围压情况下填料有效扩散系数的快捷方法,且其结果偏于保守。

需要指出,若用已知浓度溶液取代去离子水制作填料,按溶液用量和浓度计算 M_{∞} ,则可省略本文盐浴阶段,进一步缩短试验历时,且可避免盐浴阶段离子交换对待测土样的改变,但这样透析洗盐初始时刻填料不饱和,因此试验时试样有一个逐渐饱和的过程,这在研究中应该注意。

本文3种试验方法测得的渗透系数和扩散系数结果均在文献报道的数值范围之内,各结果符合固结压力大小的影响规律且总体上接近,说明这些方法均可行。试验的填料内膨润土干重含量为6.02%,其渗透系数较纯粉土下降约4个数量级,但其有效扩散系数(若按透析试验结果)下降仅约1/2,说明填料渗透和扩散的机理不同,膨润土水化后体积膨胀,土颗粒周围结合的大量弱结合水填充了土颗粒间孔隙,阻止水分通过,使得渗透系数大大降低,但孔隙之间的弱结合水阻止溶质通过的能力有限,因此扩散系数降低不多。从这一角度来说,对于膨润土系防渗墙,分子扩散将是其中污染物迁移的主要方式。

5 结 论

本文通过柔性壁渗透试验、刚性壁土柱渗透-扩散试验和透析试验测试了粉土-膨润土渗透系数和扩散系数,得出以下4点结论:

(1)柔性壁渗透试验测得的填料流入和流出渗透系数均随水力梯度增大而增大,存在起始水力梯度;本文试验起始水力梯度在6.82~8,随固结压力由30 kPa增至100 kPa,渗透系数由 5.21×10^{-8} 降至 3.78×10^{-8} cm/s。

(2)刚性壁渗透-扩散试验试样在10 kPa围压下固结,测得起始水力梯度为5.67,渗透系数为 7.14×10^{-8} cm/s,与柔性壁试验结果一致,不存在侧壁渗漏;由于渗透系数低,试验为弱对流下的扩散试验,填料有效扩散系数为 3.12×10^{-6} cm²/s。

(3)透析试验填料未经固结,测得有效扩散系数为 4.45×10^{-6} cm²/s,与渗透-扩散试验结果接近,透析试验简单易行,可用于测试低围压情况下填料有效扩散系数。

(4)掺入约6%膨润土后,粉土渗透系数降低约4个数量级,有效扩散系数降低约一半,分子扩散将

是膨润土系防渗墙中污染物迁移的主要方式。

参考文献:

- [1] BOHNHOFF G, SHACKELFORD C. Consolidation behavior of polymerized bentonite-amended backfills[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2014, **140**(5): 258 - 268.
- [2] YEO S, SHACKELFORD C D, EVANS J C. Consolidation and hydraulic conductivity of nine model soil-bentonite backfills[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2005, **131**(10): 1189 - 1198.
- [3] FILZ G M, HENRY L B, HESLIN G M, et al. Determining hydraulic conductivity of soil-bentonite using the API filter press[J]. *Geotechnical Testing Journal*, 2001, **24**(1): 61 - 71.
- [4] HONG C S, SHACKELFORD C D, MALUSIS M A. Consolidation and hydraulic conductivity of zeolite-amended soil-bentonite backfills[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2012, **138**(1): 15 - 25.
- [5] MALUSIS M A, BARBEN E J, EVANS J C. Hydraulic conductivity and compressibility of soil-bentonite backfill amended with activated carbon[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2009, **135**(5): 664 - 672.
- [6] KHANDELWAL A, RABIDEAU A J, SHEN P. Analysis of diffusion and sorption of organic solutes in soil-bentonite barrier materials[J]. *Environmental Science and Technology*, 1998, **32**(9): 1333 - 1339.
- [7] CASTELBAUM D, SHACKELFORD C D. Hydraulic conductivity of bentonite slurry mixed sands[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2009, **135**(12): 1941 - 1956.
- [8] 张文杰, 贾文强, 张改革, 等. 黏土-膨润土屏障中氯离子对流扩散规律研究[J]. *岩土工程学报*, 2013, **35**(11): 2076 - 2081. (ZHANG Wen-jie, JIA Wen-qiang, ZHANG Gai-ge, et al. Research on advection and dispersion of Cl⁻ in clay-bentonite barriers[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2013, **35**(11): 2076 - 2081. (in Chinese))
- [9] KROL M M, ROWE R K. Diffusion of TCE through soil-bentonite slurry walls[J]. *Soil and Sediment Contamination*, 2004, **13**(1): 81 - 101.
- [10] ASTM D6910M—09 Standard test method for marsh funnel viscosity of clay construction slurries[S]. 2009.
- [11] ASTM D4380—12 Standard test method for density of bentonitic slurries[S]. 2012.

- [12] ASTM C143M—10 Standard test method for slump of hydraulic-cement concrete[S]. 2010.
- [13] ASTM D5084—10 Standard Test Methods for Measurement of Hydraulic Conductivity of Saturated Porous Materials Using a Flexible Wall Permeameter[S]. 2010.
- [14] FETER C W. Contaminant Hydrogeology[M]. Long Grove: Waveland Press, Inc, 1993.
- [15] ASTM C1308 Standard test method for accelerated leach test for diffusive releases from solidified waste and a computer program to model diffusive, fractional leaching from cylindrical waste forms[S]. 2008.
- [16] PESCATORE C. Improved expressions for modeling diffusive, fractional cumulative leaching from finite-size waste forms[J]. Waste Management, 1990, **10**(2): 155 - 159.
- [17] 张文杰, 楼晓红, 高佳雯. 高塌落度防渗墙填料扩散系数快速测定的透析试验[J]. 岩土力学, 待刊. (ZHANG Wen-jie, LOU Xiao-hong, GAO Jia-wen, A dialysis test for fast measurement of the diffusion coefficient of high slump backfill[J]. Rock and Soil Mechanics, in press. (in Chinese))
- [18] YEO S, SHACKELFORD C D, EVANS J C. Membrane behavior of model soil-bentonite backfills[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2005, **131**(4): 418 - 429.
-

欢迎订阅《勘察科学技术》

《勘察科学技术》是由中勘冶金勘察设计研究院有限责任公司(原冶金勘察研究总院)主办的学术—技术类双月刊,是中国科技论文统计源期刊,中国地质文摘引用期刊,中国学术期刊(光盘版)、中国期刊网万方数据科技期刊群全文收录期刊,多次被评为河北省优秀期刊。

《勘察科学技术》主要介绍岩土工程设计与施工、工程地质、环境地质、水文地质及地下水资源评价、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、教学的技术人员及高等院校学生阅读、收藏。

《勘察科学技术》国内外公开发行,双月刊,大 16 开本,双月 20 日出版。每期定价 10.0 元,全年 60 元。邮发代号 18-153。全国各地邮局均可订阅,也可随时汇款到本编辑部订阅。

本刊兼营广告,价格适中,印制精良,注重实效。

欢迎广大读者投稿、订阅和广告惠顾。

地址:河北省保定市东风中路 1285 号《勘察科学技术》编辑部,邮编:071069。

Tel: 0312-3020887, 3094054, Fax: 0312-3034561, E-mail: kckxjs@163.com, kckxjs@126.com。

(《勘察科学技术》编辑部 供稿)

DOI: 10.11779/CJGE201710022

土工格栅控制液化土体流动变形的试验研究

陈育民^{1, 2}, 周晓智^{1, 2}, 徐 君³

(1. 河海大学岩土力学与堤坝工程教育部重点实验室, 江苏 南京 210098; 2. 河海大学土木与交通学院, 江苏 南京 210098;
3. 上海申元岩土工程有限公司, 上海 200040)

摘 要: 液化导致的土体大变形以及侧向流动是地震引起建筑物破坏的主要原因。采用土工格栅作为主要加固材料, 开展建筑物荷载作用下液化场地流动变形的振动台试验研究, 考虑水平层状土工格栅、包裹状土工格栅和土工格栅+无纺布联合处理等 3 种加固方案对结果的影响, 从超孔隙水压力发展、建筑物沉降量以及格栅应变特性等分析加固方案对液化变形的处理效果。试验表明: 采用上述 3 种加固方案所得的相同埋深处超孔隙水压力峰值基本相等, 表明土工格栅的加入基本不能改变地基的液化状态, 而后期超孔隙水压力在土工格栅+无纺布联合加固方案下消散速度最快。与其它两种加固方案相比, 土工格栅+无纺布联合加固方案下建筑物沉降量最小, 相比未加固工况沉降量减少 24%, 土工格栅中间位置的应变峰值小于边缘位置的应变峰值。采用土工格栅+无纺布联合加固时, 具有较大表面积的无纺布对该覆盖区域液化土体有较好的约束作用, 限制了砂土颗粒的竖向移动。此外, 砂土颗粒对无纺布的作用力将由土工格栅承担, 这种作用力将有利于土工格栅与砂土之间的摩擦效应, 进一步限制液化砂土的流动变形。

关键词: 土工格栅; 液化变形; 流动变形; 控制; 振动台试验

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)10-1922-08

作者简介: 陈育民(1981-), 男, 教授, 硕士生导师, 主要从事土动力学与土工抗震领域的教学与科研工作。E-mail: ymchenhhu@163.com。

Experimental investigation on flow deformation of liquefiable soil reinforced with geogrids

CHEN Yu-min^{1, 2}, ZHOU Xiao-zhi^{1, 2}, XU Jun³

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

2. College of Civil and Transportation Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China; 3. Shanghai Shen Yuan Geotechnical Engineering Co., Ltd., Shanghai 200040, China)

Abstract: The main causes for damage of buildings during earthquake are large deformation and lateral displacement of the soil induced by liquefaction. Using the geogrids as the main reinforcement materials, a series of shaking table tests are conducted on the liquefiable soil under the load of buildings in order to study the effects of different reinforcement schemes on the flow deformation of the soil. Three different reinforcement schemes are considered, including horizontal layered geogrids, package of geogrids, geogrids together with non-woven fabrics. The development of excess pore water pressure, the settlement of buildings and the strain properties of geogrids are obtained from the shaking table tests. The results show that the liquefaction behaviors of foundation soil can not be changed by the geogrids since the peaks of excess pore water pressure are equal at the same depth, but the excess pore water pressure dissipates more quickly for the reinforcement scheme with geogrids + non-woven fabrics. Compared with that of the other two kinds of reinforcement schemes, the settlement of buildings of the reinforcement scheme with geogrids together with non-woven fabrics is the smallest, which decreases by 24% of the settlement without reinforcement. Besides, the strain crest at the central position of the geogrids is less than that at their edge position. Using the geogrids + non-woven fabrics reinforcement scheme, the non-woven fabrics has better restriction on the liquefiable soil in coverage area because of its large surface, which limits the vertical movement of sand particles. In addition, the force between sand particles and non-woven fabrics will transfer to the geogrids, which will be beneficial to the friction between soil and geogrids. Finally, the friction can further restrict the flow deformation of liquefiable soil.

基金项目: 国家自然科学基金面上项目(51379067, 51679072); 重点国际合作研究项目(5141001028); 教育部创新团队发展计划(IRT_15R17); 河海大学中央高校基本科研业务费项目(2015B17314)

收稿日期: 2016-06-22

Key words: geogrid; liquefied deformation; flow deformation; control; shaking table test

0 引 言

中国地处环太平洋地震带和欧亚地震带之间, 是一个地震多发国家。地震所引起的砂土液化是土体由固体变为液体的行为, 集中表现为地面喷水冒砂、地基不均匀沉降和地裂滑坡等^[1]。其中, 土体大变形和侧向流动是使建筑物倾斜破坏、地下管线与水槽上浮、河岸侧移和堤坝码头等设施损坏的主要原因。目前处理可液化地基主要有两种研究思路: 一种是提高前期土体的抗液化能力^[2-6], 另一种是改善土体液化时的应力条件^[7]。其中土工格栅在处理大面积易液化场地时, 能有效控制砂土液化变形, 提高砂土的抗液化能力。

目前, 土工格栅在静力方面已开展了大量研究^[8-10]。Vercueil 等^[11]和 Krishnaswamy 等^[12]研究结果表明加固材料的弯曲刚度和压缩性在接触面之间的剪切中起主导作用, 可以在一定程度上起到抗液化的效果。Maheshwari 等^[13]研究了在易液化砂中采用不同的加筋材料(土工格栅网、土工合成纤维、天然椰壳纤维)的抗液化振动台试验, 结果表明加入天然椰壳纤维碎片抵抗液化效果最好, 其次是土工合成纤维。同时随着土工格栅加筋层数的增加, 其最大孔压比出现降低。Mittal 等^[14]采用土工格栅加固, 进行多组振动台模型试验研究, 结果也表明加筋格栅可以有效抑制超孔压的发展, 但对于相对密实度较大的场地效果不是很明显。

然而, 目前振动台模型试验主要研究挡土墙的加筋效果^[15-19], 对于土工格栅抗液化加固效果的研究却为数不多。而且现有振动台试验研究的重点集中在自由场地情况下的液化分析以及液化发生时超孔压的变化上, 没有针对建筑物荷载作用下可液化场地液化过程中超孔隙水压力发展、土工格栅的受力、变形以及土工格栅对液化变形的控制情况进行分析。因此, 本文采用土工格栅作为主要加固材料, 开展建筑物荷载作用下可液化场地流动变形的振动台试验研究, 考虑水平层状土工格栅、包裹状土工格栅和土工格栅+无纺布联合处理等 3 种加固方案对结果的影响, 从超孔隙水压力发展、建筑物沉降量以及土工格栅应变特性等分析加固方案对液化变形的处理效果, 研究土工格栅的抗液化流动变形机理。

1 试验情况

1.1 试验设备介绍

本试验采用 DCS-600-6-05 电动振动试验系统, 主要包括苏州苏轼试验仪器有限公司生产的 DC-600 电

动振动台台体、进口 SA-6 功率放大器和 SC-0505 型液体静压式水平滑台。试验所用模型箱为刚性容器, 模型箱尺寸 50 cm×30 cm×40 cm (长×宽×高)。沿长度方向上的两个侧面面板材料均为 5 mm 厚的有机玻璃, 以便观察试验制样高度和试验过程中液化土层的变化情况。试验时在宽度方向布置了 2 cm 厚度的海绵以吸收边界入射波对试验结果的影响。

1.2 试验材料

(1) 试验用砂

本试验所用砂为南京地区砂, 该砂的级配参数如表 1 所示, 而砂的颗粒级配曲线如图 1 所示。由图 1 可知, 砂样的不均匀系数为 2.25, 曲率系数为 1.17, 粒径大于 0.25 mm 的颗粒含量为 77%, 属于级配不良的中砂, 易于发生液化现象。

表 1 试验用砂的主要物理参数

Table 1 Main physical parameters of test sand					
名称	比重	干密度/(g·cm ⁻³)		孔隙比	
		$r_{d,max}$	$r_{d,min}$	e_{max}	e_{min}
砂样	2.65	1.652	1.397	0.897	0.604

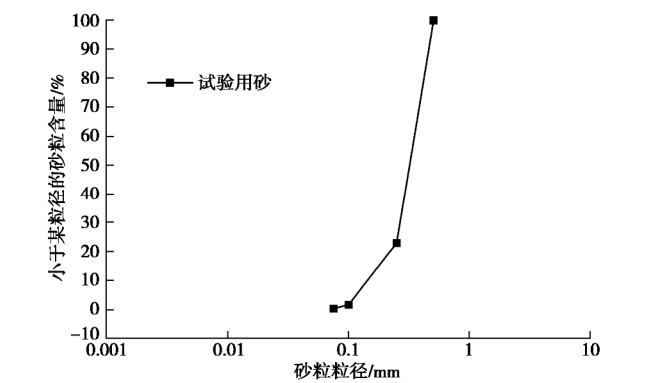


图 1 试验用砂的颗粒级配曲线

Fig. 1 Grain-size distribution for test sand

(2) 土工格栅与无纺布

本文试验的模型尺寸较小, 考虑边界效应的影响, 试验选取进口 PE 材料制成的土工格栅。其截面尺寸为 24 cm×44 cm, 具有与实际工程土工格栅类似的性能, 其具体参数见表 2。同时考虑到工程上所用的土工布较厚, 难以应用于模型试验中, 因此选用具有与土工布相似功能的无纺布。无纺布透水性好且砂土颗粒无法穿过, 可以达到限制砂土流动的效果。

表 2 土工格栅几何参数

Table 2 Geometric parameters of geogrids			
名称	网格尺寸/(mm×mm)	厚度/mm	肋宽/mm
土工格栅	18×18	1~2	3

1.3 试验方案

本试验控制试样高度为 30 cm，试样制备前使用尼龙扎带将孔压传感器固定在有机玻璃棒上，分别距模型箱底部 7 cm 和 14 cm 位置处。之后，将有机玻璃棒上端固定于模型箱上部的钢丝上，以防止振动过程中孔压计上下移动引起试验误差。采用水中砂雨法制备饱和砂土样并控制其相对密度为 35%，先往模型箱里倒入一定高度的水，按相对密度计算出每 5 cm 厚度所需要的干砂质量。然后装入模型箱中并将土层表层刮毛，再继续装样直至预定高度，吸去砂样表面多余的水，使水面略高于砂样高度。最后，让砂样在自重作用下固结一段时间，静置时间约 12 h。

在砂样制备过程中分别加入水平层状土工格栅、包裹状土工格栅（如图 2）、土工格栅+无纺布（如图 3），与不进行任何加固的砂样组成 4 组试样。土工格栅+无纺布制作时，将无纺布裁剪成略大于土工格栅大小的尺寸，反面包裹土工格栅并采用订书机将其固定于土工格栅表面。土工格栅上应变片的布置如图 4 所示，模型箱中孔压传感器的埋设如图 5 所示。

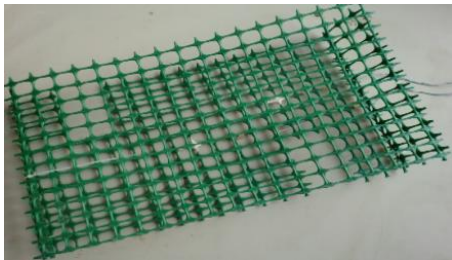


图 2 包裹状土工格栅加固材料

Fig. 2 Reinforcement materials of package of geogrids

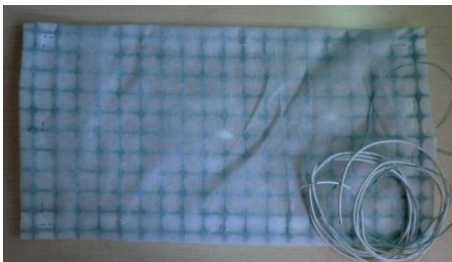


图 3 土工格栅+无纺布加固材料

Fig. 3 Reinforcement materials of geogrids + non-woven fabrics

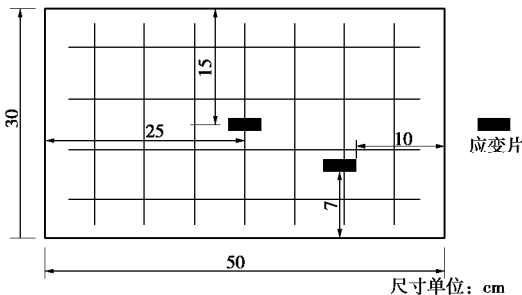


图 4 应变片的布置示意图

Fig. 4 Diagram of arrangement of strain gauges

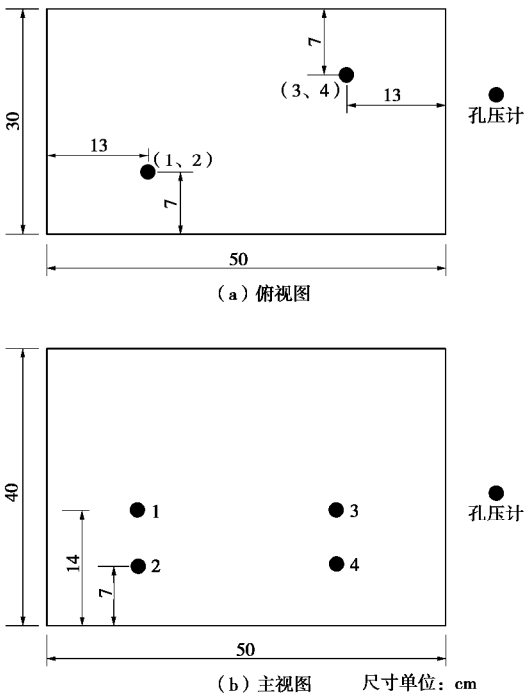


图 5 孔压传感器的布置示意图

Fig. 5 Diagram of arrangement of pore pressure sensors

试验前，在试样表面施加一定的荷载用于模拟建筑荷载，如图 6 中所示。对于荷载的选择，经过多次尝试选取的建筑物模型参数如表 3 所示。在该荷载作用下，建筑物发生的沉降较为均匀，为了方便而准确地观测自制建筑物模型的沉降，在模型的 4 个侧面上都贴有刻度尺，且将每个面进行编号为①、②、③、④，最终取各面的算术平均值作为建筑物整体的沉降值。



图 6 振动前模型试样

Fig. 6 Model of sample before shaking

表 3 建筑物模型的主要参数

Table 3 Main parameters of the building model					
名称	尺寸 /(cm×cm)	质量 /g	底面压强 /Pa	填充 方式	现象
建筑物 (模型)	12×8×13	1723	1795	砂+铁块+ 泡沫	荷载均 匀沉降

每组试验采用正弦波，加速度为 0.3g，振动频率为 5 Hz，振动持续时间为 60 s（第 20 秒～第 80 秒），

每次试验施加相同的建筑荷载, 分析不同加固方案下的抗液化变形效果, 试验方案如图 7 所示

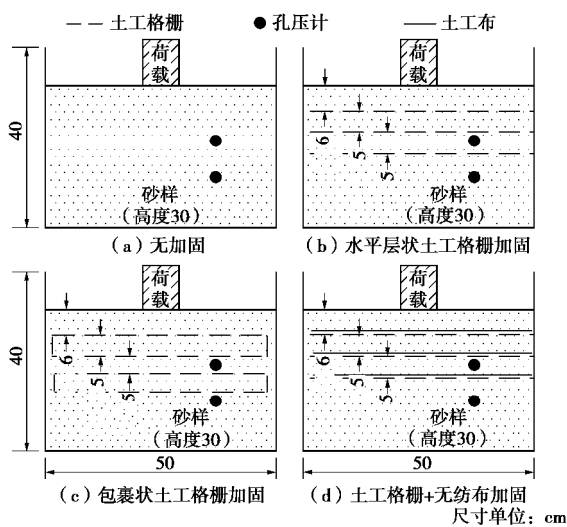


图 7 不同加固方案示意图
Fig. 7 Diagram of different reinforcement schemes

2 试验结果与分析

2.1 超孔压分析

对不同加固方案下的超孔压时程曲线(如图 8)进行对比分析,发现 3 种不同加固方案下相同埋深处超孔压的峰值基本相等,距试样表面埋深为 13 cm 处的超孔压峰值为 0.91 kPa,埋深为 20 cm 处的超孔压峰值为 1.53 kPa,可见土工格栅并不能改变地基的液化状态。Maheshwari 等^[13]和 Mittal 等^[14]研究得出土工格栅能够降低超孔压峰值的结论,主要是因为采用的小型振动台试验或动三轴试验中土工格栅的尺寸相对于试样尺寸来说较大,在振动过程中,这种比尺较大的土工格栅相当于在试样中增设了排水通道,因此导致了孔压峰值的降低。而实际工程中,土工格栅的尺寸相对于液化土体来说很小,这也是本文选用进口 PE 材料制成的土工格栅的主要原因。

从图 8 可知,当采用土工格栅+无纺布联合加固方案时,孔压随时间的变化曲线在第 50 秒后位于其他两种加固方案下孔压变化曲线的下方,可见其消散速度比另外两种加固方案快。主要是因为孔隙水在超孔隙水压力下自下而上运动,由于无纺布的过滤作用,下部颗粒无法往上部移动,上部土体一定厚度范围内的土颗粒含量较其他两种加固方案少,且无纺布本身具有较好的排水特性,因此产生的超孔压更易于消散。

2.2 建筑物沉降分析

在每组试验结束后,当建筑物沉降稳定时,记录建筑物 4 个侧面的沉降值,并取算术平均值作为建筑

物的最终稳定沉降值。从表 4 可以看出:采取水平层

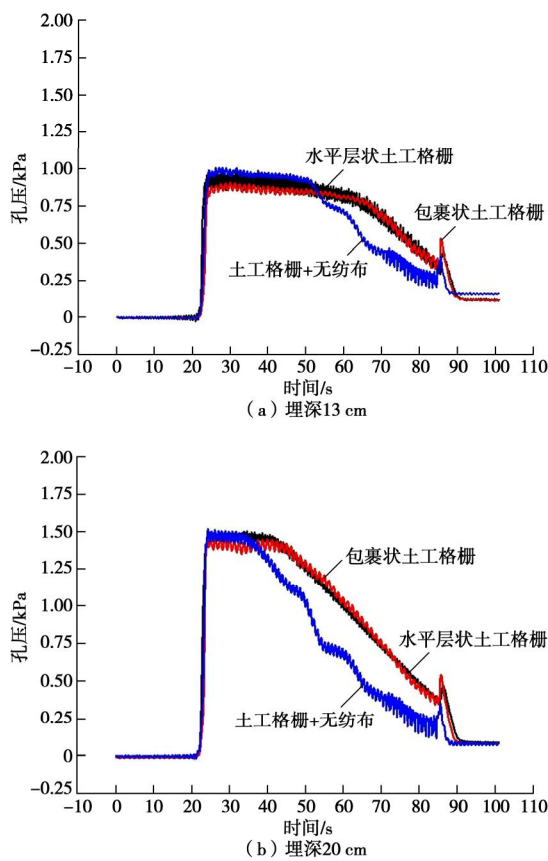


图 8 不同加固方案下超孔压时程曲线
Fig. 8 Time-history curves of excess pore water pressure under different reinforcement schemes

表 4 不同加固方案下建筑物的沉降
Table 4 Settlements of buildings under different reinforcement schemes

建筑物 侧面编号	方案	建筑物沉降				算术平均值
		/cm				/cm
①	无加筋	7.9	7.7	7.9	7.8	7.8
②	水平层状土 工格栅	7.7	7.6	7.7	7.6	7.6
③	包裹状土 工格栅	6.9	6.8	6.9	7.2	7.0
④	土工格栅+ 无纺布	6.0	6.3	5.6	6.0	6.0

状土工格栅加固时,建筑物最终沉降量为 7.6 cm,与未进行任何加固工况下沉降量对比只减小 0.2 cm;当采用包裹状土工格栅加固时,建筑物沉降量为 7.0 cm,相比未加固工况沉降量减少 12%;当采用土工格栅+无纺布联合加固时,建筑物沉降量减小为 6.0 cm,相比未加固工况沉降量减少 24%。结果表明:水平层状土工格栅加固对控制液化变形的效果不明显;当采用包裹状土工格栅时,土工格栅限制了砂土的侧向流

动变形,同时侧面的土工格栅对上层土工格栅有一定的约束作用,但由于土工格栅中孔洞的存在,在砂土发生流动变形时仍然可以通过土工格栅的孔洞继续流动,因此对建筑物沉降控制作用有限;当采用土工格栅+无纺布联合作用时,无纺布阻挡了砂土颗粒在土工格栅孔洞中的流动,同时砂土颗粒对无纺布的作用力将由土工格栅承担,这种作用力将有利于土工格栅与砂土之间的摩擦效应,提高土工格栅控制周围土体的能力,进一步限制液化砂土的流动变形,所以控制沉降效果更加明显。

2.3 土工格栅应变分析

(1) 不同工况下土工格栅中间位置应变分析

根据土工格栅中间位置的应变曲线(图9)可以发现:3种不同加固方案下,相同埋深处土工格栅中间位置的应变变化规律基本一致。随着激振的进行,砂土开始发生液化,建筑物出现下沉并将周围的砂土往四周挤压,埋深较浅的土工格栅最先受到砂土流动的影响,应变迅速增大。随着试验的进行,上层土工格栅将随着建筑物模型一起发生下沉,土工格栅的应变随着液化砂土的变形继续变大。当应变达到峰值后,随着砂土中孔隙水的排出,土体发生固结并承担荷载,土工格栅的应变逐渐减小并达到稳定。此外,随着埋置深度的增加,土工格栅的应变峰值逐渐降低。

在6, 11 cm埋深处,包裹状土工格栅方案下的应变峰值最大,水平层状土工格栅加固方案次之,土工格栅+无纺布联合加固方案最小;而在16 cm埋深处,土工格栅的应变峰值以及沉降稳定后土工格栅的残余应变都比较接近。结果表明:当采用包裹状土工格栅加固时,包裹的土工格栅对其包裹范围内的砂土具有一定的约束作用,尤其是在建筑物荷载作用下包裹范围内的土体向两侧运动并达到聚集,当土体进入液化状态后,部分砂土颗粒穿过孔洞而继续产生流动变形,但是由于之前包裹区域两侧聚集的砂土颗粒对土工格栅仍具有一定的约束作用,使得土工格栅中间位置在建筑物荷载作用下承受较大的弯矩,因此包裹状土工格栅加固方案下土工格栅中间位置产生的应变最大。

由于浅层土工格栅对砂土流动变形的减缓作用,当采用水平层状土工格栅加固时,11 cm埋深处土工格栅的应变峰值为上层土工格栅峰值的70%;当采用包裹状土工格栅加固时,11 cm埋深处土工格栅的应变峰值为上层土工格栅峰值的80%;当采用土工格栅+无纺布联合加固时,11 cm埋深处土工格栅的应变峰值为上层土工格栅峰值的40%,小于其他两种加固方案下所占的比率,说明浅层土工格栅+无纺布的联合加固对砂土的流动变形具有很好的限制作用。

(2) 不同工况下土工格栅边缘位置应变分析

根据土工格栅边缘位置的应变曲线(图10)可以发现:土工格栅边缘位置的应变变化规律与中间位置的应变变化规律(图9)相似。随着激振的进行,土工格栅边缘位置的应变不断增大并达到峰值,之后随着孔压的消散,土工格栅的应变开始减小并趋于稳定。此外,随着埋置深度的增加,土工格栅的应变峰值逐渐降低。

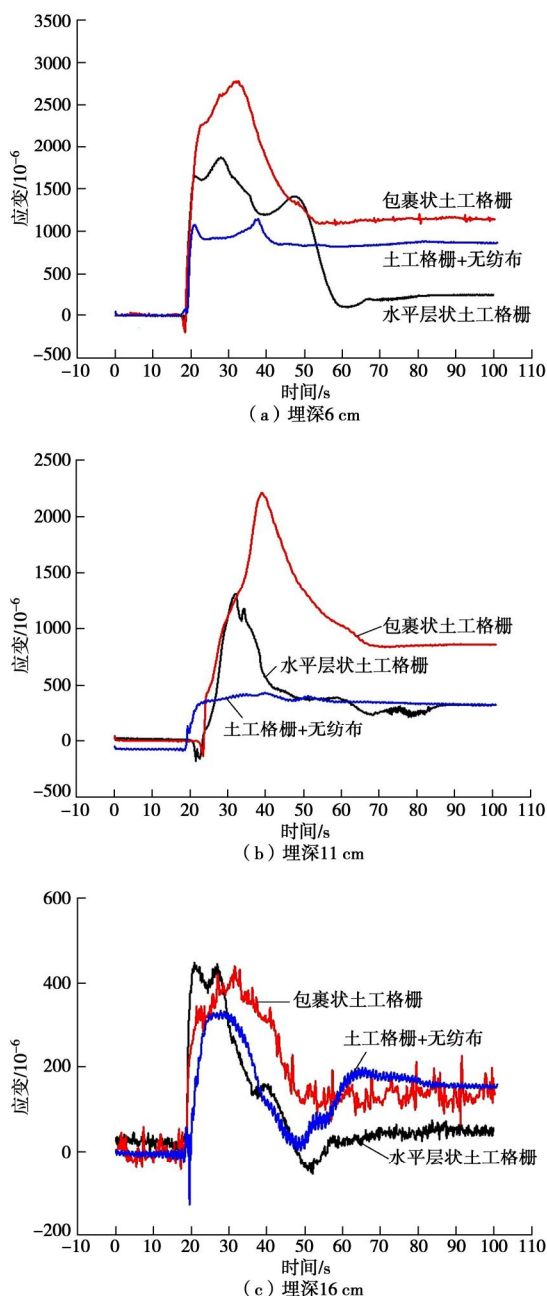


图9 不同加固方案下土工格栅中间位置应变时程曲线

Fig. 9 Time-history curves of strain at centre of geogrids under different reinforcement schemes

在6 cm埋深处,土工格栅+无纺布联合加固方案下的应变峰值最大,水平层状土工格栅加固方案次之,包裹状土工格栅方案最小;而在11, 16 cm埋深处,

土工格栅+无纺布联合加固方案的应变峰值最大, 水平层状土工格栅加固与包裹状土工格栅加固方案的应变峰值基本相同, 约为土工格栅+无纺布联合加固方案的 45%。对比图 9, 10 可以发现, 当采用水平层状土工格栅、包裹状土工格栅加固时, 每层土工格栅边缘位置的应变峰值小于中间位置的应变峰值; 当采用土工格栅+无纺布联合加固时, 每层土工格栅边缘位置的应变峰值大于中间位置的应变峰值。结果表明: 当采用土工格栅+无纺布联合加固时, 随着激振的进行, 具有较大表面积的无纺布限制了该覆盖区域砂土颗粒的竖向移动, 在建筑物荷载作用下砂土颗粒只能向两侧移动, 使得土工格栅的两侧向上弯起并发生较大变形, 因此土工格栅边缘位置的应变峰值最大, 超过土工格栅中间位置的应变峰值。

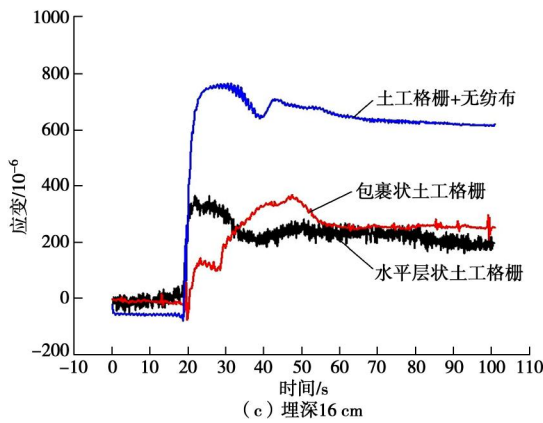
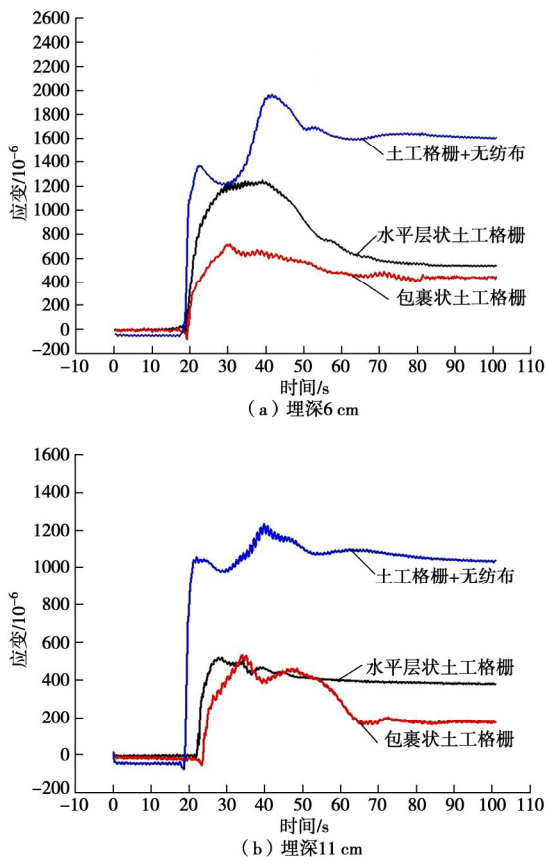


图 10 不同加固方案下土工格栅边缘位置应变时程曲线
Fig. 10 Time-history curves of strain at edge of geogrids under different reinforcement schemes

3 土工格栅工作机理分析

由上述土工格栅的应变变化分析可以得知土工格栅在液化流动变形中的变形受力情况。在试验开始时, 建筑物发生下沉, 使其下方的土体受挤压向四周流动。建筑物底面压力向下传递, 距离建筑物底面较近的位置产生较大的附加应力, 因此试验中发现最上层土工格栅发生了较大的变形。

当采用水平层状土工格栅加固时, 随着激振的进行, 当土体还未进入液化状态时, 砂土颗粒与土工格栅之间具有一定摩擦作用, 一定程度上抑制了土工格栅周围土体颗粒的运动。但是随着孔压的积累, 当土体达到完全液化(接近零有效应力状态)时, 液化土体将穿过水平层状布置的土工格栅孔洞, 持续发生液化流动变形, 而此时土工格栅对于液化土体将不具有抑制作用, 如图 11(a)所示, 因此最后得到的建筑物沉降值与未铺设土工格栅的工况接近。

当采用包裹状土工格栅加固时, 当土体还未达到液化时, 包裹的土工格栅对其包裹范围内的砂土具有一定的约束作用, 尤其是在建筑物荷载作用下包裹范围内的土体向两侧运动并达到聚集, 从而使土工格栅

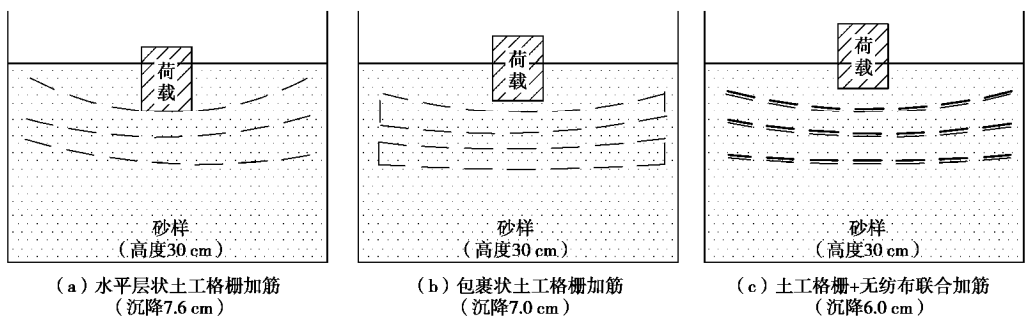


图 11 不同加固方案下土工格栅的最终变形

Fig. 11 Final deformations of geogrids under different reinforcement schemes

边缘处产生拉伸应变。当土体进入液化状态后,仍然存在部分颗粒穿过孔洞而继续产生流动变形,但是由于之前包裹区域两侧的砂土颗粒聚集,一定程度上对液化流动变形具有一定的抑制作用,因此其控制变形的效果相对于水平层状土工格栅加固方案的效果更好,如图 11(b)所示。

当采用土工格栅+无纺布联合加固时,随着激振的进行,具有较大表面积的无纺布限制了该覆盖区域砂土颗粒的竖向移动,使砂土颗粒在加固体周围聚集。当土体进入液化状态时,孔隙水携带砂土颗粒运动,但由于无纺布的存在,砂土颗粒无法穿过土工格栅的孔洞而继续流动,限制了砂土颗粒的竖向移动。砂土颗粒对无纺布的作用力将由土工格栅承担,这种作用力将有利于土工格栅与砂土之间的摩擦效应,进一步抑制了土体的流动变形,如图 11(c)所示。因此,在 3 种加固方案下,采用土工格栅+无纺布联合加固对液化流动变形的控制效果最好。

4 结 论

本文主要开展建筑物荷载作用下可液化场地流动变形的振动台试验研究,首先进行了一组天然地基液化时对上部建筑物的震害模拟,然后分别考虑水平层状土工格栅、包裹状土工格栅和土工格栅+无纺布联合处理等 3 种加固方案对结果的影响,从超孔隙水压力发展、建筑物沉降量以及土工格栅应变特性等分析加固方案对液化变形的处理效果,得到以下 4 点结论。

(1)不同加固方案下相同埋深处超孔压峰值基本相等,即格栅不会影响孔压的积累,不会改变地基的液化状态;而在孔压消散方面,采用土工格栅+无纺布联合加固方案的孔压消散速度比另外两种加固方案快,有利于液化场地的加固。

(2)不同加固方案对液化变形的控制效果存在明显差异。试验结果表明水平层状土工格栅加固方案对控制液化流动变形效果不明显,包裹状土工格栅加固效果较水平层状土工格栅加固方案有一定提高,土工格栅+无纺布联合加固的效果最明显,相比未加固工况沉降量减少 24%。

(3)振动台试验中,6, 11 cm 埋深处土工格栅中间位置的应变峰值在包裹状土工格栅加固方案下最大,水平层状土工格栅加固方案次之,土工格栅+无纺布联合加固方案最小;而在 16 cm 埋深处土工格栅的应变峰值以及沉降稳定后土工格栅的残余应变都比较接近。6 cm 埋深处土工格栅边缘位置的应变峰值在土工格栅+无纺布联合加固方案下最大,水平层状土工格栅加固方案次之,包裹状土工格栅方案最小;而

在 11, 16 cm 埋深处土工格栅的应变峰值在土工格栅+无纺布联合加固方案下最大,水平层状土工格栅加固与包裹状土工格栅加固方案下基本相同,约为土工格栅+无纺布联合加固方案的 45%。

(4)在采用土工格栅+无纺布联合加固的工况下,具有较大表面积的无纺布对该覆盖区域液化土体有较好的约束作用,限制砂土颗粒的竖向移动,土体液化时砂土颗粒对无纺布的作用力将由土工格栅承担。土工格栅和无纺布共同作用,会进一步限制液化砂土的流动变形,是一种有效的液化地基处置方案。

参考文献:

- [1] MARCUSON W F. Definition of terms related to liquefaction[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1978, **104**(9): 1197 - 1200.
- [2] CLOUGH G W, IWABUCHI J, RAD N S, et al. Influence of cementation on liquefaction of sands[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1989, **115**(8): 1102 - 1117.
- [3] ONOUE A, MORI N, TAKANO J. In-situ experiment and analysis on well resistance of gravel drains[J]. Soils and Foundations, 1987, **27**(2): 42 - 60.
- [4] 孔祥国. 砂土密实度的成因分析及其评价方法的探讨[J]. 岩土工程技术, 2009, **22**(6): 289 - 291. (KONG Xiang-guo. Formation reasons for sand density and study of evaluation methods[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, **22**(6): 289 - 291. (in Chinese))
- [5] 程 远, 刘松玉, 蔡国军, 等. 基于 CPTU 测试的共振密实法加固可液化地基效果评价[J]. 东南大学学报(自然科学版), 2011, **41**(5): 1075 - 1080. (CHENG Yuan, LIU Song-yu, CAI Guo-jun, et al. Assessment of resonance compaction method on soil liquefaction treatment through CPTU test[J]. Journal of Southeast University (Natural Science Edition), 2011, **41**(5): 1075 - 1080. (in Chinese))
- [6] ADALIER K, SHARP M K. Embankment dam on liquefiable foundation-dynamic behavior and densification remediation[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2004, **130**(11): 1214 - 1224.
- [7] JUANG C H, YANG S H, YUAN H, et al. Liquefaction in the Chi-Chi earthquake-effect of fines and capping non-liquefiable layers[J]. Soils and Foundations, 2005, **45**(6): 89 - 101.
- [8] 包承纲. 土工合成材料界面特性的研究和试验验证[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, **25**(9): 1735 - 1744. (BAO Cheng-gang. Study on interface behavior of geosynthetics and soil[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and

- Engineering, 2006, **25**(9): 1735 - 1744. (in Chinese))
- [9] 赵 川, 周亦唐. 土工格栅加筋碎石土大型三轴试验研究[J]. 岩土力学, 2001, **22**(4): 419 - 422. (ZHAO Chuan, ZHOU Yi-tang. Experimental study on polymer geogrid reinforced crushed gravel by large-scale triaxial test[J]. Rock and Soil Mechanics, 2001, **22**(4): 419 - 422. (in Chinese))
- [10] 徐 超, 胡 荣, 贾 斌. 土工格栅加筋土地基平板载荷试验研究[J]. 岩土力学, 2013, **34**(9): 2515 - 2520. (XU Chao, HU Rong, JIA Bin. Experimental study of geogrid-reinforced soil foundation by plate load test[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(9): 2515 - 2520. (in Chinese))
- [11] VERCUEIL D, BILLET P, CORDARY D. Study of the liquefaction resistance of a saturated sand reinforced with geosynthetics[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1997, **16**(7): 417 - 425.
- [12] KRISHNASWAMY N, THOMAS ISAAC N. Liquefaction analysis of saturated reinforced granular soils[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1995, **121**(9): 645 - 651.
- [13] MAHESHWARI B, SINGH H, SARAN S. Effects of reinforcement on liquefaction resistance of Solanisand[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2012, **138**(7): 831 - 840.
- [14] MITTAL S, CHAUHAN R. Liquefaction behavior of reinforced saturated sand under dynamic conditions[J]. International Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **7**(1): 109 - 114.
- [15] 王丽艳, 陈国兴, 高 鹏, 等. 可液化土中格栅加筋土挡墙地震变形特性大型振动台试验[J]. 中国公路学报, 2014, **27**(9): 25 - 31. (WANG Li-yan, CHEN Guo-xing, GAO Peng, et al. Large-scale shaking table tests on seismic deformation of geogrid reinforced soil retaining walls in liquefiable soils[J]. China Journal of Highway and Transport, 2014, **27**(9): 25 - 31. (in Chinese))
- [16] 王丽艳, 孙 田, 陈 苏. 近远场地震中土工格栅加筋土挡墙抗震特性的振动台试验研究[J]. 土木工程学报, 2015(2): 103 - 110. (WANG Li-yan, SUN Tian, CHEN Su. Large scale shaking table test on seismic behaviors of geogrid reinforced retaining walls under near-fault and far-field ground motions[J]. China Civil Engineering Journal, 2015(2): 103 - 110. (in Chinese))
- [17] KRISHNA A M, BHATTACHARJEE A. Behavior of rigid-faced reinforced soil-retaining walls subjected to different earthquake ground motions[J]. International Journal of Geomechanics, 2016: 06016007.
- [18] WANG L Y, DU X L, ZHANG F X. Seismic response of a geogrid reinforced retaining wall by shaking table test[C]// Advances in Soil Dynamics and Foundation Engineering. ASCE, Shanghai, 2014: 517 - 524.
- [19] GULER E, SELEK O. Reduced-scale shaking table tests on geosynthetic-reinforced soil walls with modular facing[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2014, **140**(6): 04014015.

DOI: 10.11779/CJGE201710023

季冻区隧道过渡段二衬短周期冻融数值模拟

伍毅敏¹, 李文博^{1,2}, 傅鹤林¹, 刘敏捷¹

(1. 中南大学土木工程学院, 湖南 长沙 410075; 2. 五邑大学土木建筑学院, 广东 江门 529020)

摘要: 衬砌、围岩中的反复冻融往往伴随着开裂、剥落等风化作用, 传统的防冻理论假定环境年温度正弦变化从而低估了二衬冻融次数。自主开发了一款适应低温环境的温度自动记录仪, 对季冻区隧道过渡段衬砌表面温度进行了长期、高频监测。推导了适应复杂初始、边界条件的多层圆筒一维瞬态导热差分方程, 通过算例验证了其计算精度。将监测数据作为边界条件代入差分方程模拟了真实衬表温度波动下隧道过渡段二衬冻融过程, 并探讨了保温层铺设位置对冻融的影响。结果表明: 距衬表约 5 cm 范围内温度波动剧烈; 二衬内部每年会经历一次季节性冻结及若干次短周期冻融; 在二衬与初支之间铺设保温层后, 短周期冻融循环次数及季节性冻结起、止时间基本不变, 而短周期冻融深度有所扩大; 在二衬表面铺设保温层能使内部始终处于正温, 有利于隧道防冻。

关键词: 季冻区; 隧道; 连续实测; 差分; 冻融; 保温层

中图分类号: U459.9

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)10-1930-06

作者简介: 伍毅敏(1980-), 男, 博士, 副教授, 主要从事冻害及水害等隧道病害研究。E-mail: wuyimin531@163.com。

Numerical simulation of freeze-thaw in short period of secondary lining at tunnel transition section in seasonal frozen area

WU Yi-min¹, LI Wen-bo^{1,2}, FU He-lin¹, LIU Min-jie¹

(1. School of Civil Engineering, Central South University, Changsha 410075, China; 2. School of Civil Engineering and Architecture, Wuyi University, Jiangmen 529020, China)

Abstract: Repeated freeze-thaw in the lining and surrounding rock is always accompanied by weathering process such as cracking and spalling. The conventional frost-preventing theory will underestimate the freeze-thaw frequency because of the assumption that the ambient yearly temperature changes as sinusoidal function. A kind of automatic temperature recorder adapting to the low temperature environment is developed, through which the long-term and high frequency monitoring of lining surface temperature at tunnel transition section in seasonal frozen area is carried out. The difference equation for transient heat conduction of multilayer cylinder in one-dimension is also derived, whose calculation accuracy is verified by an example. The freeze-thaw process of lining surface temperature at tunnel transition section in seasonal frozen area is simulated after the monitored data are chosen as the boundary condition in the difference equation, and the impact of position of insulation layer on the freeze-thaw is discussed. The result shows that the temperature of the region fluctuates acutely, where it is shorter than 5 cm from the lining surface. A seasonal freezing and several freeze-thaw cycles in a short period appear in secondary lining inside every year. When the position of insulation layer is located between the secondary lining and the initial lining, the frequency of freeze-thaw cycle in a short period and the start and stop time of seasonal freezing change little, but the influence depth of freeze-thaw cycle in a short period is extended. When the position of insulation layer is located at the secondary lining surface, the inner temperature is always greater than 0°C, which is beneficial to the for frost-prevention of tunnels.

Key words: seasonal frozen area; tunnel; long-term monitoring; difference equation; freeze-thaw cycle; insulation layer

0 引言

中国超过一半的国土属于季节性冻结区域, 在季冻区修建的隧道受路面结冰、衬砌开裂等冻害威胁。季冻区隧道防冻引起了工程界的广泛关注。国内外学者对季冻区隧道冻害机理开展了广泛研究, 并形成了 3 种主要学说。岩石圈整体冻胀学说在工程上应用最

早, 该学说认为孔隙水冻结后体积膨胀约 9%, 能在

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51008308, 51478473, 51578550, 51538009)

收稿日期: 2016-07-05

***通讯作者** (E-mail: 124801006@csu.edu.cn)

完整性较好的围岩内部形成可观的冻胀力^[1], 导致隧道结构破坏。由于开挖、支护等施工原因, 衬砌背后存在空隙甚至孔洞并成为地下水存储空间, 据此有学者提出局部存水冻胀学说^[2], 认为是宏观的自由水冻胀造成了衬砌、围岩破坏。与孔隙水相比, 宏观自由水冻结后体积膨胀量要大得多, 因此局部存水冻胀学说能够解释的范围更广。但这两种学说都只是静态地考虑冻胀力。20 世纪 80 年代, 日本学者在对大量冻害隧道进行调查后, 提出了含水风化层冻胀学说^[3], 认为形成冻害须满足两个基本条件, 首先, 隧道须反复冻融并在围岩中形成风化层, 其次, 风化层附近须存在丰富地下水源, 冻结过程中地下水源不断地向风化层迁移并冻结、膨胀, 参与冻结的水量远远超过风化层自身含水率。含水风化层冻胀学说来源于实际工程调查, 现已被广泛接受。根据该学说, 反复冻融是形成冻害的前提, 从而动态地解释了隧道往往运营若干年后才会出现冻害。

冻结会在衬砌、围岩中形成冻胀力, 反复的冻融伴随着衬砌与围岩的剥落、开裂等风化作用。传统的防冻理论常假定环境年温度呈正弦变化^[4-5], 据此计算出隧道各处每年最多冻融一次, 传统理论温度分析在围岩处精度较高, 而在衬砌处误差较大^[6]。近年来, 国内外学者开展了长期、高频温度监测^[7-9], 结果显示冬季衬砌表面会经历数次乃至数十次短周期冻融, 很好地解释了衬砌表面开裂现象。围岩内部短周期冻融也引起了工程界关注, Matsuoka^[10]将季冻区裸露岩石表面高频实测温度代入 Berggren 修正方程, 揭示岩石地基浅层一年经历了几十次的短周期冻融。Thomachot 等^[11]对位于日本北方的 Usui 铁路隧道衬砌温度及表面位移进行了为期约一年的高频监测, 结果显示 1~3 月间衬砌内部温度在 0℃ 上下波动 4 次 (最低温度 -2℃), 伴随着 4 次明显的冻胀, 最大冻胀位移达 4 mm。由于衬表温度高频监测资料匮乏, 研究衬砌、围岩温度短周期冻融的文献还很少。

季冻区隧道冻害统计资料表明, 隧道长度超过 1 km 后, 冻害主要集中在洞口及距洞口约 0.15 倍隧道长度的过渡段^[12], 洞中冻害则较轻。洞口受太阳照射, 昼夜温差大, 一年可能发生多次冻融循环^[13-14], 这在工程上已逐渐形成共识。目前过渡段防冻大多仍按一年最多一次冻融循环考虑^[15-16]。因此, 有必要考虑衬表温度真实波动研究隧道过渡段二衬短周期冻融过程。

1 鸿福隧道衬表温度连续实测

在季冻区隧道进行长期、高频温度监测十分困难。低温下许多电子仪器不能有效放电, 而且隧道中一般没有外接电源。为此, 笔者开发了一款适应低温环境

的温度自动记录仪, 实物如图 1 所示, 其具有以下特点: ①低温端量程为 -40℃, 满足绝大部分地区测试需求; ②自动采集并存储温度数据, 实现了工程意义上的连续实时监测; ③配备特种锂电池, 并实现了休眠唤醒技术, 测试系统大部分时间处于休眠状态, 从而保障了每批温度记录仪能持续工作 3~6 月。



图 1 温度记录仪实物

Fig. 1 Temperature recorder

对山西省广浑高速公路鸿福隧道右线多断面边墙处衬表温度进行了持续、高频监测。隧道设计为左右线分离式, 两洞中轴线间距 30 m, 隧道总体呈东西走向。右线洞体全长 2267 m, 洞体最大埋深 90.4 m。隧道出口处海拔最低, 高程为 1418 m。围岩以片麻岩、花岗岩、花岗片麻岩为主。隧道防排水设计, 以排为主, 防、排、截、堵相结合。监测期间隧道未投入运营。

距浑源端 50 m 及 100 m 断面的监测数据及其正弦拟合数据如图 2 所示。

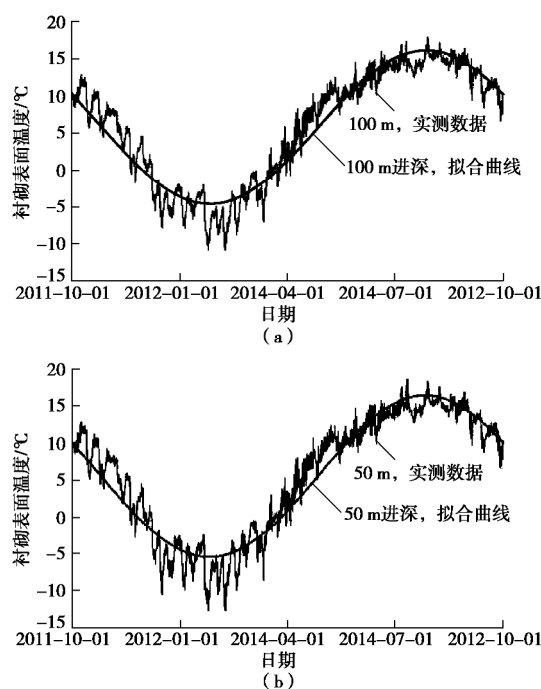


图 2 衬表温度监测数据及其正弦拟合曲线

Fig. 2 Monitored data of lining surface temperature and its sine fitted curves

可以看出隧道过渡段衬砌表面温度波动具有以下特征: ①从年的尺度观察, 温度波动呈正弦特征, 但

短周期波动具有明显的随机性,在冻结点震荡则可能导致频繁的短周期冻融;②过渡段昼夜温差一般在 $2^{\circ}\text{C}\sim 5^{\circ}\text{C}$ 内,而洞口一般在 10°C 以上,由于变化较平缓,可以将过渡段监测温度直接作为边界条件;③过渡段相邻区域衬砌表面温度几乎同步变化,且差值很小,据此可推测出隧道过渡段热量在纵向上的传递很微弱。其余监测数据及文献[17]均揭示沿横断面边墙、路面及拱部的衬表温度均十分接近。

除了衬表温度,还需获取深处围岩温度作为边界。现有研究表明:深处围岩温度几乎恒定^[18],其温度值与围岩性质密切相关。为此,从 2011 年 3 月—2011 年 11 月对进深 180 m 边墙处围岩进行了实测。温度传感器采用长沙金码高科技实业有限公司生产的 JMT-36B 型智能温度传感器(量程范围: $-30^{\circ}\text{C}\sim 110^{\circ}\text{C}$),测试采用配套的 JMZX-3001 综合测试仪。测试现场如图 3 所示。



图 3 围岩温度测试现场

Fig. 3 Test-site of surrounding rock temperature

测试成果如图 4 所示,其中, #1 测点位于初支表面, #2、#3 测点距初支表面分别为 2, 4 m。可以看出:①4 月中上旬,由于二衬施工,水化放热导致各测点温度均出现明显的升、降过程, #1、#2 响应间隔很短, #3 响应稍有滞后;②距衬表越远,围岩温度波动幅度越小。二衬完成后, #2 及 #3 温度波动趋于平缓,变化幅度分别小于 5°C 、 1.5°C 。此外, #3 最低测试温度为 10.30°C 。据此,假定距初支表面超过 5 m 后围岩温度恒定,温度值为 10°C 。再假定隧道结构为圆形,因此隧道过渡段热量仅沿径向传导,可将隧道传热视为多层圆筒一维瞬态导热模型。

2 多层圆筒一维瞬态导热差分算法

由于涉及低温相变及渗流引起的对流换热^[19],季冻区隧道温度场计算理论十分复杂。忽略相变与渗流能使防冻设计偏保守^[20-21],相关的解析研究成果较多^[22-24],但此类解需要满足严苛的初始、边界条件。为了直接使用监测数据作为边界条件,并方便工程应用,本文提出一种简单的差分算法。

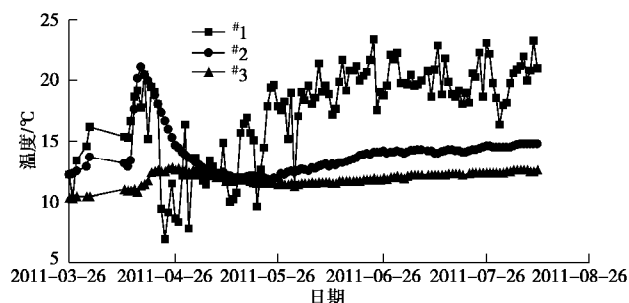


图 4 围岩温度测试成果

Fig. 4 Test results of surrounding rock temperature

不计内部热源,对各层介质建立导热微分方程,如下式所示:

$$a_p \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left(r \frac{\partial T}{\partial r} \right) = \frac{\partial T}{\partial t} \quad (p=1,2,3), \quad (1)$$

式中, T , a , t 及 r 分别为温度、热扩散系数、时间与径向坐标,下标 p 表示介质编号。

以两层介质为例阐述差分求解过程,三层及以上原理类似。已知隧道二衬表面半径为 r_0 ,空间步长取为 h 、时间步长取为 k 。用 T_n^{i+1} 表示径向坐标为 $(r_0+n \times h)$ 的节点在 $(i+1) \times k$ 时刻的温度。当节点位于第 p 层介质内部,其温度 T_n^{i+1} 的差分形式可写成

$$T_n^{i+1} = \frac{a_p k [r_0 + (n-0.5)h]}{[r_0 + (n-1)h]h^2} T_{n+1}^i + \left(1 - \frac{2a_p k}{h^2}\right) T_n^i + \frac{a_p k [r_0 + (n-1.5)h]}{[r_0 + (n-1)h]h^2} T_{n-1}^i. \quad (2)$$

当节点位于两层介质交汇处,根据介质 1 和介质 2 的温度、热流密度在该点相等,整理后该节点温度 T_M^{i+1} 的差分形式可写成

$$T_M^{i+1} = \frac{1}{3(I_1 + I_2)} (-I_1 T_{M-2}^{i+1} + 4I_1 T_{M-1}^{i+1} + 4I_2 T_{M+1}^{i+1} - I_2 T_{M+2}^{i+1}). \quad (3)$$

当采用温度边界,可直接在节点上赋予初始及边界值,利用式(2)、(3)即可完成迭代计算。根据差分理论,要获得稳定、精确的解,各层介质的时间步长与空间步长均须满足:

$$\frac{a_p k}{h^2} \leq \frac{1}{2}. \quad (4)$$

多层圆筒一维瞬态导热方程,虽已有相关的解析解,但这些解的形式十分复杂,不能用直接用初等函数表达,其解归根到底仍是数值解。而有限元软件 ANSYS 的温度计算精度已得到检验,本文通过算例将计算结果与 ANSYS 进行对比。

鸿福隧道进深 100 m 处,埋深超过 20 m,隧道半径 r_0 为 5 m,二衬厚 0.4 m、初支厚 0.2 m,围岩以中风化、强风化花岗岩为主。根据上述围岩温度测试成果,取围岩计算范围为 4.8 m,其边界温度恒定在 10°C 。二衬表面温度如式(5),式中时间 t 单位为 s。时

间计算范围为 6 个月, 各月按 30 d 计。初始条件取各处均为 10℃。本算例考虑在二衬与初支间铺设 5 cm 聚氨酯保温层。根据工程勘察资料, 各层介质的热学参数如表 1 所示。参考式 (4), 时间步长取 120 s、空间步长取 1.67 cm。ANSYS 选取 PLANE55 单元。

$$T_s = 5 - 20 \cdot \sin\left(\frac{\pi t}{1.5552e^7} + \arcsin(0.25)\right) \quad (5)$$

表 1 热学计算参数

Table 1 Thermal parameters			
介质名称	导热系数 /(W·m℃ ⁻¹)	比热容 /(J·m ³ ℃ ⁻¹)	密度 /(kg·m ⁻³)
二衬、初支	1.50	970	2500
围岩	1.31	931	1980
聚氨酯保温层	0.03	1210	40

距二衬表面 10, 40 cm 的两个节点, 其差分方程与 ANSYS 计算结果对比如图 5 所示, 可以看出, 两种计算结果十分吻合。为了具体比较, 提取典型时刻距二衬表面 40 cm 处节点温度计算结果如表 2 所示, 可以看出, 本差分方程与 ANSYS 计算结果差值很小, 从而检验了其计算精度。

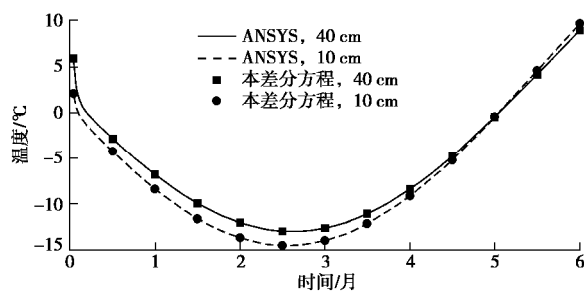


图 5 ANSYS 与本差分方程计算结果对比

Fig. 5 Comparison of calculated results between ANSYS and difference equation

表 2 典型时刻计算结果对比

Table 2 Comparison of calculated results at typical time					
时间 /月	ANSYS /℃	本算法 /℃	时间 /月	ANSYS /℃	本算法 /℃
0.5	-2.8407	-2.8410	3.5	-11.0392	-11.0390
1.0	-6.8042	-6.8045	4.0	-8.3756	-8.3754
1.5	-9.9283	-9.9285	4.5	-4.7800	-4.7797
2.0	-12.0143	-12.0144	5.0	-0.4971	-0.4967
2.5	-12.9221	-12.9221	5.5	4.1817	4.1820
3.0	-12.5897	-12.5897	6.0	8.9375	8.9379

3 隧道过渡段二衬冻融数值模拟

仍选取鸿福隧道进深 100 m 进行计算, 几何尺寸、热学参数、围岩温度边界及初始条件如上文所述。真实的围岩初始温度难以确定, 但计算时间越长, 初始温度的影响越小。计算时间范围取 2011 年 11 月—2012 年 4 月。将衬表温度监测数据 (见图 2) 线性插值后作为二衬表面边界条件, 在 MATLAB 中编程迭代运算。

无保温层工况计算结果如图 6 所示, 图中数字表示短周期冻结或融化次数。由于孔隙水压及矿物质浓度较低, 衬砌孔隙水的冻结点接近 0℃, 本文近似认为温度在 0℃上、下次震荡一次便形成一次冻融。从图中能够看出:

- (1) 在距衬表约 5 cm 的范围内温度频繁波动, 在冻结点上、下剧烈波动时该区域容易开裂。
- (2) 二衬内部经历了 1 次季节性冻融和 5 次短周期冻融。1 月前后发生 3 次短周期冻结, 平均冻结深度约 10 cm。1 月上旬至 4 月中旬, 二衬处于季节性冻结, 这将导致初支与部分围岩也被冻结。4 月中下旬发生 2 次短周期融化, 最后 1 次短周期融化影响范围贯穿二衬。
- (3) 短周期冻结速度快, 而衬砌混凝土渗透系数很低, 孔隙水来不及迁移便会冻结, 体积膨胀约 9%。由于结构较完整, 二衬内部会产生可观的冻胀力。

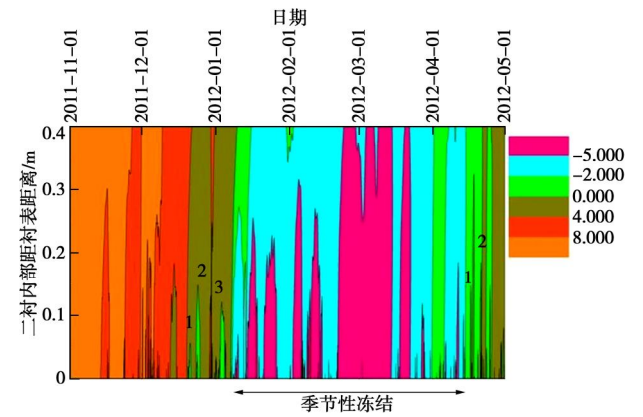


图 6 无保温层, 二衬温度 (单位℃)

Fig. 6 Temperature of secondary lining without insulation layer

一般而言, 最冷月份衬表平均温度低于 -5℃时需考虑防冻设计^[20], 监测数据表明, 鸿福隧道进深 100 m 处最冷月份平均温度为 -5.14℃。铺设保温层是季冻区隧道常用防冻措施, 保温层铺设位置有两种, 孰优孰劣, 学术界尚无定论, 实际工程中也各有应用。本文考虑衬表温度真实波动, 研究保温层铺设位置对二衬冻融的影响。在二衬与初支之间铺设保温层, 计算结果如图 7 所示。与无保温层工况相比, 可以看出:

- (1) 温度等值线更加陡峭, 表明在二衬与初支之间铺设保温层阻碍了热量从围岩流入衬砌, 衬表温度在衬砌内部传导更快。
 - (2) 短周期冻融循环次数变化不大, 季节性冻结的起、止时间差异也很小, 但短周期冻融深度普遍扩大, 表明二衬冻害有所加剧。
- 在二衬表面铺设保温层, 计算结果如图 8 所示, 可以看出: ①衬表附近区域温度波动变平缓, 有利于抑制衬表开裂; ②衬砌一直处于正温, 表明保温层有效阻碍了热量从衬砌与围岩中流出, 起到了明显的保

温效果。

需要指出的是,实际工程考虑到围岩中含水率低、冻胀有限,没有设计保温层。

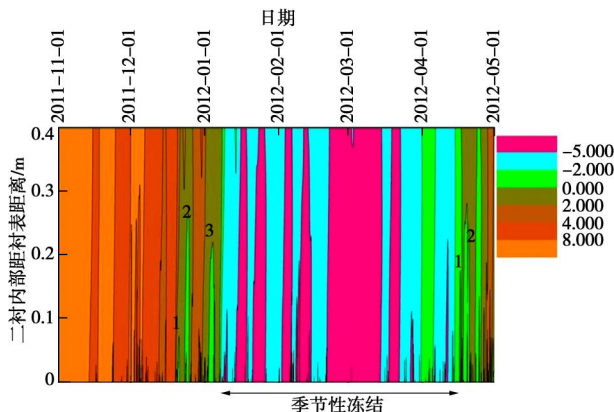


图7 在二衬与初支之间铺设保温层,二衬温度(单位 $^{\circ}\text{C}$)

Fig. 7 Temperature of secondary lining in working condition with insulation layer located between secondary and initial linings

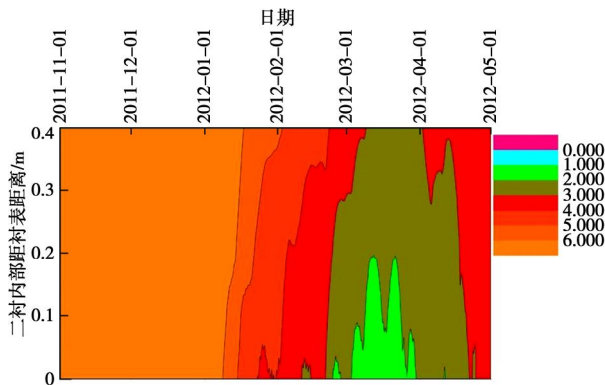


图8 在二衬表面铺设保温层,二衬温度(单位 $^{\circ}\text{C}$)

Fig. 8 Temperature of secondary lining in working condition with insulation layer located at secondary lining surface

4 结 论

笔者开发了一款适应低温环境的温度自动记录仪,对山西省鸿福隧道衬砌表面温度开展了长期、高频监测,并推导了多层圆筒一维瞬态导热差分方程,结合监测数据与差分方程模拟了过渡段二衬短周期冻融循环过程。得到以下3点结论。

(1)冻融期间二衬内部经历了1次季节性冻结与5次短周期冻融,总的冻融次数远大于传统理论的1年最多1次。

(2)在二衬与初支之间铺设保温层,衬表温度在二衬内部扩散加快,短周期冻融深度增加;在二衬表面铺设保温层,能使衬砌一直处于正温,有利于隧道防冻。

(3)隧道冻害形成机理十分复杂,除温度外还须衬砌孔隙结构及其含水率满足一定条件。本文忽略相变与围岩中渗流,并将冻融简化为温度在 0°C 上、下

震荡,据此统计出的冻融循环次数是理论上的上限,能使防冻设计偏保守。

参考文献:

- [1] 赖远明, 吴紫汪, 朱元林, 等. 寒区隧道冻胀力的黏弹性解析解[J]. 铁道学报, 1999(6): 70 - 74. (LAI Yuan-ming, WU Zi-wang, ZHU Yuan-lin, et al. Analytical viscoelastic solution for frost force of cold regional tunnels[J]. Journal of the China Railway Society, 1999(6): 70 - 74. (in Chinese))
- [2] 周敏娟. 寒区隧道衬砌背部空洞积水冻胀力学分析[J]. 石家庄铁道大学学报:自然科学版, 2007, 20(4): 62 - 65. (ZHOU Min-juan. Mechanical analysis of water damage to tunnel lining in cold regions[J]. Journal of Shijiazhuang Railway Institute (Nature science), 2007, 20(4): 62 - 65. (in Chinese))
- [3] 张祉道, 王 联. 高海拔及严寒地区隧道防冻设计探讨[J]. 现代隧道技术, 2004, 41(3): 1 - 6. (ZHANG Zhi-dao, WANG Lian. Discussion on the design of tunnels in high elevation and bitter cold region[J]. Modern Tunnelling Technology, 2004, 41(3): 1 - 6. (in Chinese))
- [4] 周小涵, 曾艳华, 范 磊, 等. 寒区隧道温度场的时空演化规律及温控措施研究[J]. 中国铁道科学, 2016, 37(3): 46 - 52. (ZHOU Xiao-han, ZENG Yan-hua, FAN Lei, et al. Temporal-spatial evolution laws of temperature filed in cold region tunnel and temperature control measures[J]. China Railway Science, 2016, 37(3): 46 - 52. (in Chinese))
- [5] 耿 珂. 冻融循环对寒区隧道结构冻胀力的影响[J]. 冰川冻土, 2013, 35(4): 913 - 919. (GENG Ke. Impacts of freeze-thaw cycle on frost heaving forces on tunnel structures in cold regions[J]. Journal of Glaciology and Geocryology, 2013, 35(4): 913 - 919. (in Chinese))
- [6] LI W B, WU Y M, FU H L, et al. Long-term continuous in-situ monitoring of tunnel lining surface temperature in cold region and its application[J]. International Journal of Heat & Technology, 2015, 33(2): 39 - 44.
- [7] 王保生, 张庆宁, 伍毅敏. 晋北地区气温的降尺度特征及其对隧道防冻的影响研究[J]. 公路隧道, 2014(2): 16 - 19. (WANG Bao-sheng, ZHANG Qing-ning, WU Yi-min. The characteristics of temperature downscaling and its influence on the tunnel anti-freezing in north shanxi area[J]. Highway Tunnel, 2014(2): 16 - 19. (in Chinese))
- [8] BARBOSA S M, ZAFIR H, MALIK U, et al. Multiyear to daily radon variability from continuous monitoring at the Amram tunnel, southern Israel[J]. Geophysical Journal International, 2010, 182(2): 829 - 842.
- [9] KARL G H, STIG G. Moisture transport through sprayed

- concrete tunnel linings[J]. *Rock Mechanics & Rock Engineering*, 2015, **49**: 1 - 30.
- [10] MATSUOKA N. Diurnal freeze-thaw depth in rockwalls: Field measurements and theoretical considerations[J]. *Earth Surface Processes & Landforms*, 1994, **19**(5): 423 - 435.
- [11] THOMACHOT C, MATSUOKA N, KUCHITSU N, et al. Frost damage of bricks composing a railway tunnel monument in Central Japan: field monitoring and laboratory simulation[J]. *Natural Hazards & Earth System Sciences*, 2005, **5**(4): 465 - 476.
- [12] 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. Key points in the design of tunnel engineering[M]. Beijing: China Communications Press, 2003. (in Chinese))
- [13] 吕康成, 崔凌秋, 解赴东. 寒区隧道春融期渗漏水原因分析及预防方法[J]. 现代隧道技术, 2001, **38**(4): 58 - 62. (LÜ Kang-cheng, CHUI Ling-qiu, XIE Fu-dong. Analysis and prevention of tunnel leakage at cold region during spring thawing period[J]. *Modern Tunneling Technology*, 2001, **38**(4): 58 - 62. (in Chinese))
- [14] 杨 波. 冻融作用下黄土隧道洞口段应力变形及病害问题研究[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2012. (YANG Bo. Research on stress deformation and disease of loess tunnel entrance under the action of freeze-thaw[D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture, 2012. (in Chinese))
- [15] 刘海京, 郑佳艳, 程崇国, 等. 大坂山隧道病害处治工程工艺设计与实证分析[J]. 重庆大学学报, 2011, **34**(12): 138 - 143. (LIU Hai-jing, ZHENG Jia-yan, CHENG Chong-guo, et al. Rehabilitation project of the Dabanshan highland road tunnel[J]. *Journal of Chongqing University*, 2011, **34**(12): 138 - 143. (in Chinese))
- [16] 闫志刚. 小盘岭隧道渗漏与冰冻防治技术[J]. 公路交通技术, 2003(2): 59 - 61. (YAN Zhi-gang. Leak proof and frost prevention measures used in Xiaopanling Tunnel[J]. *Technology of Highway and Transport*, 2003(2): 59 - 61. (in Chinese))
- [17] 赖远明, 吴紫汪, 张淑娟, 等. 寒区隧道保温效果的现场观察研究[J]. 铁道学报, 2003, **25**(1): 81 - 86. (LAI Yuan-ming, WU Zi-wang, ZHANG Shu-juan, et al. In-situ observed study for effect of heatpreservation in cold regions tunnels[J]. *Journal of the China Railway Society*, 2003, **25**(1): 81 - 86. (in Chinese))
- [18] 谢红强, 何 川, 李永林. 寒区公路隧道保温层厚度的相变温度场研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, **26**(增刊 2): 4395 - 4401. (XIE Hong-qiang, HE Chuan, LI Yong-lin. Study on insulating layer thickness by phase-change temperature field of highway tunnel in cold region[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2007, **26**(S2): 4395 - 4395. (in Chinese))
- [19] 陈卫忠, 谭贤君, 于洪丹, 等. 低温及冻融环境下岩体热、水、力特性研究进展与思考[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, **30**(7): 1318 - 1336. (CHEN Wei-zhong, TAN Xian-jun, YU Hong-dan, et al. Advance and review on T-H-M characteristics of rock mass under condition of low temperature and freeze-thaw cycles[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2011, **30**(7): 1318 - 1336. (in Chinese))
- [20] 谭贤君, 陈卫忠, 伍国军, 等. 低温冻融条件下岩体温度-渗流-应力-损伤(THMD)耦合模型研究及其在寒区隧道中的应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, **32**(2): 239 - 250. (TAN Xian-jun, CHEN Wei-zhong, WU Guo-jun, et al. Study of thermo-hydro-mechanical-damage(THMD) coupled model in the condition of freeze-thaw cycles and its application to the cold region tunnels[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2013, **32**(2): 239 - 250. (in Chinese))
- [21] 赖远明, 吴紫汪, 朱元林, 等. 寒区隧道温度场、渗流场和应力场耦合问题的非线性分析[J]. 岩土工程学报, 1999, **21**(5): 529 - 533. (LAI Yuan-ming, WU Zi-wang, ZHU Yuan-lin, et al. Nonlinear analyses for the couple problem of temperature, seepage and stress fields in cold region tunnels[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 1999, **21**(5): 529 - 533. (in Chinese))
- [22] 夏才初, 张国柱, 肖素光. 考虑衬砌和隔热层的寒区隧道温度场解析解[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, **29**(9): 1767 - 1773. (XIA Cai-chu, ZHANG Guo-zhu, XIAO Su-guang. Analytical solution to temperature fields of tunnel in cold region considering lining and insulation layer[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2010, **29**(9): 1767 - 1773. (in Chinese))
- [23] 冯 强, 蒋斌松. 多层介质寒区公路隧道保温层厚度计算的一种解析方法[J]. 岩土工程学报, 2014(10): 1879 - 1887. (FENG Qiang, JIANG Bin-song. Analytical method for insulation layer thickness of highway tunnels with multilayer dielectric in cold regions[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2014(10): 1879 - 1887. (in Chinese))
- [24] 张 耀, 何树生, 李靖波. 寒区有隔热层的圆形隧道温度场解析解[J]. 冰川冻土, 2009, **31**(1): 113 - 118. (ZHANG Yao, HE Shu-sheng, LI Jing-bo. Analytic solutions for the temperature fields of a circular tunnel with insulation layer in cold region[J]. *Journal of Glaciology and Geocryology*, 2009, **31**(1): 113 - 118. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201710024

一个改进的堆石料广义塑性模型

卞士海^{1, 2, 3}, 李国英^{2, 3}, 魏匡民^{2, 3}, 周 健¹

(1. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 南京水利科学研究院岩土工程研究所, 江苏 南京 210024;

3. 水利部土石坝破坏机理与防控技术重点实验室, 江苏 南京 210024)

摘 要: 在广义塑性理论框架下, 通过引入两个修正系数修正塑性模量, 增强了广义塑性模型在高围压条件下的适应性, 成功地将砂土广义塑性模型改造成堆石料广义塑性模型。提出的修正广义塑性模型参数较少, 容易确定, 具有一定的实用性, 并且可以推广至状态相关情况。模型中塑性模量公式简洁, 可以退化成等向压缩塑性模量。模型可以很好地预测堆石料常规三轴加载应力应变关系, 对等 P 以及等应力比路径也具有一定适应性。

关键词: 广义塑性模型; 塑性模量; 修正系数; 应力路径; 模型验证

中图分类号: TV641; TU441

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)10-1936-07

作者简介: 卞士海(1987-), 男, 博士研究生, 主要从事粗粒土本构关系研究。E-mail: bsh2013@tongji.edu.cn。

Modified generalized plasticity model for rockfill materials

BIAN Shi-hai^{1, 2, 3}, LI Guo-ying^{2, 3}, WEI Kuang-min^{2, 3}, ZHOU Jian¹

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

Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210024, China; 3. Key Laboratory of Earth-Rock Dam Failure Mechanism and Safety

Control Techniques, Ministry of Water Resources, Nanjing 210024, China)

Abstract: Within the framework of generalized plasticity theory, the plastic modulus is modified by adding two correction factors to enhance the adaptability of model under high confining stress, thus the generalized plasticity model for sand is successfully transformed into the model for rockfill materials. The modified P-Z model has fewer parameters, all of which can be easily determined, and it is relatively practical and can be extended into a state-dependent constitutive model. The expression for plastic modulus is simple and can be degenerated to that for isotropic compression tests. The modified model can well simulate the stress-strain behaviours of rockfill materials of triaxial tests and can also capture the stress-strain features under other stress paths.

Key words: generalized plasticity model; plastic modulus; correction factor; stress path; model validation

0 引 言

土石坝由于其对基础良好的适应性, 可以就地取材, 充分利用建筑物开挖渣料, 造价较低等优点, 在世界各国广泛采用。堆石料作为高土石坝的主要筑坝材料, 随着水利水电工程中土石坝坝高向300 m级发展, 其受力情况变得更为复杂, 深入研究填筑紧密的筑坝土石料的力学特性, 对于准确预测大坝结构行为尤为重要。

在土石坝工程有限元数值计算中, 常用的静力模型主要有邓肯E-B模型^[1]和南水双屈服面模型^[2]; 对于动力变形和永久变形分析, 采用的模型与静力分析有所不同, 对应的模型主要是等效线性模型^[3-4]和沈珠江残余变形模型^[5]。这一套常用的静动力分析方法, 参数容易确定, 实用性强, 在工程中被广泛应用。然而这一套分析方法将静力分析、动力分析和残余变形分

析割裂开, 一方面这样使得计算过程变得复杂, 另一方面实际的堆石料静动力变形应该是静动力统一的弹性响应, 常用的分析方法只是对结果的近似描述。

针对土石坝计算中经典的静动力分析模型存在的不足, 大连理工大学进行了尝试, 很好地发展了粗粒土广义塑性模型, 使得广义塑性模型成为土石坝静动力计算中一类重要的本构模型。Xu等^[6]对广义塑性模型的压力相关性进行了改进, 对紫坪铺面板坝建设期间运行情况进行了三维模拟, 预测了面板坝典型断面的水平位移和沉降以及应力情况。Zou等^[7]使用这一类模型对紫坪铺面板坝在汶川地震中的动力反应进行了模拟。这些工作论证了广义塑性模型在土石坝工程中

基金项目: 国家自然科学基金青年基金项目(51509163); 水利部公益性行业科研专项经费项目(201501035)

收稿日期: 2016-12-12

应用的有效性, 更重要的是, 只需一组模型参数就可以完成对土工建筑物的静、动力分析, 有效地提高了计算效率。

广义塑性模型最早由Zienkiewicz等^[8]和Pastor等^[9]提出, 模型简洁有效, 理论比较完善, 模型可以预测往复加载下饱和和松砂的液化和饱和密砂的循环活动性。早期提出的模型主要针对砂土和黏土, 相比堆石料具有一定的差异性, 文献[10]针对这个差异性, 研究了由原始砂土广义塑性模型发展而来的一类模型, 并就高围压下此类模型适应性进行了讨论和改进。虽然较好地模拟了堆石料三轴加载, 由于引入塑性功修正塑性模量, 一方面使得塑性模量公式变得复杂, 参数难以确定; 另一方面塑性功的引入会影响模型对不同应力路径的适应能力, 并且在循环加载情况下, 塑性功不断累积, 在计算动力变形时每一次荷载增量均需更新塑性模量表达式, 对于大型水工结构若使用此模型进行动力有限元计算, 需要很大的存储空间, 计算效率也很低。

鉴于文献[10]提出的模型不利于实际应用, 同时针对文献[10]提出的广义塑性模型高围压条件下适应性较差的问题, 本文不再使用塑性功修正塑性模量, 提出另一类适用于堆石料的简洁的修正广义塑性模型, 通过对比常规三轴试验与预测结果, 验证模型的合理性, 并进一步分析此模型对复杂应力路径的适应性, 最后将其推广至状态相关情况。

1 修正的堆石料广义塑性模型

在广义塑性模型中, 一般需定义加载方向、流动方向, 塑性模量以及弹性体积和剪切模量。塑性模量的定义往往从等向压缩条件出发, 以保证塑性模量公式可以退化为等向压缩公式, 很多学者也是改进了塑性模量^[11-13]。本文提出的修正广义塑性模型主要在Pastor等原始广义塑性模型^[9]基础上进行改进, 模型的相关框架如下:

在弹塑性模型中, 应力应变增量有如下关系:

$$d\mathbf{s} = \mathbf{D}^{\text{ep}} d\mathbf{e} \quad (1)$$

根据Pastor等^[9]的推导, 在广义塑性模型弹塑性刚度矩阵 \mathbf{D}^{ep} 如下:

$$\mathbf{D}^{\text{ep}} = \mathbf{D}^{\text{e}} - \frac{(\mathbf{D}^{\text{e}} : \mathbf{n}_g) \otimes (\mathbf{n}_f : \mathbf{n}^{\text{e}})}{H + \mathbf{n}_f : \mathbf{n}^{\text{e}} : \mathbf{n}_g} \quad (2)$$

式中 \mathbf{n}_g 为塑性势流动方向; \mathbf{n}_f 为加载方向; H 为加载卸载塑性模量; \mathbf{D}^{e} 为弹性矩阵; \mathbf{D}^{ep} 为弹塑性矩阵。

仍然采用原始模型中塑性流动和加载方向的定义:

$$d_g = (1 + a)(M_g - h) \quad , \quad (3)$$

$$d_f = (1 + a)(M_f - h) \quad 。 \quad (4)$$

考虑三轴加载试验中平均压力对峰值强度的影响, 其中 M_f 采用如下表达式^[14]:

$$M_f = M_0 \left(\frac{p}{p_c} \right)^{-n} \quad , \quad (5)$$

式中, M_g 为剪胀应力比, p_c 为破碎参考应力, 在确定 p_c 以后, M_0 , n 由不同围压下峰值强度拟合得到。

由此确定:

$$\mathbf{n}_g = \left(\frac{d_g}{\sqrt{1 + d_g^2}}, \frac{1}{\sqrt{1 + d_g^2}} \right) \quad , \quad (6)$$

$$\mathbf{n}_f = \left(\frac{d_f}{\sqrt{1 + d_f^2}}, \frac{1}{\sqrt{1 + d_f^2}} \right) \quad 。 \quad (7)$$

根据邹德高等^[15]的研究, 本文在修正模型中采用的如下形式的弹性剪切模量 G 和体积模量 K 。

$$G = G_0 p_a \left(\frac{p}{p_a} \right)^{0.5} \quad , \quad (8)$$

$$K = \frac{2(1+n)}{3(1-2n)} G \quad 。 \quad (9)$$

式中, G_0 为材料参数, p 为平均压力, n 泊松比。

在原始广义塑性模型框架中, 塑性模量的表达式如下:

$$H_L = H_0 p H_f (H_v + H_s) \quad , \quad (10)$$

式中, $H_v = 1 - h/M_f$, H_s 为剪应变影响项, H_f 为应力比和峰值应力比的函数, H_0 为模型参数。

本文考虑塑性模量合理的压力依赖性, 同时针对文献[10]提到的一类模型在高围压适应性较差的问题, 基于原始广义塑性模型, 参考Ling等^[16]在塑性模量中对剪应变影响项 H_s 的处理方法, 本文同样舍弃剪应变影响项 H_s , 然后将 H_v 修正为 H_1 , 同时再引入修正系数 H_2 对塑性模量进行调整, H_1 和 H_2 的提出分别针对模型在预测三轴剪切过程中初期塑性模量偏大和剪切后期塑性模量偏小的问题, 本文提出如下形式的修正塑性模量表达式:

$$H = H_0 p_a \left(\frac{p}{p_a} \right)^m H_1 H_2 \quad , \quad (11)$$

式中, H_0 为模型参数, m 为材料属性参数, 一般在 0 到 1 之间, H_1 和 H_2 表达式如下:

$$H_1 = 1 - \left(\frac{h}{M_f} \right)^b \quad , \quad (12)$$

$$H_2 = \exp \left(\frac{gh}{M_f} \right) \quad 。 \quad (13)$$

式(12)、(13)中 b 、 g 均为模型参数,需根据具体堆石料试验不同围压下的 $q-e_a$ 曲线确定。

从塑性模量表达式(12)可以看出,原塑性模量中 $1-\frac{h}{M_f}$ 被修改为 H_1 ,由于修正系数 H_1 小于 $1-\frac{h}{M_f}$,这一点改进了文献[10]中提到的塑性模量初始阶段偏大的情况。对比 H_1 和 H_v 可以看出,在剪切初期 h 较小时,参数 b 的修正作用较为明显,并且仍然满足当 $h=M_f$ 时,塑性模量 H 等于0。随着剪切过程中应力比 h 增大, H_2 也逐渐增大,当 $h=M_f$ 时, $H_2=\exp(g)>1$,塑性模量在剪切过程中总是被大于1修正系数 H_2 修正,而且后期 H_2 的修正作用更为明显,这一点正好改进了文献[10]中提到的原始模型塑性模量后期偏小的情况。由于在剪切前期 H_2 的修正作用不明显,在剪切前期仍然是 H_1 起主导作用。修正系数 H_2 的功能类似于文献[13]中塑性模量中 H_{mod} 的作用,文献[13]中:

$$H_{mod} = \frac{1+(1+h/M_d)^2}{1+(1-h/M_d)^2} \quad (14)$$

当 $h=0$ 时, $H_{mod}=1$;当 $h=M_d$ 时, $H_{mod}=5$ 。对于修正系数 H_2 在 $h=0$ 时也是等于1,对于常用的筑坝堆石料,一般 g 取值在2.0左右,当 $h=M_f$ 时, $H_2=e^2 \approx 7.39$ 。这样剪切过程中(尤其是剪切后期) H_2 和 H_{mod} 均放大塑性模量至数倍,起到了相同的修正作用,由于本文引入的参数 g 由具体的试验确定,具有更好的适用性。综上,引入修正系数 H_1 和 H_2 可以改进文献[10]中提及的高围压下三轴加载初始阶段塑性模量偏大和加载后期偏小的不足,从而将砂土广义塑性模型改造成适用于堆石料的广义塑性模型。本文提出的模型中塑性模量公式简洁,在 $h=0$ 时退化成等向压缩塑性模量 $H_0 p_a \left(\frac{p}{p_a}\right)^m$,相比文献[15]提出的塑性模量公式参数更容易确定。

2 模型验证

针对提出的修正广义塑性模型,本文选取三组堆石料常规三轴加载试验进行预测验证,同时选取具有丰富数据的某花岗岩堆石料多种应力路径试验,检验

模型对多种应力路径的适应性。模型的验证通过Fortran程序实现,在实际运用过程中,若 $h>M_f$,取 $h=0.99M_f$,以保证程序顺利执行。

2.1 常规三轴加载试验预测

刘恩龙等^[17]对某闪长岩堆石料三轴试验四种围压条件下的变形特性进行了模拟,虽然也是修改了塑性模量,在堆石料强度方面预测结果相对较差,为此本文采用提出的修正广义塑性模型再次模拟,以验证模型的合理性及预测效果。同时本文对孔隙比16.2%的古水阿东河堆石料以及干密度为 $r_d=1.98\text{ g/cm}^3$ 的弱风化花岗岩堆石料试验^[18]进行验证。

根据文献[15]可知弹性参数以及剪胀和强度参数的确定方法,这里重点论述塑性模量参数的确定方法。

对于塑性模量,本文采用上节中提出的修正塑性模量,修正后的塑性模量表达式如下:

$$H = H_0 p_a \left(\frac{p}{p_a}\right)^m \left[1 - \left(\frac{h}{M_f}\right)^b\right] \exp\left(\frac{gh}{M_f}\right) \quad (15)$$

H_0 和 m 的值一般根据各向同性压缩试验确定,在各向同性压缩试验中,

$$de_v^p = \frac{dp}{H} \text{ 或 } e_v^p = \int \frac{1}{H} dp \quad (16)$$

针对本文提出的塑性模量,当 $h=0$ 时,修正项 H_1 和 H_2 均等于1,塑性模量表达式(15)退化为等向压缩塑性模量:

$$H = H_0 p_a \left(\frac{p}{p_a}\right)^m \quad (17)$$

通过各向同性压缩试验 e_v^p-p 曲线即可确定 H_0 和 m 的值。在 H_0 和 m 确定以后,根据预测结果与三轴试验不同围压下的 $q-e_a$ 曲线匹配确定参数 b 和 g 。由于缺少等向压缩试验资料,3组堆石料试验的 H_0 、 m 、 b 和 g 均采用IGA算法^[19]反算确定。从大量堆石料三轴试验的模拟结果来看, b 一般在0.1到0.4之间, g 一般在1到3之间。3组常规三轴试验所确定修正广义塑性模型参数如表1,对3组堆石料常规3轴试验预测结果如图1~3。

对比3组试验预测结果和试验结果可以看出,本文提出的修正广义塑性模型,在没有引入塑性功的情况下,改进了文献[10]中提及的预测偏应力前期增加

表1 3种不同堆石料的本构模型参数

Table 1 Model parameters of 3 different rockfill materials

参数	塑性模量参数				弹性参数		剪胀与强度参数				
	H_0	m	b	g	G_0	n	M_{f0}	n	a	M_g	p_c/kPa
闪长岩堆石料	953	0.45	0.14	2.0	637	0.2	1.59	0.11	-0.1	1.80	4800
古水堆石料	1849.4	0.41	0.24	1.6	462	0.2	1.899	0.134	0.2	1.71	3600
花岗岩堆石料	8459.1	0.26	0.19	2.0	540	0.3	1.547	0.11	0.4	1.652	3800

表 2 修正的广义塑性模型参数
Table 2 Parameters of modified generalized plasticity model

G_0	m	n	a	M_g	M	p_c/kPa	n	b	g	H_0
655	0.455	0.3	-0.37	1.94	1.70	3800	0.155	0.254	1.2	2504.1

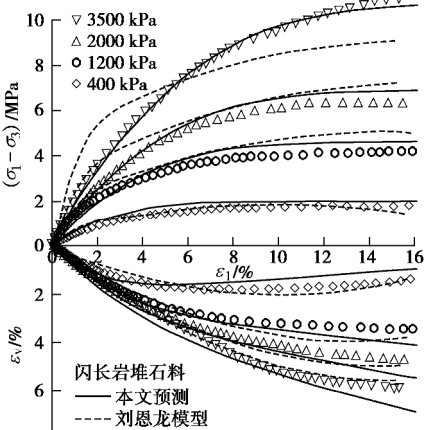


图 1 试验结果与两类预测结果对比

Fig. 1 Comparison between test results and two model predictions

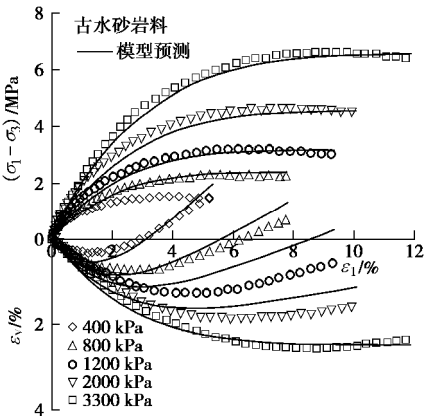


图 2 试验结果与模型预测对比

Fig. 2 Comparison between test results and model predictions

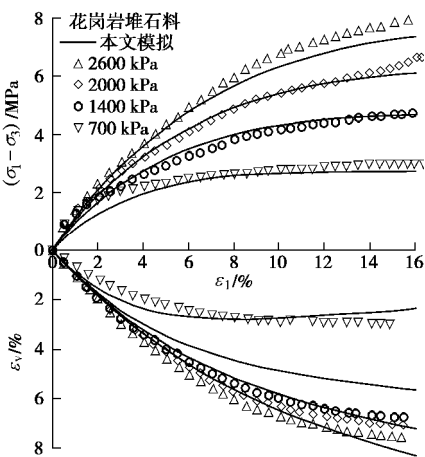


图 3 模型预测与试验结果对比

Fig. 3 Comparison between predictions and test results (Rumei rockfill materials)

较快后期增加较慢的情况,很好地预测了堆石料三轴加载应力应变关系,对三轴试验具有很好的适应性。采用本文修正的广义塑性模型对闪长岩堆石料试验的

模拟结果也是优于刘恩龙等^[17]提出的临界状态广义塑性模型预测结果。

2.2 多种应力路径试验预测

对于土石坝工程来说,实际应力路径并不是三轴加载应力路径,很多试验都表明,堆石料的变形特性在坝体填筑和蓄水期都具有明显的应力路径相关性,在填筑过程中坝体大部分单元都接近等应力比的应力路径^[20-22],对于用于土石坝计算分析的本构模型,仍需检验模型对常规三轴加载以外其他应力路径的适应性。

本节首先使用修正的广义塑性模型预测三板溪堆石料等应力比路径试验^[23],以此验证本文模型对等应力比路径的适应性;接着采用 2.1 节花岗岩堆石料参数预测其对应的等 P 应力路径试验。

模型中的 H_0 , m 以及参数 b 和 g , 根据预测结果与三轴试验不同围压下的 $q-e_a$ 曲线和 e_v-e_a 匹配,通过 IGA 算法反算确定;其他参数确定方法详见文献 [10]。表 2 给出了三板溪常规三轴试验确定的模型参数,花岗岩堆石料参数在表 1 中已列出。

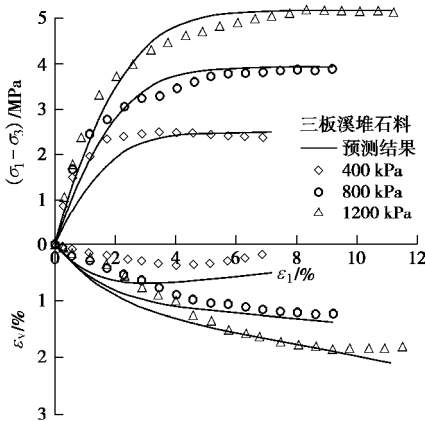


图 4 常规三轴试验结果与预测对比

Fig. 4 Comparison between test results and model predictions
(Conventional triaxial tests)

三板溪常规三轴试验预测结果如图 4,对比可以看出,本文改进的广义塑性模型很好地模拟了堆石料常规三轴加载应力应变及强度特性。由此确定得到的参数,用来预测 2 组等应力比试验,2 组等应力比 $R = ds_1/ds_3$ 分别为 3.0, 4.0。整理等应力比试验预测结果,图 5 (a)、(b) 分别给出了试验与预测结果对比的球应力 - 体积应变关系曲线、剪应力 - 剪应变关系曲线。对比试验与预测结果可知,修正的广义塑性模型较好地预测了等应力比试验剪中应力 - 剪应变关系曲线,模型对球应力 - 体积应变曲线的预测与试

验结果相比有一定偏差。总的来说,本文提出的修正广义塑性模型可以大致预测等应力比试验结果,对等应力比路径也有一定的适应性。

图6为花岗岩堆石料^[18]等 P 试验预测结果,从图中可以看出,本文模型对等 P 试验强度的预测结果较好,模拟的体变相对偏小,这可能与模型相关参数通过反演而来以及剪胀方程不够精确有关,模型也可以预测等 P 试验。

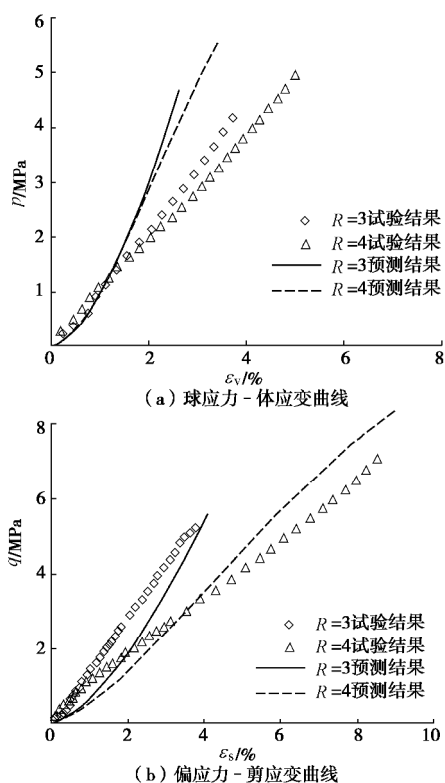


图5 等应力比试验结果与预测结果对比

Fig. 5 Comparison between test results and model predictions (under constant values of R)

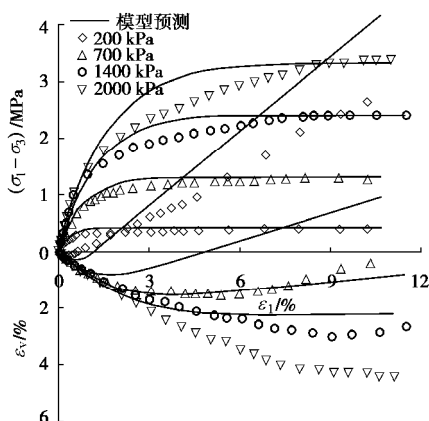


图6 等 p 试验结果与预测对比

Fig. 6 Comparison between test results and model predictions (under constant values of p)

3 模型的状态相关推广及验证

大量试验研究表明,堆石料等粗粒土的应力应变

特性具有状态相关性^[24]。需要在临界状态土力学(CSSM)框架下将状态参数引入到广义塑性模型框架,合理地描述粗粒土的状态相关性,为此本文参考文献研究成果,将状态相关引入到本文改进的广义塑性模型。

根据Li等^[25]、Xiao等^[24]研究,若考虑状态相关需要在本文广义塑性模型框架下,进行如下修改:

$$G = G_0 \cdot \frac{(2.17 - e)^2 \sqrt{pp_a}}{(1 + e)}, \quad (18)$$

$$e_{cs} = e_{\Gamma} - I_c \left(\frac{p}{p_a} \right)^x, \quad (19)$$

$$y = e - e_{cs}. \quad (20)$$

式中, G_0 为材料参数, e 为孔隙比, p 为平均压力, e_{Γ} , I_c 以及 x 为临界状态孔隙比参数。

$$d_g = (1 + a)(M_d - h), \quad (21)$$

$$M_d = M_{cs} \exp(k_d y), \quad (22)$$

$$d_f = (1 + a)(M_h - h), \quad (23)$$

$$M_h = M_{h0} \exp[m_f(1 - e)], \quad (24)$$

$$M_p = M_{cs} \exp(-k_p y), \quad (25)$$

$$\left. \begin{aligned} H_1 &= 1 - \left(\frac{h}{M_p} \right)^b, \\ H_2 &= \exp \left(\frac{gh}{M_f} \right), \end{aligned} \right\} \quad (26)$$

$$H = H_0 p_a \left(\frac{p}{p_a} \right)^m H_1 H_2, \quad (27)$$

$$H_0 = H_{L0} (h_1 - h_2 e_0). \quad (28)$$

式(21)~(28)中, M_{cs} 为临界状态应力比, k_d 和 k_p 为模型参数; M_{h0} 和 m_f 根据不同孔隙比下三轴试验峰值强度确定; H_{L0} , h_1 以及 h_2 为根据不同孔隙比堆石料等向压缩试验确定的参数。由于修正系数 H_1 中的 M_p 在剪切过程中会随状态参数 y 发生变化,这样可能导致塑性模量表达式小于0,从而可以预测软化现象。式(28)的提出主要考虑塑性模量公式可以退化为等向压缩塑性模量公式,并且不同孔隙比条件下粗粒土等向压缩试验有一定差异,引入式(28)统一了初始孔隙比对塑性模量的影响。值得注意的是式(28)中 e_0 指的是初始孔隙比,实际处理时为恒定值,而 e 虽然为孔隙比,却随体变不断变化。

表3为根据贾华等^[26]开展的某花岗岩堆石料不同空隙比三轴试验所确定的模型参数,图7为相应花岗岩堆石料1200 kPa围压下3组孔隙比三轴试验结果与模型预测结果,对比可以看出,推广后的广义塑性模型可以很好地预测了不同孔隙比堆石料的强度特性,由于很难精准确定临界状态参数和剪胀参数,模型只

表 3 状态相关广义塑性模型参数

Table 3 Parameters of state-dependent generalized plasticity model																
G_0	m	n	a	M_{cs}	M_{h0}	m_f	k_d	b	g	k_p	H_{L0}	h_1	h_2	e_Γ	I_c	x
660	0.42	0.2	0.2	1.67	1.25	0.5	-0.2	0.24	1.6	0.2	1107.3	2.06	2.88	0.68	0.02	0.7

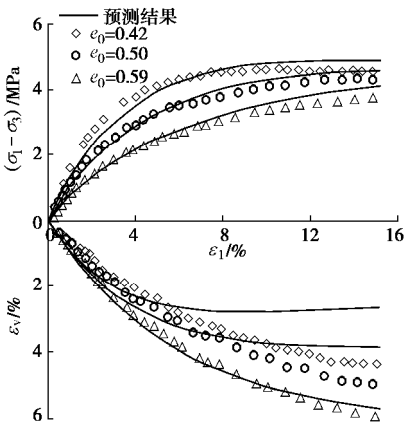


图 7 不同孔隙比堆石料三轴试验

Fig. 7 Model simulations of rockfills in triaxial tests under different initial void ratios

能在一定程度上描述体变规律，总的来说，推广后的广义塑性模型可以合理地考虑粗粒土的状态相关性。

4 结论与展望

(1)针对广义塑性模型在高围压下适应性较差的问题，本文在广义塑性模型框架下，引入修正系数 H_1 和 H_2 对塑性模量进行了修正，成功地将高围压下适应性较差的砂土广义塑性模型改造成堆石料广义塑性模型。提出的修正广义塑性模型参数较少，容易确定，塑性模量可以退化成等向压缩塑性模量。

(2)改进的广义塑性模型可以较为准确地预测堆石料三轴加载情况（尤其是高围压）下的应力应变特性，同时模型对等 p 以及等应力比路径也具有一定的适应性。

(3)本文提出的广义塑性模型不再引入塑性功修正塑性模量，塑性模量公式简洁，参数容易确定，可以推广至状态相关情况，具有一定的应用价值，下一步的工作将此模型应用于土石坝静动力分析中。

参考文献:

[1] DUNCAN J M, CHANG C Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soils[J]. Asce Soil Mechanics & Foundation Division Journal, 1970, **96**(5): 1629 - 1653.

[2] 沈珠江. 土体应力应变分析的一种新模型[C]// 第五届土力学及基础工程学术讨论会论文集. 北京, 1990: 101 - 105. (SHEN Zhu-jiang. A new constitutive model for soils[C]// Proceedings of the 5th Chinese Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Beijing, 1990: 101

- 105. (in Chinese))

[3] HARDIN B O, DRNEVICH V P. Shear modulus and damping in soil: measurement and parameter effects[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations, ASCE, 1972(7): 667 - 692.

[4] HARDIN B O, DRNEVICH V P. Shear modulus and damping in soil: design equation and curves[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 1972, **6**: 603 - 624.

[5] 沈珠江, 徐 刚. 堆石料的动力变形特性[J]. 水利水运科学研究所, 1996, **6**(2): 143 - 150. (SHEN Zhu-jiang, XU Gang. Deformation behavior of rock material under cyclicloading[J]. Hydro-Science and Engineering, 1996, **6**(2): 143 - 150. (in Chinese))

[6] XU B, ZOU D, LIU H. Three-dimensional simulation of the construction process of the Zipingpu concrete face rockfill dam based on a generalized plasticity model[J]. Computers & Geotechnics, 2012, **43**(6): 143 - 154.

[7] ZOU De-gao, XU Bin, Kong Xian-jing, et al. Numerical simulation of the seismic response of the Zipingpu concrete face rockfill dam during the Wenchuan earthquake based on a generalized plasticity model[J]. Computers & Geotechnics, 2013, **49**(4): 111 - 122.

[8] ZIENKIEWICZ O C, MROZ Z. Generalized plasticity formulation and applications to geomechanics[C]// Mechanics of Engineering Materials. New York, 1984: 655 - 679.

[9] PASTOR M., ZIENKIEWICZ O C, CHAN A H C. Generalized plasticity and the modeling of soil behavior[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1990, **14**: 151 - 190.

[10] 卞士海, 李国英, 魏匡民, 等. 堆石料广义塑性模型研究[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(6): 996 - 1003. (BIAN Shi-hai, LI Guo-ying, WEI Kuang-min, et al. Study on generalized plasticity model of rockfill materials[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(6): 996 - 1003. (in Chinese))

[11] WEI K M, ZHU S. A generalized plasticity model to predict behaviors of the concrete-faced rock-fill dam under complex loading conditions[J]. European Journal of Environmental and Civil Engineering, 2013, **17**(7): 579 - 597.

- [12] 朱 晟, 魏国民, 林道通. 筑坝土石料的统一广义塑性本构模型[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(8): 1394 - 1399. (ZHU Sheng, WEI Kuang-min, LIN Dao-tong. Generalized plasticity model for soil and coarse-grained dam materials[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(8): 1394 - 1399. (in Chinese))
- [13] 陈生水, 傅中志, 韩华强. 一个考虑颗粒破碎的堆石料弹塑性本构模型[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(10): 1489 - 1495. (CHEN Sheng-shui, FU Zhong-zhi, HAN Hua-qiang. An elastoplastic model for rockfill materials considering particle breakage[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(10): 1489 - 1495. (in Chinese))
- [14] YAO Y P, YAMAMOTO H, WANG N D. Constitutive model considering sand crushing[J]. Soils and Foundations, 2008, **48**(4): 603 - 608.
- [15] 邹德高, 付 猛, 刘京茂, 等. 粗粒料广义塑性模型对不同应力路径适应性研究[J]. 大连理工大学学报, 2013, **53**(5): 702 - 709. (ZOU De-gao, FU Meng, LIU Jing-mao, et al. Study of adaptability of generalized plastic model of coarse grained soil under various stress paths[J]. Journal of Dalian University of Technology, 2013, **53**(5): 702 - 709. (in Chinese))
- [16] LING H I, YANG S. Unified sand model based on the critical state and generalized plasticity[J]. J Eng Mech, 2006, **132**(12): 1380 - 1391.
- [17] 刘恩龙, 陈生水, 李国英, 等. 堆石料的临界状态与考虑颗粒破碎的本构模型[J]. 岩土力学, 2011, **32**(增刊 2): 148 - 154. (LIU En-long, CHEN Sheng-shui, LI Guo-ying, et al. Critical state of rockfill materials and a constitutive model considering grain crushing[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, **32**(S2): 148 - 154. (in Chinese))
- [18] 杨 光, 孙 逊, 于玉贞, 等. 不同应力路径下粗粒料力学特性试验研究[J]. 岩土力学, 2010, **31**(4): 1118 - 1122. (YANG Guang, SUN Xun, YU Yu-zhen, et al. Experimental study of mechanical behavior of a coarse-grained material under various stress paths[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(4): 1118 - 1122. (in Chinese))
- [19] 朱 晟, 王永明, 胡祥群. 免疫遗传算法在土石坝筑坝粗粒料本构模型参数反演中的应用研究[J]. 岩土力学, 2010, **31**(3): 961 - 966. (ZHU Sheng, WANG Yong-ming, HU Xiang-qun. Application of immune genetic algorithm to back analysis for parameters in model of rockfill dam coarse grain materials[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(3): 961 - 966. (in Chinese))
- [20] 张林洪, 刘荣佩, 谢婉丽. 等应力比路径条件下堆石料的应力应变特性[J]. 大坝观测与土工测试, 2001, **25**(4): 46 - 49. (ZHANG Lin-hong, LIU Rong-pei, XIE Wan-li. Properties of stress and strain of rockfill under the path of equal stress ratio[J]. Dam Observation and Geotechnical Tests, 2001, **25**(4): 46 - 49. (in Chinese))
- [21] 张如林. 模拟大坝实际应力路径下堆石本构模型关系研究[D]. 大连: 大连理工大学, 2008. (ZHANG Ru-lin. Study on constitutive relationship of rockfill under simulating actual stress path of dam[D]. Dalian: Dalian University of Technology, 2008. (in Chinese))
- [22] 相 彪. 筑坝堆石料应力路径本构关系研究[D]. 大连: 大连理工大学, 2009. (XIANG Biao. Study on constitutive relations of dam rockfill considering the effect of stress[D]. Dalian: Dalian University of Technology, 2009. (in Chinese))
- [23] 中国水利水电科学研究院. 三板溪混凝土面板堆石坝坝料试验报告[R]. 北京: 中国水利水电科学研究院, 2002. (China Institute of Water Resources and Hydropower Research. The test report on the material of the CFRD in Sanbanxi [R]. Beijing: China Institute of Water Resources and Hydropower Research, 2002. (in Chinese))
- [24] XIAO Y, LIU H, CHEN Y, et al. State-dependent constitutive model for rockfill materials[J]. Int J Geomech, 2015: 04014075
- [25] LI X S, DAFALIAS Y F. Dilatancy for cohesionless soils[J]. Géotechnique, 2000, **50**(4): 449 - 60.
- [26] 贾 华. 粗粒土加载与回弹特性试验及邓肯模型适用性研究[D]. 南京: 河海大学, 2009. (JIA Hua. Study of loading and unloading properties of coarse-grained soils and adaptability of Duncan-Chang model[D]. Nanjing: Hohai University, 2009. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201710025

堰塞坝泄流槽断面型式离心模型试验研究

赵天龙^{1, 2}, 陈生水^{2, 3}, 付长静^{1, 2}, 钟启明^{2, 3}, 侯英伟¹

(1. 重庆交通大学水利水运工程教育部重点实验室, 重庆 400074; 2. 南京水利科学研究院岩土工程研究所, 江苏 南京 210029;

3. 水利部土石坝破坏机理与防控技术重点实验室, 江苏 南京 210029)

摘要: 基于唐家山堰塞坝坝料级配曲线, 针对梯形、三角形和复式断面 3 种泄流槽断面型式, 开展了堰塞坝漫顶溢流离心模型试验研究。分析不同除险断面型式对堰塞坝的泄流过程、总泄流量以及泄流后残留坝体几何尺寸的影响规律, 并从水动力学的角度, 对该泄流过程中泄流槽不同部位的水流特征进行了研究。试验结果表明, 复式断面泄流槽不仅在初期泄流效率高、峰值流量小, 而且残留坝体较低, 总下泄水量最大, 流量过程曲线具有“矮胖型”的特征, 可迅速、最大程度的降低堰塞湖水位, 同时能够有效的减轻因堰塞坝泄流给下游河道造成的防洪压力, 是一种相对安全、高效的堰塞坝除险处置方法。

关键词: 堰塞坝; 离心模型试验; 泄流槽断面型式; 应急除险

中图分类号: TV698; TV13 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2017)10-1943-06

作者简介: 赵天龙(1986-), 男, 博士, 主要从事土石坝溃坝方面的研究工作。E-mail: Neo_3303@163.com。

Centrifugal model tests on section form of drainage channel of barrier dams

ZHAO Tian-long^{1, 2}, CHEN Sheng-shui^{2, 3}, FU Chang-jing^{1, 2}, ZHONG Qi-ming^{2, 3}, HOU Ying-wei¹

(1. Key Laboratory for Hydraulic and Waterway Engineering of Ministry of Education, Chongqing Jiaotong University, Chongqing 400074,

China; 2. Geotechnical Engineering Department, Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210029, China; 3. Key Laboratory of Earth-Rock Dam Failure Mechanism and Safety Control Techniques, Ministry of Water Resources, Nanjing 210029, China)

Abstract: The centrifugal model tests on barrier dams overtopping are carried out based on the grain composition of Tangjiashan landslide dam, and the influence laws on the discharge process, released water and the size of the residual dam section of the drainage channel with trapezoid, triangle and compound forms are acquired. The characteristics of the flow in different parts of the channel during the discharge process are analyzed from the point of view of water dynamics. The results show that the compound section form has the characteristics of higher initial discharge efficiency, lower peak flow, higher residual dam and larger released water, in which the flow curve is "chunky-type". It can decrease effectively the pressure of flood protection caused by barrier dam discharge and reduce the water level greatly in a shorter time. It is an effective and safe method for the emergency handling of barrier dams.

Key words: barrier dam; centrifugal model test; section form of drainage channel; emergency treatment

0 引言

堰塞坝是在一定的地质地貌条件下, 由于地震、降水等原因引发河道两侧山体发生滑坡、崩塌、泥石流而形成的阻塞河道的堆积体^[1]。堰塞坝由于其特殊的物质组成和结构特征, 极易发生溃决, 并且绝大多数堰塞坝最终都将发生溃决^[2-6]。为了减轻或防范堰塞坝溃坝给下游带来的洪水灾害, 需要对灾区堰塞坝进行风险评估, 并对高危堰塞坝进行及时除险处置^[7]。一般来讲, 堰塞湖在治理方法上常采取工程措施和下游人员转移避险相结合的方法来尽可能消除或降低堰塞坝对下游潜在的次生灾害威胁^[8]。对于库容较大的堰塞湖, 为降低溃坝风险, 一般在堰塞坝顶低凹处开

挖出满足设计过流要求的泄流槽, 达到降低堰塞湖水位, 提前引流、泄流, 降低堰塞坝整体溃决风险, 利用水流自身的冲蚀能力自然扩宽泄流槽, 控制下泄流量, 实现堰塞坝体逐步溃决, 最终达到排除险情的目的。

基于上述要求, 国内在堰塞湖应急排险方法研究

基金项目: 国家自然科学基金项目(51709025, 51379129, 51539006); 重庆交通大学国家内河航道整治工程技术研究中心暨水利水运工程教育部重点实验室开放基金项目(SLK2015B09, SLK2016B07); 国家科技支撑计划项目(2015BAK09B01)

收稿日期: 2016-08-07

***通讯作者** (E-mail: nhri_fuchangjing@163.com)

中主要沿着“通过排泄纵断面和横断面的优化,设计出工程量最小、初期过流和下切能力最大为目标的泄流槽形式”的思路,开展了一系列模型试验^[9],对泄流槽的“最优断面”进行了探索。为优化泄流槽断面型式,提出堰塞湖人工可控的泄流槽设计依据,中国科学院山地灾害与地表过程重点实验室赵万玉等^[10]、陈晓清等^[11]根据“5·12”汶川地震中诸多堰塞湖,特别是唐家山堰塞湖开挖泄流明渠泄流槽进行排险的启示,通过室内模型试验,研究了几种泄流槽断面型式对溃口发展过程及溃口洪水流量过程的影响。黄河水利科学研究院曹永涛等^[12]以四川某堰塞湖为原型,通过两组 1:50 正态模型试验模拟了堰塞湖的泄流过程,分别分析了水力冲刷形成的溢洪道与机械开挖溢洪道的泄水效果和溃决过程,认为通过水泵抽水在堰塞坝坝顶快速形成一定规模的溢洪道是可行的,并建议机械开挖溢洪道时应布置成 S 形并加以防护,以此来延缓溃决口门的贯通时间。陈晓清等^[13]通过对唐家山堰塞湖、小岗剑堰塞湖等的泄流过程及下游影响分析,初步提出了人工可控排泄的堰塞湖处置方法,建议在堰塞坝坝顶的凹槽部位开挖泄流槽,在泄流中期,对影响下切侵蚀发展的泄流槽中的巨石采取人工爆破或机械清除,在泄流后期,当泄流量达到设定阈值时,向泄流槽中加入人工结构体来稳定沟床并发挥控流作用,以此来控制沟床的快速下切。

近年来国内外学者针对漫顶溃坝问题已开展了大量卓有成效的试验工作,这些宝贵的研究成果为我国堰塞坝应急抢险处置与决策提供了重要的理论依据,但仍有以下问题值得进一步探讨:①国内外学者针对堰塞坝溃决机理与溃坝过程开展的模型试验大多为室内小比尺水槽试验,存在模型比尺小,相似关系不相容,应力水平与原型相差过大等问题,导致试验结果难以正确揭示堰塞坝溃决机理,无法重现堰塞坝真实溃坝过程;②堰塞坝应急除险处置工程措施通常为在坝顶开挖泄流槽来控制溃坝洪水,但迄今为止,泄流槽的底高程、断面形状和结构型式对安全、高效泄流影响如何,尚需深入系统研究。

由于土工离心机通过调整离心加速度,可大幅提高模型的应力水平,使得模型与原型的应力一致或接近,可以较正确地揭示由土石料构筑而成的建/构筑物

的破坏机理与破坏过程,因此本文拟采用土石坝溃坝离心模型试验,研究不同的泄流槽断面型式对堰塞坝泄流过程及除险效果的影响规律。

1 离心模型试验

1.1 试验仪器

模型试验是土石坝溃坝研究的重要手段。试验选用南京水利科学研究院400 g·t大型土工离心机。该机的最大半径为5.5 m,有效半径5.0 m,最大离心加速度200g,有效载重2 t,试验配备的专用模型箱内部有效尺寸为1.2 m×0.4 m×0.8 m(长×宽×高)。对于离心机的工作原理及相似准则的推导方法有相关文献[14~17]进行专门介绍,此处不做赘述。对于N倍离心加速度模型试验,常用物理量的相似比尺如表1。

1.2 物理模型设计与制作

考虑到堰塞坝坝体材料的宽级配特性,在进行试验坝料制备时,参考了唐家山堰塞坝坝体5个钻孔得到的级配曲线^[18],将试验材料最大粒径控制为20 mm,利用唐家山堰塞坝平均级配曲线,采用等量替代的方法,将20 mm以上的超粒径颗粒用0.075~20 mm砂土部分按比例等质量替换,缩尺后得到的模型坝料级配曲线如图1所示。

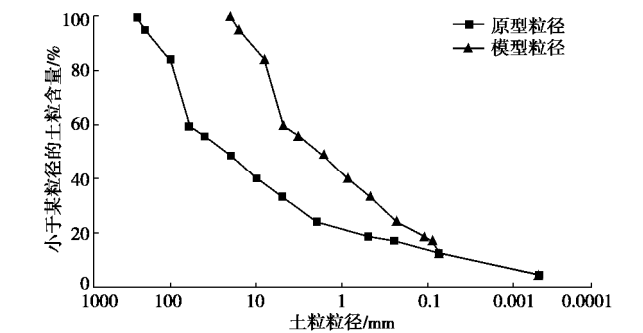


图 1 模型坝级配曲线与唐家山堰塞坝平均级配曲线
Fig. 1 Gradation curves of model dam and average gradation of Tangjiashan barrier dam

根据模型坝坝料级配曲线可以得到坝料各粒组含量如表2所示,并对各粒组进行筛分,将各粒组土样按照表2所示含量组成进行称重后洒水搅拌并制作模型,模型坝坝料基本参数如表3。

表 1 离心模型试验中常用物理量相似准则

Table 1 Similarity criteria of common physical quantity in centrifugal model tests

物理量	加速度	长度	面积	体积	正应力	切应力	应变	渗透系数	弗劳德数
相似比	N	$1/N$	$1/N^2$	$1/N^3$	1	1	1	$1/N$	1
物理量	质量	流量	孔隙比	黏度	力	力矩	密度	时间(动力)	时间(渗流)
相似比	$1/N^3$	$1/N^2$	1	1	$1/N^2$	$1/N^3$	1	$1/N$	$1/N^2$

表 2 模型坝坝料各粒组含量
Table 2 Contents of model dam materials

粒组/mm	<0.075	0.075~0.2	0.2~1	1~2	2~5	5~10	10~20
含量/%	13	10	19	10	8	27	13

表 3 模型坝坝料基本参数

Table 3 Parameters of model dam materials

物理指标	值
中值粒径 d_{50}/mm	1.7
限制粒径 d_{60}/mm	4.9
干密度 $\rho_d/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	1.59
孔隙率 n	0.4

考虑到下游坝坡坡角对漫顶溃坝流量过程以及溃口发展有重要影响, 因此在充分利用模型箱内部有效空间的前提下, 模型坝体设计时考虑首先满足堰塞坝下游坝坡坡度小的要求。依据模型箱内部尺寸, 设计下游坝坡坡比为 1 : 3.5, 坝顶宽度 20 cm, 坝高 20 cm, 上游坡比 2 : 1。

由于模型箱下游矩形堰高度与设计坝高相仿, 为了防止试验过程中下游尾水深度过大, 被水流带走的坝体土石材料不能及时的排出模型箱外, 造成下游淤积进而影响下游坝坡及溃口的持续发展, 考虑对模型箱底部垫高 15 cm, 仅在坝体下游留 5 cm 尾水深度用于堰流计算。模型坝按照干密度 1.59 g/cm³ 分层填筑, 溃坝供水管道直通坝体上游底部, 为了防止供水水流对坝体上游坝坡造成直接冲刷, 管道出水口用纱布进行包裹。模型箱内部整体布置情况如图 2 所示。

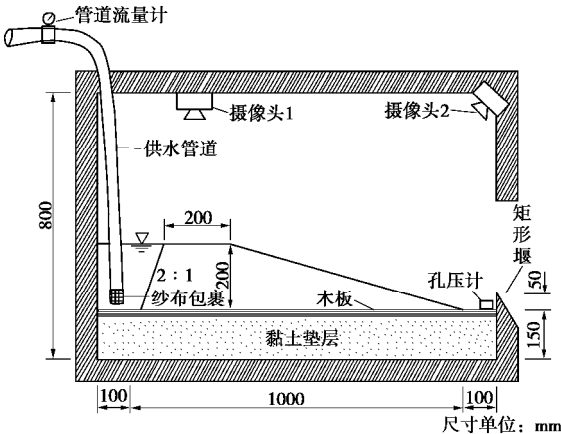


图 2 模型箱内部整体布置

Fig. 2 Overall layout inside test box

1.3 初始泄流槽的设置

开展堰塞坝除险处置方法离心模型试验, 利用土石坝溃坝离心模型试验系统, 分别进行梯形、三角形以及复式断面(具体尺寸参见图 3)泄流槽泄流过程试验, 3 种泄流槽具有相同的断面面积, 即 3 种泄流槽开挖工程量相同, 在此前提下重点比较分析不同除

险泄流槽断面型式对溃坝洪水流量过程及溃口发展影响规律, 提出安全、高效的堰塞坝除险处置方法。

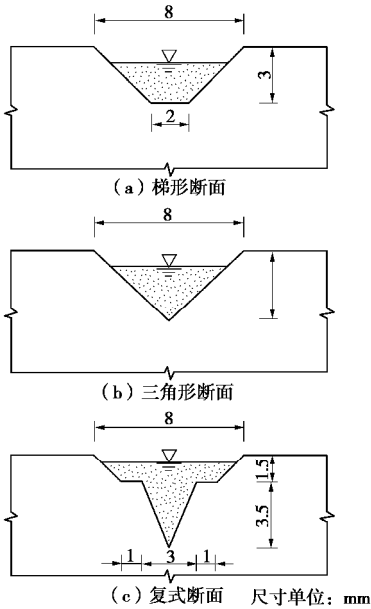


图 3 不同除险泄流槽断面型式

Fig. 3 Different section forms of drainage channel

模型制作时, 当坝体填筑结束后, 分别按照图 3 所示尺寸要求在坝顶中部开挖凹槽作为初始溃口, 在 30g 离心加速度条件下开展堰塞坝漫顶溃坝试验, 3 种槽型初始溃口如图 4 所示。



(a) 梯形断面泄流槽



(b) 三角形断面泄流槽



(c) 复式断面泄流槽

图 4 3 种断面型式的初始溃口

Fig. 4 Initial breach of three section forms

2 试验结果及分析

2.1 泄流槽断面型式对泄流过程的影响

本次试验的溃口流量过程是根据堰前水头计算获得的,而堰前水头是利用模型箱下游预设的孔压计监测得到的。量水堰是常重力试验中流量测量的常用装置,但在离心模型试验中的适用性鲜有文献进行相关介绍。中国水利水电科学研究院王秋生^[19]曾利用设有三角堰的模型箱进行溃坝离心模型试验研究,但由于箱中水位较接近模型箱顶部,并且模型箱并未加盖,试验过程中箱内水面受风场影响严重,水面波动较大,因此王秋生认为流量测量存在一定的误差。本次试验下游水位较低,受模型箱上部遮挡,试验过程中受离心机室风场影响较小,并且试验得到的堰前水头换算为原型尺寸大致为 0.3~0.4 m,符合堰槽测流规范^[20]规定的矩形堰适用范围 $h>0.03$ m,因此认为本次试验所得结果较为可靠。

根据 3 种断面型式泄流槽的漫顶溃坝离心试验测得数据,可分别计算得到各工况下溃口流量过程曲线如图 5,图中溃坝历时为模型坝前蓄水开始后计时,溃坝历时及溃口流量均按照离心加速度换算为常重力条件下对应数值进行分析。从图 5 中可以看出,泄流开始阶段,3 种泄流槽对应的溃口流量较小,维持在 $1.5 \text{ m}^3/\text{s}$ 左右。当泄流开始 0.50 h 后,复式泄流槽溃

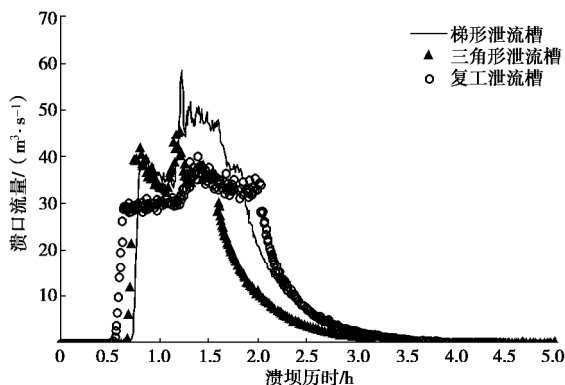


图 5 不同断面型式的溃口流量过程

Fig. 5 Flow curves of different section forms of drainage channel

口流量出现陡增,增速为 $0.076 \text{ m}^3/\text{s}^2$,泄流开始 0.62 h 后,复式槽溃口流量增速变缓。泄流 0.65 h 后,三角形槽的溃口流量开始快速增长,增速在 $0.20 \text{ m}^3/\text{s}^2$,从图中可以看出此阶段增速较复式槽快。与此同时,梯形槽堰塞坝溃口流量也开始明显增加,不过与复式槽和三角形槽不同的是,梯形槽在开始的 0.50 h 内流量增速并不快,大致为 $0.0063 \text{ m}^3/\text{s}^2$,随后流量开始逐渐增大,增速与三角形槽相当。分析原因是由于梯形槽、三角形槽和复式槽三种槽型底高程依次降低,因此复式槽和三角形槽流量增长开始时刻较早,而梯形槽流量增速缓慢。当泄流 1.19 h 后,三角形泄流槽出现流量峰值 $45.7 \text{ m}^3/\text{s}$;梯形泄流槽峰现时间为泄流开始后的 1.21 h,流量峰值为 $58.6 \text{ m}^3/\text{s}$;复式泄流槽流量出现峰值时间最晚,为泄流后 1.38 h,对应的峰值流量为 $40.1 \text{ m}^3/\text{s}$ 。梯形、三角形及复式泄流槽所对应坝坡出现粗化,流量开始下降的时刻分别 1.8, 1.6, 2.0 h。

综合考虑 3 种断面泄流槽的流量过程及总泄流量可以看出,复式泄流槽能够实现在较小的流量峰值条件下达到较大的总泄流量,流量过程曲线也体现出“矮胖型”的特点。与其他两种断面型式的泄流槽相比,复式断面泄流槽的泄流过程更加的安全、快速。

2.2 泄流槽断面型式对溃后残留溃口的影响

图 6 为 3 种断面泄流槽进行漫顶溢流溃坝试验后的残留溃口。需要说明的是,3 种工况下溃口均在坝顶中部开槽,但漫顶溃坝过程中溃口右侧冲蚀强度明显高,造成溃坝结束后残留溃口靠近右侧坝肩。分析原因,是由于模型箱在吊篮中的放置方式使得坝体下游位于近心端,吊篮沿顺时针方向旋转时,对模型产



(a) 梯形断面泄流槽



(b) 三角形断面泄流槽



(c) 复式断面泄流槽

图 6 3 种断面型式泄流槽的溃后残留溃口

Fig. 6 Breach remaining of three section forms of drainage channel

生了一个方向指向坝左的较小的加速度导致。但由于加速度值较小, 对试验结果的准确性不会造成明显影响。从图 6 中可以看出堰塞坝漫顶溃坝结束后, 溃口呈现上宽下窄的“倒梯形”, 3 种工况所对应的残留溃口具体尺寸见表 4。

表 4 3 种断面型式泄流槽残留溃口尺寸

Table 4 Sizes of breach remaining of three section types of discharge channel

断面形式	溃口顶宽/m	溃口底宽/m	溃口深度/m
梯形	9.3	8.1	1.6
三角形	7.5	4.8	2.4
复式	6.3	2.4	2.7

2.3 不同泄流槽断面形式残留溃口的水动力学分析

3 种泄流槽泄流开始阶段具有相同的溃口顶宽 2.4 m, 由表 4 可以看出, 溃坝结束后 3 种泄流槽宽度由大到小依次为: 梯形、三角形以及复式断面。从明渠水动力学的角度来分析, 对于矩形断面河道, 渠道底部与两侧的流速基本相当, 而水流的流速直接影响其土石冲刷能力, 因此在初始泄流阶段, 梯形泄流槽的横向展宽与下切速度较为一致, 但是由于泄流槽底部边界流速相对较小, 因此溃口下切能力相对较弱, 最终残留溃口深度浅, 而顶部和底部宽度则相对较大。对于三角形断面, 渠道两侧流速较小, 底部流速则明显大于两侧流速, 因此渠道下部的冲刷强度远远大于两侧, 此种断面形式下切速度更快, 溃坝结束之后溃口宽度与梯形断面相比要小, 而冲刷深度要大于梯形断面。复式泄流槽断面的流速分布与三角形槽比较类似, 但复式断面底部流速更大, 侧面边界流速与三角形槽相比更小, 因此复式断面泄流槽溃口下切能力最强, 溃坝结束后溃口残留深度最大, 残留宽度在三种槽型中最小。

从土体冲刷规律角度进行分析, 三角形与复式断面泄流槽的下部均为三角形, 在相同的过流深度情况

下, 三角形断面与复式断面具有较小的水土作用面积, 增大了漫坝水流的冲刷强度, 造成这两种工况下溃口的快速下切, 因此这两种槽型均能够达到快速降低坝前库水的目的, 但三角形泄流槽下切及展宽速度均较快, 形成了较大的水头差, 因此与复式槽相比, 三角形泄流槽具有较大的流量峰值, 不利于安全泄流。复式断面泄流槽开始阶段下切速度较快, 有利于提高泄流初期的泄流效率, 快速降低坝前库水位, 而复式断面上部的梯形槽对于阻止溃口横向扩展速度过快作用明显, 因此复式断面泄流槽在快速下切的同时对横向扩展速度进行限制, 可以有效的降低溃口的流量峰值, 在溃坝结束后具有较小的残留宽度以及较大的下切深度。

3 结 语

堰塞坝泄流槽的断面型式对其泄流过程和总下泄水量具有明显影响。本文基于唐家山堰塞坝坝料级配曲线, 利用土石坝溃坝离心模型试验技术与分析方法, 开展堰塞坝水流漫顶溃坝离心模型试验, 研究了梯形、三角形和复式断面 3 种泄流槽断面形式对堰塞坝溃坝和泄流过程的影响。试验结果表明, 复式泄流槽能够实现在较小的流量峰值条件下达到较大的总泄流量, 流量过程曲线体现出明显的“矮胖型”的特点, 实际工程中采用复式断面泄流槽进行堰塞坝紧急泄流除险, 不仅能够提高泄流初期的泄流效率, 而且能够明显降低泄流流量峰值, 减小泄流给下游河道造成的防洪压力, 同时复式断面所具有的较大的总下泄水量能够迅速、最大程度的降低坝前库水位, 从而降低堰塞坝溃决风险, 是一种相对高效、安全的堰塞坝应急除险方法。

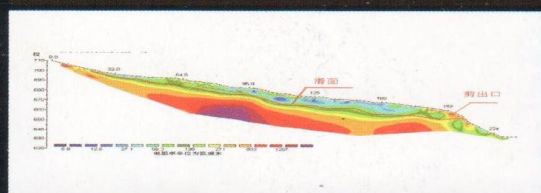
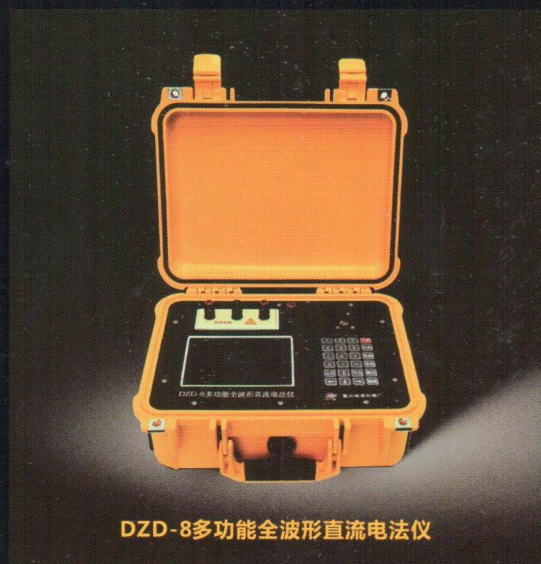
参考文献:

[1] 陈生水. 土石坝溃决机理与溃坝过程模拟[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2012. (CHEN Sheng-shui. Mechanism and process simulation of earth-rock dam break[M]. Beijing: China Water Power Press, 2012. (in Chinese))

[2] 匡尚富. 天然坝溃决的泥石流形成机理及其数学模型[J]. 泥沙研究, 1993(4): 42 - 57. (KUANG Shang-fu. Formation mechanisms and prediction models of debris flow due to natural dam failures[J]. Journal of Sediment Research, 1993(4): 42 - 57. (in Chinese))

[3] 严祖文, 魏迎奇, 蔡 红. 堰塞坝形成机理及稳定性分析[J]. 中国地质灾害与防治学报, 2009, 20(4): 55 - 59. (YAN Zu-wen, WEI Ying-qi, CAI Hong. Formation mechanism and stability analysis of barrier dam[J]. The

- Chinese Journal of Geological Hazard and Control, 2009, **20**(4): 55 - 59. (in Chinese))
- [4] SCHUSTER R L, COSTA J E. A perspective on landslide dams[C]// Landslide Dams: Processes, Risk, and Mitigation. Seattle, 1986.
- [5] MIZUYAMA T, TABATA S, MORI T, 等. 堰塞坝溃决及防范[J]. 水利水电技术, 2008, **39**(7): 97 - 99. (MIZUYAMA T, TABATA S, MORI T, et al. The dam break and prevention of barrier dam[J]. Water Resources and Hydropower Engineering, 2008, **39**(7): 97 - 99. (in Chinese))
- [6] WAN Chi-fai, FELL R. Investigation of rate of erosion of soils in embankment dams[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2004, **130**(4): 373 - 380.
- [7] 王光谦, 傅旭东, 李铁建, 等. 汶川地震灾区堰塞湖应急处置中的计算分析[J]. 中国水土保持科学, 2008, **6**(5): 1 - 6. (WANG Guang-qian, FU Xu-dong, LI Tie-jian, et al. Analysis for emergency treatment of quake lakes in Wenchuan earthquake-hit regions[J]. Science of Soil and Water Conservation, 2008, **6**(5): 1 - 6. (in Chinese))
- [8] 梁 军. 地震堰塞湖的形成及其治理方法[M]// 宋胜武. 汶川大地震工程震害调查分析与研究, 2009: 1056 - 1061. (LI Jun. Formation and its treatment method of quake lake[M]// SONG Shen-wu. Investigation and Analysis of Seismic Damage in Wenchuan Earthquake Engineering, 2009: 1056 - 1061. (in Chinese))
- [9] LIU N, CHEN Z, ZHANG J, et al. Draining the tangjiashan barrier lake[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2010, **136**(11): 914 - 923.
- [10] 赵万玉, 陈晓清, 高 全, 等. 不同横断面泄流槽的地震堰塞湖溃决实验研究[J]. 泥沙研究, 2011(4): 29 - 37. (ZHAO Wan-yu, CHEN Xiao-qing, GAO Quan, et al. Experimental study of dam-break of earthquake barrierlake with different cross sections of drainage channel[J]. Journal of Sediment Research, 2011(4): 29 - 37. (in Chinese))
- [11] 陈晓清, 崔 鹏, 赵万玉, 等. “5·12”汶川地震堰塞湖应急处置措施的讨论——以唐家山堰塞湖为例[J]. 山地学报, 2010, **28**(3): 350 - 357. (CHEN Xiao-qing, CUI Peng, ZHAO Wan-yu, et al. A discussion of emergency treatment of dammed lake caused by “5·12” Wenchuan Earthquake[J]. Journal of Mountain Science, 2010, **28**(3): 350 - 357. (in Chinese))
- [12] 曹永涛, 高 航, 夏修杰. 堰塞湖坝体处理及溃决模拟试验研究[J]. 人民黄河, 2010(12): 205 - 206. (CAO Yong-tao, GAO Hang, XIA Xiu-jie, et al. Experimental study on treatment and dam break simulation of landslide dam[J]. Yellow River, 2010(12): 205 - 206. (in Chinese))
- [13] 陈晓清, 崔 鹏, 游 勇, 等. 一种人工调控排泄流量的堰塞湖处置方法及其应用: 中国, 200910216148.8[P]. 2010-06-02. (CHEN Xiao-qing, CUI Peng, YOU Yong, et al. A lake disposal method of artificial regulation of discharge and its application: China, 200910216148.8[P]. 2010-06-02. (in Chinese))
- [14] 李忠生. 地震作用下滑坡稳定性研究[D]. 西安: 长安大学, 2001. (LI Zhong-sheng. Study on the stability of landslide under the earthquake[D]. Xi'an: Chang'an University, 2001. (in Chinese))
- [15] 吴庆洲, 吴运江. 历史上四川地震堰塞湖水灾特点及减灾对策[J]. 新建筑, 2008(4): 112 - 114. (WU Qing-zhou, WU Yun-jiang. The characteristics of flood disasters and countermeasures of disaster reduction on historic barrier lakes in Sichuan[J]. New Architecture, 2008(4): 112 - 114. (in Chinese))
- [16] 匡尚富, 汪小刚, 黄金池, 等. 堰塞湖溃坝风险及其影响分析评估[J]. 中国水利, 2008: 17 - 21. (KUANG Shang-fu, WANG Xiao-gang, HUANG Jin-chi, et al. Risk analysis and impact assessment of dam -break in barrier lake[J]. China Water Resources, 2008: 17 - 21. (in Chinese))
- [17] ERMINI L, CASAGLI N. Prediction of the behaviour of landslide dams using a geomorphological dimensionless index[J]. Earth Surface Processes and Landforms, 2003, **28**(1): 31 - 47.
- [18] 任 强, 陈生水, 钟启明, 等. 堰塞坝的形成机理与溃决风险[J]. 水利水电科技进展, 2011, **31**(5): 30 - 34. (REN Qiang, CHEN Sheng-shui, ZHONG Qi-ming, et al. Formation mechanism and breaching failure risk of barrier dams[J]. Advances in Science and Technology of Water Resources, 2011, **31**(5): 30 - 34. (in Chinese))
- [19] 王秋生. 土石坝溃坝问题的离心模型试验研究[R]. 北京: 中国水利水电科学研究院, 2010. (WANG Qiu-sheng. Centrifuge model test on the dam break problem of earth rock dam[R]. Beijing: China Water Conservancy and Hydropower Research Institute, 2010. (in Chinese))
- [20] SL 24—91 堰槽测流规范[S]. 1992. (SL 24—91 Weir trough current specification[S]. 1992. (in Chinese))



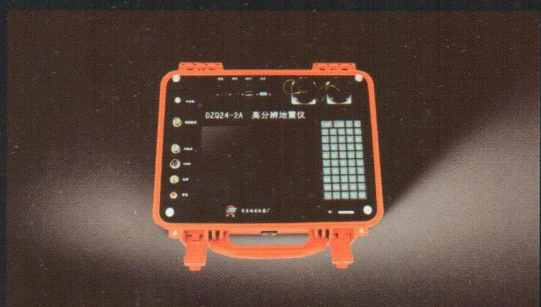
DUK-4超级高密度电法测量系统

主要用途：

岩溶、考古、人防工程勘察；堤防隐患、采空区、滑坡等地质灾害勘察；公路、铁路、桥梁、构筑物地基场地评价；地下水位探测及水资源勘查。

主要特点：

全球首创的电位电流全波形采集技术，可实时监控外界游离电干扰，全面提升原始数据质量；自由选择分布式或集中式进行高密度2D/3D模式下的自然电位/视电阻率/视极化率测量。



DZQ12/24/48 高分辨地震（面波）仪

可开展反射、折射、面波勘探，以及地震映像、地脉动、震动测量，还可开展桩基检测、剪切波速度测试，广泛应用于基岩、覆盖层、风化带调查，空洞、溶洞勘查，建筑物及桩基无损检测，爆破振动安全监测，岩体弹性力学参数测试，场地常时微动测量。



JKX-4钻孔全孔壁成像系统

主要用途：

观察钻孔中地质体的特征及细微构造，划分岩性，检测裂隙，可视化检查管桩、管道内的异常和缺陷。

主要特点：

高清——探管光照强度连续可调，高清还原全孔壁信息，无百叶窗或延时现象；高速——测试速度达到10m/min；高可靠——基于综合测井系统的防水密封技术；线缆长度：150—800米可选。



JGSB-1轻便工程测井系统

主要用途

水利水电、铁路、公路、市政、电力、交通、城建勘测等行业浅、中深度水文地质、工程地质综合数字测井。

可测参数

声波、自然电位、普通电阻率、三侧向电阻率、流体电阻率、极化率、井温、井径、井斜、流量、自然伽马、密度、磁化率、磁三分量等参数。

特点及功能

轻便-绞车采用Φ4.0三芯铠装电缆；电源方便-可使用直流12V或交流220V/50HZ作工作电源。



地址：重庆市沙坪坝区先锋街2号

销售热线：

023-65291554 89863540

技术服务：

023-89863101 89863541 89863772

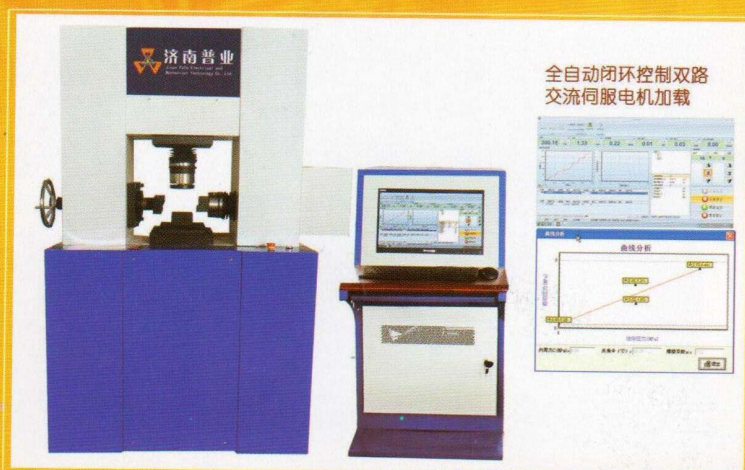
传真：023-65291557

公司网址：www.cgif.com.cn

邮箱：cdy@cgif.com.cn

岩土/岩石工程类产品

岩石试验机系列
土工试验机系列
岩石制样设备
大型构件试验机系列
非标类岩石试验机定制



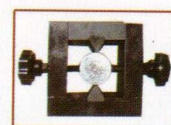
微机控制电子式岩石直剪仪



电液伺服动静态试验系统



微机控制岩石三轴仪



巴西劈裂圆盘试验附具



用于测试岩石
弹性模量和泊松比



微机控制岩石多功能试验机

理正互联网+建设云平台 发布会

北京·2017.9.6



会议邀请函 ▲

会议咨询热线
座机 010-68002688
郭盛 13581751263
齐刚 13641322781
杨城 13911620664

理正边坡综合治理软件 有限元版

依托理正边坡综合治理软件已有边坡模型和治理模型，采用非线性有限元技术对模型对象进行弹塑性分析，以及采用强度折减方法进行边坡稳定性分析。可以分析出边坡位移、应力应变及支护构件内力，并进行可视化查看。是传统规范方法的有效补充，同时也是国内较先具备P-BIM功能的边坡设计软件。

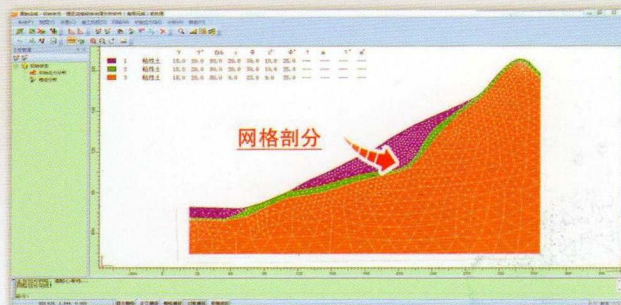
采用强度折减法进行整体稳定性分析，可以直接分析出可能滑动面及安全系数，方便与传统条分法相互印证，避免遗漏不利滑动面。



采用弹塑性分析方法，可以分析边坡在开挖、回填、支护等施工过程中应力位移变化过程和稳定性，可以分析支护结构的内力、位移。



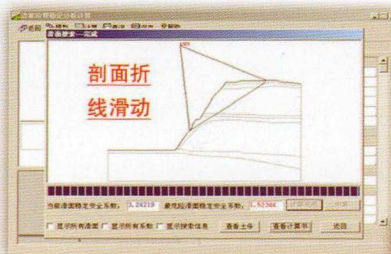
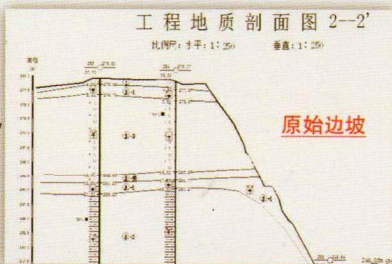
可以考虑降水、下雨等水位线变化对边坡的影响，也可分析多排桩联合支护等复杂情况下各构件的内力位移。



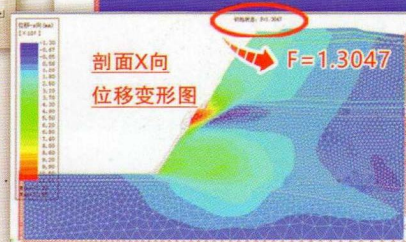
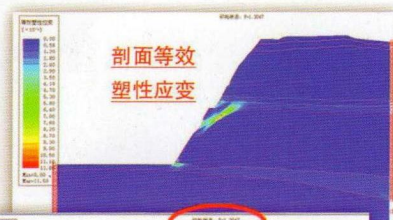
非均匀剖分

实例：浙江某山区边坡工程

这个工程的特点是地质条件比较复杂，有多个地质夹层。根据现状调查，边坡地段土层及强风化厚度均较小，其滑动面为圆弧面的可能性不大，边坡体岩性种类较多，且物理力学性质差异较大，综合分析边坡体性质及工程经验，该边坡破坏主要为平面滑动，其中包括最不利结构面以及岩层内之间的滑动。

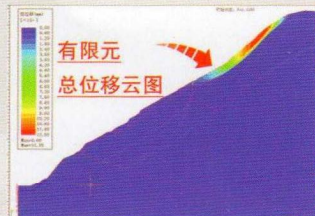
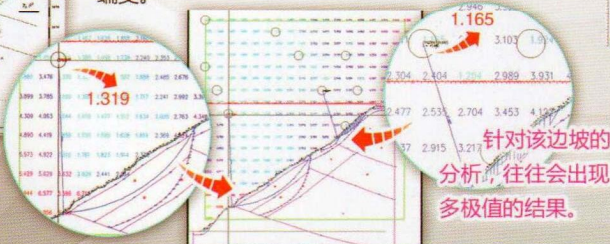
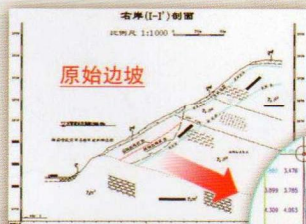


根据理正边坡综合治理软件有限元版的计算，通过剖面折线的滑动法，塑性应变等，可以从图上看，其坡破坏主要为平面滑动，与综合分析边坡体性质及工程经验结果基本一致。



实例：云南地区某高边坡工程

该工程为某坝址枢纽区右岸边坡。边坡高约100m，宽200m。受断裂构造影响，边坡内岩体破碎，裂隙发育，风化作用剧烈，全风化岩体与强风化岩体相间分布。边坡岩体在一定深度范围内卸荷、松弛，形成一个软弱夹层该软弱夹层在上部岩体重力作用下产生向河流方向上的蠕变。



边坡有限元软件可以直接分析出最不利结果。



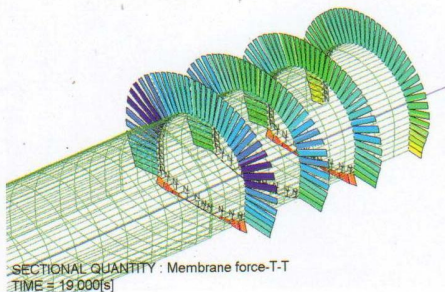
地址：北京市西城区车公庄大街甲四号物华大厦A1108 (100044)
电话：010-6800096/98 E-mail: CAD@lizheng.com.cn
网址：www.lizheng.com.cn



欢迎关注
理正软件
官方微信

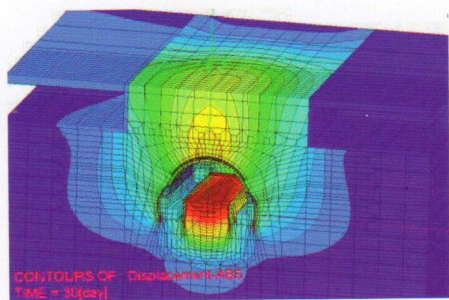
三维岩土有限元分析软件

Z_SOIL.PC2016



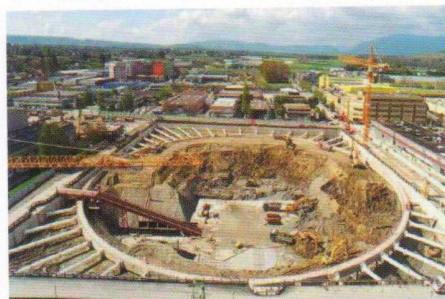
功能简介

- 大变形计算
- 应力应变分析
- 稳定性分析(强度折减法或其他方法)
- 动力时程分析(可考虑液化)
- 饱和-非饱和渗流分析(瞬态、稳态流)
- 流固耦合和其他耦合分析
- 蠕变分析
- 热量迁移和水分迁移(扩散)分析
- 对解决桩-土-基础共同作用问题进行了专门优化
- ◇ 虚拟土工试验室工具箱
- ◇ 提供基坑支护建模模板
- 参数分析
- 自动计算初始应力场和稳定渗流场



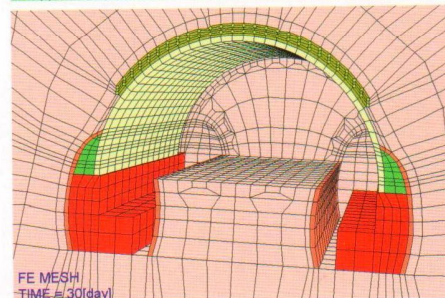
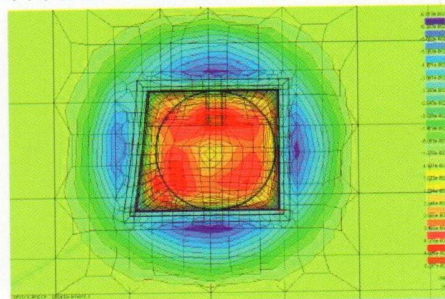
软件介绍

- 瑞士联邦理工学院 T. Zimmermann 教授 1981 年主持开发, 35 年不断改进
- 64 位版本, 支持并行计算和海量内存, 最多可处理数百万个自由度
- 功能强大, 可以分析所有的岩土工程问题
- 单模块程序设计, 一次性获得所有功能模块
- 出色的结构仿真功能, 相比专业的结构有限元分析软件也毫不逊色
- 基于 Windows 图形界面, 建模简便、计算高效、结果丰富
- 支持 ANSYS 或其他商业软件生成的网格和 DXF 格式文件导入网格
- ◇ 支持输出结果到 ParaView 格式
- ◇ 支持 Visual Fortran 语言以及 Python 脚本功能进行二次开发
- 全球 3000 以上正版用户认可+24h 开发团队直接技术支持



本构模型

- ◇ 混凝土的弹塑性损伤模型
- Mohr-Coulomb 模型
- Drucker-Prager-Cap 盖帽模型;
- Duncan-Chang 模型;
- Modified Cam-clay 模型
- HSS 小应变硬化土模型
- ECP-Hujeux 模型
- Multi-laminate 成层介质模型
- Hoek-Brown Smooth 模型
- Menétrey-Willam 混凝土软化模型
- ◇ Densification 砂土液化模型
- 其他本构模型



单元库

- 桁架单元
- 线性和非线性梁单元
- 壳单元
- 膜单元
- 土工织物单元
- 钢筋和锚杆单元
- 无限介质单元
- 摩擦接触面单元
- Seepage 单元
- 桩单元和桩-土接触面单元
- 其他单元

购买 3D 版本软件即可获赠 2D 模块

专业版 ¥19.80 万元

教育版 ¥ 4.90 万元

中国总代理:

上海分元土木工程科技有限公司

地址: 上海市国宾路 18 号万达广场

电话: 021-65984546 传真: 021-65984546

GeoFEM

A 栋 12 层 B27 室, 200433

手机: 158 0198 3135 QQ 群: 68722113

业精于专 止于至善

公司网站: www.geofem.com.cn

电子邮箱: sh_geofem@hotmail.com