

岩土工程学报

Chinese Journal of Geotechnical Engineering

第 42 卷
Vol. 42

第 9 期 (总 354 期)
No. 9 (Total 354)

9

2020

主 办

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

ISSN 1000-4548



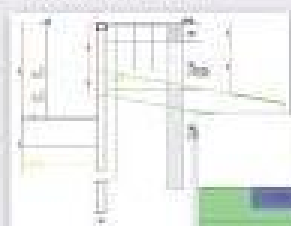
理正深基坑平面有限元软件

软件以图形参数化的建模方式，运用非线性弹性强度理论及强度折减法来进行基坑支护结构的位移内力平面有限元分析，考虑了土与结构的相互作用，特别适用于复杂地质条件下（包括周边有构筑物或隧道等）基坑施工过程的环境影响分析。可图文并茂的方式输出土体的应力应变结果、地表沉降、基坑侧壁位移及支护结构的内力等。



兼容理正深基坑软件

可导入深基坑原有例题，进行有限元分析，即可节省有限元建模时间，又便于用户将两款软件相互参考使用。



深基坑单元例题

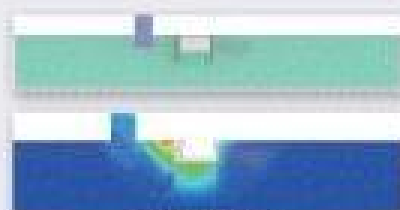


平面有限元例题

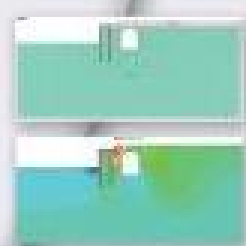


考虑复杂环境影响

可分析复杂基坑形式（例如坑内坑）或基坑周边建筑物或隧道等环境条件下，坑壁的位移及地表沉降等。



对建筑物的影响

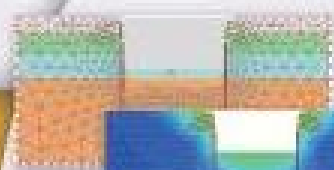


对邻近隧道的影响

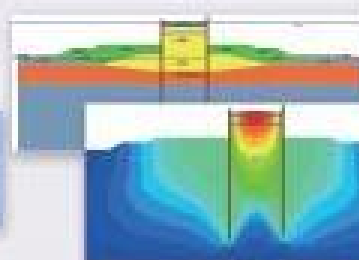


支持多种组合支护

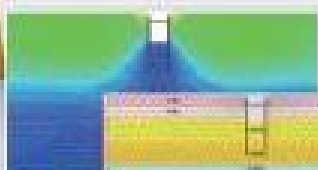
突破传统深基坑软件单一支护的限制，可进行多种支护的联合设计，例如土钉与排桩、截水帷幕+排桩、排桩+对撑（斜撑）、双排桩等多种支护模型组合支护的结构分析。



土钉+排桩组合支护



围堰



排桩+内撑

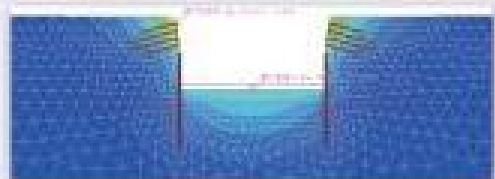


中心岛法



便捷的前后处理

前处理充分考虑到基坑工程专业特色，具有多种快速模块化建模方式，并具备地层库、构件库等数据管理功能；后处理可以输出图文并茂的各类位移、应力应变、支护结构内力图形。



地表沉降图



排桩弯矩图

北京理正软件股份有限公司

地址：北京市西城区车公庄大街甲四号物华大厦A1108 | 100044 |
热线电话：010-68002696/98 E-mail: CAD@lzheng.com.cn
网址：www.lzheng.com.cn



更多新功能介绍
敬请期待！

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

岩土工程学报

(月刊 1979 年创刊)

第 42 卷第 9 期 (总 354) 2020 年 9 月出版

Chinese Journal of Geotechnical Engineering

(Monthly, Started in 1979)

Vol. 42, No. 9 (Total No. 354) Published in Sep. 2020

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

Competent Authority:

China Association for Science and Technology

Sponsors:

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

Published under the Auspices of

Nanjing Hydraulic Research Institute

Edited and Published by

Editorial Office of Chinese Journal of Geotechnical Engineering

Address: 34 Hujuguan, Nanjing 210024, China

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

E-mail: ge@nhri.cn

Editor-in-Chief:

CAI Zheng-yin

Printed by Hohai University Printing Factory

Overseas Distributor:

China International Book Trading Corporation

P. O. Box 399, Beijing, China

Web Site: www.cgejournal.com

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

《岩土工程学报》征稿简则

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

1 宗旨及内容

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

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

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

2 来 稿

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

(2)来稿一般在3个月内提出处理意见,请不要再一稿两投,若3个月仍未收到稿件处理通知,作者有权自行处理来稿。

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

(4)署名者应为稿件执笔人或稿件内容的主要责任者。

(5)稿件可能涉及机密资料时应由作者单位出具非泄密证明。

(6)凡被海内外正式出版物公开发表或已录用的稿件本刊不再受理。

3 稿件选用和清稿体例

(1)稿件文责由作者自负。编者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。多次引用同一文献时,在正文标注首次引用的文献序号,并在序号的“[]”外著录引文页码。原始语种非英文参考文献后同时附相应的英文项目,并注明其原始语种。参考文献著录项目、体例如下:

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

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

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

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

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

外文文献著录规则同中文文献。外国人名,姓前名后,名用缩写,不加缩写点。

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

4 退 稿

(1)未录用稿件一般以E-mail发送退稿通知。

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

(3)退稿不承诺提供审阅意见。

5 本刊编辑部

本刊编辑部设在南京水利科学研究院岩土工程研究所内。地址:南京市虎踞关34号,邮政编码:210024,电话:(025)85829534,85829556,85829553,85829543,传真:(025)85829555,电子信箱:ge@nhri.cn,网址:www.cgejournal.com。(2019年12月修订)

目 次

论 文

- 基于不排水强度的黏土基坑抗隆起稳定计算方法 黄茂松, 李奔杉, 唐 震, 袁聚云 (1577)
- 广吸力范围内非饱和原状黄土的力学特性 孙德安, 徐钱垒, 陈 波, 张 舟 (1586)
- 三轴排水剪切下钙质砂的颗粒破碎特性 张季如, 华 晨, 罗明星, 张弼文 (1593)
- 软土地铁深基坑倒塌分析 王立忠, 刘亚竞, 龙 凡, 洪 义 (1603)
- 重力式劲性复合吸力式沉箱基础竖向抗拔承载特性试验研究 戴国亮, 朱文波, 龚维明, 竺明星, 万志辉 (1612)
- 考虑裂缝几何特性和 T 应力的类岩石材料压剪张拉断裂准则 王俊杰, 黄诗渊, 郭万里, 赵天龙 (1622)
- 港珠澳大桥拱北隧道施工变形规律分析 张冬梅, 逢 健, 任 辉, 韩 磊 (1632)
- Na₂SO₄ 盐渍原状黄土冻融过程劣化特性试验研究 许 健, 张明辉, 李彦锋, 武智鹏 (1642)
- 黏性地层面板式土压平衡盾构刀盘泥饼堵塞试验研究 方 勇, 王 凯, 陶力铭, 刘鹏程, 邓如勇 (1651)
- 基于数字钻进技术的岩石强度参数测定试验研究 王玉杰, 余 磊, 赵宇飞, 曹瑞琅 (1659)
- 胶-砂粒径比对橡胶砂小应变动力特性的影响 刘方成, 姚玉文, 补国斌, 景立平, 宾 佳 (1669)
- 温度对饱和黏性土剪切特性影响的试验研究 费 康, 周 莹, 付长鄂 (1679)
- 花岗岩细观破裂特征及宏观尺度效应的颗粒流研究 孙 闯, 敖云鹤, 张家鸣, 王 帅 (1687)
- 基于统计损伤原理的岩石加速蠕变模型研究 刘文博, 张树光, 陈 雷, 孙博一, 路平平 (1696)
- 易溶盐含量对伊犁原状黄土力学特性的影响规律 牛丽思, 张爱军, 赵佳敏, 王毓国, 赵庆玉 (1705)
- 堆石料变形参数的粒径尺寸相关性研究 邵晓泉, 迟世春 (1715)
- 残积土孔内剪切试验的强度特性及广义邓肯-张模型研究 安 然, 孔令伟, 张先伟 (1723)
- 考虑桩土局部分离的单桩水平瞬态响应分析 丁肇伟, 宋春雨, 陈龙珠, 孙 红 (1733)
- 振动作用下碎石桩复合地基渗流理论分析与物理模拟 刘 凯, 周燕国, 孙政波, 陈云敏 (1742)
- 基于微结构张量的岩石各向异性弹塑性本构及其应用 殷 达, 孟庆祥, 徐建荣, 石安池, 吴关叶, 徐卫亚 (1751)

短 文

- 非饱和土空间分数阶渗流模型的有限差分方法研究 王 睿, 周宏伟, 卓 壮, 薛东杰, 杨 帅 (1759)
- 基于 3D 打印研究颗粒形状对砂土宏观力学性质的影响 康 馨, 陈植欣, 雷 航, 胡黎明, 陈仁朋 (1765)

简 讯

- 悼念谢定义教授 (封 3)
- 2021 年黄文熙讲座 (第 24 讲) 主讲人已经产生 (1585)
- 2020 年第五届土木工程国际会议 (ICCCIVIL2020) 通知 (1592)
- 2020 年岩土工程西湖论坛一号通知 (1602)
- 第三届全国交通岩土工程学术会议一号通知 (1621)
- 2020 年 (第九届) 国际桥梁与隧道技术大会暨展览会 (1732)
- 《岩土工程学报》征订启事 (1750)
- 本期广告索引 (1764)
- 《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

- Analysis method for basal stability of braced excavations in clay based on undrained shear strength HUANG Mao-song, LI Yi-shan, TANG Zhen, YUAN Ju-yun (1577)
- Mechanical behavior of unsaturated intact loess over a wide suction range ... SUN De-an, XU Qian-lei, CHEN Bo, ZHANG Zhou (1586)
- Behavior of particle breakage in calcareous sand during drained triaxial shearing ZHANG Ji-ru, HUA Chen, LUO Ming-xing, ZHANG Bi-wen (1593)
- Collapse of deep excavations for metro lines in soft clay WANG Li-zhong, LIU Ya-jing, LONG Fan, HONG Yi (1603)
- Model tests on uplift bearing capacity of gravitational reinforced composite suction caisson foundation DAI Guo-liang, ZHU Wen-bo, GONG Wei-ming, ZHU Ming-xing, WAN Zhi-hui (1612)
- Compression-shear tension fracture criteria for rock-like materials considering geometric characteristics of cracks and T-stresses WANG Jun-jie, HUANG Shi-yuan, GUO Wan-li, ZHAO Tian-long (1622)
- Observed deformation behavior of Gongbei Tunnel of Hong Kong-Zhuhai-Macao Bridge during construction ZHANG Dong-mei, PANG Jian, REN Hui, HAN Lei (1632)
- Experimental study on deterioration behavior of saline undisturbed loess with sodium sulphate under freeze-thaw action XU Jian, ZHANG Ming-hui, LI Yan-feng, WU Zhi-peng (1642)
- Experimental study on clogging of cutterhead for panel earth-pressure-balance shield tunneling in cohesive strata FANG Yong, WANG Kai, TAO Li-ming, LIU Peng-cheng, DENG Ru-yong (1651)
- Experimental study on measurement of rock strength parameters based on digital drilling technology WANG Yu-jie, SHE Lei, ZHAO Yu-fei, CAO Rui-lang (1659)
- Effect of particle size ratio of rubber to sand on small strain dynamic characteristics of rubber-sand mixtures LIU Fang-cheng, YAO Yu-wen, BU Guo-bin, JING Li-ping, BIN Jia (1669)
- Experimental study on effect of temperature on shear behavior of saturated clays FEI Kang, ZHOU Ying, FU Chang-yun (1679)
- Particle flow of meso-fracture characteristics and macro-scale effect of granites SUN Chuang, AO Yun-he, ZHANG Jia-ming, WANG Shuai (1687)
- Accelerated creep model for rock based on statistical damage principle LIU Wen-bo, ZHANG Shu-guang, CHEN Lei, SUN Bo-yi, LU Ping-ping (1696)
- Influences of soluble salt content on mechanical properties of Ili undisturbed loess NIU Li-si, ZHANG Ai-jun, ZHAO Jia-min, WANG Yu-guo, ZHAO Qing-yu (1705)
- Particle size correlation of deformation parameters for rockfill materials SHAO Xiao-quan, CHI Shi-chun (1715)
- Mechanical properties and generalized Duncan-Chang model for granite residual soils using borehole shear tests AN Ran, KONG Ling-wei, ZHANG Xian-wei (1723)
- Horizontal transient response analysis of single pile considering local separation of pile and soil DING Zhao-wei, SONG Chun-yu, CHEN Long-zhu, SUN Hong (1733)
- Theoretical analysis and physical modeling of stone columns-improved ground under shaking loading LIU Kai, ZHOU Yan-guo, SUN Zheng-bo, CHEN Yun-min (1742)
- Anisotropic elastoplastic constitutive model based on microstructure tensor and its engineering application YIN Da, MENG Qing-xiang, XU Jian-rong, SHI An-chi, WU Guan-ye, XU Wei-ya (1751)

NOTES

- Finite difference method for space-fractional seepage process in unsaturated soil WANG Rui, ZHOU Hong-wei, ZHUO Zhuang, XUE Dong-jie, YANG Shuai (1759)
- Effects of particle shape on mechanical performance of sand with 3D printed soil analog KANG Xin, CHEN Zhi-xin, LEI Hang, HU Li-ming, CHEN Ren-peng (1564)

NEWS (1585, 1592, 1602, 1621, 1732, 1750, 1764)

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

Invitation for original papers (head page II)

DOI: 10.11779/CJGE202009001

基于不排水强度的黏土基坑抗隆起稳定计算方法

黄茂松^{1,2}, 李弈杉^{1,2}, 唐震^{1,2}, 袁聚云^{1,2}

(1. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092)

摘要: 目前的基坑抗隆起稳定计算方法多是直接采用固结不排水强度指标进行计算, 这种方法对于软黏土地层的计算在理论上是不合理的, 且传统的圆弧滑动法未考虑最下道支撑以上土体强度的发挥。针对上述问题, 通过将固结不排水强度指标转换成不排水抗剪强度, 考虑最下道支撑以上土体强度的发挥, 对传统圆弧滑动法进行了改进, 并进一步提出了基于不排水强度的圆弧机构上限分析方法。工程算例分析表明, 传统圆弧滑动法得到的安全系数普遍偏高, 而所提出上限分析方法计算得到的结果则更为合理。

关键词: 基坑; 圆弧滑动法; 抗隆起稳定; 不排水强度; 极限分析法

中图分类号: TU473

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)09-1577-09

作者简介: 黄茂松(1965—), 男, 浙江玉环人, 博士, 教授, 博士生导师, 从事岩土工程方面的教学与科研工作。E-mail: mshuang@tongji.edu.cn。

Analysis method for basal stability of braced excavations in clay based on undrained shear strength

HUANG Mao-song^{1,2}, LI Yi-shan^{1,2}, TANG Zhen^{1,2}, YUAN Ju-yun^{1,2}

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

Abstract: At present, the analysis method for basal stability is mostly based on the consolidated undrained shear strength index. The method is unreasonable in theory for the soft clay and does not consider the strength of the soil above the lowest support. To solve the above problems, the traditional analysis method for basal stability is improved. The consolidated undrained shear strength index is converted into undrained shear strength, and the strength of the soil above the lowest support is considered. Furthermore, the circular arc mechanism of the upper bound limit analysis based on the undrained shear strength is proposed. Through the calculations of engineering cases, the factors of safety obtained by the traditional circular sliding method is generally high, while the results obtained by the proposed upper-bound solution are more reasonable.

Key words: braced excavation; circular sliding method; basal stability; undrained shear strength; limit analysis method

0 引言

随着中国城市化进程的加快, 城市土地资源日趋紧张, 地下空间的开发深度、规模也随之不断增加, 这也对基坑工程安全和风险的控制提出了更高的要求。基坑在施工过程中若发生失稳坍塌问题, 将造成严重的财产和人员损失, 其中坑底隆起失稳是最常发生的一种破坏形式, 因此正确评价基坑抗隆起安全系数对深基坑开挖支护体系设计的重要性不言而喻。

目前深基坑抗隆起稳定分析方法有极限分析法、极限平衡法和弹塑性位移有限单元法, 文献[1, 2]作了相关分析及总结。极限分析法^[2-6]能从上限和下限的角度使稳定安全系数逼近真实值, 使计算结果更具可靠性, 能够合理反映工程的实际情况, 是一种理论上

比较严格的分析方法, 虽然该方法有着严格的理论依据, 但其理论推导往往较为复杂。Terzaghi等^[7]公式以及 Bjerrum等^[8]公式为极限平衡法中最经典的计算方法, 现行国家标准及地区规范^[9-11]中基坑坑底抗隆起验算主要分为地基承载力模式与圆弧滑动模式两种方法, 这两种方法均属于极限平衡法。这些方法在中国积累了丰富的工程经验, 对于指导工程实践具有重要意义。此外在日本、中国台湾地区等规范也采用了基于圆弧滑动模式的极限平衡法^[12]。近年, 郑刚等^[1]基于弧长和法向应力对圆弧滑动法进行了修正, 王洪

基金项目: 国家自然科学基金重点项目(51738010); 国家重点研发计划项目(2016YFC0800202)

收稿日期: 2019-12-26

新^[13]、应宏伟等^[14]、周建等^[15]考虑基坑的尺寸效应、开挖宽度以及土体各向异性的影响改进了圆弧滑动法。弹塑性位移有限单元法或有限差分法^[16-17]的相关研究也取得了较大的进展。

在中国工程实践中最常用的还是同时考虑强度指标 c 和 φ 的基于圆弧滑动模式的基坑抗隆起稳定分析方法, 由于工程勘察报告一般提供固结不排水抗剪强度指标 c_{cu} 和 φ_{cu} , 因此通常直接采用 c_{cu} 和 φ_{cu} 按 Mohr-Coulomb 强度准则进行分析, 例如上海市工程建设规范 (DG/TJ08—61—2018)《基坑工程技术标准》^[11] 在计算基坑的抗隆起稳定性时建议的圆弧滑动法, 但这种方法对于软黏土地层的计算在理论上是不合理的, 因为不排水条件下软黏土的力学特性更符合 Tresca 准则; 同时上海规范^[11]中针对分层土地基给出的抗隆起稳定计算公式, 将每层土中的隆起力矩和抗隆起力矩分别积分计算, 但是此方法并未考虑最下道支撑以上土体强度的发挥; 此外, 传统的圆弧滑动法绕最下道支撑并通过墙底转动, 由于挡墙强度实际上远远大于土体强度, 而工程中一般不考虑挡墙极限弯矩的影响, 这与实际情况明显不符。更重要的是基于极限平衡法的圆弧滑动法在理论上尚缺乏理论基础, 从大量工程算例来看, 这种方法得到的安全系数普遍偏大。

为此, 本文首先针对饱和黏土中基坑抗隆起稳定分析中的圆弧滑动法, 基于有效固结应力理论^[18]并利用固结不排水强度指标 c_{cu} 和 φ_{cu} 计算软黏土的不排水抗剪强度 c_u , 进而基于不排水抗剪强度并考虑最下道支撑以上土体强度的发挥改进了传统的圆弧滑动法; 然后提出了基于不排水强度的上限分析方法, 同时该方法能考虑分层土地基的影响, 最后通过对比分析及工程实例验证了方法的合理性及适用性。

1 基于圆弧滑动模式极限平衡法的改进

1.1 圆弧滑动法

多数地区规范的圆弧滑动模式规定圆弧滑动面的圆心位于最下一道支撑处, 且滑动面经过挡墙的底部, 如图 1 所示。规定对于板式支护体系, 按圆弧滑动模式计算基坑的抗隆起稳定性时, 取最下道支撑以下、圆弧滑动面以上的土体及其对应的围护墙为脱离体, 坑底滑动面上抗剪强度计算不考虑开挖土体的自重应力, 安全系数 K_L 定义如下:

$$K_L = \frac{M_{RL}}{M_{SL}}, \quad (1)$$

式中, M_{RL} 和 M_{SL} 分别为抗滑力矩与滑动力矩, 可分别表示为^[11]

$$M_{RL} = K_a \tan j \left\{ \frac{\pi}{4} (q + g_0 h'_0) R^2 + g_0 R^3 \left[\frac{1}{3} + \frac{1}{3} \cos^3 a_0 - \frac{1}{2} \left(\frac{\pi}{2} - a_0 \right) \sin a_0 + \frac{1}{2} \sin^2 a_0 \cos a_0 \right] \right\} + \tan j \left\{ \frac{\pi}{4} (q + g_0 h'_0) R^2 + g_0 R^3 \left[\frac{2}{3} + \frac{2}{3} \cos a_0 - \frac{\sin a_0}{2} \left(\frac{\pi}{2} - a_0 \right) - \frac{1}{6} \sin^2 a_0 \cos a_0 \right] \right\} + c R^2 (\pi - a_0) + M_y, \quad (2)$$

$$M_{SL} = \frac{1}{3} g_0 R^3 \sin a_0 + \frac{1}{6} g_0 R^2 h_e \cos^2 a_0 + \frac{1}{2} (q + g_0 h'_0) R^2, \quad (3)$$

式中, M_y 为挡墙的极限弹性弯矩, 假设挡墙的截面为矩形, 此时 M_y 与极限塑性弯矩 M_p 的换算关系为: $M_y = M_p / 1.5$, 对于实际工程, 计算可根据材料力学的基本概念按不同截面及材料进行相应的计算, 本文取合理 M_p 值计算并对比分析; M_{RL} 为抗隆起力矩; M_{SL} 为隆起力矩; a_0 为如图 1 所示角度, 单位为弧度; γ_0 为土层重度的加权平均值; R 为围护墙在最下道支撑以下部分的深度 (m), $R = h_e + D$, $h_e = H - h'_0$; K_a 为对应土层的主动土压力系数; c , φ 为土层黏聚力和内摩擦角的加权平均值; h'_0 为最下道支撑距地面的距离 (m); q 为地面超载 (kPa); K_L 为抗隆起稳定安全系数。

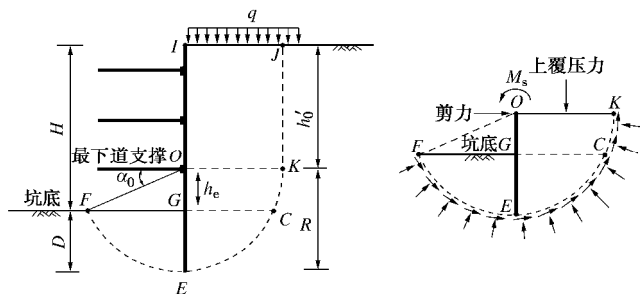


图 1 圆弧滑动法计算图示

Fig. 1 Sketch of arc sliding method

式 (1) 定义的安全系数计算式假设基坑的隆起破坏只发生在最下道支撑以下的土体, 最下道支撑以上的土体不产生破坏, 即 JK 面上的强度没有发挥, 基坑的破坏只产生滑裂面 $KCEF$ 。

1.2 不排水抗剪强度与三轴固结不排水强度指标之间的关系

固结不排水剪试验得到的总应力强度参数 c_{cu} 和 φ_{cu} 不应直接使用, 合理的方法应是根据原位的有效固结压力换算成不排水强度 c_u , 然后按 $\varphi_u = 0$ 的方法进行分析, 这就是有效固结应力理论^[18]。有效固结应力理论认为不排水条件下黏土的抗剪强度只取决于破坏前固结状态下的有效应力, 由于将不排水条件下黏土看

成纯黏聚材料, 这样破坏面与大主应力方向的夹角为 45° 。根据图 2 所示的破坏和固结 Mohr 圆, 文献[18]给出相应的总强度 τ_f 或 c_u 的公式:

$$t_f = c_u = c_{cu} \frac{\cos j_{cu}}{1 - \sin j_{cu}} + s'_{3c} \frac{\sin j_{cu}}{1 - \sin j_{cu}} \quad (4)$$

式中, s'_{1c} 和 s'_{3c} 为有效固结应力。

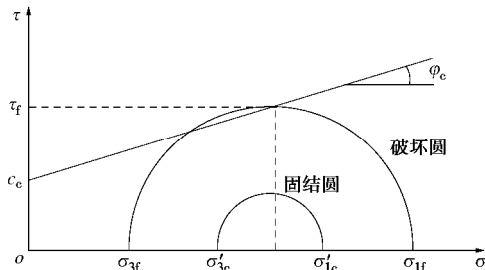


图 2 破坏和固结 Mohr 圆^[18]

Fig. 2 Mohr circles at consolidation and failure states^[18]

对于实际的土层, 假设土体处于 K_0 固结状态,

$s'_{3c} = \frac{1}{2}(1 + K_0)s'_{v0}$, 其中 s'_{v0} 为上覆土层有效应力, 代入式 (4) 可得到黏土的不排水抗剪强度 c_u 为

$$c_u = c_{cu} \frac{\cos j_{cu}}{1 - \sin j_{cu}} + \frac{1}{2}(1 + K_0)s'_{v0} \frac{\sin j_{cu}}{1 - \sin j_{cu}} \quad (5)$$

1.3 考虑最下道支撑以上土体强度的发挥

如果考虑最下道支撑以上土体强度的发挥, 那么式 (1) 中的抗滑力矩^[11]应修改为

$$M_{RL} = K_a \tan j \left\{ R \left(\frac{gh_0^2}{2} + qh'_0 \right) + \frac{\pi}{4} (q + gh'_0) R^2 + \right. \\ \left. gR^3 \left[\frac{1}{3} + \frac{\cos^3 a_0}{3} - \frac{1}{2} \left(\frac{\pi}{2} - a_0 \right) \sin a_0 + \frac{1}{4} \sin a_0 \sin 2a_0 \right] \right\} + \tan j \left\{ \frac{\pi}{4} qR^2 + \right. \\ \left. gR^3 \left[\frac{2}{3} + \frac{2}{3} \cos a_0 - \frac{1}{2} \left(\frac{\pi}{2} - a_0 \right) \sin a_0 - \frac{1}{4} \sin a_0 \sin 2a_0 \right] \right\} + cRh'_0 + cR^2(\pi - a_0) + M_y \quad (6)$$

式 (1) 定义的安全系数是采用固结不排水强度指标 c_{cu} 和 φ_{cu} 进行分析的, 对于不排水黏土地基, 采用转换后的不排水强度 c_u 进行分析时, 如果不考虑最下道支撑以上土体强度的发挥, 那么圆弧滑动法的安全系数可定义为

$$K_{s0} = \frac{\int_0^{\pi-a} c_u R dq + M_y}{\frac{1}{3} g_0 R^3 \sin a_0 + \frac{1}{6} g_0 R^2 h_e \cos^2 a_0 + \frac{1}{2} (q + g_0 h'_0) R^2} \quad (7)$$

如果考虑最下道支撑以上土体强度的发挥, 那么圆弧滑动法的安全系数可定义为

$$K_{s1} = \frac{\int_0^{\pi-a} c_u R dq + R \int_0^{h'_0} c_u dz + M_y}{\frac{1}{3} g_0 R^3 \sin a_0 + \frac{1}{6} g_0 R^2 h_e \cos^2 a_0 + \frac{1}{2} (q + g_0 h'_0) R^2} \quad (8)$$

为了区别不同方法安全系数的定义, 采用固结不排水强度指标 c_{cu} 和 φ_{cu} 进行分析时, 不考虑最下道支撑以上土体强度发挥的安全系数定义为 K_{L0} , 考虑最下道支撑以上土体强度发挥的安全系数定义为 K_{L1} 。采用转换后的不排水强度 c_u 进行分析时, 不考虑最下道支撑以上土体强度发挥的安全系数定义为 K_{s0} , 考虑最下道支撑以上土体强度发挥的安全系数定义为 K_{s1} 。

1.4 对比分析 ($M_p=0$)

为了对比圆弧滑动法直接采用固结不排水强度指标 c_{cu} , φ_{cu} 与采用有效固结应力法转换后的不排水强度 c_u 之间的区别, 选用以下算例: $H=10$ m, $B=40$ m, $h_e=2$ m, $c_{cu}=10$ kPa, $\varphi_{cu}=20^\circ$, $g=18$ kN/m³。图 3 给出了圆弧滑动法得到的挡墙插入比 D/H 对安全系数的影响, 分别采用了固结不排水强度指标 c_{cu} , φ_{cu} 与转换后的不排水强度 c_u , 转换后 $c_u(z)=14.28+3.64z$ 。由于采用固结不排水强度指标的圆弧滑动法在法向应力计算中扣除了开挖土体的影响, 因此在计算转换后的不排水强度时也应扣除开挖土体自重的影响, 同时与未扣除的情况进行对比。同时, 为了对比的一致性, 两种方法均计算了考虑最下道支撑以上土体的强度与不考虑最下道支撑以上土体的强度时的安全系数。挡墙的极限弯矩 $M_p=\infty$ 的情况下, 由于传统的圆弧滑动法得到的安全系数为无穷大, 因此该算例对比只考虑了挡墙的极限弯矩 $M_p=0$ 的情况。从图 3 可以看出, 如果考虑最下道支撑以上土体强度影响, 无论采用固结不排水强度指标 c_{cu} , φ_{cu} 还是转换后的不排水强度 c_u , 在插入比较小时, 计算得到的安全系数 K_{L1} , K_{s1} 都随着 D/H 的增大不升反降, 这是明显不合理的。反而如果不考虑最下道支撑以上土体的强度, 计算得到

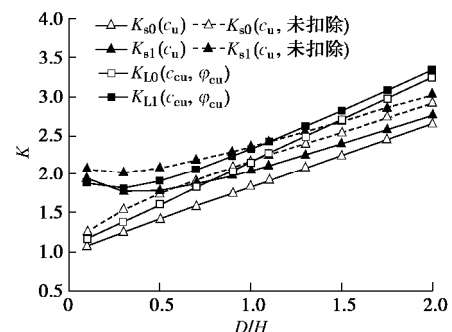


图 3 挡墙插入比 D/H 对安全系数的影响 ($M_p=0$)

Fig. 3 Influences of embedded depth of retaining wall on factor of safety ($M_p=0$)

到的结果则不存在这个问题,随着 D/H 的增大而增大,更为合理;同时,不考虑最下道支撑以上土体强度影响的圆弧滑动法虽然随着 D/H 的增大而增大,但 D/H 较大时,所得安全系数相对圆弧机构明显偏大,而不起控制作用。

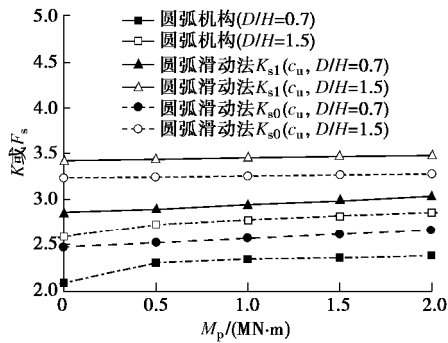


图5 挡墙极限弯矩对安全系数的影响

Fig. 5 Influences of limit bending moment of retaining wall on factor of safety

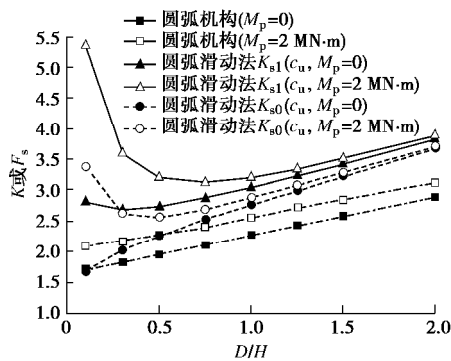


图6 挡墙插入比 D/H 对安全系数的影响

Fig. 6 Influences of embedded depth of retaining wall on factor of safety

2.3 圆弧机构上限法与圆弧滑动法的对比 ($M_p=\infty$)

当挡墙极限塑性弯矩 $M_p=\infty$ 时,即挡墙完全刚性,如图7所示,破坏机构圆弧中心 f 可以下移至挡墙底部,即 $H_p=H+D>H$,挡墙的弹性变形能 $U_e=0$;对于圆弧机构上限法,如果取 $m=0$ 时,非均匀剪流区 cdd' 可以退化为均匀剪流区;同时为了合理对比两种方法,如图8所示,圆弧滑动法的圆弧中心 O 也作相应的下移至墙底,圆弧半径取 $R=D$ 进行对比计算。那么式(7)及式(8)应分别修改为

$$K_{s0} = \frac{\int_0^\pi c_u R dq + 2R \int_0^D c_u dz}{\frac{1}{2}(q + g_0 H) R^2}, \quad (17)$$

$$K_{s1} = \frac{\int_0^\pi c_u R dq + R \int_0^D c_u dz + R \int_0^{h'_0} c_u dz}{\frac{1}{2}(q + g_0 H) R^2}. \quad (18)$$

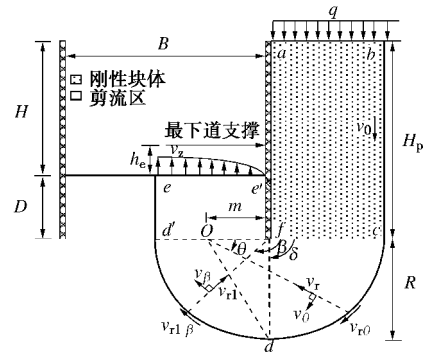


图7 破坏机构及速度场 ($M_p=\infty$)

Fig. 7 Failure mechanism and velocity fields

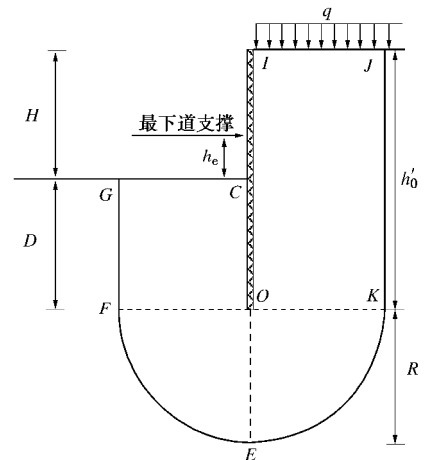


图8 圆弧滑动法计算图示 ($M_p=\infty$)

Fig. 8 Sketch of arc sliding method

对比算例参数与2.2算例相同。图9为挡墙的极限弯矩 $M_p=\infty$ 时,剪流区为均匀剪流及非均匀剪流的圆弧机构上限法与基于不排水强度的圆弧滑动法得到的安全系数随挡墙插入比 D/H 的变化。可以看出,在插入比较小时($D/H < 0.5$),如果考虑最下道支撑以上土体强度影响,圆弧滑动法计算得到的安全系数 K_{s1} 严重偏大,同时随着 D/H 的增大不升反降,这明显不合理。如果不考虑最下道支撑以上土体的强度,则圆弧滑动法计算得到的安全系数 K_{s0} 随着 D/H 的增大而增大,但明显大于圆弧机构得到的安全系数,剪切区为均匀剪流的圆弧机构所得结果大于剪切区为非均匀剪流的圆弧机构。

3 工程实例分析

前文介绍了基于不排水强度的圆弧机构上限法和圆弧滑动法,并进行了对比分析,以下利用圆弧机构上限法和圆弧滑动法对3个工程算例进行验算分析。

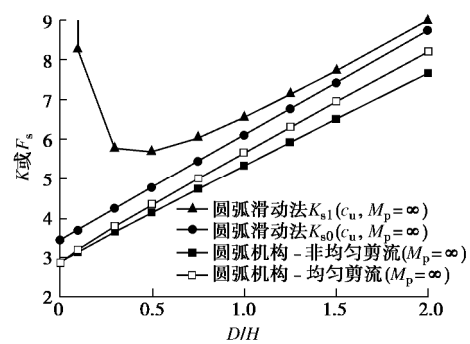


图 9 挡墙插入比 D/H 对安全系数的影响 ($M_p=\infty$)

Fig. 9 Influences of embedded depth of retaining wall on factor of safety ($M_p=\infty$)

3.1 工程算例 1

本算例为上海某项目基坑，该项目由主楼和裙楼构成，主楼基坑开挖深度为 11.65 m，采用 950@1150 灌注桩围护结构，桩长为 24.55 m，桩顶标高为 -0.45 m，插入比 $D/H=1.1$ 。典型的主楼基坑剖面图如图 10 所示。基坑计算参数如表 1 所示。裙楼基坑开挖深度为 10.95 m，采用 900@1100 灌注桩围护结构，桩长为 23.15 m，桩顶标高为 -0.45 m，插入比 $D/H=1.14$ 。典型的裙楼基坑剖面图如图 11 所示。主楼及裙楼基坑计算时均考虑地面超载 20 kPa，且不考虑挡墙极限弯矩的影响，即 $M_p=0$ 。

表 1 算例 1 基坑土层计算参数

Table 1 Soil parameters of excavation Case 1

| 土层 | 层厚/m | 重度 /($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$) | j_{cu} /($^{\circ}$) | c_{cu} /kPa |
|------|------|--|-----------------------------|------------------|
| 1-1 | 0.84 | 18.0 | 20.0 | 0 |
| 1-2 | 0.50 | 18.6 | 20.0 | 0 |
| 2-1 | 1.80 | 18.5 | 33.0 | 4 |
| 2-2 | 8.50 | 18.5 | 33.0 | 4 |
| 4 | 3.70 | 17.0 | 11.5 | 12 |
| 5-1a | 6.30 | 17.5 | 12.5 | 15 |
| 5-1b | 6.20 | 17.9 | 16.5 | 19 |

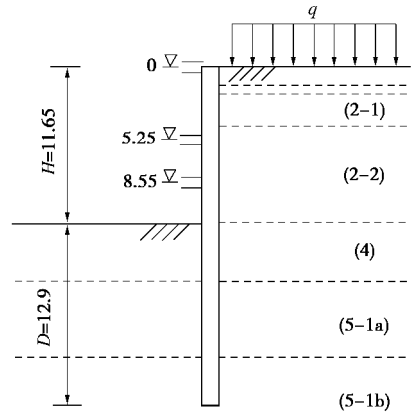


图 10 算例 1 主楼基坑剖面图

Fig. 10 Main building section of excavation Case 1

该工程主楼、裙楼的基坑抗隆起安全系数如表 4 所示。由于主楼基坑比裙楼基坑开挖深度略深，插入

比略小于裙楼基坑，因此，裙楼基坑抗隆起安全系数应高于主楼抗隆起安全系数。由表可知，圆弧机构上限法所得裙楼的安全系数高于主楼的安全系数，更为合理。此外，圆弧滑动法所得安全系数也相对偏高。

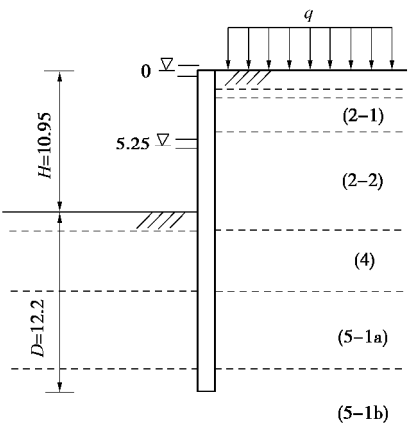


图 11 算例 1 裙楼基坑剖面图

Fig. 11 Annex building section of excavation Case 1

3.2 工程算例 2

本算例为上海某项目基坑，基坑开挖深度 H 为 6.45 m，采用 650@800 灌注桩围护结构，桩长为 14.2 m，桩顶标高为 0 m，插入比 $D/H=1.2$ 。计算时考虑地面超载 20 kPa，且不考虑挡墙极限弯矩的影响，即 $M_p=0$ 。基坑剖面图如图 12 所示。基坑计算参数如表 2 所示。

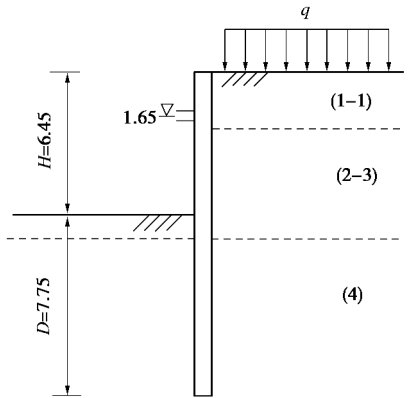


图 12 算例 2 基坑剖面图

Fig. 12 Section of excavation Case 2

表 2 算例 2 基坑土层计算参数

Table 2 Soil parameters of excavation Case 2

| 土层 | 层厚/m | 重度 /($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$) | j_{cu} /($^{\circ}$) | c_{cu} /kPa |
|-----|-------|--|-----------------------------|------------------|
| 1-1 | 2.13 | 18.0 | 20.0 | 0 |
| 2-3 | 4.95 | 18.5 | 32.5 | 5 |
| 4 | 10.33 | 16.9 | 11.0 | 9 |
| 5-1 | 5.11 | 17.7 | 15.5 | 12 |

该基坑抗隆起安全系数如表 4 所示。分层与均质的结果差异较大，这是由于圆弧滑动面大部分位于强

度参数较小的土层 4, 而加权计算的强度参数大于实际参数, 故所求得的抗滑力矩较大, 进而导致安全系数偏高。同时, 由于最下道支撑距地表高度较小, 故考虑与不考虑最下道支撑以上土体强度的结果较为相近。算例结果表明, 采用圆弧机构上限法所得结果小于圆弧滑动法所得安全系数, 而起控制作用。

3.3 工程算例 3

算例 1, 2 为基坑安全的工程实例, 为进一步验证方法的可行性, 选取典型的失稳工程算例进行计算。本算例为杭州市轨道交通 1 号线湘湖地铁站北 2 号基坑, 2008 年 11 月 15 日, 该基坑发生重大坍塌事故, 事故造成基坑周边的风情大道大面积坍塌, 坍塌范围宽度达到 32 m, 并造成重大人员伤亡, 此事故引起了工程界以及学术界的广泛关注。发生事故的湘湖地铁站北 2 号基坑长 107.8 m, 宽度约为 21.5 m, 基坑的平均开挖深度为 15.7~16.2 m。基坑采用了地下连续墙结合内支撑的支护方式, 采用了 4 道 609 钢管水平支撑, 支撑中间设置立柱。典型的基坑剖面图如图 13 所示, 基坑相关计算参数根据文献[16, 17, 20]统计及试验的结果取值, 计算时考虑地面超载 20 kPa, 且不考虑挡墙极限弯矩的影响, 即 $M_p=0$ 。基坑计算参数如表 3 所示, 根据固结不排水强度指标转换后的不排水强度及原位试验的不排水强度如图 14 所示。圆弧滑动法、圆弧机构上限法得到的基坑抗隆起安全系数如表 4 所示。

表 3 算例 3 基坑土层计算参数

Table 3 Soil parameters of excavation Case 3

| 土层 | 层厚/m | 重度 /(kN·m ⁻³) | j_{cu} /(°) | c_{cu} /kPa |
|-----|------|------------------------------|------------------|------------------|
| 2-2 | 5.7 | 19.0 | 22.3 | 7.1 |
| 4-2 | 13.5 | 17.1 | 18.8 | 19.6 |
| 6-1 | 17.0 | 17.2 | 16.7 | 20.3 |

表 4 基坑抗隆起稳定验算结果

Table 4 Calculated results of basal stability analysis

| 验算方法 | 圆弧滑动法 | | | | 圆弧机构(c_u)分层地基 |
|-----------------|-------------------------|--------|--------------|-------|-------------------|
| | (c_{cu}, j_{cu}) 分层地基 | | (c_u) 分层地基 | | |
| 是否考虑最下道支撑以上土体强度 | 否 | 是 | 否 | 是 | 是 |
| 算例 1 主楼 | 1.88 | 2.02 | 1.52 | 1.83 | 1.45 |
| | (2.44) | (2.57) | | | |
| 算例 1 裙楼 | 1.76 | 1.82 | 1.54 | 1.67 | 1.51 |
| | (2.33) | (2.39) | | | |
| 算例 2 | 1.50 | 1.51 | 1.41 | 1.43 | 1.22 |
| | (2.13) | (2.15) | | | |
| 算例 3 | 2.03 | 2.20 | 1.60 | 1.80 | 1.34 |
| | (2.23) | (2.39) | 1.17* | 1.29* | 0.98* |

注: (c_{cu}, j_{cu}) 分层地基: 括号内为加权等效均质地基条件下所得安全系数; (c_u) 分层地基: 扣除了开挖土体自重影响所得安全系数, *号表示采用现场实测不排水强度所得安全系数 (未扣除开挖土体自重影响)。

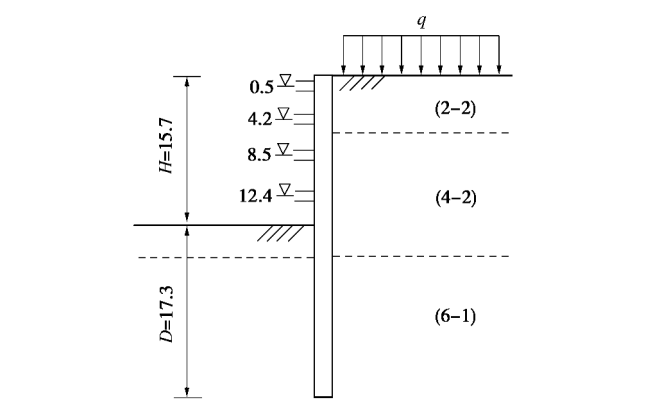


图 13 湘湖地铁站北 2 基坑剖面图及土层分布

Fig. 13 Subsurface soil layers (from site reinvestigation) and a typical cross section of N2 excavation

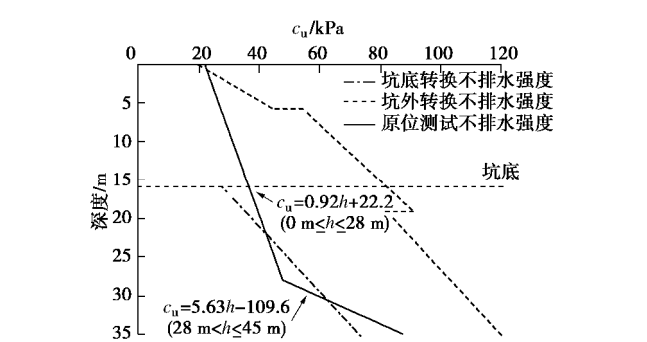


图 14 湘湖地铁站北 2 基坑不排水强度分布

Fig. 14 Undrained shear strengths at a typical cross section of N2 excavation

由图 14 可知, 坑外转换的不排水强度明显大于原位测试得到的不排水强度, 这可能是由于原始设计提供的固结不排水强度指标建议值偏高, 造成转换后的不排水强度较高, 进而导致安全系数偏高。由表 4 可以看出, 采用转换后的不排水强度所得结果低于采用固结不排水抗剪强度指标的结果; 同时, 圆弧机构

上限法采用现场实测的不排水强度得到的安全系数小于圆弧滑动法所得安全系数,且小于1,比较接近基坑失稳破坏的实际情况。

4 结 论

本文在已有圆弧滑动模式基坑抗隆起验算方法的基础上,针对传统圆弧滑动法直接采用软黏土固结不排水强度指标 c_{cu} 和 ϕ_{cu} 进行计算在理论上的不合理,以及未考虑最下道支撑以上土体强度的发挥两个问题进行改进,此后进一步提出了基于不排水强度的圆弧机构上限法,通过算例对比及工程实例验证了该方法的合理性。主要得出以下结论:

(1) 在挡墙插入比 D/H 较小时,如果考虑最下道支撑以上土体强度影响,无论采用固结不排水强度指标 c_{cu} , ϕ_{cu} 还是转换后的不排水强度 c_u , 圆弧滑动法得到的安全系数都随着 D/H 的增大不升反降,两种方法都得到了不合理的计算结果;在挡墙插入比 D/H 较大时,采用 c_{cu} , ϕ_{cu} 的传统的圆弧滑动法得到的安全系数明显偏大。

(2) 当挡墙极限塑性弯矩 $M_p \neq \infty$ 时,基于转换后不排水强度的圆弧滑动法所得安全系数随 M_p 变化趋势与圆弧机构上限法结果一致,但均明显高于圆弧机构上限法。当 $M_p = 0$ 时,圆弧机构上限法所得结果随着挡墙插入比 D/H 增大而增大,而圆弧滑动法可能随着 D/H 增大而减小,明显不合理。当挡墙极限塑性弯矩 $M_p = \infty$ 时,考虑最下道支撑以上土体强度影响的圆弧滑动法所得结果严重偏大,而圆弧机构得到的结果则起控制作用。

(3) 工程算例分析表明,基于不排水强度的圆弧机构上限法所得结果低于圆弧滑动法,且不存在圆弧滑动法中所出现的问题,能够更为合理地评价不排水黏土基坑的抗隆起稳定性。

参考文献:

- [1] 郑刚,程雪松.考虑弧长和法向应力修正的基坑抗隆起稳定计算方法[J].岩土工程学报,2012,34(5):781-789. (ZHENG Gang, CHENG Xue-song. Basal stability analysis method considering arc length and normal stress correction[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(5): 781-789. (in Chinese))
- [2] 黄茂松,宋晓宇,秦会来. K_0 固结黏土基坑抗隆起稳定性上限分析[J].岩土工程学报,2008,30(2):250-255. (HUANG Mao-song, SONG Xiao-yu, QIN Hui-lai. Basal stability of braced excavations in K_0 -consolidated soft clay by upper bound method[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, 30(2): 250-255. (in Chinese))
- [3] 黄茂松,余生兵,秦会来.基于上限法的 K_0 固结黏土基坑抗隆起稳定分析[J].土木工程学报,2011,44(3):101-108. (HUANG Mao-song, YU Sheng-bing, QIN Hui-lai. Upper bound method for basal stability analysis of braced excavations in K_0 -consolidated clays[J]. China Civil Engineering Journal, 2011, 44(3): 101-108. (in Chinese))
- [4] CHEN W F. Limit Analysis and Soil Plasticity[M]. Amsterdam: Elsevier Scientific, 1975.
- [5] CHANG M F. Basal stability analysis of braced cuts in clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2000, 126(3): 276-279.
- [6] HUANG M S, TANG Z, YUAN J Y. Basal stability analysis of braced excavations with embedded walls in undrained clay using the upper bound theorem[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2018, 79: 231-241.
- [7] TERZAGHI K, PECK R B. Soil Mechanics in Engineering Practice[M]. New York: Wiley, 1948.
- [8] BJERRUM L, EIDE O. Stability of strutted excavations in clay[J]. Géotechnique, 1956, 6: 32-47.
- [9] 建筑基坑支护技术规程: JGJ 120—2012 [S]. 2012. (Technical Specification for Retaining and Protection of Building Foundation Excavations: JGJ 120—2012[S]. 2002. (in Chinese))
- [10] 建筑基坑工程技术规范: YB 9258—97 [S]. 1998. (Code for Technique of Building Foundation Pit Engineering: YB 9258—97[S]. 1998. (in Chinese))
- [11] 基坑工程技术标准(上海): DG/TJ08—61—2018[S]. 2018. (Technical Code for Excavation Engineering: DG/TJ08—61—2018[S]. 2018. (in Chinese))
- [12] HSIEN P G, OU C Y, LIU H T. Basal heave analysis of excavations with consideration of anisotropic undrained strength of clay[J]. Can Geotech J, 2008, 45: 788-799.
- [13] 王洪新. 基坑的尺寸效应及考虑开挖宽度的抗隆起稳定安全系数计算方法[J]. 岩土力学, 2016, 37(增刊2): 433-441. (WANG Hong-xin. Size effect of foundation pits and calculation method of safety factor of heave-resistant stability considering excavation width[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, 37(S2): 433-441. (in Chinese))
- [14] 应宏伟,王小刚,张金红.考虑基坑宽度影响的基坑抗隆起稳定分析[J].工程力学,2018,35(5):118-124. (YING Hong-wei, WANG Xiao-gang, ZHANG Jin-hong. Limit equilibrium analysis on stability against basal heave of excavation in anisotropy soft clay[J]. Engineering Mechanics,

- 2018, **35**(5): 118 - 124. (in Chinese))
- [15] 周建, 蔡露, 罗凌晖, 等. 各向异性软土基坑抗隆起稳定极限平衡分析[J]. 岩土力学, 2019, **40**(12): 1 - 10. (ZHOU Jian, CAI Lu, LUO Ling-hui, et al. Limit equilibrium analysis on stability against basal heave of excavation in anisotropic soft clay[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, **40**(12): 1 - 10. (in Chinese))
- [16] CHEN R P, LI Z C, CHEN Y M, et al. Failure investigation at a collapsed deep excavation in very sensitive organic soft clay[J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 2015, **29**(3): 04014078.
- [17] TUAN D, OU C Y, CHEN R P. A study of failure mechanisms of deep excavations in soft clay using the finite element method [J]. Computers and Geotechnics, 2016, **73**: 153 - 163.
- [18] 沈珠江. 基于有效固结应力理论的黏土土压力公式[J]. 岩土工程学报, 2000, **22**(3): 353 - 356. (SHEN Zhu-jiang. Soil pressure formula of clay based on effective consolidation stress theory[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2000, **22**(3): 353 - 356. (in Chinese))
- [19] O'ROURKE T D. Base Stability and Ground Movement Prediction for Excavations in Soft Clay[M]// Retaining Structures. London: Thomas Telford, 1993: 131 - 139.
- [20] 张旷成, 李继民. 杭州地铁湘湖站“08.11.15”基坑坍塌事故分析[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(增刊 1): 338 - 342. (ZHANG Kuang-cheng, LI Ji-min. Accident analysis for“08.11.15”foundation pit collapse of Xianghu Station of Hangzhou metro[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(S1): 338 - 342. (in Chinese))
-

2021年黄文熙讲座（第24讲）主讲人已经产生

黄文熙讲座是1998年为纪念黄文熙先生诞辰90周年而开设的我国岩土力学与工程领域高水平的学术讲座。黄文熙先生是著名的水工结构和岩土工程学专家,是我国土力学学科奠基人之一,是新中国水利水电科学研究事业的开拓者,在水利水电工程、结构工程和岩土工程领域都取得了杰出的成就。黄文熙先生致力于水利水电工程教育事业60多年,培养了大批工程技术人才,被推崇为土力学界的一代宗师。黄文熙讲座由《岩土工程学报》编委会主办,讲座主讲人由《岩土工程学报》六个主办学会推荐候选人,经学报全体编委投票选举产生。黄文

熙讲座学术活动内容包括两部分,即在《岩土工程学报》“黄文熙讲座”栏目刊发讲座论文和举办黄文熙讲座学术报告会。至今,黄文熙讲座已举办了23讲,已经成为我国岩土工程界重要的学术交流平台。今年由于新冠肺炎疫情防控的要求,2021年黄文熙讲座主讲人的选举采用信函投票的方式进行。经过选举,浙江工业大学蔡袁强教授和广东水利水电科学研究院杨光华教授级高工得票领先,当选为2021年黄文熙讲座（第24讲）主讲人。讲座论文将刊登于《岩土工程学报》2021年第一期和第二期的“黄文熙讲座”栏目。

（本刊编辑部）

DOI: 10.11779/CJGE202009002

广吸力范围内非饱和原状黄土的力学特性

孙德安¹, 徐钱垒¹, 陈波², 张舟¹

(1. 上海大学土木工程系, 上海 200444; 2. 衢州学院建筑工程学院, 浙江 衢州 324000)

摘要: 为了研究广吸力范围内非饱和原状黄土的力学特性, 采用轴平移技术和饱和盐溶液蒸汽平衡法控制试样的吸力, 对 Q_3 原状黄土进行了一系列控制吸力的常净围压三轴剪切试验, 分析了吸力和净围压对原状黄土强度和变形特性的影响。试验结果表明: 净围压一定条件下广吸力范围内原状黄土破坏时的偏应力随着吸力的增大而增大; 不同吸力条件下原状黄土剪切过程中表现出不同程度的应变硬化或应变软化现象, 同时吸力对黄土的剪胀性有明显的影响, 且吸力越小或净围压越大, 剪胀性越小; 原状黄土的强度参数黏聚力随着吸力的增大而明显增大, 而内摩擦角在低吸力范围内变化不明显, 在高吸力范围内随吸力增大而明显增大。

关键词: 非饱和原状黄土; 广吸力范围; 力学特性; 三轴剪切试验; 净围压

中图分类号: TU 443 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2020)09-1586-07

作者简介: 孙德安(1962—), 男, 教授, 主要从事土力学研究和教学。E-mail: sundean@shu.edu.cn。

Mechanical behavior of unsaturated intact loess over a wide suction range

SUN De-an¹, XU Qian-lei¹, CHEN Bo², ZHANG Zhou¹

(1. Department of Civil Engineering, Shanghai University, Shanghai 200444, China; 2. College of Civil Engineering and Architecture,

Quzhou University, Quzhou 324000, China)

Abstract: A series of triaxial shear tests with controlled suction are performed on Q_3 unsaturated intact loess under constant net confining pressure to study the mechanical behavior of unsaturated intact loess over a wide suction range, and the suction is imposed using the axis translation technique and vapor equilibrium technique with saturated salt solution. The influences of the suction and net confining pressure on the strength and deformation characteristics of intact loess are analyzed. The test results show that the deviator stress of intact loess at failure increases with the suction under the same net confining pressure. The intact loess show different degrees of strain hardening or strain softening during the shear process under different suctions. The suction and net confining pressure have obvious influences on the shear dilatancy of intact loess, and a lower suction or higher net confining pressure results in a smaller shear-dilatancy. The cohesion of strength parameter of the intact loess increases obviously with the suction, while the internal friction angle does not change obviously in low suction range, but increases with the suction in high suction range.

Key words: unsaturated intact loess; wide suction range; mechanical behavior; triaxial shear test; net confining pressure

0 引言

在自然界中非饱和土普遍存在, 与工程实践联系最为紧密的地表土大多是非饱和土^[1]。黄土作为一种典型的非饱和土, 在中国分布广泛且沉积巨厚, 尤其是在中国西北地区。随着西北大开发战略和“一带一路”战略的实施, 黄土地区基础工程建设中涉及的非饱和黄土问题日益增多, 如机场跑道、公路、边坡等土体都处于非饱和状态, 对这些问题的合理解决依赖于对非饱和黄土力学特性的深入认识。很多学者对非饱和黄土的力学特性进行了大量研究。如陈宗基^[2]通过三轴试验测试了非饱和原状黄土在不同固结压力下

的力学特性, 结果表明低围压下呈软化剪胀现象, 高围压下呈硬化体缩现象。邵生俊等^[3]研究了不同含水率下原状与重塑黄土的应力应变特性和体变特性; 陈伟等^[4]通过三轴剪切试验研究了不同围压和不同含水率条件下杨凌原状黄土的结构性, 并引入新的结构性参数, 结果表明土的结构性参数随围压或含水率的增大而减小。段钊等^[5]系统研究了原状与重塑 Q_2 黄土的物理力学特性, 认为含水率对于黄土应力-应变关系、

基金项目: 国家自然科学基金项目(11672172); 浙江省基础公益研究计划项目(LGG19 E080002)

收稿日期: 2019-11-25

抗剪强度参数等具有显著影响。陈正汉^[6]研究了重塑非饱和黄土的力学特性和其强度参数与吸力之间的关系。张登飞等^[7]分析了吸力、净围压以及应力路径对非饱和原状黄土力学特性的影响。郭楠等^[8]研究了吸力对原状 Q₃ 黄土及其重塑土加卸载过程中变形和强度特性的影响。高登辉等^[9]研究了 Q₃ 重塑黄土变形和强度特性随干密度与吸力的变化规律。

目前的试验研究基本上都是在较低吸力条件下进行的。中国西北黄土处于干旱、半干旱地区，长期在相对湿度较低的环境中，有时吸力可达到几十或几百兆帕。许多黄土处于高吸力的非饱和状态^[10]，因此研究高吸力或者广吸力范围内黄土的力学特性有重要的现实意义。目前针对广吸力范围内非饱和土的力学特性研究成果较少，如 Gao 等^[11]研究了广吸力范围内不同干密度非饱和粉质黏土的持水与力学特性。孙德安等^[12]研究了广吸力范围内压实红黏土的强度特性。Ng 等^[13]结合饱和和盐溶液蒸汽平衡法用直剪试验研究了高吸力下（吸力范围约为 8~230 MPa）非饱和和压实黄土的强度特性。因此有必要对高吸力或者广吸力范围内非饱和和原状黄土的力学特性进行系统的研究。

本文以咸阳 Q₃ 原状黄土为对象，研究广吸力范围内原状黄土的力学特性。首先采用轴平移技术和饱和和盐溶液蒸汽平衡法对试样施加吸力，然后通过可以控制吸力的非饱和三轴仪进行三轴试验，得到广吸力范围内不同吸力和净围压下原状黄土的强度和变形特性及其抗剪强度参数随吸力的变化规律。

1 试验概况

1.1 土样

试验用的原状黄土取自陕西省咸阳市泾阳县的 Q₃（晚更新世）马兰黄土，取土深度约为 23 m。原状黄土的基本物理指标如表 1 所示，从表可知，土样为低液限黏土。图 1 为该土的颗粒级配累积曲线，从图可知，粒径在 0.005~0.075 mm 之间的粉粒含量约占 71.4%，小于 0.005 mm 的黏粒含量约占 25%。三轴试验所用原状试样是用专门的切样器将原状土块切削成

表 1 试验黄土的基本物理指标

| Table 1 Basic physical indexes of loess | | | | | |
|---|---------------------------------------|--|----------------|----------------|----------------|
| 取土深度 / m | 天然密度 ρ /(g·cm ⁻³) | 干密度 ρ_d /(g·cm ⁻³) | 相对密 度 G_s | 液限 w_L /% | 塑限 w_p /% |
| 23 | 1.65 | 1.42 | 2.71 | 30 | 16.5 |
| 天然含水率 w /% | 天然饱和度 s_0 /% | 初始吸力 s_0 /kPa | 孔隙比 e | 塑性指数 I_p | 液性指数 I_L |
| 17.6 | 51.8 | 约 80 | 0.92 | 13.5 | 0.084 |

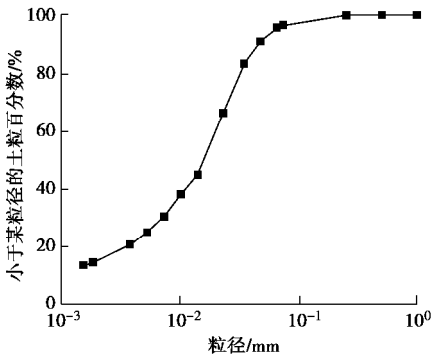


图 1 黄土的颗粒级配累积曲线

Fig. 1 Grading curve of loess

直径约 38 mm，高约 76 mm 的圆柱体。由于取土深度较深，土质均匀且各试样的干密度相差不大，约为 1.42 g/cm³。

1.2 试验方法及方案

压力板仪采用美国 GCTS 公司生产的 SWC-150 土水特征压力仪，可控制的吸力范围为 0~1.5 MPa。由 Kelvin 方程^[14]可知，相对湿度与吸力存在对应关系，利用不同的饱和盐溶液可以控制密闭环境的相对湿度，从而可以达到控制土样吸力的目的。饱和盐溶液蒸汽平衡法可控制的吸力范围为 3.29~367 MPa。因此通过以上两种方法可将试样的吸力控制在 0~367 MPa 的广吸力范围。

三轴试验采用的是 GDS 非饱和土三轴仪，该设备可通过轴平移技术对试样施加吸力，可进行控制吸力的三轴试验。此外该设备通过高精度的差压传感器来量测内室水位变化，从而得到试样在试验过程中的体积变化。仪器其它部分参见文献[15]。

为了研究广吸力范围内原状黄土的力学特性，本试验共选取吸力分别为 0, 0.1, 0.25, 0.4, 1.2, 3.29, 38, 367 MPa，净围压为 100, 200, 400 kPa 的 24 组三轴试验，如表 2 所示。其中，低吸力（0~0.4 MPa）试样通过直接在三轴仪上采用轴平移的技术施加吸力制备，而吸力 1.2 MPa 试样用压力板仪制备。高吸力（3.29~367 MPa）的试样通过饱和和盐溶液蒸汽平衡法制备，方法与文献[11]一样。

控制吸力和净围压的三轴试验一般需要经历 3 个阶段，即吸力平衡阶段、固结平衡阶段、剪切阶段。其中高吸力段的试样吸力平衡阶段是在饱和盐溶液缸里进行的，然后在三轴仪上进行固结和剪切试验。为了维持试样的吸力，对试样进行不排水等向压缩和三轴剪切试验，这种通过控制试样含水率来维持试样高吸力不变的方法是有试验数据支持的。如 Romero 等^[16]的 Boom clay 试验数据表明，大于 3 MPa 范围的吸力只与含水率有关，与干密度无关。秦冰等^[17]在对高庙

子膨润土土水特性的研究中发现, 高吸力范围内压实样与粉末样的吸力与含水率关系曲线几乎一致。Gao 等^[11]的试验数据表明, 吸力大于 0.25 MPa 范围内击实粉质黏土的吸力和含水关系不受干密度的影响。因此, 在高吸力范围内, 即使力学试验(如三轴试验)过程中试样密度发生变化, 只要含水率不变, 其吸力也不会发生变化。也就是说, 常含水率(即不排水)三轴试验等同于常吸力三轴试验。比较文献[11]和[16]使用土样和本文土样的物理指标, 参考两文献中吸力和含水率关系不受干密度影响的吸力范围, 本文对吸力 1.2~367 MPa 的试样采用不排水三轴试验。

三轴试验中固结稳定的标准为体变和排水的变化率均小于 0.01 cm³/2h, 剪切速率约为 0.0027 mm/min, 剪切至轴向应变为 15%约需 3 d。

表 2 三轴剪切试验方案

| Table 2 Triaxial shear test scheme | |
|------------------------------------|---------------------------------------|
| 净围压/kPa | 吸力/MPa |
| 100 | 0, 0.1, 0.25, 0.4, 1.2, 3.29, 38, 367 |
| 200 | 0, 0.1, 0.25, 0.4, 1.2, 3.29, 38, 367 |
| 400 | 0, 0.1, 0.25, 0.4, 1.2, 3.29, 38, 367 |

1.3 土水特征曲线

使用压力板仪和饱和盐溶液蒸汽平衡法, 对经过饱和的原状黄土试样施加吸力, 可测得其广吸力范围内脱湿时的土水特征曲线, 如图 2 所示。由图 2 可知, 在 $w - \log s$ 平面上土水特征曲线主要由两段直线组成, 而吸力大于约 350 kPa 段的直线斜率明显小于吸力小于约 350 kPa 段的直线斜率。

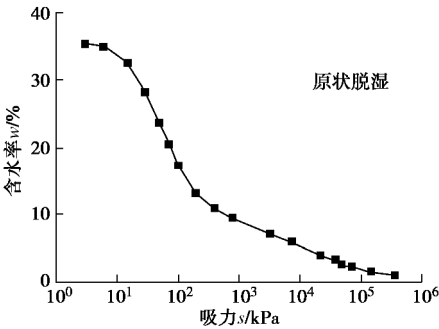


图 2 广吸力范围内原状黄土的土水特征曲线

Fig. 2 Soil-water characteristic curve of intact loess over a wide suction range

2 三轴试验结果与分析

2.1 吸力和净围压对应力应变关系的影响

图 3 表示了原状试样在不同吸力和净围压下三轴剪切试验过程中的偏应力-应变关系。图 3 中, $q = s_1 - s_3$ 为偏应力, s_3 为净围压, e_1 为试样轴向应变, e_v 为试样的体变。对于应变硬化型和应变软化型曲线分别以轴向应变 $e_1 = 15\%$ 和峰值点对应的偏应力为

破坏偏应力 q_f , 由此得到图 4 所示的不同净围压下破坏偏应力 q_f 随吸力变化的试验结果。

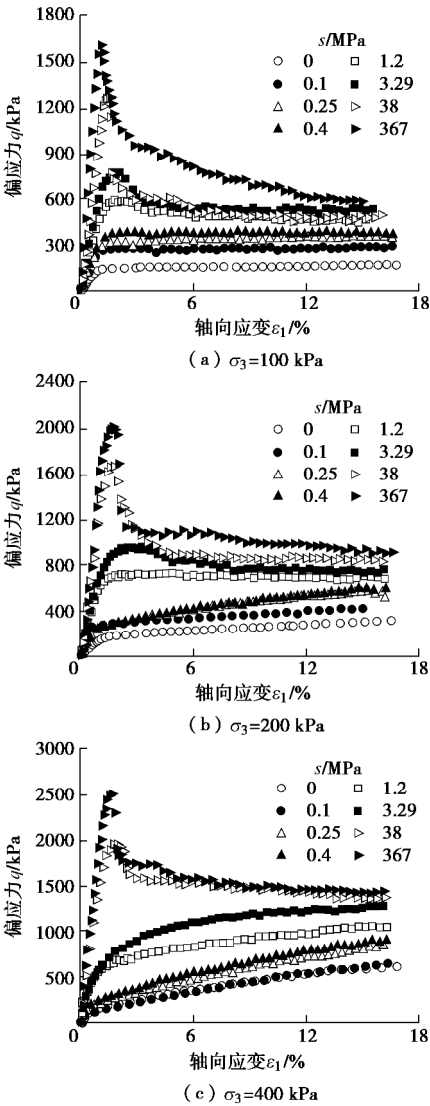


图 3 广吸力范围内原状黄土 $q - \varepsilon_1$ 曲线

Fig. 3 $q - \varepsilon_1$ curves of intact loess over a wide suction range

从图 3 中可以看出, 同一净围压下, 不同吸力原状黄土应力-应变曲线有硬化型或软化型。试样在低吸力下的应力-应变曲线呈现硬化型, 当吸力增加到某一值(本文称为临界吸力)时, 其应力-应变曲线呈现软化型。临界吸力随着净围压的增大而增大。同一吸力下, 应力-应变曲线是否软化与净围压有关, 如图 3 所示。吸力为 1.2 MPa 和 3.29 MPa 的试样, 低围压(100 kPa)下, 其应力-应变曲线为软化型; 中围压(200 kPa)下, 其应力-应变曲线类似理想弹塑型($s=1.2$ MPa)或者弱软化型($s=3.29$ MPa); 高围压(400 kPa)下, 其应力-应变曲线为硬化型。

从以上分析可知, 造成这种结果的原因是原状土的结构性。当吸力较低(即含水率较高)和围压较大时, 土的结构(胶结)被破坏, 其应力-应变曲线呈

现硬化型。

由图 4 可知, 同一吸力下, 围压越大, 其破坏偏应力越大; 同一围压下, 试样破坏时的偏应力随着吸力的增大而增大。这一变化趋势与文献[11]的结果不一样, 粉质黏土的强度先随吸力的增大而增大, 到某一吸力后, 其强度随吸力增大而略微减小, 然后几乎不随吸力的增加而变化。原状黄土的强度随着吸力的增大而一直增大, 其原因可能是原状黄土中胶结物干化所致, 而上述粉质黏土没有胶结物的存在。

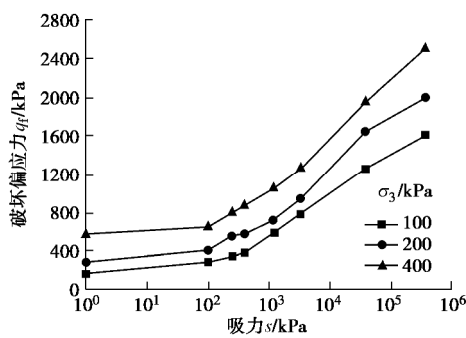


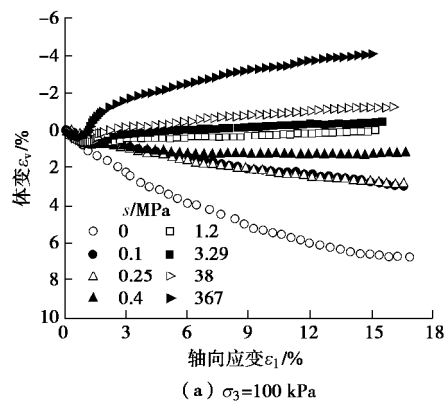
图 4 广吸力范围内原状黄土强度随吸力的变化

Fig. 4 Change in strength of intact loess with suction over a wide suction range

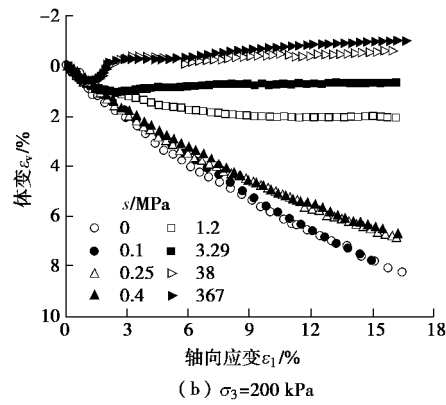
2.2 吸力和净围压对剪切过程中体变的影响

在三轴剪切试验中原状黄土的体变与轴向应变关系如图 5 所示, 其中正值体变代表剪缩, 负值体变代表剪胀。由图 5 可知, 随着吸力的增大, 试样的体变值减小。不同吸力下试样呈现出剪缩或剪胀现象。低吸力下, 试样呈现剪缩现象, 且吸力越小, 剪缩性越强, 随着吸力的增大, 试样逐渐呈现剪胀现象。

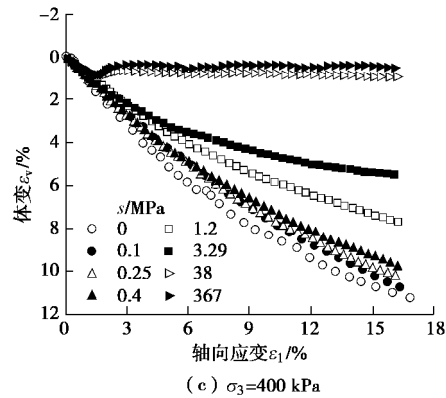
对于同一吸力试样, 围压越大, 其剪缩性越强。不同的围压可使其呈现出剪缩或者剪胀现象, 如吸力 3.29 MPa 的试样, 其在低围压 (100 kPa) 下, 试样表现为剪胀; 中围压 (200 kPa) 下, 表现为弱剪缩; 高围压 (400 kPa) 下, 则为剪缩。由图 3 和图 5 可知, 应力 - 应变关系出现应变软化的试样均出现剪胀现象, 且软化性越强, 剪胀越明显。



(a) $\sigma_3=100$ kPa



(b) $\sigma_3=200$ kPa



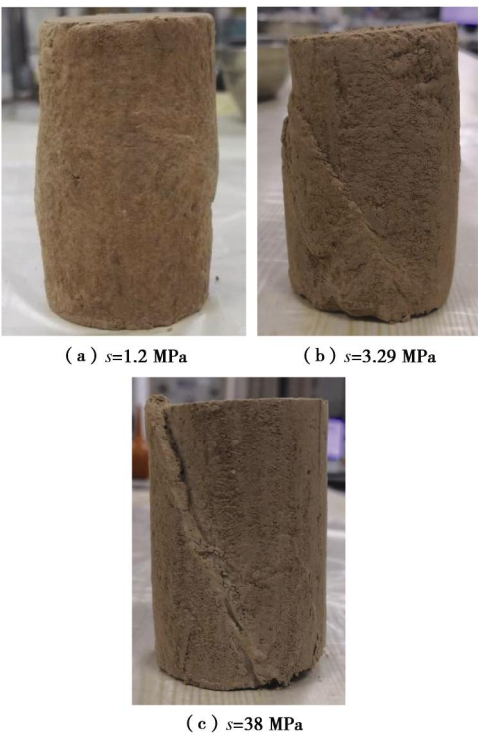
(c) $\sigma_3=400$ kPa

图 5 广吸力范围内原状黄土 $\epsilon_v - \epsilon_1$ 曲线

Fig. 5 $\epsilon_v - \epsilon_1$ curves of intact loess over a wide suction range

2.3 应变软化和剪胀与滑动面之间的关系

图 6 是吸力分别为 1.2, 3.29, 38 MPa 和净围压为 200 kPa 的条件下三轴剪切试验后原状黄土试样的形状。



(a) $s=1.2$ MPa (b) $s=3.29$ MPa (c) $s=38$ MPa

图 6 三轴剪切后的原状黄土试样 ($\sigma_3=200$ kPa)

Fig. 6 Specimens of intact loess after triaxial tests ($\sigma_3=200$ kPa)

如图 3 (b) 所示, 随着吸力的增大, 3 种吸力 (1.2, 3.29, 38 MPa) 下试样的应力 - 应变曲线分别表现为应变硬化型 (1.2 MPa)、弱软化型 (即曲线没有出现尖锐的峰值, 3.29 MPa)、软化型 (38 MPa)。从图 6 可知, 三轴试验后, 吸力 1.2 MPa 试样呈鼓型, 没有出现滑动面; 吸力 3.29 MPa 试样出现了滑动面, 但并没有发育成型; 吸力 38 MPa 试样出现了发育成型的滑动面。结合图 3 (b) 和图 6 可知, 3 种不同应力 - 应变曲线形式对应 3 种不同的破坏形态。因此试样的应变软化现象的出现与其滑动面的发育相关。高游等^[15]在对粉质黏土的试验研究中有类似的结果。

从图 5 (b) 中可以看出, 3 种吸力下试样的体变 - 应变曲线分别呈现为剪缩型、弱剪缩型和剪胀型, 对应图 6 中的无滑动面、发育未成型滑动面和发育成型的滑动面。因此试样的剪胀现象也与其滑动面的发育有关。

2.4 吸力对原状黄土抗剪强度参数的影响

三轴剪切试验中, 净平均应力 $p = q/3 + s_3$, 不同吸力和净围压下试样破坏时的应力状态为 (p_f, q_f) , 本文所有三轴试验得到的 q_f 和 p_f 值如表 3 所示, 图 7 绘制 $q_f - p_f$ 关系曲线。

表 3 原状黄土的强度参数

| Table 3 Strength parameters of intact loess | | | | | | | |
|---|-----------------------|------------------|------------------|--------------------|-------|----------------|--------------------|
| s/MPa | σ_3/kPa | q_f/kPa | p_f/kPa | ζ/kPa | M | c/kPa | $\varphi/(^\circ)$ |
| 0 | 100 | 169.43 | 156.48 | 18.84 | 0.942 | 8.91 | 24.02 |
| | 200 | 295.13 | 298.38 | | | | |
| | 400 | 578.90 | 592.97 | | | | |
| 0.1 | 100 | 291.18 | 197.06 | 124.5 | 0.851 | 58.75 | 21.87 |
| | 200 | 413.16 | 337.72 | | | | |
| | 400 | 647.97 | 615.99 | | | | |
| 0.25 | 100 | 352.07 | 217.36 | 156.9 | 0.976 | 74.36 | 24.81 |
| | 200 | 562.38 | 387.46 | | | | |
| | 400 | 795.66 | 665.22 | | | | |
| 0.4 | 100 | 385.26 | 228.42 | 156.0 | 1.05 | 74.18 | 26.46 |
| | 200 | 584.69 | 394.90 | | | | |
| | 400 | 874.21 | 691.40 | | | | |
| 1.2 | 100 | 594.18 | 298.06 | 278.4 | 1.03 | 132.3 | 26.11 |
| | 200 | 720.09 | 440.03 | | | | |
| | 400 | 1058.84 | 752.95 | | | | |
| 3.29 | 100 | 781.29 | 360.43 | 404.5 | 1.05 | 192.4 | 26.53 |
| | 200 | 948.85 | 516.28 | | | | |
| | 400 | 1266.9 | 822.29 | | | | |
| 38 | 100 | 1262.2 | 520.72 | 626.2 | 1.29 | 303.9 | 31.97 |
| | 200 | 1649.5 | 749.84 | | | | |
| | 400 | 1951.3 | 1050.4 | | | | |
| 367 | 100 | 1611.8 | 637.25 | 688.9 | 1.48 | 343.2 | 36.37 |
| | 200 | 2001.4 | 867.12 | | | | |
| | 400 | 2499.6 | 1233.2 | | | | |

吸力相同的一组试验点落在一条直线上, 可用下式表达:

$$q_f = x + M p_f \quad , \quad (1)$$

式中, x 和 M 分别是直线的截距和斜率。内摩擦角 φ 和黏聚力 c 与 x 和 M 的关系如下:

$$\sin j = 3M / (6 + M) \quad , \quad (2)$$

$$c = x (3 - \sin j) / (6 \cos j) \quad . \quad (3)$$

有关黄土的抗剪强度参数随吸力 (或含水率) 变化的研究有许多, 研究发现黏聚力随吸力的变化显著, 而对于内摩擦角随着吸力的变化规律有不同的试验结果, 而且都是在低吸力条件下进行的试验研究。陈正汉^[6]在对重塑非饱和黄土强度特性的试验研究中发现, 在试验的吸力范围内 (0~300 kPa), j 变化不大且与饱和土的内摩擦角接近。张登飞等^[7]在对原状非饱和黄土的研究中发现随吸力 (0~200 kPa) 的增大, 内摩擦角 φ 减小。

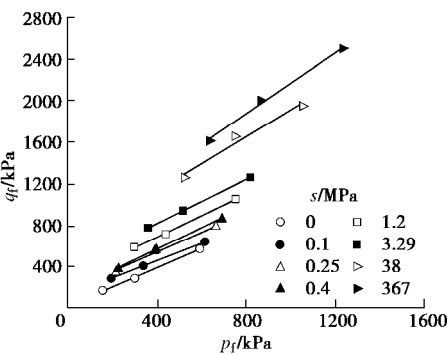


图 7 p - q 平面内原状黄土的强度包线

Fig. 7 Strength envelopes of intact loess in p - q plane

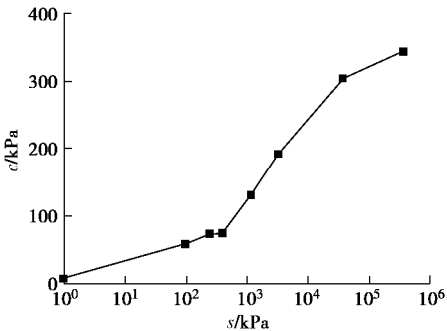


图 8 广吸力范围内原状黄土黏聚力随吸力的变化

Fig. 8 Change in cohesion with suction over a wide suction range

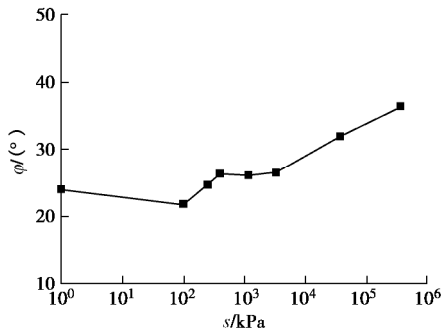


图 9 广吸力范围内原状黄土内摩擦角随吸力的变化

Fig. 9 Change in internal friction angle with suction over a wide suction range

本文研究了广吸力范围内原状黄土的抗剪强度参数随吸力变化的规律, 如图 8 和图 9 所示。由图 8, 9 可知, 黏聚力随着吸力的增大而增大, 且在较高吸力

范围内变化显著。在低吸力范围内内摩擦角随吸力变化不明显, 略微增大; 在高吸力范围内显著增大。黏聚力和内摩擦角在高吸力范围内随吸力的变化均比较显著, 这是由于在高吸力的作用下, 原状黄土的结构性明显增强, 从而使其强度参数明显增加。

3 结 论

本文在广吸力范围内对非饱和原状黄土进行了一系列控制吸力的常净围压三轴剪切试验, 研究了广吸力范围内原状黄土的力学特性, 得如下结论:

(1) 在广吸力范围内原状黄土的应力-应变关系有硬化型和软化型, 随着吸力的增加, 应力-应变关系逐渐从硬化型变成软化型。原状黄土的破坏强度随着吸力的增大而增大。

(2) 低吸力下, 试样呈现剪缩现象, 且净围压越大剪缩性越强; 高吸力下, 试样呈现剪胀现象, 且净围压越低, 剪胀性越强。原状黄土的剪胀性受吸力和净围压的共同影响。

(3) 在三轴剪切过程中试样出现的应变软化现象和剪胀现象与试样滑动面的发育程度相关。随着滑动面的出现或者发育成型, 试样逐渐表现出软化和剪胀现象。

(4) 原状黄土的黏聚力 c 随着吸力的增大而增大, 内摩擦角 φ 在低吸力范围内随吸力变化不明显, 高吸力范围内显著增大, 说明在高吸力的作用下, 原状黄土的胶结明显增强。

参考文献:

- [1] FREDLUND D G, RAHARDJO H. Soil Mechanics for Unsaturated Soils[M]. New York: John Wiley & Sons, Inc., 1993.
- [2] 陈宗基. 中国西北黄土的基本性质及其工程建议[J]. 岩土工程学报, 1989, **11**(6): 9 - 24. (CHEN Zong-ji. Fundamental properties of loess from Northwestern China[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1989, **11**(6): 9 - 24. (in Chinese))
- [3] 邵生俊, 周飞飞, 龙吉勇. 原状黄土结构性及其量化参数研究[J]. 岩土工程学报, 2004, **26**(4): 531 - 536. (SHAO Sheng-jun, ZHOU Fei-fei, LONG Ji-yong. Structural properties of loess and its quantitative parameter[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, **26**(4): 531 - 536. (in Chinese))
- [4] 陈 伟, 骆亚生, 郭 靖. 基于三轴剪切试验的原状黄土结构性研究[J]. 中国农村水利水电, 2012(7): 110 - 114. (CHEN Wei, LUO Ya-sheng, GUO Jing. The intact loess structural research based on the conventional triaxial compression test[J]. China Rural Water and Hydropower, 2012(7): 110 - 114. (in Chinese))
- [5] 段 钊, 彭建兵, 冷艳秋. 泾阳南塬 Q_2 黄土物理力学特性[J]. 长安大学学报(自然科学版), 2016, **36**(5): 60 - 66, 109. (DUAN Zhao, PENG Jian-bing, LENG Yan-qiu. Physico-mechanical characteristics of Q_2 loess in South Plateau of Jingyang[J]. Journal of Chang'an University (Natural Science Edition), 2016, **36**(5): 60 - 66, 109. (in Chinese))
- [6] 陈正汉. 重塑非饱和黄土的变形、强度、屈服和水量变化特性[J]. 岩土工程学报, 1999, **21**(1): 82 - 90. (CHEN Zheng-han. Deformation, strength, yield and moisture change of a remolded unsaturated loess[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1999, **21**(1): 82 - 90. (in Chinese))
- [7] 张登飞, 陈存礼, 李文文, 等. Q_3 原状非饱和黄土的水量变化和临界状态特性[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(增刊 1): 197 - 201. (ZHANG Deng-fei, CHEN Cun-li, LI Wen-wen, et al. Characteristics of critical state and water volume change for Q_3 unsaturated intact loess[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(S1): 197 - 201. (in Chinese))
- [8] 郭 楠, 陈正汉, 高登辉, 等. 加卸载条件下吸力对黄土变形特性影响的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(4): 735 - 742. (GUO Nan, CHEN Zhen-han, GAO Deng-hui, et al. Experimental research on influences of suction on deformation characteristics of loess under unloading-reloading conditions[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(4): 735 - 742. (in Chinese))
- [9] 高登辉, 陈正汉, 郭 楠, 等. 干密度和基质吸力对重塑非饱和黄土变形与强度特性的影响[J]. 岩石力学与工程学报, 2017, **36**(3): 736 - 744. (GAO Deng-hui, CHEN Zheng-han, GUO Nan, et al. The influence of dry density and matric suction on the deformation and strength characteristics of the remolded unsaturated loess soils[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2017, **36**(3): 736 - 744. (in Chinese))
- [10] 殷宗泽. 土工原理[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2007: 131 - 144. (YIN Zong-ze. Geotechnical Principle[M]. Beijing: Chinese Water Conservancy and Hydropower Press, 2007: 131 - 144. (in Chinese))
- [11] GAO Y, SUN D A, ZHU Z C, et al. Hydromechanical

- behavior of unsaturated soil with different initial densities over a wide suction range[J]. *Acta Geotechnica*, 2019, **14**(2): 417 - 428.
- [12] 孙德安, 何家浩, 高游. 广吸力范围内压实红黏土的强度特性[J]. *岩土力学*, 2017, **38**(增刊 2): 51 - 56. (SUN De-an, HE Jia-hao, GAO You. Strength characteristics of compacted lateritic clay in a wide range of suction[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2017, **38**(S2): 51 - 56. (in Chinese))
- [13] NG C W W, SADEGHI H, JAFARZADEH F. Compression and shear strength characteristics of compacted loess at high suctions[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2017, **54**(5): 690 - 699.
- [14] HOYOS L R, SUESCUN-FLOREZ E A, PUPPALA A J. Stiffness of intermediate unsaturated soil from simultaneous suction-controlled resonant column and bender element testing[J]. *Engineering Geology*, 2015, **188**: 10 - 28.
- [15] 高游, 孙德安. 制样方法对非饱和土力学特性的影响[J]. *岩土工程学报*, 2016, **38**(8): 1529 - 1534. (GAO You, SUN De-an. Effect of specimen preparation on mechanical behavior of unsaturated soils[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2016, **38**(8): 1529 - 1534. (in Chinese))
- [16] 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.
- [17] 秦冰, 陈正汉, 孙发鑫, 等. 高吸力下持水曲线的温度效应及其吸附热力学模型[J]. *岩土工程学报*, 2012, **34**(10): 1877 - 1886. (QIN Bing, CHEN Zheng-han, SUN Fa-xin, et al. Temperature effect on water retention curve under high suction and its modeling based on thermodynamics of sorption[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2012, **34**(10): 1877 - 1886. (in Chinese))

2020年第五届土木工程国际会议 (ICCIVIL2020) 通知

2020年第五届土木工程国际会议为广大从事土木工程相关领域的研究学者、专家提供交流平台。会议组委会诚邀全球相关领域的学者、专家参加此次国际会议,就相关主题的热点问题探讨、交流,共同促进全球土木工程的发展。

2020年第五届土木工程国际会议将于2020年11月28—30日在中国西安召开。西安,古称长安,陕西省省会。西安是举世闻名的世界四大文明古都之一,居中国古都之首,是中国历史上建都时间最长、建都朝代最多、影响力最大的都城。作为华夏文明的发源地,西安的历史悠久,文化的积淀非常厚重,它是著名的丝绸之路的起点。西汉时期,汉武帝派遣张骞出使西域,正式开辟了以长安为起点,联结欧亚大陆的通道“丝绸

之路”。“西安文物甲天下”,深厚的历史文化积淀和浩瀚的文物古迹遗存使西安享有“天然历史博物馆”的美称。有诸如秦始皇兵马俑、大雁塔、西安古城墙、华清池等著名旅游景点。

2020年第五届土木工程国际会议诚邀全球相关领域的学者、专家参会并投稿。本次会议接受中文及英文原创性文章。本次会议接受摘要或全文投稿。所有录用论文的在线出版时间为收到最终稿后15~20天。

会议日期:2020年11月28—30日;录用通知:投稿后20~40天;论文出版:收到最终稿后15~20天;会议网址:<http://www.iccivl.org/2020/cn/home>。

(摘自《地基处理》)

DOI: 10.11779/CJGE202009003

三轴排水剪切下钙质砂的颗粒破碎特性

张季如, 华 晨, 罗明星, 张弼文

(武汉理工大学土木工程与建筑学院, 湖北 武汉 430070)

摘 要: 颗粒破碎是影响粒状土的变形和强度机理的重要因素。为了研究钙质砂在剪切过程中的颗粒破碎特性及其对变形和强度性质的影响, 对 3 种不同初始分布的钙质砂进行了不同围压下的三轴排水剪切试验。结果显示: 初始分形的粒径分布在三轴剪切过程中始终保持着较为严格的分形特性, 该现象与各粒组中的破碎颗粒主要向相邻的下一级粒组中迁移的机制有关。钙质砂的应力-应变特性与围压大小和初始粒径分布有关, 围压越低, 初始粒径分布越不均匀, 钙质砂的剪胀效应越显著。随着围压的增大, 钙质砂的剪胀倾向减少, 并逐渐过渡到剪缩状态。钙质砂的破碎率随剪切过程中的应力和应变的增大而增大, 其峰值内摩擦角随着破碎率的增大而降低, 最后趋于定值。用非线性的指数函数来描述峰值内摩擦角与破碎率的相关关系, 揭示了颗粒破碎对钙质砂抗剪强度的影响规律。

关键词: 钙质砂; 三轴排水剪试验; 颗粒破碎; 粒径分布; 抗剪强度

中图分类号: TU432

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)09-1593-10

作者简介: 张季如(1964—), 男, 教授, 博士生导师, 主要从事岩土工程方面的教学和科研工作。E-mail: zhangjr@whut.edu.cn。

Behavior of particle breakage in calcareous sand during drained triaxial shearing

ZHANG Ji-ru, HUA Chen, LUO Ming-xing, ZHANG Bi-wen

(School of Civil Engineering and Architecture, Wuhan University of Technology, Wuhan 430070, China)

Abstract: Particle breakage is an important factor affecting the deformation and strength mechanism of granular soil. In order to study the particle breakage characteristics of calcareous sand during shearing and their influences on the deformation and shear strength, several drained triaxial shear tests are performed on three kinds of calcareous sand with different initial particle-size distributions under varied confining pressures. The results show that the initial fractal particle-size distribution maintains a relatively strict fractal characteristic in the triaxial shear process. This phenomenon can be well explained by the behavior that the broken particles in each particle fraction are mainly added to the adjacent next-level particle fraction. The stress-strain characteristics of calcareous sand are related to confining pressure and distribution of initial particle size. The lower the confining pressure, the more uneven the distribution of initial particle size, the more significant the dilatancy effect of calcareous sand. As the confining pressure increases, the dilatancy tendency of calcareous sand decreases and gradually transits to the shrinkage state. The breakage index of calcareous sand increases with the increase of stress and strain in the shearing process. The peak angle of internal friction decreases with the increase of breakage index, and finally tends toward a fixed value. A non-linear exponential function is used to describe the correlation between the peak angle of internal friction and the breakage index, and it represents the effect of particle crushing on the shear strength of calcareous sand.

Key words: calcareous sand; drained triaxial shear test; particle breakage; particle-size distribution; shear strength

0 引 言

钙质砂是一种 CaCO_3 含量大于 50% 且海洋生物成因的特殊土类, 具有形状不规则、内部孔隙较多、颗粒强度低等特点^[1], 在常应力状态下就能产生颗粒破碎, 从而导致钙质砂的粒径分布发生变化, 致使其力学性质发生改变。颗粒破碎与力学性质的关系, 在土力学中已经成为一个新课题^[2]。因此, 有必要深入研究应力条件下钙质砂的颗粒破碎特性, 以及对力学性

质的影响机制。

为了研究钙质砂的颗粒破碎对力学性质的影响, 国内外一些学者采用侧限压缩试验^[3-6]、环剪试验^[7-10]、循环单剪试验^[11]等来研究钙质砂的颗粒破碎特性。究其原因, 在于上述几种试验方法中, 侧限压缩试验容易对钙质砂产生高的压缩应力, 而环剪试验、循环单

基金项目: 国家自然科学基金面上项目 (41272334)

收稿日期: 2019-12-23

剪试验可对钙质砂产生高的剪切应变。这些试验通过产生的高应力或高应变,旨在能最大限度地促进钙质砂的颗粒破碎,以便从中能探索到颗粒破碎的演化特性和对力学性质的影响规律。然而,在侧限压缩试验中,土样的应力状态往往与实际情况不太相符,试样无法产生剪切破坏;而环剪试验、循环单剪试验中的土样,虽然能产生剪应力,但是存在着试样剪切面固定和人为确定的缺陷。

近年来,许多学者利用常规的动、静三轴试验^[12-17]来研究颗粒破碎对钙质砂力学性质的影响。然而,受应力水平较低的限制,常规三轴试验所能促成的颗粒破碎程度往往比较有限。仅有少数学者采用高围压的三轴试验来研究钙质砂的颗粒破碎特性^[18],但研究的广度和深度还十分有限,需要进一步认识钙质砂在高围压下的三轴剪切破碎特性。此外,近期有研究成果显示^[19-20],钙质砂在各粒组中的含量对其力学特性有重要影响,因此有必要深入认识钙质砂在剪切过程中粒径分布的变化规律,尤其是粒组含量的变化规律。

本文利用高压三轴试验系统,对不同初始分布的钙质砂进行高围压下的三轴固结排水剪切试验,旨在研究钙质砂在剪切过程中的颗粒粒径分布、粒组颗粒含量、颗粒破碎率等的演化规律,通过调查钙质砂的应力和应变特征,探索颗粒破碎率与应力-应变的关系,研究颗粒破碎对钙质砂抗剪强度的影响机制。

1 材料与方法

1.1 试验土样

供试土料取自中国南海岛礁,利用相对密度仪测得其相对密度为 2.75,利用 X 射线荧光光谱仪测得其等效 CaCO_3 含量为 96.39%。钙质砂经清洗、风干后备用。为研究初始粒径分布对钙质砂颗粒破碎的影响,并考虑到在相同应力水平下,均匀分布的钙质砂比非均匀分布时的颗粒破碎量更高,采用筛析法制备了编号为 SCS 和 DCS 的两种土样。其中均匀分布的 SCS 样,由粒径范围 2~1 mm 的单个粒组土粒构成;非均匀分布的 DCS 样,由粒径范围 2~1 mm 和 1~0.5 mm 的两个粒组的土粒构成,质量百分比各占 50%。

在自然界中,具有统计意义上的自相似对称特征的土壤,具有一定的分形特性^[21]。天然土体的粒径分布具有分形特征,已是普遍存在的自然规律。土体粒径分布的分形关系,可采用土粒累计质量与粒径的关系来定义^[22],即

$$\frac{M(d < d_i)}{M_t} = \left(\frac{d_i}{d_{\max}} \right)^{3-D} \quad (1)$$

式中 d 为土粒粒径; d_i 为第 i 级筛孔径 ($i = 1, 2, \dots$,

n); d_{\max} 为土粒最大粒径; $M(d < d_i)$ 为粒径小于 d_i 的土粒累积质量; M_t 为土粒总质量; D 为分形维数。

为了让制备的土样与天然土体可资比较,并考虑自相似粒径分布数据的分形维数值约为 2.2^[23]。在粒径 $d \leq 2 \text{ mm}$ 的范围内,设定 $D=2.15$ 并按照式(1)计算各粒组含量,利用筛析法制备编号为 FCS 的土样,使其初始粒径分布具有分形特性,以表征天然土体的自然级配状况。3 种土样的初始粒径分布曲线如图 1 所示,在线性和对数的二种纵坐标轴上分别表示。

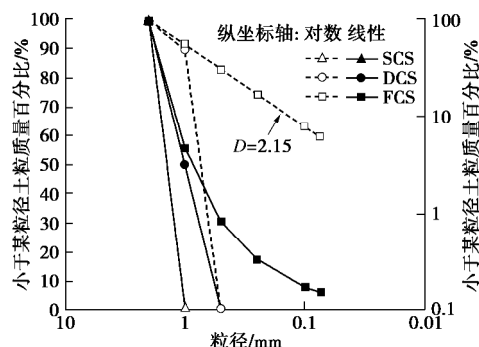


图 1 初始粒径分布曲线

Fig. 1 Initial particle-size distribution curves

式(1)等号左侧表示粒径小于 d_i 的土粒质量百分比,等号右侧表示粒径 d_i ,分别与粒径分布曲线图中的纵、横坐标轴相对应。因此利用粒径分布曲线图,就可以初步考察粒径分布的分形特性。从图 1 可以发现,土样 FCS 的粒径分布曲线,在纵坐标为对数的双对数坐标轴上,是一条直线(虚线所示)。由式(1)可知,若直线斜率为 k ,则分形维数 $D=3-k$ 。图 1 还显示,由初始单一粒组(SCS)和双粒组(DCS)构成的土样,粒径分布曲线在双对数坐标轴上显示是非线性的,因而不具有分形特性。

1.2 试验装置

试验采用英国 GDS 公司生产的高压三轴试验系统(HTPAS),为应变控制式。试样直径 50 mm,高 100 mm。轴向加载由伺服电机控制,最大轴向力 100 kN,最大轴向位移 50 mm,加载速率在 0.0001~10 mm/min 之间任意可调。三轴压力室由金属制成,可耐压 20 MPa。围压的加压介质采用非导电的变压器油,试样用特殊材料制成的薄膜包裹,与变压器油隔开。围压和反压均由电机控制的压力体积控制器施加,围压变化范围 0~16 MPa,反压变化范围 0~4 MPa。

试验由计算机全过程自动控制。首先从菜单中选择试验类型,输入围压,剪切速率等试验参数和试验终止条件。试验开始后,计算机直接控制围压、反压和剪切速率等,并自动记录上述参数及轴向位移、轴向荷载、孔隙水压力、体积变化等参数。

1.3 试验方案

为方便比较, 3 种试样均按照初始相对密度 $D_r=0.5$ 的中密状态制备。采用砂雨技术分层装样, 即利用砂漏斗保持相等的落距向下灌砂。试样的物理参数见表 1, 可见因初始粒径分布不同, 各试样的最大和最小孔隙比差异较大。由于钙质砂质脆、易碎, 形状不规则, 分层装样不易控制, 使得制成试样的相对密度与预设值略有偏差, 但均为中密状态。

表 1 试样的物理参数

| Table 1 Physical parameters of samples | | | | | |
|--|--|----------------|---------------------|---------------------|---------------|
| 试样编号 | 初始干密度 $\rho_{d0}/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$ | 初始孔隙比 e_0 | 最大孔隙比 e_{\max} | 最小孔隙比 e_{\min} | 相对密度 D_r |
| SCS | 1.24 | 1.21 | 1.41 | 0.94 | 0.43 |
| DCS | 1.35 | 1.03 | 1.28 | 0.79 | 0.51 |
| FCS | 1.45 | 0.90 | 1.20 | 0.62 | 0.52 |

试样在三轴仪中利用反压饱和, 在 0.4, 0.8, 1.6, 3.2 MPa 的 4 种围压作用下, 对试样进行固结排水剪切试验。控制轴向应变 20% 作为试验终止标准, 目的是尽可能地增大钙质砂的颗粒破碎率。为了研究 4 种围压下的钙质砂在三轴排水剪切过程中的颗粒破碎演化规律, 对土样 FCS 还增设 5%, 10%, 15% 的 3 种轴向应变, 作为钙质砂在剪切过程中的中间阶段, 当到达预设的轴向应变时终止试验, 3 种土样共进行了 24 组试验。试验完毕后, 取出试样作粒度分析, 按照土工试验方法标准, 细筛孔径依次为 2, 1, 0.5, 0.25, 0.075 mm, 筛析法获得试样的粒径分布数据, 绘得粒径分布曲线。

本文采用 Hardin^[24]建议的相对破碎率 B_r 来量化钙质砂的颗粒破碎程度, 即在粒径分布曲线图上, 将粒径分布曲线与 0.075 mm 粒径截断线所围成的面积定义为破碎势, 将试验前和试验后的破碎势之差定义为破碎量, 则相对破碎率为破碎量与试验前的破碎势的比值。

2 结果与分析

2.1 粒径分布的演化

图 2 为不同围压下各试样的粒径分布曲线, 在半对数和双对数的坐标轴上分别表示。图 2 显示, 初始均匀分布的土样 SCS 比初始非均匀分布的土样 DCS 和分形分布的土样 FCS, 颗粒破碎程度更高, 而且随着围压的增加, 这种差别愈加显著。

Turcotte^[25]认为, 任何初始分布的土粒都将随着颗粒破碎的增加而趋向一种自相似的分形分布, 该论断已得到实验验证。考察粒径分布曲线在双对数坐标轴

上的形状, 从图 2 (a), (b) 可知, 在 $\sigma_3=3.2$ MPa 的高围压下, 土样 SCS 和 DCS 的粒径分布曲线仍是非线性的, 二者均不具有分形特性。原因在于不同初始分布的土粒趋向于分形分布, 是一个渐进性的变化过程^[23], 而土样 SCS 和 DCS 当前的颗粒破碎程度, 尚不足以促成向分形分布转变。而图 2 (c) 显示, 初始分形分布的土样 FCS 在任何围压下的颗粒破碎, 粒径分布曲线与初始分布一样, 均具有分形特征。

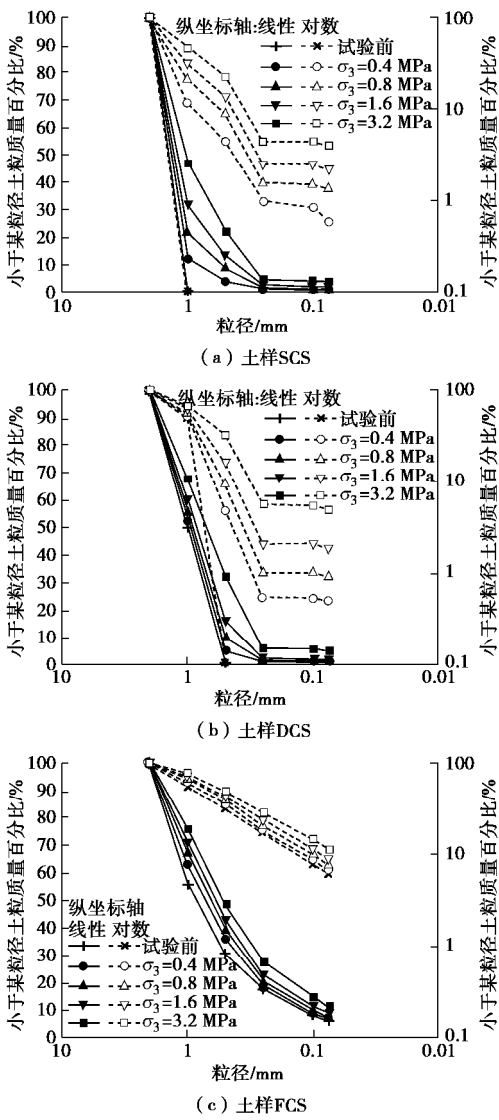


图 2 粒径分布曲线

Fig. 2 Particle-size distribution curves

图 3 为不同围压下土样 FCS 在不同轴向应变时的粒径分布曲线, 可从中考察三轴剪切过程中初始分形土体的粒径分布是如何演化的。图 3 显示, 无论围压是大是小, 随着轴向应变的发展, 在双对数坐标轴上的粒径分布曲线为一簇直线, 分形特征非常明显。

通过检验粒径分布数据自相似性的显著性程度, 可以进一步明确三轴剪切过程中分形粒径分布的演化规律。式 (1) 表示的是一个严格的自相似分形分布,

利用式(1)和粒径分布数据作线性回归分析,将获得的分形维数 D 和拟合相关系数 R^2 列于表2,从中可以发现,无论围压和轴向应变是多少,粒径分布数据自相似性的显著性水平都非常高, R^2 值的变化范围在0.992~0.999之间,说明初始分形的粒径分布曲线在三轴剪切过程中始终保持着较为严格的分形特性。分形维数随围压及轴向应变的增长而增大,也即分形维数随着颗粒破碎的增长而增大。

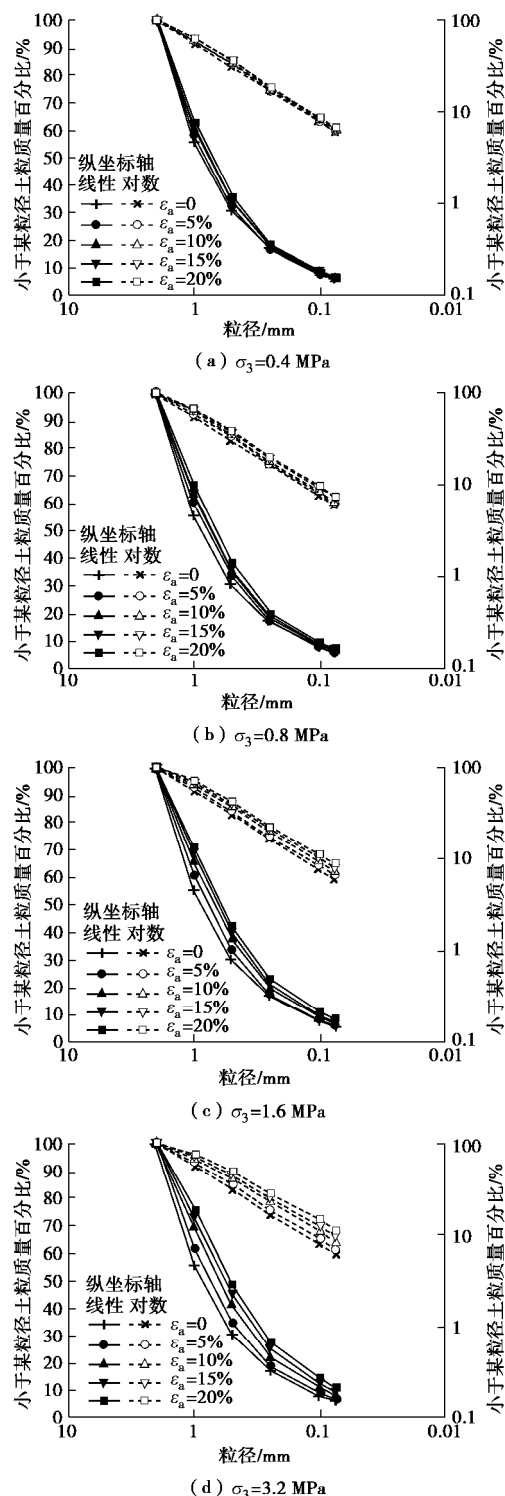


图3 粒径分布曲线的演化

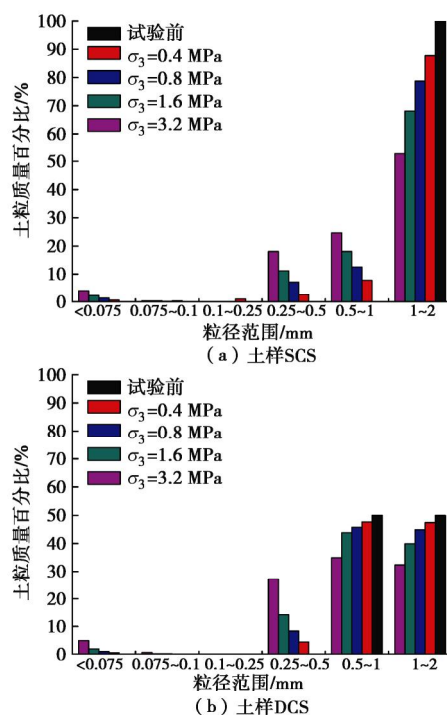
Fig. 3 Evolution of particle-size distribution curves

表2 分形维数和拟合相关系数

| 围压 σ_3 /MPa | 轴向应变 ε_a /% | 分形维数 D | 相关系数 R^2 |
|-----------------------|----------------------------|----------|------------|
| 0 | 0 | 2.150 | 1.000 |
| 0.4 | 5 | 2.158 | 0.999 |
| | 10 | 2.168 | 0.999 |
| | 15 | 2.177 | 0.998 |
| | 20 | 2.185 | 0.997 |
| 0.8 | 5 | 2.163 | 0.996 |
| | 10 | 2.171 | 0.997 |
| | 15 | 2.206 | 0.998 |
| | 20 | 2.223 | 0.998 |
| 1.6 | 5 | 2.181 | 0.994 |
| | 10 | 2.217 | 0.992 |
| | 15 | 2.247 | 0.996 |
| | 20 | 2.275 | 0.998 |
| 3.2 | 5 | 2.196 | 0.998 |
| | 10 | 2.257 | 0.993 |
| | 15 | 2.307 | 0.993 |
| | 20 | 2.347 | 0.992 |

2.2 粒组含量的演化

图4给出了3种土样在不同围压下各粒组的颗粒含量。图4(a),(b)显示,随着围压的增加,颗粒破碎致使土样SCS的颗粒,在粒径范围2~1 mm的含量大幅减少,在粒径范围1~0.5 mm和0.5~0.25 mm的含量大增;土样DCS在粒径范围2~1 mm和1~0.5 mm的颗粒含量减少,在粒径范围0.5~0.25 mm的颗粒含量增加。而在粒径小于0.25 mm的各个粒组,两种土样的颗粒含量极少,说明破碎后的颗粒主要向相邻的下一级小粒径粒组中迁移,因而显示出依次逐级破碎现象。土样FCS因初始分布就包含有各个粒组的土粒,依照颗粒破碎的迁移机制,各粒组中的破碎颗粒依次向下一级小粒径区间迁移,因此,除了粒径范围2~1 mm粒组外,其它各粒组的含量均有所增加,见图4(c)。



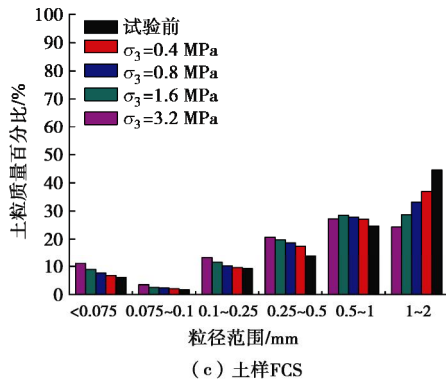


图4 不同粒组含量的演化

Fig. 4 Evolution of different particle fraction contents

为了进一步弄清不同粒组的颗粒破碎及迁移状况,本文用各粒组破碎前与破碎后的颗粒含量之差,与破碎前的颗粒含量之比值 Δ ,来表征不同粒组颗粒含量相对于初始含量的变化,即

$$D = \frac{M_0 - M}{M_0} = 1 - \frac{M}{M_0} \quad (2)$$

式中, M_0 为破碎前粒组的颗粒含量, M 为破碎后粒组的颗粒含量,除了遗留在该粒组的颗粒含量外,还包括其它粒组颗粒破碎补充进来的颗粒含量。因此,式

(2)描述的是破碎后各粒组的相对含量而非绝对含量的变化。

由式(2)可知,当 $M=0$ 时, $\Delta=1$,表示本粒组颗粒完全破碎,存留下来的颗粒消失殆尽,且没有其它粒组给予补充;当 $M<M_0$ 时, $0<\Delta<1$,表示本粒组颗粒破碎量高于其它粒组的补充;当 $M=M_0$ 时, $\Delta=0$,表示本粒组的颗粒破碎与其它粒组的补充相抵,相对含量不变;当 $M>M_0$ 时, Δ 为负值,表示其它粒组补充进来的颗粒含量,大于本粒组因破碎而减少的颗粒含量。实际上,纪文栋等^[26]曾利用破碎后与破碎前各粒组含量之差与破碎前粒组含量的比值,来表示不同粒组的相对含量变化,显然,这个比值与 Δ 的概念基本一致,但互为相反数。

图5为土样FCS在剪切过程中各粒组相对含量的变化。可以发现,在不同围压下的三轴剪切过程中,不同粒组颗粒含量的变化有如下几个特点:

(1) 粒径范围在2~1 mm的粒组,其 Δ 值始终是一个小于1的正数。因不可能有来自于其它粒组破碎颗粒的补充,该粒组含量的减少全部归咎于本粒组的颗粒破碎。显然仍有大部分的初始大颗粒被保留,并未因全部剪破而荡然无存。

(2) 粒径范围在0.1~0.25 mm的粒组,在低围压($\sigma_3=0.4$ MPa)及剪切初始阶段($\varepsilon_a=5\%$), Δ 是一个小于1的正数,表明本粒组的颗粒破碎要大于其它粒组颗粒的补充。但随着围压的增加及剪切进程的发展, Δ 值由正转负,表明其它粒组补充进来的颗粒含

量,大于本粒组因破碎减少的颗粒含量。

(3) 粒径小于1 mm的其它各个粒组, Δ 基本上呈现为负值,说明从相邻粒组破碎补充进来的颗粒含量,要大于本粒组破碎而减少的颗粒含量,这种差距随围压的增加及剪切进程的发展而逐渐扩大。

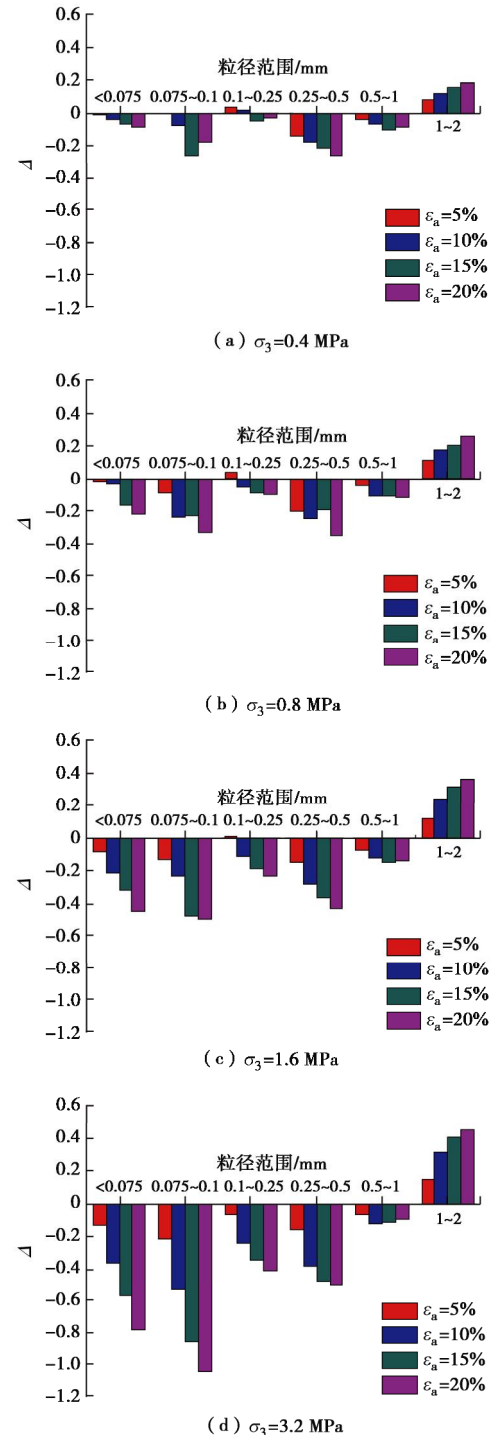


图5 土样FCS的粒组相对含量的演化

Fig. 5 Evolution of relative fraction content of particles of FCS samples

图5还显示,随着轴向应变的增加,总体上,各粒组 Δ 值的增减比例渐趋稳定,表明不同粒组的颗粒含量相对于初始含量的变化,趋于一个稳定的比例。

这意味着破碎颗粒优先向相邻的下一级粒组迁移的机制,使得初始分形的粒径分布在颗粒破碎过程中,自相似分形特性得以保持。

2.3 应力-应变-体应变特征

图6~8给出了3种试样在4种围压下的三轴排水剪切试验结果。图6为偏应力 $q=s_1-s_3$ 与轴向应变 ε_a 的关系曲线,从中可以发现,3种试样在低围压($s_3=0.4\sim 0.8$ MPa)下的应力-应变曲线表现为应变软化,随着轴向应变的增大,偏应力增至峰值后逐渐降低;围压增至1.6 MPa时的应力-应变曲线则表现为应变硬化,随着轴向应变的增加,不出现峰值剪应力,大应变下的偏应力趋于不变;在 $s_3=3.2$ MPa的高围压下,即使到达试验终止时的轴向应变,偏应力仍未趋于稳定。

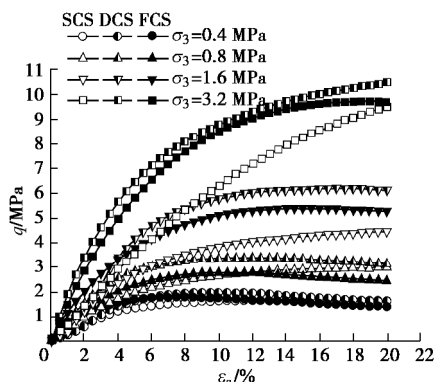


图6 偏应力与轴向应变的关系

Fig. 6 Relationship between deviator stress and axial strain

图7为体应变 ε_v 与轴向应变的关系曲线,可以发现,3种试样在低围压下均表现出剪胀特性,随着轴向应变的增加,体应变先缩小后膨胀。初始均匀分布的土样SCS,剪胀现象不显著。而初始非均匀分布的土样DCS和FCS,剪胀现象十分明显,剪胀变化幅度大,轴向应变增加到一定量时,体应变甚至转为负值。随着围压的增大,各试样的剪胀倾向减少,由剪胀过渡到剪缩状态,在高围压下各试样的体应变均表现为剪缩,需要相当大的轴向应变,才会趋于不胀不缩。

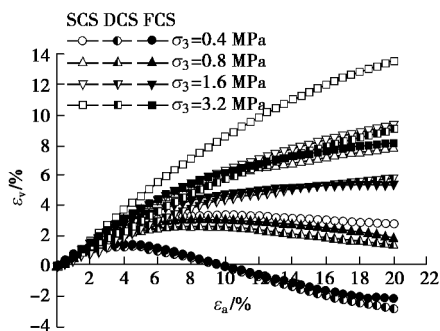


图7 体应变与轴向应变的关系

Fig. 7 Relationship between volumetric strain and axial strain

图8为主应力比 s_1/s_3 与轴向应变的关系曲线,可看出低围压下各试样的应变软化和剪胀程度。图8显示,在低围压下,随着轴向应变的增加,主应力比持续增加,达到峰值后又不断减小,降低幅度与体应变曲线中的剪胀变化趋势相一致。在同样围压下,试样的初始粒径分布愈不均匀,应变软化和剪胀效应愈明显。高围压下,随着轴向应变的增加,主应力比不出现峰值,各试验最后的主应力比趋于大致的定值。

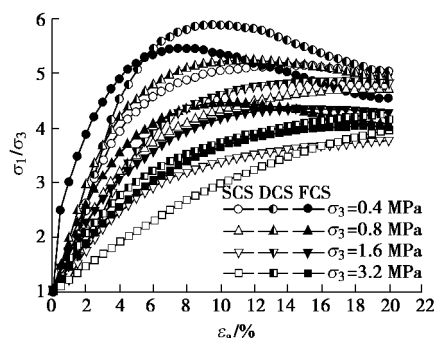


图8 主应力比与轴向应变的关系

Fig. 8 Relationship between principal stress ratio and axial strain

2.4 破碎率的演化

图9显示了土样FCS在剪切过程中的分形维数与破碎率的关系。可以发现,分形维数与破碎率之间存在较为显著的线性回归关系,与围压大小无关。这一规律与石英砂在侧限压缩下颗粒破碎的分形维数与破碎率的关系相一致^[27],说明分形维数的大小反映的是颗粒的破碎程度,与土粒性质、破碎方式等因素无关。

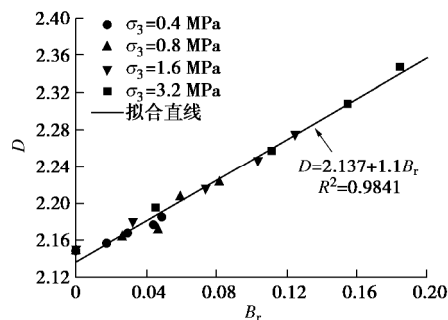


图9 破碎率对分形维数的影响

Fig. 9 Influences of breakage index on fractal dimension

图10为土样FCS在不同围压下的轴向应变对破碎率的影响,从中可知,随着轴向应变的增加,破碎率持续增大。各个围压下的破碎率与轴向应变近似呈线性增加的关系。相同轴向应变下,围压越大,破碎率越大。

图11为土样FCS在不同围压下的体应变对破碎率的影响,从中发现,在较低围压下($s_3 \leq 0.8$ MPa),体应变开始有少量的剪缩,然后转为剪胀,试验终止时的破碎率较小。随着围压增大,体应变增大,破碎率也增大,颗粒破碎部分抵消了剪胀作用,剪胀效应

消失。在高围压下 ($\sigma_3=3.2$ MPa), 体应变表现为剪缩作用, 试验终止时的体应变和破碎率较大。

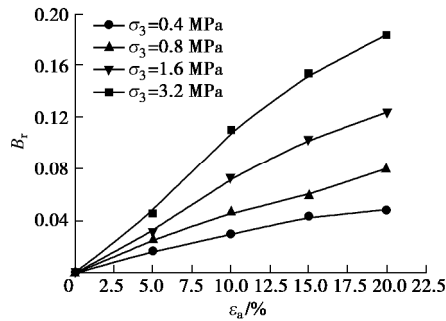


图 10 轴向应变对破碎率的影响

Fig. 10 Influences of axial strain on breakage index

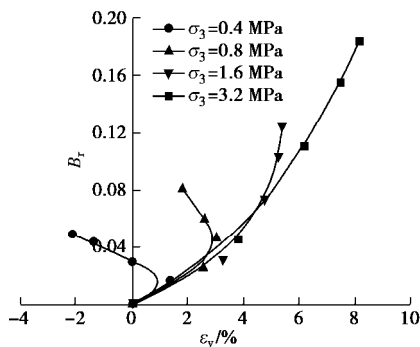


图 11 体应变对破碎率的影响

Fig. 11 Influences of volumetric strain on breakage index

图 12 为 FCS 样在不同围压下的偏应力对破碎率的影响, 从中看到在低围压下, 应变软化作用使偏应力在峰值后略有降低, 破碎率较小。不同围压下, 当偏应力增至趋于稳定, 对应的偏应力定值和破碎率各不相同。围压越大, 偏应力定值越大, 破碎率也越大。

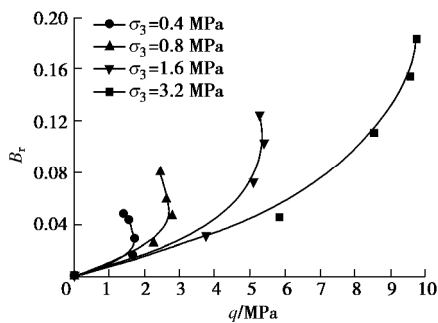


图 12 偏应力对破碎率的影响

Fig. 12 Influences of deviator stress on breakage index

图 13 为 FCS 样在不同围压下的主应力比对破碎率的影响, 从中可发现, 无论是低围压下的应变软化导致主应力比达到峰值后再降低的剪胀作用, 还是高围压下的应变硬化致使主应力比无峰值平缓变化的剪缩作用, 殊途同归, 不同围压下的主应力比将趋于大致的定值。围压越大, 试验终止时的破碎率越大。

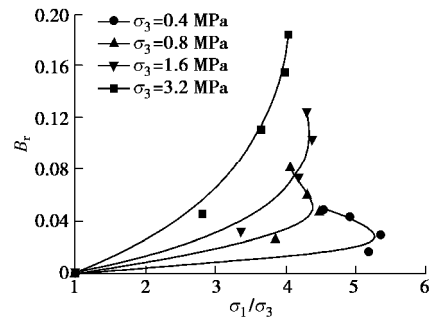


图 13 主应力比对破碎率的影响

Fig. 13 Influences of principal stress ratio on breakage index

2.5 颗粒破碎对强度的影响

根据应力 - 应变曲线的剪应力峰值确定的摩擦角, 可定义为峰值内摩擦角 f_p 。在大应变下, 剪应力保持常数, 体积不再变化, 此条件下的摩擦角可定义为最终内摩擦角。如图 6, 7 所示, 钙质砂在三轴排水剪下的应力 - 应变曲线显示了应变软化和硬化二种不同的性质, 当轴向应变到达 20% 时, 低围压时的偏应力和体应变基本趋于稳定, 但高围压下的试样体积, 胀缩还未停止, 因此无法直接测定最终内摩擦角。

图 14 为各试样的峰值主应力比 (σ_1 / σ_3)_{max} 与破碎率的关系, 从中可以发现, 峰值主应力比随着破碎率的增加而逐渐降低, 当破碎率较小时, (σ_1 / σ_3)_{max} 降幅较快, 当破碎率较大时, (σ_1 / σ_3)_{max} 降幅变小。按照莫尔-库仑强度理论, 无黏性土在三轴排水剪中的内摩擦角 f 与主应力比 σ_1 / σ_3 的关系为

$$\sin f = \frac{\sigma_1 / \sigma_3 - 1}{\sigma_1 / \sigma_3 + 1} \quad (3)$$

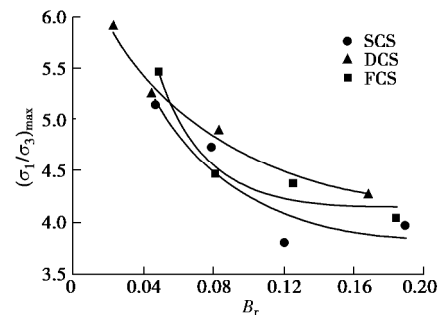


图 14 峰值主应力比与破碎率的关系

Fig. 14 Relationship between peak principal stress ratio and breakage index

由式 (3) 可知, 主应力比的降低, 意味着降低了砂土的内摩擦角。根据三轴排水试验结果中的峰值主应力比, 可计算峰值内摩擦角为

$$f_p = \sin^{-1} \left(\frac{(\sigma_1 / \sigma_3)_{\max} - 1}{(\sigma_1 / \sigma_3)_{\max} + 1} \right) \quad (4)$$

图 15 为峰值内摩擦角与破碎率的关系, 从中可发现, 同峰值主应力比与破碎率的关系基本相似, 峰

值内摩擦角随着破碎率的增加而逐渐降低。对该现象可用颗粒的咬合作用来解释：在低围压下的三轴排水剪切，颗粒破碎量尚小，剪胀作用增大了颗粒的咬合摩擦，需要做更多的功能来克服，因而就具有了较高的峰值内摩擦角。随着围压的增大，偏应力增加，破碎率也增大，颗粒破碎部分抵消剪胀作用，剪胀性逐渐消失，咬合作用渐渐消除，只剩下滑动摩擦，内摩擦角接近于滑动摩擦角。因此，峰值内摩擦角不仅因颗粒初始分布的不同而有所差异，而且还随围压而变。

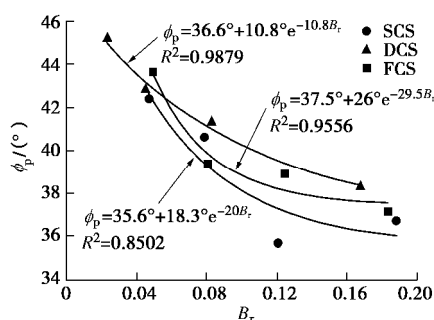


图 15 峰值内摩擦角与破碎率的关系

Fig. 15 Relationship between peak angle of internal friction and breakage index

对各试样的峰值内摩擦角与破碎率的试验数据进行拟合分析，发现采用指数函数来描述峰值内摩擦角与破碎率之间的非线性关系，拟合程度的显著性水平较高，见图 15。因此，峰值内摩擦角可表示为

$$f_p = f_0 + f_1 e^{-AB_r} \quad (5)$$

式中， f_0 ， f_1 ， A 均为试验常数，与钙质砂的性质和初始粒径分布有关。

式 (5) 显示，随着破碎率的增大，峰值内摩擦角逐渐降低，一直降到趋近于 f_0 的常数。这一规律可从 Vesic 等^[28]对砂土进行的高围压排水三轴试验的结果中得到解释。Vesic 等发现，当围压增至更高时，无论砂土的初始状态如何，颗粒破碎机理将起主导作用，试样破坏时的体应变速率渐趋于零，从而变成了一个理想的塑性体，其内摩擦角也趋于定值。由此可见，式 (5) 较好地反映了粒状土的颗粒破碎对强度参数的影响规律。其中， f_0 有明确的物理意义，即为最终的内摩擦角。可以预见，峰值内摩擦角随着破碎率的增大而持续降低，最后与最终的内摩擦角趋于一致，从而不随试验条件而变。

3 结 论

本文对 3 种不同初始分布的钙质砂进行了 4 种围压下的三轴排水剪切试验，研究剪切过程中钙质砂的颗粒破碎特性及对应力应变和抗剪强度的影响，主要结论如下：

(1) 初始分形的粒径分布曲线在三轴排水剪切过程中，始终保持着较为严格的分形特性。分形维数随围压及应变的增长而增大，与破碎率之间存在着较为显著的线性回归关系。

(2) 钙质砂的颗粒破碎机制为，各粒组破碎后的颗粒主要向相邻的下一级小粒径粒组迁移，使得初始分形的粒径分布，在颗粒破碎过程中的分形特性得以保持。

(3) 钙质砂的应力应变特性与围压大小和初始分布有关，围压越低，初始分布越不均匀，剪胀效应越显著。随着围压的增大，剪胀倾向减少，逐渐过渡到剪缩状态。

(4) 钙质砂的破碎率随剪切过程中的应变和剪应力的增长而增大。当偏应力和主应力比增至稳定不变时，围压越大，破碎率越大。

(5) 钙质砂的峰值内摩擦角随着破碎率的增大而降低，最终趋于定值。用非线性的指数函数来描述二者之间的关系，揭示了颗粒破碎对钙质砂抗剪强度的影响规律。

参考文献：

- [1] 沈建华, 汪 稔. 钙质砂的工程性质研究进展与展望[J]. 工程地质学报, 2010, 18(增刊 1): 26 - 32. (SHEN Jian-hua, WANG Ren. Study on engineering properties of calcareous sand[J]. Journal of Engineering Geology, 2010, 18(S1): 26 - 32. (in Chinese))
- [2] 尹振宇, 许 强, 胡 伟. 考虑颗粒破碎效应的粒状材料本构研究: 进展及发展[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(12): 2170 - 2180. (YIN Zhen-yu, XU Qiang, HU Wei. Constitutive relations for granular materials considering particle crushing: review and development[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(12): 2170 - 2180. (in Chinese))
- [3] 张家铭, 汪 稔, 石祥峰, 等. 侧限条件下钙质砂压缩和破碎特性试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(8): 3327 - 3331. (ZHANG Jia-ming, WANG Ren, SHI Xiang-feng, et al. Compression and crushing behavior of calcareous sand under confined compression[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(8): 3327 - 3331. (in Chinese))
- [4] 秦 月, 姚 婷, 汪 稔, 等. 基于颗粒破碎的钙质沉积物高压固结变形分析[J]. 岩土力学, 2014, 35(11): 3123 - 3128. (QIN Yue, YAO Ting, WANG Ren, et al. Particle breakage-based analysis of deformation law of calcareous sediments under high-pressure consolidation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, 35(11): 3123 - 3128. (in Chinese))

- [5] 张季如, 张弼文, 胡泳, 等. 粒状岩土材料颗粒破碎演化规律的模型预测研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, **35**(9): 1898 - 1905. (ZHANG Ji-ru, ZHANG Bi-wen, HU Yong, et al. Predicting the particle breakage of granular geomaterials[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, **35**(9): 1898 - 1905. (in Chinese))
- [6] 吕亚茹, 李治中, 李浪. 高应力状态下钙质砂的一维压缩特性及试验影响因素分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2019, **38**(增刊 1): 3142 - 3150. (LÜ Ya-ru, LI Zhi-zhong, LI Lang. One-dimensional compression behavior of calcareous sand and its experimental technology under high stress conditions[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2019, **38**(S1): 3142 - 3150. (in Chinese))
- [7] COOP M R, SORENSEN K K, BODAS FREITAS T, et al. Particle breakage during shearing of a carbonate sand[J]. Géotechnique, 2004, **54**(3): 157 - 163.
- [8] MIAO G, AIREY D. Breakage and ultimate states for a carbonate sand[J]. Géotechnique, 2013, **63**(14): 1221 - 1229.
- [9] 何建乔, 魏厚振, 孟庆山, 等. 大位移剪切下钙质砂破碎演化特性[J]. 岩土力学, 2018, **39**(1): 165 - 172. (HE Jian-qiao, WEI Hou-zhen, MENG Qing-shan, et al. Evolution of particle breakage of calcareous sand under large displacement shearing[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, **39**(1): 165 - 172. (in Chinese))
- [10] 黄宏翔, 陈育民, 王建平, 等. 钙质砂抗剪强度特性的环剪试验[J]. 岩土力学, 2018, **39**(6): 2082 - 2088. (HUANG Hong-xiang, CHEN Yu-min, WANG Jian-ping, et al. Ring shear tests on shear strength of calcareous sand[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, **39**(6): 2082 - 2088. (in Chinese))
- [11] 纪文栋, 张宇亭, 王洋, 等. 循环单剪下珊瑚钙质砂和普通硅质砂剪切特性对比研究[J]. 岩土力学, 2018, **39**(增刊 1): 282 - 288. (JI Wen-dong, ZHANG Yu-ting, WANG Yang, et al. Comparative study of shear performance between coral sand and siliceous sand in cycles simple shear test[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, **39**(S1): 282 - 288. (in Chinese))
- [12] 蔡正银, 侯贺营, 张晋勋, 等. 考虑颗粒破碎影响的珊瑚砂临界状态与本构模型研究[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(6): 989 - 995. (CAI Zheng-yin, HOU He-ying, ZHANG Jin-xun, et al. Critical state and constitutive model for coral sand considering particle breakage[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(6): 989 - 995. (in Chinese))
- [13] 蔡正银, 侯贺营, 张晋勋, 等. 密度与应力水平对珊瑚砂颗粒破碎影响试验研究[J]. 水利学报, 2019, **50**(2): 184 - 191. (CAI Zheng-yin, HOU He-ying, ZHANG Jin-xun, et al. Experimental study on the influence of density and stress level on particle breakage of coral sand[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2019, **50**(2): 184 - 191. (in Chinese))
- [14] 王刚, 叶沁果, 查京京. 珊瑚礁砂砾料力学行为与颗粒破碎的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2018, **40**(5): 802 - 810. (WANG Gang, YE Qin-guo, ZHA Jing-jing. Experimental study on mechanical behavior and particle crushing of coral sand-gravel fill[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(5): 802 - 810. (in Chinese))
- [15] 陈火东, 魏厚振, 孟庆山, 等. 颗粒破碎对钙质砂的应力-应变及强度影响研究[J]. 工程地质学报, 2018, **26**(6): 1490 - 1498. (CHEN Huo-dong, WEI Hou-zhen, MENG Qing-shan, et al. The study on stress-strain-strength behavior of calcareous sand with particle breakage[J]. Journal of Engineering Geology, 2018, **26**(6): 1490 - 1498. (in Chinese))
- [16] 刘汉龙, 肖鹏, 肖杨, 等. MICP 胶结钙质砂动力特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2018, **40**(1): 38 - 45. (LIU Han-long, XIAO Peng, XIAO Yang, et al. Dynamic behaviors of MICP-treated calcareous sand in cyclic tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(1): 38 - 45. (in Chinese))
- [17] 王刚, 查京京, 魏星. 循环三轴应力路径下钙质砂颗粒破碎演化规律[J]. 岩土工程学报, 2018, **41**(4): 755 - 760. (WANG Gang, ZHA Jing-jing, WEI Xing. Evolution of particle crushing of carbonate sand under cyclic triaxial stress path[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **41**(4): 755 - 760. (in Chinese))
- [18] 张家铭, 张凌, 蒋国盛, 等. 剪切作用下钙质砂颗粒破碎试验研究[J]. 岩土力学, 2008, **29**(10): 2789 - 2793. (ZHANG Jia-ming, ZHANG Ling, JIANG Guo-sheng, et al. Research on particle crushing of calcareous sands under triaxial shear[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, **29**(10): 2789 - 2793. (in Chinese))
- [19] 张晨阳, 谌民, 胡明鉴, 等. 细颗粒组分含量对钙质砂抗剪强度的影响[J]. 岩土力学, 2019, **40**(增刊 1): 195 - 202. (ZHANG Chen-yang, CHEN Min, HU Ming-jian, et al. Effect of fine particles content on shear strength of calcareous sand[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, **40**(S1): 195 - 202. (in Chinese))
- [20] 沈扬, 沈雪, 俞演名, 等. 粒组含量对钙质砂压缩变形特性影响的宏细观研究[J]. 岩土力学, 2019, **40**(10): 3733 - 3740. (SHEN Yang, SHEN Xue, YU Yan-ming, et al. Macro-micro study of compressive deformation properties of

- calcareous sand with different particle fraction contents[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, **40**(10): 3733 - 3740. (in Chinese))
- [21] TURCOTTE D L. Fractals in geology and geophysics[J]. Pure Application Geophysics, 1989, **131**(1/2): 171 - 196.
- [22] TYLER S W, WHEATCRAFT S W. Fractal scaling of soil particle-size distributions: analysis and limitations[J]. Soil Science Society of America Journal, 1992, **56**(2): 362 - 369.
- [23] 张季如, 胡泳, 张弼文, 等. 石英砂砾破碎过程中粒径分布的分形行为研究[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(5): 784 - 791. (ZHANG Ji-ru, HU Yong, ZHANG Bi-wen, et al. Fractal behavior of particle-size distribution during particle crushing of quartz sand and gravel[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(5): 784 - 791. (in Chinese))
- [24] HARDIN B O. Crushing of soil particles[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1985, **111**(10): 1177 - 1192.
- [25] TURCOTTE D L. Fractals and fragmentation[J]. Journal of Geophysical Research, 1986, **91**(B2): 1921 - 1926.
- [26] 纪文栋, 张宇亭, 裴文斌, 等. 加载方式和应力水平对珊瑚砂颗粒破碎影响的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2018, **37**(8): 1953 - 1961. (JI Wen-dong, ZHANG Yu-ting, PEI Wen-bin, et al. Influence of loading method and stress level on the particle crushing of coral calcareous sand[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2018, **37**(8): 1953 - 1961. (in Chinese))
- [27] 张季如, 祝杰, 黄文竞. 侧限压缩下石英砂砾的颗粒破碎特性及其分形描述[J]. 岩土工程学报, 2008, **30**(6): 783 - 789. (ZHANG Ji-ru, ZHU Jie, HUANG Wen-jing. Crushing and fractal behaviors of quartz sand-gravel particles under confined compression[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, **30**(6): 783 - 789. (in Chinese))
- [28] VESIC A S, CLOUGH G W. Behavior of granular materials under high stresses[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 1968, **94**(SM3): 661 - 688.

2020年岩土工程西湖论坛一号通知

在广泛征求意见的基础上, 岩土工程西湖论坛(2020)的主题定为: 岩土工程地下水控制理论、技术及工程实践, 并拟定于2020年10月24—25日(23日报到)在杭州花家山庄召开。建筑工程中基坑、地下工程中隧道和边坡工程中滑坡等工程事故, 大部分都涉及到地下水, 本次会议拟开展岩土工程地下水控制的新技术、新方法、新设备、新工艺等进行交流, 旨在促进我国岩土工程技术水平不断提升, 更好地为工程建设服务。会前将围绕该主题组织有关专家学者编写专著岩土工程西湖论坛系列丛书第4册《岩土工程地下水控制理论、技术及工程

实践》, 并在中国建工出版社出版。

会议主题: 岩土工程地下水控制理论、技术及工程实践。

专题研讨会: 岩土工程西湖论坛(2020)。

出版专著: 将围绕该主题组织有关专家学者编写专著岩土工程西湖论坛系列丛书第4册《岩土工程地下水控制理论、技术及工程实践》, 并在中国建工出版社出版。

联系人: 宋秀英电话: 0571-88208775; 邮箱: xysong2020@163.com; 网址: 浙江大学滨海和城市岩土工程研究中心<http://www.zjdxyt.com>。

(摘自《地基处理》)

DOI: 10.11779/CJGE202009004

软土地铁深基坑倒塌分析

王立忠^{1, 2}, 刘亚竞^{1, 2}, 龙凡³, 洪义^{*1, 2}

(1. 浙江大学建筑工程学院, 浙江 杭州 310058, 2. 浙江大学浙江省海洋岩土工程与材料重点实验室, 浙江 杭州 310058;
3. 武汉市市政工程设计研究院有限责任公司, 湖北 武汉 430023)

摘要: 随着地下轨道交通的建设, 沿海城市建筑密集区出现了大量狭长型软土深基坑, 基坑开挖导致的灾变情况时有发生, 最为著名的如新加坡地铁环线 Nicoll highway (2004) 基坑倒塌与杭州湘湖地铁基坑倒塌 (2008), 造成重大人员伤亡。传统的极限平衡法设计方法将抗隆起安全度 (FOS) 与支护侧移分别独立考虑, 且不能考虑基坑开挖宽度的影响, 而有限元强度折减法则存在计算稳定性判断准则、本构关系选择及参数确定等难题。笔者于 2014 年修改了剑桥大学 Bolton 课题组提出的强度发挥度设计法 (MSD) 中的余弦曲线, 提出了基于偏态高斯曲线机动场的 MMSD 上限分析法, 成功用于软土宽基坑稳定的分析; 随后于 2018 年采用 MMSD 方法成功分析软土狭长型基坑支护土体的变形。进一步采用 MMSD 方法对新加坡 Nicoll highway 基坑和杭州湘湖基坑两个狭长型基坑倒塌案例进行分析, 并与实测值、极限平衡法 (包括规范法、Hsieh 等的方法、Su 等的方法) 和有限元法预测结果进行了比较。结果表明 MMSD 法基于狭长深窄基坑相适应的机动场, 采用实测土体应力应变关系且能考虑土体不排水强度各向异性, 可以更准确地预测倒塌发生机制。

关键词: MMSD 法; 软土; 窄基坑; 倒塌; 变形

中图分类号: TU434

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)09-1603-09

作者简介: 王立忠(1969—), 男, 教授, 长江学者特聘教授。主要研究方向为软黏土力学、海洋岩土工程。E-mail: wanglz@zju.edu.cn。

Collapse of deep excavations for metro lines in soft clay

WANG Li-zhong^{1, 2}, LIU Ya-jing^{1, 2}, LONG Fan³, HONG Yi^{1, 2}

(1. College of Civil Engineering and Architecture, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 2. Key Laboratory of Offshore Geotechnics and Material of Zhejiang Province, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 3. Wuhan Municipal Engineering Design and Research Institute Co., Ltd., Wuhan 430023, China)

Abstract: In recent decades, numerous deep excavation projects for metro lines and transportation tunnels have been executed in soft clay in urban areas of coastal cities. Collapses of these deep excavations in soft clay are reported from time to time, including the infamous collapses of Nicoll highway excavation for metro circle line in Singapore (2004) and Xianghu excavation for a subway station in Hangzhou (2008). In routine practice, the stability or deformation of an excavation is calculated using the separated approaches, i.e., the limit equilibrium method and the finite element method (FEM), respectively. It is well recognized that the former usually does not consider the effect of excavation width, while the latter usually involves very sophisticated soil models and additional challenges posed by determination of model parameters. These limitations have led to the development of an upper bound method entitled mobilizable strength design (MSD) method by Prof. Bolton in Cambridge University, for predicting stability and deformation of excavations in soft clay in a unified yet simple manner. The authors (Wang & Long, 2014) have recently proposed an improved MSD method (i.e., MMSD method), where a more realistic plastic deformation mechanism is implemented for analyzing the stability of excavations in soft clay. The capability of MMSD for predicting deformation of excavations in soft clay is later verified against the field data of eight case histories (Wang et al., 2018). This study aims to examine the capability of MMSD to predict the collapse of Nicoll highway excavation and Xianghu excavation. It is shown that the MMSD method offers more accurately the prediction for the occurrence of the collapses of the two case histories than the existing limit equilibrium methods (standard method, Hsieh et al's. method and Su et al's. method) and finite element methods, as it accounts for a more realistic deformation mechanism for narrow deep excavations and the strength anisotropy of soft clay.

基金项目: 国家重点研发计划项目 (2016YFC0800200); 国家自然科学基金项目 (51939010, 51779221)

收稿日期: 2019-12-06

*通信作者 (E-mail: yi-hong@zju.edu.cn)

Key words: MMSD method; soft clay; narrow excavation; collapse; deformation

0 引言

深基坑工程常见于城市地铁车站和高层建筑等基础设施的建设当中。随着目前城市规模急剧扩大,大型地铁车站或城市公路隧道屡见不鲜,在各大城市中出现了大量狭长型深基坑,且基坑支护失效的情况时有发生。

针对地铁基坑坑底隆起倒塌事故,大量国内外学者利用极限平衡法^[1-4]或有限元法^[5-8]对 Nicoll highway 基坑和湘湖基坑倒塌原因进行了分析,但往往将抗隆起安全度(FOS)与支护侧移分别独立考虑。预测基坑稳定性安全度 FOS 的静力平衡法、圆弧滑动法等极限平衡法假定的失效模式往往不能考虑基坑宽度的影响^[9],并不适用于如地铁车站的狭长型软土深基坑,在倒塌工况计算出的安全度 FOS 值与临界值(理论值为 1.0)差别较大。有限元强度折减法预测基坑稳定性在国内外得到了广泛应用,但事实上该方法存在着计算稳定性判断准则、本构关系选择与参数确定等难题^[10],Nicoll highway 基坑倒塌的主要原因之一正是基坑设计时误用有限元法导致的(基于有效应力分析、采用理想弹塑性模型加莫尔库仑破坏准则,进而高估土体强度^[4-5])。在基坑倒塌事后分析的文献中,Nicoll highway 基坑和湘湖地铁基坑倒塌过程中的支护侧移普遍利用有限元法进行分析,使用的土体本构模型包括基于 Mohr-Coulomb 破坏准则的理想弹塑性模型^[5]和 MIT E3 模型等^[6]。但有限元法在预测开挖各步的支护侧移最大值上效果并不好,最大误差可达 25% 以上。另外,有限元法在模型建立和参数选取上较复杂,工程上推广应用上有一定难度。

曾国熙先生^[11]通过案例验算表明基于固结不排水强度的分析法在预测土坡稳定性、地基承载力和单桩承载力等方面都具有很高的可靠性。中国的建筑地基基础设计规范^[12]强调了饱和黏性土基坑设计时应采用在土的有效自重应力下预固结的不固结不排水三轴试验确定强度指标,并宜采用薄壁取土器取样。这里有两点应该指出,一是自重应力下的土体是 K_0 固结状态,二是土体的固结不排水强度有应力路径依赖性;针对以上两点问题,Wang 等^[13]根据 S-clay 模型提出了软土各向异性不排水公式,为软土基坑考虑不排水土体强度各向异性的稳定分析奠定了参数取值基础。

Osman 等提出的强度发挥设计法^[14](MSD 法)是一种固结不排水强度分析法,并可考虑基坑不同区域土体不排水强度的各向异性。它只需土体不排水强度参数、实测土体单剪应力应变曲线和基坑几何参数便可同时预测开挖各阶段的安全度和支护侧移。笔者

在 MSD 法中引入更符合实际的基坑变形曲线提出了改进强度发挥法(MMSD)法^[15-17],并针对软土地区狭长型深基坑($B < 2\sqrt{2}(l-h)$), B 为开挖宽度, l 为变形波长(影响机动场变形范围的参数), h 为底层支撑下的开挖深度,构造了相应的坑内变形机动场。Wang 等^[16]曾利用 MMSD 法预测 3 处典型宽基坑失稳案例中安全度的演化,得到的基坑倒塌深度相比传统极限平衡法更符合实际。Wang 等^[17]利用此法对国内上海、杭州地区 8 处软土狭长型深基坑的支护侧移进行了预测,预测结果相比 MSD 法也更接近实测值。

本文首先介绍 MMSD 法基本理论及其在预测狭长型基坑安全度和支护侧移方面的优势,然后总结了前人对新加坡 Nicoll highway 基坑和杭州湘湖地铁基坑两典型狭长型基坑倒塌原因的分析,并指出分析方法上的不足。最后利用 MMSD 法预测两个基坑安全度与支护侧移,并与实测值^[18]、极限平衡法(规范法^[12]、Hsieh 等的方法^[19]、Su 等的方法^[20])和有限元法(Corral 等^[6]、Chen 等^[8])预测结果进行比较。

1 MMSD 方法基本理论

强度发挥设计法(MSD 法)是由 Osman 等^[14]提出的用以预测多内撑软土基坑变形和安全度的上限解析法。它只需要典型土体单元的发挥强度($b = s_{u_mob} / s_u$, s_{u_mob} 为土体强度发挥值, s_u 为土体不排水强度)与剪应变(γ)曲线、不排水强度值和基坑尺寸参数便可同时计算基坑开挖各步的安全度和支护侧移。它可以考虑特定的施工工况和土体非线性特征,其主要原理是在假定的塑性机动场中利用功能守恒原理得到土体平均强度发挥度,结合典型土单元的实测应力应变关系,得到机动场内平均剪应变,再由机动场平均剪应变计算出开挖各阶段的变形增量,累加后即可得到总变形量。Lam 等^[21]、王浩然等^[22]在 MSD 方法上考虑了支护弹性形变势能的作用,提出扩展的 MSD 法。龙凡^[15]和 Wang 等^[16]在 MSD 法基础上引入了更加符合实际的偏态高斯曲线机动场模式(式(1),图 1),并考虑基坑宽度影响,提出了更符合狭长型深基坑机动场特征的 MMSD 分析方法。图 2(b)和图 3 是 MMSD 法中提出的基坑变形机动场和坑内被动区位移场增量图^[15-17]。

$$\Delta d_h = \Delta d_{h_max} \frac{4y}{l} \exp\left(\frac{1}{2} - \frac{8y^2}{l^2}\right), \quad (1)$$

式中, Δd_h 为开挖各步基坑变形增量, Δd_{h_max} 为开挖各步基坑变形增量最大值, y 为距基坑变形曲线原点的距离, l 为变形波长(影响机动场变形范围的参数)。

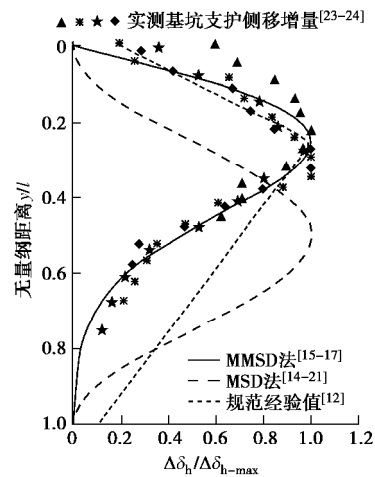


图 1 MMSD 法和 MSD 法变形曲线与实测数据比较

Fig. 1 Comparison of deformation profile between measured data and theoretical curves by MMSD and MSD

MSD 法机动场变形曲线型式以最下层支撑以下支护侧移增量拟合得到, 但实际基坑机动场变形波长一般大于最下层支撑以下支护的高度。尤其在软土地区, 支护底部无法嵌入良好土层时, 变形曲线的型式应由支护及其下方土体的侧移共同决定。图 1 总结了基坑离心机试验中测得的支护与土体侧移增量^[23]和上海地区软土地区基坑现场实测支护侧移增量^[24], 并与 MMSD 法^[15-17]、MSD 法^[14, 21]机动场变形曲线和规范法中经验曲线^[12]进行了比较。结果表明 MMSD 法提出的偏态高斯曲线不论在峰值点位置还是整体形态方面都较另两条曲线更符合实测值。图 2 (a) 是离心机试验中多支撑狭长型软土基坑变形位移场及其边界位移包络图, 其地表沉降与支护侧移的峰值点位置 (0.24*l*) 和整体形态与图 2 (b) 中 MMSD 法针对狭长型基坑提出的机动场十分接近 (0.22*l*)。而与图 2

(c) 中 MSD 法峰值点位置 (0.42*l*) 差别较大。

根据能量守恒原理, 土体由于竖向位移产生的势能损失与其所发挥的剪切应变耗散能相等, 土体强度发挥程度 *b* 可由下式得到^[14]

$$b = \frac{\int_v g_{\text{sat}} \Delta d_v dv}{\int_v s_u \delta g dv} \quad , \quad (2)$$

式中, g_{sat}, s_u, v 分别表示土体饱和重度、不排水抗剪强度和变形区域的总体积。表 1^[15]与表 2^[15]分别为基坑变形区域内各点的剪应变增量 (δg) 与竖向位移增量 (Δd_v)。根据 *b* 值以及变形区域典型土体单元的实测强度发挥曲线, 可得到整个变形区域内土体的平均发挥剪应变增量 (δg_{mob})。将 δg_{mob} 与表 1 中的 δg 代入式 (3) 中, 即可得到机动场变形增量曲线最大值 $\Delta d_{h-\text{max}}$, 进而由式 (1) 可知基坑整体变形 Δd_h 。

$$\delta g_{\text{mob}}(b) = \frac{\int_v \delta g(\Delta d_{h-\text{max}}) dv}{\int_v dv} \quad . \quad (3)$$

表 1 MMSD 法各变形区域工程剪应变增量^[15]

| Table1 Engineering shear strain increments of a narrow excavation calculated by MMSD method ^[15] | |
|---|---|
| 区域 | MMSD 法各变形区域工程剪应变增量 (<i>dg</i>) |
| ABDC | $\delta g = \left \Delta d_{h-\text{max}} \frac{4}{l} \left(1 - \frac{16}{l^2} x^2 \right) \exp \left(\frac{1}{2} - \frac{8x^2}{l^2} \right) \right $ <i>x</i> =计算点与支护的距离 |
| CDE | $\delta g = \left \Delta d_{h-\text{max}} \frac{64}{l^3} r^2 \exp \left(\frac{1}{2} - \frac{8r^2}{l^2} \right) \right $ <i>r</i> =计算点与圆心 <i>D</i> 的距离 |
| FIEH | $\delta g = \left \Delta d_{h-\text{max}} \left\{ \left[\frac{4}{l^3} \left(1 - \frac{16y^2}{l^2} \right) - \frac{\pi^2 l}{4B^2} \right] \exp \left(\frac{1}{2} - \frac{8y^2}{l^2} \right) + \frac{\pi^2 l e^{-7.5}}{4B^2} \right\} \cos \left(\frac{\pi x}{B} \right) \right $ <i>x</i> =计算点与支护的距离; <i>y</i> =计算点与最下层支撑与墙交点 <i>F</i> 的距离 |

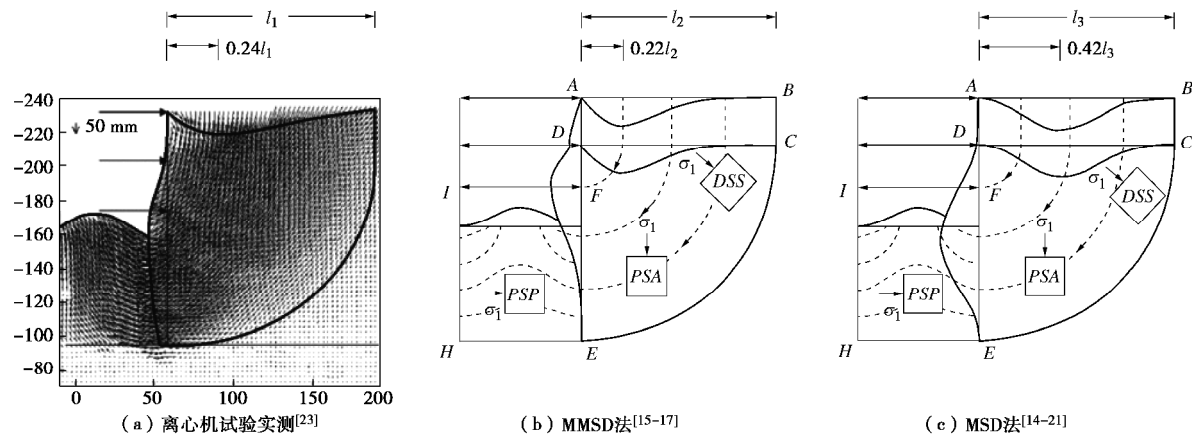


图 2 狭长型基坑土体位移场比较

Fig. 2 Comparison of ground deformation mechanism for narrow excavations

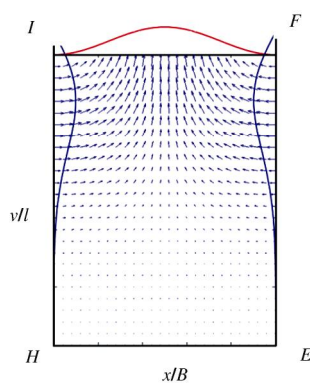


图 3 MMSD 法基坑被动区 (IHEF) 土体位移增量^[15]

Fig. 3 Displacement increments of soil assumed by MMSD method in passive area of excavations (IHEF)^[15]

表 2 MMSD 法各变形区域竖向位移增量^[15]

Table 2 Vertical displacement increments of a narrow excavation calculated by MMSD method^[15]

| 区域 | MMSD 法各变形区域竖向位移增量(Δd_v) |
|------|--|
| ABDC | $\Delta d_v = \Delta d_{h-\max} \frac{4x}{l} \exp\left(\frac{1}{2} - \frac{8x^2}{l^2}\right)$ <p>x=计算点与支护的距离</p> |
| CDE | $\Delta d_v = \Delta d_{h-\max} \frac{4r \cos w}{l} \exp\left(\frac{1}{2} - \frac{8r^2}{l^2}\right)$ <p>r=计算点与圆心 D 的距离</p> |
| IHEF | $\Delta d_v = -\frac{\pi \Delta d_{h-\max}}{4B} \left[\exp\left(\frac{1}{2} - \frac{8y^2}{l^2}\right) - e^{-7.5} \right] \sin\left(\frac{\pi x}{B}\right)$ <p>x=计算点与支护的距离; y=计算点与最下层支撑与墙交点 F 的距离</p> |

2 杭州湘湖地铁基坑倒塌与前人分析

图 4 是湘湖地铁基坑事故现场^[15]，其倒塌段总长 107.8 m，宽 21.2 m，最大开挖深度 15.7~16.3 m。基坑长轴方向西侧为风情大道，车流量大。基坑采用地下连续墙与四道钢管内支撑支护，地下连续墙厚度 0.8 m，嵌固深度 17.3 m，但仍悬于淤泥质粉质黏土之中。图 5 是基坑支护设计截面图。工程场地 0~-1.5 m 为填土层，-1.5~-7.1 m 深度处为软—中等粉质黏土层（2-2 层）。2-2 层以下是 12 m 厚的非常软弱的淤泥质黏土（4-2 层），其下同样是 15.7 m 厚非常软弱的淤泥质黏土（6-1 层）。6-1 层以下至地下 49.9 m 处为粉质黏土^[1, 15]。通过事故前后的现场勘测数据可知，该基坑场地主要土层具有高含水率、高孔隙比、高压缩性和低抗剪强度的特点，如图 6 所示^[8]。场地软黏土层渗透系数均很低^[1]，在基坑开挖与建设过程中可视为不排水工况。

湘湖地铁基坑倒塌的最主要原因是坑底超挖^[1, 8, 15]。设计规定基坑开挖至支撑设计标高以下 0.5 m 时，必须及时设置支撑，不得超挖。图 7 是实际开挖时 N2

段基坑工序图^[15]，可看出在长约 26 m 的施工段上未设置最下一道支撑即挖至基坑底，导致该施工段范围内第三道支撑轴力急剧增大，而第三道支撑的单根钢管承载力却由于施工原因大幅降低，因此该施工段内支撑体系首先失效。施工时未按设计要求对坑底被动区土体进行搅拌桩加固也是湘湖基坑倒塌的诱因，如图 8 所示^[15]。



图 4 湘湖基坑倒塌现场^[15]

Fig. 4 Xianghu excavation after collapse^[15]

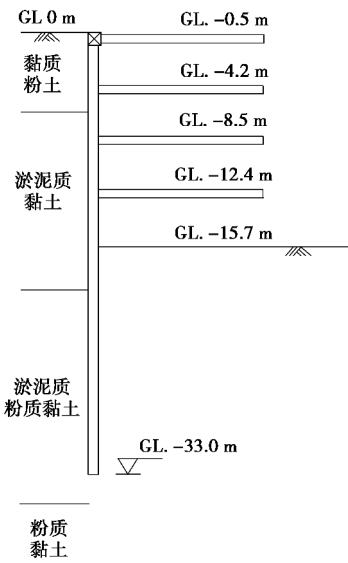


图 5 湘湖基坑围护结构设计图^[15]

Fig. 5 Soil profile and retaining structures along a typical section of Xianghu excavation^[15]

表 3 总结了张旷成等^[1]，Chen 等^[8]分别通过极限平衡法和有限元强度折减法计算的湘湖地铁基坑安全度。虽然两者计算结果都表明在超挖情况下基坑会发生倒塌 (FOS<1.0)，但极限平衡法所得 FOS 远小于临界值 1.0，过于保守，并且不同极限平衡分析法所对应的破坏临界值均不相同且大于 1.0^[1]，缺乏理论依据。Chen 等^[8]利用有限元强度折减法计算了超挖段与未超挖段 FOS 值，分别为 0.94 与 0.97（均小于 1.0），表明不超挖基坑也要倒塌，与实际有所出入。Chen

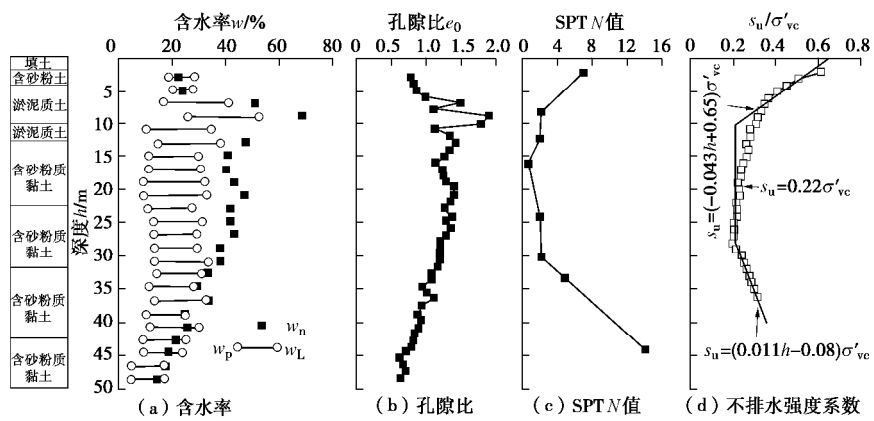


图 6 湘湖地铁基坑土体性质实测值^[8]

Fig. 6 Measured values of Xianghu subway excavation^[8]

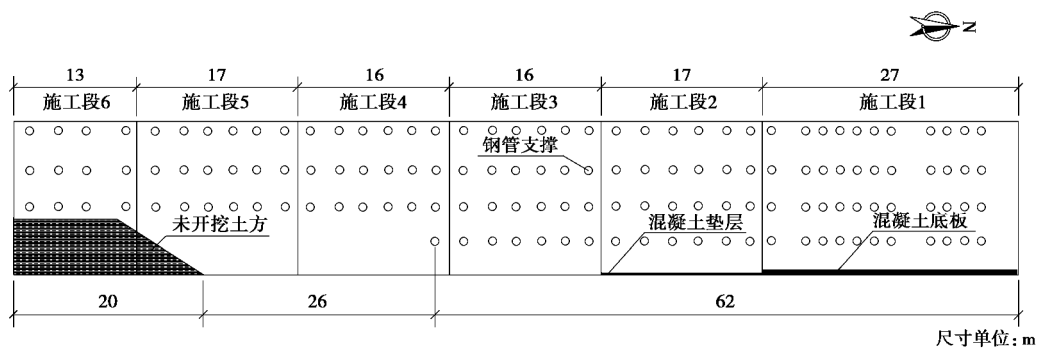


图 7 湘湖基坑开挖工序图^[15]

Fig. 7 Construction sequence of Xianghu excavation^[15]

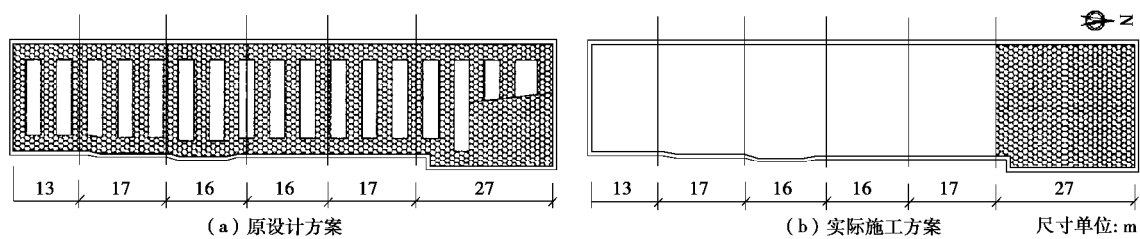


图 8 被动区加固方案^[15]

Fig. 8 Regions for ground improvement in passive area^[15]

表 3 两典型基坑失效案例安全度预测

| Table 3 Predicted FOS of two classical case histories | | | | | |
|---|-----------------------|-----|-------|---------------------|-----|
| 所用方法 | Nicoll highway 基坑 FOS | 临界值 | 所用方法 | 湘湖基坑 FOS | 临界值 |
| 有限元法 | 1.12 ^[5] | 1.3 | 有限元法 | 0.94 ^[8] | 1.0 |
| 极限平衡法 | 1.26 ^[4] | 1.0 | 极限平衡法 | 0.77 ^[1] | 1.6 |
| 极限平衡法 | 2.16 ^[4] | 1.0 | 极限平衡法 | 0.65 ^[1] | 1.4 |

等^[8]利用有限元法计算了基坑超挖与未超挖段支护侧移, 结果超挖段支护侧移较非超挖段高约 140%, 这会使得内支撑承受远超预期的轴向压力。

3 湘湖基坑安全度与支护侧移 MMSD 法分析

3.1 计算参数选取

图 6 (d) 和图 9 分别为杭州湘湖基坑土体沿深度

的不排水强度值^[8]和应力应变关系^[17]。值得注意的是图 6 (d) 中的不排水强度是由现场十字板剪切试验得到, 即 s_{u-vc} 。根据 Bjerrum^[26], 对于湘湖基坑中 I_p 为 13~21 的软土可得 $s_{uc}=s_{u-vc}$ 。MMSD 法与 MSD 法可考虑土体强度各向异性的影响, 需在土体不同剪切区域 (见图 2 (b)) 用三轴压缩 (s_{uc})、拉伸 (s_{ue}) 或直剪试验 (s_{ud}) 结果。 s_{uc} 即按图 6 (d) 中取值, s_{ue} 按 s_{uc} 值乘以土体各向异性系数得到, s_{ud} 取压缩区与拉伸

区土体强度平均值^[14]。其它考虑土体强度各向异性的极限平衡法（即规范法^[12]，Hsieh 等^[19]的方法和 Su 等^[20]的方法）中， s_{uc} 与 s_{ue} 均按上述方法取值。

表 4、5 分别列出了 MMSD 法^[15-17]、MSD 法^[14、21]、规范法^[12]、Hsieh 等^[19]的方法和 Su 等^[20]的方法使用的基坑几何参数和土体性质参数^[4-6、8、15]。杭州湘湖基坑所处土层主要为含砂粉质黏土，其性质沿深度的差异性较小，如图 6 所示。因此为简化分析，土体力学性质参数，如各向异性系数（ s_{ue}/s_{uc} ），土体浮重度（ g' ）和有效内摩擦角（ j' ）等为主要土层参数的厚度加权平均值。由于湘湖和 Nicoll highway 基坑紧邻行车道，因此考虑较大地面超载，取 20 kPa。

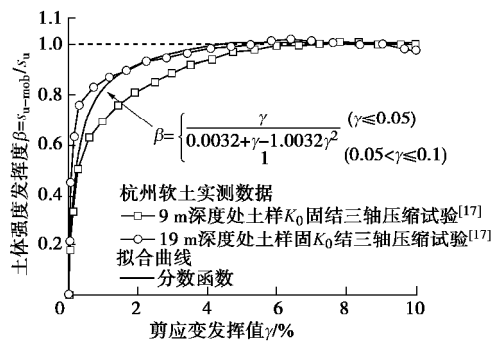


图 9 杭州软土应力应变关系^[17]

Fig. 9 Stress-strain relationship of Hangzhou soft clay^[17]

表 4 各基坑计算几何参数

| Table 4 Geometrical properties of two classical case histories | | | | | |
|--|---------|--------|--------|--------|--------|
| 名称 | 支护厚度/mm | 支护高度/m | 开挖深度/m | 基坑宽度/m | 平面长度/m |
| Nicoll highway | 800 | 42.5 | 33.3 | 20.0 | 85.5 |
| 湘湖站 | 800 | 33.6 | 16.3 | 21.2 | 107.8 |

表 5 各安全度计算方法参数

| Table 5 Parameters of various methods for predicting FOS | | | | |
|--|------------------------|----------------------------|---------------------|-------------|
| 名称 | 各向异性系数 s_{ue}/s_{uc} | 土体浮重度 $/(kN \cdot m^{-3})$ | 有效内摩擦角 $(^{\circ})$ | 地面超载 $/kPa$ |
| Nicoll highway | 0.8 | 6.7 | 24.1 | 20.0 |
| 湘湖站 | 0.7 | 8.0 | 22.0 | 20.0 |

3.2 预测结果

图 10 对比了 MMSD 法与传统极限平衡法预测的基坑抗隆起安全度。随着基坑开挖深度不断增大，所有方法预测的安全度均不断减小。但在倒塌深度时，MMSD 法预测的安全度值最接近 1.0。这主要由于 MMSD 法具有与狭长型深基坑相适应的土体变形机动场，并可以通过在土体拉伸区、压缩区和直剪区采用不同的土体不排水强度来考虑土体强度各向异性的影响。MSD 法相较于 MMSD 法由于假设的变形曲线与实际差异较大，因而计算结果不理想。其它极限平衡法假定的破坏区未考虑基坑宽度的影响以及滑动区

内部土体变形造成的重力势能损失和土体强度发挥，因而不能很好预测基坑开挖过程中的真实安全度。Hsieh 等^[19]的方法，Su 等^[20]的方法相比规范法^[12]由于考虑了滑动面上土体强度的各向异性，其预测结果相对较好。

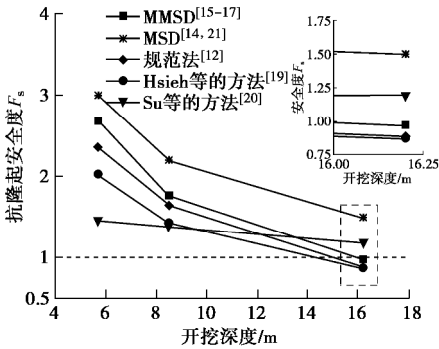


图 10 湘湖基坑抗隆起安全度不同方法预测结果比较

Fig. 10 Comparison of predicted FOS against basal heave of Xianghu excavation between MMSD and other methods

图 11 为 MMSD 法预测的基坑在超挖和非超挖工况下支护变形结果，并与 Chen 等^[8]利用有限元法预测的结果进行了对比。结果显示基坑在超挖近 4 m 后，由于墙前被动土压力急剧减小，支护侧移显著增大。MMSD 法结果显示超挖段最大支护侧移相比非超挖段最大支护侧移增加约 67%，而有限元法则预测增加 140%。MMSD 法预测最大支护侧移所在深度均在 1.25 倍基坑最大开挖深度处，而有限元法结果均为支护底端。由于没有实测数据进行对比，因而无法说明何种方法所得结果更加接近实际。虽然 MMSD 法与有限元法都可以反映超挖对支护变形的影响，但 MMSD 法只需要一条典型土体应力应变曲线，土体沿深度的不排水强度及基坑几何信息即可简便、高效的进行预测，更有利于在工程中广泛应用。

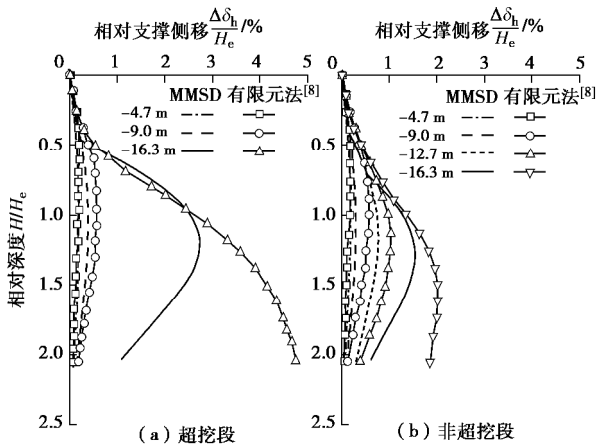


图 11 湘湖基坑超挖段与非超挖段支护侧移预测对比

Fig. 11 Comparison between MMSD and FEM for predicting wall deflections

4 Nicoll highway 基坑倒塌与前人分析

新加坡 Nicoll highway 基坑最大开挖深度约 33.5 m, 宽度约 20 m, 倒塌段长度约 85 m。支护由 0.8 m 厚、40~45 m 高地下连续墙, 10 道钢支撑及两层坑底水泥搅拌桩加固区组成, 地下连续墙底部嵌入硬土层的深度约 1~3 m。图 12 为 Nicoll highway 基坑所处土层围护结构设计图^[4], 其中上层水泥搅拌桩加固区在开挖过程中会被移除, 基坑倒塌即发生在移除此加固区后, 架设最底层钢支撑之前。图 13 是 Nicoll highway 基坑倒塌现场^[4]。

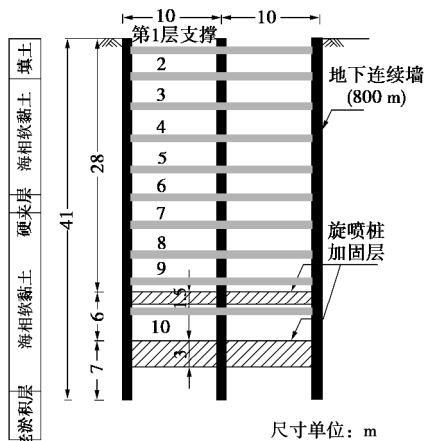


图 12 Nicoll highway 基坑所处土层围护结构设计图^[4]

Fig. 12 Soil profile and retaining structures along a typical section of Nicoll highway excavation^[4]



图 13 Nicoll highway 基坑倒塌现场^[4]

Fig. 13 Nicoll highway excavation after collapse^[4]

Puzrin 等^[4]、Whittle 等^[5]、Corral 等^[6]和肖晓春等^[7]认为事故发生的主要原因是基坑场地广泛分布有海洋沉积软黏土层, 工程性质差, 渗透系数较低 (10^{-9} m/s^[5]), 在基坑开挖过程中可视为不排水。但在支护设计阶段, 设计者错误地在 Mohr-Coulomb 理想弹塑模型中使用了排水强度参数, 即有效强度参数, 导致土体强度被高估 (图 14), 主动土压力被低估, 支护

体系设计薄弱引起事故^[5-7]。Whittle 等^[5]、Corral 等^[6]和肖晓春等^[7]利用有限元法分别采用有效应力参数和总应力参数计算支护侧移, 发现利用有效应力参数会明显低估支护最大侧移, 从而使计算的围护体系内力较实际情况偏低, 偏于不安全。有限元法在预测开挖过程中的支护侧移最大值上效果并不好, 最大误差可达 25% 以上^[6-7]。另外, 建模与参数取值的复杂性不利于该法在工程上推广应用。

对于 Nicoll highway 基坑安全度演化, 表 3 为前人利用有限元法和极限平衡法所得结果。Whittle 等^[5]利用有限元强度折减法进行了预测, 发现不管使用有效应力参数还是总应力参数, FOS 值都小于临界值。利用此法预测 FOS 的缺点是它只能根据支护体系变形大小判断基坑是否失效, 给出的 FOS 值并不是基坑倒塌时的真实值, 因而会造成高估^[8]。Puzrin 等^[4]根据支撑内力和主动土压力比值计算出挖至坑底时基坑长期与短期 FOS 值, 结果两 FOS > 1.0, 与实际不符。Puzrin 等^[4]利用此法又分析了基坑开挖各阶段支撑内力演化, 发现第六层支撑会率先发生屈曲, 引发最终倒塌。Ishihara 等^[25]认为事故原因是倒塌段支护未嵌入老淤积层土, 造成支护底部向坑内侧移过大, 诱发第 9 层支撑屈曲进而引起连锁破坏。但分析中并未根据基坑抗隆起稳定性或嵌固稳定性理论进行验证。

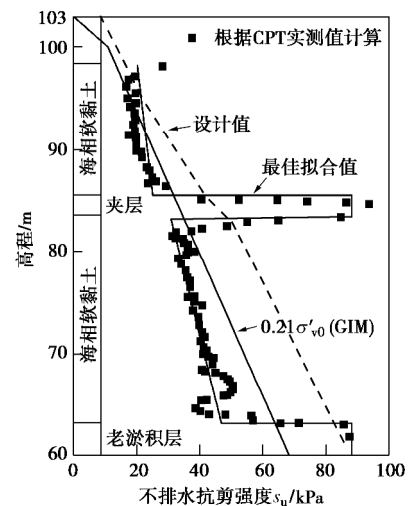


图 14 Nicoll highway 基坑海相黏土不排水抗剪强度分布值^[5]

Fig. 14 Undrained strength ratios of marine clay at Nicoll highway excavation^[5]

5 Nicoll highway 基坑安全度与支护侧移 MMSD 法分析

5.1 计算参数选取

图 14 和图 15 分别为新加坡 Nicoll highway 基坑土体沿深度的不排水强度值^[5]和无量纲化的应力应变关系实测值^[6]与拟合值。 S_{uc} 与 s_{uc} 取值按 3.1 节方法。

表4和表5分别列出了MMSD法^[15-17]、MSD法^[21]、规范法^[12]、Hsieh等^[19]的方法和Su等^[20]的方法使用的基坑几何计算参数和其它土体性质参数。

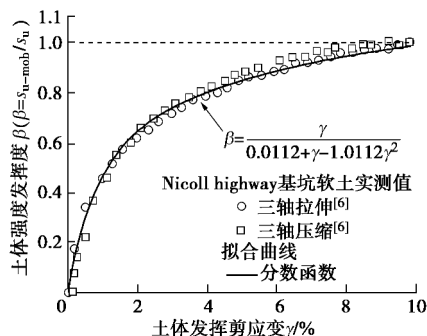


图15 新加坡 Nicoll highway 基坑软土三轴压缩和拉伸应力应变关系

Fig. 15 Stress-strain responses for triaxial compression and extension tests on soft clay at Nicoll highway excavation in Singapore

5.2 预测结果

图16对比了各方法预测的 Nicoll highway 基坑抗隆起安全度。与湘湖基坑安全度预测结果类似，所有方法预测的安全度均不断减小。但在倒塌深度时，MMSD法预测的安全度值最接近1.0。其它方法则会高估基坑破坏时的深度。如果利用图14中高估的土体强度设计值进行安全度预测会高估开挖各个阶段基坑安全度，进而造成设计支护插入深度不够或坑底加固措施不当等问题。

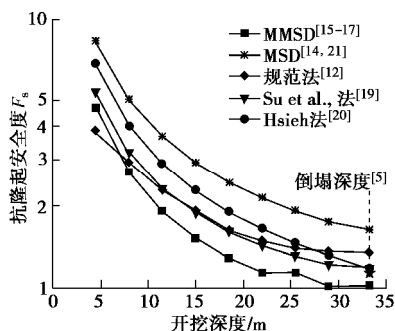


图16 Nicoll highway 基坑抗隆起安全度预测结果比较

Fig. 16 Comparison of predicted FOS against basal heave of Nicoll highway excavation between MMSD and other methods

图17为MMSD法预测的基坑开挖最后4个阶段支护最大侧移，并与实测值^[18]、设计时采用的有限元值^[18]（下文简称设计值）和有限元结果^[6]进行比较。结果表明对倒塌时最终支护侧移，MMSD法与有限元法都预测较准确。但在倒塌前阶段，有限元法预测误差达3.0%~25.1%，而MMSD法预测误差均在2.5%以内，效果更好。支护侧移设计值显著低于实际值正是由于在理想弹塑性模型中采用了有效强度指标，高估了土体强度造成的^[5]。

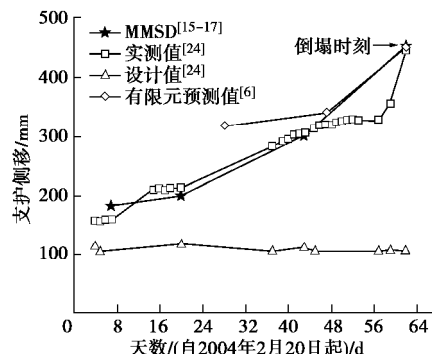


图17 Nicoll highway 基坑支护侧移预测对比

Fig. 17 Comparison of predicted wall deflections for Nicoll highway excavation using different methods

6 结 论

本文总结了前人对杭州湘湖地铁基坑和新加坡 Nicoll highway 基坑倒塌案例的分析，说明极限平衡法与有限元法在预测基坑 FOS 与支护侧移方面的不足。然后利用笔者提出的可同时计算基坑稳定安全度 FOS 和支护侧移的 MMSD 法对两典型地铁深基坑案例进行了分析，将 FOS 预测结果与传统极限平衡法进行了比较，将支护侧移预测结果与有限元法进行了比较。

分析结果表明对于两典型狭长型深基坑失效案例，有限元法和极限平衡法可以通过计算变形和 FOS 给出最终倒塌的结论，但无法同时考虑两者，并且计算结果与实际仍有较大误差。MMSD法采用了更符合狭长型深基坑的机动场，可以考虑土体强度各向异性性和滑动区内部土体重力势能损失和土体强度发挥，因而对地铁软土地区狭长型深基坑 FOS 的预测结果相比传统极限平衡法更符合实际。MMSD法是一种上限解析法，输入参数易获取，对支护侧移的预测与有限元法相比在具备精确性的前提下更加高效。MMSD法可同时准确且高效的预测安全度和支护侧移，在工程中具有广阔的应用前景。

参考文献:

- [1] 张旷成, 李继民. 杭州地铁湘湖站“08.11.15”基坑坍塌事故分析[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(增刊 1): 338 - 342. (ZHANG Kuang-cheng, LI Ji-min. Accident analysis for “08.11.15” foundation pit collapse of Xianghu Station of Hangzhou metro[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(S1): 338 - 341. (in Chinese))
- [2] 张雪婵. 软土地基狭长型深基坑性状分析[D]. 杭州: 浙江大学, 2012. (ZHANG Xue-chan. Behavior of Narrow Deep Excavation in Soft Clay[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2012. (in Chinese))
- [3] 李广信, 李学梅. 软黏土地基中基坑稳定分析中的强度指标[J]. 工程勘察, 2009(1): 1 - 4. (LI Guang-xin, LI Xue-mei.

- The shear strength in stability analysis of subway pit in soft clay[J]. Geotechnical Investigation and Surveying, 2009(1): 1 - 4. (in Chinese))
- [4] PUZBIN A M, ALONSO E E, PINYOL N M. Geomechanics of Failures, Chapter 6-Braced Excavation Collapse: Nicoll Highway, Singapore[M]. Dordrecht, the Netherlands: Springer, 2010.
- [5] WHITTLE A J, DAVIES R V. Nicoll highway collapse: evaluation of geotechnical factors affecting design of excavation support system[C]// International Conference on Deep Excavations, 2006, Singapore.
- [6] CORRAL G, WHITTLE A J. Re-analysis of deep excavation collapse using a generalized effective stress soil model[C]// Earth Retention Conference, 2010, Bellevue: 720 - 732.
- [7] 肖晓春, 袁金荣, 朱雁飞. 新加坡地铁环线 C824 标段失事原因分析(二)——围护体系设计中的错误[J]. 现代隧道技术, 2009, **46**(5): 66 - 72. (XIAO Xiao-chun, YUAN Jin-rong, ZHU Yan-fei. Causation analysis of the collapse on Singapore MRT Circle Line Lot C824 (Part2): Critical Design Errors in Temporary Retaining System[J]. Modern Tunnelling Technology, 2009, **46**(6): 29 - 34. (in Chinese))
- [8] CHEN R P, LI Z C, CHEN Y M, et al. Failure investigation at a collapsed deep excavation in a very sensitive organic soft clay[J]. J Perform Constr Facil, 2015, **29**(3): 04014078.
- [9] 张 飞, 李镜培, 孙长安, 等. 软土狭长深基坑抗隆起破坏模式试验研究[J]. 岩土力学, 2016, **37**(10): 2825 - 2832. (ZHANG Fei, LI Jing-pei, SUN Chang-an, et al. Experimental study of basal heave failure mode of narrow-deep foundation pit in soft clay[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, **37**(10): 2825 - 2832. (in Chinese))
- [10] GRIFFITHS DV, LANE PA. Slope stability analysis by finite elements[J]. Géotechnique, 1999, **49**(3): 387 - 403.
- [11] 曾国熙. $\varphi_u=0$ 分析法——一种对于饱和黏性土值得推广应用的方法[J]. 地基处理, 2001, **12**(3): 3 - 18. (ZENG Guo-xi. On the application of $\varphi_u=0$ analysis for saturated cohesive soils[J]. Ground Improvement, 2001, **12**(3): 3 - 18. (in Chinese))
- [12] 建筑地基基础设计规范: GB50007—2011[S]. 2011. (Code for Design of Building Foundation: GB50007—2011[S]. 2011. (in Chinese))
- [13] WANG L Z, SHEN K L, YE S H. Undrained shear strength of K_0 consolidated soft soils[J]. Int J Geomech, 2008, **8**(2): 105 - 113.
- [14] OSMAN A S, BOLTON M D. Ground movement predictions for braced excavations in undrained clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2006, **132**(4): 1865 - 1876.
- [15] 龙 凡. 上限法分析深厚软土中基坑坑底抗隆起稳定性[D]. 杭州: 浙江大学, 2014. (LONG Fan. Upper Bound Limit Analysis for Base Stability of Deep Excavation in Soft Clay[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2014. (in Chinese))
- [16] WANG L Z, LONG F. Base stability analysis of braced deep excavation in undrained anisotropic clay with upper bound theory[J]. Science China Technological Sciences, 2014, **57**(9): 1865 - 1876.
- [17] WANG L Z, LIU Y J, HONG Y, et al. Predicting deformation of multipropped excavations in soft clay with a modified mobilizable strength design (MMSD) method[J]. Computers and Geotechnics, 2018, **104**: 54 - 68.
- [18] COI Report of the Committee of Inquiry Into the Incident at the MRT Circle Line Worksite that Led To collapse of Nicoll Highway on 20 April 2004[R]. Singapore: Ministry of Manpower, 2005.
- [19] HSIEH P G, OU C Y, LIU H T. Basal heave analysis of excavations with consideration of anisotropic undrained strength of clay[J]. Can Geotech J, 2008, **45**: 788 - 799.
- [20] SU S F, LIAO H J, LIN Y H. Base stability of deep excavation in anisotropic soft clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1998, **124**(9): 809 - 819.
- [21] LAM S Y, BOLTON M D. Energy conservation as a principle underlying mobilizable strength design for deep excavations[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2011, **137**(11): 1062 - 1074.
- [22] 王浩然, 王卫东, 黄茂松, 等. 基坑变形预测的改进 MSD 法[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, **30**(增刊 1): 3245 - 3251. (WANG Hao-ran, WANG Wei-dong, HUANG Mao-song, et al. Modified mobilizable strength design (MSD) method on deformation predictions of foundation pit[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, **30**(S1): 3245 - 3251. (in Chinese))
- [23] LAM S. Ground Movements Due to Excavation in Clay: Physical and Analytical Models[D]. Cambridge: University of Cambridge, 2010.
- [24] WANG Z W, NG C W W, LIU G B. Characteristics of wall deflections and ground surface settlements in Shanghai[J]. Can Geotech J, 2005, **42**(5): 1243 - 1254.
- [25] ISHIHARA K, LEE W F. Forensic Diagnosis for Site Specific Ground Conditions in Deep Excavations of Subway Constructions[M]// COUTINHO R Q, MAYNE P W, eds. Geotechnical and Geophysical Site Characterization. Taylor & Francis, FL 2008, Boca Raton: 31 - 59.
- [26] BJERRUM L. Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils (collapsible expansive and others)[C]// Proceedings of 8th International Conference for Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1973, Moscow: 111 - 159.

DOI: 10.11779/CJGE202009005

重力式劲性复合吸力式沉箱基础竖向抗拔承载特性 试验研究

戴国亮^{1,2}, 朱文波^{1,2}, 龚维明^{1,2}, 竺明星^{1,2}, 万志辉^{1,2}

(1. 东南大学混凝土及预应力混凝土结构教育重点实验室, 江苏 南京 211189; 2. 东南大学土木工程学院, 江苏 南京 211189)

摘要: 吸力式沉箱基础作为张力腿平台(TLP)的锚固基础, 主要承受上拔荷载作用, 然而软黏土中沉箱侧壁摩擦系数较小, 排水条件下其抗拔承载力仅靠沉箱内外摩擦力与其自重组成, 因此吸力式沉箱基础抗拔承载力较低。针对上述问题, 提出一种重力式劲性复合吸力式沉箱基础, 通过模型试验、推出试验以及大型直剪试验, 研究了软黏土中新型吸力式沉箱基础抗拔承载特性以及沉箱-水泥土界面剪切特性。试验结果表明: 新型吸力式沉箱基础抗拔承载力远高于传统吸力式沉箱基础抗拔承载力, 且随附加荷载以及加固范围增加而增大; 法向应力越大、水泥掺入比越高, 水泥土抗剪强度以及沉箱-水泥土界面剪切强度越高; 环肋沉箱中肋宽越宽, 环肋上方剪切带面积越大, 且水泥土剪切面与整体破坏面比值越高, 沉箱-水泥土整体界面剪切强度越大; 结合推出试验, 提出了带肋沉箱模型界面破坏模式, 建立了考虑法向应力作用下带肋沉箱-水泥土界面整体剪切强度计算公式, 并进行相关参数分析与验证; 最后结合等芯沉箱基础抗拔破坏模式, 给出了新型吸力式沉箱基础抗拔承载力计算方法, 揭示了软黏土中新型吸力式沉箱基础抗拔承载机理, 为重力式劲性复合吸力式沉箱基础抗拔承载力分析以及工程设计提供参考。

关键词: 吸力式沉箱基础; 抗拔承载力; 破坏模式; 界面剪切强度; 软黏土; 水泥土

中图分类号: TU473

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)09-1612-10

作者简介: 戴国亮(1975—)男, 博士, 教授, 博士生导师, 长期从事地下结构工程方面的教学与研究工作。E-mail: daigl@seu.edu.cn。

Model tests on uplift bearing capacity of gravitational reinforced composite suction caisson foundation

DAI Guo-liang^{1,2}, ZHU Wen-bo^{1,2}, GONG Wei-ming^{1,2}, ZHU Ming-xing^{1,2}, WAN Zhi-hui^{1,2}

(1. Key Laboratory of Concrete and Prestressed Concrete Structure of Ministry of Education, Southeast University, Nanjing 211189, China;

2. School of Civil Engineering, Southeast University, Nanjing 211189, China)

Abstract: As the anchoring foundation of the tension leg platform (TLP), the suction caisson foundation is mainly subjected to the vertical pullout loads. The uplift bearing capacity of caisson is only composed of the internal and external frictions and caisson weight under the drainage condition, so the uplift bearing capacity is very small. Therefore, the gravitational reinforced composite suction caisson foundation is proposed to solve this problem. The uplift bearing capacity of the new suction caisson foundation and the shearing characteristics of caisson-cement soil interface are studied through the model tests, large-scale shear tests and push out tests. The test results show that the uplift bearing capacity of the new suction caisson foundation is much higher than that of the traditional suction caisson foundation. It increases gradually with the increase of the additional load and reinforcement range. The interface shear strength of caisson-cement soil increases with the increase of normal stress and cement ratio. When the rib width is wider, the area of the shear zone above the ring rib is larger and the ratio of the relative area is larger, the shear strength of the whole interface between the caisson and cement soil is higher. Based on the uplift bearing characteristics of new caisson by model tests and push out tests, the interface failure mode, the overall shear strength, the bearing capacity composition and the relevant method are proposed for analyzing the uplift bearing capacity of suction caisson foundations. It can provide a reference for the engineering design of the new suction caisson foundation under vertical loads.

Key words: suction caisson foundation; uplift bearing capacity; failure mode; interface shear strength; soft clay; cement soil

基金项目: 国家重点研发计划专项项目(2017YFC0703408); 国家自然科学基金项目(51878160, 51678145)

收稿日期: 2019-12-09

*通信作者(E-mail: 230169390@seu.edu.cn)

0 引 言

深水海洋平台中吸力式沉箱基础主要承受上拔荷载。然而软黏土在完全排水条件下，沉箱抗拔承载力仅靠沉箱内外摩擦力以及沉箱自重组成，沉箱基础抗拔承载力较低。目前对于如何提高吸力式沉箱基础抗拔承载力尚无报道。文中将重力式基础、吸力式沉箱基础以及水泥土相结合，从改变沉箱界面剪切特性与沉箱顶部附加荷载入手，提出一种重力式劲性复合吸力式沉箱基础，可大大提高吸力式沉箱基础抗拔承载力。因此，探明其抗拔承载机理以及其界面剪切特性具有重要的理论意义与工程应用价值。

为了能够准确地把握吸力式沉箱基础抗拔承载特性，已有不少相关研究成果^[1-4]，为吸力式沉箱基础抗拔承载特性研究提供了宝贵的经验。Byrne 等^[5]、Mana 等^[6]、Iskander 等^[7]、朱斌等^[8]与 Luke^[9]研究了上拔速率、长径比、等因素对吸力式沉箱基础抗拔承载力的影响。Chen 等^[10]在正常固结黏土中进行了一系列吸力式沉箱基础离心机试验，试验结果表明，在长期持续荷载作用，吸力式沉箱基础的极限承载力是单调上拔荷载作用下所得极限承载力的 72%~85%。Rao 等^[11]、Singh 等^[12]和 Deng 等^[13]通过抗拔试验，研究了在不同加载速率以及不同长径比下的吸力式沉箱基础模型试验，并分析了沉箱抗拔承载力的组成，并提出了 3 种破坏模式下吸力式沉箱基础竖向抗拔承载力计算公式。矫滨田等^[14]和施晓春等^[15]对不同长径比、不同加载速率条件下的沉箱基础进行了室内模型抗拔承载力试验，考虑了负压对抗拔承载力的影响。同时 Zhai 等^[16]、Du 等^[17]、Guo 等^[18]通过 1g 模型试验，得出快速加载条件下吸力式沉箱基础抗拔承载力明显高于慢速加载沉箱基础抗拔承载力，同时沉箱内负压与沉箱底负压随着加载速度的增加而提高。朱文波等^[19]与王志云^[20]采用上限解法对吸力式沉箱基础抗拔承载力进行了理论分析。Acosta-Martinez 等^[21]、Mana 等^[22]、Lehane 等^[23-24]、Chen 等^[25]通过离心机试验，研究在上拔荷载作用下，吸力式沉箱底部被动吸力对吸力式沉箱基础抗拔承载力的贡献，并提出沉箱底部吸力可以作为沉箱基础抗拔承载力的一部分。通过上述研究可以发现吸力式沉箱基础抗拔承载可由沉箱与土塞自重、沉箱外摩擦力与沉箱底部反力组成，然而在长期加载过程中底部反力会消失，呈现局部破坏模式，这时承载力由沉箱自重与沉箱内外摩擦力组成，然而软黏土中沉箱内外摩擦力很小，导致沉箱基础抗拔承载力较低。

吸力式沉箱基础抗拔承载力是吸力式沉箱基础设

计关键。然而上述研究多集中在传统吸力式沉箱基础抗拔承载特性中，却未涉及吸力式沉箱基础抗拔承载力提升技术研究，目前尚无相应的设计方法作参考。因此，文中提出一种重力式劲性复合吸力式沉箱基础，并通过模型试验、大型直剪试验以及推出试验，研究了软黏土中新型吸力式沉箱基础界面剪切特性及其抗拔承载特性。为重力式劲性复合吸力式沉箱基础抗拔承载力分析以及工程设计提供参考。

1 试验内容与试验方法

为解决传统吸力式沉箱基础抗拔承载力较低问题，文中将重力式基础、吸力式沉箱基础与水泥土相结合，提出如图 1 所示的重力式劲性复合吸力式沉箱基础。吸力式沉箱基础顶面可附加混凝土重块，并在沉箱周围进行地基加固。同时为提高沉箱与水泥土之间接触面积，并在沉箱周围设置圆型环肋。

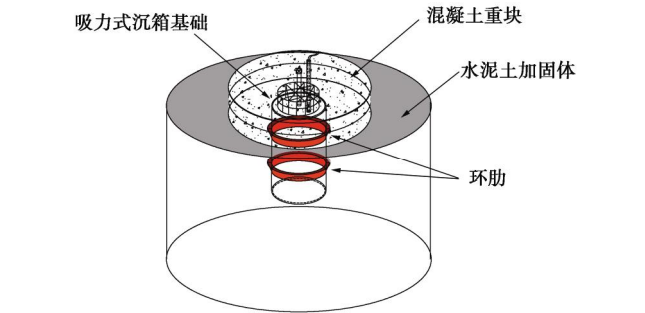


图 1 重力式劲性复合吸力式沉箱基础
Fig. 1 Gravitational reinforced composite suction caisson foundation

沉箱模型为钢制，模型直径为 75 mm，长径比为 3.0。沉箱周围环肋宽分别为 0, 5, 10, 15 mm。试验中选择 4 种加固范围，加固范围及沉箱模型参数如图 2~4 以及表 1。

表 1 沉箱模型基本参数

| Table 1 Basic parameters of caisson model | | | | |
|---|--------------|---------------------|---------|----------|
| No. | <i>D</i> /mm | <i>L</i> / <i>D</i> | 加固范围/mm | 配重/N |
| #1MC | 75 | 3.0 | 0 | 0/60/120 |
| #2MC | | | 250 | 0/60/120 |
| #3MC | | | 300 | 0/60/120 |
| #4MC | | | 400 | 0/60/120 |

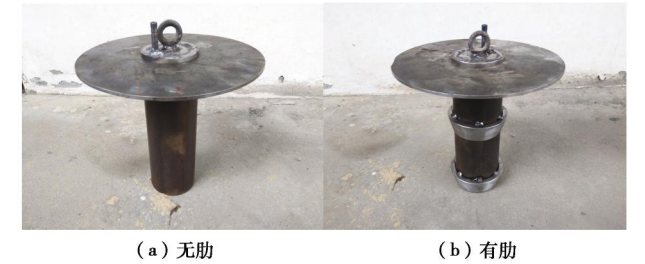


图 2 沉箱模型
Fig. 2 Caisson model

| Table 4 Unconfined compressive strengths | | | | |
|--|-----|-----|------|------|
| a_w | 8% | 12% | 16% | 20% |
| q_u/kPa | 362 | 864 | 1488 | 1970 |

2 试验结果分析

2.1 模型试验结果分析

图 7 给出了加固前后沉箱模型抗拔破坏模式。图 7 (a) 为未加固吸力式沉箱基础模型, 在抗拔过程中沉箱从软黏土中拔出。图 7 (b) 为加固后吸力式沉箱基础模型, 由于沉箱与水泥土界面剪切强度较高, 试验中表现为沉箱与水泥土加固体从软黏土中整体拔出, 破坏面为水泥土与软黏土界面。

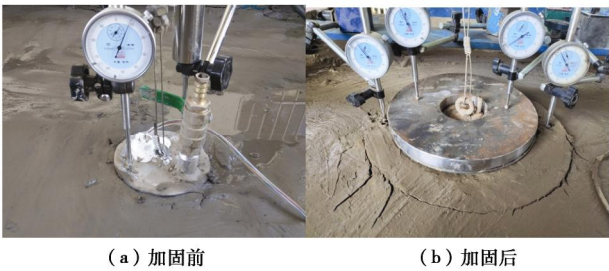


图 7 模型试验
Fig. 7 Model test

图 8 (a) 为分级加载下未加固沉箱模型荷载位移与时间关系曲线。当加载到第 5 级荷载时, 沉箱这时并未发生位移, 但沉箱内底部开始有负压产生, 随后每增加一级荷载, 沉箱底部负压与沉箱位移均会增大, 且最终趋于稳定。当加载到第 10 级荷载时, 沉箱底部负压为 4.6 kPa, 沉箱位移不再稳定, 但负压不变。确定该级荷载为极限值。在极限荷载后又继续增加了 3 级荷载, 发现沉箱上拔速率变快, 但并没有明显的破坏现象。沉箱底负压随每级荷载的增加继续的增大。可见沉箱底部负压随着上拔荷载的增加而增大, 在加载过程中沉箱底部反力可作为承载力的一部分。图 8 (b) 为加固范围 300 mm 沉箱模型荷载位移 - 时间关系曲线。承载力与位移随时间变化规律与 #1MC 沉箱模型相同。这里不在赘述。

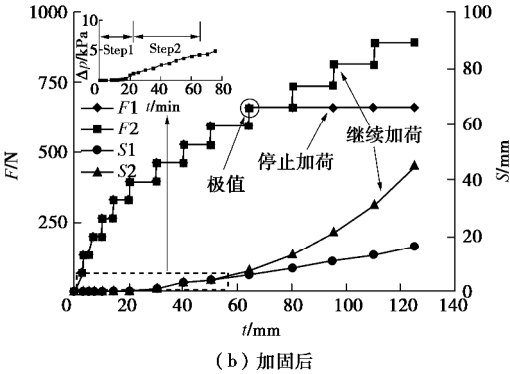
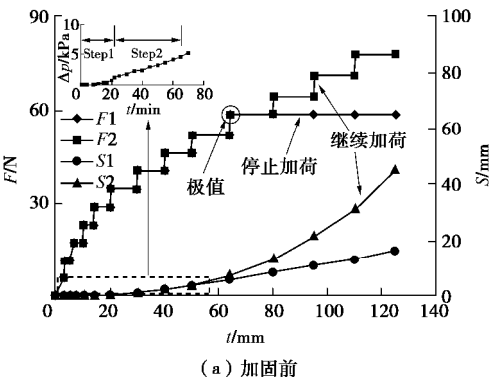
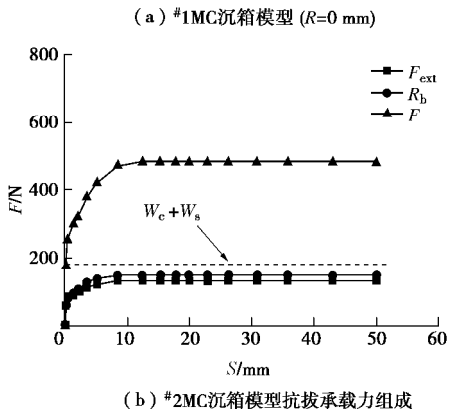
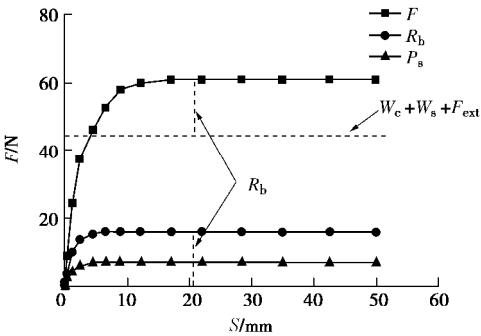


图 8 荷载位移 - 时间关系曲线
Fig. 8 Load-displacement-time curves

图 9 为不同加固范围沉箱模型抗拔承载力组成分析。由图 9 (a) 可以看出 #1MC 沉箱模型极限荷载 F 为 61 N, 沉箱底部反向承载力 R_b 为 16.0 N, 由于沉箱上拔带动沉箱内土体一起上移, 因此不考虑沉箱内摩擦力, 沉箱外侧摩擦力 F_{ext} 、土塞 W_s 以及沉箱模型重 W_c 之和为 45 N。因此沉箱极限承载力由沉箱底部反力、沉箱外摩擦力、沉箱与土塞自重组成。图 9 (b) 为新型吸力式沉箱基础抗拔承载力组成。其极限荷载为 480 N。由于水泥土与沉箱形成一整体, 其沉箱内部并无负压产生, 在抗拔过程中沉箱底部负压最大。因此新型基础抗拔承载力由底部反力、沉箱与加固范围内水泥土自重 W_{cs} 、水泥土外侧摩擦力组成。从图 9 中还可以看出, 水泥土加固范围越大, 新型沉箱模型抗拔承载力越高, 这是因为加固范围越大, 水泥土外侧与软黏土接触面积越大, 其外侧摩擦力越高, 水泥土自重以及沉箱底部反力也会随之增加。



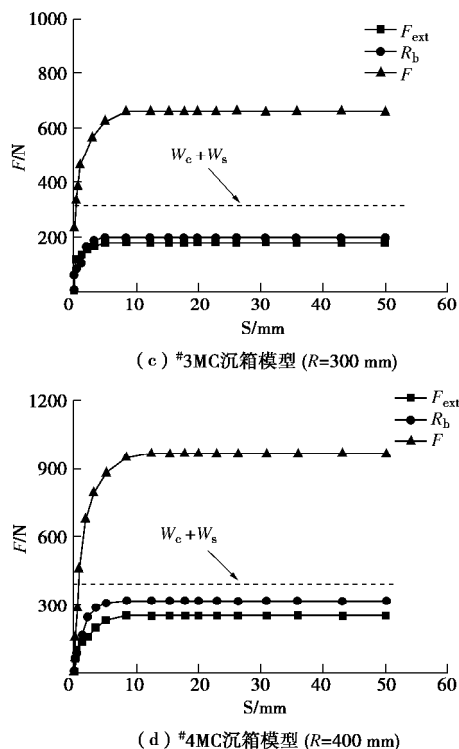


图9 荷载-位移关系曲线

Fig. 9 Load-displacement curves

从图 10 中可以看出, #1MC 沉箱抗拔极限承载力为 61 N, 当加固范围为 250 mm 时, 其抗拔极限承载力为 480 N, 抗拔承载力提高了 686.8%; 当加固范围为 300 mm 时, 其抗拔极限承载力为 660 N, 抗拔承载力提高了 981.9%; 当加固范围为 400 mm 时, 其抗拔极限承载力为 960 N, 抗拔承载力提高了 1437.7%; 采用新型吸力式沉箱基础(无环肋)其抗拔承载力远高于传统吸力式沉箱基础, 且新型吸力式沉箱基础抗拔承载力随加固范围的增加而增大, 当沉箱基础上仅设置环肋, 其抗拔极限承载力为 82.4 N, 抗拔承载力提高了 35.1%, 承载力提高并不明显。从图 11 中可以看出, 传统沉箱基础与改进后沉箱基础模型抗拔承载力随附加荷载增加而增大。因此通过提高附加荷载也可以提高吸力式沉箱基础抗拔承载力。

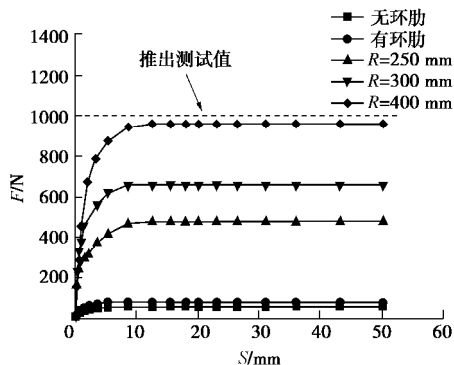


图10 荷载-位移曲线

Fig. 10 Load-displacement curve

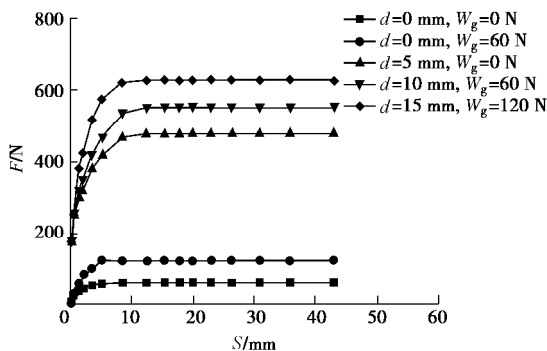


图11 荷载-位移曲线

Fig. 11 Load-displacement curves

2.2 大型直剪与推出试验结果分析

在大型直剪试验中, 所有试样的破坏面均在钢板-水泥土界面上, 这表明钢板-水泥土界面剪切强度小于水泥土抗剪强度。图 12 为带有肋条的钢板界面剪切破坏模式。从图 12 可以看出, 在肋条上方形成一条剪切带, 且剪切带的长度与范围随着肋宽的增加而增大。因此, 在带有肋条钢板中存在两种破坏面, 一是钢板-水泥土界面破坏面, 二是肋条上方水泥土剪切破坏面。

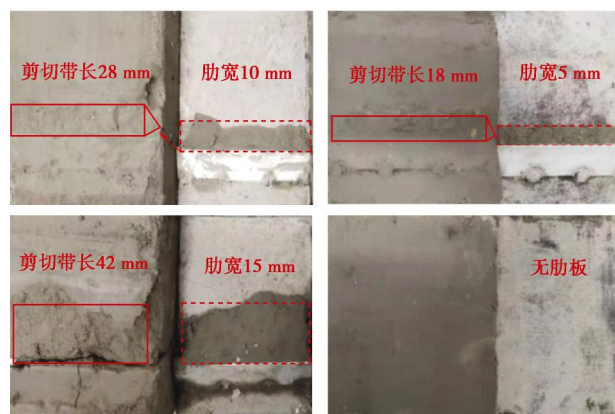


图12 大型直剪试验

Fig. 12 Large-scale shear tests

图 13 (a) 为水泥土直剪试验测试结果, 从图中可以看出, 相同水泥参入比条件下水泥土剪切强度随法向应力增加而增大。水泥参入比越高, 水泥土抗剪强度越高。图 13 (b) 为无肋钢板-水泥土界面剪切强度, 从图中可以看出, 相同水泥参入比条件下钢板-水泥土界面剪切强度随法向应力增加而增大。水泥土中水泥参入量较低时, 水泥土强度较低, 钢板-水泥土界面剪切强度也较低。随水泥参入比的增加, 其界面剪切强度随之增加。从图 13 (c) 可以看出, 钢板-水泥土界面剪切强度约为水泥土抗剪强度的 0.2~0.3 倍。图 13 (d) 为无肋钢板-水泥土无侧限抗压强度曲线, 从图中可以看出, 水泥土无侧限抗压强度越高, 钢板-水泥土界面剪切强度越大。且法向应力越大, 钢板-水泥土界面剪切强度越高。

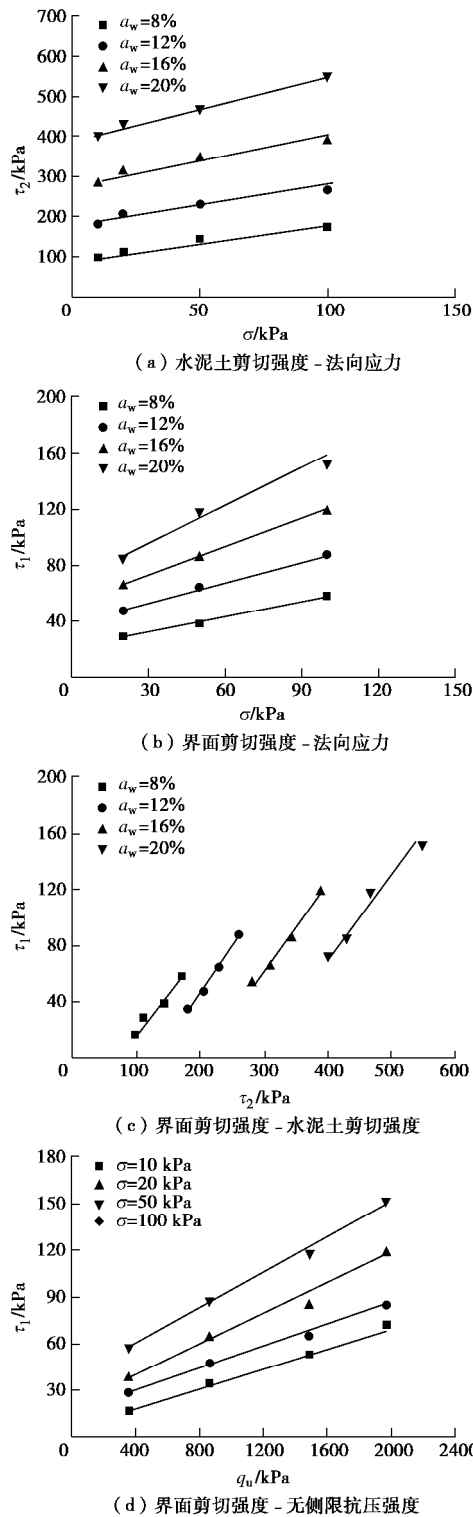


图 13 直剪试验结果

Fig. 13 Shear test results

图 14 为不同肋宽条件下整体界面剪切强度, 在带有肋板的剪切试验中, 由于在肋条上方形成剪切带, 且剪切带的长度与范围随着肋条宽度的增加而增加。因此, 在相同水泥参入比条件下, 肋条越宽界面整体抗剪切强度越大, 且界面整体抗剪强度随水泥参入比的增加而增大。从图 14 中可以看出增加肋条宽度可明显提高钢板与水泥土界面整体剪切强度。

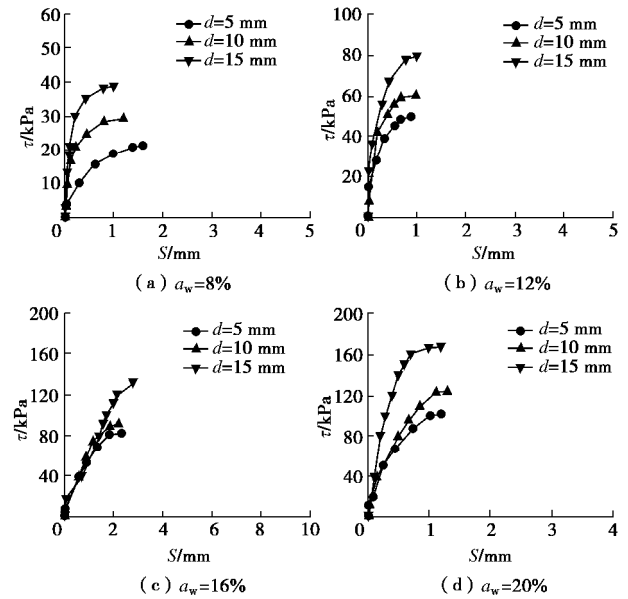


图 14 界面剪切应力 - 位移曲线

Fig. 14 Interface shear stress-displacement curves

图 15 为带有不同环肋宽度沉箱模型推出试验结果, 从图中可以看出, 带有环肋的沉箱模型存在两种破坏面, 一是沉箱-水泥土界面破坏面, 二是在环肋顶部形成倒三角环型剪切破坏面, 且剪切带面积随肋宽的增加而增大。图 16 给出了推出试验中推出力与位移之间关系, 从图可知, 相同水泥参入比条件下, 环肋截面越大, 推出力越高。且推出力随水泥参入比的增加而增大。

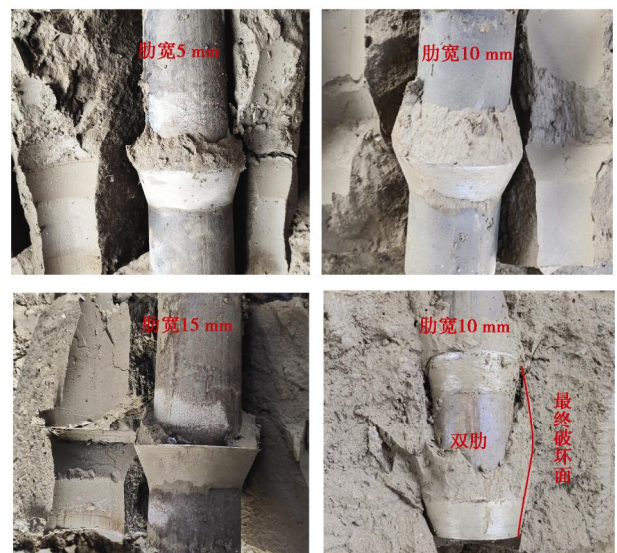


图 15 推出试验

Fig. 15 Push out tests

3 抗拔承载机理分析

通过大型直剪试验与推出试验可知, 带有环肋沉箱模型破坏面如图 17 所示。其界面破坏主要分为 4 个阶段: 第一阶段为环肋顶面水泥土压缩以及沉箱与水泥土相对滑移阶段, 此阶段为承载力上升阶段, 环肋上方水泥土并未出现剪切破坏; 第二阶段为破坏阶

段, 表现为环肋顶部形成第一道倒三角环型剪切破坏面, 环肋顶部水泥土达到抗剪强度, 沉箱与水泥土发生界面剪切破坏; 第三阶段为环肋顶面水泥土再压缩, 直到第二破坏面 A4 形成; 第四阶段为重复上述过程直到形成贯穿于相邻环肋外缘的最终破坏面 A5。当第一道环型剪切破坏面形成后, 承载力-位移曲线存在明显拐点, 之后承载力提高并不明显。因此后续仅对第一破坏面进行分析。

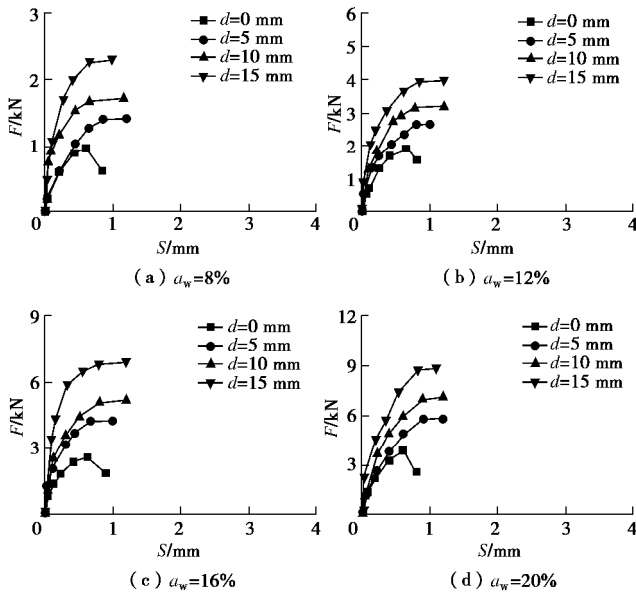


图 16 推出试验结果

Fig. 16 Push out test results

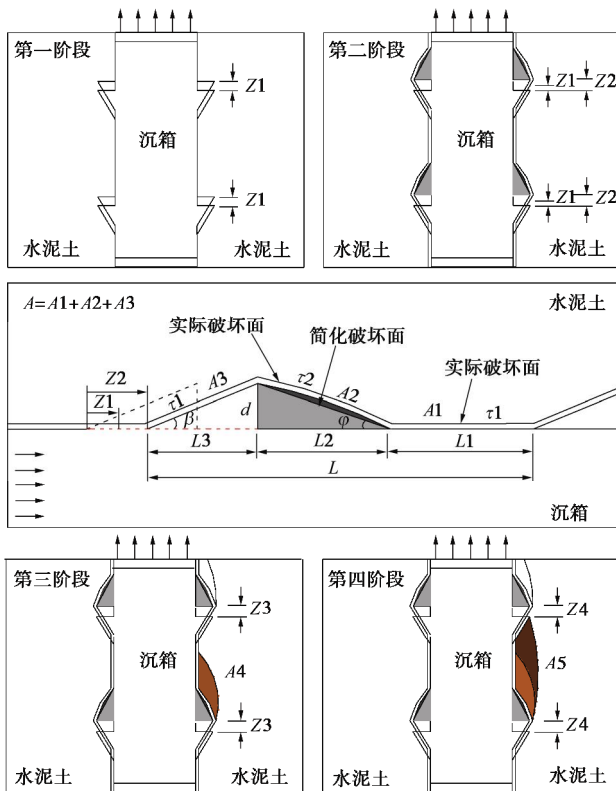


图 17 沉箱模型界面破坏模式

Fig. 17 Failure modes of caisson interface

通过大型直剪试验可知, 法向应力越大, 界面剪

切强度越高。因此, 通过试验数据, 文中建立了界面剪切应力与法向应力以及无侧限抗压强度关系式如下:

$$t_1 = 0.2 \left(\frac{s}{q_u} \right)^{0.34} q_u \quad (1)$$

水泥土剪切强度可采用莫尔库仑抗剪强度:

$$t_2 = s \tan j + c \quad (2)$$

因此结合式 (1) 与式 (2) 提出带有环肋沉箱模型整体剪切强度公式 (3), 其表达式如下:

$$t = (1-a)t_1 + at_2 \quad (3)$$

式中, a 为水泥土剪切面积 A_2 与整体破坏面积 A 比值。取环肋倾角 b 与水泥土破坏面倾角相等时, $a = 1 / (L / d \cos(\pi / 4 - j / 2) \tan(\pi / 4 - j / 2) + 2 - 2 \cos(\pi / 4 - j / 2))$, 可知环肋越宽, 系数 a 越大。

图 18 (a) 为环肋沉箱模型整体剪切强度与水泥土无侧限抗压强度关系曲线, 由图 18 (a) 可知水泥土强度越高界面整体抗剪强度越大。图 18 (b) 给出了整体剪切强度与相对面积比值关系。由图 18 (b) 可知, a 越大, 环肋沉箱模型整体剪切强度越高。水泥土强度越高界面整体抗剪强度越大。

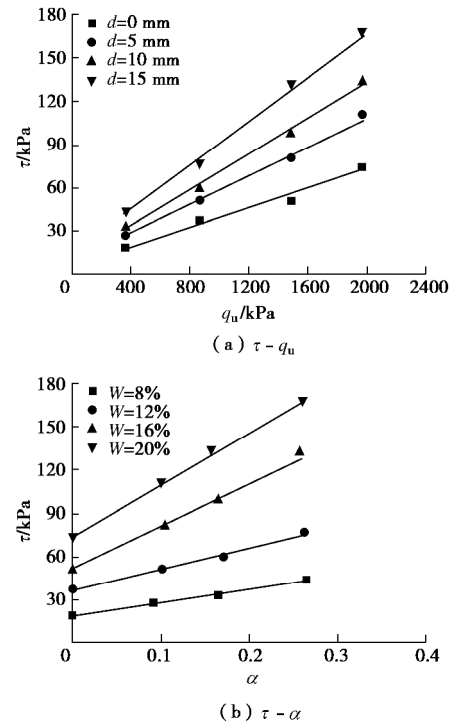


图 18 界面整体剪切强度分析

Fig. 18 Analysis of overall shear strength

图 19 给出了推出试验中界面整体剪切强度与位移之间关系。如图 19 可知: 环肋越宽, 界面整体剪切强度越高; 水泥参入比越高, 整体剪切强度越大。表 5 为试验值与计算值对比分析, 从表中可以发现, 试验值与理论值误差最大值为 16%, 最小值为 1%。可

见采用整体剪切强度计算公式较为合理。

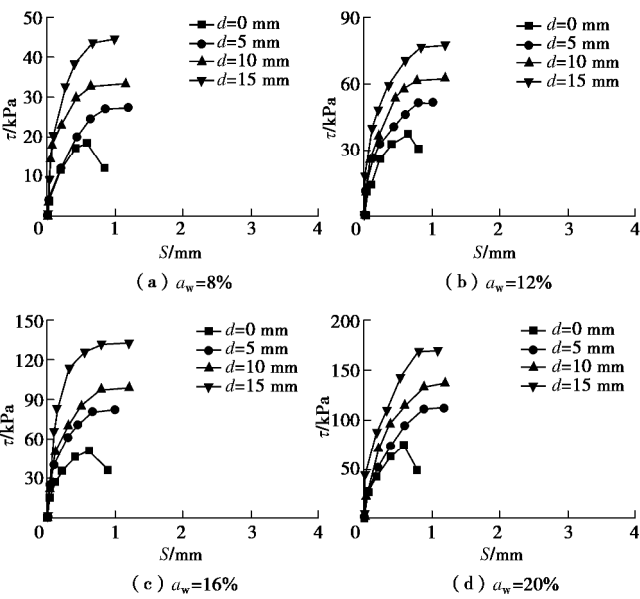


图 19 推出试验结果

Fig. 19 Push out test results

通过模型试验与推出试验可知，新型吸力式沉箱基础可分为 3 种破坏模式（图 20）：①沉箱与加固区水泥土整体拔出，其极限抗拔承载力由加固区外侧摩擦力、附加荷载、沉箱和水泥土自重以及沉箱底部反力组成；②沉箱与其内部水泥土一起拔出时，其极限抗拔承载力由沉箱外摩擦力、附加荷载、沉箱和其内部水泥土自重以及底部反力组成；③沉箱从水泥土中拔出时，其极限抗拔承载力由沉箱内外摩擦力、附加荷载以及沉箱自重组成。但沉箱底部反力最终会消散，因此在工程设计过程中可不考虑此项，取式（4）中最小值。图 21 给出了模型试验中沉箱-水泥土界面剪切强度与沉箱加固范围曲线，从图中可以看出界面剪切强度越高，水泥土可加固的范围越大。

表 5 结果对比分析

Table 5 Comparison of results

| a_w | d | τ_1 | τ_2 | a | τ^a | τ^b | F_{ext}^a | F_{ext}^b | Diff. |
|-------|-----|----------|----------|-------|----------|----------|--------------------|--------------------|-------|
| 8 | 0 | 16.6 | 98 | 0 | 16.6 | 18.6 | 0.86 | 0.96 | 0.12 |
| | 5 | 16.6 | 98 | 0.092 | 24.1 | 27.1 | 1.25 | 1.40 | 0.12 |
| | 10 | 16.6 | 98 | 0.161 | 29.6 | 32.6 | 1.53 | 1.69 | 0.10 |
| | 15 | 16.6 | 98 | 0.258 | 37.6 | 43.6 | 1.95 | 2.26 | 0.16 |
| 12 | 0 | 34.5 | 180.8 | 0 | 34.5 | 37.5 | 1.79 | 1.94 | 0.09 |
| | 5 | 34.5 | 180.8 | 0.102 | 49.4 | 51.4 | 2.56 | 2.66 | 0.04 |
| | 10 | 34.5 | 180.8 | 0.171 | 59.3 | 59.8 | 3.07 | 3.10 | 0.01 |
| | 15 | 34.5 | 180.8 | 0.262 | 72.8 | 76.8 | 3.77 | 3.98 | 0.05 |
| 16 | 0 | 53 | 282 | 0 | 53 | 51 | 2.75 | 2.64 | -0.04 |
| | 5 | 53 | 282 | 0.105 | 77 | 81 | 3.99 | 4.20 | 0.05 |
| | 10 | 53 | 282 | 0.158 | 89.2 | 98.2 | 4.62 | 5.09 | 0.10 |
| | 15 | 53 | 282 | 0.257 | 111.8 | 131.8 | 5.79 | 6.83 | 0.18 |
| 20 | 0 | 72 | 402 | 0 | 72 | 74 | 3.73 | 3.83 | 0.03 |
| | 5 | 72 | 402 | 0.1 | 105 | 111 | 5.44 | 5.75 | 0.06 |
| | 10 | 72 | 402 | 0.157 | 123.8 | 133.8 | 6.41 | 6.93 | 0.08 |
| | 15 | 72 | 402 | 0.26 | 157.8 | 167.8 | 8.18 | 8.69 | 0.06 |

注： τ^a 为直剪试验求得界面整体剪切强度； τ^b 为推出试验求得界面整体剪切强度； F_{ext}^a 为计算值； F_{ext}^b 为推出试验中推出力。

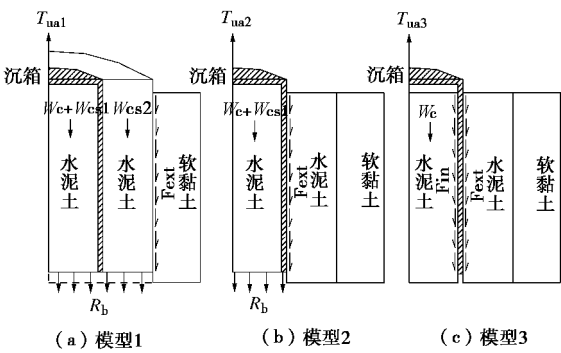


图 20 新型吸力式沉箱基础破坏模式

Fig. 20 Failure modes of new caisson

$$\begin{cases} T_{ua} = \min \{ T_{ua1}, T_{ua2}, T_{ua3} \}, \\ T_{ua1} = u \sum l q_{sia} l_i + W_c + W_{cs1} + W_{cs2} + W_g, \\ T_{ua2} = u_{\text{ext}}^c I^c q_{sa}^c l_i^c + W_c + W_{cs1} + W_g, \\ T_{ua3} = u_{\text{in}}^c I^c q_{sa}^c l_i^c + u_{\text{ext}}^c I^c q_{sa}^c l_i^c + W_c + W_g. \end{cases} \quad (4)$$

式中 T_{ua} 为沉箱竖向抗拔承载力特征值 (kN); I^c 为内芯抗拔系数; q_{sia} 为外芯第 i 层土侧阻力特征值 (kPa); q_{sa}^c 为外芯内芯侧阻力特征值 (kPa); l 为外芯抗拔系数; W_c , W_{cs1} , W_{cs2} , W_g 分别为沉箱自重, 沉箱内水泥土自重, 沉箱外水泥自重, 沉箱顶部附加荷载; u , u_{ext}^c , u_{in}^c 分别为加固区周长, 沉箱外壁周长, 沉箱内壁周长。

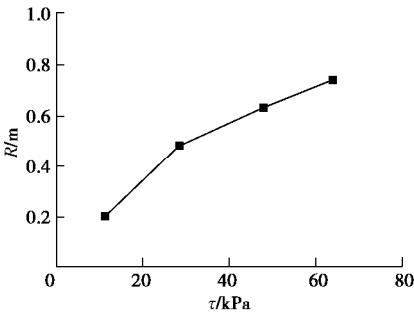


图 21 加固范围 - 沉箱界面剪切强度

Fig. 21 Reinforcement range-overall shear strength

4 结 论

针对软黏土中吸力式沉箱基础抗拔承载力较低问题，文中提出一种重力式劲性复合吸力式沉箱基础，通过模型试验、大型直剪试验以及推出试验，研究了软黏土中新型吸力式沉箱基础抗拔承载特性以及沉箱-水泥土界面剪切特性。主要结论如下：

(1) 传统吸力式沉箱基础抗拔承载力由外摩擦力、沉箱和土塞自重以及沉箱底部反力组成。新型吸力式沉箱基础抗拔承载力由水泥土外侧摩擦力、沉箱和加固区水泥土自重以及其底部反力组成。加固范围越大，水泥土外侧摩擦力越高，水泥土自重以及沉箱底部反力越大。因此，新型吸力式沉箱基础抗拔承载

力远高于传统吸力式沉箱基础抗拔承载力,且随附加荷载以及加固范围增加而增大。

(2) 法向应力越大、水泥掺入比越高,水泥土抗剪强度以及沉箱-水泥土界面剪切强度越高。在带有肋条钢板中存在两种破坏面,一是钢板-水泥土界面破坏面,二是肋条上方水泥土剪切破坏面,且肋宽越宽,环肋上方剪切带面积越大,沉箱-水泥土整体界面剪切强度越高。

(3) 根据大型直剪试验与推出试验中界面破坏模式,建立了考虑法向应力作用下带有环肋沉箱-水泥土界面整体剪切强度计算公式,并进行相关参数分析与验证。通过对比推出试验值与计算值可知,两者误差最大值为16%,最小值为1%,可见采用界面整体剪切公式较为合理。

(4) 最后结合新型吸力式沉箱基础抗拔破坏模式,建立了重力式劲性复合吸力式沉箱基础抗拔承载力计算方法,探究了模型中界面剪切强度与沉箱加固范围关系。揭示了软黏土中新型吸力式沉箱基础抗拔承载机理,为重力式劲性复合吸力式沉箱基础抗拔承载力分析以及工程设计提供参考。

参考文献:

- [1] 刘润, 李成凤, 练继建, 等. 筒型基础-砂土地基动力响应的离心振动台试验研究[J]. 岩土工程学报, 2020, 42(5): 817 - 826. (LIU Run, LI Cheng-feng, LIAN Ji-jian, et al. Centrifugal shaking table tests on dynamic response of bucket foundation-sandy soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, 42(5): 817 - 826. (in Chinese))
- [2] 张永涛, 杨炎华, 黎冰, 等. 桥梁吸力式沉箱基础承载特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(1): 177 - 182. (ZHANG Yong-tao, YANG Yan-hua, LI Bing, et al. Model tests on bearing performance of suction caisson foundation for bridges[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, 37(1): 177 - 182. (in Chinese))
- [3] 黎冰, 郑翔, 高玉峰, 等. 砂土中吸力式沉箱基础抗拔承载特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(5): 902 - 907. (LI Bing, ZHENG Xiang, GAO Yu-feng, et al. Model tests on pull-out capacity of suction caisson foundation in sand[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(5): 902 - 907. (in Chinese))
- [4] 栾茂田, 范庆来, 杨庆. 非均质软土地基上吸力式沉箱抗拔承载力数值分析[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(7): 1054 - 1059. (LUAN Mao-tian, FAN Qing-lai, YANG Qing. Numerical analysis of ultimate pull-out resistance of suction caissons in inhomogeneous soft foundation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, 29(7): 1054 - 1059. (in Chinese))
- [5] BYRNE B W, HOULSBY G T. Experimental investigations of the response of suction caissons to transient vertical loading[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2002, 128(11): 926 - 939.
- [6] MANA D S K, GOURVENEC S M, RANDOLPH M F. Numerical modeling of seepage beneath skirted foundations subjected to vertical uplift[J]. Computers and Geotechnics, 2014, 55: 150 - 157.
- [7] ISKANDER M, EL-GHARBAWY S, OLSON R. Performance of suction caissons in sand and clay[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2002, 39: 576 - 584.
- [8] 朱斌, 孔德琼, 童建国, 等. 粉土中吸力式桶形基础沉贯及抗拔特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(7): 1045 - 1053. (ZHU Bin, KONG De-qiong, TONG Jian-guo, et al. Model tests on penetration and pullout of suction caissons in silt[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(7): 1045 - 1053. (in Chinese))
- [9] LUKE A M. Axial Capacity of Suction Caissons in Normally Consolidated Kaolinite[D]. Austin: University of Texas at Austin, 2002.
- [10] CHEN W, RANDOLPH M F. Uplift capacity of suction caissons under sustained and cyclic loading in soft clay[J]. ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2007, 133(11): 1352 - 1363.
- [11] RAO S N, RAVI R, PRASAD B S. Pullout behavior of suction anchors in soft marine clays[J]. Marine Georesources & Geotechnology, 1997, 15(2): 95 - 114.
- [12] SINGH B, DATTA M, GULHATI S K. Pullout behavior of superpile anchors in soft clay under static loading[J]. Marine Georesources and Geotechnology, 1996, 14: 217 - 236.
- [13] DENG W, CARTER J P. A theoretical study of the vertical uplift capacity of suction caissons[J]. International Society of Offshore and Polar Engineers, 2002, 12(2): 89 - 97.
- [14] 矫滨田, 鲁晓兵, 赵京, 等. 吸力式桶形基础抗拔承载力特性试验研究[J]. 中国海洋平台, 2006(3): 27 - 30. (JIAO Bin-tian, LU Xiao-bing, ZHAO Jing, et al. On the pullout bearing capacity of bucket foundation[J]. China Ocean Platform, 2006(3): 27 - 30. (in Chinese))
- [15] 施晓春, 龚晓南, 俞建霖, 等. 桶形基础抗拔力试验研究[J]. 建筑结构, 2003(8): 49 - 56. (SHI Xiao-chun, GONG Xiao-nan, YU Jian-lin, et al. Experimental study on the

- pullout force of bucket foundation[J]. Building Structure, 2003(8): 49 - 56. (in Chinese))
- [16] ZHAI H, LI D. Experimental studies on modified suction caissons in fine sand subject to uplift loading[J]. Transactions of Tianjin University, 2017, **23**(6): 562 - 569.
- [17] DU J Q, DU S J, SHEN S L, et al. Centrifuge evaluation of the influential factors in the uplift capacity of suction foundations in clay[J]. Marine Georesources & Geotechnology, 2017, **35**(4): 456 - 465.
- [18] GUO Z, WANG L Z, YUAN F. Set-up and pullout mechanism of suction caisson in a soft clay seabed[J]. Marine Georesources & Geotechnology, 2014, **32**(2): 135 - 54.
- [19] 朱文波, 戴国亮, 龚维明, 等. 基于 Meyerhof 机构的吸力式沉箱基础抗拔承载力极限分析上限解[J]. 东南大学学报, 2018, **48**(5): 828 - 833. (ZHU Wen-bo, DAI Guo-liang, GONG Wei-ming, et al. Upper bound solution for ultimate bearing capacity of suction caisson foundation based on Meyerhof failure mode[J]. Journal of Southeast University, 2018, **48**(5): 828 - 833. (in Chinese))
- [20] 王志云. 软土地基上吸力式沉箱基础的抗拔承载特性研究[D]. 大连: 大连理工大学, 2008. (WANG Zhi-yun. A Study on Uplift Bearing Characteristics of Suction Caisson Foundation in Soft[D]. Dalian: Dalian University of Technology, 2008. (in Chinese))
- [21] ACOSTA-MARTINEZ H E, GOURVENEC S M, RANDOLPH M F. Effect of gapping on the transient and sustained uplift capacity of a shallow skirted foundation in clay[J]. Soils and Foundations, 2010, **50**(5): 725 - 735.
- [22] MANA D S K, GOURVENEC S M, RANDOLPH M F. Experimental investigation of reverse end bearing of offshore shallow foundations[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2013, **50**(10): 1022 - 1033.
- [23] LEHANE B M, GAUDIN C, RICHARDS D J, et al. Rate effects on the vertical uplift capacity of footings founded in clay[J]. Géotechnique, 2008, **58**(1): 13 - 21.
- [24] LEHANE B M, O'LOUGHLIN C D, GAUDIN C, et al. Rate effects on penetrometer resistance in kaolin[J]. Géotechnique, 2009, **59**(1): 41 - 52.
- [25] CHEN R, GAUDIN C, CASSIDY M J. Investigation of the vertical uplift capacity of deep water mudmats in clay[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2012, **49**: 853 - 865.

第三届全国交通岩土工程学术会议一号通知

一、会议时间与地点

拟定会议时间2020年11月初, 地点: 南京

二、主办单位

中国土木工程学会土力学及岩土工程分会
交通岩土工程专业委员会

三、承办单位

东南大学
江苏省岩土力学与工程学会

四、会议专题

征文内容涵盖交通岩土工程的研究领域, 主要包括:

- (1) 交通基础设施地基基础的勘察、设计、施工、检测和加固
- (2) 交通隧道和地下工程的设计、施工和运

营

- (3) 交通基础设施地基处理
- (4) 边坡与支档结构
- (5) 交通岩土工程抗震
- (6) 车-路-地基共同作用
- (7) 特殊土地区的交通岩土工程
- (8) 交通基础工程环境保护与修复
- (9) 轨道交通岩土及地下水问题
- (10) 岩土工程智能化技术

五、会议秘书处及联系方式

秘书长: 章定文 13813065390

秘书处: 丁建文, 邓永锋, 蔡国军, 李宏025-83795086

联系地址: 南京市江宁区东南大学路2号东南大学交通学院岩土工程研究所 邮编: 211189。

(摘自《地基处理》)

DOI: 10.11779/CJGE202009006

考虑裂缝几何特性和 T 应力的类岩石材料压剪张拉 断裂准则

王俊杰¹, 黄诗渊^{1, 2}, 郭万里², 赵天龙^{1, 2}

(1. 重庆交通大学水工建筑物健康诊断技术重庆市高校工程研究中心, 重庆 400074; 2. 南京水利科学研究院岩土工程研究所, 江苏 南京 210024)

摘要: 为探究类岩石材料中非闭合裂缝的压剪起裂机理, 引入相对钝化系数和相对临界尺寸, 建立了考虑裂缝几何特性和 T 应力的压剪张拉断裂准则, 分析了不同因素对裂缝尖端周向应力分布规律和张拉起裂角的影响。考虑相对钝化系数后, 张拉起裂角预测曲线得到明显改善; 考虑 T 应力后, 可解释由裂缝长度和材料属性引起的差异化断裂行为。根据几种典型类岩石材料的试验结果与理论曲线对比分析发现, 当相对钝化系数较小时, 理论预测值与试验值吻合较好, 且预测角度范围较大; 随相对钝化系数增大, 理论预测值与试验结果误差逐渐增大, 预测角度范围逐渐减小。解释了出现该现象的原因, 讨论了基于线弹性断裂力学理论建立的压剪非闭合起裂准则存在的不足, 并建议了本文准则的适用条件。

关键词: 压剪应力; 非闭合裂缝; 断裂准则; T 应力

中图分类号: TU45; O346.11

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)09-1622-10

作者简介: 王俊杰(1973—), 男, 博士, 教授, 主要从事地质工程、岩土工程方面的研究工作。E-mail: wangjunjie@cqjtu.edu.cn。

Compression-shear tension fracture criteria for rock-like materials considering geometric characteristics of cracks and T-stresses

WANG Jun-jie¹, HUANG Shi-yuan^{1, 2}, GUO Wan-li², ZHAO Tian-long^{1, 2}

(1. Diagnostic Technology on Health of Hydraulic Structures Engineering Research Center of Chongqing Education Commission of China,

Chongqing Jiaotong University, Chongqing 400074, China; 2. Geotechnical Engineering Department, Nanjing Hydraulic Research Institute,

Nanjing 210024, China)

Abstract: In order to explore the fracture mechanism of open cracks under compression-shear stress in rock-like materials, a relative passivation coefficient and a relative critical size are introduced, and a compression-shear-tension fracture criterion considering the geometric characteristics of cracks and T-stress is established. The effects of different factors on the distribution of tangential stresses and initiation angle of cracks are investigated. The predicted curves of the initiation angle of cracks are improved obviously because of considering the relative passivation coefficient, and the different fracture behaviors induced by crack length and material properties can also be explained after considering the T-stresses. In order to validate the theoretical solutions, the calculated results are compared with the test ones of several typical rock-like materials. It is found that when the relative passivation coefficient is small, the predicted values obtained by the proposed method agree well with those obtained from the tests, and the range of predicted angle is large. With the increase of the relative passivation coefficient, the error between the theoretical values and the test results increases gradually, and the range of predicted angle decreases slowly. The reason for this phenomenon is explained, the flaw of the fracture criterion based on the linear elastic fracture mechanics is discussed, and the applicable conditions of the proposed criterion is suggested.

Key words: compression-shear stress; open crack; fracture criterion; T-stress

0 引言

自断裂力学理论引入岩土力学领域以来, 关于岩石类材料的起裂强度和裂缝扩展问题受到大量关注^[1-2]。从荷载角度来看, 裂缝受到的外荷载可转换为法向力

基金项目: 国家自然科学基金委员会—雅砻江流域水电开发有限公司雅砻江联合基金项目 (U1865103); 水利部土石坝破坏机理与防控技术重点实验室开放基金项目 (YK319001)

收稿日期: 2019-11-26

***通信作者** (E-mail: cqjtdxhsy@163.com)

和切向力, 归结为纯拉、纯剪、拉剪和压剪作用下的断裂问题。由于工程岩体多处于受压力学环境, 研究其压剪断裂问题是具有实际意义的。

对于工程岩体中的压剪裂缝, 若处于闭合状态^[3-5], 则裂缝尖端应力场由 II 型应力强度因子 K_{II} 控制。根据线弹性断裂力学最大周向应力准则可知, 张拉起裂角恒为 70.53° 。大量岩石类材料试验表明, 无论裂缝闭合与否, 张拉起裂角均随预置裂缝倾角变化而变化^[6-10], 与理论值存在较大差异, 传统理论尚无法解释此现象。有学者指出^[11-12], 传统断裂力学 Williams 展开项中忽略的非奇异常数项 (T 应力) 对计算结果存在影响。研究表明, 若同时考虑裂纹尖端的奇异应力项和非奇异常数项, 计算结果将大大改善^[13]。T 应力最早是为了研究拉剪作用下脆性材料的断裂问题引入的, 近年来也运用于岩石材料的压剪断裂问题, 并针对闭合裂缝建立了一些考虑 T 应力的压剪断裂准则^[5, 14-15]。考虑 T 应力后, 闭合裂缝的起裂角与预制裂缝倾角存在单调递增关系, 在相同裂缝长度情况下, 起裂荷载、起裂角与材料断裂过程区尺寸密切相关^[14]。由于类岩石材料的断裂过程区尺寸较一般脆性材料如玻璃、陶瓷等更大^[16], T 应力对其断裂特性的影响更加显著。

无论是工程岩体裂缝还是试样预制裂缝, 非闭合裂缝是常见的。前人在压剪裂缝的 I 型应力强度因子 K_I 处理方法上有不同观点^[17-20] ($K_I < 0$ 和 $K_I = 0$)。对于闭合裂缝, $K_I = 0$ 毋庸置疑; 而 $K_I < 0$ 实质上是认为压应力对裂缝张开有抑制作用。关于非闭合裂缝的起裂问题, 郭少华^[9]指出在压应力作用下裂缝表面达到闭合之前就出现了开裂现象, 裂纹的张开对裂纹的萌生和扩展有不可忽视的影响。蒲成志等^[21]指出, 由于裂缝预制方法的不同, 实验室条件下的一些预制闭合裂缝并不是真正的闭合裂缝, 而存在一定张开度, 导致采用闭合裂缝的理论模型分析非闭合裂缝开裂问题时产生较大差异。李银平等^[22]认为对于非闭合裂缝, 由于传统理论将其抽象为无厚度的数学裂缝, 导致计算结果是固定的; 然而, 不同预制裂缝存在不同的几何特性 (如: 裂缝长度、裂缝厚度、裂缝端部曲率半径等), 这是导致张拉起裂角离散的重要原因。

综上, 由于裂缝几何特征和材料属性的不同, 无法将不同学者的试验结果统一对比分析, 更难从理论上解释其差异性断裂行为。鉴于此, 本文考虑裂缝几何特性和 T 应力的影响, 建立非闭合裂缝的压剪张拉起裂准则, 结合典型类岩石材料中心斜裂缝单轴压缩试验结果对准则进行验证, 并分析准则的适用性。

1 压剪裂缝尖端应力场

1.1 传统线弹性断裂力学理论

传统 I - II 复合型裂缝尖端应力场如图 1 所示。

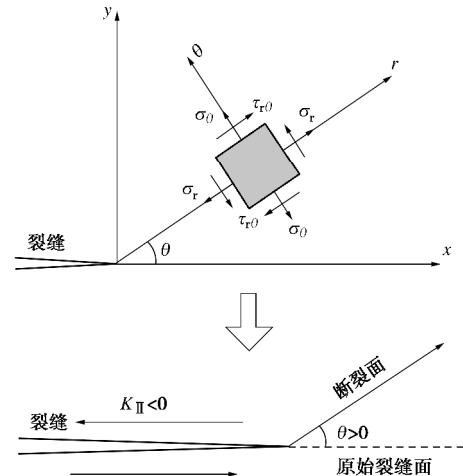


图 1 裂缝尖端应力场

Fig. 1 Stress fields of crack tip

各应力分量如下式:

$$\left. \begin{aligned} s_r &= \frac{1}{2\sqrt{2\pi r}} \left[K_I \cos \frac{q}{2} (3 - \cos q) + K_{II} \sin \frac{q}{2} (3 \cos q - 1) \right] \\ s_q &= \frac{1}{2\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{q}{2} [K_I (1 + \cos q) - 3K_{II} \sin q] \\ t_{rq} &= \frac{1}{2\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{q}{2} [K_I \sin q + K_{II} (3 \cos q - 1)] \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

式中 s_r , s_q , t_{rq} 分别为径向应力、周向应力、剪应力; r , θ 为极径和极角。

针对压剪非闭合裂缝, 建立双轴应力作用下的中心斜裂缝模型, 如图 2 所示。裂缝面上的应力状态为

$$\left. \begin{aligned} s_T &= -s(\cos^2 b + l \sin^2 b) \\ s_N &= -s(\sin^2 b + l \cos^2 b) \\ t_N &= -s(1 - l) \sin b \cos b \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

式中 s_N , s_T , t_N 分别为裂缝面上的法向应力、切向应力、剪应力; b 为中心裂缝与竖直方向的夹角 ($^\circ$); l 为侧压力系数。

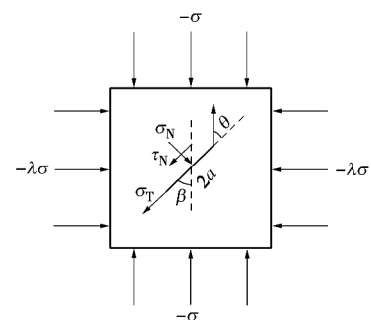


图 2 压缩荷载下中心斜裂缝受力状态

Fig. 2 Stress state of central inclined crack under compression

在岩石断裂力学研究中，一般认为裂缝只存在非闭合或闭合形态，不考虑中间过渡形态^[23]。因此在计算时常认为闭合裂缝 $K_I=0$ ，非闭合裂缝 $K_I<0$ 。

非闭合裂缝的应力强度因子一般被写为

$$K_I = S_N \sqrt{\pi a} = -S(\sin^2 b + l \cos^2 b) \sqrt{\pi a} \quad , \quad (3)$$

$$K_{II} = t_N \sqrt{\pi a} = -S(1-l) \sin b \cos b \sqrt{\pi a} \quad 。 \quad (4)$$

式 (3) 对 K_I 进行变号处理，认为压应力对裂缝张开存在抑制作用，但忽略了一个重要因素，即传统线弹性断裂力学将裂缝认为是数学裂缝。实际上，无论是实际工程还是室内试验中，非闭合裂缝也是常见的。即便是室内试验中预制的闭合裂缝，由于闭合裂缝预制方法不同，也可能导致裂缝为非闭合状态^[21]。当裂缝存在一定厚度时，其裂缝尖端受到的横向压应力 S_T 就不能忽略。Muskhelishvili^[24]指出，对于长轴和短轴长度分别为 $2a$ 和 $2b$ 的椭圆裂缝，其裂缝尖端处所受横向压应力 S_T 会产生与其相垂直的拉应力 S_T' ，其应力大小等于横向压应力，该拉应力引起的 I 型应力强度因子为

$$K_I^T = 0.5 S_T \sqrt{r\pi} = 0.5 S_T \sqrt{r/a} \sqrt{\pi a} \quad , \quad (5)$$

式中， r 为裂缝端部曲率半径， $r = b^2/a$ ，其中 $r \rightarrow 0$ 。

椭圆裂缝的厚度是逐渐改变的，在端部较为尖锐，而室内试验中预制裂缝的厚度一般是相同的，只是在端部出现一定程度的钝化。也就是说，相同裂缝厚度时，真实情况下裂缝端部并不如椭圆裂缝尖锐，其曲率半径大得多。如图 3 所示，陈簏^[25]提出的真实裂缝模型更能反映常见的非闭合裂缝的几何特征，裂缝端部形态被考虑成半圆形态，此时 $r = b$ ，因此公式 (5) 可近似写为

$$K_I^T = 0.5 S_T \sqrt{\pi b} = 0.5 S_T \sqrt{b/a} \sqrt{\pi a} \quad 。 \quad (6)$$

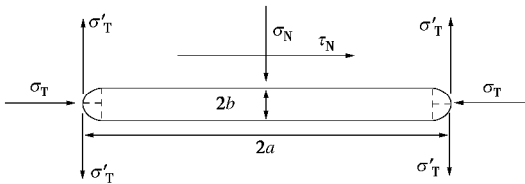


图 3 陈簏真实裂缝模型

Fig. 3 Chen Chi's model for real crack

综上，非闭合裂缝 K_I 应受法向压应力和横向压应力的共同作用，叠加可得

$$\begin{aligned} K_I &= S_N \sqrt{\pi a} - 0.5 S_T \sqrt{b/a} \sqrt{\pi a} \\ &= -S \sqrt{\pi a} [(\sin^2 b + l \cos^2 b) - \\ &\quad 0.5(\cos^2 b + l \sin^2 b) \sqrt{b/a}] \quad 。 \quad (7) \end{aligned}$$

笔者收集了部分学者研究中采用的裂缝几何特

性，如表 1 所示。

表 1 不同学者研究中采用的裂缝几何特性

Table 1 Geometric characteristics of cracks studied by different scholars

| 学者 | 材料 | 2a/mm | 2b/mm | η |
|--------------------------|------------|-------|---------|----------|
| Bobet ^[6] | 石膏 | 12.7 | 0.1 | 0.1 |
| Wong 等 ^[7] | 石膏 | 12.5 | 0.1~1.3 | 0.1~0.3 |
| Vesga 等 ^[8] | 压实黏土 | 25 | 1 | 0.2 |
| 郭少华 ^[9] | 石膏 | 30 | 1~6 | 0.2~0.45 |
| Lin 等 ^[10] | 水泥砂浆 | 30 | 1 | 0.2 |
| Wang 等 ^[26] | 花岗岩 | 30 | 1 | 0.2 |
| Zhang 等 ^[27] | PFC 模拟岩石材料 | 12.7 | 1.3 | 0.3 |
| Zhuang 等 ^[28] | 砂岩相似材料 | 15 | 1 | 0.3 |

从表 1 可知，为满足厚度趋于 0 的数学裂缝，室内试验中对裂缝厚度的要求较高，其往往被限制在 1 mm 以下，但室内试样的几何尺寸有限，无法确定其是否能够接近数学裂缝的假设。由于学者们研究中采用的试样结构和裂缝预制方法不同，所采用的裂缝长度和裂缝厚度均存在一定差异。

根据式 (7) 可知，裂缝厚度和裂缝长度均对 K_I 存在影响，单独讨论曲率半径或裂缝厚度的影响并不全面，有必要对其进行综合考虑。由于 $S \sqrt{\pi a}$ 为 K_I 的一般表达形式，此时只需将厚度和长度进行归一化，即可将式 (7) 中括号内的参数定量描述。本文定义 $h = \sqrt{b/a}$ 为相对钝化系数，即可描述不同裂缝长度和裂缝厚度组合下的 K_I ，相对钝化系数 $\eta \rightarrow 0$ 时即对应数学裂缝的理想条件。

1.2 考虑 T 应力的断裂力学理论

传统断裂力学理论中，往往只保留了 Williams 的无限级数展开项中的奇异项（即 $r^{-0.5}$ 项），在起裂角分析时自然地回避了 r 的影响。近年来许多学者^[3-4, 15]认为，对于岩石或类岩石材料，其裂缝尖端临界尺寸 r_c （也被认为是断裂过程区尺寸）比一般脆性材料更大，因此其非奇异性中的常数项（ r^0 项，即 T 应力）的影响不可忽略。

关于压剪裂缝中 T 应力的存在形式，目前存在以下几种观点：①考虑平行于裂缝面的 T 应力 T_x ^[11]；②考虑平行于裂缝面的 T 应力 T_x ，同时，由于裂缝闭合，考虑了垂直于裂缝面的 T 应力 T_y ^[15, 29]；③除了考虑 T_x 和 T_y ，还考虑 T_y 对闭合裂缝产生的摩擦作用^[5, 18]，即 T_{xy} 。分别对应非闭合裂缝、光滑闭合裂缝、粗糙闭合裂缝。因此考虑 T 应力的非闭合裂缝尖端应力场表达式可写为

$$\left. \begin{aligned} s_r &= \frac{1}{2\sqrt{2\pi r}} \left[K_I \cos \frac{q}{2} (3 - \cos q) + K_{II} \sin \frac{q}{2} (3 \cos q - 1) \right] + \\ T_x \cos^2 q, \\ s_q &= \frac{1}{2\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{q}{2} [K_I (1 + \cos q) - 3K_{II} \sin q] + T_x \sin^2 q, \\ t_{rq} &= \frac{1}{2\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{q}{2} [K_I \sin q + K_{II} (3 \cos q - 1)] - \frac{1}{2} T_x \sin 2q, \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

其中

$$T_x = -S(\cos^2 b + l \sin^2 b) \quad (9)$$

2 非闭合裂缝压剪-张拉起裂准则

最大周向应力准则 (MTS) 由于意义明确、考虑影响因素最少, 运用最为广泛。其认为当裂缝最大周向应力 s_q 达到临界值时, 将沿着最大周向应力的方向扩展。裂缝起裂角 θ_0 由下式可得

$$\left. \frac{\partial s_q}{\partial q} \right|_{r=r_c} = 0, \quad \left. \frac{\partial^2 s_q}{\partial q^2} \right|_{r=r_c} < 0 \quad (10)$$

根据传统断裂力学理论, 非闭合裂缝尖端最大周向应力表达式如下:

$$(s_q)_{\max} = \frac{1}{2\sqrt{2\pi r_c}} \cos \frac{q_0}{2} \left\{ -S\sqrt{\pi a} \left[\begin{aligned} &(\sin^2 b + l \cos^2 b) \\ &-0.5(\cos^2 b + l \sin^2 b)h \end{aligned} \right] \right. \\ \left. (1 + \cos q_0) + 3S\sqrt{\pi a}(1-l)\sin b \cos b \sin q_0 \right\} \quad (11)$$

考虑 T 应力后, 非闭合裂缝尖端最大周向应力表达式如下:

$$(s_q)_{\max} = \frac{1}{2\sqrt{2\pi r_c}} \cos \frac{q_0}{2} \left\{ -S\sqrt{\pi a} \left[\begin{aligned} &(\sin^2 b + l \cos^2 b) \\ &-0.5(\cos^2 b + l \sin^2 b)h \end{aligned} \right] \right. \\ \left. (1 + \cos q_0) + 3S\sqrt{\pi a}(1-l)\sin b \cos b \sin q_0 \right\} - \\ S(\cos^2 b + l \sin^2 b) \sin^2 q_0 \quad (12)$$

传统理论中一般认为 $r \rightarrow 0$, 将式 (11) 代入式 (10) 后临界值 r_c 可消去进而得到起裂角, 但无法采用具体的 $(s_q)_{\max}$ 来表征起裂应力, 通常转换为 K_{IC} 进行描述。考虑 T 应力后, 在计算起裂角和起裂应力时 r_c 均无法消去, 此时必须考虑其具体取值。一般地, 临界尺寸 r_c 被认为是材料的特征属性, 常采用下式表述^[12]

$$r_c = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{K_{IC}}{S_t} \right)^2 \quad (13)$$

从式 (12) 看出, 考虑 T 应力后最大周向应力 $(s_q)_{\max}$ 与裂缝倾角 b 、侧压力系数 l 、裂缝半长 a 、相对钝化系数 η 以及临界尺寸 r_c 均存在关系。为便于分析, 引入相对临界尺寸 $a = \sqrt{2r_c/a}$, 故式 (12) 可

写为

$$(s_q)_{\max} = \frac{1}{2a} \cos \frac{q_0}{2} \left\{ -S \left[\begin{aligned} &(\sin^2 b + l \cos^2 b) \\ &-0.5(\cos^2 b + l \sin^2 b)h \end{aligned} \right] \right. \\ \left. (1 + \cos q_0) + 3S(1-l)\sin b \cos b \sin q_0 \right\} - \\ S(\cos^2 b + l \sin^2 b) \sin^2 q_0 \quad (14)$$

此时, 裂缝半长 a 被消除, $(s_q)_{\max}$ 转变为与裂缝倾角 b 、侧压力系数 l 、相对钝化系数 η 和相对临界尺寸 a 相关的函数。前两者可根据实际应力状态确定, 后两者可根据材料特性和裂缝几何特性确定。

后文计算中在式 (11) 中也考虑具体 r_c 值, 将相对临界尺寸 $a = \sqrt{2r_c/a}$ 代入, 即可对比传统理论和考虑 T 应力时最大周向应力的差异。显然, 当 $a \rightarrow 0$ 时, 两者结果是等效的。

3 压剪非闭合裂缝张拉起裂机理

3.1 裂缝面应力强度因子分布规律

对于非闭合裂缝, 由于裂缝面不存在摩擦作用, 裂缝面上的应力分布实际上就是外荷载在裂缝面的分力, 仅与裂缝倾角 b 、侧压力系数 l 有关, 而应力强度因子则有所不同。根据式 (4) 和式 (7) 可知, K_{II} 与 b , l 相关, 而 K_I 则受到法向压应力和横向压应力的共同影响, 与 l , η 和 b 有关。非闭合裂缝应力强度因子 K_I/K_{II} 比值如下:

$$\frac{K_I}{K_{II}} = \frac{1}{1-l} \left[\frac{l + \tan^2 b - 0.5h(1+l \tan^2 b)}{\tan b} \right] \quad (15)$$

以单轴受压情况为例, 从图 4 可知, 相对钝化系数 η 不改变 $K_I/(\pi a)^{0.5}$ 随裂缝倾角 b 增加而减小的趋势, 但影响了其正负大小。在一定角度范围内 K_I 存在正值 (受拉), η 越大, 存在正值的角度范围越大。当裂缝倾角 b 为 0° 时非闭合裂缝可认为 I 型裂缝问题 ($K_I > 0$, $K_{II} = 0$), 在许多试验中也发现, 此时会出现沿原裂缝面的张拉裂缝^[7, 9, 10]。引入相对钝化系数 η 后对 K_I/K_{II} 存在一定影响, 随着 η 不断增加, 其对 K_I/K_{II} 影响范围逐渐增加, 在裂缝倾角 b 较小时影响尤为显著。

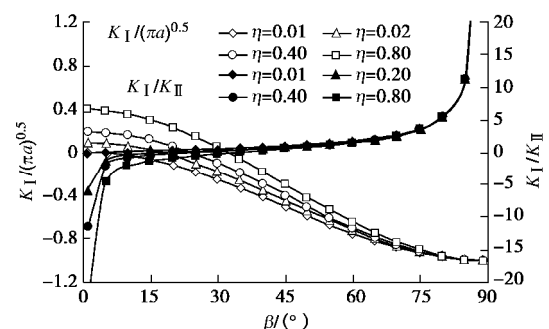


图4 η 对 K_I 和 K_I/K_{II} 分布规律的影响

Fig. 4 Effects of η on K_I and K_I/K_{II}

3.2 裂缝尖端周向应力分布规律

张拉起裂条件与裂缝尖端周向应力分布规律密切相关, 鉴于此, 针对裂缝倾角 b 、侧压力系数 l 、相对钝化系数 η 和相对临界尺寸 a 分别进行讨论。

(1) 裂缝倾角 b

取 $l = 0$, $a = 0.1$, $\eta = 0, 0.2$ (数学裂缝和一定钝化程度的裂缝), 研究裂缝倾角 b 对裂缝尖端周向应力分布的影响, 分析中将周向应力进行无量纲处理。由于计算中 a 值取了定值, 因此最大周向应力不会趋于无穷大。

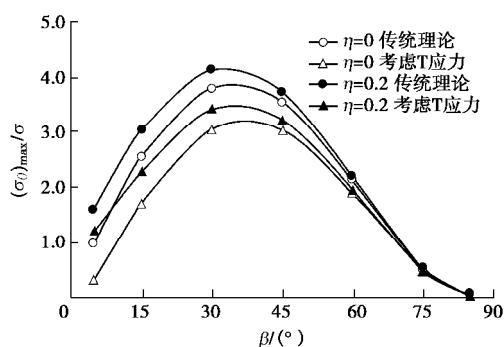


图5 β 对最大周向应力的影响

Fig. 5 Effects of β on maximum tangential stress

从图5可知, 无论考虑裂缝钝化度和T应力与否, 最大周向应力均随裂缝倾角 b 增加呈先增加后减小的趋势, 但最大周向应力对应的裂缝倾角 b 有所差异。在 $b = 15^\circ \sim 45^\circ$ 之间存在一个临界角度使得起裂应力最小。当 b 增加到一定程度时, 裂缝尖端的周向应力峰值趋于0, 此时, 裂缝尖端并不会发生张拉起裂。在许多室内试验也可发现, 预制裂缝倾角较大时, 张拉裂缝往往不会出现于裂缝尖端, 例如 $b = 90^\circ$ 时, 常出现于裂缝面中部区域^[8-9, 30]。

(2) 侧压力系数 l

取 $b = 45^\circ$, $a = 0.1$, $\eta = 0.2$, 研究侧压力系数 l 对裂缝尖端周向应力分布的影响。

从图6可知, 不论考虑T应力与否, 随着 l 增加, 最大周向应力逐渐减小, 张拉起裂角逐渐增大。当 l 增加至一定程度后, 最大周向应力趋近于0, 说明围压增加, 裂缝尖端拉应力逐渐被抑制。在相同 l 情况下, 考虑T应力后, 最大周向应力减小, 张拉起裂角减小, 也体现了其对张拉起裂的抑制作用。

(3) 相对临界尺寸 a

根据图5, b 较小时T应力对最大周向应力影响更为显著。取 $l = 0$, $\eta = 0.2$, $b = 15^\circ, 30^\circ$ 和 45° , 研究相对临界尺寸 a 对裂缝尖端周向应力影响规律。

从图7可见, $b = 15^\circ$ 和 30° 时, 无论考虑T应力与否, 随着相对临界尺寸 a 增加, 最大周向应力均

逐渐减小, a 一定时, 考虑T应力会降低最大周向应力。采用传统理论计算得到的张拉起裂角 θ_0 是恒定的, 不随 a 增加而变化, 考虑T应力后, θ_0 随 a 增加而减小。而 $b = 45^\circ$ 时, 考虑T应力对裂缝张拉起裂角和周向应力的影响逐渐减小, 趋近于传统理论计算结果。

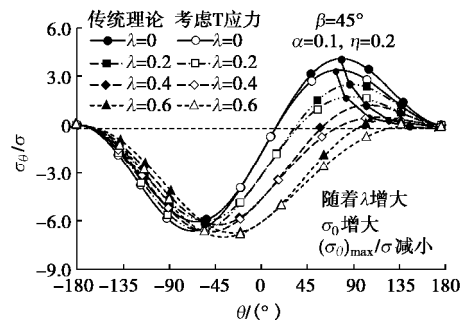
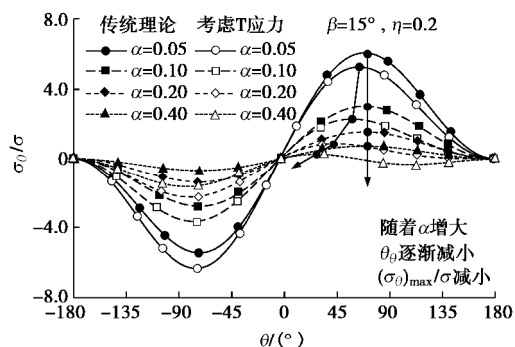
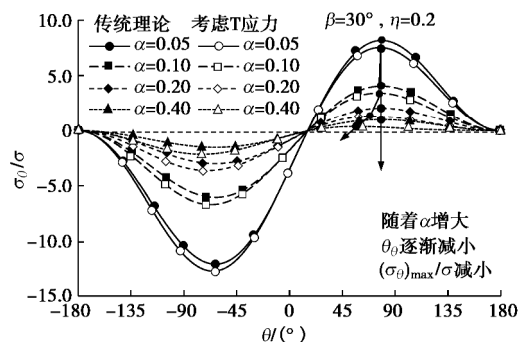


图6 l 对周向应力分布的影响

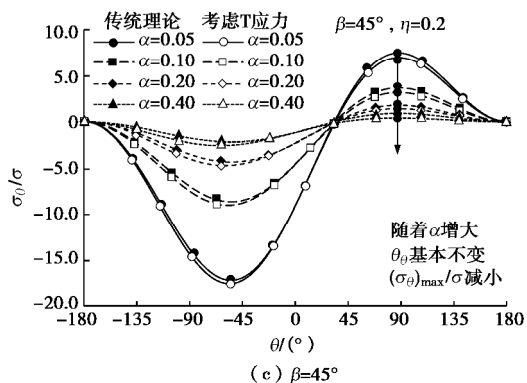
Fig. 6 Effects of l on distribution of tangential stress



(a) $\beta=15^\circ$



(b) $\beta=30^\circ$



(c) $\beta=45^\circ$

图7 a 对周向应力分布的影响

Fig. 7 Effects of a on distribution of tangential stress

由此说明,采用传统理论时,若考虑具体 r_c 进行计算,相对临界尺寸 a 增大对最大周向应力存在抑制作用,但不影响其张拉起裂角 θ_0 。考虑 T 应力后,在一定倾角范围内,随着相对临界尺寸 a 增大,最大周向应力和张拉起裂角均存在明显减小趋势。

(4) 相对钝化系数 η

从图 5 可知,当 b 较小时,相对钝化系数 η 对最大周向应力影响更明显。取 $l = 0$, $b = 15^\circ$, $\alpha = 0.1$, 研究 η 对裂缝尖端周向应力分布规律的影响。

从图 8 可看出,当 a 一定时,不论考虑 T 应力与否,随着 η 增加,最大周向应力逐渐增加,张拉起裂角 θ_0 逐渐减小。说明在相同裂缝长度情况下,裂缝厚度增大将会增大其最大周向应力,同时,由于 η 改变了 K_I 大小,使得其起裂角发生改变。

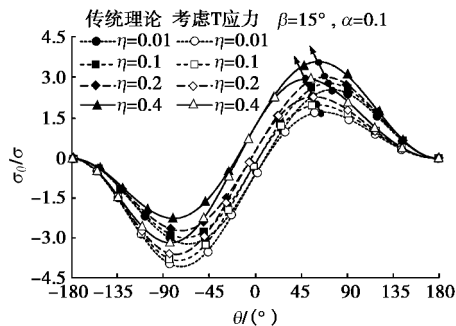


图 8 η 对周向应力分布的影响

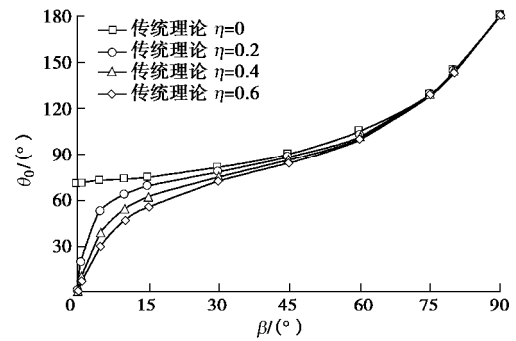
Fig. 8 Effects of η on distribution of tangential stress

3.3 张拉起裂角

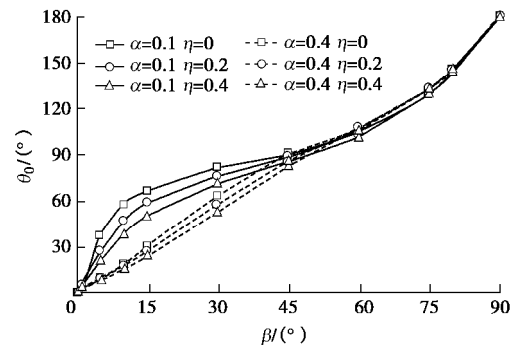
以单轴受压状态为例 ($l = 0$), 研究 a 和 η 对张拉起裂角的影响。图 9 (a) 中实线为采用传统理论针对数学裂缝计算得到的预测曲线, 许多学者研究中也得到了这条曲线^[6, 10], 不过其张拉起裂角恒大于 70.5° , 与试验结果不符。考虑裂缝钝化度后得到一定改善, 张拉起裂角 θ_0 随着 η 增大而减小。李部等^[17]研究中考虑了横向压应力对非闭合裂缝的影响, 其计算曲线与图 8 中 3 条虚线类似, 但其试验值仍与理论值存在较大差距, 可能是未考虑材料属性导致的。

从图 9 (b) 可知, 当 η 相同时, 考虑 T 应力后起裂角曲线发生改善, 在裂缝倾角小于 45° 时, 张拉起裂角 θ_0 且随 a 增加而减小。

值得指出的是, 以上计算的曲线中均可发现, 当 b 为 90° 时起裂角为 180° , 实际情况并不会出现。许多试验中也表明, 对于水平裂缝, 裂缝中部区域首先发生张拉起裂, 随后在端部可能会出现次生裂缝。Miao 等^[30]结合数字图像处理技术分析, 认为该次生裂缝由剪应力引起。



(a) 传统理论



(b) 考虑 T 应力

图 9 h 和 a 对张拉起裂角的影响

Fig. 9 Effects of η and α on initiation angle of cracks

4 试验验证与讨论

4.1 试验验证

含裂缝岩石试样制备不便, 学者们通常采用类岩石材料模拟, 为验证本文准则合理性, 选取典型的类岩石材料的中心斜裂缝单轴压缩试验结果与理论值进行对比。由于不同学者采用的材料和试样结构存在差异, 且少有文献给出明确的临界尺寸 r_c 因而无法确定相对临界尺寸 a , 而相对钝化系数 η 一般能够从其试样结构特征获取。因此, 根据不同相对钝化系数 η 对不同学者的研究成果进行分别讨论, 所有计算曲线均已考虑了相对钝化系数的影响。其中, 当 $b = 90^\circ$ 时裂缝端部最大周向应力为 0, 端部并不发生张拉起裂, 故在对比分析时将此点剔除。

(1) $\eta = 0.1$

Bobet^[6]采用石膏模拟单轴压缩下岩石的断裂试验受到国内外学者的广泛引用, 其试验中采用的非闭合裂缝几何特征为: $2a = 12.7 \text{ mm}$, $2b = 0.1 \text{ mm}$, 对应本文的相对钝化系数 $\eta = 0.1$, 其给出了材料属性参数 $r_c = 0.22 \text{ mm}$, 对应本文的相对临界尺寸 $a = 0.26$ 。同时, Bobet 采用数值模拟方法与试验值进行了验证, 图 10 中计入了其试验值和模拟值。

从图 10 可知, 当 $b = 45^\circ$ 和 60° 时, 传统理论和考虑 T 应力的预测值与 Bobet^[6]研究结果均比较吻

合, 当 $\beta = 30^\circ$ 时, Bobet^[6]试验值和模拟值均比传统理论计算值更小, 而考虑 T 应力之后, 预测结果和 Bobet^[6]的试验值和模拟值吻合程度很高, 说明本文准则预测 Bobet^[6]的结果是成功的。由于 Bobet^[6]试验中数据点仅涉及 $b = 30^\circ$, 45° 和 60° 3 种角度, 还需进一步讨论。

Wong 等^[7]采用了类似的试样结构 ($2a = 12.5$ mm, $2b = 0.1$ mm, $\eta = 0.1$), 也对石膏进行了试验, 其倾角取值更为密集。虽然在 $b = 45^\circ$ 附近其试验值略高于理论值, 但在 $b < 45^\circ$ 范围明显体现了本文准则的合理性。假定石膏的材料属性一致, 从总体来看, Wong 等^[7]试验点与 $a = 0.26$ 曲线也较为吻合, 体现了起裂角随裂缝倾角增加而增加的规律。

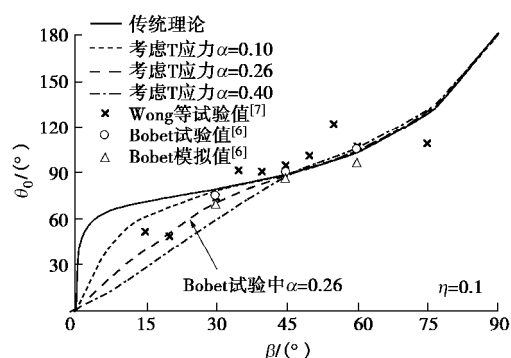


图 10 石膏试验值与理论值对比 ($\eta = 0.1$)

Fig. 10 Comparison between theoretical and experimental results of gypsum ($\eta = 0.1$)

(2) $\eta = 0.2$

Vesga 等^[8]、郭少华^[9]、Lin 等^[10]以及 Wang 等^[26]分别针对压实黏土、石膏、水泥砂浆和花岗岩试样开展了中心斜裂缝单轴压缩试验, 裂缝相对钝化系数 η 均在 0.2 左右, 但相对临界尺寸 a 未知。除压实黏土试样的裂缝长度 $2a$ 为 25 mm, 其他 3 种材料试样的裂缝长度 $2a$ 均为 30 mm。假定石膏、水泥砂浆与花岗岩这 3 种材料的 r_c 差距不大, 取 $r_c = 0.2 \sim 1.0$ mm, 则 $\alpha = 0.16 \sim 0.37$ 。Vesga 等^[8]研究中的压实黏土含水率较小, 但脆性仍相对其它材料更差, 参考 Wang 等^[16]对不同压实黏土 r_c 的对比研究, 取该压实黏土 $r_c = 0.8 \sim 3.3$ mm, 则 $\alpha = 0.36 \sim 0.73$ 。

从图 11 可知, 当 $b = 45^\circ$ 时, 不同材料的起裂角基本相同, 此时不同理论曲线在该角度下的起裂角也是基本相同的。随着 b 偏离 45° , 不同材料的试验值均偏离传统理论预测曲线。考虑 T 应力后, 在 $b = 0^\circ \sim 60^\circ$ 范围内, 石膏^[9]、水泥砂浆^[10]及花岗岩材料^[26]的试验值或模拟值处于 $a = 0.20$ 曲线附近, 而压实黏土^[8]的试验值则与 $a = 0.40$ 曲线吻合, 根据试验反推得到的 a 值在预估范围之内, 充分说明了压实黏土的

r_c 值大于其他 3 种材料, 说明本文准则能够体现材料属性差异。当 $b > 60^\circ$ 后, 不同材料的试验值与理论值偏差均逐渐增大, 尤其是压实黏土的试验值, 其起裂角偏差约 50° 。Vesga 等^[8]指出, $b = 75^\circ$ 和 90° 时翼型张拉裂缝并不出现于裂缝端部附近, 而是出现与裂缝面中部区域, 此时采用线弹性断裂力学分析必然存在误差。

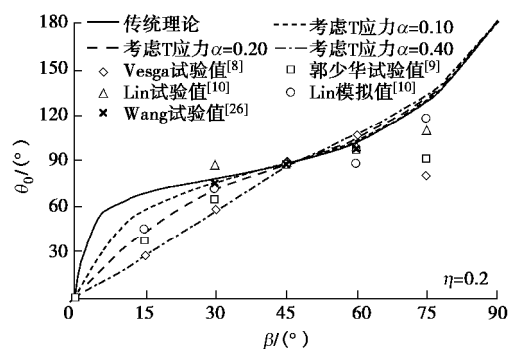


图 11 压实黏土、石膏、水泥砂浆和花岗岩试验值与理论值对比 ($\eta = 0.2$)

Fig. 11 Comparison between theoretical and experimental results of compacted clay, gypsum, cement mortar and granite ($\eta = 0.2$)

综上说明, 本文准则中考虑了 T 应力, 因此能够解释不同材料属性引起的差异性断裂行为, 在 $b \leq 45^\circ$ 范围 a 越大起裂角越小, 在 $b > 45^\circ$ 范围 a 越大起裂角越大。不过, 在 β 较大时, 由于裂端部发生的起裂机制发生改变, 此时理论值与试验值存在差距。

(3) $\eta = 0.3 \sim 0.45$

图 12 收集了 3 组试验数据, 对应的裂缝相对钝化系数 η 在 0.3 左右。Zhang 等^[27]和郭少华^[9]分别采用 PFC 数值试验和室内试验研究了石膏的断裂特性, 但相对临界尺寸 a 未知。假定两者采用的石膏材料差别不大, 取 $r_c = 0.2 \sim 1.0$ mm, 对应地, a 分别在 0.25~0.56 和 0.16~0.37 范围。Zhuang 等^[28]采用砂岩相似材料开展了中心斜裂缝单轴压缩试验, 根据其力学参数得到该相似材料 $r_c = 2.96$ mm, 对应地, 根据其裂缝长度 $2a = 15$ mm 得到 $a = 0.89$ 。

从图 12 可知, $b = 0^\circ$, 15° 和 30° 时 3 种材料试验值处于 $a = 0.20$ 和 $a = 0.40$ 曲线之间, 根据 a 预估值范围, Zhang 等^[27]、郭少华^[9]的试验值在该角度范围内与本文准则吻合程度较好。而随着 b 增加, 所有试验值与理论值的差距均逐渐增大。根据 Zhuang 等^[28]的试验值分布规律, 其采用的砂岩相似材料的 a 值应与前两者所采用的材料相近, 但其文献中给出的 a 值达到 0.89, 与本文理论曲线存在显著差异。可能是抗拉强度和 I 型断裂韧度测试方法或精度导致的。按照 Zhuang 等^[28]文献中给出的砂岩的力学性能可知, 其 r_c 在 0.48~1.80 范围, 对应 $b = 0.36 \sim 0.69$,

较 0.89 小得多。

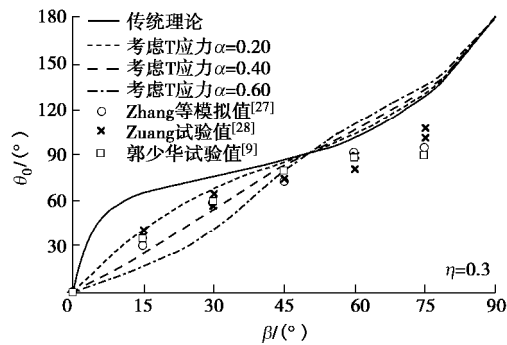


图 12 石膏和砂岩相似材料试验值与理论值对比 ($\eta=0.3$)

Fig. 12 Comparison between theoretical and experimental results of gypsum and sandstone similar materials ($\eta=0.3$)

此外,郭少华^[9]研究中也对相对钝化系数 η 为 0.45 的石膏试样进行了试验,如图 13 所示。在类似的,在 $b=0^\circ$, 15° 和 30° 时,其试验值处于 $a=0.20$ 和 $a=0.40$ 曲线之间,根据 a 预估值范围说明吻合程度较好,但随着 b 增加,本文理论值与试验值的差距较大。

综上可知,基于传统断裂力学理论,采用 MTS 准则计算非闭合裂缝的起裂角时,由于将其裂缝厚度考虑成趋于 0 的数值,忽略了横向压应力的作用,计算得到的张拉起裂角恒大于 70.5° 。本文准则考虑了裂缝几何特性和 T 应力时,引入了相对钝化系数 η 和相对临界尺寸 a ,不仅能够体现裂缝几何特性的影响,而且体现了不同材料的差异性断裂行为。

当 $\eta=0.1$ 和 0.2 时,本文准则在 $b=0^\circ \sim 60^\circ$ 与试验值吻合程度较高;在 $\eta=0.3$ 和 0.45 时,本文准则仅在 $b=0^\circ \sim 30^\circ$ 时与试验值吻合较好,随着 b 增加,偏离程度逐渐增大。可见,本文准则存在一定适用范围。

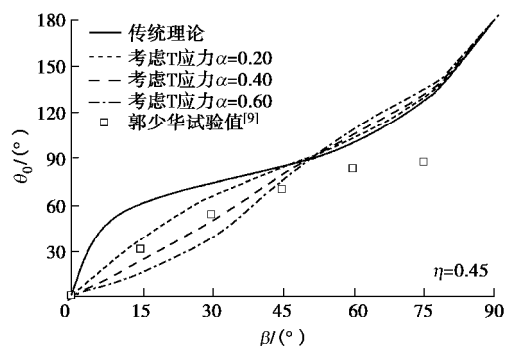


图 13 石膏试验值与理论值对比 ($\eta=0.45$)

Fig. 13 Comparison between theoretical and experimental results of gypsum ($\eta=0.45$)

4.2 讨论

采用 Williams 展开项建立的压剪断裂准则,其前

提假设是建立在数学裂缝基础之上的,一般不考虑横向压应力的影响。本文准则引入了相对钝化系数,体现了裂缝几何形态对裂缝端部应力集中特性,即在应力强度因子 K_I 中得到了体现。不过,仍无法改变断裂力学理论中认为裂缝在端部起裂的假定。

为进一步探究其原因,对于本文图 3 中的真实裂缝模型,文献[23]中采用复变函数和保角变换方法,得到相对钝化系数和裂缝倾角对裂纹面最大拉应力出现位置的影响。令 s 为最大拉应力出现位置距裂缝尖端的距离,将 s 除以裂缝半长 a 进行无量纲化,如图 14 所示。从图 14 可知: η 一定时, s/a 随着 b 增大而增大,呈指数型曲线状; b 一定时, s/a 随着 η 增大而增大。当 $\eta=0.1$ 和 0.2 时, s/a 在 $b=0^\circ \sim 60^\circ$ 范围趋近于 0,说明了本文准则在以上范围的合理性。而当 $\eta=0.3$ 和 0.45 时,起裂位置偏离裂缝端部的趋势越来越明显,说明了图 12, 13 中预测曲线偏离试验点的原因。

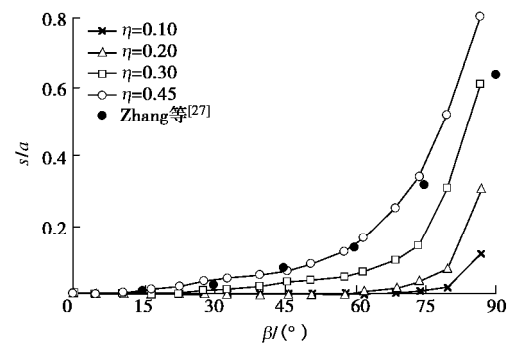


图 14 η 对最大拉应力出现位置的影响

Fig. 14 Effects of η on location of maximum tangential stress

此外,图 14 中实心圆点是 Zhang 等^[27]采用 PFC 模拟时监测的数据,其非闭合裂缝的相对钝化系数 η 约为 0.32,进一步说明了起裂位置与裂缝倾角的关系。根据图 5 也可发现,在单轴受压情况下,即便是 $\eta=0.1$ 时,裂缝倾角 $b=85^\circ$ 时最大周向应力已经趋于 0,说明近水平裂缝不可能在端部发生张拉起裂。现有文献中,相对钝化系数最小也只能在 $\eta=0.1$ 。根据图 14,此时在 $b>80^\circ$ 后,裂缝起裂点逐渐远离裂缝端部,许多试验现象也验证了这点^[8-9]。

目前岩石压剪断裂准则大多是建立在数学裂缝模型基础上,以裂缝端部起裂为前提假设,分析方法往往是先建立理论模型然后采用试验结果去验证理论的合理性和适用性。对于压剪非闭合裂缝而言,由于室内试验中很难做到无限细长的裂缝,无法真正接近数学裂缝的假设条件,导致采用断裂力学理论建立的压剪断裂准则在一定范围是失效的。拉剪裂缝也存在此问题,但由于拉剪作用下裂缝端部的最大周向应力并不会趋于 0,多数情况下在端部附近发生应力集中,

裂缝几何特性对拉剪裂缝的影响不如压剪非闭合裂缝显著。

采用室内试验验证基于断裂力学理论建立的非闭合裂缝压剪起裂准则时, 必须控制试样的裂缝的几何特性, 也就是要确定何时能够接近数学裂缝的假定条件。根据本文试验验证结果来看, 单轴加载情况下, 相对钝化系数 $\eta \leq 0.2$ 时在 $b = 0^\circ \sim 60^\circ$ 范围能够满足条件。当 η 较大时, 起裂点位置逐渐远离裂缝端部, 使得试验值与理论值必然存在较大误差。

当裂缝厚度较大时, 应当将其考虑成扁椭圆裂缝模型, 采用复变函数和保角变换的方法, 根据裂缝的具体形态建立裂缝面方程, 考虑裂缝面各个点的应力状态, 此时断裂准则中涉及了裂缝起裂点位置, 但似乎无法考虑材料属性的影响。

5 结 论

(1) 引入相对钝化系数 $h = \sqrt{b/a}$ 和相对临界尺寸 $a = \sqrt{2r_c/a}$ 对压剪非闭合裂缝的应力场进行定量描述, 沿用最大周向应力准则的思想, 建立了考虑裂缝几何特性和 T 应力的压剪张拉断裂准则。相对钝化系数 η 增加对裂缝端部最大周向应力存在促进作用, 相对临界尺寸 a 对最大周向应力存在抑制作用。

(2) 针对压剪非闭合裂缝, 传统线弹性断裂力学理论中未考虑裂缝厚度, 导致计算得到的张拉起裂角恒大于 70.5° 。本文准则引入相对钝化系数和相对临界尺寸, 使得起裂角预测曲线得到改善, 且能够解释裂缝长度和材料属性共同引起的差异化断裂行为。

(3) 当相对钝化系数 $\eta \leq 0.2$ 、裂缝倾角 $b = 0 \sim 60^\circ$ 时, 本文准则对典型类岩石材料的张拉起裂角预测是成功的。然而, 随着 η 逐渐增大, 本文准则理论值与试验值误差逐渐较大, 在 b 较大时尤为明显。主要原因是由于 η 增大后, 起裂点逐渐偏离裂缝端部, 与理论假设存在差异。

(4) 采用室内试验验证基于断裂力学理论建立的非闭合裂缝压剪起裂准则时, 试样的裂缝厚度需要加以控制, 否则试验和理论代表的模型是截然不同的。根据本文成果, 建议相对钝化系数 $\eta \leq 0.2$, 若预制裂缝厚度由于条件限制无法足够小, 可同时增大试样尺寸和裂缝长度。

参考文献:

[1] VÁSÁRHELYI B, BOBET A. Modeling of crack initiation, propagation and coalescence in uniaxial compression[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2000, **33**(2): 119 - 139.

[2] ALIHA M R M, AYATOLLAHI M R, SMITH D J, et al.

Geometry and size effects on fracture trajectory in a limestone rock under mixed mode loading[J]. Engineering Fracture Mechanics, 2010, **77**(11): 2200 - 2212.

[3] LIU H Y. Wing-crack initiation angle: A new maximum tangential stress criterion by considering T-stress[J]. Engineering Fracture Mechanics, 2018, **199**: 380 - 391.

[4] TANG S B, BAO C Y, LIU H Y. Brittle fracture of rock under combined tensile and compressive loading conditions[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2017, **54**(1): 88 - 101.

[5] 刘红岩. 考虑 T 应力的岩石压剪裂纹起裂机理[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(7): 1296 - 1302. (LIU Hong-yan. Initiation mechanism of rock shear crack considering T-stress[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(7): 1296 - 1302. (in Chinese))

[6] BOBET A. The initiation of secondary cracks in compression[J]. Engineering Fracture Mechanics, 2000, **66**(2): 187 - 219.

[7] WONG L, EINSTEIN H. Fracturing behavior of prismatic specimens containing single flaws[C]// Proceedings of the 41st US Rock Mechanics Symposium-ARMA's Golden Rocks 2006 - 50 Years of Rock Mechanics, 2006, Golden.

[8] VESGA L, VALLEJO L, Lobo-Guerrero S. DEM analysis of the crack propagation in brittle clays under uniaxial compression tests[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2008, **32**: 1405 - 1415.

[9] 郭少华. 岩石类材料压缩断裂的实验与理论研究[D]. 长沙: 中南大学, 2003. (GUO Shao-hua. Experimental and Theoretical Study on Compression Fracture of Rock Materials[D]. Changsha: Central South University, 2003. (in Chinese))

[10] LIN H, YANG H T, WANG Y X, et al. Determination of the stress field and crack initiation angle of an open flaw tip under uniaxial compression[J]. Theoretical and Applied Fracture Mechanics, 2019, **104**: 102358.

[11] SMITH D J, AYATOLLAHI M R, PAVIER M J. The role of T-stress in brittle fracture for linear elastic materials under mixed-mode loading[J]. Fatigue Fracture of Engineering Materials and Structures, 2001, **24**(2): 137 - 150.

[12] AYATOLLAHI M R, ALIHA M R M. Wide range data for crack tip parameters in two disc-type specimens under mixed mode loading[J]. Computational Materials Science, 2007, **38**(4): 660 - 670.

[13] AYATOLLAHI M R, MIRMOHAMMADI S A, SHIRAZI H A. The tension-shear fracture behavior of polymeric bone cement modified with hydroxyapatite nano-particles[J].

- Archives of Civil and Mechanical Engineering, 2018, **18**(1): 50 - 59.
- [14] LIU H Y, LV S R. A model for the wing crack initiation and propagation of the inclined crack under uniaxial compression[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2019, **123**: 104121.
- [15] TANG S B. The effect of T-stress on the fracture of brittle rock under compression[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2015, **79**: 86 - 98.
- [16] WANG J J, HUANG S H, GUO W L, et al. Experimental study on fracture toughness of a compacted clay using semi-circular bend specimen[J]. Engineering Fracture Mechanics, 2020, **224**: 106814.
- [17] 李 部, 黄润秋, 吴礼舟. 类岩石脆性材料非闭合裂纹的 I - II 压剪复合型断裂准则研究[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(4): 662 - 668. (LI Bu, HUANG Run-qiu, WU Li-zhou. Compression-shear fracture criteria for mixed mode I - II of open crack of rock-like brittle materials[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(4): 662 - 668. (in Chinese))
- [18] 赵彦琳, 范 勇, 朱哲明, 等. T 应力对闭合裂纹断裂行为的理论和实验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2018, **37**(6): 1340 - 1349. (ZHAO Yan-lin, FAN Yong, ZHU Zhe-ming, et al. Theoretical and experimental study on the fracture behavior of closed crack under t-stress[J]. Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2018, **37**(6): 1340 - 1349. (in Chinese))
- [19] WANG J J. Hydraulic Fracturing in Earth-Rock Fill Dams[M]. Singapore: John Wiley & Sons Singapore Pte Ltd., 2014.
- [20] RAO Q H, SUN Z Q, STEPHANSSON O, et al. Shear fracture (Mode II) of brittle rock[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2003, **40**(3): 355 - 375.
- [21] 蒲成志, 杨仕教, 张春阳. 张开度影响的裂隙体破断机制探讨[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(10): 1836 - 1844. (PU Cheng-zhi, YANG Shi-jiao, ZHANG Chun-yang. Fracture mechanism of fracture body affected by opening degree[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(10): 1836 - 1844. (in Chinese))
- [22] 李银平, 杨春和. 裂纹几何特征对压剪复合断裂的影响分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, **25**(3): 462 - 466. (LI Yin-ping, YANG Chun-he. Analysis of the influence of crack geometry on compression shear composite fracture[J]. Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, **25**(3): 462 - 466. (in Chinese))
- [23] 李 强. 压缩作用下岩体裂纹起裂扩展规律及失稳特性的研究[D]. 大连: 大连理工大学, 2008. (LI Qiang. Study on Crack Initiation and Propagation Law and Instability Characteristics of Rock Mass under Compression[D]. Dalian: Dalian University of Technology, 2008. (in Chinese))
- [24] MUSKHELISHVILI N. Some Basic Problems of the Mathematical Theory of Elasticity[M]. Leyden: Noordhoff, 1953.
- [25] 陈 簏. 论裂纹扩展的判据[J]. 金属学报, 1977, **13**(1/2): 57 - 72. (CHEN Chi. On the criterion for crack extension[J]. Acta Metallurgica Sinica, 1977, **13**(1/2): 57 - 72. (in Chinese))
- [26] WANG Y X, ZHANG H, LIN H, et al. Fracture behaviour of central-flawed rock plate under uniaxial compression[J]. Theoretical and Applied Fracture Mechanics, 2020, **106**: 102503.
- [27] ZHANG X P, WONG L N Y. Cracking processes in rock-like material containing a single flaw under uniaxial compression: a numerical study based on parallel bonded-particle model approach[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2012, **45**(5): 711 - 737.
- [28] ZHUANG X Y, CHUN J W, ZHU H H. A comparative study on unfilled and filled crack propagation for rock-like brittle material[J]. Theoretical and Applied Fracture Mechanics, 2014, **72**: 110 - 120.
- [29] LI X F, LEE K Y, TANG G J. Kink angle and fracture load for an angled crack subjected to far-field compressive loading[J]. Engineering Fracture Mechanics, 2012, **82**: 172 - 184.
- [30] MIAO S T, PAN P Z, WU Z G, et al. Fracture analysis of sandstone with a single filled flaw under uniaxial compression[J]. Engineering Fracture Mechanics, 2018, **204**: 319 - 343.

DOI: 10.11779/CJGE202009007

港珠澳大桥拱北隧道施工变形规律分析

张冬梅^{1,2}, 逢健², 任辉³, 韩磊²

(1. 同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092; 2. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092;

3. 港珠澳大桥珠海连接线管理中心, 广东 珠海 519000)

摘要: 在地质条件复杂的沿海富水地层开挖浅埋超大断面隧道, 面临诸多风险, 暗挖施工易对围岩进行扰动, 引起地层变形。新型“管幕冻结”支护可以有效控制暗挖施工引起的地表沉降过大问题, 该工法下隧道开挖过程中地表位移变化主要受暗挖产生的地层损失和土体冻结膨胀以及隧道开挖卸荷后的上浮效应等因素影响。基于现场实测数据, 对洞内拱顶位移、水平收敛和地表变形规律进行分析发现, 拱顶位移与对应地表处的位移变化具有较强的一致性, 纵向上在隧道中部段出现上浮, 两侧洞口段出现下沉。受分层开挖扰动影响, 隧道两侧土体向内变形导致洞内水平收敛增大, 最大水平收敛为 15.72 mm, 约为隧道横向跨度的 0.8%。新型管幕冻结暗挖施工工法可以很好地控制富水地层渗漏水问题, 且极大地减小了隧道内部的位移变形, 但其冻结膨胀引起地表隆起及解冻后的地表融沉问题仍需密切关注。
关键词: 港珠澳大桥; 管幕冻结; 地层损失; 拱顶位移; 水平收敛

中图分类号: TU433

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)09-1632-10

作者简介: 张冬梅(1975—), 女, 博士, 教授, 主要从事隧道结构安全及施工环境影响方面的研究。E-mail: dmzhang@tongji.edu.cn。

Observed deformation behavior of Gongbei Tunnel of Hong Kong-Zhuhai-Macao Bridge during construction

ZHANG Dong-mei^{1,2}, PANG Jian², REN Hui³, HAN Lei²

(1. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Minister of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China;

2. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. Management Center of Zhuhai Connection

Line of Hong Kong-Zhuhai-Macao Bridge, Zhuhai 519000, China)

Abstract: The excavation of shallow buried tunnels with super-large section in coastal water-rich strata with complex geological conditions faces a lot of risks. The surrounding soil is easy to be disturbed during excavation, causing the ground deformation. The new method of “freezing-sealing pipe-roof for pre-support” can effectively control the surface settlement caused by the excavation construction. The change of surface displacement during tunnel excavation using this method is mainly affected by the factors such as the ground loss caused by tunnel excavation, expansion of frozen soil and floating effect after tunnel excavation unloading. The rules of tunnel crown displacement, horizontal convergence and ground deformation are investigated based on the in-situ observation. The displacements of the tunnel crown and the corresponding surface are consistent. In the longitudinal direction, the crown and ground surface move up in the middle section and move down in the sections at both sides near the working shafts. Under the influence of layered excavation disturbance, the inward deformation of the soil at both sides of the tunnel leads to the increase of horizontal convergence, and the maximum horizontal convergence is 15.72 mm, which is about 0.8% of the transverse span of the tunnel. The new freezing-sealing pipe-roof method can solve the problem of water leakage in the water-rich strata, and greatly reduce the internal deformation of the tunnel. However, the problem of surface heaving caused by soil freezing and the surface settlement after soil thawing still require great attention.

Key words: Hong Kong-Zhuhai-Macao Bridge; freezing-sealing pipe-roof; ground loss; crown displacement; horizontal convergence

0 引言

港珠澳大桥是中国首个世界级跨海工程, 港珠澳大桥珠海连接线工程是其 8 个重要组成部分之一, 连

接港珠澳大桥海中桥隧主体工程。珠海连接线工程中

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51978517)

收稿日期: 2019-10-16

拱北隧道全长 2705 m, 横穿拱北口岸。拱北隧道暗挖段全长 255 m, 埋深 4~5 m, 开挖断面面积约为 345 m², 是目前世界上开挖断面最大的暗挖隧道之一。

拱北隧道暗挖段主要穿越软弱淤泥质地层, 土体含水率高、压缩性强、灵敏度高、易触变、强度低, 开挖扰动后易变形。而且隧道下穿珠澳两地通关口岸间的狭长区域, 所处地理位置政治敏感度高, 周边环境复杂, 附近地面建筑分布较多, 且多含长桩基础, 因此对施工期间的地面变形控制、渗涌水风险控制、周边地层扰动控制要求十分严格。

富水软弱地层抗扰动能力差, 超大断面浅埋暗挖施工极易对围岩产生扰动, 进而引起地层变形^[1-2], 当地层移动和地表变形超过一定的限度时就会造成地面塌陷、周边建筑物损害、地下管线损害等事故^[3]。管幕工法是一种利用顶管机顶进钢管到土体中, 然后在各钢管间注入止水剂以达到止水要求, 形成止水帷幕, 再进行矿山法开挖或箱涵顶进施工的暗挖施工工法^[4], 可以建立良好的隧道开挖环境和有效减少暗挖施工所引起的地表沉降和变形过大问题。但管幕法钢管间止水效果难以保证, 在富水地层中难以满足防渗水要求。人工地层冻结法在中国应用已超过 60 a, 是隧道工程防治水的有效工法之一^[5]。为满足施工要求, 拱北隧道工程采用管幕法与人工冻结法相结合的新工法, 即“管幕冻结法”。管幕冻结法有效解决了单一管幕法施工中止水难的问题和单一冻结法中周边冻土刚度不够支护效果差的问题^[6-7]。但是, 人工冻结法的施工过程中经常伴随有土体冻胀和融沉现象, 对土的工程性质以及相邻建筑物产生不良影响甚至破坏。陶德敬等^[8]应用随机介质理论, 对冻结法隧道的冻结、开挖和解冻 3 个阶段的地表位移及变形预测进行了计算分析。而肖世国等^[9]、朱合华等^[10]在关于管幕施工引起的竖向变形分析中指出, 管幕施工可能带来较大的地层位移, 并提出了相应的控制措施。而管幕冻结作为一种新型的地层加固方法, 对隧道开挖稳定的控制作用尚不明确。

目前, 针对管幕法和冻结法的地面沉降变化规律及预测模型的研究较多, 但对新型“管幕冻结预支护”下隧道施工引起的地表位移变化特征及隧道洞内的位移变形规律缺乏了解。因此, 本文主要对拱北隧道施工中的地表位移、拱顶位移及隧道水平收敛实测数据进行分析, 为今后管幕冻结暗挖施工提供指导与建议。

1 工程概况

拱北隧道是港珠澳大桥珠海连接线的关键控制

工程, 位于澳门特别行政区与珠海交界处, 暗挖段为双向六车道上下层叠层隧道, 下穿拱北海关风雨廊通道, 地质条件复杂, 周边环境敏感。图 1 为该工程的地理位置与周边建筑物的情况。

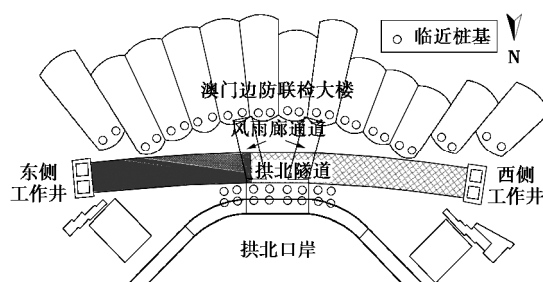


图 1 拱北隧道平面图

Fig. 1 Plan and location of Gongbei Tunnel

1.1 工程地质条件

暗挖段隧道拱顶围岩主要为杂填土和砂, 边墙围岩主要为淤泥质土、粉质黏土, 底板围岩主要为砂、砾质黏土。地下水主要为孔隙潜水, 水位埋藏浅(约地面下 1 m), 水量丰富, 主要赋存于淤泥和砂土层。隧道上部土层具有高含水率、高压缩性、高灵敏度、易触变、低强度的特点, 而下部土层具有强透水性的特点。拱北隧道口岸段地层分布如图 2 所示。

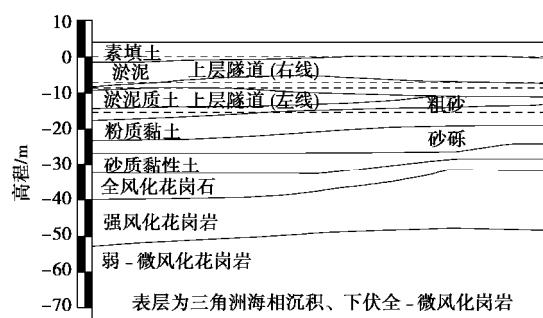


图 2 拱北隧道所处地层纵向剖面图

Fig. 2 Vertical section of strata of Gongbei Tunnel

1.2 施工方案

拱北隧道采用“管幕冻结预支护”的暗挖施工方法, 口岸内共设置两个工作井, 通过工作井进行顶管顶进形成管幕圈, 管幕圈共由 36 根直径 1.62 m 的钢管组成, 管幕圈和冻结管设置方法如图 3 所示。采用冻结法进行管幕间止水, 在管幕和冻结帷幕的保护下进行隧道开挖与支护施工。拱北隧道暗挖段采用台阶法开挖, 全断面共分为 5 台阶 14 步开挖, 从东西两端相向开挖, 边开挖边支护, 二次衬砌紧跟初期支护, 为模筑混凝土, 待二次衬砌达到设计强度时, 自上而下施作三次衬砌。拱北隧道详细方案可参考文献[11~14]。

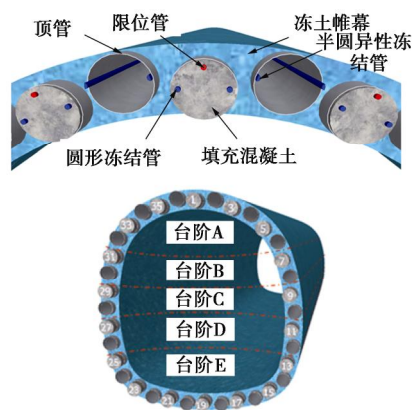


图 3 管幕冻结示意图

Fig. 3 Curved freezing-sealing pipe roof of Gongbei Tunnel

2 施工监测方案

根据工程监测方案，监测内容主要有：地表竖向位移、拱顶位移和净空收敛。

地表竖向位移监测沿隧道纵向每 5~10 m 设置一个观测断面，共 24 个监测断面，对应洞内里程为 YK2+400—YK2+640。每个断面沿横向在 3 倍隧道跨度内布设测点，隧道跨度范围内测点间距 2 m，隧道跨度范围外测点间距依次为 2，3，5，8，10 m，每个断面约 15 个测点（见图 4）；风雨廊通道区域地面位移测点布置如图 5 所示；拱顶位移监测断面和地表竖向位移监测断面对应，设置在隧道顶部，一个断面设置 3 个测点（见图 6）；净空收敛断面也与位移监测断面对应，测点主要布置在钢支撑上（见图 7）。

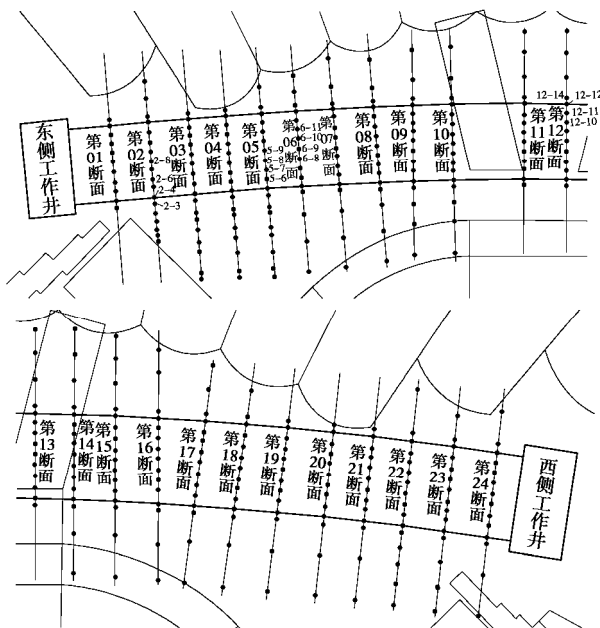


图 4 地表竖向位移监测点平面布置图

Fig. 4 Floor plan of monitoring points for surface vertical displacement

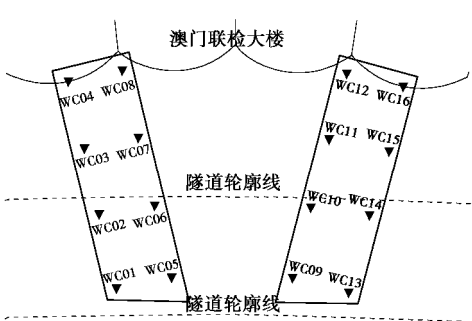


图 5 风雨廊通道地面位移测点布置图

Fig. 5 Layout of monitoring points for displacement of “Fengyu” channel

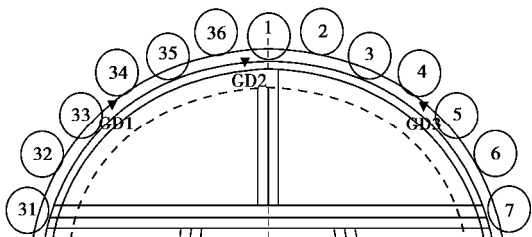


图 6 拱顶位移监测点布置图

Fig. 6 Layout of monitoring points for crown displacement

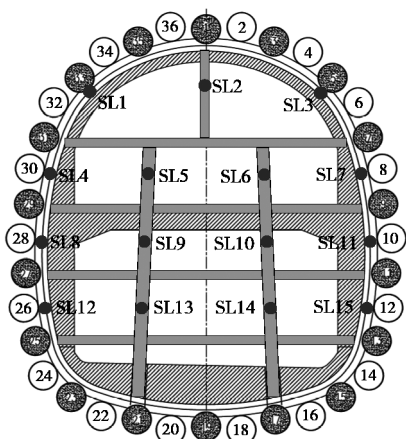


图 7 隧道收敛监测点布置图

Fig. 7 Layout of monitoring points for tunnel convergence

3 施工期监测数据分析

3.1 隧道拱顶位移

拱北隧道纵向上拱顶位移的整体变形特征为隧道中部上移，两侧洞口段下沉（如图 8 所示）。一方面隧道从东西两侧相向开挖，在隧道中部段进行贯通开挖，由于贯通区开挖在竖直方向上的卸荷作用，隧道底部及周边土体会产生一定的隆起，隧道结构受到土体向上的作用力，使得隧道中部段整体上移；另一方面隧道及四周管幕整体可看做一个圆柱体，受大范围管幕冻结的影响，其纵向上会产生向东西两侧延伸的趋势，同时两侧洞口的混凝土连续墙约束力较强，受到洞口

两侧的纵向约束后,隧道中部可能出现整体被迫上移。其次,两侧洞口紧邻工作井,低温冻结系统易受外界影响,所以两侧洞口段周边土层条件相对较差,浅埋超大断面的开挖,易导致拱顶出现下沉。

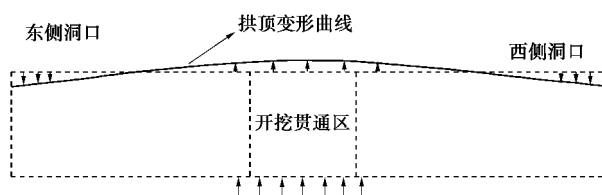


图8 纵向拱顶变形模式图

Fig. 8 Longitudinal deformation mode of crown

(1) 两侧洞口段拱顶位移

两侧洞口段的拱顶位移变形模式主要分为两类:

模式一:“快下沉—缓下沉—趋平稳”,拱北隧道

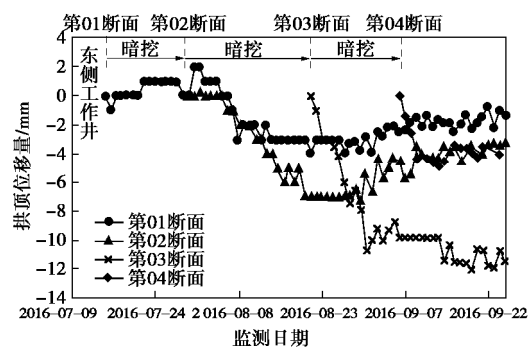
两侧洞口段大部分拱顶位移测点呈现该模式变化特点。如图9(a)中和第03,04断面以及图9(b)中的4个典型断面所示,快速下沉段为自监测断面向前开挖10 m范围过程,最大下沉速率为2.8 mm/d,最大拱顶下沉量为12.0 mm。从各监测断面向前开挖至约20 m的距离,各断面拱顶位移进入缓慢下沉段,并且由于受台阶法分层开挖施工的扰动,拱顶位移呈现一定的上下波动,总体上呈持续下沉趋势。开挖至监测断面前方30~40 m范围时,拱顶位移逐渐趋于平稳,进入稳定阶段。

模式二:“滞后期—快下沉—趋平稳”,如图9(a)中第01,02断面拱顶位移曲线所示,断面拱顶下沉存在一定滞后性,掌子面向前开挖初期,断面的拱顶位移上下波动,未立即出现明显的下沉。继续向前开挖过程中,断面拱顶出现明显下沉,下沉量为4~7 mm。继续向前开挖掌子面逐渐远离监测断面过程中,拱顶出现略微上移,上移量约为2~3 mm,之后随着时间的积累,拱顶位移逐渐趋于稳定。

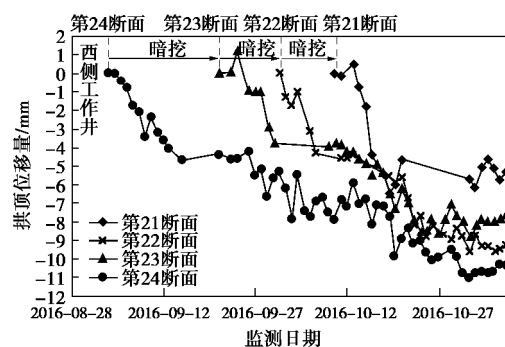
模式一是两侧洞口段大部分断面拱顶位移的普遍变形规律,浅埋超大断面开挖引起的两侧洞口段拱顶下沉,主要分为3个阶段:快速下沉段、缓慢下沉段和趋于平稳段。而在一些存在外部约束的断面,如东侧工作井附近的01,02断面,由于受工作井的约束效应影响,隧道开挖引起的拱顶下沉可能会存在一定的滞后性,出现如模式二所示的拱顶变形特点。

两侧洞口段的拱顶位移主要表现为下沉,由于地层冻结效果和注浆效果差异的影响,不同断面的拱顶下沉量大小存在差异,最大下沉量为12.0 mm,最小下沉量仅为0.3 mm。并且拱顶的下沉会存在一定的滞后性,在施工过程中,应注意严格监控距离开挖掌子面较近的断面拱顶位移变化。大多数自监测断面向前

开挖10 m范围内,拱顶位移变化幅度较大,因为此时开挖掌子面距监测断面较近,且受中下部台阶开挖的扰动影响较大。掌子面开挖至距监测断面约30 m时,监测断面周边土体应力重分布逐渐完成,围岩新平衡建立,拱顶位移逐渐趋于稳定。



(a) 东侧洞口典型断面



(b) 西侧洞口典型断面

图9 两侧洞口段拱顶位移曲线

Fig. 9 Displacement curves of crown near working shafts

(2) 隧道中部段拱顶位移

图10为隧道中部段拱顶位移变化曲线。由图可知,隧道中部3个典型断面拱顶位移变形模式较为一致,和洞口段的变形模式明显不同,主要包含平稳上移段、平台稳定段、急剧上移段和稳定阶段4个过程。如第11断面,在开挖至第12断面过程中,其拱顶上移速度较慢,总上移量约为2 mm。在A-1导洞全线贯通后,A、B、C台阶的贯通区开挖前期,3个断面的拱顶上移速率均略微加快,呈现平稳较快上移特点,至2017年1月20日,拱顶上移量均达到约4 mm。随后进入“平台期”,持续时间约为20 d。在A、B、C台阶贯通区开挖后期,拱顶出现急剧上移现象,上移速率突然迅速增大,最大拱顶上移量达11.9 mm,之后随着贯通区的开挖完成,拱顶位移逐渐趋于稳定。

总体上隧道中部的拱顶位移主要表现为上移,且各断面拱顶位移变化规律较为一致,其中A、B、C台阶贯通区的开挖对隧道拱顶位移影响较大,会引起3个断面拱顶的大幅上移,说明隧道中部断面开挖中上层台阶区域时,垂直方向上卸载作用明显,使得拱

顶发生上移。

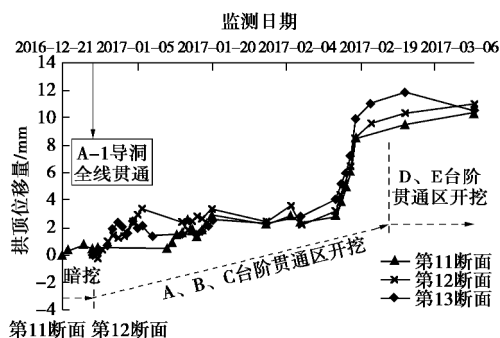


图 10 隧道中部段拱顶位移曲线

Fig. 10 Displacement curves of crown in the middle section

(3) 隧道洞口与中部连接段拱顶位移

图 11 为隧道东侧洞口与中部连接段拱顶位移变化曲线。由图 11 可知,隧道东侧洞内拱顶位移的正负变化发生在 05 和 06 断面之间。其中近洞口一侧的 04 和 05 断面拱顶位移呈现先下沉,后平缓的特点,最大下沉量为 5.8 mm;近隧道中部一侧的 06 和 07 断面拱顶位移呈现先上移,后平缓的特点,最大上移量为 4.5 mm。04 和 05 断面的拱顶下沉量较东侧洞口断面的拱顶下沉量小,06 和 07 断面拱顶上移量较隧道中部断面的拱顶上移量小,说明洞内拱顶位移纵向上呈现如上文图 8 所示的变形模式:两侧洞口呈现下沉,隧道中部呈现上移,且由两侧洞口至隧道中部区段,拱顶下沉量逐渐减小,在连接段变化为拱顶上移后,上移量逐渐增大。

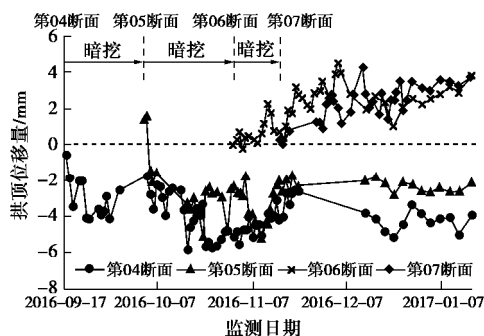


图 11 隧道东侧洞口与中部连接段拱顶位移

Fig. 11 Displacement curves of crown in connection section

3.2 隧道水平收敛

随着掌子面的分层分步开挖,由于开挖卸荷作用,在隧道两侧水土侧压力的作用下,发生向内的水平位移变形。台阶法分层开挖期间,拱北隧道典型断面水平收敛变化规律如图 12, 13 所示,其中“-”为距离减小,“+”为距离增大。

图 12 为两侧洞口段隧道水平收敛随隧道开挖变化的曲线。由图 12 可知,在开挖下一台阶时,各台阶

水平收敛急剧增大,随后增速开始减缓,水平收敛缓慢增长一段时间后逐渐趋于平稳。因此两侧洞口段的隧道水平收敛随时间的变化趋势可分为 3 个阶段:快速增长阶段、缓慢增长阶段、趋于稳定阶段。

图 12 (a) 第 06 断面中 C 台阶水平收敛最大值为 15.72 mm,约为其他台阶最大收敛值的两倍。图 12 (b) 第 24 断面中 A、B、C 台阶的水平收敛均较大,其中最大水平收敛值为 14.56 mm,发生在 B 台阶。而 D 台阶水平收敛最大值仅为 3.73 mm,约为 A、B、C 台阶最大水平收敛值的四分之一。

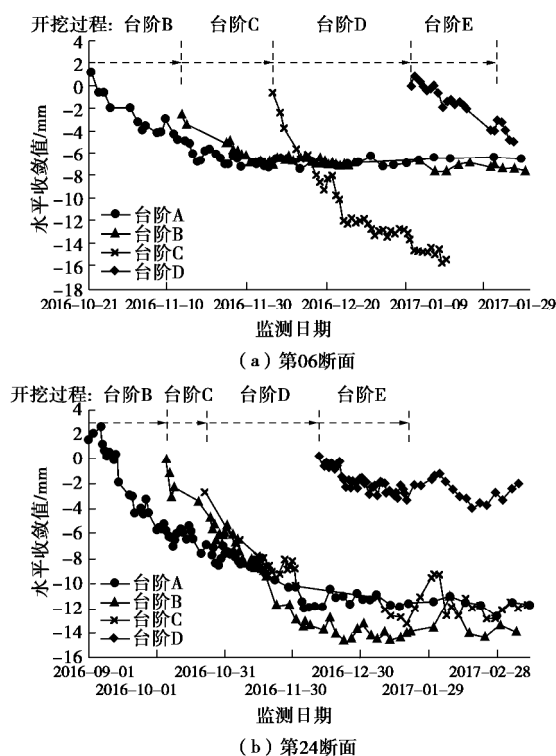


图 12 两侧洞口段隧道水平收敛变形

Fig. 12 Horizontal convergence of tunnel near working shafts

根据上述分析可知,两侧洞口段断面的中上部水平收敛监测值较大,且中上部的水平收敛变化趋势较为一致,各台阶水平收敛的快速增大发生在下一台阶的开挖阶段。因此大断面隧道台阶法分层开挖时,应加强上一层台阶的水平收敛监测,并及时施做支护结构,防止水平收敛过大。隧道底部水平收敛监测值相对较小。一方面是因为隧道底部进行了及时封闭施工,使得隧道底部监测捕捉到的变形占总变形的比例小;另一方面因为隧道底部水平收敛的监测时间相对较短,使得未能监测到全部的水平收敛,导致监测值较小。考虑拱脚变形特点及其重要性,工程实践中应注重拱脚或墙脚的水平收敛监测,控制其收敛量在安全范围内,并及时封闭。全断面开挖完成后,各台阶水平收敛逐渐趋于稳定,但由于前方掌子面机械开挖施

工的影响,水平收敛值在一定范围内呈现上下波动。

图13为隧道中部第11断面各台阶水平收敛变形曲线。由图可知,A、B台阶的水平收敛增速较小,呈现缓慢增长的趋势,随着时间积累,逐渐趋于稳定。C、D台阶的水平收敛相对增速较大,最大水平收敛发生在D台阶为6.02 mm。隧道中部段的水平收敛整体呈现持续缓慢增长特征,没有出现明显的稳定阶段。

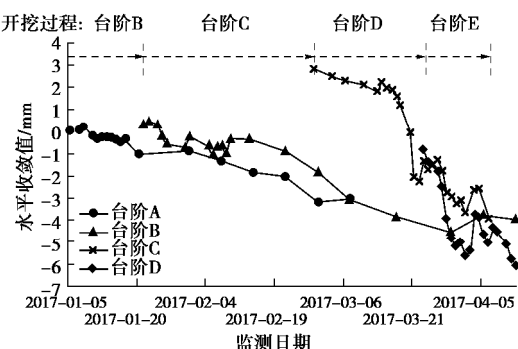


图13 隧道中部第11断面水平收敛变形

Fig. 13 Horizontal convergence deformations of section No. 11

隧道中部段断面水平收敛绝对值较两侧洞口段小。纵向上隧道中部冻土帷幕距两侧工作井远,整体密闭性较好,不易受外界环境干扰,土体冻结效果好,所以隧道开挖时四周围岩自稳能力较好,抗扰动能力较强,开挖施工引起的水平收敛相对较小。

总的来说,拱北隧道的暗挖施工主要引起向内的水平收敛变形。随着台阶法的分层开挖,隧道两侧围岩从上至下逐层向内挤压,使得隧道内部水平收敛逐渐增大。最大水平收敛发生在东侧洞口段第06断面C台阶,最大值为15.72 mm,仅为隧道横向跨度的0.8%,说明整体上隧道周边形成的冻土帷幕体系刚度较大,隧道结构整体收敛变形较小。

3.3 地表变形

富水软弱地层中超大断面浅埋隧道的开挖,容易导致上覆土层产生较大的地层损失,进而引起地表沉降,但拱北隧道采用“冻结+管幕”的预支护形式,且冻结持续整个开挖过程,导致富水土体凝结体积变大,进而引起地表隆起。同时对于部分冻结薄弱帷幕周围的土体注浆加固,也会导致地表的隆起。所以拱北隧道开挖期的地表位移主要受台阶法暗挖和土体冻结膨胀两方面因素的影响。

为分析“管幕+冻结”暗挖复杂施工工法下,大断面浅埋隧道台阶法开挖对地表变形的影响规律,本节数据处理的原则为:选取两个典型断面的若干代表性测点,取台阶A开挖面接近典型断面10 m时的断面地表变形量为初始归零值,不计之前的地表位移值,之后的地表位移累计值即为台阶法开挖过程中产生的地表变形,其中“-”为沉降,“+”为隆起。

(1) 两侧洞口段地表变形

拱北隧道采用台阶法暗挖施工,从东西侧相向开挖,东侧先于西侧开挖。开挖期两侧洞口的位移变形模式如图14所示,两侧洞口紧邻工作井,土体低温冻结易受外界影响,所以两侧洞口段隧道上覆及周边土层条件相对较差^[13],浅埋超大断面的开挖过程中,洞内拱顶出现下沉,造成隧道上方地层损失,进而会引起地表发生沉降变形。同时土体冻结和注浆使得周边土体膨胀反而会导致地表隆起,两种位移作用相互抵消。两侧洞口段隧道开挖引起的地表沉降作用占主导,最终地表位移主要表现为沉降。

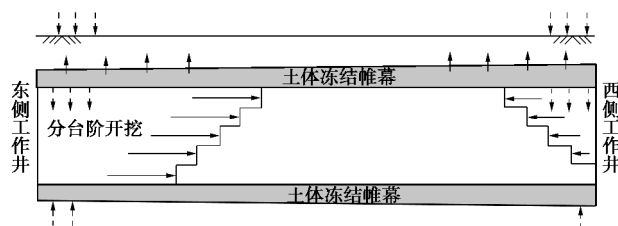


图14 开挖期两侧洞口段位移变形示意图

Fig. 14 Displacement mode of tunnel near working shafts

图15为开挖期第02断面地表位移变化曲线。由图可知每一台阶开挖经过时,地表测点会产生一定的沉降,特别A、B台阶的开挖引起了地表的较大沉降。2-8测点位于隧道轴线上方,其沉降绝对值最大为21.8 mm,说明靠近隧道轴线的地表沉降量较两侧大。C台阶开挖通过后,各测点地表不同程度的发生了隆起变形,这是由于第02断面区域的持续冻结和局部注浆加固所致。E台阶的开挖对地表位移影响相对较小,地表整体基本维持稳定。因此,台阶法开挖上层台阶时,应加强地表位移的沉降监测。

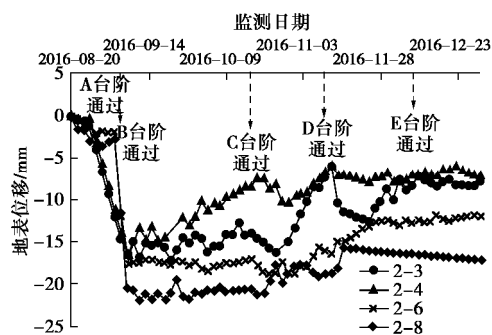


图15 开挖期第02断面地表位移变化曲线

Fig. 15 Displacement curves of surface of section No. 2

图16为第02断面开挖期横截面地表位移变化图。由图16可知,洞内A、B台阶的开挖引起第02断面的地表整体发生沉降变形,且隧道开挖区正上方的地表沉降效应比隧道开挖区外侧更显著。在隧道开挖区外侧区域,距隧道中轴线越远,地表位移的变化量越小。在与隧道中轴线距离超过20 m的地表区域,地

表位移变化量均小于 5 mm。C、D、E 台阶开挖通过后,地表位移累计值呈现一定的隆起变化,这是由于第 02 断面区域的持续冻结和局部注浆加固引起的隆起效应,使得各测点地表呈现缓慢隆起的现象,但各台阶开挖通过时,部分测点仍会出现局部的短期沉降,如图 15 所示。

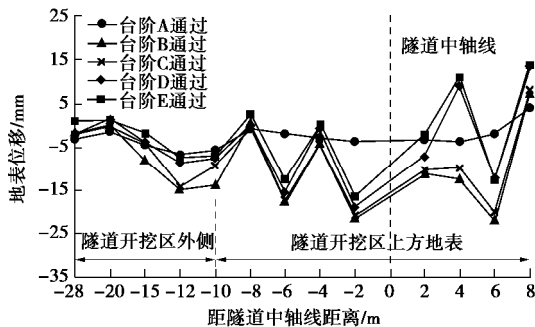


图 16 第 02 断面开挖期横截面地表位移变化图

Fig. 16 Change of surface displacement of section No. 2

为便于比较,表 1 列出了开挖期两侧洞口段两个典型断面拱顶和对应地表测点处的最大位移量。由表可知,开挖期两侧洞口典型断面的拱顶均出现下沉,且拱顶下沉量越大,对应地表处的地面沉降也越大,但最大地表沉降量未超过 30 mm。

表 1 两侧洞口段拱顶和对应地表处位移对比表

Table 1 Displacements of crown and corresponding surface

| 位置 | 断面号 | 最大拱顶位移/mm | 最大地表位移/mm |
|------|---------|-----------|------------|
| 东侧洞口 | 第 02 断面 | -7.3 (下沉) | -21.8 (沉降) |
| 西侧洞口 | 第 23 断面 | -8.8 (下沉) | -29.6 (沉降) |

(2) 隧道中部段地表变形

如图 17 所示,隧道周边土体的持续冻结会使得土体进一步膨胀,导致地表隆起变形;其次拱北隧道相向开挖至隧道中部段进行各台阶的贯通区开挖,会导致竖直方向卸荷作用明显,隧道底部土体会产生一定的隆起,隧道结构处于隆起土层内的部分会受到土体向上的作用力,可能导致隧道发生一定的向上位移,进而引起一定的地表隆起。所以隧道中部段地表的累计位移表现为隆起。但由于拱北隧道的台阶法暗挖引起的地层损失,使得地表在各台阶开挖过程中可能会引起地表隆起速率的降低甚至出现一定范围内的地表沉降。

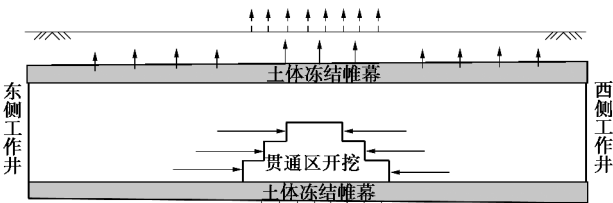


图 17 开挖期隧道中部段位移变形示意图

Fig. 17 Displacement mode of tunnel in middle section

图 18 为开挖期第 12 断面地表位移变化曲线。由图可知, A、B 台阶开挖经过时,地表测点变形趋势仍呈现明显的隆起变形,但其隆起速率存在一定程度的下降。C、D、E 台阶开挖过程中 12 断面地表出现了较为明显的沉降,其中 C、D 台阶开挖经过时的地表最大沉降约为 12 mm, E 台阶开挖经过时的地表最大沉降约为 3 mm。上文 3.3 中 (1) 小节中指出,两侧洞口段的地表位移变形主要发生在 A、B 台阶的开挖过程中。而隧道中部段的地表位移变形却主要发生在 C、D、E 中下部台阶的开挖过程中。所以在浅埋大断面隧道暗挖施工中,应密切注意各个台阶开挖所引起的地表变化,提高地表监测频率。各个台阶开挖通过后,由于管幕冻结效应的持续,地表又呈现缓慢隆起的变形趋势。图 19 展示了隧道中部区域由于地表隆起产生的地表开裂现场图。

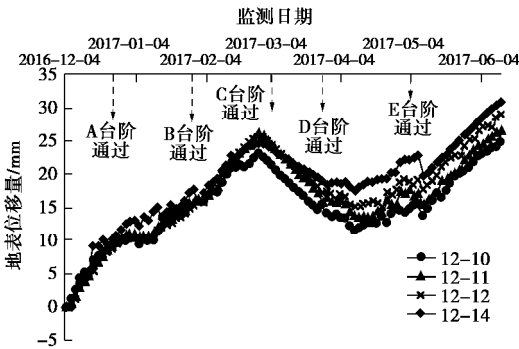


图 18 开挖期第 12 断面地表位移变化曲线

Fig. 18 Displacement curves of surface of section No. 12



图 19 隧道中部段地表开裂

Fig. 19 Ground cracking in middle section

表 2 列出了开挖期隧道中部段 3 个典型断面拱顶和对应地表测点处的最大位移量。由表 2 可知,开挖期隧道中部典型断面拱顶出现上移,对应地表处产生隆起变形。而且位于风雨廊通道区域内的断面拱顶上移量较大,但其地表隆起值却相对风雨廊通道区域外地表小约 50%。说明可能受风雨廊通道建筑物的限制影响,导致该区域地表的实测隆起值相对较小。

(3) 隧道洞口与中部连接段地表变形

图 20 和图 21 为开挖期隧道东侧洞口与中部连接段第 05 和 06 断面地表位移变化曲线。由图可知每一

台阶开挖经过时,地表测点会在一定范围内产生沉降,特别 A、B 台阶的开挖引起了地表的较大沉降。在 A、B 台阶开挖通过后,地表整体变形趋势表现为缓慢隆起,这是由于土体的持续冻结和局部注浆加固所致。

表 2 隧道中部段拱顶和对应地表处位移对比表

| Table 2 Displacements of crown and corresponding surface | | | |
|--|---------|---------------|---------------|
| 位置 | 断面号 | 最大拱顶位移 /mm | 最大地表位移 /mm |
| 风雨廊通道 区域内 | 第 12 断面 | 11.0 (上移) | 25.5 (隆起) |
| | 第 14 断面 | 10.8 (上移) | 28.0 (隆起) |
| 风雨廊通道 区域外 | 第 16 断面 | 5.5 (上移) | 62.9 (隆起) |

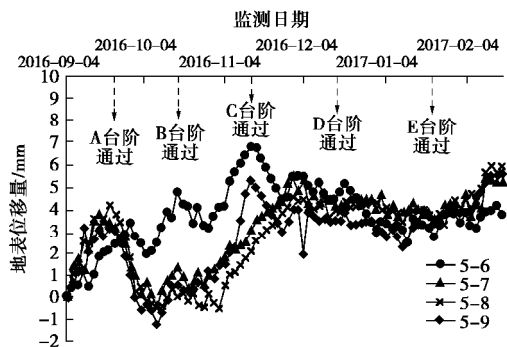


图 20 开挖期第 05 断面地表位移变化曲线

Fig. 20 Displacement curves of surface of section No. 5

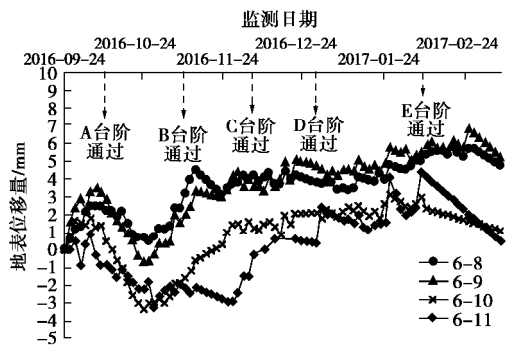


图 21 开挖期第 06 断面地表位移变化曲线

Fig. 21 Displacement curves of surface of section No. 6

由 3.1 中 (3) 小节可知,隧道东侧洞口与中部连接段洞内拱顶位移在 05 和 06 断面出现了由下沉向上移的变化,且连接段的拱顶位移变化量相对较小。第 05 和 06 断面的地表位移变化量较隧道两侧洞口和中部段也相对较小,最大位移变化量为 7.4 mm。并且在断面开挖 A、B 台阶时,地表表现为沉降变形,随后由于土层冻结效应的影响,地表逐渐上升,转变为隆起变形,也出现了地表位移的沉降和隆起之间的变化。

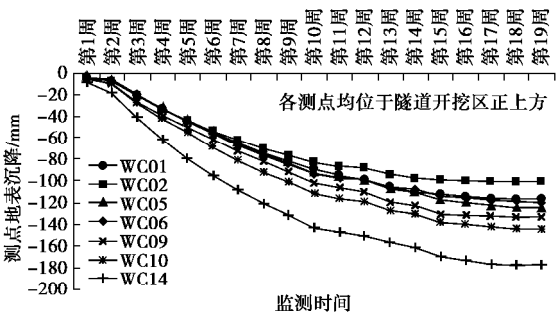
4 管幕解冻后监测数据分析

自 2017 年 9 月 24 日,拱北隧道全线结束冻结维

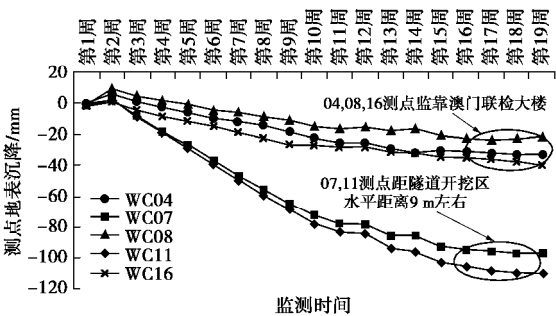
护期,各个冻结机组在数天内陆续关闭,进入解冻期。解冻期持续约一个月,隧道全线冻结土体逐渐恢复常温。图 22 显示了自 9 月 24 日起 19 周内风雨廊地面位移测点的位移变化曲线(“-”代表沉降)。

图 22 (a) 中,位于隧道开挖区正上方处风雨廊各测点呈现一致的地表沉降规律。在停止冻结的前两周,地表沉降较小。随后地表沉降速率明显加快,最大沉降速率为 20.8 mm/周。地表沉降的快速增大持续至第 11 周,期间各测点地表周沉降量基本均大于 10 mm。第 11 周后,各测点地表沉降速率放缓,地表位移逐渐趋于稳定。从第 16 周开始,地表周沉降量最大不超过 3.5 mm。

图 22 (b) 中,相对于隧道开挖区正上方测点,位于澳门联检大楼一侧的风雨廊测点总体地表沉降偏小。距隧道开挖区水平距离 9 m 的 WC07 和 WC11 测点,在停止冻结的前两周,地面位移仍呈现出微隆起的现象,隆起量约为 2 mm。两周后,两测点地表开始出现沉降,且沉降速率较快,平均沉降速率约为 9.5 mm/周。地表沉降的快速增大同样持续至第 11 周,第 11 周后沉降速率放缓,地表逐渐趋于稳定;紧靠澳门联检大楼的 WC04、WC08 和 WC16 测点,由于其距离隧道开挖区较远,且受到周边联检大楼建筑物的约束影响,地表沉降量相对于其他测点更小,其最大沉降量仅为 39 mm。



(a) 隧道开挖区正上方风雨廊测点



(b) 澳门联检大楼一侧风雨廊测点

图 22 停止冻结后风雨廊测点地表沉降

Fig. 22 Surface settlements of “Fengyu” channel after thawing

图 23 中,WC05 和 WC06 测点位于隧道开挖区正上方地表对称的两侧,解冻至第 2 周和第 16 周时两

测点处的地表沉降十分接近,说明在隧道开挖区正上方,由于解冻导致的地表沉降沿隧道轴线呈对称分布;WC07和WC08测点与隧道开挖区的水平距离分别为10 m和20 m,并且WC08测点紧靠澳门联检大楼。解冻至第2周时,靠近联检大楼一侧的风雨廊地表仍呈现微隆起,且距离隧道开挖区越远,隆起量越大。而隧道开挖区正上方地表则出现沉降。说明在解冻初期,隧道四周冻结土体逐渐恢复常温,冻土发生沉降,导致隧道开挖区正上方地表出现沉降。风雨廊地面为混凝土板式结构,具有一定的刚度,板式结构一侧下沉,使得另一侧发生上翘。解冻至第16周后,随着解冻过程的完成,隧道周围冻土得到完全消融,导致板式结构整体下移,如图24所示。

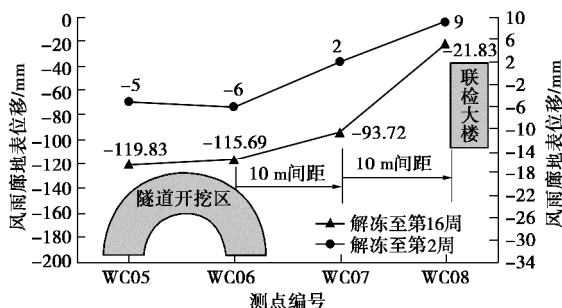


图23 停止冻结后横向地表位移变化

Fig. 23 Displacements of horizontal surface after thawing

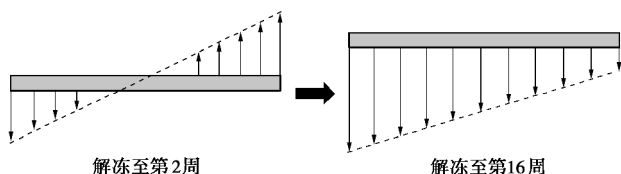


图24 解冻期地面混凝土板运动模式示意图

Fig. 24 Movement modes of concrete slab during thawing

拱北隧道冻土帷幕厚度约为2.5 m,冻土帷幕体积约为195 m³。管幕停止冻结后,庞大的冻土帷幕恢复正常温度并开始融解需要一定的时间,所以在前两周内地表位移沉降量较小。从解冻第3周起,冻土帷幕进入快速融解阶段,地表沉降也随着冻土帷幕融解的加速而迅速增大。由于冻土帷幕的体积巨大,整体完全融解耗时较长,自解冻第3周到第11周,两个月内地表一直维持较快的沉降速率。但随着时间的积累,冻土帷幕融解后与周围土体和隧道结构逐渐形成新的平衡体系,以致因冻土帷幕的解冻而造成的地表沉降效应逐渐减弱,最终地表逐渐趋于稳定。从管幕停止冻结至地表稳定,整个过程耗时约16周。

5 结论与建议

本文以管幕冻结法施工的港珠澳连接线拱北隧道

为工程背景,分析了拱北隧道暗挖施工中的地表变形、拱顶位移和水平收敛以及管幕解冻后的地表变形发展规律,得到如下结论与建议:

(1) 拱北隧道纵向上拱顶位移的变形特征为隧道中部段上移,两侧洞口段下沉。数值上拱顶上移和下沉量均未超过14 mm,说明管幕冻结支护效果较好,可以较好地控制拱顶位移。拱顶位移的迅速增长主要发生在断面的中上层台阶开挖过程中,因此台阶法开挖大断面隧道中上部区域时,应注意开挖施工引起的拱顶位移,提高现场实时监测频率。

(2) 台阶法的分层分步开挖,使得隧道两侧冻土帷幕向内挤压,引起隧道水平收敛变形。下层台阶的开挖,一般会引起上层台阶水平收敛的迅速增大。水平收敛变形的大小与管幕冻结的效果密切相关,冻结效果好,形成的冻土帷幕自稳能力强,则水平收敛变形小。整体上拱北隧道水平收敛均较小,最大值不超过16 mm,说明管幕冻结形成的冻土帷幕体系刚度较大,具有较高的可靠性与安全性。

(3) 隧道开挖期地表位移纵向上也呈现隧道中部段隆起,两侧洞口段沉降特征。地表的位移变化主要受浅埋超大断面暗挖引起地层损失和土体冻结膨胀以及隧道开挖卸荷后的上浮效应等因素影响。洞内拱顶的下沉,一般伴随着地表的沉降。在隧道施工中,应注意洞内外监测数据的实时对比分析,及时采取相应措施控制地表变形。

(4) 解冻引起地表沉降横向上从隧道开挖区正上方区域向两侧逐渐减小,最大冻融沉降发生在距隧道中心轴线约7~8 m地表处,沉降量达到176.9 mm。由于冻土帷幕体积庞大,地表融沉存在一定滞后性,解冻前两周地表沉降不明显,之后进入近两个月的快速沉降阶段,最快沉降速率达20.8 mm/周。所以,解冻施工中应时刻监测地表沉降情况,及时进行地层注浆,防止融沉过大损害周边建筑物。

参考文献:

- [1] 黄俊, 张顶立. 地铁暗挖隧道上覆地层大变形规律分析[J]. 岩土力学, 2004(8): 1288 - 1292, 1301. (HUANG Jun, ZHANG Ding-li. Analysis of large deformation regularity in stratum above metro tunnel[J]. Rock & Soil Mechanics, 2004(8): 1288 - 1292, 1301. (in Chinese))
- [2] VAHEDIFARD F L D, MEEHAN C L. Displacement-based internal design of geosynthetic-reinforced earth structures subjected to seismic loading conditions[J]. Géotechnique, 2013, 63: 451 - 462.
- [3] 张成平, 张顶立, 王梦恕, 等. 城市隧道施工诱发的地面

- 塌陷灾变机制及其控制[J]. 岩土力学, 2010, **31**(增刊 1): 303 - 309. (ZHANG Cheng-ping, ZHANG Ding-li, WANG Meng-shu, et al. Catastrophe mechanism and control technology of ground collapse induced by urban tunneling[J]. Rock & Soil Mechanics, 2010, **31**(S1): 303 - 309. (in Chinese))
- [4] MUSSO G. Jacked pipe provides roof for underground construction in busy urban area[J]. Civil Engineering, 1979, **49**(11): 79 - 82.
- [5] 陈湘生. 冻结法几个关键问题及在地下空间近接工程中新应用[J]. 隧道建设, 2015, **35**(12): 1243 - 1251. (CHEN Xiang-sheng. Several key points of artificial ground freezing method and its latest application in China[J]. Tunnel Construction, 2015, **35**(12): 1243 - 1251. (in Chinese))
- [6] LIU J G, MA B S, CHENG Y. Design of the Gongbei tunnel using a very large cross-section pipe-roof and soil freezing method[J]. Tunnelling & Underground Space Technology, 2018, **72**: 28 - 40.
- [7] ZHANG P, MA B S, ZENG C, et al. Key techniques for the largest curved pipe jacking roof to date: a case study of Gongbei tunnel[J]. Tunnelling & Underground Space Technology, 2016, **59**: 134 - 145.
- [8] 陶德敬, 王明年, 刘大刚. 冻结法隧道施工引起的地表移动及变形预测[J]. 现代隧道技术, 2006, **43**(6): 45 - 50. (TAO De-jing, WANG Ming-nian, LIU Da-gang. Prediction of surface movement and deformation caused by the freezing method construction of tunnels[J]. Modern Tunnelling Technology, 2006, **43**(6): 45 - 50. (in Chinese))
- [9] 肖世国, 夏才初, 朱合华, 等. 管幕内箱涵顶进中顶部管幕竖向变形预测[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, **25**(9): 1887 - 1892. (XIAO Shi-guo, XIA Cai-chu, ZHU He-hua, et al. Vertical deformation prediction on upper pipe-roof during a box culvert being pushed within a pipe-roof[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics & Engineering, 2006, **25**(9): 1887 - 1892. (in Chinese))
- [10] 朱合华, 闫治国, 李向阳, 等. 饱和软土地层中管幕法隧道施工风险分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, **24**(增刊 2): 5549 - 5554. (ZHU He-hua, YAN Zhi-guo, LI Xiang-yang, et al. Analysis of construction risks for pipe-roofing tunnel in saturated soft soil[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics & Engineering, 2005, **24**(S2): 5549 - 5554. (in Chinese))
- [11] 胡向东, 邓声君, 汪 洋. 拱北隧道“钢管-冻土”复合结构承载力试验研究[J]. 岩土工程学报, 2018, **40**(8): 1481 - 1490. (HU Xiang-dong, DENG Sheng-jun, WANG Yang. Mechanical tests on bearing capacity of steel pipe-frozen soil composite structure applied in Gongbei Tunnel[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(8): 1481 - 1490. (in Chinese))
- [12] 任 辉, 胡向东, 洪泽群, 等. 超浅埋暗挖隧道管幕冻结法积极冻结方案试验研究[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(2): 131 - 139. (REN Hui, HU Xiang-dong, HONG Ze-qun, et al. Experimental study on active freezing scheme of freeze-sealing pipe roof used in ultra-shallow buried tunnels[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(2): 131 - 139. (in Chinese))
- [13] 胡向东, 李忻轶, 吴元昊, 等. 拱北隧道管幕冻结法管间冻结封水效果实测研究[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(12): 2207 - 2214. (HU Xiang-dong, LI Xin-yi, WU Yuan-hao, et al. Effect of water-proofing in Gongbei Tunnel by freeze-sealing pipe roof method with field temperature data[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(12): 2207 - 2214. (in Chinese))
- [14] 熊昊翔, 任 辉, 翁远林. 拱北隧道5台阶14部开挖施工组织方案分析[J]. 隧道建设, 2019, **39**(2): 281 - 286. (XIONG Hao-xiang, REN Hui, WENG Yuan-lin. Analysis of construction organization scheme of five-bench fourteenstep excavation applied to Gongbei Tunnel[J]. Tunnel Construction, 2019, **39**(2): 281 - 286. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202009008

Na₂SO₄盐渍原状黄土冻融过程劣化特性试验研究

许健^{1,2}, 张明辉¹, 李彦锋¹, 武智鹏¹

(1. 西安建筑科技大学土木工程学院, 陕西 西安 710055; 2. 西安建筑科技大学陕西省岩土与地下空间工程重点实验室, 陕西 西安 710055)

摘要: 选取西安 Q₃ 原状黄土, 人工制备不同 Na₂SO₄ 含量的盐渍原状黄土试样。通过冻融作用下的三轴剪切及 CT 扫描试验, 研究了 Na₂SO₄ 盐渍原状黄土冻融过程劣化规律及微观结构损伤演化机制。结果表明: 冻融作用对应力-应变曲线的类型及特征无明显影响, 均表现为应变硬化型。破坏偏应力随冻融次数增加逐渐减小, 但衰减速率逐渐减小, 表现出减速劣化特征; 冻融条件下破坏偏应力随着含盐量增加逐渐减小, 且表现出线性或加速劣化特征。黏聚力呈现与破坏偏应力相似的劣化特征; 内摩擦角变化幅值较小且无明显规律。冻融与盐蚀劣化因子的比值随冻融次数增加逐渐增大但增速逐渐减小, 随含盐量增大逐渐减小且衰减速率逐渐减小。CT 数 ME 值呈现与破坏偏应力和黏聚力相似的劣化规律; 构建了 CT 细观损伤变量演化方程, 可较好预测试样冻融过程细观结构损伤演化规律。宏观细观损伤变量表现出一致的变化规律, 表明 CT 细观结构损伤变量准确揭示了宏观三轴剪切强度指标的劣化机理。

关键词: 硫酸钠; 盐渍原状黄土; 冻融作用; 三轴剪切试验; CT 扫描

中图分类号: TU444

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)09-1642-09

作者简介: 许健(1980—), 男, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事特殊土与环境岩土工程方面的研究工作。E-mail: xujian@xauat.edu.cn。

Experimental study on deterioration behavior of saline undisturbed loess with sodium sulphate under freeze-thaw action

XU Jian^{1,2}, ZHANG Ming-hui¹, LI Yan-feng¹, WU Zhi-peng¹

(1. School of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture and Technology, Xi'an 710055, China; 2. Shaanxi Key Laboratory of Geotechnical and Underground Space Engineering, Xi'an University of Architecture and Technology, Xi'an 710055, China)

Abstract: Xi'an Q₃ undisturbed loess was chosen to artificially prepare saline undisturbed loess specimens with different gradients of sodium sulphate content. The triaxial shear and CT scanning tests under freeze-thaw action are then conducted to study deterioration behavior and damage mechanism of microstructure of the saline undisturbed loess with sodium sulphate. The results show that the freeze-thaw action has no obvious effect on the type of stress-strain curves, which constantly present characteristics of strain hardening. The failure deviator stress decreases with the increasing number of freeze-thaw cycles while the attenuation rate gradually declines, indicating that freeze-thaw action results in weakening deterioration rate. Moreover, the failure deviator stress experiences a linear or growing decline rate at higher salt content, demonstrating that salt erosion leads to linear or strengthening deterioration rate. The cohesion exhibits the similar characteristics of deterioration with the failure deviator stress. The internal friction angle shows a little variation and no explicit regularity. The ratio of freeze-thaw deterioration factor to that for salt erosion increases with a growing number of freeze-thaw cycles, while its growth rate declines. In addition, the ratio decreases with higher salt content and its attenuation rate also declines. The ME value of CT scanning presents the similar variation with failure deviator stress and cohesion. A formula for microscopic damage variable is then established, and can well predict the damage rules of microstructure of specimens under freeze-thaw action. Both the macroscopic and microscopic damage variables show the consistent variation, indicating that microscopic damage variable well reveals the deterioration mechanism of triaxial shear strength indexes.

Key words: sodium sulphate; saline undisturbed loess; freeze-thaw action; triaxial shear test; CT scanning

0 引言

黄土是指在第四纪地质时代中以风力作用形成的黄色粉土沉积物, 是一种在特定环境中形成的具有特

基金项目: 国家自然科学基金项目(51878551, 51478385); 冻土工程国家重点实验室开放基金项目(SKLFSE201312)
收稿日期: 2019-09-03

殊性质的土。由于黄土地区处于季节冻土区, 黄土受季节性冻融作用的影响显著, 每年春季发生的冻融灾害非常频繁。此外, 对于盐蚀作用诱发的黄土边坡剥落等病害也不容忽视。笔者对陕北黄土高原区边坡盐蚀剥落病害进行了实地调研, 每处调研点由表及里 (0~30 cm) 每隔 5 cm 取一份土样, 用于室内易溶盐分析试验。试验结果表明, 边坡表层主要富集 Na_2SO_4 等易溶盐, 在冻融循环等条件下极易发生反复溶解和结晶的盐蚀作用, 使被侵蚀黄土结构损伤扩展, 劣化破坏, 从而诱发边坡盐蚀剥落病害^[1]。因此, 开展冻融环境下含盐黄土的盐蚀劣化研究具有重要意义。

目前关于冻融循环作用对盐渍土物理力学性质的影响研究已有大量文献资料。高江平^[2]系统开展了盐渍土冻胀、盐胀机理的试验与数值仿真研究工作。李振等^[3]以某干渠渠基盐渍土为研究对象, 研究了冻胀量与各影响因素之间的变化规律。牛玺荣等^[4]推求了考虑冻胀和盐胀耦合作用下硫酸盐渍土体积变化模型并采用自行研制的试验系统对模型进行了验证。黄雪峰等^[5]基于室内单次降温试验, 对宁夏扶贫扬黄灌溉工程沿线硫酸盐渍土盐胀特性及影响因素进行了试验研究。张莎莎等^[6]开展了多因素交互作用下砾类亚硫酸盐渍土的盐胀试验并建立了其盐胀率简化预测模型。此外, 部分学者对冻融作用下黄土强度变形特性进行了研究。胡再强等^[7]探讨了冻融循环条件下杨凌重塑黄土强度变化规律并构建了其强度劣化系数拟合方程。谷琪等^[8]探究了冻融循环过程中湿陷性黄土的变形及湿陷情况。然而关于冻融作用对含盐原状黄土影响的研究较少, 含盐量、冻融循环次数及其耦合效应导致土体强度衰减程度的定量化关系尚不明确。

研究学者对黄土及盐渍土微细观结构演化规律亦开展了大量研究工作。陈正汉等^[9]结合 CT 技术和三轴剪切设备, 系统研究了黄土在多种应力路径及浸水湿陷过程中的细观结构演化特性并进一步基于 CT 数据构建了其细观结构演化方程。张伟等^[10]基于 CT-三轴剪切试验, 探究了剪切过程中硫酸盐渍土的应力应变关系和 CT 图像及 CT 数的变化规律。叶万军等^[11]研究了冻融环境下黄土体结构在不同观测尺度下的损伤演变规律。但关于冻融作用下盐渍原状黄土微结构损伤扩展演化模式的研究尚未见有专门研究报道。

盐渍原状黄土是一种具有典型天然结构强度的特殊土, 冻融循环作用对其结构强度影响较大。基于此, 本文选取西安 Q_3 原状黄土, 人工制备不同 Na_2SO_4 含量的盐渍原状黄土试样, 通过冻融循环条件下的三轴剪切及 CT 扫描试验, 研究 Na_2SO_4 盐渍原状黄土冻融过程盐蚀劣化规律及微细观结构损伤演化机制。研究

成果对探究黄土盐蚀作用诱发边坡剥落等病害的成灾机理具有重要的参考意义。

1 试验材料与试样制备

1.1 试验黄土

试验黄土为取自陕西西安某基坑的 Q_3 原状黄土, 基坑深度为 10 m, 取样深度为 8~10 m。原状土样用削土刀在基坑侧壁上刻取。按照 GB/T50123—2019《土工试验方法标准》对原状土样进行基本物理性质分析, 结果如表 1 所示。试样粒组含量: >0.05 mm(5%), 0.01~0.05 mm(52%), 0.005~0.01 mm(24%), <0.005 mm(19%)。

表 1 试样物理性质指标

| Table 1 Physical properties of undisturbed loess | | | | | |
|--|--|------|----------|----------|----------|
| 土粒相对密度 | 干密度 | 孔隙比 | 液限 | 塑限 | 塑性指数 |
| G_s | $\rho_d/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$ | e | $w_L/\%$ | $w_P/\%$ | 指数 I_p |
| 2.70 | 1.42 | 0.92 | 34.3 | 19.6 | 14.7 |

1.2 试样制备

三轴剪切和 CT 扫描试样尺寸相同, 均削制成直径 39.1 mm、高度 80 mm 的标准圆柱试样。然后通过向原状土样中浸入不同浓度的 Na_2SO_4 盐水来人工制备含水率 w 为 20%, Na_2SO_4 含量 η 分别为 0.0%, 0.5%, 1.0%, 1.5% 的盐渍原状黄土试样。关于人工制备盐渍原状黄土试样的方法, 其具体操作流程参见笔者已发表相关文献^[12], 在此不再赘述。为进一步验证上述方法的制样效果, 特选取 3 个制备好的标准圆柱试样, 其编号分别为 T-1 ($w=20\%$, $h=0.5\%$)、T-2 ($w=20\%$, $h=1.0\%$)、T-3 ($w=20\%$, $h=1.5\%$)。将每一个标准试样均等分成 4 块 20 mm 高的小圆柱体, 以代表试样的 4 个不同位置, 其编号依次为 1, 2, 3, 4。然后分别测定每个小圆柱体试块的含水率和含盐量, 试验结果如图 1 所示。由图 1 可见, 试样不同部位含水率和含盐量变化曲线平缓, 趋于一条直线, 即试样内部含水率和含盐量的分布较为均匀。此外, 试样不同部位的含水率和含盐量与目标值基本一致, 因而人工制备盐渍原状黄土试样的方法可以满足试验要求。

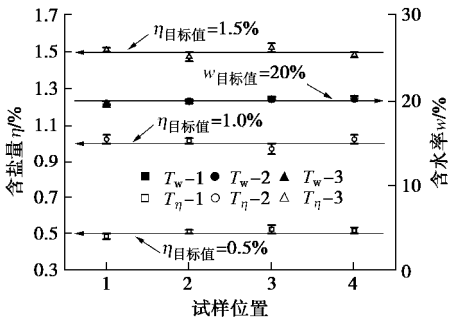


图 1 试样含水率及含盐量分布

Fig. 1 Water and salt profiles for standard specimens

2 试验方案

2.1 冻融试验

利用保鲜膜将制备好的含盐原状试样包裹, 构成一个不补(散)水的密封环境, 随后放入高低温试验箱进行冻融循环试验。由于三轴试样尺寸较小, 土样端部和侧面换热条件虽有所差异, 但影响不大。因此本次冻融循环试验为封闭系统下的多向快速冻融循环试验, 以保证冻融时试样水分迁移较少。

图2所示为陕北榆林和延安地区近十年月平均最低气温变化曲线。从图中可以看出, 环境温度变化区间在 $-20^{\circ}\text{C}\sim 20^{\circ}\text{C}$ 之间, 因此以当地最低气温(约 -20°C)为冻结温度, 最高气温(约 20°C)为融化温度, 进行冻融循环试验。试验方案如下: 为保证试样充分冻融, 低温 -20°C 条件下冻结12 h, 高温 20°C 条件下融化12 h, 即一个冻融循环为24 h; 冻融循环次数 N 分别为0, 1, 2, 5, 10。

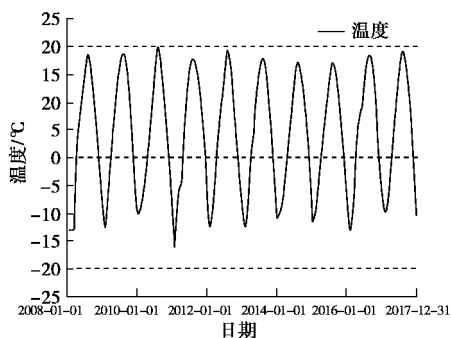


图2 榆林和延安地区月平均最低气温变化曲线

Fig. 2 Curves of meteorological data for Yulin and Yan'an

2.2 三轴剪切试验

试样经受不同冻融循环次数后, 为避免排水固结对冻融损伤后试样结构状态扰动, 进行不固结不排水(UU)三轴剪切试验。试验过程中剪切速率设定为 0.4 mm/min ; 考虑到盐渍原状黄土试样浅层分布特点, 其侧向压力相对较小, 因而三轴剪切试验采用较低围压, 分别为50, 100, 150, 200 kPa。剪切过程中若应力-应变关系表现为有峰值的软化型曲线, 当峰值后轴向应变达到3%~5%时, 结束试验; 反之, 若应力-应变关系表现为应变硬化型曲线, 则以轴向应变达到15%作为剪切终止条件。

2.3 CT扫描试验

CT试验采用Brilliance 16螺旋CT机, 其空间分辨率为 0.208 mm , CT值范围为 $-1024\sim +3071$ 。试验时将经受不同冻融循环次数的含盐原状黄土试样每次扫描3个断面, 每个断面之间均间隔 20 mm , 3个断面从土样底部到顶部依次标记为 a , b , c 截面。通过

CT扫描得到试样的细观结构图像, 然后根据CT成像原理, 基于物质吸收系数运算可以得到材料内部任意一点的CT数, 进一步统计分析可以获得图像任意一个区域CT数均值ME。ME值体现扫描断面内所有物质点的平均密度, 密度越小则试样ME值越小, 因而其数值变化可以反映试样内部损伤扩展过程^[13]。

3 试验结果与分析

3.1 三轴试验结果分析

(1) 应力-应变关系曲线

图3所示为试样应力-应变曲线变化规律。从图中可以看出, 冻融循环过程对黄土试样应力-应变曲线的类型及特征无明显影响, 冻融循环前后均表现为应变硬化型。此外, 相同冻融循环次数条件下, 含盐量变化对应力-应变曲线的变化特征亦无显著影响, 亦均表现为“硬化型”的变化趋势。

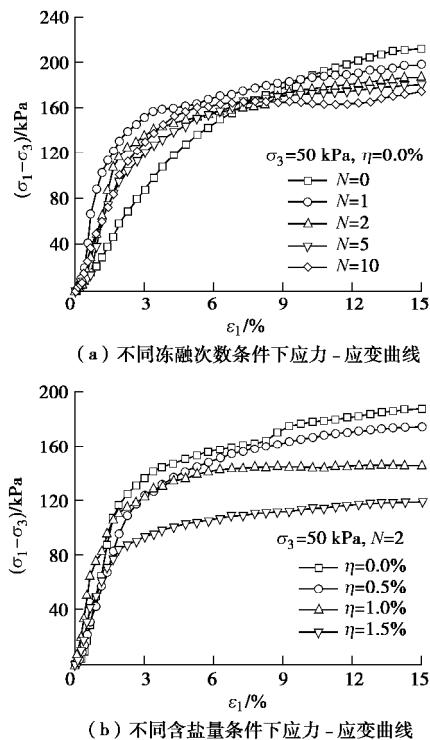


图3 冻融作用下试样应力-应变曲线

Fig. 3 Stress-strain curves under freeze-thaw action

为深入揭示冻融条件下 Na_2SO_4 盐渍原状黄土强度劣化特性, 取轴向应变 ϵ_1 为15%时的偏应力作为破坏偏应力 $(s_1 - s_3)_f$, 亦即试样的强度值, 如图4所示。从图中可以看出, 冻融循环对强度产生明显的劣化效应, 破坏偏应力随着冻融循环次数增加逐渐减小, 但降低速率逐渐减小, 表现出显著的减速劣化特征; 冻融条件下 Na_2SO_4 含量亦对强度产生显著的盐蚀劣化效应, 破坏偏应力随着含盐量增加逐渐减小, 且呈现显著的线性或加速劣化特征。

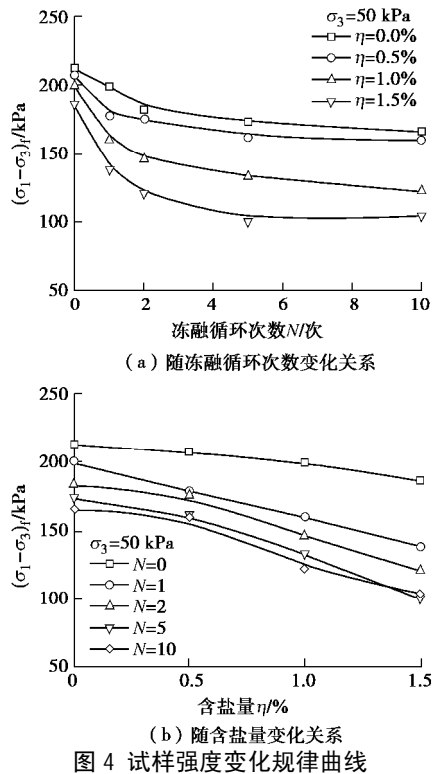


Fig. 4 Variation of strength of specimens

(2) 黏聚力

图 5 (a) 所示为黏聚力随冻融循环次数变化规律曲线。由图可见, 随着冻融循环次数增加, 黏聚力逐渐减小, 但衰减主要集中在前 5 次冻融循环, 之后逐渐趋于稳定, 表现出减速劣化特征, 这与前述三轴破坏偏应力随冻融循环次数的劣化规律是一致的 (图 4 (a))。分析其原因, 冻融循环作用下孔隙水相态变化对土颗粒产生挤压力, 破坏了土颗粒之间的原生结构强度, 导致黏聚力降低。多次冻融循环条件下土颗粒排列趋于平衡状态, 颗粒联结强度达到稳定残余强度, 黏聚力亦趋于稳定。

黏聚力随含盐量变化规律曲线如图 5 (b) 所示。从图中可以看出, 除了未经受冻融循环 ($N=0$) 试样的黏聚力随含盐量增加无明显变化外, 其它试样的黏聚力均随含盐量的增加逐渐减小, 且衰减速率逐渐增大, 表现出加速劣化特征, 这亦与前述三轴破坏偏应力随含盐量的劣化特性表现出了很好的一致性 (图 4 (b))。分析其原因, 冻融循环条件下试样内部 Na_2SO_4 可溶盐的结晶—溶解—重结晶过程的反复盐蚀作用使得黄土体结构受到破坏并变得较为松散, 强度显著降低。未经受冻融循环黄土试样内部的硫酸钠无相态变化亦即无法表现出盐蚀作用, 因而其黏聚力无明显变化。

(3) 内摩擦角

图 6 所示为内摩擦角随冻融循环次数及 Na_2SO_4 含量变化规律。由图 6 可见, 部分试样的内摩擦角随冻融循环次数增加逐渐减小, 部分试样的内摩擦角表现出波动变化特征, 但整体变化幅值均较小; 随含盐

量增加大体上表现出先减小而后增大的特征, 但变化幅值亦很小, 可以认为内摩擦角随含盐量增大无显著变化。总体而言, 笔者分析认为冻融作用下 Na_2SO_4 盐渍原状黄土试样内摩擦角变化幅值较小且无显著变化规律。这是由于内摩擦角大小主要取决于土颗粒间的摩阻力和咬合作用, 而冻融循环和盐蚀作用对上述因素并无显著影响。

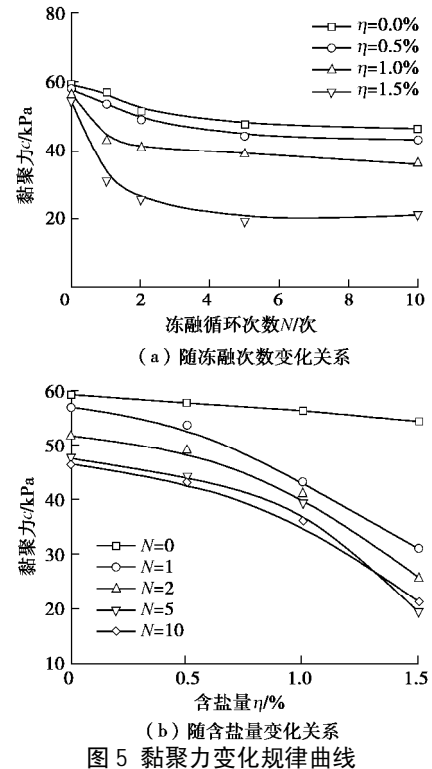


图 5 黏聚力变化规律曲线

Fig. 5 Variation of cohesion

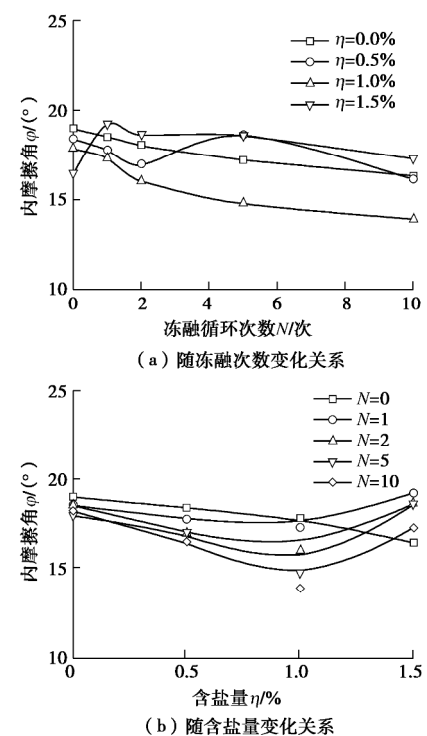


图 6 内摩擦角变化规律曲线

Fig. 6 Variation of internal friction angle

(4) 冻融与盐蚀劣化作用解耦分析

冻融循环条件下 Na_2SO_4 盐渍原状黄土不仅受到孔隙水相变引起的冻融劣化作用, 且要受到 Na_2SO_4 易溶盐相态改变引起的盐蚀劣化作用。为定量分析冻融与盐蚀劣化规律及相互关系, 以下基于冻融循环条件下黏聚力变化规律, 对冻融与盐蚀劣化作用进行解耦分析。

图 7 所示为冻融与盐蚀劣化作用解耦路径示意图。图中路径 $a-b$ 表示在 5 次冻融循环后仅冻融作用引起的劣化值; 路径 $b-c$ 表示 5 次冻融循环后, 含盐量 0.5% 时仅盐蚀作用引起的劣化值; 路径 $b-d$ 表示 5 次冻融循环后, 含盐量 1.0% 时仅盐蚀作用引起的劣化值; 路径 $b-e$ 表示在 5 次冻融循环后, 含盐量 1.5% 时仅盐蚀作用引起的劣化值。

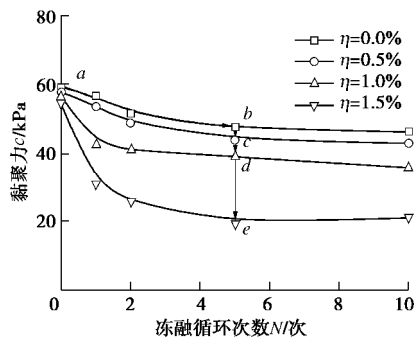


图 7 解耦路径示意图

Fig. 7 Schematic diagram of decoupling path

为量化揭示任意损伤过程中冻融与盐蚀劣化作用的贡献, 采用归一化处理分别定义冻融与盐蚀劣化因子, 可通过下式计算:

$$D_1 = \frac{c_0 - c_{i-0}}{c_0 - c_{i-j}}, \quad (1)$$

$$D_2 = \frac{c_{i-0} - c_{i-j}}{c_0 - c_{i-j}}. \quad (2)$$

式中 D_1 为冻融劣化因子, 亦即冻融损伤占比; D_2 为盐蚀劣化因子, 亦即盐蚀损伤占比; c_0 表示初始状态试样黏聚力; c_{i-0} 表示冻融循环次数为 i 、含盐量为 0.0% 时黏聚力; c_{i-j} 表示冻融循环次数为 i 、含盐量为 j % 时黏聚力。(其中 i 取 1, 2, 5, 10; j 取 0.5, 1, 1.5)。

进一步由式 (1), (2), 可推得以下关系式:

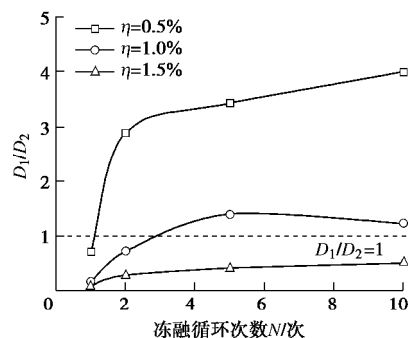
$$D_1 + D_2 = 1. \quad (3)$$

式 (3) 表明, 任意损伤过程归一化处理, 冻融和盐蚀劣化因子 D_1 , D_2 即分别量化揭示了冻融和盐蚀损伤的贡献, 其物理意义直观明了。

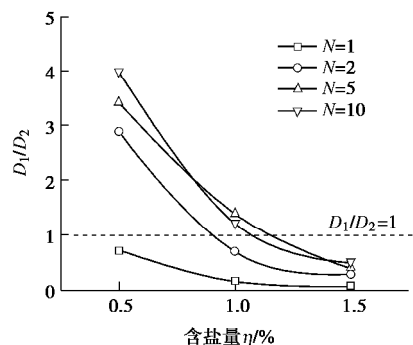
图 8 (a) 所示为冻融与盐蚀劣化因子的比值随冻融循环次数变化规律。从图中可以看出, 冻融与盐蚀劣化因子的比值随冻融次数增加逐渐增大, 亦即冻融

作用对试样强度劣化的影响逐渐增强; 但随着冻融次数持续增大, 其增速逐渐减小, 趋于一个稳定数值。值得注意的是, 冻融作用下含盐量较高试样 (1.5%) 冻融与盐蚀劣化因子的比值始终小于 1, 亦即冻融劣化效应弱于盐蚀劣化效应。分析其原因, 由前述盐蚀劣化因子 D_2 的计算公式可知, 对于含盐量较高试样, 其计算值显著增大, 从而导致冻融与盐蚀劣化因子的比值急剧减小。

冻融与盐蚀劣化因子的比值随含盐量变化规律如图 8 (b) 所示。由图可见, 冻融与盐蚀劣化因子的比值随含盐量增大逐渐减小, 亦即盐蚀作用对试样强度劣化的影响逐渐增强; 随着含盐量持续增大, 其衰减速率逐渐减小, 趋于一个较小数值。此外, 仅冻融循环 1 次条件下, 冻融劣化因子与盐蚀劣化因子的比值始终小于 1, 亦即冻融劣化效应弱于盐蚀劣化效应。分析其原因, 由前述冻融劣化因子 D_1 的计算公式可知, 对于仅冻融循环 1 次试样, 其计算值显著减小, 从而导致冻融与盐蚀劣化因子的比值亦显著减小。



(a) 随冻融次数变化关系



(b) 随含盐量变化关系

图 8 冻融与盐蚀劣化因子比值的规律变化曲线

Fig. 8 Variation of ratio of freeze-thaw deterioration factor to that by salt erosion

3.2 CT 扫描试验结果分析

(1) 冻融循环次数对细观结构的影响规律

图 9 所示为 Na_2SO_4 含量 1.0% 试样冻融过程不同截面的 CT 细观结构图像。图中白色区域代表试样密度较大处, 黑色区域代表试样中孔洞、裂隙发育的位

置。从图中可以看出, 冻融循环条件下不同扫描断面的细观结构损伤表现出相似的变化规律: 冻融前黄土试样内部存在一定的孔洞及微裂纹且无序分布, 从而导致试样产生一定的初始损伤效应。随着冻融循环次数增加, 受冰水相变的影响, 微小孔洞逐渐扩大, 且有互相贯通之势; 初始微裂纹逐渐发展成裂隙, 其长度及宽度均有不同程度扩展。

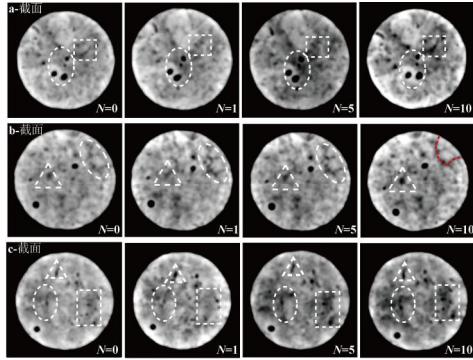


图9 不同冻融循环次数下 CT 图像

Fig. 9 CT images under different freeze-thaw cycles

图 10 所示为 CT 数 ME 值随冻融循环次数变化规律曲线。由图可见, 冻融初期阶段试样的 CT 数 ME 值衰减速率较大, 随着冻融次数持续增大, CT 数 ME 值逐渐趋于稳定, 表现出减速衰减特征。上述变化规律反映出冻融初始阶段试样细观结构损伤演化速率较大, 亦即试样内部微裂隙增长较快; 多次冻融循环后, 试样细观结构损伤劣化作用减弱。这很好的解释了前述三轴破坏偏应力和黏聚力随冻融循环次数的变化关系 (图 4 (a), 5 (a))。

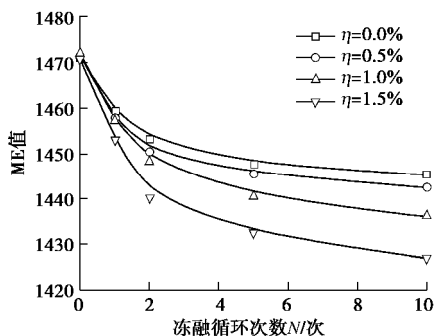


图 10 CT 数 ME 值与冻融循环次数关系

Fig. 10 Variation of ME with freeze-thaw cycles

(2) Na_2SO_4 含量对细观结构的影响规律

图 11 所示为冻融循环 5 次条件下不同 Na_2SO_4 含量盐渍原状黄土试样 c 截面 CT 细观结构扫描图像。由图可见, 冻融作用下不含盐试样内部大孔隙或裂隙发育相对较少。随着含盐量增加, CT 图像灰度有一定程度的加深, 特别是图像下部裂隙有一定的扩展和发育, 出现新的细小孔隙及裂隙, 盐蚀劣化程度较不含盐试样显著增大; 对含盐量为 1.5% 试样, 裂缝扩展

程度较大, 且中部产生较大孔隙。

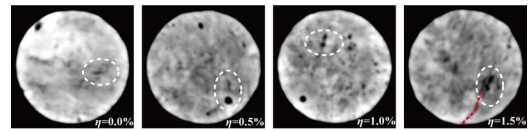


图 11 不同含盐量下 CT 图像

Fig. 11 CT images of specimens with different salt contents

图 12 所示为 CT 数 ME 值随含盐量变化曲线。由图可见, 冻融条件下 CT 数 ME 值随含盐量增大呈现出近似线性或加速衰减特征。上述变化规律反映出冻融条件下试样细观结构损伤演化速率随含盐量增大有增大的趋势, 亦即试样内部微裂缝扩展速率逐渐增大, 盐蚀劣化作用增强。这亦很好的解释了前述三轴破坏偏应力和黏聚力随含盐量的变化规律 (图 4 (b), 5 (b))。值得注意的是, 未经受冻融循环 ($N=0$) 试样的 CT 数 ME 值随含盐量增加无显著变化, 这是由于未冻融条件下试样内部 Na_2SO_4 易溶盐无相态变化, 盐蚀劣化作用无法产生, 因而 CT 数 ME 值无明显变化。

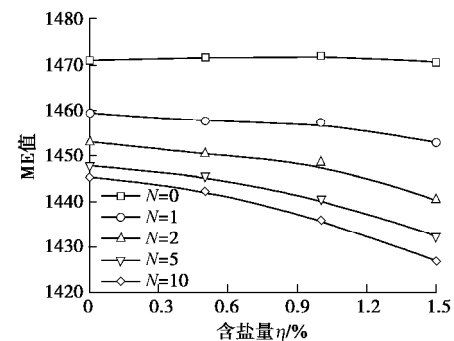


图 12 CT 数 ME 值与含盐量关系

Fig. 12 Variation of ME with salt content

(3) CT 细观损伤变量 D_{ME}

根据 CT 原理^[14]可以得到

$$r = r_0(1000 + H)/(1000 + H_0) \quad (4)$$

式中 r 为试样的密度; r_0 为初始状态下试样的密度; H , H_0 分别为与 r 和 r_0 所对应的试样 CT 数 ME 值。

令

$$\Delta r = r - r_0 \quad (5)$$

将式 (4) 代入式 (5), 则有

$$\Delta r = \left(\frac{1000 + H}{1000 + H_0} - 1 \right) \times r_0 \quad (6)$$

根据密度损伤变量公式^[15], 可以得到 CT 细观结构损伤变量 D_{ME} 的表达式如下:

$$D_{ME} = -\frac{1}{m_0^2} \frac{\Delta r}{r_0} \quad (7)$$

式中, m_0 为 CT 机空间分辨率。

将式 (6) 代入式 (7), 则可以最终得到基于 CT 数 ME 值的损伤变量 D_{ME} 表达式:

$$D_{ME} = \frac{1}{m_0^2} \times \left(\frac{H_0 - H}{1000 + H_0} \right), \quad (8)$$

式中, D_{ME} 数值越大表示试样损伤幅值越大, $D_{ME}=0$ 代表试样初始状态。

图 13 所示为 CT 细观损伤变量 D_{ME} 变化规律。从图中可以看出, 细观损伤变量随着冻融循环次数增加逐渐增大, 但增速逐渐减缓, 表现出减速劣化特性; 细观损伤变量随着含盐量增加近似线性或加速增大, 表现出等速或加速劣化特性。

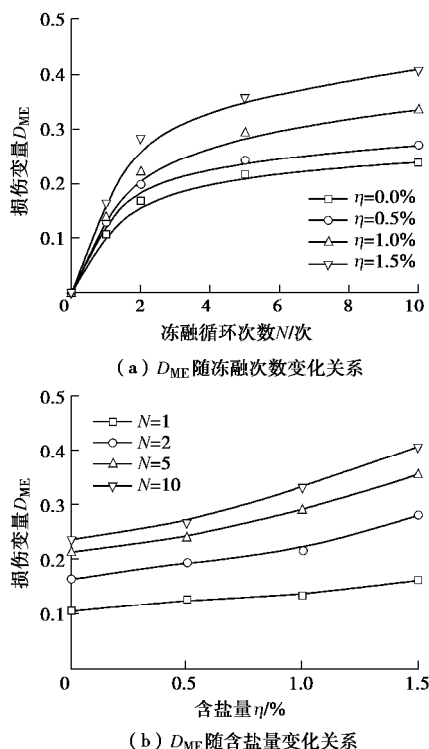


图 13 细观损伤变量 D_{ME} 变化规律曲线

Fig. 13 Variation of mesoscopic damage variable

进一步根据细观损伤变量 D_{ME} 随冻融循环次数变化曲线, 发现损伤变量 D_{ME} 与冻融循环次数 N 具有如下关系:

$$D_{ME}(N) = \frac{N}{a + bN}, \quad (9)$$

式中, N 为冻融循环次数, a , b 均为拟合参数。

将损伤变量 D_{ME} 随冻融循环次数变化结果按 $N/D_{ME} - N$ 的关系进行拟合分析, 结果如图 14 (a) 所示。从图中可以看出, 二者近似呈线性关系, 其中拟合参数 a 为直线的截距, b 为直线的斜率。

对式 (9) 进一步求导可得

$$\frac{d(D_{ME})}{dN} = \frac{a}{(a + bN)^2}. \quad (10)$$

在曲线的起始点, $N=0$, 则式 (10) 可表示为

$$I_{D_{ME}} = \frac{1}{a}, \quad (11)$$

式中, $I_{D_{ME}}$ 即为损伤变量 D_{ME} 的初始斜率。

当 $N \rightarrow \infty$ 时, 从式 (9) 中可得出

$$(D_{ME})_{ult} = \frac{1}{b}, \quad (12)$$

式中, $(D_{ME})_{ult}$ 为损伤变量 D_{ME} 的极限值, 表示试样达到冻融破坏极限时损伤变量的峰值。

由此可以看出, a 代表损伤变量 D_{ME} 的初始斜率 $I_{D_{ME}}$ 的倒数; b 为损伤变量 D_{ME} 极限值 $(D_{ME})_{ult}$ 的倒数。

图 14 (b) 所示为拟合参数与含盐量变化关系。从图中可以看出, 拟合参数 a , b 随含盐量可近似表示为线性变化关系。因此, 进一步考虑含盐量的影响, 建立拟合参数 a , b 与含盐量关系式:

$$a = ah + a_0, \quad (13a)$$

$$b = bh + b_0, \quad (13b)$$

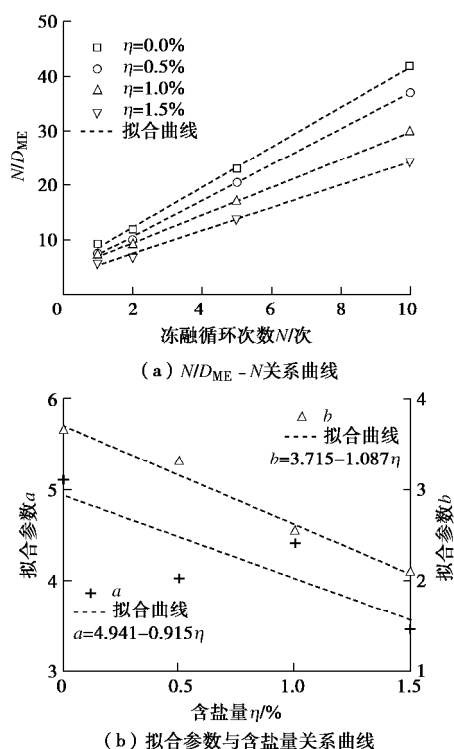
式中, h 为试样含盐量 (%); a_0 , b_0 和 a , b 分别为图中直线的截距与斜率。

将式 (13) 代入式 (9) 中, 可得到细观损伤变量 D_{ME} 在不同冻融循环次数及含盐量下的多变量演化方程:

$$D_{ME}(N, h) = \frac{N}{(ah + a_0) + (bh + b_0)N}, \quad (14)$$

式中, 所有参数均通过试验结果拟合得到, $a_0=4.941$, $b_0=3.715$, $a=-0.915$, $b=-1.087$ 。

图 14 (c) 是含盐量分别为 0%, 0.5%, 1.0%, 1.5% 下的损伤变量试验值与计算值对比图。从图中可以看出, 损伤变量试验值与计算值均匀分布于直线 $y=x$ 两侧, 拟合相关性较好, 表明该模型可较好预测 Na_2SO_4 盐渍原状黄土冻融过程细观结构损伤演化规律。



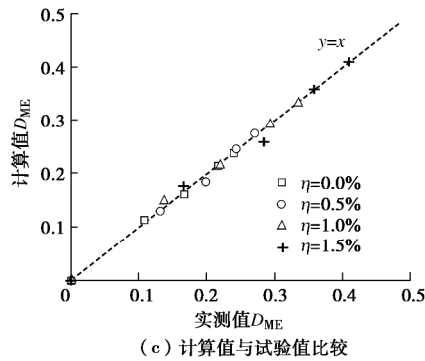
图 14 细观损伤变量 D_{ME} 拟合分析

Fig. 14 Fitting analysis of mesoscopic damage variable

4 讨 论

Na_2SO_4 盐渍原状黄土宏观损伤特征表现为强度劣化, 劣化过程中必然伴随着试样内部细观裂隙的产生和发展, CT 扫描试验可以量化研究试样细观结构损伤演化规律。基于此, 分别定义基于黏聚力的宏观损伤变量 I_C 和 CT 数 ME 值的细观损伤变量 D_{ME} , 以对比分析宏观细观损伤演化规律的相互关系。CT 细观损伤变量 D_{ME} 已通过前述式 (8) 得到, 基于黏聚力宏观损伤变量 I_C 可通过下式计算:

$$I_C = \frac{c_0 - c_{i-j}}{c_0}, \quad (15)$$

式中, I_C 数值越大表示试样损伤幅值越大, $I_C=0$ 代表试样初始状态, $I_C=1$ 代表完全损伤状态; c_0 , c_{i-j} 的含义如前述公式 (1) 和 (2) 所示。

宏观损伤变量 I_C 和细观损伤变量 D_{ME} 变化规律如图 15 所示。由图可见, 宏观细观损伤变量表现出相似的变化规律: 冻融初始阶段宏观细观损伤变量均增速较大, 随着冻融次数持续增加, 逐渐趋于稳定, 表明冻融作用会导致试样的减速劣化效应。此外, 宏观细观损伤变量随含盐量增加其增速均逐渐增大, 表明盐渍作用会导致试样的加速劣化效应。综上, 宏观细观损伤变量表现出的一致变化规律表明 CT 细观结构损伤变量准确揭示了宏观三轴剪切力学强度指标的劣化机理。

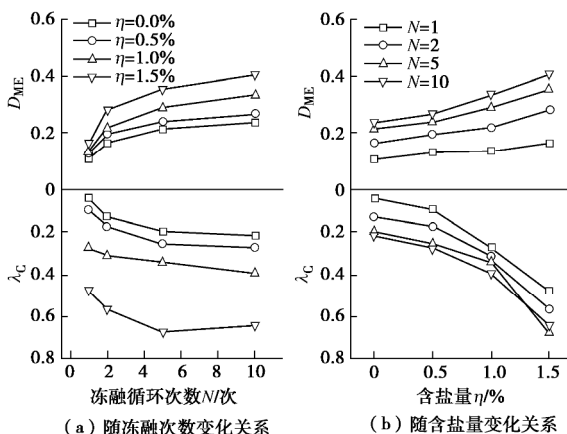


图 15 宏观细观损伤变量变化规律曲线

Fig. 15 Variation of macroscopic and mesoscopic damage variables

5 结 论

(1) 冻融作用对应力 - 应变曲线的类型及特征无明显影响, 均表现为应变硬化型。破坏偏应力随着冻融次数增加逐渐减小, 但降低速率逐渐减小, 表现出减速劣化特征; 冻融条件下破坏偏应力随着含盐量增加逐渐减小, 且表现出线性或加速劣化特征。

(2) 黏聚力呈现与破坏偏应力相似的劣化特征; 内摩擦角变化幅值较小, 无显著变化规律。

(3) 冻融与盐渍劣化因子的比值随冻融次数增加逐渐增大但增速逐渐减小, 随含盐量增大逐渐减小且衰减速率逐渐减小。

(4) CT 数 ME 值表现出与破坏偏应力和黏聚力相似的劣化规律; 构建了 CT 细观损伤变量演化方程, 可较好预测冻融过程细观结构损伤演化规律。

(5) 宏观细观损伤变量表现出一致的变化规律, 表明 CT 细观结构损伤变量准确揭示了宏观三轴剪切强度指标的劣化机理。

参考文献:

- [1] 许健, 郑翔, 王掌权. 黄土边坡盐蚀剥落病害特征调查及其水盐迁移规律研究[J]. 工程地质学报, 2018, 26(3): 741 - 748. (XU Jian, ZHENG Xiang, WANG Zhang-quan. Investigation for water and salt migrations on spalling disease of loess slope caused by salification erosion[J]. Journal of Engineering Geology, 2018, 26(3): 741 - 748. (in Chinese))
- [2] 高江平. 盐渍土工程与力学性质研究进展[J]. 力学与实践, 2011, 33(4): 1 - 7. (GAO Jiang-ping. Research progress in engineering and mechanical properties of the saline soil[J]. Mechanics in Engineering, 2011, 33(4): 1 - 7. (in Chinese))
- [3] 李振, 邢义川, 张宏. 盐渍土冻胀性的试验研究[J]. 西北农林科技大学学报(自然科学版), 2005, 33(7): 73 - 76. (LI Zhen, XING Yi-chuan, ZHANG Hong. Experimental study on frost heaving of saline soil[J]. Journal of Northwest Sci-Tech University of Agriculture and Forestry (Natural Science Edition), 2005, 33(7): 73 - 76. (in Chinese))
- [4] 牛玺荣, 高江平. 综合考虑盐胀和冻胀时硫酸盐渍土体积变化关系式的建立[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(4): 755 - 760. (NIU Xi-rong, GAO Jiang-ping. Expression for volume change of sulphate saline soil considering salt expansion and frost heave[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, 37(4): 755 - 760. (in Chinese))
- [5] 黄雪峰, 邱爽, 付正锋, 等. 宁南黄河灌区硫酸盐渍土盐胀规律及特性研究[J]. 四川建筑科学研究, 2010, 36(6): 114 - 117. (HUANG Xue-feng, QIU Shuang, FU Zheng-feng,

- et al. Study in the salt expansion and characteristic of sulfate saline soil in Ningnan irrigation area of the Yellow River in Ningxia[J]. Sichuan Building Science, 2010, **36**(6): 114 - 117. (in Chinese))
- [6] 张莎莎, 王永威, 杨晓华, 等. 砾类亚硫酸盐渍土盐胀率的简化预测模型[J]. 中国公路学报, 2015, **28**(11): 1 - 14. (ZHANG Sha-sha, WANG Yong-wei, YANG Xiao-hua, et al. Simplified prediction model of salt expansion rate for gravel sulfite saline soil[J]. China Journal of Highway and Transport, 2015, **28**(11): 1 - 14. (in Chinese))
- [7] 胡再强, 刘寅, 李宏儒. 冻融循环作用对黄土强度影响的试验研究[J]. 水力学报, 2014, **45**(增刊 2): 14 - 18. (HU Zai-qiang, LIU Yin, LI Hong-ru. Influence of freezing-thawing cycles on strength of loess[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2014, **45**(S2): 14 - 18. (in Chinese))
- [8] 谷琪, 王家鼎, 司东东, 等. 不同含水率下黄土冻融循环对湿陷性影响探讨[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(7): 1187 - 1192. (GU Qi, WANG Jia-ding, SI Dong-dong, et al. Effect of freeze-thaw cycles on collapsibility of loess under different moisture contents[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(7): 1187 - 1192. (in Chinese))
- [9] 陈正汉, 方祥位, 朱元青, 等. 膨胀土和黄土的细观结构及其演化规律研究[J]. 岩土力学, 2009, **30**(1): 1 - 11. (CHEN Zheng-han, FANG Xiang-wei, ZHU Yuan-qing, et al. Research on meso-structures and their evolution laws of expansive soil and loess[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, **30**(1): 1 - 11. (in Chinese))
- [10] 张伟, 陈正汉, 黄雪峰, 等. 硫酸盐渍土的力学和细观特性试验研究[J]. 建筑科学, 2012, **28**(1): 49 - 54. (ZHANG Wei, CHEN Zheng-han, HUANG Xue-feng, et al. Research on mechanical and microscopical characteristics of sulfate saline soil[J]. Building Science, 2012, **28**(1): 49 - 54. (in Chinese))
- [11] 叶万军, 李长清, 杨更社, 等. 冻融环境下黄土体结构损伤的尺度效应[J]. 岩土力学, 2018, **39**(7): 2336 - 2343, 2360. (YE Wan-jun, LI Chang-qing, YANG Geng-she, et al. Scale effects of damage to loess structure under freezing and thawing conditions[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, **39**(7): 2336 - 2343, 2360. (in Chinese))
- [12] XU J, LI Y F, WANG S H, et al. Shear strength and mesoscopic character of undisturbed loess with sodium sulfate after dry-wet cycling[J]. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 2020, **79**(3): 1523 - 1541.
- [13] 杨更社, 张全胜. 冻融环境下岩体细观损伤及水热迁移机理分析[M]. 西安: 陕西科学技术出版社, 2006. (YANG Geng-she, ZHANG Quan-sheng. Analysis for Mechanism of Rock Microscopic Damage and Moisture-Heat Transfer under the Frost and Thaw Condition[M]. Xi'an: Shaanxi Science and Technology Press, 2006. (in Chinese))
- [14] PEYTON R L, HAEFFNER B A, ANDENSON S H, et al. Applying X-ray CT to measure macropore diameters in undisturbed soil cores[J]. Geoderma, 1992, **53**(3/4): 329 - 340.
- [15] 杨更社, 谢定义, 张长庆. 岩石损伤 CT 数分布规律的定量分析[J]. 岩石力学与工程学报, 1998, **17**(3): 279 - 285. (YANG Geng-she, XIE Ding-yi, ZHANG Chang-qing. The quantitative analysis of distribution regulation of CT values of rock damage[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 1998, **17**(3): 279 - 285. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202009009

黏性地层面板式土压平衡盾构刀盘泥饼堵塞试验研究

方 勇¹, 王 凯¹, 陶力铭¹, 刘鹏程¹, 邓如勇²

(1. 西南交通大学交通隧道工程教育部重点实验室, 四川 成都 610031; 2. 中铁四院集团西南勘察设计有限公司, 云南 昆明 650220)

摘 要: 面板式土压平衡盾构机在黏性地层中掘进时刀盘容易出现结泥饼问题, 泥饼形成后会覆盖刀具、堵塞刀盘开口, 从而降低刀盘的掘进效率, 甚至使得盾构机完全丧失掘进能力, 给盾构隧道施工带来严重影响。首先介绍了刀盘与土颗粒之间的黏附机理, 通过自制的面板式刀盘掘进模拟装置开展了室内试验, 研究了盾构掘进速度和刀盘扭矩的变化规律及其与刀盘堵塞之间的相关关系。研究表明: 刀盘堵塞是一个连续渐进的过程, 土颗粒首先在刀具密集处黏附聚集, 然后逐渐扩大形成泥饼; 泥饼形成后会覆盖刀具, 降低刀具对地层的贯入度, 并堵塞开口, 降低渣土通过效率; 在掘进参数上面主要体现为刀盘扭矩增大、盾构掘进速度减慢、排土顺畅度降低; 刀盘开始结泥饼后, 刀盘扭矩的增长符合三次多项式函数关系, 掘进速度呈指数型降低; 试验同时表明, 土体含水率对刀盘结泥饼及堵塞具有显著影响, 当其接近塑限时, 泥饼最容易形成, 盾构掘进效率最低, 刀盘开口堵塞风险最大。研究成果对于评估黏性地层面板式土压平衡盾构掘进刀盘结泥饼及堵塞的风险具有借鉴意义。

关键词: 土压平衡盾构; 黏性地层; 面板式刀盘; 泥饼; 堵塞; 室内试验

中图分类号: U45

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)09-1651-08

作者简介: 方 勇(1981—), 男, 博士, 2007年于西南交通大学桥梁与隧道工程专业获博士学位, 现任教授、博士生导师, 主要从事隧道施工力学行为等方面的教学与研究工作。E-mail: fy980220@swjtu.cn。

Experimental study on clogging of cutterhead for panel earth-pressure-balance shield tunneling in cohesive strata

FANG Yong¹, WANG Kai¹, TAO Li-ming¹, LIU Peng-cheng¹, DENG Ru-yong²

(1. Key Laboratory of Transportation Tunnel Engineering of Ministry of Education, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China;

2. Southwest Survey and Design Co., Ltd. of China Railway Siyuan Survey and Design Group Co., Ltd., Kunming 650220, China)

Abstract: The panel EPB shield machine is prone to mud cake problems when excavating in clay ground. The cutters will be gradually covered by the mud cake, and the opening of the cutterhead will be clogged. The tunneling efficiency will be reduced and even the shield machine will completely lose its tunneling capacity. Thus, the mud cake poses great influences to shield tunnel construction. The adhesion mechanism between the cutterhead and the soil particles is introduced. The indoor tests are conducted by using the self-made panel cutterhead excavating simulation devices. Changes of cutterhead-driving speed and torque are studied, and the relationship between these parameters and the clogging of cutterhead is revealed. The research results demonstrate that the cutterhead clogging is a gradual process. The soil particles adhere to the cutters first and then gradually expand to form mud cake. The mud cake will cover the cutters and reduce the penetration and block the opening, reducing the efficiency of discharging. The influences of mud cake is mainly reflected in the increase of cutter head torque, the slower tunneling speed and the lowering of the smoothness of discharging. When the mud cake begins to form, the increase of cutter torque accords with the cubic polynomial function, and the tunneling speed is exponentially reduced. The water content of soil has a significant effect on the formation of mud cake and clogging of the cutter head. If the water content approaches the plastic limit, the mud cake will form easily, the shield tunneling efficiency will be minimized, and the risk of clogging is the highest. The research results are of great significance in assessing the risks of mud cake and clogging of cutterhead of panel EPB shield tunneling in clay ground.

Key words: earth-pressure-balance shield; cohesive stratum; panel cutterhead; clay cake; clogging; indoor test

0 引 言

泥饼是盾构切削渣土在刀盘和土舱内重新聚集形

基金项目: 国家自然科学基金项目(51578460); 国家重点研发计划课题项目(2016YFC0802205-8)

收稿日期: 2019-12-30

成固结或半固结的块状体的过程^[1]。当面板式土压平衡盾构机在黏性地层掘进时,若刀盘设计及施工处治措施不当,刀盘上的刀具会逐渐被固结渣土糊住,导致切削地层时刀具贯入度降低,进而引起刀盘开口堵塞,降低掘进效率。刀盘上大体积的泥饼还会使得掘进参数波动异常,对施工和设备安全造成极大威胁。实际施工时,若刀盘堵塞没有得到及时处置,刀盘切削动能因摩擦生热而大部分转化为热能,在刀盘和开挖面上产生高温,刀盘上形成的泥饼会发生受热脱水固结等物理化学作用,进一步硬化,很难被去除^[2-3]。

广州地铁沿线的工程地质条件为复杂的不均匀地层,其中全风化花岗岩地层多呈流塑至硬塑状,透水性弱,稳定性差,盾构掘进过程中容易发生刀盘结泥饼及堵塞的现象。中国在广州地铁和深圳地铁建设初期就曾遇到过较为严重的刀盘结泥饼事故,也就是从那时起,国内学者开始关注和研究刀盘结泥饼及堵塞问题。如竺维彬等^[1]、严辉^[4]、董详宽^[5]先后通过刀盘结泥饼案例调查,从地质、机械和施工人员因素方面分析了造成刀盘结泥饼的原因;杨金钟等^[6]、康洪信^[7]、候凯文等^[8]指出盾构刀盘中心开口不足、刀盘中心区域土体线速度小、土体流动性差是盾构刀盘结泥饼的主要原因;邓彬等^[9]、翟圣智等^[10]、陈馈等^[11]、刘卫^[12]依托地铁盾构施工项目,分析了盾构刀盘结泥饼的机理,并提出了防止刀盘结泥饼的有效措施。国外对盾构刀盘结泥饼及堵塞的研究更早,并认为泥饼对施工的影响主要是堵塞密封舱和封锁刀盘,并进行了大量研究,如Spa^[13]、Thewes等^[14-15]、Feinendegen等^[16]、Hollmann等^[17]通过试验研究先后提出了用于预测刀盘结泥饼及堵塞风险的经验图表。在刀盘结泥饼及堵塞的处置方面,Feinendegen等^[18]通过黏附作用测试试验,证实了黏土矿物成分、颗粒级配、含水率对盾构刀盘阻塞有着重要的影响。Thewes等^[19-20]和Zumsteg^[21-22]则主张通过在渣土中添加泡沫和分散剂进行渣土改良防治刀盘结泥饼,并主要研究了泡沫剂和分散剂的作用机理问题。

从国内外研究现状对比可以看出,国内研究大多是对某个或某几个具体工程刀盘结泥饼及堵塞问题的分析,一般先描述刀盘结泥饼引起的施工困难,然后从地质、盾构和施工参数方面推测刀盘结泥饼的原因,最后进行处置经验总结。这种经验分析的结论普适性弱,缺乏对刀盘结泥饼及堵塞机理的深入分析,因此难以形成标准或规范来指导类似工程施工;与之相反,国外注重泥饼机理研究,但相关研究与工程联系不紧密,研究结论大多来源于室内土力学测试结果。试验条件与实际工程不符以及未考虑施工参数影响使得其

研究结果应用于实际工程效果不理想^[23-24]。在上述背景下,本文研制了盾构掘进模拟试验系统,通过室内试验研究黏性地层下面板式土压平衡盾构刀盘结泥饼及堵塞的形成过程及影响因素。

1 刀盘黏附机理

土压平衡盾构施工中理想状态的土体应保持良好的“塑性流动状态”——一定的流动性、合理的黏滞性、较小的摩擦性和较低的渗透性^[25]。含水率的高低是影响黏土流塑性的重要因素,在不同的含水率条件下,黏土矿物会呈现分散、黏结和流动等状态,对盾构施工产生不同影响,如图1所示。当土样含水率较低时,切削后的黏土颗粒较干燥,呈散粒状态,土颗粒黏附力较低,土颗粒几乎没有流动性;当含水率逐渐增加达到塑限时,土颗粒较为湿润,土颗粒黏附力也逐渐增大,同时渣土也具有一定的流动性;当含水率超过液限时,土颗粒已经吸水饱和,土颗粒黏附力较低,但流动性提高。

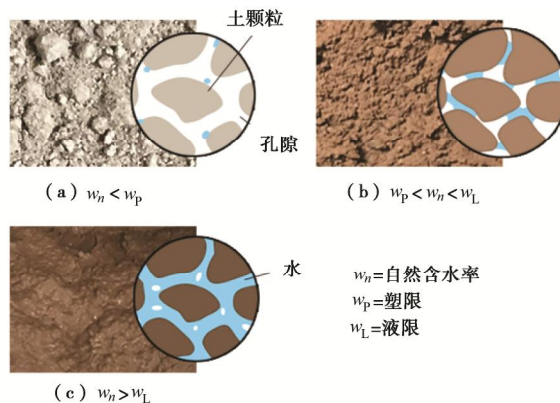


图1 不同含水率土样状态

Fig. 1 Soil samples with different water contents

Thewes等^[14]指出,黏土黏附造成盾构堵塞的机制共有4种,即黏附、桥接、黏聚和不溶解,如图2所示,其中最重要的是黏附作用。土颗粒黏附形成的主要机制在于刀盘掘进引起局部土颗粒含水率的变化。盾构刀盘切削地层的过程可以分解为两个步骤:一是刀具贯入土体,二是刀盘转动,带动刀具切削地层。随着面板式土压平衡盾构掘进,大部分渣土最终均可通过刀盘开口进入土舱,小部分渣土则受面板挤压研磨作用固结成泥饼黏附在刀盘上。在实际盾构施工中,若盾构掘进速度降低时,常通过增加盾构总推力来提高掘进效率,这使得刀盘面板及刀具上与地层的局部接触压力增大,土体颗粒排水固结,排水后的土颗粒之间、土颗粒与刀盘之间有更高的黏附强度,易黏聚成团,形成泥饼。

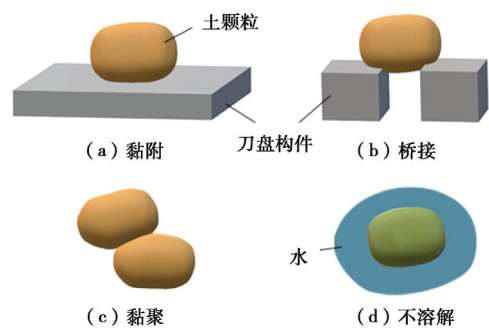


图 2 黏土黏附的 4 种作用机制
Fig. 2 Mechanisms of clay adhesion

2 试验介绍

2.1 试验设备

试验采用的面板式刀盘掘进模拟装置如图 3 所示, 其中试验土样放置于直径 31 cm 的钢制圆筒中, 圆筒的左端有液压千斤顶, 千斤顶通过加压垫板向土样加压, 形成地层压力。土样右侧为直径 30 cm 的仿真刀盘, 刀盘由后方的电机驱动, 电机与刀盘之间设置有扭矩传感器。试验时控制千斤顶向圆筒内土样加压, 维持压力基本不变的条件下驱动圆筒内的土样向着刀盘作相对运动, 同时转动刀盘实现地层掘削。

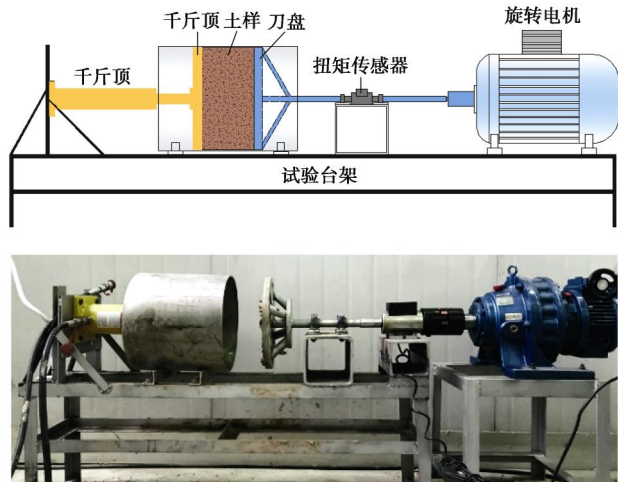


图 3 试验设备
Fig. 3 Test devices

千斤顶油缸直径 80 mm, 行程 300 mm, 最大出力为 30 t; 减速电机为 1.5 kW 双无极调速电机, 输出转速可控制在 1~5 rpm; 动态扭矩传感器最大量程 250 N·m, 精度为 0.25%, 配合数显仪, 能够同时输出扭矩、转速和功率 3 项测试指标。在进行试验时旋转电机转速保持为 1.5 rpm, 千斤顶推力控制在预设值 0.35 MPa 附近, 维持土压力稳定。试验刀盘为根据实际工程用刀盘仿制的仿真刀盘, 可拆卸更换。刀盘原型及刀盘模型如图 4 所示, 原型为广州地铁 21 号线某区间所用刀盘, 该类型刀盘在实际工程中主要用于复合地层中土压平衡盾构施工。本次试验采用的刀盘模

型为铁制刀盘, 直径 30 cm, 厚度约为 2 cm, 为辐条加小面板形式, 总开口率 36.5%, 刀盘搭载刀具主要为 1 把中心鱼尾刀、32 把齿刀和 12 把带肋滚刀, 如图 4 所示。

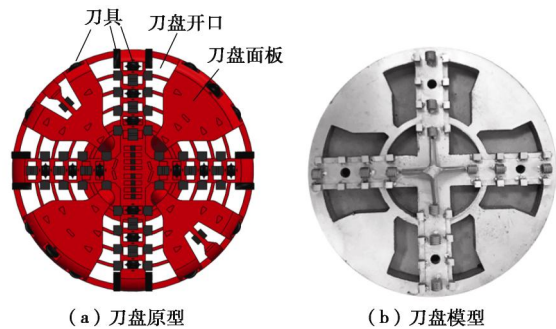


图 4 面板式刀盘原型及试验刀盘

Fig. 4 Prototype of panel cutterhead and test cutterhead

2.2 试验土样

试验土样为取自广州地铁 21 号线某区间的全风化花岗岩。该地层呈褐黄色, 原岩结构已基本破坏, 部分风化成坚硬土状, 以粉黏粒为主, 含较多石英砂粒, 手捏易散, 遇水易软化、崩解, 透水性弱。局部夹强风化碎块, 标贯数 N 约等于 37。土样的部分物理力学参数如表 1 所示, 并随机选取试样进行了 5 次筛分试验, 试验结果如图 5 所示。

表 1 土样物理力学参数

| Table 1 Physical and mechanical parameters of soil samples | | | | | |
|--|---|----------------|----------------|-------------------|------|
| 力学指标 | 密度 ($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$) | 压缩模量 (MPa) | 黏聚力 (kPa) | 内摩擦角/($^\circ$) | 孔隙比 |
| 量值 | 1920 | 5.33 | 34.2 | 23.9 | 0.61 |
| 流体指标 | 天然含水率 $w_n/\%$ | 液限 $w_L/\%$ | 塑限 $w_P/\%$ | 塑性指数/% | 液性指数 |
| 量值 | 19.80 | 34.8 | 14.2 | 14.7 | 0.27 |

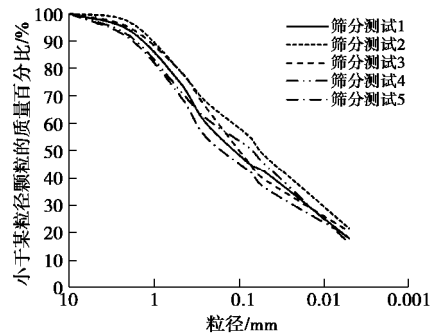


图 5 试验土样颗粒级配曲线

Fig. 5 Particle-size distribution curve of test soil

2.3 试验工况及观测物理量

含水率是影响黏土颗粒黏附性能的重要因素^[25], 因此本次试验主要研究含水率对刀盘结泥饼及堵塞的影响, 为针对性制定渣土改良方案提供依据。

试验中共配制了含水率 5%, 10%, 15% 和 20% 4 种土样进行试验, 为保证试验规律真实有效, 对每种含水率土样均进行两次独立试验, 试验分组及编号

如表 2 所示。试验过程中记录的物理量包括刀盘扭矩和掘进速度，刀盘扭矩由数显仪动态显示，掘进速度则通过测量单位时间内千斤顶的推进距离间接反映。另外还需要观察刀盘泥饼形态，刀盘开口出土状态，通过这些特征来综合分析地层含水率对刀盘结泥饼及堵塞的影响。

掘进模拟装置中，左侧千斤顶是整个试验过程中模拟刀盘掘进的驱动条件之一，在保持土样压力较为稳定的情况下，千斤顶的推进速度即可等效于刀盘的掘进速度。此外，盾构机在实际掘进过程中刀盘的扭矩还受到盾构推力的影响，为了对比研究含水率对刀盘结泥饼及堵塞的影响，试验过程中需维持推力稳定。

表 2 试验分组及编号

Table 2 Test groups and numbering

| 试验分组 | 土样含水率 | 试验编号 |
|------|-------|------|
| 1 | 5% | 1-1 |
| | | 1-2 |
| 2 | 10% | 2-1 |
| | | 2-2 |
| 3 | 15% | 3-1 |
| | | 3-2 |
| 4 | 20% | 4-1 |
| | | 4-2 |

2.4 试验步骤

试验前需要进行试验准备：对全风化花岗岩原状土进行自然风干，每次取 24 L 土样添加水，使土样的含水率分别达到 5%，10%，15% 和 20%，并将其用薄膜密封在湿润桶壁的水桶里 12 h 以上，待其吸水充分后使用^[26]；将各试验部件安装就位，检查设备工作情况；打开钢圆筒上部合页，在圆筒内部填入事先配制好的试验土样，填满压实，盖上合页。准备完成后正式开始试验，试验步骤如下：

(1) 启动千斤顶，对土样进行加压，直至千斤顶推力达到预设值 0.35 MPa。

(2) 启动电机驱动盾构刀盘掘土，刀盘转速设置为 1.5 rpm，并记录相关试验数据。掘进过程中通过调节千斤顶推力，使其加载形成的土样压力保持稳定。

(3) 当加压板推至刀盘附近时，关闭电机，掘进结束。

3 试验结果

3.1 掘进参数的时程特性

工程实践表明，面板式刀盘结泥饼及堵塞的过程伴随着刀盘扭矩、掘进速度等盾构参数的改变，如刀盘扭矩增大、掘进速度降低等，因而获得刀盘掘进过程中的盾构参数的时程变化规律具有积极意义。

下面以含水率 10% 土样两次试验结果为例对掘进过程中施工参数随时间的变化情况进行分析。为了减

少数据的随机波动性，采用移动平均法^[27]对试验数据进一步优化处理，数据的移动项数为 10，处理后的掘进参数随时间的变化情况如图 6 所示。同时，对试验数据进行拟合，得到掘进参数的拟合曲线，掌握刀盘扭矩、掘进速度在刀盘泥饼发展过程中的波动形式，具体曲线拟合函数关系表达式如下：

$$T = 97.646 + 5.164t - 0.720t^2 + 0.035t^3 \quad , \quad (1)$$

$$v = 5.068e^{(-t/1.842)} + 0.377 \quad , \quad (2)$$

式中， T 为刀盘扭矩， v 为掘进速度， t 为掘进时间。

随着刀盘的切削，掘进参数的变化具有连续性，从整体的波动形式来看，扭矩的增长符合三次多项式函数关系，掘进速度呈指数型降低。大致经历了 3 个阶段：0~4 min，扭矩呈近似线性关系地急剧增大，掘进速度急剧下降；4~12 min，扭矩呈波动状缓慢增大，掘进速度缓慢下降；12 min 以后，扭矩再次急剧增大，掘进结束时刀盘扭矩比开始掘进时增加了近 1 倍，掘进速度在波动中趋于稳定，但量值较小。

工程实际中，一般通过各盾构掘进参数来判断刀盘结泥饼及堵塞的状态，本次试验也采用刀盘扭矩和掘进速度随时间的变化来推断刀盘结泥饼及开口堵塞的形成过程。在试验土样和推力不变的情况下，扭矩的增加和掘进速度的减小说明刀盘上的泥饼和开口堵塞逐渐形成，结合测试数据的变化特征，可以把结泥饼历程大致分为 3 个阶段：

I 阶段：刀具黏附阶段。由于刀具的切削作用，导致刀具周围脱水固结的黏土颗粒逐渐吸附形成团聚体，在掘进过程中，该类团聚体迅速形成并覆盖住部分刀具，从而降低刀具贯入度，引起刀盘扭矩、掘进速度在开始阶段的急剧变化。

II 阶段：黏附发展阶段。刀具密集处早期形成的黏土颗粒团聚体逐渐增大，与面板上形成并不断扩展的黏土颗粒团聚体相接并覆盖刀具，掘削能力大大降低。该阶段也是黏土团聚体反复压密并形成泥饼的阶段。由于泥饼存在，刀盘转动过程中有卡顿现象，掘进速度有一定波动，刀盘扭矩也缓慢增大。

III 阶段：开口堵塞阶段。刀盘堵塞由中心向边缘扩展，泥饼大面积形成后，刀盘继续掘进，掘进速度一直处于较低数值，刀盘扭矩则进一步增大。

实际上，刀具的切削、刀盘的旋转、渣土的流动和排出对于泥饼还具有一定的分离作用，当泥饼中黏土颗粒间吸附作用大于刀盘刀具产生的分离作用时，泥饼体积增大；反之，当泥饼中黏土颗粒间的吸附作用小于刀盘刀具产生的分离作用时，泥饼体积减小。最终两者之间达到一个平衡，从掘进参数上看则达到了一个稳定状态。

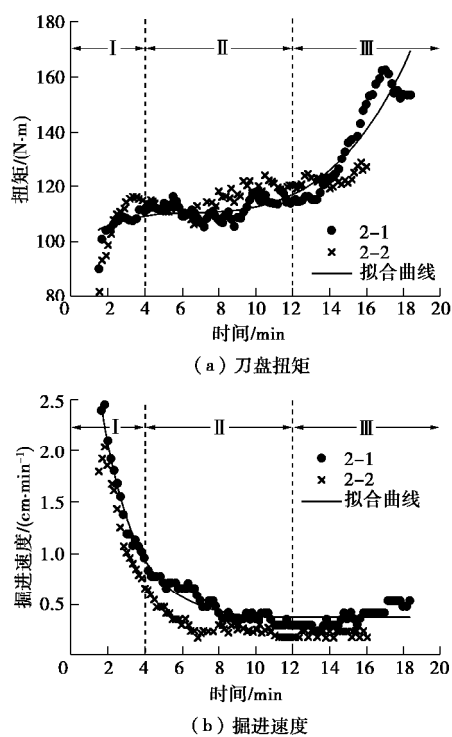


图 6 掘进参数时程曲线 (含水率 10%)

Fig. 6 Time-history curves of boring parameters ($w=10\%$)

3.2 含水率对掘进参数的影响

不同含水率条件下盾构掘进过程中刀盘扭矩和掘进速度的时程分布如图 7 所示。可以看出, 土样含水率对刀盘扭矩影响显著, 在 4 种含水率土样的掘进试验中, 含水率 5% 和 20% 的土样刀盘扭矩具有较小值, 其次为含水率 10% 的土样, 含水率为 15% 的土样刀盘扭矩具有最大值, 且明显高于其它 3 种土样。另外,

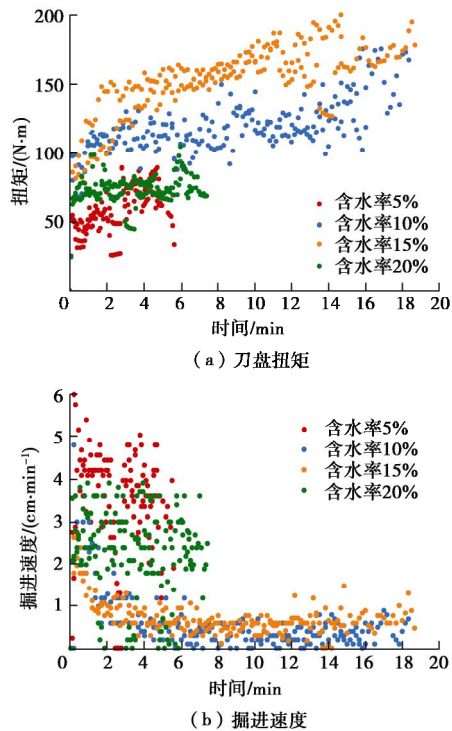


图 7 不同含水率下掘进参数随时间的变化
Fig. 7 Boring parameters during driving

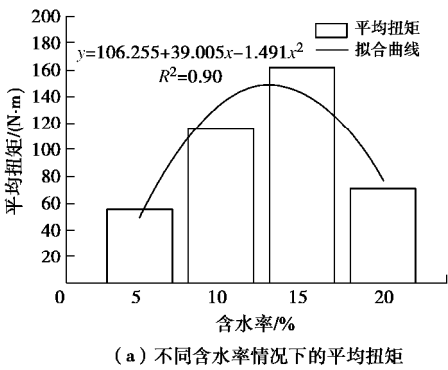
含水率为 5%, 10% 和 15% 时, 刀盘扭矩在掘进过程中都呈现出逐渐增大的趋势, 而含水率 20% 的土样, 刀盘扭矩并未显示出明显的随时间增长的趋势。

土样含水率对掘进速度也有显著影响。掘进速度最快的土样含水率为 5%, 掘完全部土样所用的时间仅为 6 min, 掘进速度随时间增加呈现明显下降趋势, 但因掘进时间短, 该趋势并未揭示完全。其次为含水率 20% 土样, 掘完全部土样用时 8 min, 且该含水率下掘进速度并未出现随时间增加而显著降低的趋势。当含水率为 10% 和 15% 时, 掘进速度最慢, 掘完全部土样用时大于 18 min, 掘进速度基本都在 1 cm/min 以下, 掘进效率较低, 且呈下降收敛趋势。

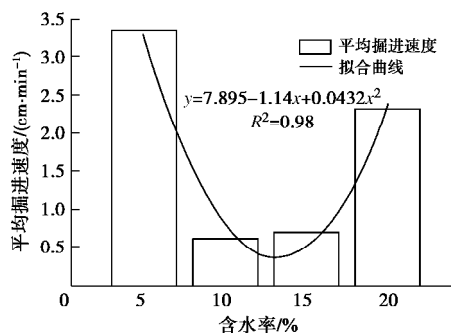
不同含水率下刀盘扭矩和掘进速度的平均值如表 3 所示, 绘制刀盘扭矩和掘进速度随含水率的变化关系如图 8 所示。可以看出, 盾构掘进时, 在其它条件一致的情况下, 刀盘扭矩随地层含水率的增大先增大后减小, 而掘进速度随地层含水率的增大先减小后增大, 其中在 10%, 15% 含水率条件下掘进较为困难, 掘进效率较低。数值拟合结果表明, 刀盘扭矩和掘进速度随地层含水率的变化基本符合二次函数规律, 当地层含水率在 11.3%~14.8% 范围内时, 平均掘进扭矩高于 140 N·m; 地层含水率在 11.4%~15% 范围内时, 平均掘进速度低至 0.5 cm/min 以下。综合两者变化规律, 可认为地层含水率在 11%~15% 范围内时, 盾构掘进最困难, 也即该含水条件下盾构施工刀盘最容易结泥饼, 发生刀盘堵塞。需要说明的是, 本次试验所用的全风化花岗岩的塑限为 14.2%, 结合上述研究成果, 可认为地层含水率接近黏土塑限时, 盾构施工刀盘结泥饼风险最高。

表 3 各试验组参数平均值表

| Table 3 Average values of parameters for different groups | | |
|---|------------|------------------------------|
| 含水率/% | 刀盘扭矩/(N·m) | 掘进速度/(cm·min ⁻¹) |
| 5 | 57.78 | 3.34 |
| 10 | 115.76 | 0.62 |
| 15 | 162.14 | 0.71 |
| 20 | 70.98 | 2.31 |



(a) 不同含水率情况下的平均扭矩



(b) 不同含水率情况下的平均掘进速度

图8 不同含水率下掘进参数均值图

Fig. 8 Average cutting parameters of different test groups

3.3 刀盘泥饼形态

各含水率土样开挖后卸下的刀盘如图9所示,图中圆孔是刀盘装卸需要的螺栓取下后造成的,不影响刀盘土的整体分布。可以看到,几种工况下掘进后刀盘上均有渣土黏附,且发生了不同程度的刀盘结泥饼及堵塞现象。含水率5%时,主要在刀具周边、刀盘中心处形成小范围的黏土颗粒积聚,其影响在于覆盖刀具从而降低刀盘掘进时刀具的贯入度,而刀盘面板未形成泥饼,刀盘开口也未出现堵塞,结合前面的掘进参数测试结果可以综合判断,该含水率下,刀盘并未出现成形的泥饼及堵塞现象。当含水率增加至10%时,土颗粒间的黏附性增强,不仅刀具本身被吸附的黏土颗粒覆盖,刀盘中心也形成了一定规模的泥饼,并堵塞了部分刀盘开口。当含水率增加至15%(塑限附近)时,刀具被渣土完全覆盖、刀盘开口也被大量的黏土团聚体堵塞,刀盘上形成的泥饼不易清除,具有极强的黏附力。当含水率高于塑限达到20%时,虽然渣土将整个面板糊住,但渣土黏附力低,很容易被清除,即在掘进过程中,由于刀盘的旋转、切削以及渣土的流动作用都可以将其轻易清除。故可以认为20%含水率下,刀盘上面并未形成影响掘进的泥饼和堵塞,这也可从前文的掘进参数测试数据得到佐证。

由此可知,刀盘结泥饼对盾构施工的影响主要体现在两方面:覆盖刀具和堵塞开口,刀具被覆盖带来的直接后果就是降低刀具贯入度,从而影响掘进效率,堵塞开口则会降低刀盘的出土速度。泥饼产生于刀具周边的黏土颗粒积聚,首先在刀盘中心部位形成,并逐渐扩大,最终堵塞刀盘开口。刀盘结泥饼带来的效果均是负面的,严重影响了刀盘的掘进效率。试验结果也表明,提高掘削渣土的含水率(大于塑限),是减小黏土地层刀盘结泥饼和堵塞风险的有效手段之一,但也要考虑高含水率下掘进可能发生喷涌的风险。

3.4 刀盘开口堵塞分析

图10是在各含水率情况下切削渣土被排出刀盘

的情况。当含水率为5%和10%时,切削渣土是以散粒体形式通过盾构刀盘被排出的,两种渣土均呈现较强的非连续性。当土样含水率为5%时,由于含水较少,排出渣土基本呈粉状;当土样含水率为10%时,排出渣土则为含有大量颗粒状的黏土团聚体。可以看出,在较低含水率条件下,渣土中难以形成大尺寸的黏土团聚体,在掘进过程中不易发生刀盘开口堵塞现象。但另一方面,较低的含水率表明土体流动性很差,对于采用了螺旋出土器排土的土压平衡盾构而言,同样会引起土仓和螺旋出土器内的堵塞。

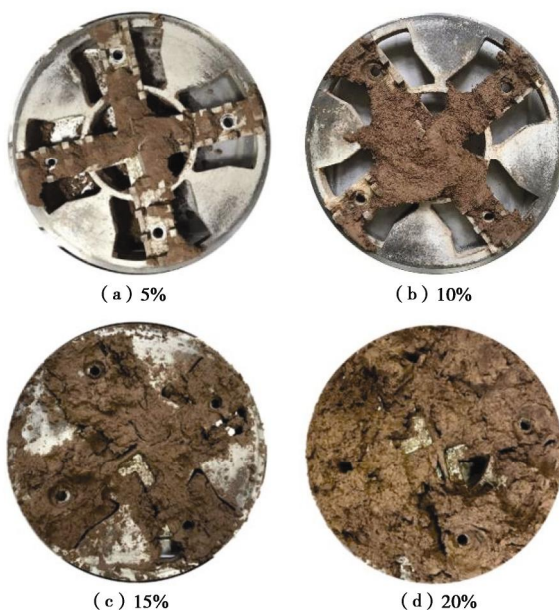


图9 不同含水率下土样开挖后刀盘形态

Fig. 9 Cutter shapes after excavation of soil samples with different water contents

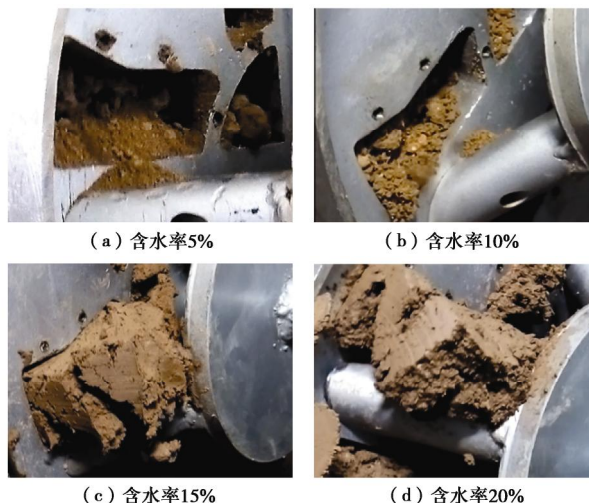


图10 不同含水率下盾构掘进渣土从刀盘排出状态

Fig. 10 Discharging states of different test groups

而当含水率为15%和20%时,土样含水率处于渣土液塑限之间,渣土流动性显著提高,盾构切削渣土以连续的塑性挤出状态被排出刀盘。土样含水率为15%时,渣土十分黏稠,挤出的渣土较为干硬,且不

易掉落, 极易堵塞刀盘开口。当土样含水率为 20% 时, 试样本身表现出更强的流动性, 剪切强度较低, 虽然仍然会大量吸附在面板上, 但黏附力较低, 不会引起刀盘堵塞, 土样被压出后能自行掉落, 排土过程较顺畅。但此时含水率较接近土体液限, 渣土流动性强, 在土仓压力的作用下极可能发生螺旋输送机喷涌。

4 结 论

本文采用自制的试验装置针对全风化花岗岩地层面板式土压平衡盾构掘进过程中刀盘结泥饼及其引起的刀盘开口堵塞问题开展了试验, 研究了盾构掘进参数与刀盘结泥饼、刀盘开口堵塞之间的相关关系, 主要结论如下:

(1) 面板式刀盘开始结泥饼后, 刀盘扭矩的增长符合三次多项式函数关系, 盾构掘进速度按指数函数规律下降; 刀盘结泥饼的历程可大致分为 3 个阶段: 刀具黏附—黏附发展—开口堵塞; 泥饼成形后, 刀盘扭矩显著提高, 掘进速度大幅度降低。

(2) 面板式刀盘结泥饼对盾构施工的影响是糊住刀具和面板, 堵塞刀盘开口, 引起掘进效率和出土效率的降低; 试验结果表明, 刀具密集处和刀盘中心区域形成泥饼堵塞的几率最大。

(3) 刀盘扭矩、掘进速度及泥饼堵塞风险与地层含水率之间存在相关关系, 当地层含水率接近黏土塑限时, 刀盘扭矩最大, 掘进速度最小, 刀盘开口堵塞风险最高; 当含水率超过黏土塑限后, 虽然渣土仍然在面板上大量吸附, 但黏附力随含水率的增加而减小, 渣土排出顺畅, 刀盘结泥饼和刀盘开口堵塞的风险显著降低; 盾构现场施工时, 可依据开挖地层的基础含水率制定针对性的渣土改良方案, 保证盾构顺利掘进的同时降低施工成本。

参考文献:

- [1] 竺维彬, 鞠世健, 张 弥, 等. 广州地铁二号线旧盾构穿越珠江的工程难题及对策[J]. 土木工程学报, 2004(1): 56 - 60 (ZHU Wei-bin, JU Shi-jian, ZHANG Mi, et al. On the engineering poser and countermeasure of driving and crossing the Pearl River with two used TBMs in Guangzhou metro line of No. 2[J]. China Civil Engineering Journal, 2004(1): 56 - 60. (in Chinese))
- [2] 李志军, 翟志国, 赵康林. 泥水盾构刀盘结泥饼形成原因及防治技术[J]. 地下空间与工程学报, 2014, 10(增刊 2): 1866 - 1871. (LI Zhi-jun, ZHAI Zhi-guo, ZHAO Kang-lin. Causes of mud cake formation on cutter head of slurry shield and its control technology[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2014, 10(S2): 1866 - 1871. (in Chinese))
- [3] 郭彩霞, 孔 恒, 王梦恕. 无水大粒径漂卵砾石地层土压平衡盾构施工渣土改良分析[J]. 土木工程学报, 2015, 48(增刊 1): 201 - 205. (GUO Cai-xia, KONG Heng, WANG Meng-shu. Study on muck improvement of EPB shield tunneling in waterless sandy-cobble-boulder stratum[J]. China Civil Engineering Journal, 2015, 48(S1): 201 - 205. (in Chinese))
- [4] 严 辉. 盾构隧道施工中刀盘泥饼的形成机理和防治措施[J]. 现代隧道技术, 2007, 44(4): 24 - 27, 35. (YAN Hui. Mechanism of the formation and the prevention of clay cake in shield tunneling[J]. Modern Tunnelling Technology, 2007, 44(4): 24 - 27, 35. (in Chinese))
- [5] 董祥宽. 重庆复合式 TBM 刀盘防结泥饼技术[J]. 隧道建设, 2012(增刊 2): 101 - 104. (DONG Xiang-kuan. Research on the key elements of the combined TBM in the Chongqing metro[J]. Tunnel Construction, 2012(S2): 101 - 104. (in Chinese))
- [6] 杨金钟, 魏斌效, 田利锋. 辐条式刀盘在砂卵石地层的泥饼成因及处理措施[C]// 2011 中国盾构技术学术研讨会论文集, 2011, 北京. (YANG Jin-zhong, WEI Bin-xiao, TIAN Li-feng. Causes and treatment measures of mud cake of spoke cutter in sandy pebble formation[C]// Proceedings of 2011 China Symposium on Shield Machine Technology, 2011, Beijing. (in Chinese))
- [7] 康洪信. 硬塑黏土层盾构干碴出土施工技术研究[J]. 铁道建筑技术, 2016(增刊 1): 248 - 251. (KANG Hong-xin. Shield machine dry soil excavating technologies in hard plastic clay layer[J]. Railway Construction Technology, 2016(S1): 248 - 251. (in Chinese))
- [8] 侯凯文, 王 崇, 江 杰, 等. 南宁地铁 2 号线盾构选型设计与适应性分析[J]. 隧道建设, 2017(8): 1037 - 1045. (HOU Kai-wen, WANG Chong, JIANG Jie, et al. Type selection design and adaptability analysis of shield used in line No. 2 of Nanning metro[J]. Tunnel Construction, 2017(8): 1037 - 1045. (in Chinese))
- [9] 邓 彬, 顾小芳. 上软下硬地层盾构施工技术研究[J]. 现代隧道技术, 2012, 49(2): 59 - 64. (DENG Bin, GU Xiao-fang. Study of shield construction technology in soft upper stratum and hard under stratum[J]. Modern Tunnelling Technology, 2012, 49(2): 59 - 64. (in Chinese))
- [10] 翟圣智, 胡蒙达, 叶明勇, 等. 南昌上软下硬地层土压平衡盾构渣土改良技术研究[J]. 铁道建筑, 2014(8): 27 - 30.

- (ZHAI Sheng-zhi, HU Meng-da, YE Ming-yong, et al. Ground conditioning technology for EPB shield tunneling in composite strata in Nanchang[J]. Railway Engineering, 2014(8): 27 - 30. (in Chinese))
- [11] 陈 馈, 冯欢欢. 深圳地铁 11 号线大直径盾构适应性设计[J]. 现代隧道技术, 2015, **52**(2): 166 - 173. (CHEN Kui, FENG Huan-huan. Adaptability design for a large-diameter shield used in Shenzhen metro line 11[J]. Modern Tunnelling Technology, 2015, **52**(2): 166 - 173. (in Chinese))
- [12] 刘 卫. 南昌复合地层盾构渣土改良技术[J]. 隧道建设, 2015, **35**(5): 455 - 462. (LIU Wei. Ground conditioning technology for shield tunneling in composite strata in Nanchang[J]. Tunnel Construction, 2015, **35**(5): 455 - 462. (in Chinese))
- [13] SPA G. Review of alternative construction methods and feasibility of proposed methods for constructing Attiko Metro Extension of Line 3 to Egaleo Attiko Metro SA[Z]. Greece, 1995.
- [14] THEWES M, BURGER W. Clogging of TBM drives in clay—identification and mitigation of risks[J]. Erdem and Solak (eds) Underground Space Use, 2005: 737 - 742.
- [15] THEWES M, HOLLMANN F. Assessment of clay soils and clay-rich rock for clogging of TBMs[J]. Tunnelling & Underground Space Technology Incorporating Trenchless Technology Research, 2016, **57**: 122 - 128.
- [16] FEINENDEGEN M, ZIEGLER M, SPAGNOLI G, et al. A new laboratory test to evaluate the problem of clogging in mechanical tunnel driving with epb-shields[C]// ISRM International Symposium-eurock, 2010, London.
- [17] HOLLMANN F S, THEWES M. Assessment method for clay clogging and disintegration of fines in mechanized tunnelling[J]. Tunnelling & Underground Space Technology, 2013, **37**(13): 96 - 106.
- [18] FEINENDEGEN M, ZIEGLER M, SPAGNOLI G, et al. Evaluation of the clogging potential in mechanical tunnel driving with EPB-shields[C]// Proceedings of the 15th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 2011, Athens: 1633 - 1638.
- [19] THEWES M, BUDACH C. Soil conditioning with foam during EPB tunneling[J]. Geomechanics and Tunnelling, 2010, **3**(3): 256 - 267.
- [20] THEWES M, BUDACH C, BEZUIJEN A. Foam conditioning in EPB tunnelling[M]// Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, 2011, Rome.
- [21] ZUMSTEG R, PLÖTZE M, PUZRIN A M. Effect of soil conditioners on the pressure and rate-dependent shear strength of different clays[J]. Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, 2012, **138**(9): 1138 - 1146.
- [22] ZUMSTEG R, PLÖTZE M, PUZRIN A. Reduction of the clogging potential of clays: new chemical applications and novel quantification approaches[J]. Géotechnique, 2013, **63**(4): 276 - 286.
- [23] BURBAUM U, SASS I, BREUER B. Verklebungseigenschaften von veränderlich festen Tonsteinen am Beispiel des Stuttgarter Lias Alpha[J]. Geotechnik, 2010, **33**(2): S.175 - 178. (Burbaum U, Sass I, Breuer B. Adhesive properties of variable solid clay stones based on the example of the Stuttgart Lias Alpha[J]. Geotechnology, 2010, **33**(2): S.175 - 178. (in German))
- [24] HEUSER M, SPAGNOLI G, LEROY P, et al. Electro-osmotic flow in clays and its potential for reducing clogging in mechanical tunnel driving[J]. Bulletin of Engineering Geology & the Environment, 2012, **71**(4): 721 - 733.
- [25] 朱 伟. 隧道标准规范(盾构篇)及解说[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2001. (ZHU Wei. Japanese Standards for the Shield Tunnel[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2001. (in Chinese))
- [26] 蔡兵华, 李忠超, 余守龙, 等. 土压平衡盾构施工中红黏土土体改良试验研究[J]. 现代隧道技术, 2019, **56**(5): 218 - 227. (CAI Bin-hua, LI Zhong-chao, YU Shou-long, et al. Experimental study on red clay conditioning for EPB shield tunnelling[J]. Modern Tunnelling Technology, 2019, **56**(5): 218 - 227. (in Chinese))
- [27] 万伦来, 王立平. 统计学原理与应用[M]. 北京: 清华大学出版社, 2013. (WANG Lun-lai, WANG Li-ping. Principles and Applications of Statistics[M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2013. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202009010

基于数字钻进技术的岩石强度参数测定试验研究

王玉杰¹, 余磊^{1, 2, 3}, 赵宇飞¹, 曹瑞琅¹

(1. 中国水利水电科学研究院岩土工程研究所, 北京 100048; 2. 省部共建西北旱区生态水利国家重点实验室(西安理工大学), 陕西 西安 710048; 3. 天津大学水利工程仿真与安全国家重点实验室, 天津 300072)

摘要: 快速准确地超前获取岩体力学参数是指导岩体工程安全施工的重要前提。利用自主研发的多功能数字钻进测试系统, 进行了不同强度等级完整试样的室内数字钻进试验及单轴压缩试验研究。根据试验分析结果, 基于岩石研磨钻进过程中金刚石钻头的受力特点, 利用力学极限平衡与能量守恒原理, 定义并推导出了岩石单位体积研磨能的理论解, 获得了数字钻进参数与岩石单位体积研磨能的数学方程式, 进而建立了岩石数字钻进参数与单轴抗压强度的定量关系, 即 RDP- R_c 预测模型, 并进一步验证了该模型的可行性与有效性。研究方法的结果可以为工程岩体强度参数的实时原位测定提供一种新的途径。

关键词: 单轴抗压强度; 数字钻进技术; 钻进参数; 单位体积研磨能; 测定方法

中图分类号: TU452

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)09-1659-10

作者简介: 王玉杰(1974—), 男, 博士, 教授级高级工程师, 主要从事岩石力学理论与实验等方面的研究工作。E-mail: wangyj@iwhr.com。

Experimental study on measurement of rock strength parameters based on digital drilling technology

WANG Yu-jie¹, SHE Lei^{1, 2, 3}, ZHAO Yu-fei¹, CAO Rui-lang¹

(1. Department of Geotechnical Engineering, China Institute of Water Resources and Hydropower Research, Beijing 100048, China;

2. State Key Laboratory of Eco-hydraulics in Northwest Arid Region of China (Xi'an University of Technology), Xi'an 710048, China;

3. State Key Laboratory of Hydraulic Engineering Simulation and Safety, Tianjin University, Tianjin 300072, China)

Abstract: Quick and accurate advance acquisition of mechanical parameters of rock mass is an important prerequisite for guiding the safe construction of rock mass engineering. Using the self-developed multi-functional digital drilling test system, the indoor digital drilling tests and uniaxial compression tests on complete samples with different strength grades are carried out. Based on the test results and according to the stress characteristics of diamond bit in rock grinding drilling process, the theoretical solution to the rock grinding energy per unit volume is defined and deduced by using the force limit equilibrium and the energy conservation principle. The mathematical equation for digital drilling parameters and grinding energy per unit volume of rock is obtained, and the quantitative relationship between rock digital drilling parameters and uniaxial compressive strength is established, namely RDP- R_c prediction model, and the feasibility and validity of the model are further verified. The research methods and results can provide a new way for the real-time in-situ measurement of strength parameters of rock mass.

Key words: uniaxial compressive strength; digital drilling technology; drilling parameter; grinding energy per unit volume; determination method

0 引言

钻孔是岩土工程领域重要的勘探手段。如何快速、准确地超前获取岩土体力学参数是指导岩土工程安全施工的重要前提^[1]。行业内通常的做法是通过现场钻孔取芯运输至实验室直接进行相应的单轴或三轴试验, 得到岩体的强度特征^[2]。此外, 利用间接的测试方法, 如钻孔声波、钻孔压水、钻孔弹性模量、跨孔CT等方法也能够了解钻孔周围岩体的力学特性^[3]。但

这些原位测试手段都是通过间接的手段来了解岩土体的物理力学性能, 并存在周期长、成本高、测量滞后等问题, 无法实现岩体力学参数的真正实时原位测试^[4]。

基金项目: 国家重点研发计划项目(2016YFC0401801); 国家自然科学基金项目(51709282, 51674058); 中国水利院科研专项项目(GE0145B542017, GE0145B092020)

收稿日期: 2019-11-11

*通信作者(E-mail: shelai187@163.com)

事实上, 钻孔勘探就是在岩土体内部进行的一种原位剪切和扭转试验, 通过记录和分析钻孔过程产生的大量钻进信息, 可以有效地掌握钻孔周围岩土体的物理力学特性。然而, 目前工程勘探中的钻孔更多地是为了施工需求, 没有充分地利用钻进参数去评价岩体的工程力学特性。

数字钻进测试技术^[5]是一种高效的原位测试方法, 能够全面、连续和准确地实时获取岩体钻进过程中的转速、扭矩、钻进压力与钻进速度等随钻参数信息, 已成为了国内外学者的重点研究对象。最早 Gui 等^[6]利用 MWD 监测数据, 进行了地质勘察中的界面识别与地层质量划分。随后 Sugawara 等^[7]和 Yue 等^[8]通过改进 MWD (measure while drilling), 研发了钻孔全过程监测仪 (drilling process monitoring, DPM), 得到了同一型号钻机在连续介质中进行钻孔, 钻进速度是常数的结论。谭卓英等^[9-10]基于不同花岗岩地基的 DPM 钻进试验结果, 建立了钻进比功参数与岩层分区、岩石风化程度之间的相互关系, 并利用钻进参数对围岩进行识别与分级。与此同时, 大量的现场和室内数字钻进测试研究结果表明^[11-12], 岩石钻进过程中的随钻参数与其力学参数具有密切的相关性。He 等^[13]通过现场“XCY-1”岩体力学参数触探仪, 建立了旋切触探过程中随钻参数与岩体力学参数的数学关系, 实现了部分土体与软岩力学参数的测定。Huang 等^[14]和 Mostofi 等^[15]根据现场和室内试验数据结果得到了随钻参数与岩石单轴抗压强度的经验公式。Kalantari 等^[16]利用阻力极限平衡分析模型, 通过钻进参数对岩石单轴抗压强度进行了估算。Wang 等^[4]提出单位切削能, 得到了随钻参数与岩石强度特性之间的数学关系式。

实际上, 上述研究进展的核心思想首先是确定钻进速度, 再在此基础上探讨钻进参数与岩土体力学特性之间的相关关系。岳中琦^[17]首次改进了基于钻孔过程获得钻进速度的常规计算方法, 即通过剔除钻进过程不正常的位移记录值, 计算出净钻进深度所需要的钻进时间, 从而得到了真正意义上的钻进速度, 并基于此开展了钻进参数预测岩体力学特性等方面的研究。但可以很容易地了解到, 即使按上述定义的钻进速度, 对同一性质的岩土体来说也不是常数, 而是与钻进的压力、功率及档位密切相关的一个变量, 那么在此基础上进行的岩体质量评价和围岩分类也存在一定的局限性^[18]。因此, 探索基于岳中琦^[17]定义的钻进速度上具有普适性的数字钻进参数与岩体质量之间的定量表征方法就显得尤为重要, 从而可以真正地推动数字钻进技术在岩体质量评价与地层划分等领域的应用。

本文基于已有研究基础^[18], 利用自主研发的多功

能数字钻进设备与测试系统, 进行了不同类型试样的室内钻孔试验与单轴压缩试验研究。根据岩石研磨钻进过程中金刚石钻头的受力特点, 利用能量分析方法, 修改了钻进比能的概念, 定义并推导出了岩石单位体积研磨能的理论解。同时, 基于试验分析结果, 建立了数字钻进参数与岩石单位体积研磨能的数学关系式, 进而获得了 RDP- R_c 模型, 并对模型进行了评价。

1 试验内容与方法

1.1 试验设备

基于岩石实际钻进过程的力学机制, 自主研发了多功能数字钻进测试系统^[19], 如图 1 所示。



图 1 多功能数字钻进测试系统

Fig. 1 Multi-function digital drilling test system

数字钻进试验主要通过多功能数字钻进测试系统实现。该系统主要分为伺服钻进系统、气压加载系统以及数据监测采集系统三部分, 其中伺服电机能够提供最大转速 1250 r/min, 最大扭矩 20 N·m; 压力室可提供最大钻进压强 17 MPa; 试验台可装载长×宽×高=80 mm×80 mm×150 mm 以下的任意尺寸试样进行钻孔。试验过程中的钻进压强、钻进位移、转速和扭矩等参数均由高精度传感器监控与采集, 并记录其随时间变化的钻进全过程。此外, 钻进系统可同时对转速与钻进压强参数进行调节与控制, 实现了“恒转速—恒钻进压强”的试验加载模式。本次试验选用标准金刚石实心钻头, 直径为 15 mm, 有效钻进深度为 25 mm, 如图 2 所示。



图 2 标准金刚石实心钻头示意图

Fig. 2 Schematic diagram of standard diamond solid bit

单轴压缩试验采用中国水利水电科学研究院

WAW-600 型微机控制电液伺服万能试验机,其最大输出载荷可达到 600 kN。通过位移控制加速率,按照国际岩石力学学会试验规范 ISRM^[20]建议的方法开展强度测试。

1.2 试验材料

试验采用的材料为岩石和砂浆试样,岩样取自云南德厚水库坝区右岸下层灌浆平洞先导孔 YXQ300 和 YXQ304, 以及库区 II 标防渗帷幕轴线上的先导孔 KII231、KII237 和 KII243, 其中 YXQ304、KII231 和 KII237 为灰岩, YXQ300 和 KII243 为花岗岩; 砂浆试样是通过实验室按 3 种不同强度等级进行配比浇筑并养护而成, 配比参数见表 1。本文所有试验选用的试样尺寸均制作为 $\Phi 50\text{ mm}\times 100\text{ mm}$ 的标准圆柱体。试验部分试样如图 3 所示。

1.3 方案设计

数字钻进试验包括初步探讨性试验与系统研究性试验。初步探讨性试验主要是研究随钻参数之间的响应关系, 该试验共选取 48 个试样, 每种类型各 6 个, 其中砂浆试样 M10、M15 与 M20 分别编号为 $J_1\sim J_6$ 、 $S_1\sim S_6$ 、 $I_1\sim I_6$; 岩石试样 KII231、KII237、KII243、YXQ300 与 YXQ304 分别编号为 $K_1\sim K_6$ 、 $L_1\sim L_6$ 、 $X_1\sim X_6$ 、 $Y_1\sim Y_6$ 及 $T_1\sim T_6$ 。系统研究性试验目的是通过初步探讨性试验分析结果, 进一步揭示数字钻进参数与岩石强度特性的数学关系, 该试验共选取 34 个试样, 其中砂浆试样共 15 个, 每个强度等级各 5 个, 编号为 $A_1\sim A_{15}$; 岩石试样共 19 个, 其中灰岩 11 个, 编号为 $D_1\sim D_{11}$, 花岗岩 8 个, 编号为 $H_1\sim H_8$ 。基于各阶段数字钻进试验目的, 结合钻进测试系统的参数调节与控制模式特点, 可对各阶段钻进试验方案中的转速 n 与钻进压强 F 进行参数取值设计, 分别见表 2 和表 3。

表 1 不同强度等级砂浆配比参数

| Table 1 Ratio parameters of mortar with different strength grades | | | |
|---|--------------------------|---------------------------|-------------------------|
| 砂浆强度等级 | 水泥/(kg·m ⁻³) | 标准砂/(kg·m ⁻³) | 水/(kg·m ⁻³) |
| M10 | 275 | | |
| M15 | 310 | 1450 | 300 |
| M20 | 370 | | |

注: 水泥强度等级均为 42.5。

针对上述用于数字钻进试验的每个试样, 还需另外准备 3 个相同的试样进行单轴压缩试验, 通过计算测试值的平均值得到该组试样的单轴抗压强度 R_c 值。基于系统研究性试验中的 34 组岩石及砂浆试样, 任选 8 组灰岩、6 组花岗岩及 12 组不同强度等级的砂浆, 满足每个强度等级 4 组试样进行数字钻进试验, 用于建立岩石数字钻进参数 (RDP) 与岩石单轴抗压强度 (R_c) 的数学关系式, 以获得 RDP- R_c 关系模型。同

时, 通过剩余的 3 组砂浆、3 组灰岩及 2 组花岗岩试件, 对 RDP- R_c 关系模型进行有效性验证。

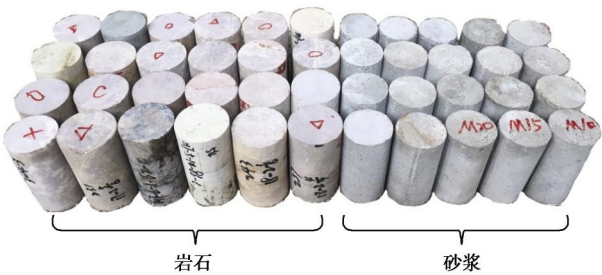
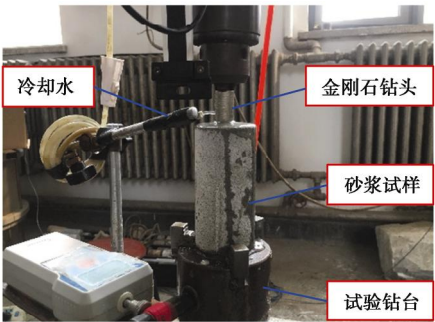


图 3 试验部分试样

Fig. 3 Part samples of drilling tests

此外, 为了有效控制试验过程中金刚石钻头磨损和排渣效果等因素的影响, 所有钻进试验方案中的钻头在未有明显磨损时进行更换, 同时, 由于钻进时间较短, 孔深较浅 (一般为 5~10 mm), 则钻头磨损对测试结果的影响基本可以消除。其次, 通过在测试过程中保持冷却水的流量和温度恒定, 可以适当减少冲洗液对测试结果的影响。数字钻进试验过程如图 4 所示。



(a) 钻进试验过程中的试样



(b) 钻进试验完成后的部分试样

图 4 数字钻进试验过程

Fig. 4 Process of digital drilling tests

2 试验结果与分析

2.1 钻进参数结果测定

根据试验设计方案开展多功能数字钻进试验, 试验采用调节钻进压强 F 和转速 n , 监测钻进深度 S 、钻进压强 F 、转速 n 及扭矩 M 控制模式。以系统研究性钻进试验方案中试样 D_6 的典型试验数据为例, 得到的数字钻进参数与钻进时间关系曲线如图 5~8 所示。图 5 为钻进深度 S 随钻进时间 t 的变化曲线, 当钻头刚

侵入试样表面时, 钻进速度 v 较小, 随钻头侵入一定深度后, 钻进速度 v 基本维持在恒定值 0.396 mm/min。

由图 6 可知, 在钻头未接触到试件前, 钻进压强 F 较小, 接触试件后, F 在较小的 t 内急剧上升, 当入孔具有一定深度时, 随着 t 的增加, F 基本稳定在设定值附近小幅度上下波动; 从图 7 可以看出 n 基本维持在 425 r/min。由此可见, 试验控制参数 F 和 n 恒定状态良好, 满足试验要求。图 8 为钻进过程中监测到的扭矩 M 随净钻进时间 t 变化曲线, 变化规律与钻进压强 F 相似, 呈现出急剧上升阶段和稳定阶段。

利用数字钻进参数变化曲线, 可以计算出该试样的钻进压强 F 和扭矩 M 测定值, 且其测定方法相同。以钻进压强 F 为例, 在钻头未接触到试样之前, 其初始压强记为 F_a , 而达到稳定阶段后的钻进压强平均值记为 F_m , 则试样的钻进压强试验值为 $F=F_m-F_a$ 。由图 6 中的曲线可知: $F_a=0.53$ MPa, $F_m=7.33$ MPa, 则 $F=F_m-F_a=6.8$ MPa。因此, 通过对钻进参数结果的有效测定, 可得到数字钻进试验每个试样的随钻参数测定值, 则各阶段钻进试验相关参数 n , F , M , v 和 R_c 计算结果分别见表 2 和表 3。

表 2 初步探讨性数字钻进试验相关参数

Table 2 Related parameters of preliminary exploratory digital drilling tests

| 试样类型 | 编号 | 转速 $n/(\text{r}\cdot\text{min}^{-1})$ | 钻进压强 F/MPa | 扭矩 $M/(\text{N}\cdot\text{m})$ | 钻进速度 $v/(\text{mm}\cdot\text{min}^{-1})$ | R_c /MPa | \bar{R}_c /MPa | 最优钻进速度 $v'/(\text{mm}\cdot\text{min}^{-1})$ |
|--------|----------------|--|------------------------|-----------------------------------|---|---------------|---------------------|--|
| M10 | J ₁ | 425 | 2.72 | 0.271 | 1.368 | 3.84 | 4.82 | 2.81 |
| | J ₂ | 425 | 3.74 | 0.554 | 2.058 | 4.85 | | |
| | J ₃ | 425 | 4.76 | 0.812 | 2.706 | 5.43 | | |
| | J ₄ | 425 | 5.78 | 1.013 | 2.724 | 4.96 | | |
| | J ₅ | 425 | 6.8 | 1.148 | 2.376 | 5.12 | | |
| | J ₆ | 425 | 7.82 | 1.238 | 2.202 | 4.74 | | |
| M15 | S ₁ | 425 | 2.72 | 0.762 | 1.14 | 13.22 | 14.29 | 3.03 |
| | S ₂ | 425 | 3.74 | 1.024 | 1.644 | 14.67 | | |
| | S ₃ | 425 | 4.76 | 1.318 | 2.322 | 14.83 | | |
| | S ₄ | 425 | 5.78 | 1.634 | 2.952 | 15.06 | | |
| | S ₅ | 425 | 6.8 | 1.962 | 2.688 | 14.24 | | |
| | S ₆ | 425 | 7.82 | 1.953 | 2.538 | 13.71 | | |
| M20 | I ₁ | 425 | 2.72 | 1.094 | 0.882 | 19.68 | 19.71 | 3.35 |
| | I ₂ | 425 | 3.74 | 1.708 | 1.278 | 20.46 | | |
| | I ₃ | 425 | 4.76 | 2.238 | 1.878 | 18.74 | | |
| | I ₄ | 425 | 5.78 | 2.613 | 2.616 | 18.62 | | |
| | I ₅ | 425 | 6.8 | 2.961 | 3.306 | 20.91 | | |
| | I ₆ | 425 | 7.82 | 3.023 | 2.874 | 19.87 | | |
| KII231 | K ₁ | 425 | 2.72 | 0.932 | 0.648 | 86.93 | 98.42 | 1.36 |
| | K ₂ | 425 | 3.74 | 0.854 | 0.93 | 118.46 | | |
| | K ₃ | 425 | 4.76 | 1.195 | 1.116 | 109.14 | | |
| | K ₄ | 425 | 5.78 | 1.481 | 1.308 | 96.62 | | |
| | K ₅ | 425 | 6.8 | 1.654 | 1.35 | 92.14 | | |
| | K ₆ | 425 | 7.82 | 1.843 | 1.142 | 87.25 | | |
| KII237 | L ₁ | 425 | 2.72 | 0.096 | 0.192 | 38.97 | 56.78 | 0.42 |
| | L ₂ | 425 | 3.74 | 0.138 | 0.258 | 61.34 | | |
| | L ₃ | 425 | 4.76 | 0.165 | 0.336 | 56.25 | | |
| | L ₄ | 425 | 5.78 | 0.213 | 0.391 | 68.46 | | |
| | L ₅ | 425 | 6.8 | 0.432 | 0.348 | 35.75 | | |
| | L ₆ | 425 | 7.82 | 0.564 | 0.288 | 79.87 | | |
| KII243 | X ₁ | 425 | 2.72 | 0.987 | 0.954 | 134.57 | 158.51 | 2.92 |
| | X ₂ | 425 | 3.74 | 1.345 | 1.554 | 157.46 | | |
| | X ₃ | 425 | 4.76 | 1.867 | 2.184 | 164.75 | | |
| | X ₄ | 425 | 5.78 | 2.314 | 2.886 | 167.64 | | |
| | X ₅ | 425 | 6.8 | 2.542 | 2.838 | 171.43 | | |
| | X ₆ | 425 | 7.82 | 2.713 | 2.346 | 155.18 | | |
| YXQ300 | Y ₁ | 425 | 2.72 | 0.823 | 0.804 | 114.63 | 113.68 | 2.37 |
| | Y ₂ | 425 | 3.74 | 1.125 | 1.176 | 106.82 | | |
| | Y ₃ | 425 | 4.76 | 1.438 | 1.656 | 127.46 | | |
| | Y ₄ | 425 | 5.78 | 1.756 | 2.22 | 102.42 | | |
| | Y ₅ | 425 | 6.8 | 2.013 | 2.31 | 132.02 | | |
| | Y ₆ | 425 | 7.82 | 2.234 | 1.974 | 98.74 | | |
| YXQ304 | T ₁ | 425 | 2.72 | 0.712 | 0.522 | 92.14 | 102.63 | 2.14 |
| | T ₂ | 425 | 3.74 | 1.275 | 1.302 | 110.14 | | |
| | T ₃ | 425 | 4.76 | 1.578 | 1.872 | 122.45 | | |
| | T ₄ | 425 | 5.78 | 1.982 | 2.082 | 98.28 | | |
| | T ₅ | 425 | 6.8 | 2.176 | 1.803 | 83.85 | | |
| | T ₆ | 425 | 7.82 | 2.304 | 1.554 | 108.94 | | |

表 3 系统研究性数字钻进试验相关参数

| Table 3 Related parameters of systematic research digital drilling tests | | | | | | |
|--|-----------------|---------------------------------------|---------------------|--------------------------------|--|------------------|
| 试样类型 | 编号 | 转速 $n/(\text{r}\cdot\text{min}^{-1})$ | 钻进压强 F/MPa | 扭矩 $M/(\text{N}\cdot\text{m})$ | 钻进速度 $v/(\text{mm}\cdot\text{min}^{-1})$ | R_c/MPa |
| M10 | A ₁ | 252 | 2.72 | 0.615 | 1.098 | 4.21 |
| | A ₂ | 252 | 3.74 | 0.948 | 1.59 | 5.25 |
| | A ₃ | 252 | 4.76 | 1.184 | 2.136 | 3.10 |
| | A ₄ | 425 | 2.72 | 0.42 | 1.368 | 3.16 |
| | A ₅ | 425 | 3.74 | 0.655 | 1.878 | 3.91 |
| M15 | B ₁ | 252 | 2.72 | 0.904 | 0.78 | 15.42 |
| | B ₂ | 252 | 3.74 | 1.475 | 1.29 | 16.24 |
| | B ₃ | 252 | 4.76 | 1.813 | 1.728 | 14.05 |
| | B ₄ | 425 | 3.74 | 1.158 | 1.584 | 15.68 |
| | B ₅ | 425 | 4.76 | 1.418 | 2.322 | 13.59 |
| M20 | C ₁ | 252 | 3.74 | 1.99 | 1.104 | 19.78 |
| | C ₂ | 252 | 4.76 | 2.496 | 1.446 | 21.24 |
| | C ₃ | 425 | 2.72 | 0.81 | 0.882 | 18.92 |
| | C ₄ | 425 | 3.74 | 1.308 | 1.458 | 17.63 |
| | C ₅ | 425 | 4.76 | 1.938 | 1.998 | 20.12 |
| 灰岩 | D ₁ | 252 | 4.76 | 0.78 | 0.186 | 47.89 |
| | D ₂ | 252 | 6.8 | 3.604 | 1.302 | 47.53 |
| | D ₃ | 252 | 7.82 | 4.485 | 1.032 | 58.31 |
| | D ₄ | 425 | 3.74 | 0.953 | 0.258 | 92.23 |
| | D ₅ | 425 | 5.78 | 1.643 | 0.39 | 88.35 |
| | D ₆ | 425 | 6.8 | 1.838 | 0.396 | 122.54 |
| | D ₇ | 425 | 7.82 | 2.063 | 0.462 | 100.78 |
| | D ₈ | 721 | 4.76 | 4.853 | 2.478 | 68.34 |
| | D ₉ | 721 | 5.78 | 3.248 | 2.406 | 68.73 |
| | D ₁₀ | 721 | 6.8 | 6.78 | 2.952 | 119.8 |
| | D ₁₁ | 721 | 7.82 | 3.248 | 2.076 | 85.33 |
| 花岗岩 | H ₁ | 252 | 5.78 | 4.3 | 0.618 | 91.36 |
| | H ₂ | 425 | 4.76 | 3.548 | 0.81 | 148.75 |
| | H ₃ | 425 | 5.78 | 4.546 | 0.978 | 121.27 |
| | H ₄ | 425 | 6.8 | 5.18 | 1.068 | 164.14 |
| | H ₅ | 721 | 5.78 | 4.398 | 1.428 | 175.46 |
| | H ₆ | 721 | 6.8 | 4.887 | 1.506 | 194.58 |
| | H ₇ | 721 | 7.82 | 4.52 | 1.386 | 186.32 |
| | H ₈ | 1035 | 6.8 | 3.278 | 1.344 | 136.43 |

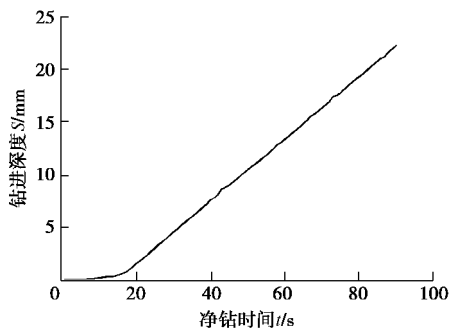


图 5 试样 D₆ 的钻进深度随时间变化曲线
Fig. 5 Drilling depth-time curve for sample D₆

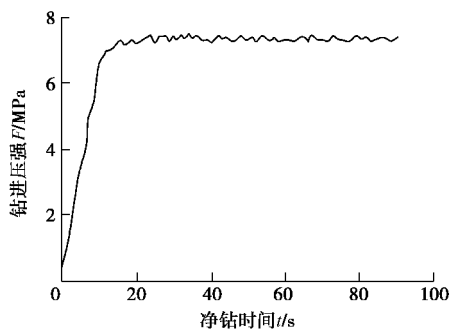


图 6 试样 D₆ 的钻进压强随时间变化曲线
Fig. 6 Drilling pressure-time curve for sample D₆

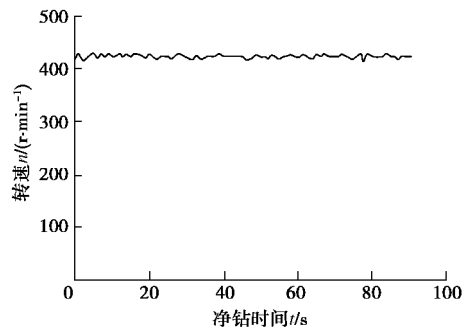


图 7 试样 D₆ 的转速随时间变化曲线
Fig. 7 Change of rotation speed of sample D₆ with time

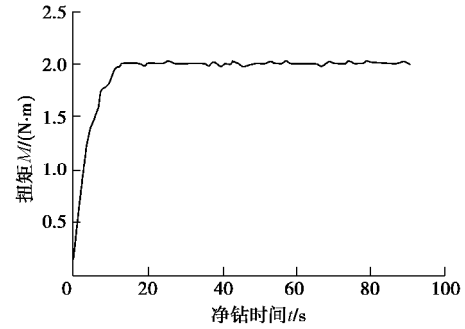


图 8 试样 D₆ 的扭矩随时间变化曲线
Fig. 8 Rotation torque-time curve for sample D₆

2.2 钻进参数之间的相关性分析

为了研究数字钻进试验过程中不同参数之间的相互关系,以钻进速度 v 和钻进压强 F 为例,对初步探讨性钻进试验数据结果进行相关性分析,得到不同强度等级条件下钻进速度 v 与钻进压强 F 的变化曲线,如图 9 所示。

由图 9 分析可知,在相同钻进条件下,对于同种类型的试样,钻进速度会随钻进压强的改变而变化,并且会出现峰值,即最优钻进速度,且不同强度等级试样的最优钻进速度值具有差异性,分析结果见表 2。

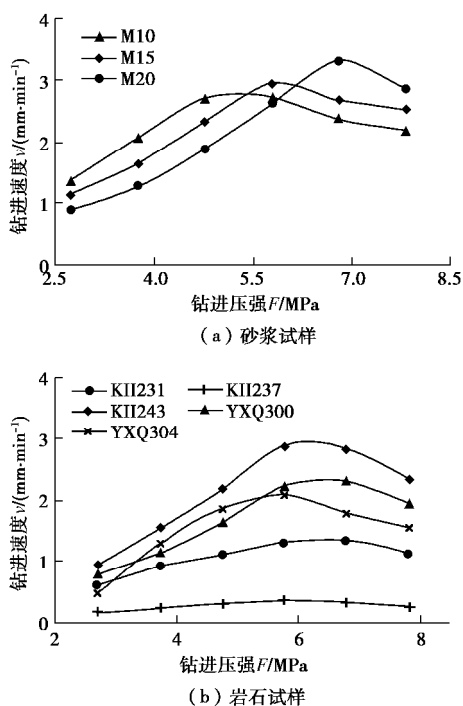


图 9 不同强度等级下钻进速度随钻进压强变化曲线

Fig. 9 Curves of drilling speed with drilling pressure under different strength grades

基于此,对不同类型试样的平均单轴抗压强度 \bar{R}_c 与其最优钻进速度 v' 进行相关性分析,拟合结果如图 10 所示。

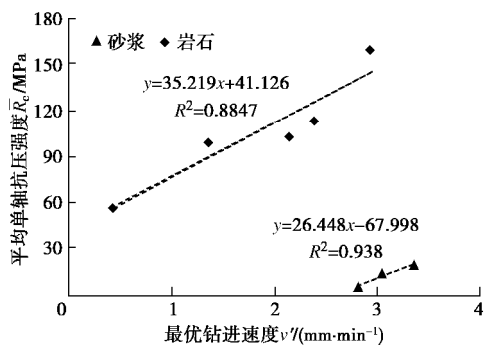


图 10 单轴抗压强度与最优钻进速度的拟合曲线

Fig. 10 Fitting curves of uniaxial compressive strength and optimal drilling speed

从图 10 可以看出,平均单轴抗压强度 \bar{R}_c 与最优钻进速度 v' 之间具有显著的正相关性。综合可知,在数字钻进实际过程中,岩石钻进参数与其强度特性之间具有密切的联系。因此,本文从力学和能量角度进一步深入研究数字钻进参数与岩石强度参数的响应关系。

2.3 岩石钻进过程能量分析

(1) 岩石单位体积研磨能

岩石钻进过程的实质是通过金刚石钻头侵入岩石以达到破岩的目的,该过程不仅包括金刚石钻头在钻机动力系统提供的轴向压力和扭矩力作用下对岩石的压碎与切削破坏,还存在钻头表面与岩石接触面之间的摩擦力作用下造成的磨损破坏。基于此,本文对岩石研磨钻进过程中的金刚石实心钻头进行受力分析,如图 11 所示。

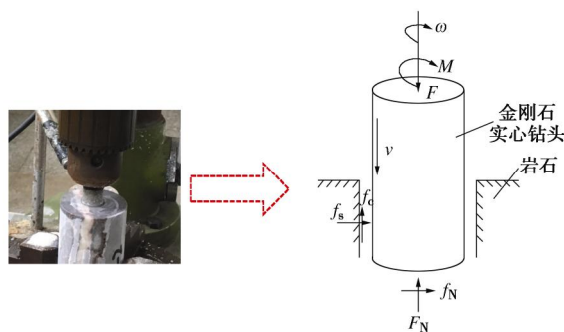


图 11 标准金刚石实心钻头受力分析示意图

Fig. 11 Diagram of force analysis for standard diamond solid bit

根据上述金刚石实心钻头破坏岩石的受力分析可知,钻进系统做功主要有压力功 W_F 和扭矩功 W_M ,忽略钻头破岩过程产生的声能、热能及振动能等能量,则钻进过程消耗的总能量一部分为提供给岩石研磨破坏时所需要的能量 E_c ,另一部分则是钻头和孔底之间的摩擦力所耗散的能量 E_F 。基于此,利用能量分析方法,可得到岩石研磨钻进过程的能量方程,即

$$W_F + W_M = E_c + E_F \quad (1)$$

系统提供的钻进压力做功 W_F 为

$$W_F = Fvt \quad (2)$$

系统提供的扭矩做功 W_M 为

$$W_M = 2\pi nMt \quad (3)$$

式中, n 为钻头转速, M 为钻头所受扭矩, t 为钻进时间。

钻头与孔底摩擦消耗的能量 E_F 包括钻头底部摩擦所消耗的能量 E_d 、钻头侧向摩擦所消耗的能量 E_m 以及钻头克服水的黏滞阻力所消耗的能量 E_s 。

钻头底面摩擦所消耗的能量 E_d 为

$$E_d = 2\pi n m_d F t \int_0^R r dr = \pi n m_d F R^2 t \quad (4)$$

式中, m_d 为钻头底部与岩石的摩擦系数, 取 0.21, R 为金刚石钻头半径。

钻头侧向摩擦所消耗的能量 E_m 为

$$E_m = 2\pi R n m_c K_c F t, \quad (5)$$

式中 m_c 为岩石接触面与钻头相互之间的侧向摩擦因子, 取 0.2^[4]; K_c 为轴向压力的侧向转换因子, 该因子主要由钻头材料或被破坏岩石的性质决定, 考虑到金刚石钻头可看作为刚性材料, 侧向转换因子根据岩石的泊松比计算, 则 $K_c = \frac{n}{1-n}$, 本文取 0.23。

钻头与水之间的黏滞阻力消耗的能量 E_s 包括钻头轴向摩擦消耗的能量 E_a 和钻头环向摩擦消耗的能量 E_h , 则有

$$E_a = N_a v t, \quad (6)$$

$$E_h = \pi n R N_h t. \quad (7)$$

然而, 在实际研磨钻进过程中, 考虑到钻进速度极小, 则冷却水造成的轴向黏滞阻力可以不作考虑。此外, 由于冷却水沿钻头径向的速度梯度较小, 可视冷却水做等线速运动, 并认为其获得钻头表面的边缘速度^[18]。因此, 通过钻头与冷却水相对旋转运动引起的环向黏滞阻力消耗的能量 E_h 将全部转化为冷却水的动能 E_k , 则根据能量守恒原理可得

$$E_k = E_h = \frac{1}{2} m v_h^2 = \frac{1}{8} r \pi^3 n^2 R^4 v t, \quad (8)$$

综合可得, 岩石研磨破碎所需能量 E_C 为

$$\begin{aligned} E_C &= W_M + W_F - (E_d + E_m + E_a + E_h) \\ &\approx W_M + W_F - (E_d + E_m + E_k) \\ &\approx \pi n t \left(2M - m_d F R^2 - \frac{2m_c n F R}{1-n} - \frac{r n v \pi^2 R^4}{8} \right) + F v t. \end{aligned} \quad (9)$$

通过定义岩石单位体积研磨能 h_e , 反映金刚石钻头研磨破坏单位体积岩石所需要的能量, 则 h_e 为

$$\begin{aligned} h_e &= \frac{E_C}{\pi R^2 v t} \\ &= \frac{n(2M - m_d F R^2)}{\pi R^2} - \frac{2n m_c n F}{R(1-n)v} - \frac{r \pi^2 R^2 n^2}{8} + \frac{F}{\pi R^2}. \end{aligned} \quad (10)$$

(2) 钻进能量分析

通过对金刚石钻进破坏岩石过程的理论推导, 将表 3 中用于建立 RDP- R_c 关系模型的每个试样的随钻参数代入上述各能量方程式, 可以计算得到该试样数字研磨钻进过程中的各钻进能量值, 计算结果见表 4。

由表 4 分析可知, 在数字钻进试验过程中, 扭矩功占系统输入总能量的 99%, 轴力功平均只有总能量的 1%。钻头底面摩擦消耗的能量和钻头克服液体黏滞阻力所消耗的能量相对于输入总能量可以忽略不计, 而钻头侧面摩擦消耗的能量数值偏大, 则试验结果与实际钻进过程相符合。

3 RDP- R_c 模型建立及验证

3.1 RDP- R_c 模型建立

结合表 3 与表 4 中的 26 组试样对应的岩石单轴抗压强度 R_c 及岩石单位研磨能 h_e 计算结果, 建立 R_c 与 h_e 之间的数学关系。将 x 轴设置为 η_e 值, y 轴设置为 R_c 值, 并对 R_c 和 h_e 值的关系散点图进行绘制, 结果如图 12 所示。

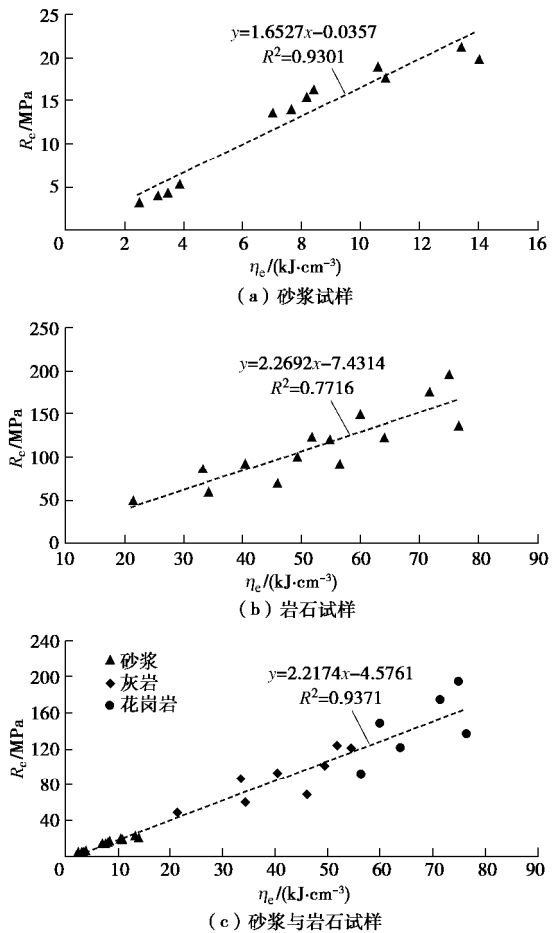


图 12 R_c 与 η_e 关系曲线图

Fig. 12 Relationship between R_c and η_e

从图 12 可以看出, 对于砂浆试样而言, 相关系数 $R^2=0.9301$, 表明拟合度很好; 针对岩石试样, 相关系数 $R^2=0.7716$, 说明拟合度一般; 而结合砂浆与岩石试样分析, 相关系数 $R^2=0.9371$, 反映了拟合度极好。由此可见, R_c 与 h_e 之间具有显著的线性相关性, 相关系数基本超过 90%, R_c 随 h_e 增大而增加。

根据图 12 (c) 中 R_c 与 h_e 拟合的最佳关系曲线, 可得到 η_e 与单轴抗压强度预测值 R_{η_e} 之间的数学关系式:

$$R_{\eta_e} = 2.2174 h_e - 4.5761. \quad (11)$$

基于研磨钻进能量分析结果, 对式 (10) 进行简化后得

表 4 数字钻进过程钻进能量计算结果

| Table 4 Calculated results of drilling energy of digital drilling process | | | | | | | |
|---|-----------------|--------------------------|-----------------|--------------------------|--------------------------|---------------------------|---|
| 试样类型 | 编号 | 轴力功 | 扭矩功 | 底面摩擦耗能量 | 侧面摩擦耗能量 | 水动能 | 单位体积研磨能 |
| | | $W_F/10^{-5} \text{ kJ}$ | W_M/kJ | $E_d/10^{-4} \text{ kJ}$ | $E_c/10^{-2} \text{ kJ}$ | $E_k/10^{-13} \text{ kJ}$ | $\eta_e/(\text{kJ}\cdot\text{cm}^{-3})$ |
| M10 | A ₁ | 0.88 | 0.016 | 0.75 | 0.50 | 0.47 | 3.454 |
| | A ₂ | 1.75 | 0.025 | 1.03 | 0.69 | 0.37 | 3.855 |
| | A ₄ | 1.10 | 0.019 | 1.26 | 0.84 | 0.40 | 2.520 |
| | A ₅ | 2.07 | 0.029 | 1.74 | 1.16 | 0.41 | 3.149 |
| M15 | A ₆ | 0.63 | 0.024 | 0.75 | 0.50 | 0.89 | 8.175 |
| | A ₇ | 1.42 | 0.039 | 1.03 | 0.69 | 0.87 | 8.414 |
| | A ₈ | 2.42 | 0.048 | 1.31 | 0.87 | 1.06 | 7.660 |
| | A ₁₀ | 3.26 | 0.063 | 2.21 | 1.47 | 0.33 | 7.042 |
| M20 | A ₁₁ | 1.22 | 0.053 | 1.03 | 0.69 | 0.29 | 14.011 |
| | A ₁₂ | 2.03 | 0.066 | 1.31 | 0.87 | 0.35 | 13.388 |
| | A ₁₃ | 0.71 | 0.036 | 1.26 | 0.84 | 1.15 | 10.589 |
| | A ₁₄ | 1.61 | 0.058 | 1.74 | 1.16 | 1.46 | 10.817 |
| 灰岩 | D ₁ | 0.26 | 0.021 | 1.31 | 0.87 | 0.49 | 21.385 |
| | D ₃ | 2.38 | 0.118 | 2.15 | 1.44 | 0.84 | 34.152 |
| | D ₄ | 0.28 | 0.042 | 1.74 | 1.16 | 3.03 | 40.321 |
| | D ₆ | 0.79 | 0.082 | 3.16 | 2.11 | 2.66 | 51.799 |
| | D ₇ | 1.06 | 0.092 | 3.63 | 2.42 | 2.61 | 49.404 |
| | D ₈ | 4.22 | 0.366 | 4.56 | 3.04 | 5.92 | 45.978 |
| | D ₁₀ | 5.91 | 0.512 | 5.36 | 3.57 | 7.72 | 54.715 |
| | D ₁₁ | 4.78 | 0.245 | 6.16 | 1.11 | 4.95 | 33.290 |
| 花岗岩 | H ₁ | 1.05 | 0.113 | 1.59 | 1.06 | 1.03 | 56.430 |
| | H ₂ | 1.14 | 0.158 | 2.21 | 1.47 | 2.56 | 59.995 |
| | H ₃ | 1.67 | 0.202 | 2.69 | 1.79 | 3.42 | 63.938 |
| | H ₅ | 2.43 | 0.332 | 4.56 | 3.04 | 5.63 | 71.631 |
| | H ₆ | 3.02 | 0.369 | 5.36 | 3.57 | 6.87 | 75.020 |
| | H ₈ | 2.69 | 0.355 | 7.69 | 5.13 | 8.25 | 76.612 |

表 5 RDP- R_c 模型验证相关试验参数

| Table 5 Parameters for RDP- R_c model verification related tests | | | | | | | |
|--|-----------------|---------------------------------------|---------------------|--------------------------------|--|------------------|-------------------------|
| 试样类型 | 编号 | 转速 $n/(\text{r}\cdot\text{min}^{-1})$ | 钻进压强 F/MPa | 扭矩 $M/(\text{N}\cdot\text{m})$ | 钻进速度 $v/(\text{mm}\cdot\text{min}^{-1})$ | R_c/MPa | $R_{\eta c}/\text{MPa}$ |
| M10 | A ₃ | 252 | 4.76 | 1.184 | 2.136 | 3.10 | 2.66 |
| M15 | A ₉ | 425 | 3.74 | 1.158 | 1.584 | 15.68 | 14.33 |
| M20 | A ₁₅ | 425 | 4.76 | 1.938 | 1.998 | 20.12 | 22.29 |
| 灰岩 | D ₂ | 252 | 6.80 | 3.604 | 1.302 | 47.53 | 43.04 |
| | D ₅ | 425 | 5.78 | 1.643 | 0.390 | 88.35 | 101.46 |
| | D ₉ | 721 | 6.80 | 3.248 | 2.406 | 68.73 | 60.81 |
| 花岗岩 | H ₄ | 425 | 6.80 | 5.180 | 1.068 | 164.14 | 143.49 |
| | H ₇ | 721 | 7.82 | 4.520 | 1.386 | 186.32 | 158.14 |

$$h_e = 2n \left[\frac{v(1-n)M - m_nFR}{\pi(1-n)vR^2} \right] \quad (12)$$

将式（12）代入式（11）中，建立岩石数字钻进参数与岩石强度参数的关系模型，即 RDP- R_c 模型：

$$R_{he} = 4.4348n \left[\frac{v(1-n)M - m_nFR}{\pi(1-n)vR^2} \right] - 4.5761 \quad (13)$$

3.2 RDP- R_c 模型验证

基于选出的 8 组试样对 RDP- R_c 模型的有效性进

行验证，各试样对应的数字钻进参数 n ， F ， M ， v 测定值，单轴抗压强度试验值 R_c 以及预测值 $R_{\eta c}$ 见表 5。

为了对 RDP- R_c 模型预测结果 $R_{\eta c}$ 与标准室内单轴压缩试验测定结果 R_c 之间的差异性进行定量评价，定义差异率参数 I ，即

$$I = \left| \frac{R_{he} - R_c}{R_c} \right| \times 100\% \quad (14)$$

根据表 5 中的计算结果进行预测值 $R_{\eta c}$ 和试验值

R_c 的对比分析, 并对 R_{η_e} 与 R_c 之间的差异程度作出评价, 如图 13 所示。

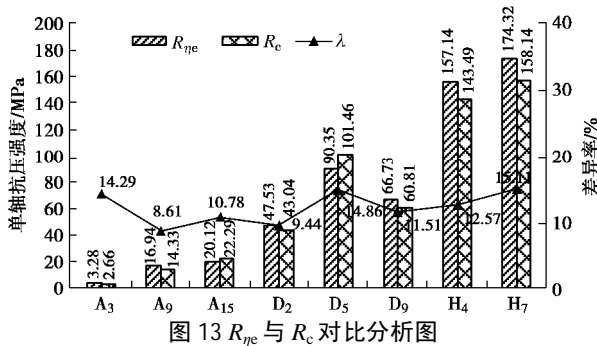


图 13 R_{η_e} 与 R_c 对比分析图

从图 13 可以看出, R_{η_e} 与 R_c 的差异率 I 较小, 其平均值 $\bar{I}=12.15\%$, 则 RDP- R_c 模型预测值与试验值整体关联度高, 偏离程度较小, 证明 RDP- R_c 模型合理有效。因此, 室内数字钻进验证试验结果表明, 基于公式 (13), 利用钻进过程的量测参数确定岩体单轴抗压强度是可行的。

4 结 论

利用自主研发的室内多功能数字钻进设备及测试系统, 以不同强度等级完整砂浆和岩石试样为例, 进行了岩石数字钻进参数与强度特性的初探性试验研究, 得到以下结论:

(1) 通过对岩石研磨钻进过程中的金刚石实心钻头进行受力分析, 根据岩石破碎极限平衡与能量守恒原理, 建立了金刚石钻头研磨钻进过程能量分析模型, 推导出岩石单位研磨能 η_e 的理论解。

(2) 基于岩石数字研磨钻进试验分析结果, 提出了岩石单位研磨能与单轴抗压强度的数学关系式, 并对岩石数字钻进参数与强度参数的相关性进行研究, 得到了 RDP- R_c 关系模型。

(3) 利用室内数字研磨钻进试验, 对 RDP- R_c 模型进行合理性评价, 结果表明 RDP- R_c 模型预测的单轴抗压强度值与标准室内试验测定值的差异率平均值为 12.15%, 证明了 RDP- R_c 模型的可行性及有效性。

(4) 通过建立数字研磨钻进过程中随钻参数与岩石单轴抗压强度 R_c 的定量关系, 形成了岩石 R_c 数字钻进测定技术, 可有效实现岩石 R_c 的快速、准确预测, 为工程岩体强度参数的实时原位测定提供了新的途径。由于本次试验条件有限, 未考虑到钻头磨损程度、排渣效果等多因素共同作用下的影响, 有待进一步研究与论证。

参考文献:

[1] 贾志欣, 汪小刚, 赵宇飞, 等. 岩石钻孔原位测试技术的应

用与改进[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 6: 1264 - 1269.

(JIA Zhi-xin, WANG Xiao-gang, ZHAO Yu-fei, et al. Application and improvement of rock borehole in-situ test technology[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, 6: 1264 - 1269. (in Chinese))

[2] XU T, RANJITH P G, WASANTHA P L P, et al. Influence of the geometry of partially-spanning joints on mechanical properties of rock in uniaxial compression[J]. Engineering Geology, 2013, 167: 134 - 147.

[3] TANG X M, XU S, ZHUANG C X, et al. Assessing rock brittleness and fracability from radial variation of elastic wave velocities from borehole acoustic logging: rock brittleness and fracability[J]. Geophysical Prospecting, 2016, 64(4): 958 - 966.

[4] WANG Q, GAO H, YU H, et al. Method for measuring rock mass characteristics and evaluating the grouting-reinforced effect based on digital drilling[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2019, 52(3): 841 - 851.

[5] KAHRAMAN S, BILGIN N, FERIDUNOGLU C. Dominant rock properties affecting the penetration rate of percussive drills[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 2003, 40(5): 711 - 723.

[6] GUI M W, SOGA K, BOLTON M D, et al. Instrumented borehole drilling for subsurface investigation[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2002, 128(4): 283 - 291.

[7] SUGAWARA J, YUE Z Q, THAM L G, et al. Weathered rock characterization using drilling parameters[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2003, 40(3): 661 - 668.

[8] YUE Z Q, LEE C F, LAW K T, et al. Automatic monitoring of rotary-percussive drilling for ground characterization-illustrated by a case example in Hong Kong[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 2004, 41(4): 573 - 612.

[9] 谭卓英, 岳中琦, 蔡美峰. 风化花岗岩地层旋转钻进中的能量分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(3): 478 - 483. (TAN Zhuo-ying, YUE Zhong-qi, CAI Mei-feng. Analysis of energy for rotary drilling in weathered granite formation[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(3): 478 - 483. (in Chinese))

[10] 谭卓英, 王思敬, 蔡美峰. 岩土工程界面识别中的地层判别分类方法研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(2): 316 - 322. (TAN Zhuo-ying, WANG Si-jing, CAI Mei-feng. Study on discriminant classification method for ground

- formation in identification of geotechnical engineering interfaces[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, **27**(2): 316 - 322. (in Chinese))
- [11] AALIZAD S A, RASHIDINEJAD F. Prediction of penetration rate of rotary-percussive drilling using artificial neural network a case study[J]. Archives of Mining Sciences, 2012, **57**(3): 715 - 728.
- [12] YAŞAR E, RANJITH P G, VIETE D R. An experimental investigation into the drilling and physico-mechanical properties of a rock-like brittle material[J]. Journal of Petroleum Science & Engineering, 2011, **76**(3/4): 185 - 193.
- [13] HE M M, LI N, ZHANG Z Q, et al. An empirical method for determining the mechanical properties of jointed rock mass using drilling energy[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 2019, **116**(4): 64 - 74.
- [14] HUANG S L, WANG Z W. The mechanics of diamond core drilling of rocks[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 1997, **34**(3/4): 1 - 14.
- [15] MOSTOFI M, RASOULI V, MAWULI E. An estimation of rock strength using a drilling performance model: a case study in Blacktip Field, Australia[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2011, **44**(3): 305 - 316.
- [16] KALANTARI S, ALIREZA B, HASHEMALHOSSEINI H, et al. An analytical model for estimating rock strength parameters from small scale drilling data[J]. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 2019, **11**(1): 135 - 145.
- [17] 岳中琦. 钻孔过程监测(DPM)对工程岩体质量评价方法的完善与提升[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, **33**(10): 1977 - 1996. (YUE Zhong-qi. Drilling process monitoring for refining and upgrading rock mass quality classification methods[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, **33**(10): 1977 - 1996. (in Chinese))
- [18] 曾俊强, 王玉杰, 曹瑞琅, 等. 基于钻孔过程监测的花岗岩钻进比能研究[J]. 水利水电技术, 2017, **48**(4): 112 - 117. (ZENG Jun-qiang, WANG Yu-jie, CAO Rui-lang, et al. Drilling process monitoring-based study on granite drilling specific energy[J]. Water Resources and Hydropower Engineering, 2017, **48**(4): 112 - 117. (in Chinese))
- [19] 王玉杰, 赵宇飞, 曹瑞琅, 等. 一种合理评价岩体TBM施工适宜性的试验设备及方法[P]. 中国专利: E21B49, 106593426A, 2017-04-26. (WANG Yu-jie, ZHAO Yu-fei, CAO Rui-lang, et al. A Test Equipment and Method for Reasonably Evaluating the Suitability of TBM Construction in Rock Mass[P]. Chinese Patent: E21B49, 106593426A, 2017-04-26. (in Chinese))
- [20] ISRM. Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 1979, **16**: 135 - 140.

DOI: 10.11779/CJGE202009011

胶-砂粒径比对橡胶砂小应变动力特性的影响

刘方成¹, 姚玉文¹, 补国斌¹, 景立平², 宾佳¹

(1. 湖南工业大学土木工程学院, 湖南 株洲 412007; 2. 中国地震局工程力学研究所地震工程与工程振动重点实验室, 黑龙江 哈尔滨 150080)

摘要: 利用 GDS-RCA 共振柱系统, 开展不同橡胶含量、粒径比和围压条件下橡胶砂 (RSM) 的动力特性试验, 深入探究 3 种影响因素对橡胶砂动力特性的耦合影响规律和机理。首先, 通过试验得到了 4 种橡胶含量和 4 种粒径比的橡胶砂在 3 种围压下的动剪模量和阻尼比曲线, 然后探讨了粒径比对橡胶砂动剪模量曲线、最大动剪模量、参考剪应变和阻尼比曲线的影响规律, 并分析了其与橡胶含量、围压等因素对橡胶砂动力特性的耦合影响规律及机理, 最后通过与已有文献的对比, 进一步验证了现象和结论。分析结果表明: 粒径比对橡胶砂动力特性的影响较为显著, 其改变时最大动剪模量的变化甚至达到 3~4 倍, 并且粒径比与橡胶含量对橡胶砂的动力特性存在耦合影响效应, 在低橡胶含量下粒径比的影响与高橡胶含量下明显不同, 但围压与粒径比对橡胶砂的动力特性的影响无明显耦合效应。当将橡胶颗粒体积视为孔隙的一部分时, 常规土最大动剪模量的 Hardin 经验公式可适用于橡胶砂。

关键词: 橡胶砂; 共振柱; 粒径比; 动剪模量; 阻尼比

中图分类号: TU441

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)09-1669-10

作者简介: 刘方成(1978—), 男, 湖南常宁人, 博士, 教授, 主要从事土-结构动力相互作用、结构隔震与减震方面的研究。E-mail: fcliu@hut.edu.cn。

Effect of particle size ratio of rubber to sand on small strain dynamic characteristics of rubber-sand mixtures

LIU Fang-cheng¹, YAO Yu-wen¹, BU Guo-bin¹, JING Li-ping², BIN Jia¹

(1. Civil Engineering College, Hunan University of Technology, Zhuzhou 412007, China; 2. Key Laboratory of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Institute of Engineering Mechanics, China Earthquake Administration, Harbin 150080, China)

Abstract: By using the GDS-RCA resonant column system, the dynamic characteristics of rubber-sand mixtures (RSMs) under different rubber contents, particle size ratios and confining pressures are tested, and the coupling effect law and mechanism of three factors on the dynamic characteristics of RSM are explored. First of all, the dynamic shear modulus and damping ratio curves of RSMs with four types of rubber contents and particle size ratios under three confining pressures are obtained through experiments. Then, the influences of particle size ratio on the dynamic shear modulus, the maximum dynamic shear modulus, the reference shear strain and the damping ratio curve of RSMs are discussed, and the coupling effects of particle size ratio, rubber content and confining pressure on the dynamic characteristics of RSMs are also analyzed. Finally, the phenomenon and conclusion are further verified by comparing with the existing literatures. The results show that the particle size ratio has a significant effect on the dynamic characteristics of RSMs, and the maximum dynamic shear modulus changes even 3 to 4 times when it changes. There is a coupling effect between the particle size ratio and the rubber content on the dynamic characteristics of RSMs. The effects of the particle size ratio under low rubber content are significantly different from those under high rubber content, but the influences of confining pressure and particle size ratio on the dynamic characteristics of RSMs have no obvious coupling effect. The maximum shear modulus of RSMs can be estimated by treating the volume of rubber as voids with the empirical equations proposed by Hardin et al.

Key words: rubber-sand mixture; torsional resonant column; particle size ratio; dynamic shear modulus; damping ratio

0 引言

由废旧轮胎破碎颗粒与天然砂按特定比例配合得到的混合物简称橡胶砂 (RSM, rubber sand mixture)。相比于常规土, 橡胶砂具有重度小、模量低、阻尼大、

弹性好等特点, 可应用于特殊土木工程领域, 如用作

基金项目: 中国地震局工程力学研究所基本科研业务费专项项目 (2019D25); 湖南省自然科学基金项目 (2020JJ2237, 2020JJ0150)

收稿日期: 2019-12-25

*通信作者 (E-mail: guobinbu@hut.edu.cn)

桥台、挡墙、边坡的轻质填料^[1]和保温隔热填料^[2],用于膨胀土和软土治理^[3],作为生命线管道回填保护^[4],以及作为村镇房屋廉价防震垫层等^[5-8]。由于橡胶砂在土木工程中的应用可大量消耗废旧轮胎,且不会对地下水产生二次污染^[9],是废旧轮胎资源化再利用的典范途径。对橡胶砂的力学特性展开研究,为其在土木工程中的应用奠定基础,具有重要的意义。

相比于母材砂,橡胶砂宏观力学特性的改变主要是由于橡胶颗粒的掺入改变了颗粒之间的接触状态。因此,橡胶颗粒的掺量(RC, rubber content)是影响橡胶砂力学特性的主要因素,已有文献对其展开了深入的研究^[10-16]。但显而易见,橡胶-砂混合物中颗粒之间的接触状态除受橡胶颗粒质量掺量的影响外,还与橡胶颗粒与砂颗粒的粒径比(PSR, particle size ratio)有关,甚至还受两种因素的耦合影响。图1给出了在橡胶含量一定的情况下,不同胶砂颗粒粒径比时橡胶砂的颗粒组构成示意图,可见,随着粒径比的变化,砂颗粒的接触状态、粒间空隙的填充状态均发生改变,因而其力学性能必将受到影响。

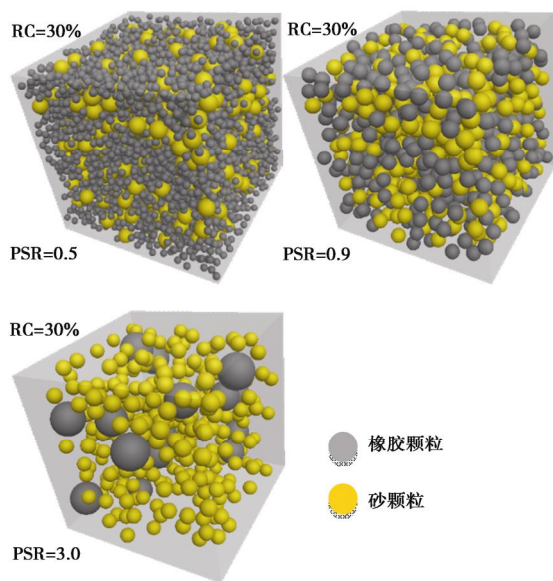


图1 不同粒径比橡胶砂的颗粒组构成示意图

Fig.1 Diagrams of particle composition of rubber sand with different particle size ratios

已有关于胶-砂粒径比对橡胶砂动力特性影响的研究报道甚少。Lee等^[17]通过有侧限固结和弯曲元试验研究了粒径比对橡胶砂受压变形和初始剪切模量的影响,但未能揭示粒径比对橡胶砂动剪模量和阻尼比随动应变幅值非线性变化特性的影响规律;Ehsani等^[18]、Li等^[19]分别在通过扭转共振柱-动三轴联合试验研究橡胶含量和砂的矿物特性对橡胶砂动剪模量的影响,以及橡胶砂的抗液化性能研究中,考虑了粒径比因素,给出了定性的试验现象,但由于所考虑粒径比工况较

少,难以总结定量规律。

基于以上研究现状,本文利用GDS-RCA共振柱系统,研究4种橡胶含量、4种粒径比橡胶砂在3种围压下的动力特性,探讨粒径比对橡胶砂动剪模量和阻尼比的影响规律,分析其与橡胶含量(RC, rubber content)、围压(s_0)等因素对橡胶砂动力特性的耦合影响规律及机理,以期为后续研究和相关应用提供参考。

1 试验介绍

1.1 试验材料

试验砂为厦门艾思欧(ISO)标准砂,颗粒粒径0.05~2 mm,平均粒径为0.64 mm,颗粒相对密度2.67;橡胶颗粒为废旧轮胎胶粒,筛取4种颗粒集,平均粒径分别为0.3, 0.6, 1.9和3.7 mm,相应的胶砂粒径比分别为0.5, 0.9, 3.0, 5.8。颗粒材料的级配曲线如图2所示。橡胶颗粒相对密度为1.1。

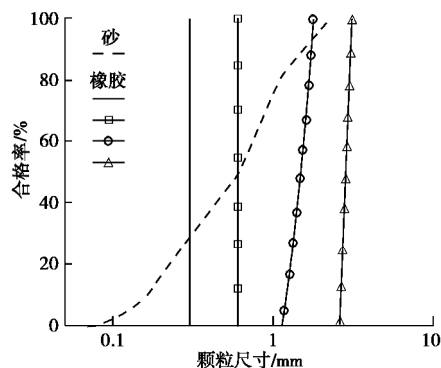


图2 橡胶和砂的颗粒级配曲线

Fig. 2 Particle-size distribution curves of rubber and sand

1.2 试验工况与试样制备

每种粒径比的橡胶砂考虑4种质量配比,每种质量-粒径比工况及母材砂考虑3种围压(50, 100, 200 kPa),共51种试验工况,每种工况下进行3个试样测试。试样制备前实测不同质量比及粒径比橡胶砂的最大、最小干密度,根据相同的初始相对密度计算该工况下橡胶砂试样的质量。试样搅拌均匀后采用砂雨法装样,每个试样土料分5次均匀落入试模,分层压实,尽量保证试样均匀。不同配比橡胶砂的装样控制密度、试样质量及初始孔隙比如表1所示。部分配比工况下的橡胶砂混合料照片如图3所示。

1.3 试验设备和试验方法

试验在湖南工业大学岩土实验室GDS共振柱测试系统上进行,振动方式为扭转剪切振动。

试验步骤如下:①装样完成后施加-20 kPa的负压,保持试样稳定;②用游标卡尺量测试样初始高度和直径(量3次取平均值);③依次装上驱动装置、位

移传感器、压力室, 对竖向位移进行调零处理; ④分四次进行加围压、卸负压, 每次加 5 kPa 围压、卸 -5 kPa 负压, 确保试样稳定; ⑤保持反压为 0, 施加目标围压, 固结至试样竖向位移稳定; ⑥进行共振柱试验。

表 1 不同配合比橡胶砂试样制备控制参数

Table 1 Properties of rubber-sand mixtures with different mass ratios

| 粒径比 PSR | 橡胶含量 RC /% | 最小干密度 $r_{d,min}$ /(g·cm ⁻³) | 最大干密度 $r_{d,max}$ /(g·cm ⁻³) | 控制密度 r_d /(g·cm ⁻³) | 相对密度 D_r | 装样质量 /mg | 初始孔隙比 e_0 |
|------------|---------------|--|--|---|---------------|-------------|----------------|
| 纯砂 | 0 | 1.70 | 1.96 | 1.88 | 0.7 | 368.4 | 0.423 |
| 0.5 | 5 | 1.46 | 1.79 | 1.65 | 0.7 | 323.9 | 0.511 |
| | 10 | 1.29 | 1.70 | 1.55 | 0.7 | 304.5 | 0.507 |
| | 15 | 1.18 | 1.53 | 1.41 | 0.7 | 276.0 | 0.565 |
| | 30 | 0.82 | 1.13 | 1.01 | 0.7 | 198.6 | 0.848 |
| 0.9 | 5 | 1.49 | 1.75 | 1.66 | 0.7 | 326.2 | 0.500 |
| | 10 | 1.32 | 1.55 | 1.47 | 0.7 | 288.9 | 0.588 |
| | 15 | 1.16 | 1.43 | 1.33 | 0.7 | 262.0 | 0.648 |
| | 30 | 0.82 | 1.07 | 0.98 | 0.7 | 193.2 | 0.900 |
| 3.0 | 5 | 1.59 | 1.83 | 1.75 | 0.7 | 343.5 | 0.425 |
| | 10 | 1.50 | 1.74 | 1.66 | 0.7 | 326.6 | 0.405 |
| | 15 | 1.41 | 1.65 | 1.57 | 0.7 | 308.2 | 0.401 |
| | 30 | 1.14 | 1.31 | 1.25 | 0.7 | 246.4 | 0.490 |
| 5.8 | 5 | 1.61 | 1.83 | 1.76 | 0.7 | 345.8 | 0.415 |
| | 10 | 1.55 | 1.77 | 1.70 | 0.7 | 334.1 | 0.373 |
| | 15 | 1.43 | 1.69 | 1.61 | 0.7 | 315.4 | 0.369 |
| | 30 | 1.23 | 1.43 | 1.36 | 0.7 | 266.9 | 0.375 |

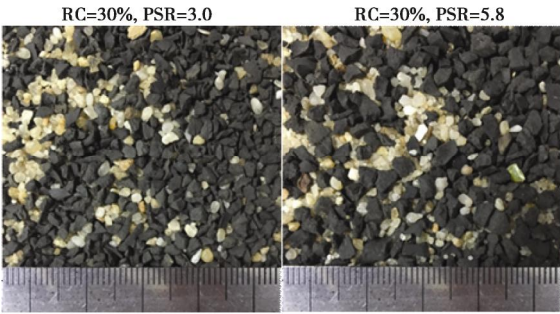


图 3 不同橡胶含量和胶砂粒径比橡胶砂混合物
Fig. 3 Photos of RSMs with different rubber contents and particle size ratios

2 结果分析

2.1 动剪模量曲线

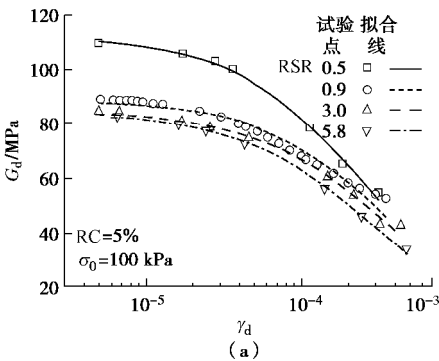
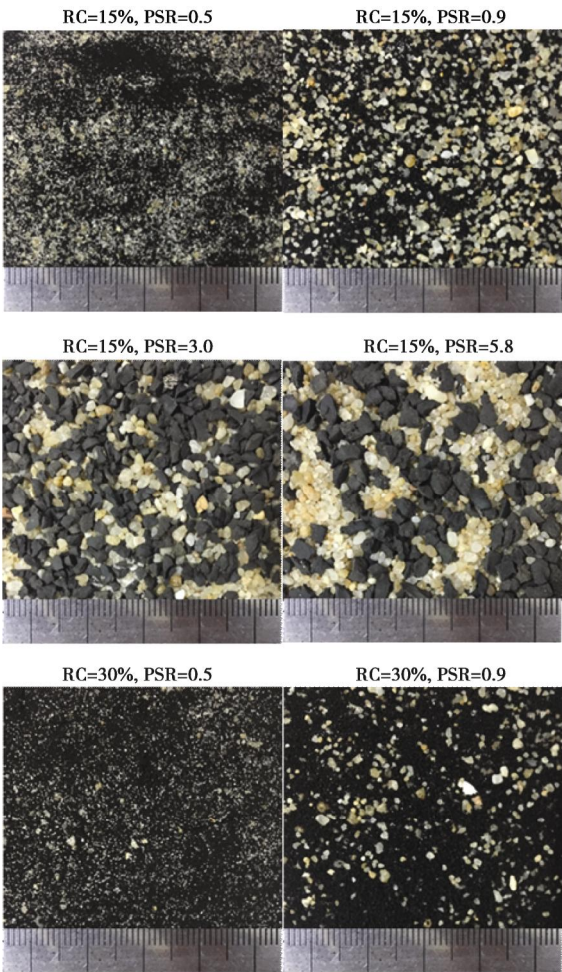
试验发现, 在相同的围压和质量配比情况下, 不同粒径比橡胶砂的动剪模量曲线存在显著的差异, 且不同橡胶含量时, 粒径比的影响规律不同, 即橡胶砂动剪模量明显受橡胶含量与粒径比两者的耦合影响:

(1) 当橡胶含量较小 (RC=5%) 时, 橡胶砂动剪模量衰减曲线 $G_d - g_d$ 随粒径比增大而单调降低。

(2) 当橡胶含量较大 (RC≥10%) 时, $G_d - g_d$ 曲线随粒径比的增大而表现先减小后增大的现象, 且临界粒径比较一致地为 0.9。

(3) 对于橡胶含量不小于 10% 的橡胶砂, 当粒径比超过临界值后继续增大时, 动剪模量曲线回升, 但其回升规律随橡胶含量不同而各异。当 RC =10% 时, 粒径比 3.0 和 5.8 的动剪模量曲线依次增大, 且均低于粒径比 0.5 时的动剪模量曲线。当 RC =15% 时, 粒径比 3.0 和 5.8 的动剪模量曲线依次增大, 且均高于粒径比 0.5 时的动剪模量曲线。当 RC =30% 时, 粒径比 3.0 的动剪模量曲线显著高于粒径比 0.5 时的动剪模量曲线, 而粒径比 5.8 的动剪模量曲线复又相对粒径比 3.0 时降低, 当仍然远高于粒径比 0.5 时的动剪模量曲线。

不同围压下粒径比对橡胶砂动剪模量曲线的影响规律相似。限于篇幅, 本文仅给出围压 $S_0=100$ kPa 时的橡胶砂动剪模量随动应变幅值的衰减规律, 如图 4 所示。



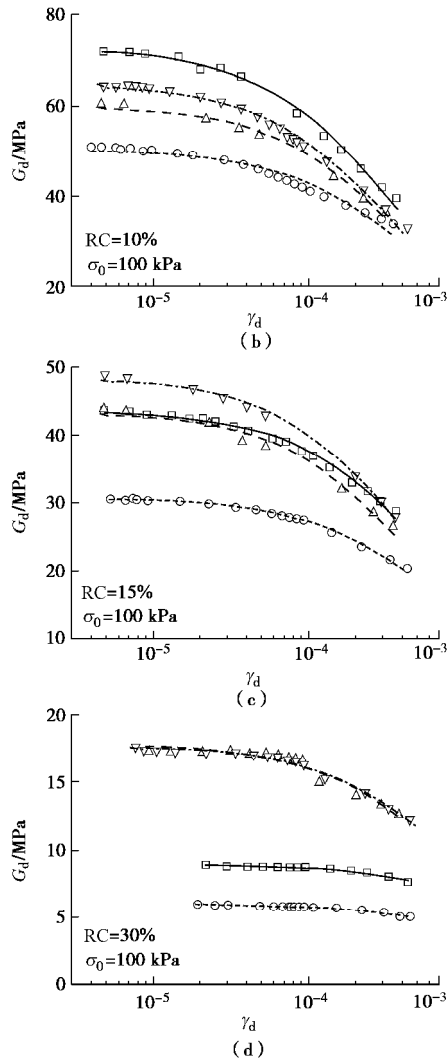


图 4 橡胶砂动剪模量随动剪应变的衰减曲线（围压 100 kPa）

Fig. 4 Degradation curves of dynamic shear modulus with dynamic shear strain of RSMs ($\sigma_0=100$ kPa)

2.2 粒径比对橡胶砂最大动剪模量的影响

表 2 $G_d - g_d$ 试验曲线拟合参数

Table 2 Fitting parameters of tested $G_d - g_d$ curves

| S_0 | | 50 kPa | | 100 kPa | | 200 kPa | |
|-------|-----|-----------------------|--------------|-----------------------|--------------|-----------------------|--------------|
| PSR | RC | G_{dmax}/MPa | $g_{ref}/\%$ | G_{dmax}/MPa | $g_{ref}/\%$ | G_{dmax}/MPa | $g_{ref}/\%$ |
| 0.5 | 0% | 83.27 | 0.02039 | 122.27 | 0.02826 | 180.90 | 0.03991 |
| | 5% | 64.29 | 0.02950 | 112.26 | 0.02687 | 153.51 | 0.03752 |
| | 10% | 45.34 | 0.02947 | 72.60 | 0.03879 | 113.57 | 0.04766 |
| | 15% | 24.03 | 0.09993 | 43.57 | 0.06420 | 63.82 | 0.09913 |
| | 30% | 6.49 | 0.09960 | 8.97 | 0.28200 | 16.22 | 0.21900 |
| 0.9 | 5% | 64.67 | 0.02915 | 89.00 | 0.03805 | 142.21 | 0.04431 |
| | 10% | 32.68 | 0.04994 | 50.45 | 0.05680 | 73.06 | 0.07777 |
| | 15% | 18.99 | 0.09165 | 30.65 | 0.08097 | 47.95 | 0.09669 |
| | 30% | 3.74 | 0.33000 | 5.99 | 0.24900 | 10.09 | 0.28700 |
| 3.0 | 5% | 60.16 | 0.03119 | 84.43 | 0.03773 | 122.28 | 0.04588 |
| | 10% | 42.88 | 0.03583 | 60.24 | 0.04407 | 86.22 | 0.05868 |
| | 15% | 30.32 | 0.03836 | 43.39 | 0.05078 | 65.01 | 0.06049 |
| | 30% | 14.59 | 0.05607 | 17.85 | 0.08775 | 26.71 | 0.07472 |
| 5.8 | 5% | 57.43 | 0.02244 | 83.92 | 0.03000 | 128.09 | 0.04353 |
| | 10% | 46.27 | 0.03382 | 65.02 | 0.03875 | 92.49 | 0.04964 |
| | 15% | 34.53 | 0.03496 | 48.58 | 0.04771 | 71.33 | 0.06941 |
| | 30% | 13.01 | 0.05787 | 17.75 | 0.09621 | 24.95 | 0.14200 |

最大动剪模量是土动力特性的重要表征，也是岩土体动力响应分析的必需参数。采用经典的 H-D 公式对动剪模量 - 动剪应变试验曲线进行拟合，可得到各配比工况下的最大动剪模量。

$$G_d = \frac{G_{dmax}}{1 + g_d / g_{ref}} \quad (1)$$

式中 G_{dmax} 为最大动剪模量； g_d 为动剪应变， G_d 为对应于动剪应变 g_d 的动剪模量， g_{ref} 为参考剪应变，其对应的动剪模量为 $0.5 G_{dmax}$ 。可知， g_{ref} 越大，动剪模量的衰减速率越慢。

各试验工况下动剪模量曲线的拟合曲线以细实线绘制于图 4，可见拟合曲线与试验散点规律吻合较好，相应的拟合参数值列如表 2 所示。

图 5 给出了不同橡胶含量、不同围压下，橡胶砂最大动剪模量 G_{dmax} 随粒径比 PSR 的变化规律。可见，在橡胶含量相同的情况下，不同围压下最大动剪模量随粒径比的变化曲线近似平行，说明粒径比与围压对动剪模量的耦合影响效应较小。而橡胶含量与粒径比对橡胶砂最大动剪模量的影响存在较明显的耦合影响。当橡胶含量为 5% 时， G_{dmax} 随粒径比增大而近似单调减小。当橡胶含量在 10%~15% 时， G_{dmax} 随粒径比增大先减小而后增大，粒径比 0.9 时达到最小值。当橡胶含量达到 30% 时， G_{dmax} 随粒径比增大出现反 S 形变化，先减小并在粒径比 0.9 时达到最小值，而后在粒径比 3.0 时达到最大值，然后随着粒径比增大至 5.8 再次缓慢下降。

以粒径比 0.9（接近 1.0）时的工况为参照，可分析不同橡胶含量下粒径比对橡胶砂 G_{dmax} 的影响程度，如图 6 所示。可见，当橡胶含量小于 15% 时，不

同围压下的 $G_{\text{dmax}}/G_{\text{dmax,PSR}=0.9}$ - PSR 试验散点较为接近, 说明粒径比与围压对最大动剪模量的耦合影响效应较小; 当橡胶含量为 30% 时, 不同围压下的 $G_{\text{dmax}}/G_{\text{dmax,PSR}=0.9}$ - PSR 试验点离散性稍大, 但变化趋势相同。

由不同围压下的 $G_{\text{dmax}}/G_{\text{dmax,PSR}=0.9}$ - PSR 平均趋势线对比可见, 随着橡胶含量的增大, 粒径比对 G_{dmax} 的影响程度亦越大。当橡胶含量为 5% 时, 粒径比从 0.5 变化至 5.8, 所引起的最大动剪模量变化在 0.2 倍以内, 当橡胶含量为 30% 时, 同样的粒径比变化所引起的最大动剪模量变化可达到 3~4 倍。可见, 粒径比对橡胶砂动剪模量的影响不能忽略。由上述分析可知, 胶砂粒径比与橡胶含量、围压一样, 是影响橡胶砂最大动剪模量的主要因素。下面, 将研究如何在已知上述条件的情况下, 对橡胶砂的最大动剪模进行预测。

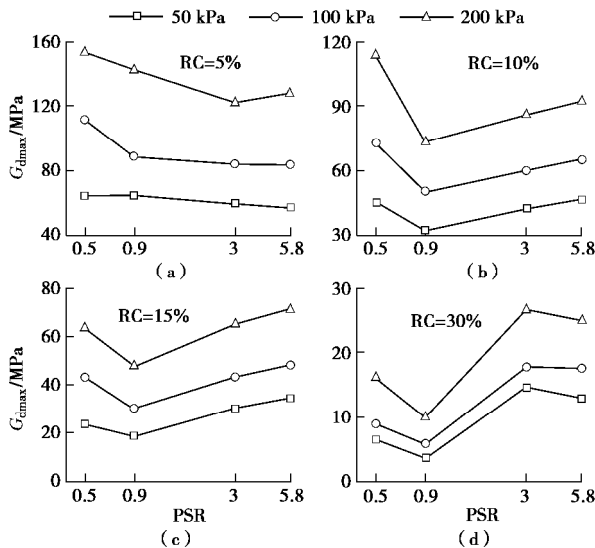


图 5 橡胶砂最大动剪模量随粒径比的变化规律

Fig. 5 Maximum dynamic shear moduli of RSMS

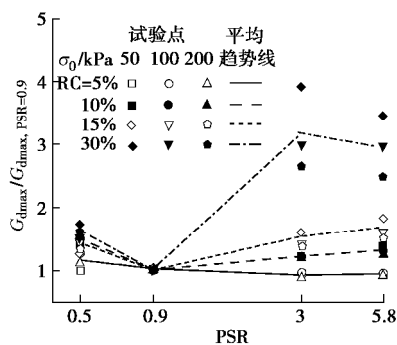


图 6 $G_{\text{dmax}}/G_{\text{dmax,PSR}=0.9}$ - PSR 关系

Fig. 6 Relationship between $G_{\text{dmax}}/G_{\text{dmax,PSR}=0.9}$ and PSR

2.3 橡胶砂最大动剪模量经验公式

在土动力学领域, Hardin 等^[20]建议的常规土最大动剪模量经验公式得到了大量实践验证与广泛应用:

$$G_{\text{dmax}} = AF(e)OCR^k p_a^{1-n} s_0^n, \quad (2)$$

式中, A 为无量纲模量参数, $F(e)$ 为孔隙比函数, OCR 为超固结比, p_a 为标准大气压力, s_0 为围压, k, n 为指数参数。对于重塑非黏性土试样 OCR 可取 1, 故指数 k 可暂不研究。

大量研究表明, n 可取 0.5。图 7 给出了不同橡胶含量、不同粒径比时, 用 $OCR^k (p_a s_0)^{0.5}$ 对 G_{dmax} 进行归一化, 得到的无量纲系数 $AF(e)$ 与围压 s_0 的关系曲线。可见, 当 n 取 0.5 时, 不同橡胶含量、不同粒径比橡胶砂的无量纲模量系数 $AF(e)$ 与围压 s_0 的关系曲线均大致呈水平状, 说明其与围压无关, 亦即用 $OCR^k (p_a s_0)^{0.5}$ 可对 G_{dmax} 进行良好的归一化。

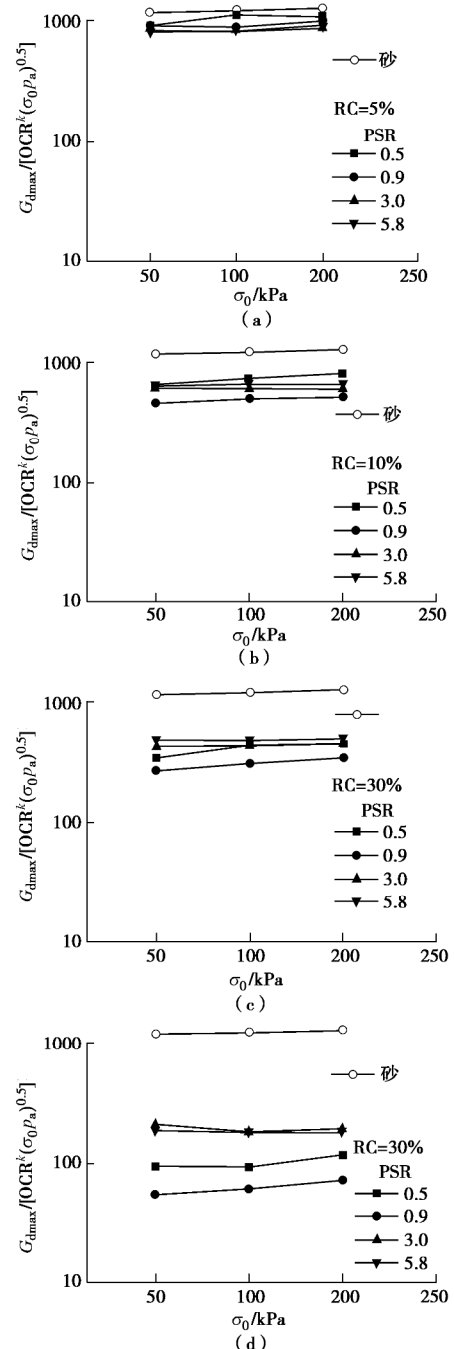


图 7 最大动剪模量的围压归一化

Fig. 7 Normalization of G_{dmax} with confining pressure

无量纲模量系数 $AF(e)$ 为仅与孔隙比 e 相关的函数。Hardin 给出了常规土的经验式^[20]

$$AF(e) = 123(2.973 - e)^2 / (1 + e) \quad (3)$$

Feng 等^[21]给出了橡胶砂的经验式:

$$AF(e) = A / (0.3 + 0.7e^2) \quad (4)$$

上两式所对应的 $AF(e) - e$ 关系曲线绘制于图 8 (a), 可见, 两个经验公式所给出的无量纲模量系数 $AF(e)$ 均随着 e 的增大而单调减小。

关于橡胶砂孔隙比的确定存在两种观点。第一种观点, 将橡胶颗粒当作混合土的一部分, 孔隙比等于孔隙体积与砂颗粒体积和橡胶颗粒体积之和的比值, 即

$$e = V_{\text{void}} / (V_{\text{sand}} + V_{\text{rubber}}) \quad (5)$$

式中, e 为孔隙比, V_{void} , V_{sand} , V_{rubber} 分别为孔隙体积、砂颗粒体积和橡胶颗粒体积。

第二种观点认为, 由于橡胶颗粒模量远小于砂颗粒模量, 且橡胶体积不可压缩 (橡胶材料的泊松比近似为 0.5), 因此橡胶颗粒本身应视为孔隙的一部分^[21-22]。相应的孔隙比为

$$e = (V_{\text{void}} + V_{\text{rubber}}) / V_{\text{sand}} \quad (6)$$

式中各符号的意义与式 (5) 相同。

本文试验发现, 当按常规方法确定橡胶砂孔隙比 (即按式 (5) 计算孔隙比) 时, 不同粒径比橡胶砂 $AF(e) - e$ 关系表现出明显差异且无规律性, 与图 8 (a) 所示常规土 $AF(e)$ 随 e 单调减小的已知认识不符, 如图 8 (b) 所示。而当将橡胶颗粒体积计入孔隙 (即按式 (6) 计算孔隙比) 时, 不同粒径比橡胶砂的 $AF(e) - e$ 关系曲线高度集中, 且表现出明显的与常规土类似的规律性, 如图 8 (c) 所示。可知, 本文试验表明, 当将橡胶颗粒体积视为孔隙体积的一部分时, 则 Hardin 针对常规土所提出的最大动剪模量经验公式仍然可适用于橡胶砂这种人工混合土。此结论也再次验证了 Feng 等^[21]的研究发现。

经对比, 经验公式 (4) 能更好地模拟橡胶砂无量纲模量系数 $AF(e)$ 与孔隙比 e (按式 (6) 计算, 后同) 的关系, 且拟合得到系数 $A=530$, 拟合曲线与试验点的对比关系示于图 8 (d)。

图 9 给出了不同质量配比及粒径比对橡胶砂孔隙比的影响曲线。可见, 随着橡胶含量的增加, 孔隙比呈加速增大趋势。不同粒径比时, 孔隙比增大速率不同。粒径比接近 1 时, $e - RC$ 关系曲线最高, 粒径比越远离 1, $e - RC$ 关系曲线越低。设橡胶砂 $e - RC$ 关系可用下式进行描述:

$$e = e_s [1 + p \cdot RC + q \cdot RC^2] \quad (7)$$

式中, e_s 为橡胶含量为零时 (即母材纯砂) 的孔隙比, 取 0.423; p, q 为无量纲拟合参数。式 (7) 的拟

合曲线一同绘于图 9 中, 可见与试验散点规律吻合良好。相应的拟合参数 p, q 值列于表 3 所示。

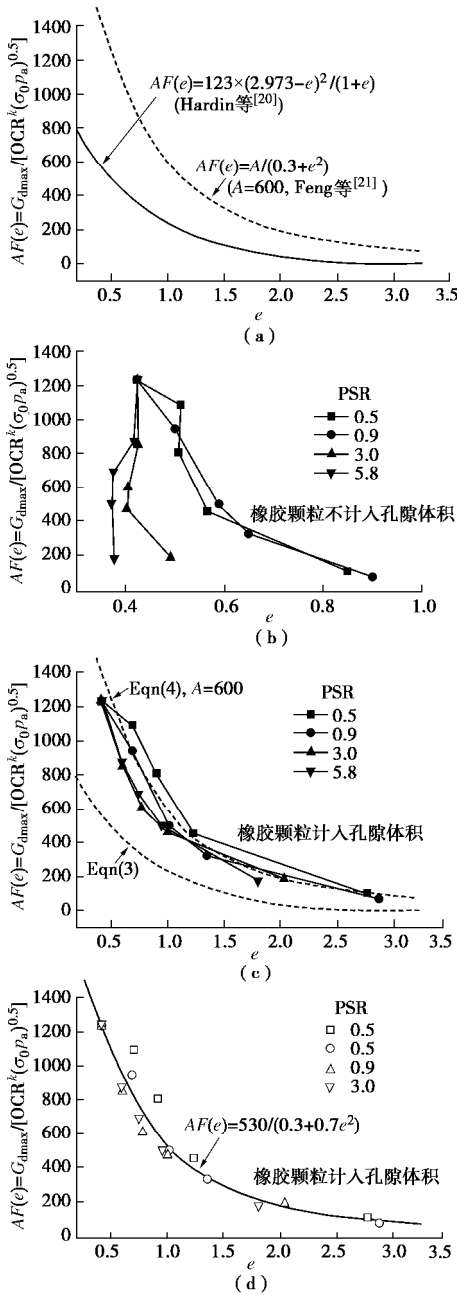


图 8 最大动剪模量的围压归一化

Fig. 8 Normalization of G_{dmax} with confining pressure

表 3 $e - RC$ 关系曲线拟合参数

| Table 3 Parameters values of $e - RC$ relationships | | | |
|---|-------|-----|-------|
| PSR | p | q | R^2 |
| 0.5 | 10.52 | 25 | 0.995 |
| 0.9 | 11.64 | 25 | 0.999 |
| 3.0 | 5.37 | 25 | 0.998 |
| 5.8 | 3.83 | 25 | 0.989 |

由表 3 可见, 参数 q 为与粒径比 PSR 无关的定值, 参数 p 则表现出类似以粒径比 PSR=1 为中心的正态分布的形式, 即 PSR 值越靠近 1, p 值越大, PSR 值越远离 1, p 值越小。因此, 设参数 p 与粒径比 PSR

之间的关系可用 Gauss 函数表达:

$$p = p_0 + \frac{B}{w\sqrt{\pi/2}} \exp \left[-2 \left(\frac{x-c}{w} \right)^2 \right]$$
$$x = \begin{cases} \text{PSR} & \text{PSR} \geq 1 \\ 1/\text{PSR} & \text{PSR} < 1 \end{cases}, \quad (8)$$

式中, x 为 Gauss 函数自变量。当 $\text{PSR} \geq 1$ 时, $x = \text{PSR}$, 当 $\text{PSR} < 1$ 时, $x = 1/\text{PSR}$ 。 p_0 , B , w , c 均为 Gauss 函数参数, 其中 $c = 1$ 。

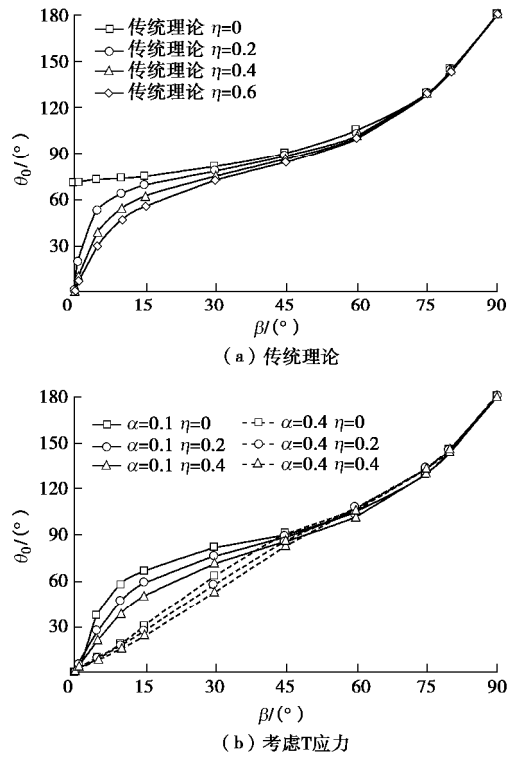


图 9 橡胶砂孔隙比随橡胶含量和粒径比的变化规律

Fig. 9 Variation of void ratio of RSMS with rubber content and particle size ratio

用上式对表 3 中参数 p 与粒径比 PSR 之间的关系进行拟合, 如图 10 所示。图中, 实心散点为真实试验点, 空心散点为试验点以 $\text{PSR}=1$ 为镜像轴的虚拟约束点, 实线为用上述两种点按式 (8) 拟合得到的曲线, 拟合得到的 Gauss 函数参数分别 $p_0 = 3.65$, $B = 26$, $w = 2.46$ 。

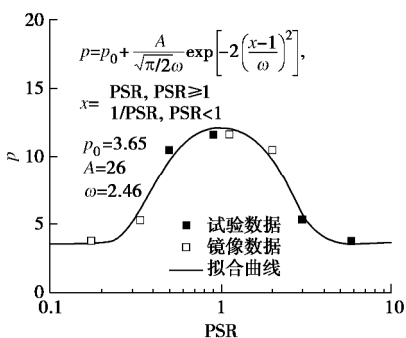


图 10 参数 p 与粒径比 PSR 之间的关系

Fig. 10 Relationship between p and PSR

图 11 给出了根据式 (2) ~ (8) 预测的橡胶砂最大动剪模量与实测值的对比。可见本文所提公式能较好地预测橡胶砂最大动剪模量随橡胶砂质量配比、粒径比以及围压的变化规律。

2.4 阻尼比

图 12 给出了橡胶砂的阻尼比试验曲线, 其中各子图分别将相同橡胶含量和围压、不同粒径比工况的阻尼比曲线绘制在同一坐标系, 以便观察粒径比对阻尼比曲线的影响。由图可见:

(1) 当橡胶含量较低 ($\text{RC} \approx 5\%$) 时, 橡胶砂阻尼比较小, 与纯砂接近, 不同粒径比橡胶砂阻尼比曲线亦较为接近。

(2) 随着橡胶含量的增大 ($\text{RC} \geq 10\%$), 橡胶砂阻尼比明显高于纯砂, 不同粒径比橡胶砂阻尼比曲线之间的差异也逐渐增大。

(3) 在试验所涉及 12 种橡胶含量和围压组合工况中, 有 10 种工况下, 橡胶砂阻尼比曲线随粒径比的增大表现出先降低后升高的规律, 临界粒径比为 0.9, 亦即当粒径比接近 1 时, 橡胶砂阻尼比最小。

(4) 随着围压增大, 相同橡胶含量的橡胶砂阻尼比逐渐减小, 但随着橡胶含量增加, 围压对阻尼比的影响减弱。

(5) 不同围压下, 阻尼比曲线随粒径比变化的规律相似, 说明围压与粒径比对橡胶砂阻尼比特性的影响无明显耦合效应。

2.5 机理分析

橡胶砂中主要存在 3 种接触形式: 砂-砂接触、胶-砂接触和胶-胶接触。橡胶砂力学特性变化的微观机制就是由于这 3 种接触所组成的力链分布改变所致。由图 1 的示意图可知, 橡胶含量和胶砂粒径比均会改变混合物中橡胶颗粒和砂颗粒的分布状态和颗粒接触状态, 因此两者对橡胶砂动力特性存在耦合影响效应。

当橡胶含量较小 (如 $\text{RC} = 5\%$) 时, 橡胶颗粒数量少而离散分布于砂颗粒中。此时, 粒径比越小, 橡胶颗粒越分散, 且分布于砂颗粒间的空隙, 基本不参与整体受力, 力链主要由砂-砂接触所组成, 故橡胶砂表现出较大的动剪模量; 随着粒径比增大, 橡胶颗粒数量减小但尺寸增大, 超出砂颗粒间空隙尺寸后则参与受力, 使得部分力链上的砂-砂接触被胶-砂接触所代替, 因而动剪模量降低。

随着橡胶含量增多, 混合物中橡胶组分增大。当粒径比远小于 1 时, 橡胶组分的分布弥散, 相当部分小橡胶颗粒填充于砂颗粒间的空隙未能参与整体受力, 削弱了其对混合物抵抗变形能力衰减作用, 故动剪模量仍较大。当粒径比接近 1 时, 橡胶颗粒与砂颗

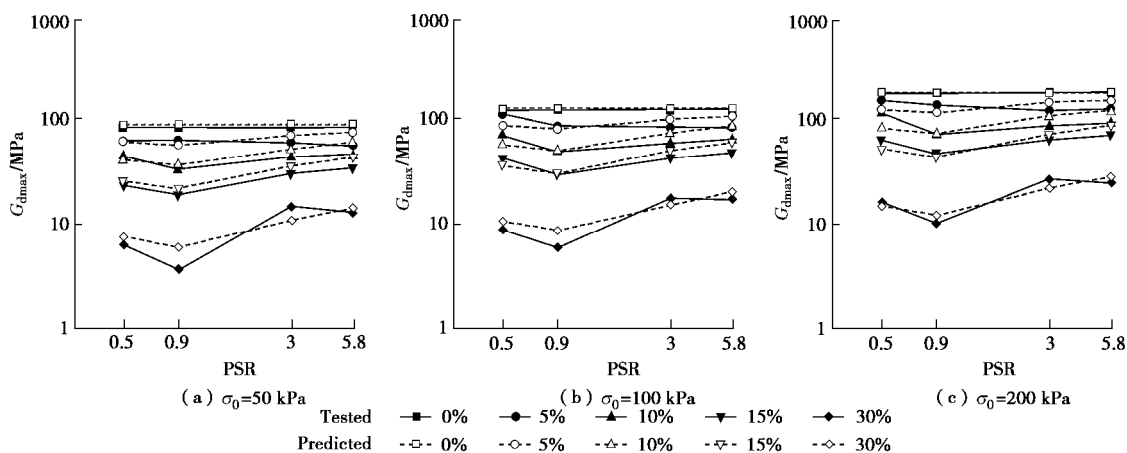


图 11 橡胶砂最大动剪模量预测值与实测值对比

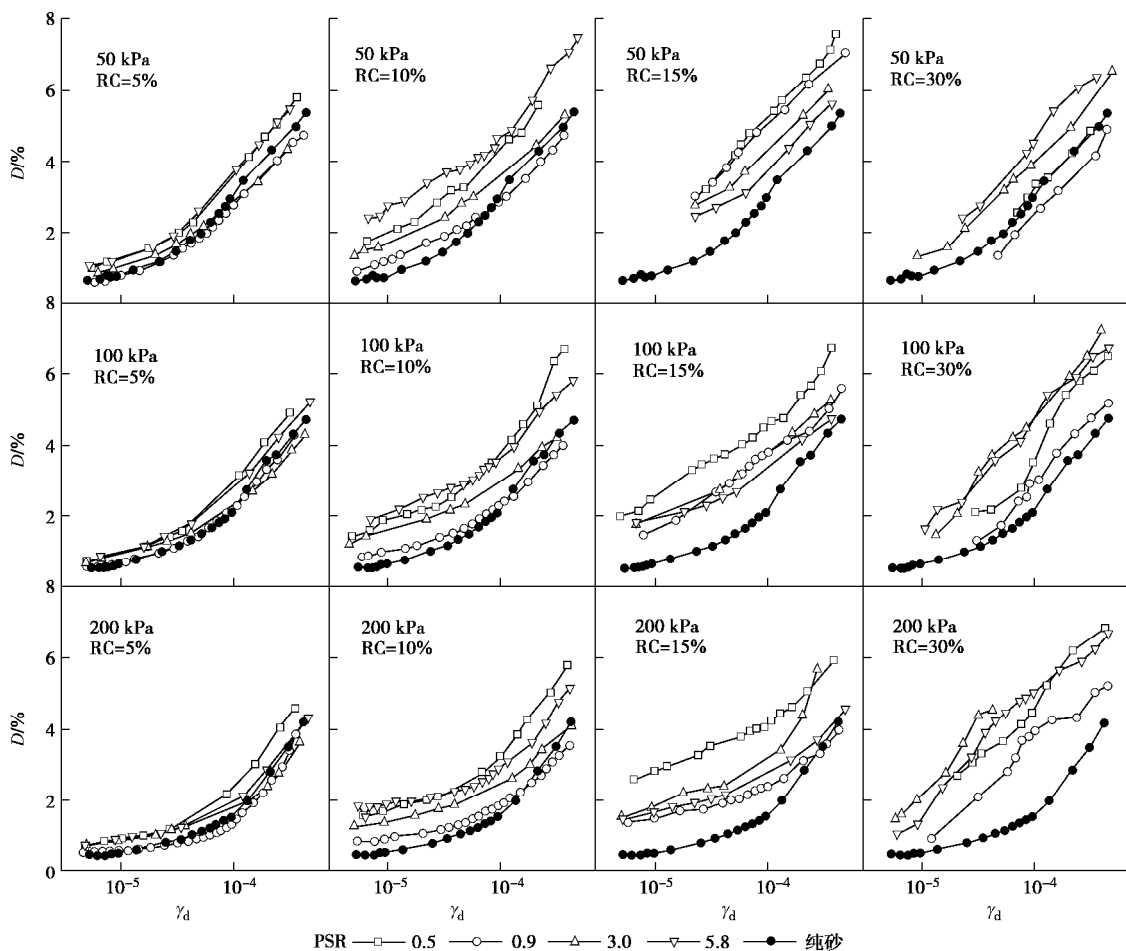
Fig. 11 Comparison between predicted G_{dmax} of RSMs and test values

图 12 粒径比对橡胶砂阻尼比的影响

Fig. 12 Effects of size ratios on damping ratio of RSMs

粒尺寸相近, 两者的接触最为充分, 原力链中的砂-砂接触最大限度地被砂-胶接触所替代, 故动剪模量达到最小值。当粒径比超过 1 继续增大时, 橡胶组分的分布更加集中而形成少数大的橡胶颗粒悬浮于砂颗粒中。由于橡胶材料的不可压缩性, 这些大的橡胶颗粒被砂颗粒包围而不可被嵌入, 从而形成拱效应, 使

得力链能绕过它而继续通过砂-砂接触传递。这解释了当粒径比超过 0.9 后, 动剪模量回升的原因。粒径比越大, 橡胶组分的集中程度越大, 力链所需绕过的“不可压缩空腔”的数量也就越少, 因而动剪模量回升越多。但当橡胶含量足够多时, 可能形成连续相邻的“空腔”, 进而削弱力链拱的侧向约束, 从而使橡

胶颗粒参与力链的传导。这解释了橡胶含量为 30% 时,当粒径比从 3.0 增加至 5.8 时,橡胶砂动剪模量再次降低的试验现象。

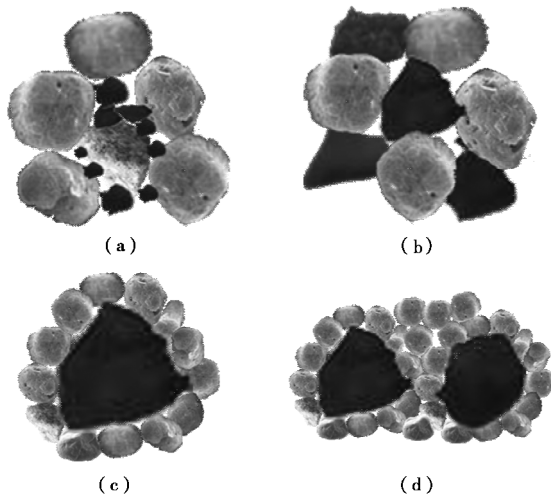


图 13 不同粒径比时颗粒细观分布及接触示意图

Fig. 13 Description of particle distribution and contact diagram of RSMs with different particle size ratios

橡胶砂的阻尼主要由振动过程中颗粒间的摩擦、砂颗粒去棱角化破碎、橡胶颗粒的变形发热等能量耗散所组成。粒径比接近 1 时,橡胶颗粒与砂颗粒接触最为充分,砂-砂刚性接触减少,砂颗粒间的去棱角化破碎耗能得到最大程度减小。这解释了在绝大多数工况下,粒径比 0.9 时橡胶砂阻尼比最小的原因。但即便如此,由于橡胶颗粒的摩擦、变形耗能以及振动发热效应,仍然比纯砂的阻尼比大。

3 结 论

(1) 橡胶含量和胶砂粒径比均会改变混合物中橡胶颗粒和砂颗粒的分布状态和颗粒接触状态,并共同影响混合土孔隙比,因此橡胶含量和粒径比对橡胶砂的动力特性存在耦合效应。

(2) 当橡胶含量较小 ($RC=5\%$) 时,随着粒径比的增大,由于试样内部力链中部分砂-砂接触逐渐转变为胶-砂接触,橡胶砂动剪模量衰减曲线 $G_d - g_d$ 会有所降低;当橡胶含量较大 ($RC \geq 10\%$) 时,试样内部橡胶颗粒增多,在粒径比为 0.5 时相当部分橡胶颗粒处于砂颗粒间隙间,未参与受力,在粒径比接近 1 时胶-砂接触最为充分,而在粒径比继续增大时由于橡胶颗粒增大且不可压缩而产生拱效应,因此 $G_d - g_d$ 曲线随粒径比的增大而表现先减小后增大的现象,临界粒径比约为 1。

(3) 随着橡胶含量的增多,参考剪应变增大,橡胶砂动剪模量随动应变的衰减变缓;当橡胶含量小于

10% 时,粒径比对参考剪应变的影响较小,当橡胶含量大于 10% 时,粒径比对参考剪应变的影响较为明显,后者随着前者的粒径比减小而增大。

(4) 当橡胶含量较低 ($RC=5\%$) 时,橡胶砂阻尼比较小,与纯砂接近,不同粒径比橡胶砂阻尼比曲线亦较为接近;随着橡胶含量的增大 ($RC \geq 10\%$),橡胶砂阻尼比明显高于纯砂,不同粒径比橡胶砂阻尼比曲线之间的差异也逐渐增大;橡胶砂阻尼比曲线随粒径比的增大表现出先降低后升高的规律,临界粒径比为 0.9,亦即当粒径比接近 1 时,橡胶砂阻尼比最小。

(5) 当将橡胶颗粒视作孔隙时,Hardin 常规土最大动剪模量经验公式仍可适用于橡胶砂,结合本文所提橡胶砂孔隙比试验拟合式,可对不同质量配比和粒径比橡胶砂的最大动剪模量进行合理预测。

参考文献:

- [1] LEE J, SALGADO R, BERNAL A, et al. Shredded tires and rubber-sand as lightweight backfill[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 1999, **125**(2): 132 - 141.
- [2] XIAO Y, NAN B, MCCARTNEY J S. Thermal conductivity of sand-tire shred mixtures[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2019, **145**(11): 06019012.
- [3] PATIL U, VALDES J R, EVANS T M. Swell mitigation with granulated tire rubber[J]. Journal of Materials in Civil Engineering, 2011, **23**(5): 721 - 727.
- [4] MEHRJARDIAAB G T. Combined use of geocell reinforcement and rubber-soil mixtures to improve performance of buried pipes[J]. Geotextiles & Geomembranes, 2012, **34**: 116 - 130.
- [5] PITILAKIS K, KARAPETROU S, TSAGDI K. Numerical investigation of the seismic response of RC buildings on soil replaced with rubber-sand mixtures[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2015, **79**: 237 - 252.
- [6] BRUNET S, DE LA LLERA J C, KAUSEL E. Non-linear modeling of seismic isolation systems made of recycled tire-rubber[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2016(85): 134 - 145.
- [7] 刘方成, 张永富, 周亚栋. 土工格室加筋橡胶砂垫层隔震试验研究[J]. 建筑结构学报, 2016, **37**(增刊 1): 93 - 100. (LIU Fang-cheng, ZHANG Yong-fu, ZHOU Ya-dong, et al. Experimental study on isolating performance of geo-cell reinforced rubber-sand mixture cushion[J]. Journal of Building Structures, 2016, **37**(S1): 93 - 100. (in Chinese))

- [8] TSANG H H, PITILAKIS K. Mechanism of geotechnical seismic isolation system: analytical modeling[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2019, **122**: 171 – 184.
- [9] MAEDA R, FINNEY B. Water quality assessment of submerged tire-derived aggregate fills[J]. *Journal of Environmental Engineering*, ASCE, 2018, **144**(2): 04017105.
- [10] YOUWAI S, BERGADO D T. Strength and deformation characteristics of shredded rubber tire-sand mixtures[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2003, **40**(2): 254 – 264. doi: 10.1139/T02-104
- [11] ZORNBERG J G, CABRAL A R, VIRATJANDR C. Behaviour of tire shred sand mixtures[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2004, **41**(2): 227 – 241.
- [12] SENETAKIS K, ANASTASIADIS A, PITILAKIS K. Dynamic properties of dry sand/rubber (SRM) and gravel/rubber (GRM) mixtures in a wide range of shearing strain amplitudes[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2012, **33**: 38 – 53.
- [13] 刘方成, 陈璐, 王海东. 橡胶砂动剪模量和阻尼比循环单剪试验研究[J]. *岩土力学*, 2016, **37**(7): 1903 – 1913. (LIU Fang-cheng, CHEN Lu, WANG Hai-dong. Evaluation of dynamic shear modulus and damping ratio of rubber-sand mixture based on cyclic simple shear tests[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2016, **37**(7): 1903 – 1913. (in Chinese))
- [14] FU R, COOP M R, LI X Q. Influence of particle type on the mechanics of sand-rubber mixtures[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 2017, **143**(9): 1 – 15.
- [15] FONSECA J, RIAZ A, Bernal-Sanchez J, et al. Particle-scale interactions and energy dissipation mechanisms in sand-rubber mixtures[J]. *Géotechnique*, 2019, **9**(4): 263 – 268.
- [16] LI W, KWOK C Y, SANDEEP C S, et al. Sand type effect on the behaviour of sand-granulated rubber mixtures: Integrated study from micro- to macro-scales[J]. *Powder Technology*, 2019, **342**: 907 – 916.
- [17] LEE C, TRUONG Q H, LEE W, et al. Characteristics of rubber-sand particle mixtures according to size ratio[J]. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 2010, **22**(4): 323 – 331.
- [18] EHSANI M, SHARIATMADARI N, MIRHOSSEINI S M. Shear modulus and damping ratio of sand-granulated rubber mixtures[J]. *Journal of Central South University*, 2015, **22**(8): 3159 – 3167.
- [19] LI B, HUANG M, ZENG X. Dynamic behavior and liquefaction analysis of recycled-rubber sand mixtures[J]. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 2016, **28**(11): 04016122.
- [20] HARDIN B O, DRNEVICH V P. Shear modulus and damping in soil: II design equations and curves[J]. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 1972, SM7, 667 – 692.
- [21] FENG Z Y, SUTTER K G. Dynamic properties of granulated rubber/sand mixtures[J]. *Geotechnical Testing Journal*, 2000, **23**(3): 338 – 344.
- [22] SENETAKIS K, ANASTASIADIS A, PITILAKIS K, et al. Dynamic behavior of sand rubber mixtures: part I effect of rubber content and duration of confinement on small-strain shear modulus and damping ratio[J]. *Journal of Astm International*, 2012, **9**(2): 103711.

DOI: 10.11779/CJGE202009012

温度对饱和黏性土剪切特性影响的试验研究

费康, 周莹, 付长郢

(扬州大学岩土工程研究所, 江苏 扬州 225127)

摘要: 采用温控三轴仪, 考虑不同的温度-应力路径, 对两种正常固结的饱和黏性土进行了固结不排水和固结排水剪切试验, 研究了温度变化对土体强度、应力应变关系、孔压响应和流动法则等的影响。结果表明, 温度效应的强弱与土的类别有关, 温度变化对粉质黏土的剪切特性基本没有影响, 但对黏土的影响不容忽视。随着温度的增加, 黏土的不排水和排水峰值强度有明显的提高, 临界摩擦角基本保持不变。不同温度下黏土不排水剪切过程中均产生正的超孔压, 排水剪切中土体体积均持续减小, 表明高温下偏应力偏应变曲线出现软化的原因与强超固结土的剪胀机理有区别。黏土剪切特性的变化程度与温度-应力路径相关, 先升温后固结试样的不排水强度比固结后升温试样的低。温度循环一周后, 黏土的不排水强度较室温下有明显提高。

关键词: 黏土; 粉质黏土; 三轴试验; 剪切特性; 温度效应

中图分类号: TU432 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2020)09-1679-08

作者简介: 费康(1978—), 男, 博士, 教授, 主要从事地基基础等方面的教学和科研工作。E-mail: kfei@yzu.edu.cn。

Experimental study on effect of temperature on shear behavior of saturated clays

FEI Kang, ZHOU Ying, FU Chang-yun

(Institute of Geotechnical Engineering, Yangzhou University, Yangzhou 225127, China)

Abstract: The effect of temperature on shear behavior of saturated clays is investigated by means of the temperature-controlled triaxial tests. Two kinds of normally consolidated saturated clays are tested. The test program involves different heating and consolidation sequences and drained conditions. The influences of the temperature change on the shear strength, the stress-strain relationship, the excess pore water pressure response and the flow rule are analyzed. The experimental results show that the temperature change significantly affects the shear behavior of the clay, while the temperature effect on the shear behavior of the silty clay is negligible. An increase in temperature increases the undrained and drained peak strength, but the critical friction angle does not change. The excess pore water pressures built up during undrained shear of clay specimens at different temperatures are all found to be positive, and the volume changes under drained shear are always contractive. It implies the reason that the stress-strain softening behavior at high temperature is not shear dilatancy, which is usually used to explain the softening behavior of heavily over-consolidated clays. The temperature effect on the shear behavior is also relevant with the temperature-stress path. The undrained shear strength of the specimen subjected to heat after consolidation is smaller than that of the specimen first heated. After a temperature cycle, the undrained shear strength increases markedly.

Key words: clay; silty clay; triaxial test; shear behavior; temperature effect

0 引言

在能源地下结构应用、核废料处置等问题中, 土体会经历明显的温度变化^[1-2]。为保证工程安全, 需深入了解温度对土体剪切特性的影响。早期学者们主要关心温度对土体剪切强度的影响, Noble等^[3]首次系统考虑了土样固结和剪切时的温度对黏土不排水强度的影响。试验结果表明固结温度越高, 不排水强度越大; 但对在同一温度下固结的土样, 强度随剪切温度的增加而减小。Uchaipichat等^[4]指出当温度从25℃增加60℃后, 粉土的峰值强度下降了15%~25%。研究表明,

温度对强度的影响还与变温时的排水条件有关。Sherif等^[5]认为若在不排水的条件下提高正常固结黏土试样的温度, 土颗粒与水热膨胀系数之间的差异会使得孔隙水压力上升, 有效应力下降, 黏土的无侧限抗压强度随之减小。Mitchell等^[6]总结的数据表明, 排水升温后黏土的强度明显提高。Ladd^[7]指出不排水剪切过程中的孔压增长规律也受到温度的影响, 其对强度也有

基金项目: 国家自然科学基金项目(51778557); 扬州大学研究生科研创新计划项目(XKYCX19_088)

收稿日期: 2019-11-18

影响。Kuntiwattanakul 等^[8]发现了相似的规律,他们对重塑饱和黏土进行了不同温度下的固结不排水剪切试验,结果表明正常固结土在剪切过程中产生的孔压随温度增加而减小,不排水强度随温度的增加而增加。Tanaka 等^[9]也得到了类似的结果,他们还指出虽然温度增加会提高黏土的峰值强度,但温度不影响临界状态强度(残余强度)的大小。

现有基于弹塑性理论的本构模型一般认为屈服面尺寸随温度升高而减小^[10-12]。对正常固结土,为保证应力状态点仍落在屈服面上,等应力排水升温过程中土体将产生塑性体积应变,塑性体积应变的硬化效应将弥补温度的热软化效应。按照这一观点,正常固结黏土升温后还处于正常固结状态,后续剪切过程中应力应变关系的变化可能与流动法则随温度的改变有关。目前这方面的研究还较少,试验数据也没有统一的规律,如 Abuel-Naga 等^[13]认为塑性体积应变与塑性偏应变之比 de_p^p/de_q^p 随温度的增加而增加, Graham 等^[14]认为其与温度无关,而 Ghahremannejad^[15]的试验数据表明其随温度的增加而减小。另外,一周温度循环之后热软化效应消失,残留的温度塑性体积应变是否会引起剪切硬化,是否与同等大小的力学塑性体积应变有相似的效果还缺乏试验数据支撑。Bai 等^[16]、杨光昌等^[17]基于颗粒物质热动力学理论,通过构建热力学恒等式建立了土体的本构关系,理论上能更深入地描述土体的能量耗散机理与宏观力学特性之间的关系,但模型的能力也需要更多试验数据的支撑。

为了进一步了解温度变化对剪切特性的影响规律,为热弹塑性本构模型建立和验证提供数据支撑,本文采用温控三轴仪,考虑不同的温度-应力路径,对两种黏性土进行了固结不排水和固结排水剪切试验,研究了温度变化对土体强度、应力应变关系、孔压响应和流动法则的影响。

1 试验介绍

1.1 试验仪器

试验采用温控三轴仪进行,其在三轴压力室的外侧设有水浴腔和真空腔。真空腔外包有隔热泡沫材料,水浴腔与恒温水浴箱相连,试验中通过循环水浴腔中的水改变土样的温度,温度变化范围为 5℃~80℃。温控三轴仪的围压和反压由标准压力/体积控制器控制,压力分辨率 1 kPa,体积变化分辨率 1 mm³。孔压传感器测量精度 0.1 kPa。温度测量精度 0.1℃。

1.2 试验材料

试验用土包括黏土和粉质黏土两种,物理性质见表 1。试样为直径 39.1 mm、高度 80 mm 的圆柱体,

采用击样法制作,控制干密度分别为 1.35 g/cm³ (黏土)和 1.50 g/cm³ (粉质黏土),制样含水率为塑限+2%。为保证饱和,试样先在真空桶中抽气 24 h,然后在三轴仪上进行反压饱和,直至孔隙水压力系数 B 大于 0.95。

表 1 试验土样基本物理性质

Table 1 Physical properties of test soils

| 土体 | 液限 /% | 塑限 /% | 塑限 指数 | 颗粒相对 密度 |
|----------|----------|----------|----------|------------|
| 黏土 (C) | 52.5 | 28.0 | 24.5 | 2.67 |
| 粉质黏土 (S) | 41.2 | 27.4 | 13.8 | 2.61 |

1.3 试验方案

试验在空调房间内进行,室温在 22℃~25℃左右。考虑不同的温度-应力路径组合,试验设计了 E1-E3 三类方案。试验编号见表 2。试验编号中的字母 C 和 S 分别代表黏土和粉质黏土,字母 U 和 D 分别代表不排水剪切和排水剪切。试验中升、降温阶段分级进行,每级温度增量 3 度,待孔压完全消散且时间不小于 1 h 后施加下级温度增量。不排水和排水条件下剪切速率分别为 0.02 mm/min 和 0.004 mm/min,当轴向应变达到 20%时停止试验。

表 2 试验方案

Table 2 Test plan

| 试验编号 | 剪切排水 条件 | 温度增量 /℃ | 剪切前有 效围压 /kPa | 温度- 应力历 史 |
|------------|------------|------------|---------------------|-------------------|
| E1-C/S-U-1 | 不排水 | 0 | 100 | 固结后 升温 |
| E1-C/S-U-2 | | 0 | 200 | |
| E1-C/S-U-3 | | 0 | 400 | |
| E1-C/S-U-4 | | 40 | 200 | |
| E1-C/S-U-5 | | 60 | 200 | |
| E1-C-D-1 | 排水 | 20 | 200 | 升温后 固结 |
| E1-C/S-D-2 | | 40 | 200 | |
| E1-C/S-D-3 | | 60 | 200 | |
| E2-C/S-U-1 | 不排水 | 40 | 200 | 升温后 固结 |
| E2-C-U-2 | | 60 | 200 | |
| E3-C/S-U-1 | 不排水 | 40 | 200 | 固结后 温度循 环一周 |

2 试验结果及分析

2.1 温度对不排水强度的影响

(1) 黏土

图 1 (a)~(c) 分别给出了黏土在不同温度下的偏应力 q 、有效主应力比 s_1'/s_3' 和超孔压 Δu 随偏应变 e_q 的变化关系,图 1 (d) 是对应的有效应力路径。试验结果表明室温下黏土呈现出应变硬化的特点,偏应力和超孔压均随轴向应变的增加而增加,有效应力路径向左侧发展,直至达到临界状态线 (CSL) 后偏应力和孔压达到稳定值。不同围压下的试验结果有较好的规律性,有效主应力比曲线基本吻合。

温度变化后, 应力应变曲线的形态发生改变。温度越高, 应力应变曲线的应变软化特性越明显, 峰值不排水剪切强度越大。围压 200 kPa, 升温 40℃, 60℃ 后的峰值不排水强度分别为 194.7 和 224.4 kPa, 较室温下的 147.4 kPa 分别提高了 32.1% 和 52.2%。相比而言, 剪切过程中超孔压的变化不大, 升温 40℃、60℃ 后超孔压最大值分别为 118.4, 113.0 kPa, 孔压比室温下的 124.7 kPa 分别降低了 5.1% 和 9.4%。剪切强度的提高不完全是超孔压减小、有效应力增加的结果。这与图 1 (c) 中有效主应力比的变化规律对应。该图表明温度越高, 土体剪切过程中的峰值有效主应力比越大, 意味着升温过程中土体结构性发生了变化, 剪切特性与室温下有明显的区别。

另外注意到, 不同温度的有效主应力比曲线在大应变下逐渐趋于同一值。这说明虽然黏土的峰值摩擦角随温度的增加而增加, 但残余或临界摩擦角可认为与温度无关。从图 1 (d) 中的有效应力路径也可得到同样的结论。温度越高, 剪切初期的有效应力路径越靠右, 但剪切结束时的有效应力路径逐渐趋于室温下的临界状态线, 临界状态线在 $p'-q$ 平面上的斜率 $M=1.18$, 对应的临界摩擦角 $j'_{cs}=29.5^\circ$ 。从微观上来看, 升温过程中土颗粒间作用力、土颗粒的排列与组合将有所变化。这种改变对抗剪性能的影响主要发生在剪切的中前期, 当土粒之间发生足够的剪切滑移之后, 土体的剪切特性将主要取决于土体的矿物组成、级配等固有性质, 温度的影响逐渐消失。

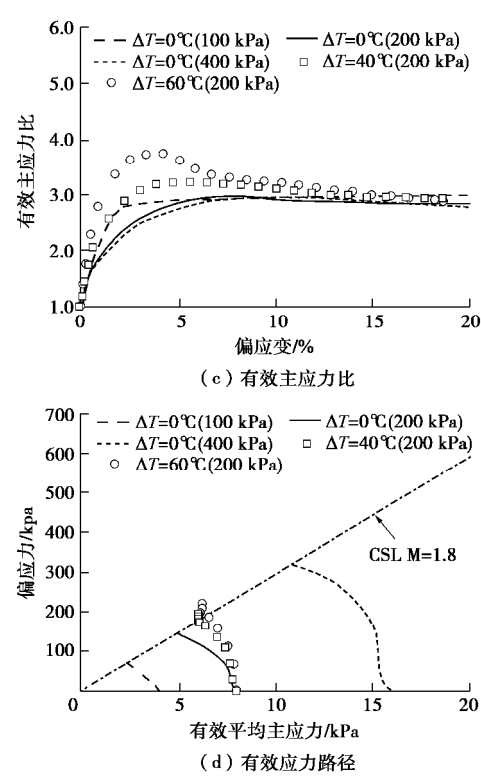
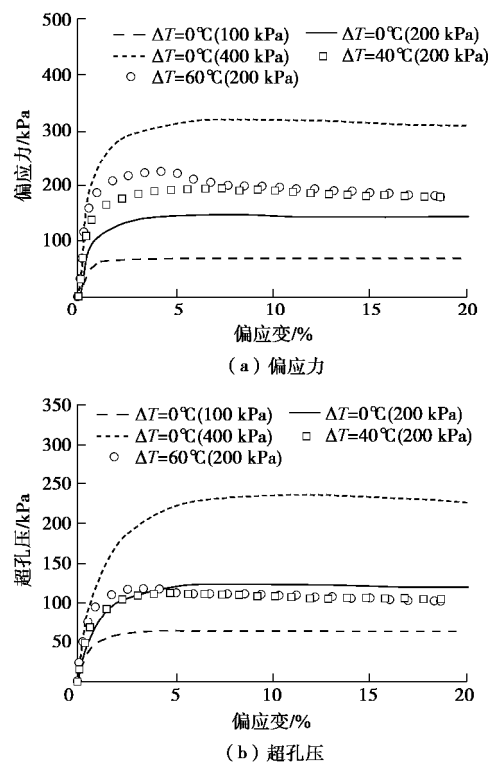


图 1 黏土不同温度下固结不排水试验结果

Fig. 1 Results of CU tests on clays at different temperatures

现有研究通常认为等应力排水升温后, 正常固结土仍处于正常固结状态^[18], 因此不同温度下的剪切将具有相同的应力状态起点 (图 2 中的屈服面 Y_0 与横坐标的交点)。试验结果表明, 高温下的有效应力路径相对靠右, 如果屈服面的形状不发生变化, 意味着此时屈服面的尺寸较大 (图 2 中的 Y_2)。根据体积应变硬化机理, 此时土体应具有较大的塑性体积应变。在不排水条件下, 较大的塑性体积应变将对应较大的超孔压, 与试验现象相矛盾。这意味着屈服面随着温度的变化而变化, 高温下屈服轨迹右侧更陡 (图 2 中的 Y_3)。

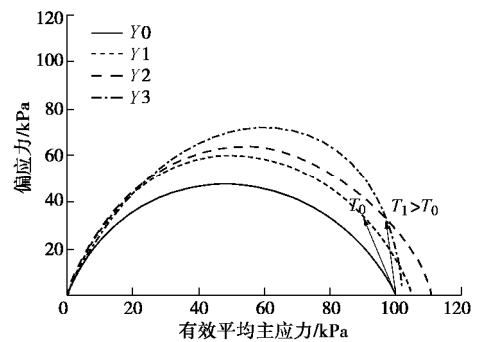


图 2 屈服面随温度变化示意图

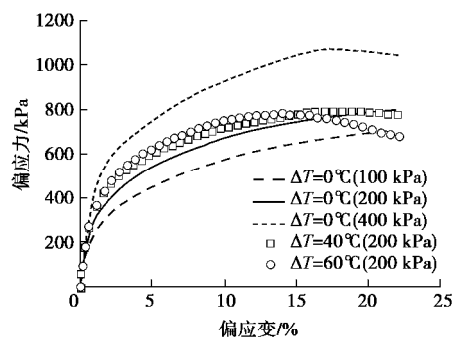
Fig. 2 Sketch of evolution of yield surface with temperature

(2) 粉质黏土

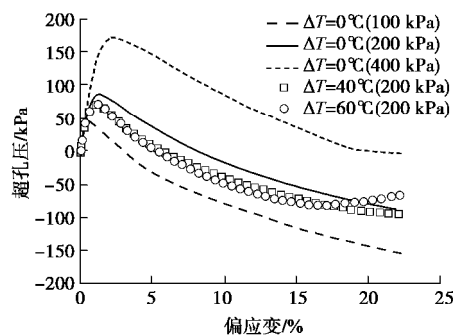
图 3 是粉质黏土的固结不排水剪切试验结果。室温下的粉质黏土不排水剪切的应力应变曲线上没有明显的破坏点, 偏应力随偏应变的发展持续提高。对比

孔压的发展规律来看, 室温下轴向应变达到 2.2% 之后, 孔压从上升转为下降, 表明粉质黏土有剪胀的趋势, 有效应力随孔压的下降而提高, 有效应力路径转而向右上发展, 土体能承受更大的偏应力。图 3 (b) 的有效主应力比随应变的软化特征也表明土体有剪胀的趋势, 有效围压越小, 有效主应力峰值越大, 剪胀越明显, 但大应变下各围压下的主应力比曲线趋于稳定值。试验结束时偏应力、超孔压仍有一定的变化趋势, 未完全达到临界状态。考虑到土体从剪缩转为剪胀的相转点对应的应力比与临界状态应力比相近, 据此得到的临界状态线在图 3 (b) 中给出, 其 $M=1.40$, 对应的临界摩擦角 $j'_{cs}=34.6^\circ$ 。

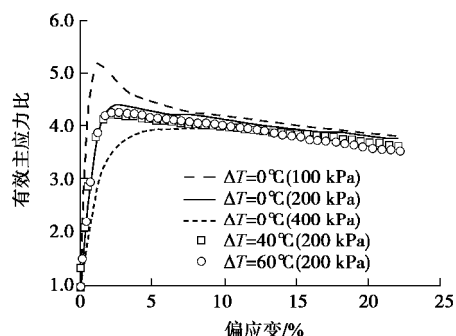
温度升高后, 粉质黏土的剪切特性没有本质变化, 试样仍然有剪胀的趋势, 超孔压随剪切的进行先增加后减小, 最大超孔压增量随温度的增加而减小, 相应的偏应力应变曲线要高一些, 但幅度不大, 有效主应力比曲线在一狭窄的范围之内, 各温度下的有效应力路径也趋于室温下的临界状态线, 表明温度对临界摩擦角的影响不大。



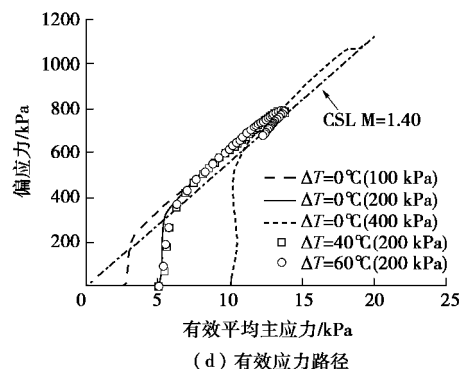
(a) 偏应力



(b) 超孔压



(c) 有效主应力比



(d) 有效应力路径

图 3 粉质黏土不同温度下固结不排水试验结果

Fig. 3 Results of CU tests on silty clays at different temperatures

2.2 温度对排水强度的影响

(1) 黏土

图 4 是不同温度下黏土的固结排水剪试验结果。因为排水条件下偏应力与主应力比的变化规律一致, 这里只给出了偏应力的试验结果。图 4 (a) 表明, 偏应力应变曲线形态随温度改变。各温度下的临界强度基本接近, 但升温 40°C 和 60°C 试样的曲线存在峰值, 呈典型的应变软化型。温度越高, 黏土的排水剪切强度越大, $\Delta T=0^\circ\text{C}$, 20°C , 40°C , 60°C 的峰值强度分别为 316.6, 354.6, 403.8 和 424.4 kPa。在经典的临界状态土力学中, 应力应变曲线的软化通常在强超固结土中才会发生, 其解释为剪切过程中发生塑性膨胀应变, 屈服面缩小, 应力状态向临界状态变化。但注意到本次试验中土样均为正常固结试样, 若认为升温后仍处于正常固结状态, 应力应变曲线理论上应为应变硬化型, 这意味着传统的临界状态模型在模拟这一特性时可能有不足。

另外, 尽管高温下应力应变曲线呈现出应变软化的特点, 图 4 (b) 中不同温度下的体积应变 e_v 却均随剪切应变 e_s 增加, 并逐渐趋于稳定值。 $\Delta T=0^\circ\text{C}$, 20°C , 40°C , 60°C 的体积应变分别达到 4.7%, 4.0%, 2.9% 和 3.2%, 大体上随着温度的增加而减小。这种现象与海相黏土等拟超固结土的特性类似, 马时东^[19]指出这类黏土虽然没有经历过应力加、卸载过程, 但由于在沉积过程中受到次固结、化学胶结、干燥应力等因素的影响, 产生了与孔隙比减小和薄膜阻力增加的附加结构强度, 强度特性与超固结土类似, 但不排水剪切过程中均不产生负孔压, 也即没有剪胀。类似的, 可以认为高温下应力应变曲线的软化特征主要与温度引起的附加结构强度有关, 与强超固结土的剪胀机理不同。

为进一步分析不同温度下黏土的剪胀性, 图 4 (c) 给出了剪胀因子 y 随应力比 h 的变化。剪胀因子 y 为

$$y = \frac{de_v^p}{de_q^p} \approx \frac{de_v}{de_q}, \quad (1)$$

式中, de_v^p 和 de_q^p 分别是塑性体积和塑性偏应变增量, 忽略弹性分量, 可近似按总应变增量估算。对比起见, 图 4 (c) 中同时给出了剑桥模型 (式 (2)) 和修正剑桥模型的剪胀因子 (式 (3)), M 取图 1 (d) 中的数值 1.18。

$$y = M - h, \quad (2)$$

$$y = (M^2 - h^2)/2h. \quad (3)$$

试验结果表明, 室温下黏土的 y 随 h 的增加而减小, 与剑桥模型的结果接近。随着温度的增加, y 逐渐变大。应力比 h 越大, 温度的影响越明显。

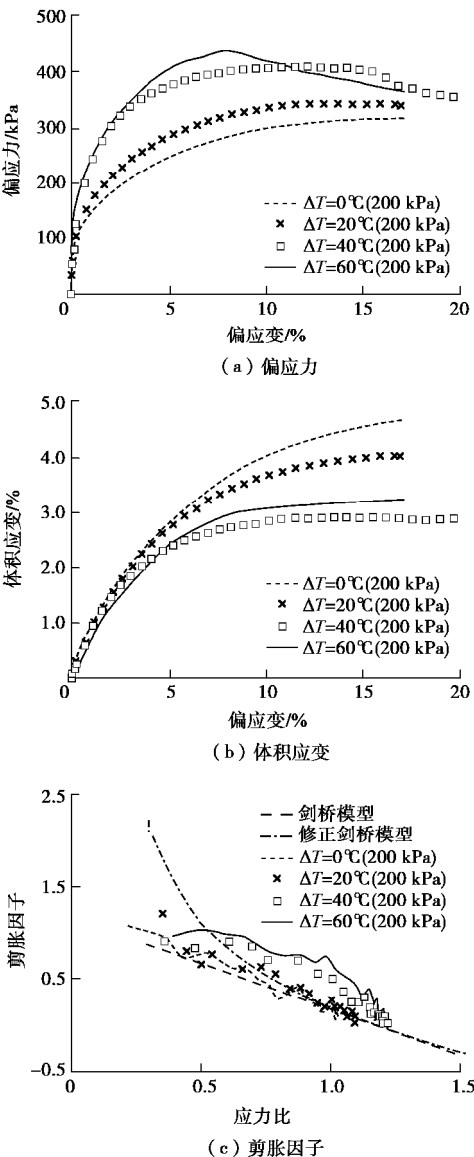


图 4 黏土不同温度下固结排水试验结果

Fig. 4 Results of CD tests on clays at different temperatures

(2) 粉质黏土

粉质黏土不同温度下固结排水剪的试验结果绘制于图 5。与黏土相比, 粉质黏土排水剪切特性受温度

的影响较小, 偏应力应变曲线基本重合, 都表现出轻微软化的特点。体积应变大小与温度之间没有明确的规律, 但量值变化范围较小。剪胀因子 y 随温度的变化也较小, 与剑桥模型更接近。

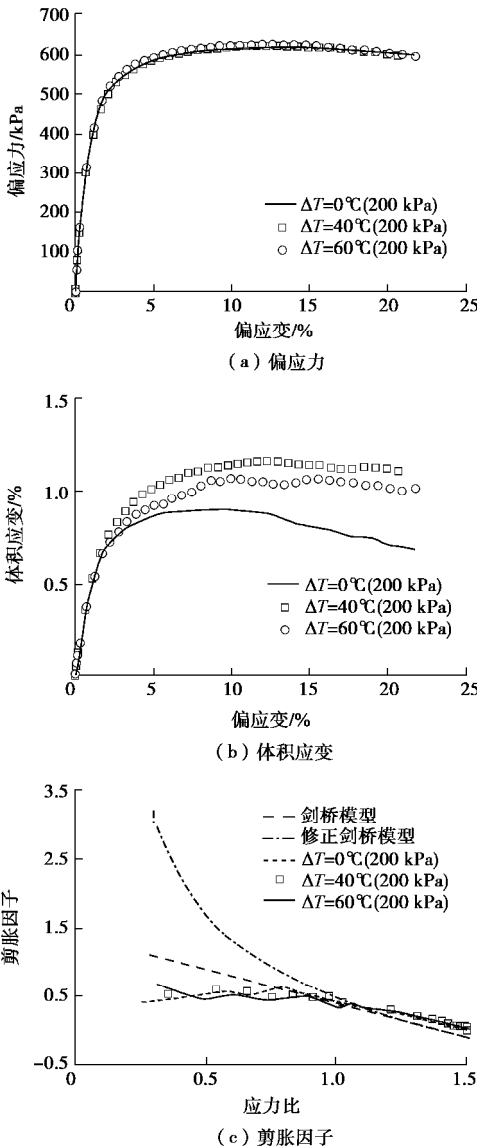


图 5 粉质黏土不同温度下固结排水试验结果

Fig. 5 Results of CD tests on silty clays at different temperatures

2.3 温度 - 应力路径对不排水强度的影响

图 6 和图 7 分别是围压 200 kPa 下不同温度应力 - 路径的黏土和粉质黏土的固结不排水试验结果。对比起见, 室温下的试验结果一并给出。由于粉质黏土各方案的结果区别不大, 这里主要对黏土进行讨论。试验表明, 升温后黏土不排水强度均大于室温下的结果, 但剪切特性与温度 - 应力路径相关, 先升温后固结试样剪切过程中的超孔压比固结后升温试样的略大, 不排水强度则要低一些, $\Delta T = 40^\circ\text{C}$ 和 60°C 下的峰值剪应力分别减小了约 11.2% 和 14.5%。从有效主应力比的结果来看, 升温后固结试样的应变软化特征要低一

些, 峰值有效主应力比较小。各方案下的有效主应力比有趋于同一数值的趋势, 剪切结束时有效主应力比变化范围约 8% 左右, 应力路径均逐渐接近按室固结不排水试验确定的临界状态线。

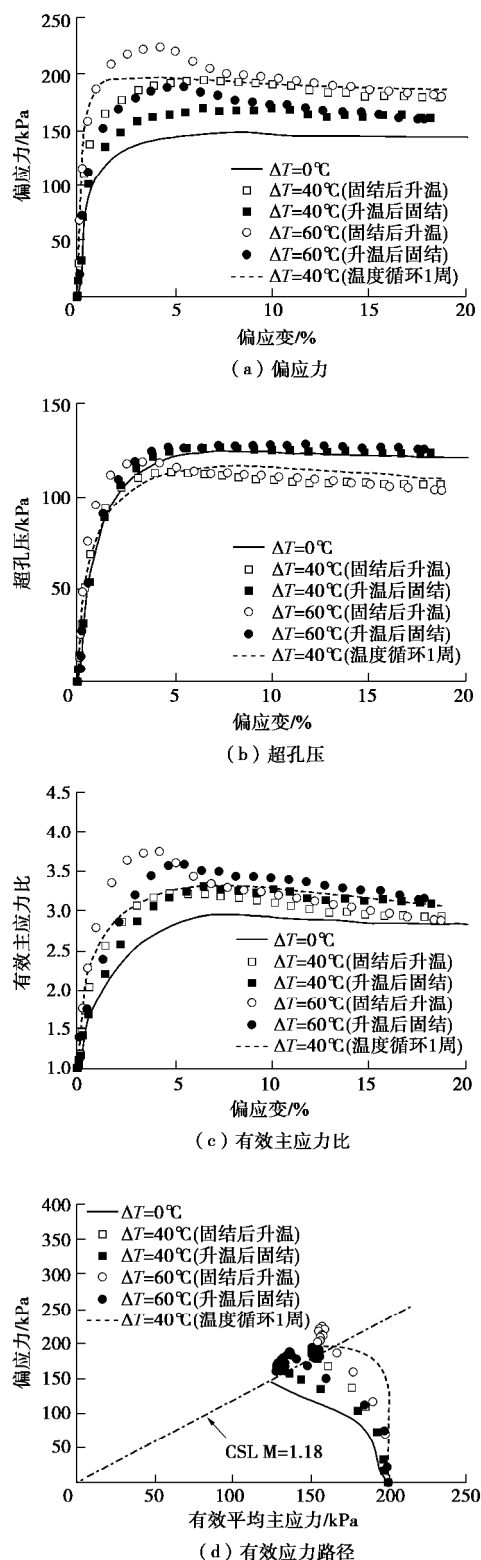


图6 黏土不同温度-应力路径下固结不排水试验结果

Fig. 6 Results of CU tests on clays under different temperatures-stress paths

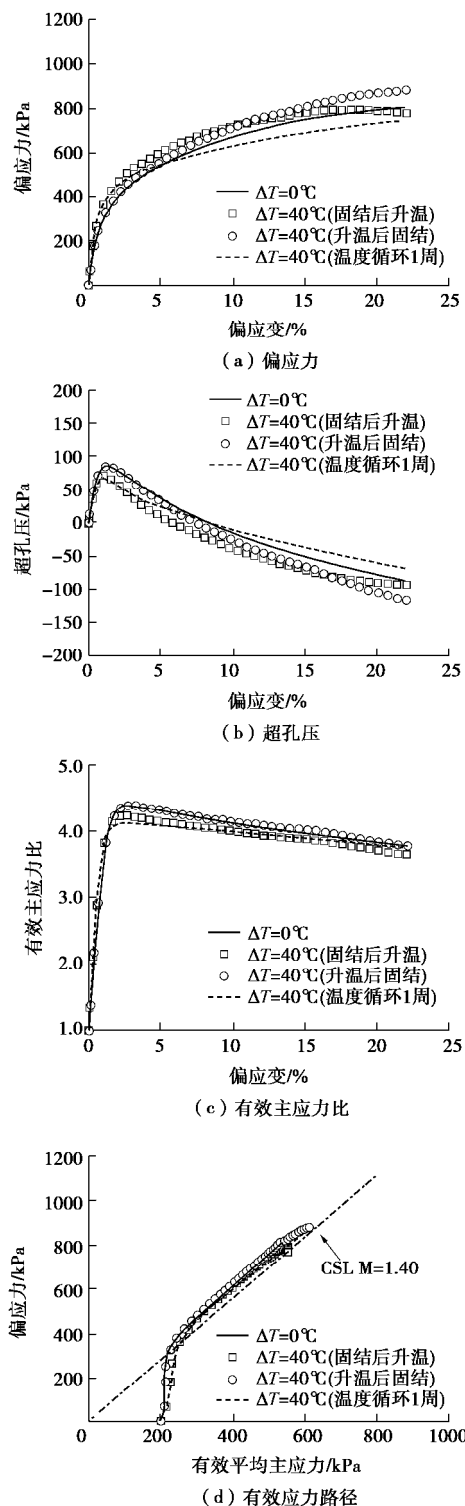


图7 粉质黏土不同温度-应力路径下固结不排水试验结果

Fig. 7 Results of CU tests on silty clays under different temperatures-stress paths

费康等^[20]在研究温度对黏性土体积变形特性的影响时指出, 单次温度循环中黏性土产生的体积应变随循环周数的增加而减小, 即存在所谓温度历史效应。但若将土体重新加载固结到新的应力状态, 温度历史的影响将被覆盖, 温度循环将引起新的塑性体积应变, 且量值及发展规律与初始温度循环下类似。对应的,

可以认为升温再固结的试样, 温度历史的效应被全部或部分覆盖, 不排水剪切强度的提高幅度要低一些。

图6还表明, 温度循环一周后, 黏土的偏应力应变曲线为应变硬化型。这可能是因为温度变化对双电层厚度及作用力的影响大部分是可逆的, 温度回到室温后, 薄膜黏着应力对强度影响消失。但黏土温度循环1周后的不排水强度仍有较明显的提高, 比室温下增加了40%。

学者们^[12, 21]在研究黏土压缩特性的温度效应时认为正常固结黏土在等应力排水升温一回温后, 土体中存在残余塑性体积应变, 屈服面随之硬化, 土体存在超固结土的特点。为验证强度变化与温度循环过程中体积变化之间的关系, 图8给出了温度变化引起的黏土和粉质黏土体积应变。相比而言, 黏土对温度的响应更明显, 升一回温40℃将产生1.24%的塑性体积应变, 屈服应力 p_c 按下式估算为271 kPa, 对应超固结比约为1.36。

$$p_c = p_{c0} \exp(b\Delta e_v^p), \quad (4)$$

式中, $b = (1+e)/(1-k)$, e 为固结完成后的孔隙比, 取0.852; 1 和 k 分别是压缩和回弹指数, 按试验确定为0.10和0.025; Δe_v^p 是塑性体积应变。

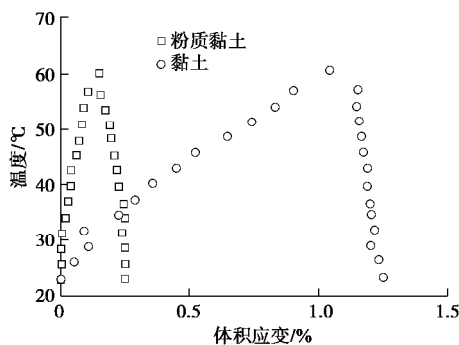


图8 土体温度体积应变

Fig. 8 Thermal volumetric strains of soils

为验证升一回温过程中的塑性体积应变是否与力学作用产生的塑性体积应变有相似的硬化作用, 在室温下对超固结比为OCR=1.5的黏土试样进行了固结不排水剪切试验, 得到的偏应力偏应变曲线绘制于图9。

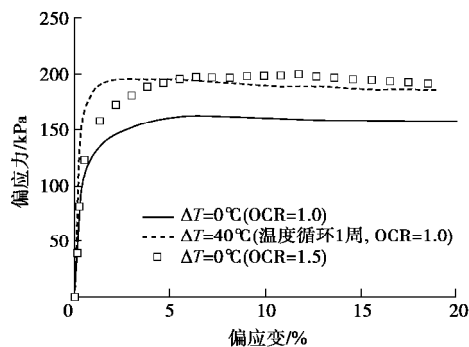


图9 不同超固结比下黏土的剪切特性

Fig. 9 Shear behaviors of clays at different OCRs

由图9可见, OCR=1.5的试样与经历过温度循环的试样强度相近, 可以认为试样抗剪强度的提高与温度循环过程中产生的塑性体积应变有较好的对应性。

3 结 论

本文采用温控三轴仪, 研究了饱和黏土和粉质黏土剪切特性的温度效应, 得到以下结论:

(1) 温度对土体剪切特性的影响程度与土的类别有关。与粉质黏土相比, 黏土剪切特性的温度效应更明显。

(2) 温度越高, 黏土固结不排水剪切中的偏应力-偏应变曲线的应变软化特性越明显。温度增加40℃, 60℃后, 峰值不排水剪切强度较室温下分别增加了32.1%和52.2%, 超孔压分别减小了5.1%和9.4%, 剪切强度的提高不完全是超孔压减小、有效应力增加的结果。

(3) 不同温度固结排水剪切中, 黏土塑性应变增量方向随温度而改变, 同一应力比下的剪胀因子随温度的增加而增加。黏土体积随剪切的进行持续减小, 不发生剪胀。高温下应力应变曲线的软化特征主要与温度引起的附加结构强度有关, 与强超固结土的剪胀机理不同。

(4) 黏土剪切特性与温度-应力路径相关, 先升温后固结试样的不排水强度比固结后升温试样的低。

(5) 与力学塑性体积应变类似, 温度循环过程中产生的塑性体积应变也会造成土体硬化。温度循环一周后, 黏土不排水强度较室温下有明显提高。

参考文献:

- [1] 刘汉龙, 孔纲强, 吴宏伟. 能量桩工程应用研究进展及PCC能量桩技术开发[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(1): 176 - 181. (LIU Han-long, KONG gang-qiang, NG C W W. Applications of energy piles and technical development of PCC energy piles[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, 36(1): 176 - 181. (in Chinese))
- [2] BRANDL H. Energy foundations and other thermo-active ground structures[J]. Géotechnique, 2006, 56(2): 81 - 122.
- [3] NOBLE C A, DEMIREL T. Effect of Temperature on Strength Behavior of Cohesive Soil[M]. Washington D C: Highway Research Board, Special Report 103, 1969: 204 - 219.
- [4] UCHAIPICHAT A, KHALILI N. Experimental investigation of thermo-hydro-mechanical behaviour of an unsaturated silt[J]. Géotechnique, 2009, 59(4): 339 - 353.
- [5] SHERIF M A, BURROUS C M. Temperature Effects on the Unconfined Shear Strength of Saturated, Cohesive Soil[M].

- Washington D C: Highway Research Board, Special Report 103, 1969: 267 - 272.
- [6] MITCHELL J K, SOGA K. Fundamentals of Soil Behavior[M]. New York: John Wiley & Sons, 2005.
- [7] LADD C C. Physico-Chemical Analysis of the Shear Strength of Saturated Clays[D]. Cambridge: Massachusetts Institute of Technology, 1961.
- [8] KUNTIWATTANAKUL P, TOWHATA I, OHISHI K, et al. Temperature effects on undrained shear characteristics of clay[J]. Soils and Foundations, 1995, **35**(1): 147 - 162.
- [9] TANAKA N, GRAHAM J, CRILLY T. Stress-strain behaviour of reconstituted illitic clay at different temperatures[J]. Engineering Geology, 1997, **47**(4): 339 - 350.
- [10] YAO Y P, ZHOU A N. Non-isothermal unified hardening model: a thermo-elasto-plastic model for clays[J]. Géotechnique, 2013, **63**(15): 1328 - 1345.
- [11] 白冰, 赵成刚. 温度对黏性土介质力学特性的影响[J]. 岩土力学, 2003, **24**(4): 533 - 537. (BAI Bing, ZHAO Cheng-gang. Temperature effects on mechanical characteristics of clay soils[J]. Rock and Soil Mechanics, **24**(4): 533 - 537. (in Chinese))
- [12] ZHOU C, FONG K Y, NG C W W. A new bounding surface model for thermal cyclic behaviour[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2017, **41**(16): 1656 - 1666.
- [13] ABUEL-NAGA H M, BERGADO D T, LIM B F. Effect of temperature on shear strength and yielding behavior of soft Bangkok clay[J]. Soils and Foundations, 2007, **47**(3): 423 - 436.
- [14] GRAHAM J, TANAKA N, CRILLY T, et al. Modified Cam-Clay modelling of temperature effects in clays[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2001, **38**(3): 608 - 621.
- [15] GHAREMANNEJAD B. Thermo-Mechanical Behaviour of Two Reconstituted Clays[D]. Sydney: University of Sydney, 2003.
- [16] BAI B, YANG G, LI T, et al. A thermodynamic constitutive model with temperature effect based on particle rearrangement for geomaterials[J]. Mechanics of Materials, 2019, **139**: 103180.
- [17] 杨光昌, 白冰. 基于颗粒物质热动力学理论的非饱和土热水力耦合模型研究[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(9): 1688 - 1697. (YANG Guang-chang, BAI Bing. A thermo-hydro-mechanical coupled model for unsaturated soils based on thermodynamic theory of granular matter[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(9): 1688 - 1697. (in Chinese))
- [18] XIONG Y, YANG Q, SANG Q, et al. A unified thermal-hardening and thermal-softening constitutive model of soils[J]. Applied Mathematical Modelling, 2019, **74**: 73 - 84.
- [19] 马时冬. 拟超固结黏土的应力-应变-强度特性[J]. 岩土工程学报, 1987, **9**(1): 53 - 60. (MA Shi-dong. On the stress-strain-strength characteristics of quasi-overconsolidated clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1987, **9**(1): 53 - 60. (in Chinese))
- [20] 费康, 戴迪, 付长郢. 热-力耦合作用下黏土体积变形特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(9): 1752 - 1758. (FEI Kang, DAI Di, FU Chang-yun. Experimental study of the volume change behavior of clay subjected to thermo-mechanical loads[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(9): 1752 - 1758. (in Chinese))
- [21] DI D A, LALOUI L. Response of soil subjected to thermal cyclic loading: experimental and constitutive study[J]. Engineering Geology, 2015, **190**: 65 - 76.

DOI: 10.11779/CJGE202009013

花岗岩细观破裂特征及宏观尺度效应的颗粒流研究

孙 闯¹, 敖云鹤¹, 张家鸣¹, 王 帅²

(1. 辽宁工程技术大学土木工程学院, 辽宁 阜新 123000; 2. 长江科学院水利部岩土力学与工程重点实验室, 湖北 武汉 430010)

摘 要: 基于颗粒流方法, 提出可变半径比例 Clump 结构的构建方法, 分析颗粒流细观参数及细观结构特征对模拟岩石试件拉、压特性的影响规律, 构建适用于花岗岩力学特性的 Clump 颗粒流结构模型, 验证可变半径比例 Clump 结构及细观力学参数的可靠性; 构建不同尺度的深部洞室颗粒流模型, 分析深部围岩宏观破裂的尺度效应。研究表明, Ball 和 Clump 模型的拉压比对细观力学参数变化的敏感度小, 可变半径比例 Clump 模型的力学特性对粒径尺寸及比例变化的敏感度大; 对比分析花岗岩室内试验与数值模拟的拉、压强度曲线及破裂模式, 基于可变粒径比例的 Clump 计算模型与试验结果基本吻合; 采用小尺度颗粒模型的深部围岩宏观破裂区主要以局部区域破碎为主, 随着颗粒模型尺度逐渐增大, 围岩表现出明显的剪切滑移及板裂破坏特征, 构建的深部围岩颗粒流模型具有明显的宏观破裂尺度效应。

关键词: 颗粒流; 破裂特征; 尺度效应; 花岗岩; 裂隙

中图分类号: TU452

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)09-1687-09

作者简介: 孙 闯(1983—), 男, 博士, 副教授, 主要从事岩石力学试验与数值计算方面的研究工作。E-mail: sunchuang88@163.com。

Particle flow of meso-fracture characteristics and macro-scale effect of granites

SUN Chuang¹, AO Yun-he¹, ZHANG Jia-ming¹, WANG Shuai²

(1. School of Civil Engineering, Liaoning Technical University, Fuxin 123000, China; 2. Key Laboratory of Geotechnical Mechanics and Engineering of Ministry of Water Resources, Yangtze River Scientific Research Institute, Wuhan 430010, China)

Abstract: A formulation method for variable radius proportional clump structure is proposed according to the particle flow method. The effects of mesoparameters and meso-structural characteristics of particle flow on the compressive and tensile properties of simulated rocks are investigated. A clump particle flow structure is constructed, which is suitable for the mechanical characteristics of granite. The reliability of clump structure with variable radius ratio and meso-mechanical parameters is verified. The particle flow models for deep caverns with different sizes are developed, and the scale effect of macro fractures of deep surrounding rock is evaluated. The research results show that the tensile compression ratios of ball and clump models are less sensitive to the changes of meso parameters, and the mechanical properties of variable radius proportional clump model are more sensitive to the changes of particle size and proportion. Using the clump models with different particle size ratios, the compressive and tensile strength curves and fracture modes of numerical simulations and experimental tests are investigated. A good compliance is observed between the numerical and experimental findings. In the small-scale particle model, the fracture zones of the surrounding rocks are mainly broken in local area. By increasing the particle model scale, the clear shear-slip fracture characteristics appear. Simulating the fracture properties by the particle flow model for deep surrounding rocks exhibits clear macro-scale effects.

Key words: particle flow; fracture characteristic; scale effect; granite; crack

0 引 言

自然界中的岩石因受到长期地质构造作用和复杂物理地质环境的影响, 表现为非均质、不连续等复杂特性^[1]。在岩土工程的计算分析中, 常采用离散元方法分析岩体的复杂力学特性, 随着近年来离散元方法的快速发展, 其中的颗粒流方法已经实现了对脆性岩石材料微裂纹行为的模拟分析^[2]。通过对岩石细观及

微观的观察, 发现多数岩石都是由不规则的矿物颗粒紧密结合在一起组成, 矿物颗粒的形状对岩石宏观力学行为存在一定的影响。所以, 提出一种能够符合不同类型岩石力学特性的颗粒流模型, 并实现构建大尺

基金项目: 国家重点研发计划项目(2017YFC1503101); 国家自然科学基金项目(51704144); 辽宁省“兴辽英才计划”项目(XLYC1807107)
收稿日期: 2019-11-11

度颗粒模型的数值方法,对深入研究岩体的细观破裂特征,分析深部洞室围岩宏观破裂尺度效应规律等方面具有重要意义。

近年来,学者们主要从裂隙扩展的角度开展了岩石细观破裂特征的颗粒流研究,如胡波等^[3]采用颗粒流程序对试样的三轴压缩及蠕变进行了数值模拟,研究了含裂隙硬岩长期蠕变变形行为及蠕变模型;邓树新等^[4]利用试验设计法针对硬质岩体颗粒离散元数值计算中的细观参数标定问题进行了研究;Bahrani等^[5]提出SDA法估算微裂纹岩石的强度以及含不同种类岩石试样的极限强度裂纹密度;Shi等^[6]采用离散元方法,研究了矿物配比和微裂隙分布对岩石宏观力学性能的影响。丛宇等^[7]基于颗粒流原理并结合大理岩室内加、卸荷试验确定了适用于岩石类材料的细观参数,提出了裂纹分布多样化的本质原因。

在颗粒流分析岩石宏观破裂过程中,岩体颗粒流模型具有一定的尺度效应,如Stavrou等^[8]采用离散元方法进行岩体的尺度分析,提出了块石强度与其体积和条件的关系;孙超等^[9]通过不同高宽比均质岩样在不同端部约束条件下的离散元单轴压缩数值试验,探讨了无微裂隙均质岩石尺寸效应产生的微观机制;谢璨等^[10]开展了不同试件尺寸及裂隙倾角的光弹性单轴压缩试验,分析了岩石裂隙扩展失稳尺寸效应的影响;Peng等^[11]对粒子效应进行了数值研究,分析了粒度对比对材料的变形和强度行为、微裂纹扩展过程和诱发微裂纹形态的影响;陈庆发等^[12]利用块体化程度指标,从岩体空间结构角度,揭示了岩体几何与力学尺寸效应的关联性;梁昌玉等^[13]通过对中低应变率加载条件下岩石尺寸效应能量特征进行物理试验,探究了引起强度尺寸效应的本质动因。

在颗粒流分析中,如何获得准确的岩石拉压比细观参数,如何构建大尺度颗粒流模型等方面,仍然是科研工作者面临的主要问题。本文基于颗粒流方法,提出可变半径比例的Clump模型构建方法,计算分析模型细观参数及细观结构特征对模拟岩石试件拉、压特性的影响,采用室内试验方法分析不同类型裂隙花岗岩细观破裂特征,并构建适用于花岗岩力学特性的Clump颗粒流结构,提出构建大尺度颗粒流模型方法,分析深部围岩局部破裂的宏观尺度效应。研究成果对深入研究硬岩的岩爆、水压致裂及锚固失效机理等具有重要参考意义。

1 PFC模拟岩石力学行为的方法

颗粒流程序PFC (particle flow code)是通过离散单元方法来模拟圆形颗粒的运动及其相互作用,从基

本颗粒结构角度考虑基本力学特性,在分析材料从线弹性阶段至断裂破坏的大变形过程中,能直观反映裂纹的形成、扩展及贯通过程^[2],因此,颗粒流方法已经成为模拟岩石类材料宏观细观力学行为的主要方法。

PFC中提供了两种基本的黏结模型:接触黏结模型(CBM)和平行黏结模型(PBM)。在接触黏结模型中,黏结剪切破坏后,只要颗粒保持接触,剪切强度就跌落至由摩擦决定的恒定值,接触刚度仍存在。然而,一旦黏结张拉破坏,不论颗粒是否接触,黏结的拉伸强度为零,如图1所示。因此,在接触黏结模型中,如果保持颗粒接触,黏结破坏可能不会显著影响宏观刚度,这对于岩石来说是不可能的。

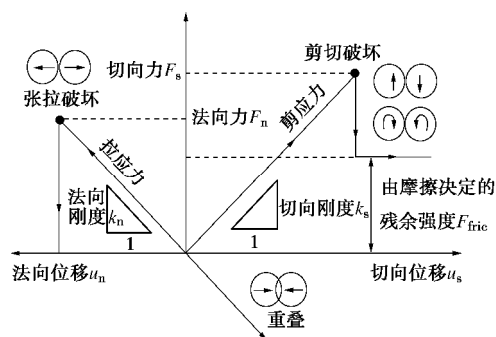


图1 接触黏结模型 (CBM) 法向与切向力学响应

Fig. 1 Normal and tangential mechanical responses of CBM

平行黏结模型由线性模型与黏结模型组成,当荷载过大导致黏结破坏时,平行黏结模型就等价于线性模型^[14],如图2所示, k_n 为法向刚度, k_s 为切向刚度, g_s 为黏结激活间隙, $\bar{\sigma}_c$ 为黏结抗拉强度, \bar{c} 为黏结内聚力, \bar{f} 为摩擦角, m 为摩擦系数。平行黏结模型的刚度由接触刚度和黏结刚度共同决定,黏结断裂会立即导致刚度降低,这不仅会影响所黏结颗粒的刚度,还会影响整个模型的宏观刚度,从这个意义上讲,平行黏结模型更加适用于岩石类材料。因此,本文选用平行黏结模型来模拟花岗岩的宏观细观破裂特征。

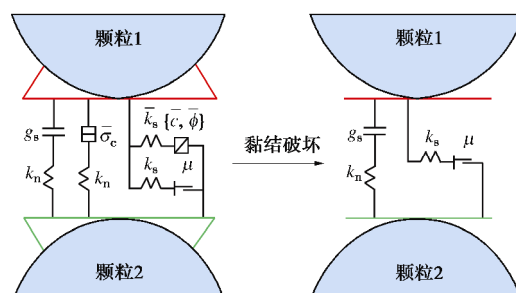


图2 平行黏结模型(PBM)示意图

Fig. 2 Diagrams of parallel bond model (PBM)

2 Clump 模型及参数

2.1 Clump 模型

Cho 等^[15]首先提出了 Clump 平行黏结模型 (CPBM), 随机将多个颗粒黏结组合形成一个 Clump 结构体, 团聚的颗粒可以像单个具有不规则形状但作为刚体移动的颗粒一样运行。Clump 中颗粒的旋转速度是固定的, 只有 Clump 结构体本身才能有旋转速度, 如图 3 所示。Potyondy 等^[16]的研究表明, 使用普通 PFC 模型会与试验实测值有较大的偏差, 而采用 Clump 建模方法, 可以限制过多的颗粒旋转, 能够较好地模拟颗粒的加载和破坏过程。

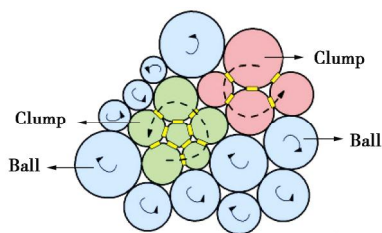


图 3 颗粒模型中的 Ball 与 Clump 旋转机制

Fig. 3 Ball and Clump rotation mechanism in particle model

2.2 Clump 模型构建方法

目前建立 Clump 模型的方法主要有 3 种: Cho 等^[15]通过限制一个 Clump 中颗粒的数量, 形成不规则颗粒模型; Yoon 等^[17]通过定义各个 Clump 外轮廓圆形的位置, 将中心位于同一圆形中的颗粒组成一个 Clump; Shi 等^[18]先建立模型外轮廓, 通过一系列 pebble 相互重叠以形成 Clump。

本文基于颗粒流的基本原理, 提出一种可变半径比例的 Clump 结构, 该结构的建模方法如下:

(1) 在给定范围的墙体 (Wall) 内生成半径比例为 $R_{\min} : R_{\max} = 1 : x$ ($x > 1$) 的大颗粒 (Ball_{max}), 如图 4 (a) 所示; 然后通过编写 Fish 语言将这些颗粒的坐标点及半径等信息存储到数据库中, 再将 these 大颗粒 (Ball_{max}) 删除。

(2) 在给定范围的墙体 (wall) 内重新生成 $r_{\min} : r_{\max} = 1 : y$ ($r < R, y > 1$) 的小颗粒 (Ball_{min}), 如图 4 (b) 所示。

(3) 从数据库中调出大颗粒的坐标及半径数据, 并对墙体 (Wall) 内的小颗粒进行标记, 如图 4 (c) 所示, 即将每个大颗粒圆形范围内的小颗粒分别划分成组 (Group), 而未被标记分组的颗粒, 通过 Fish 语言将该颗粒所有接触的未分组的颗粒分成一组, 所建立的这些组数就是后续建立的 Clump 数。

(4) 通过 Fish 语言将每一组小颗粒转化成 Clump

模板, 然后按照这些模板建立 Clump 结构, 最后将这些小颗粒 (Ball_{min}) 删除, 最终的结构模型如图 4 (d) 所示。

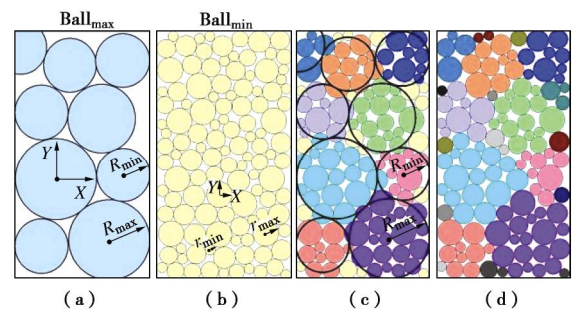


图 4 Clump 结构建模方法示意图

Fig. 4 Diagram of modeling method for Clump structure

2.3 Clump 模型参数

基于本文提出的可变半径比例 Clump 模型, 通过颗粒流程序 PFC^{2D}, 进行单轴压缩与巴西圆盘劈裂试验数值模拟, 探究 Clump 模型与 Ball 模型的粒径尺寸、细观参数对模拟岩石试件宏观力学特性的影响, 找到能够更好地匹配室内试验参数的规律。其中单轴压缩试验颗粒流试件尺寸为长 100 mm、宽 50 mm, 巴西圆盘劈裂试验颗粒流试件尺寸为直径 50 mm, 模型内小颗粒 (Ball_{min}) 的 $r_{\min} = 0.26 \text{ mm}$, $r_{\min} : r_{\max} = 1 : 1.5$ 。

(1) 粒径尺寸的影响

以表 1 中的模型力学参数为基础, 保持模型细观力学参数及大颗粒的粒径比 $R_{\min} : R_{\max} = 1 : 1.5$ 不变, 改变 Clump 与 Ball 的最小粒径 R_{\min} , 变化区间为 0.3~1.0 mm, 研究 Clump 模型与 Ball 模型粒径尺寸变化对模拟岩石试件宏观力学特性的影响。

表 1 模型力学参数

| Table 1 Mechanical parameters of model | |
|--|-------------------|
| 参数 | Ball 模型/ Clump 模型 |
| 颗粒刚度比 k_n/k_s | 2.0 |
| 颗粒摩擦系数 μ | 0.2 |
| 黏结模量 E^*/GPa | 2.0 |
| 黏结刚度比 k_n^*/k_s^* | 2.0 |
| 黏结抗拉强度 S_b/MPa | 36 |
| 黏结内聚力 c_b/MPa | 27 |
| 摩擦角 $f(^{\circ})$ | 32 |

拉压强度变化如图 5 (a) 所示, 由于 Clump 结构限制了其内颗粒的旋转, 导致抗压强度比 Ball 模型大, 随着 Clump 半径的增大, Clump 结构内的颗粒增多, Clump 结构体之间的边界摩擦效应随之增强, 因此 Clump 模型试件的单轴抗压强度与抗拉强度均不断增加, 而 Ball 模型试件的单轴抗压强度随着 Ball 半径的增大无明显变化, 抗拉强度呈增大趋势。

张拉裂纹比例及单轴抗压强度 (UCS) 与抗拉强度 (TS) 之比如图 5 (b) 所示, 通过计算可知, Clump 模型试件的张拉裂纹比例随着半径的增大而逐渐减小, 这是因为张拉裂纹沿轴向扩展时, Clump 结构特性导致应力路径发生改变, 转为剪切破坏。粒径尺寸变化对 Ball 模型试件微裂纹扩展路径的影响并不明显, 张拉裂纹比例趋于平稳, 基本保持不变。Clump 模型试件的拉压比随半径的增大呈显著增大趋势, 而 Ball 模型试件的拉压比受颗粒半径的影响很小。

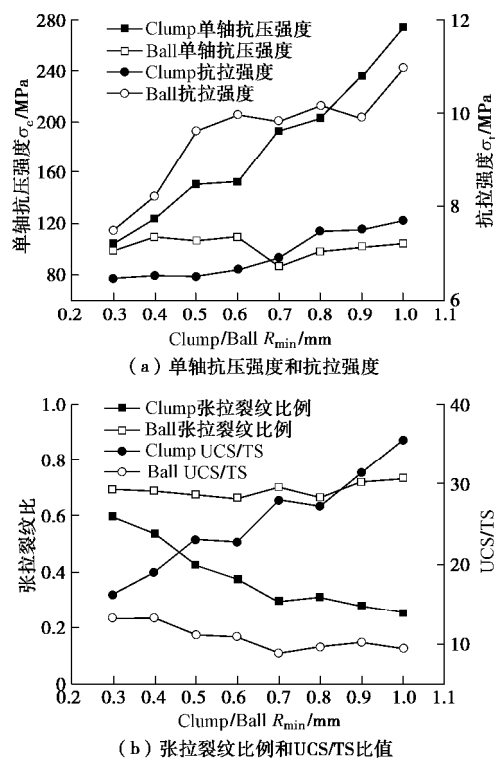


图 5 Clump/Ball 粒径对试件宏观力学特性的影响

Fig. 5 Effects of Clump/Ball particle size on macro-mechanical properties of specimens

(2) 模型力学参数的影响

选取半径比例 $R_{min}:R_{max}=1:1.5$ 的 Ball 模型与 Clump 模型, 以表 1 中模型细观力学参数为基础, 逐渐调整其中一个参数, 保持其它参数不变, 在一定参数变化范围内, 研究黏结模量 E^* 、黏结刚度比 k_n^*/k_s^* 、黏结内聚力 c_b 与黏结抗拉强度 s_b 对单轴抗压强度与抗拉强度之比 UCS/TS 的影响。

图 6 为 Ball 模型模拟结果, 随着各参数的增大, 拉压比逐渐趋于稳定。通过对 Ball 模型参数变化的计算可知, 各参数对 Ball 模型的拉压比有一定的影响, 其中黏结模量 E^* 的影响最大。但是, 在参数达到一定值时, 对拉压比影响减小, 尤其是在黏结刚度比 k_n^*/k_s^* 达到 1.6 后影响较小。

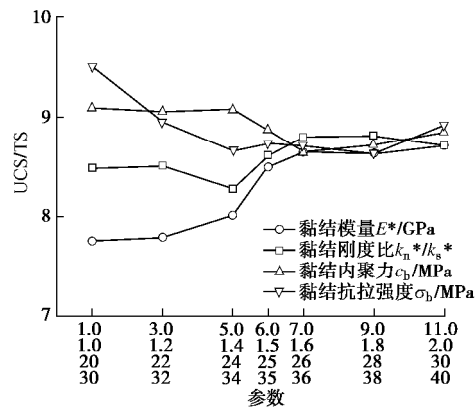


图 6 细观参数对 Ball 模型 UCS/TS 的影响

Fig. 6 Effects of meso parameters on UCS/TS of Ball model

图 7 为 Clump 模型模拟结果, 黏结内聚力 c_b 与黏结抗拉强度 s_b 对 Clump 模型的拉压比影响较明显, 其中黏结抗拉强度 s_b 的影响最大, 随着黏结抗拉强度 s_b 的增大, 拉压比呈减小趋势。黏结刚度比 k_n^*/k_s^* 对 Clump 模型的拉压比无较大影响, 对模型的破裂模式有一定影响。

通过对比参数分析可知, 各参数在一定程度上对岩石的宏观力学特性有影响, 但是通过对比 Ball 模型与 Clump 模型可知, 在一定参数范围内, 拉压比随参数的变化并不明显, 可见, 在构建不同岩石材料的颗粒流模型时, 参数能起到一定的微调作用, 而颗粒的形状尺寸是影响岩石拉压力学特性的主要因素。

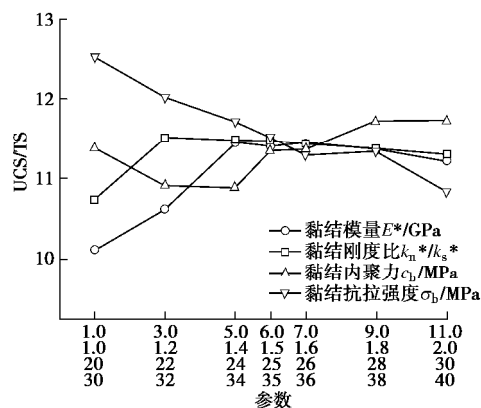


图 7 细观参数对 Clump 模型 UCS/TS 的影响

Fig. 7 Effects of meso parameters on UCS/TS of Clump model

通过以上方法建立的 Clump 结构, 可以任意调节 Clump 结构的大小比例, 也可以调节 Clump 结构内 Pabble 的半径比例, 通过这些结构尺寸比例的调节, 来调整颗粒流模型的宏观结构力学特性, 进而较为快捷准确地匹配不同的岩石材料。这一方法不仅能够有效克服普通颗粒模型与试验实测值有较大偏差的问题, 而且能够提高数值模拟的精度与效率, 更真实准确地反映出岩石的宏观破裂特征。

3 裂隙花岗岩细观破裂特征

3.1 裂隙花岗岩力学特性试验

试验所选用的花岗岩岩样取自山东新城金矿 1020 m 水平工作面, 岩块质地均匀, 总体完整性好。采集的花岗岩材料经试验室精加工, 制备成 50 mm×100 mm 的圆柱试件及 50 mm×25 mm 的圆盘试件, 其中裂隙试件在完整试件基础上在试件中心点水力切割不同倾角的贯穿裂隙, 试件的加工精度满足国际岩石力学学会建议试验规范要求, 岩石单轴压缩及巴西劈裂试验在朝阳仪器有限公司生产的 GAW-2000 微机控制电液伺服刚性压力试验机上进行。完整试件及裂隙花岗岩试件如图 8 所示, 其中 a 为 12.5 mm, b 为 10 mm。试验工况及力学参数计算结果如表 2 所示。

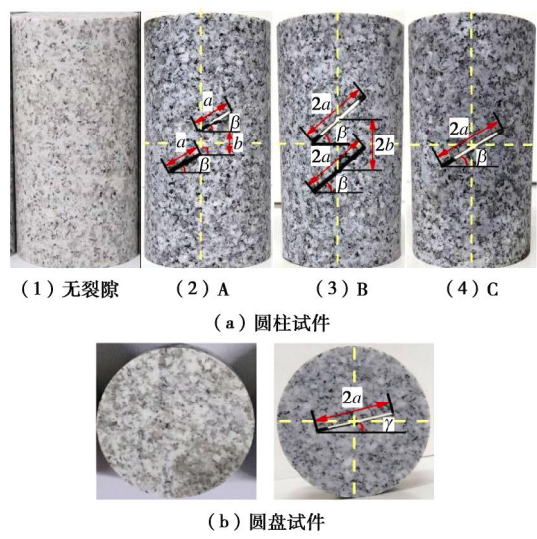


图 8 完整及含裂隙花岗岩试件
Fig. 8 Complete and fractured granite specimens

表 2 试验工况及力学参数

| 单轴压缩试验 | | | 巴西圆盘劈裂试验 | | |
|----------|--------------------------------|--------------------------------|----------|----------------------------|------------------------------|
| 试件 编号 | 裂隙 角度 $\beta/(^{\circ})$ | 单轴抗 压强度 s_c/MPa | 试件 编号 | 裂隙 角度 $g/(^{\circ})$ | 抗拉 强度 s_t/MPa |
| 无裂隙 | — | 138.73 | | | |
| A | 35 | 55.14 | 1 | — | 11.85 |
| | 45 | 60.91 | 2 | 0 | 4.97 |
| B | 35 | 48.03 | 3 | 20 | 3.69 |
| | 45 | 60.68 | 4 | 40 | 4.07 |
| C | 35 | 47.87 | 5 | 60 | 2.27 |
| | 45 | 56.58 | 6 | 90 | 3.11 |

3.2 颗粒流模型参数标定

采用可变半径比例 Clump 模型, 通过颗粒流 PFC^{2D} 软件进行单轴压缩试验及巴西圆盘劈裂试验的

数值模拟。数值计算模型尺寸与室内试验试件尺寸一致, Clump 模型如图 9 所示, 其中单轴 Clump 模型的 Pebble 数为 14616, 巴西 Clump 模型的 Pebble 数为 4986。参数标定过程中, 基于前文粒径尺寸及力学参数对拉压强度的影响分析, 配置花岗岩颗粒流模型, 根据花岗岩拉压强度经验值确定 Clump R_{\min} 为 0.6 mm, 考虑黏结内聚力 c_b 与黏结抗拉强度 s_b 对 Clump 模型拉压比影响, 以及黏结刚度比 k_n^*/k_s^* 对破裂模式的影响, 对表 1 中的细观力学参数进行微调, 确定模型力学参数如表 3 所示。

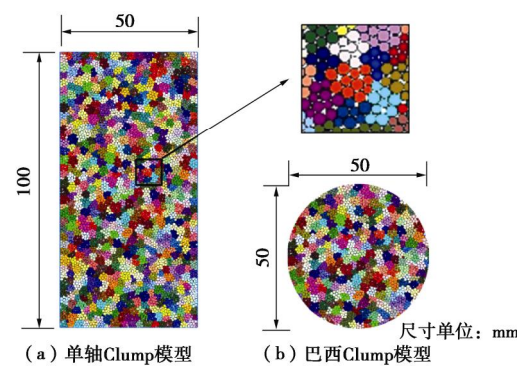


图 9 Clump 模型示意图
Fig. 9 Diagram of Clump model

表 3 模型力学参数

| Table 3 Mechanical parameters of model | | | |
|--|------|------------------------|-----|
| 参数 | 取值 | 参数 | 取值 |
| Ball R_{\min}/mm | 0.26 | 黏结模量 E^*/GPa | 2.0 |
| Ball 粒径比 $R_{\min}:R_{\max}$ | 1.5 | 黏结刚度比 k_n^*/k_s^* | 2.5 |
| 颗粒刚度比 k_n/k_s | 2.0 | 黏结抗拉强度 | 32 |
| | | s_b/MPa | |
| 颗粒摩擦系数 μ | 0.2 | 黏结内聚力 c_b/MPa | 24 |
| Clump R_{\min}/mm | 0.6 | 黏结摩擦系数 μ^* | 0.2 |
| Clump 粒径比 $R_{\min}:R_{\max}$ | 1.5 | 摩擦角 $f/(^{\circ})$ | 32 |

3.3 单轴压缩试验结果及分析

单轴压缩数值模拟与室内试验的轴向应力 - 应变曲线如图 10 所示, 最终破裂模式如表 4 所示。

由图 10 (a) 可知, 无裂隙花岗岩试件单轴压缩数值模拟与室内试验的应力 - 应变曲线吻合较好, 室内试验单轴抗压强度为 135.86 MPa, 数值模拟单轴抗压强度为 141.39 MPa, 相对误差为 4.07%。同时, 在峰值强度之后, 轴向应力迅速跌落, 试件失稳破坏, 表现出典型的脆性特征, 由表 4 可知, 数值模拟的破裂模式为沿加载轴线的劈裂破坏, 与室内试验结果吻合。

由图 10 (b), (c) 与 (d) 可知, 35° 裂隙试件单轴压缩数值模拟与室内试验的应力 - 应变曲线吻合较好, 其中 B-35° 试件的数值计算曲线与室内试验曲线的应力峰值吻合, 而峰值点对应的应变值相差

0.05%；45° 裂隙试件数值模拟应力 - 应变曲线与室内试验应力 - 应变曲线基本吻合。由表 4 可知，35° 及 45° 的裂隙试件数值模拟的破裂模式与室内试验结果吻合。

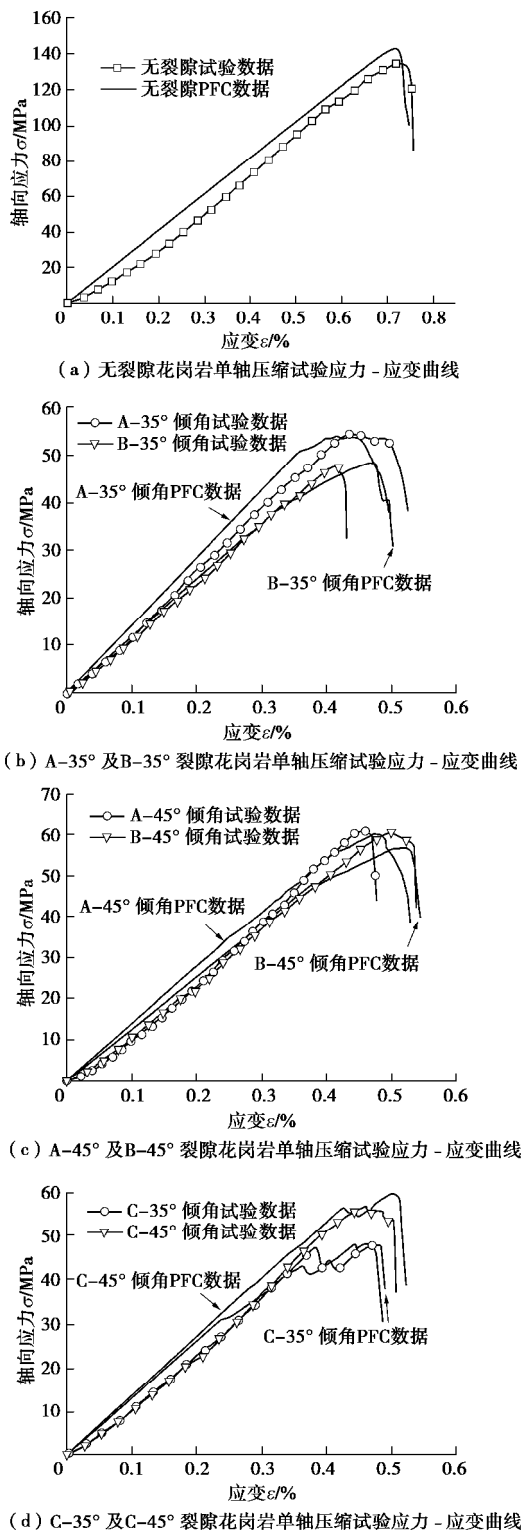


图 10 花岗岩单轴压缩试验与模拟应力 - 应变曲线对比

Fig. 10 Comparison of uniaxial compression tests on granite and simulated stress-strain curves

3.4 巴西圆盘劈裂试验结果分析

巴西圆盘劈裂数值模拟与室内试验的拉应力 - 应变曲线如图 11 所示，最终破裂模式如表 5 所示。

由图 11 (a) 可知，无裂隙花岗岩圆盘试件数值模拟应力 - 应变曲线与室内试验应力 - 应变曲线吻合较好，室内试验抗拉强度为 11.85 MPa，数值模拟抗拉强度为 10.37 MPa，相对误差为 12.49%。同时，数值模拟结果的破裂模式为沿加载轴线的拉伸破坏，由表 5 可知，其最终破裂模式与室内试验结果吻合较好。

由图 11 (a)，(b) 与表 5 可知，20°，40° 及 60° 倾角花岗岩圆盘试件数值计算曲线与室内试验曲线基本吻合，破裂模式吻合较好；0° 倾角试件数值计算曲线与室内试验曲线相比略有偏差，破裂模式较为相似；90° 倾角试件数值计算曲线与室内试验曲线的应力峰值基本吻合，而峰值点对应的应变值相差 0.06%，破裂模式基本吻合。

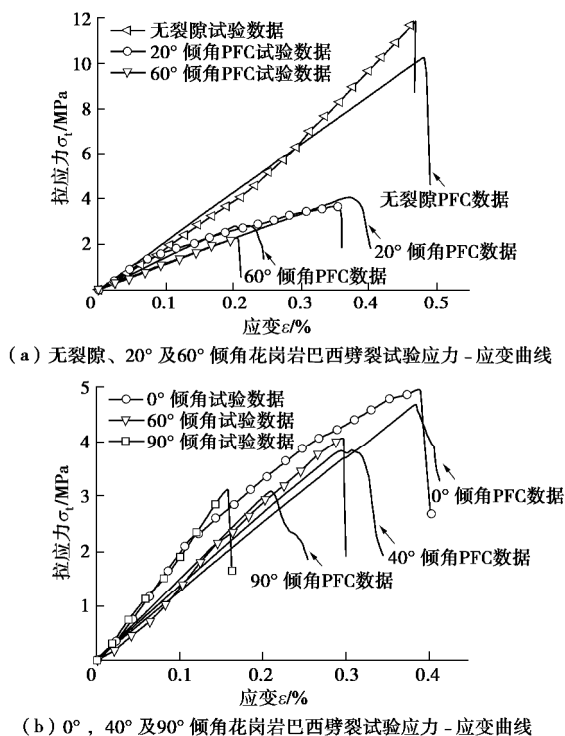


图 11 花岗岩巴西劈裂试验与模拟应力 - 应变曲线对比

Fig. 11 Comparison of Brazilian splitting tests on granite and simulated stress-strain curves

4 高应力围岩宏观破裂尺度效应

4.1 数值计算模型

不同尺寸及边界的岩体，其力学性质存在一定差别，形成了岩体力学性质及破裂特征的尺度效应。在构建大尺度颗粒流模型方面，目前仍然面临较大困难，尤其是大尺度 Clump 模型的构建，按照常规方法会浪费大量的时间。基于前文所提出的可变半径比例

表 4 花岗岩单轴压缩试验与模拟破裂特征

| Table 4 Uniaxial compression tests and numerical simulation fracture characteristics of granite | | | | | | | |
|---|---|----|----|----|----|----|----|
| 试件类型 | 无 | A | | B | | C | |
| 裂隙角度 $\beta/(^{\circ})$ | — | 35 | 45 | 35 | 45 | 35 | 45 |
| 颗粒流 计算结果 | | | | | | | |
| 室内试验 结果 | | | | | | | |

表 5 花岗岩巴西劈裂试验与模拟破裂特征

| Table 5 Brazilian splitting tests and numerical simulation fracture characteristics of granite | | | | | | |
|--|---|---|----|----|----|----|
| 裂隙角度 $g/(^{\circ})$ | 无 | 0 | 20 | 40 | 60 | 90 |
| 颗粒流 计算结果 | | | | | | |
| 室内试验 结果 | | | | | | |

Clump 模型构造方法, 以及所选取的模型细观力学参数, 首先建立 100 mm×100 mm 小尺度的 Ball-Brick, 然后转化为 Clump 模型, 最后通过 Copy 功能建立不同尺度的颗粒流模型。值得注意的是, 在构建小尺度 Ball-Brick 模型时, 模型的尺度不宜过大, 应控制颗粒在 1 万个内, 否则在转化时, 会出现边界不能正常接触的情况。

颗粒流模型的边界条件及尺寸如图 12 所示, 模型以边长为 L 的正方形为边界, 在保证模型颗粒密度相同的条件下, L 分别取 0.5, 2.0, 8.0 m, 圆形洞室的半径取 $0.3L$, 侧压力系数 $I=0.5$, 原岩应力 $s=100$ MPa, 模型中的颗粒细观结构尺寸按本文校对的花岗岩模型参数选取, 3 种颗粒模型的 Clump 个数分别为 1.2 万, 19.1 万和 304.1 万, 分析不同尺度的高应力洞室围岩局部破裂特征及尺度效应。

4.2 洞室围岩局部破裂尺度效应分析

洞室的开挖是一个卸载过程, 基于所构建的不同尺度的颗粒流模型, 从破裂模式及裂纹扩展这两个方面, 研究洞室围岩的宏观破裂尺度效应。围岩模拟开挖后运行 10000 步的计算结果如图 13 所示。

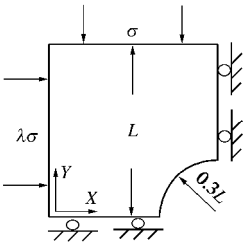


图 12 数值计算模型示意图

Fig. 12 Diagram of numerical model

图 13 (a) 为模型尺寸 $L=0.5$ m 的洞室开挖后围岩破裂区及裂纹扩展区分布特征, 洞室开挖后, 围岩沿水平方向出现了三角形的破碎区域, 该破碎区域的边界清晰, 厚度约为 $0.25L$, 并且已经逐渐脱离洞室轮廓线向内部移动, 围岩破裂区内岩体破碎, 但是没有出现明显的剪切带, 裂纹扩展区的分布也主要集中在三角区域内。

图 13 (b) 为模型尺寸 $L=2.0$ m 的洞室开挖后围岩破裂区及裂纹扩展区分布特征, 开挖后围岩出现了不规则的破碎区域, 破裂边界较为清晰, 围岩破裂区内完整岩块占破裂区的大部分, 并且沿着开挖边界出现了明显的剪切带, 裂纹扩展区主要集中在 $0.13L$ 范

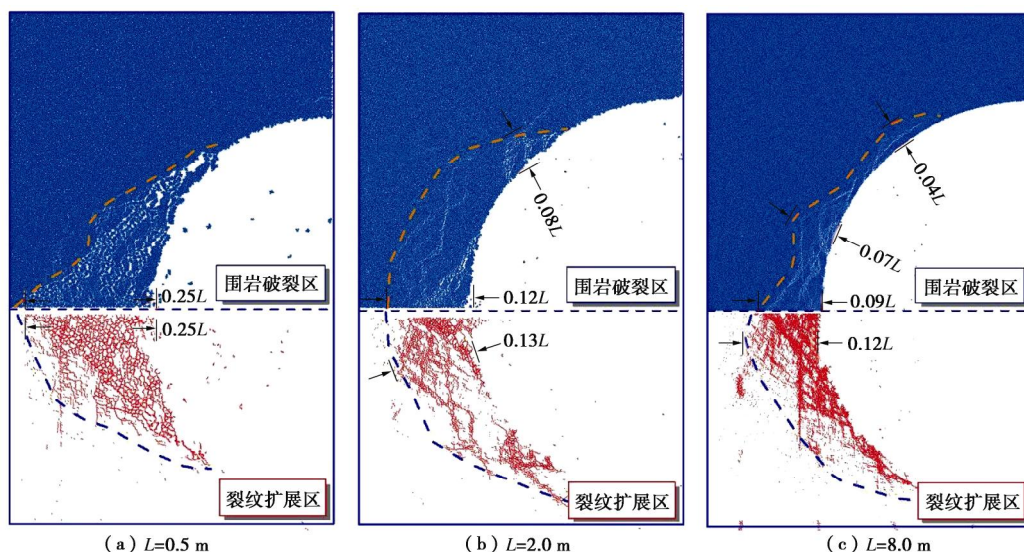


图 13 不同尺度围岩破裂区及裂纹扩展区

Fig. 13 Fracture zones and crack propagation zones of surrounding rock under different scales

围内, 相比图 13 (a) 的破裂区域, 该模型的破裂范围比例明显减小。

图 13 (c) 为模型尺寸 $L = 8.0$ m 的洞室开挖后围岩破裂区及裂纹扩展区分布特征, 在保证相同颗粒密度而增大模型尺度条件下, 围岩的破裂特征与图 13 (a), (b) 不同, 围岩破裂深度较小, 在 $0.12L$ 范围内, 沿着围岩垂直方向的扩展范围较大, 破裂形式主要是以剪切滑移破坏和板裂破坏为主, 裂纹扩展范围比例明显减小, 围岩体现出了明显的高应力局部破裂特征。

5 结 论

(1) 通过对比 Ball 和 Clump 模型在不同细观力学参数及不同粒径尺寸变化情况下的拉压比可知, Ball 和 Clump 模型的拉压比受细观力学参数的影响较小, Ball 模型受粒径尺寸的影响同样较小, 而 Clump 模型受粒径尺寸及比例的影响较大, 在构建其它类型岩石的颗粒模型时, 可通过调整 Clump 颗粒结构来体现岩石材料不同的拉压比力学特性。

(2) 对比分析裂隙花岗岩试件数值模拟与室内试验的拉、压强度曲线及破裂模式, 结果表明二者吻合度较高, 本文所提出的 Clump 建模方法与 Ball 建模方法相比, 可以较好的控制拉压比, 得到更符合工程实际的计算结果。

(3) 当围岩尺度较小时, 围岩的破裂区主要以局部区域破碎为主, 而当围岩尺度逐渐增大时, 围岩表现出了明显的剪切滑移及板裂破坏特征。可见, 基于花岗岩细观颗粒模型的深部围岩破坏特征具有明显的尺度效应。在分析工程问题时, 应建立符合工程尺度

的颗粒模型, 才能在硬岩破裂及支护失效机理等研究方面获得合理的计算结果。

参考文献:

- [1] 蒋明镜, 张 宁, 申志福, 等. 含裂隙岩体单轴压缩裂纹扩展机制离散元分析[J]. 岩土力学, 2015, **36**(11): 3293 - 3300, 3314. (JIANG Ming-jing, ZHANG Ning, SHEN Zhi-fu, et al. DEM analyses of crack propagation in flawed rock mass under uniaxial compression[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(11): 3293 - 3300, 3314. (in Chinese))
- [2] 夏 明, 赵崇斌. 簇平行黏结模型中微观参数对宏观参数影响的量纲研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, **33**(2): 327 - 338. (XIA Ming, ZHAO Chong-bin. Dimensional analysis of effects of microscopic parameters on macroscopic parameters for clump parallel-bond model[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, **33**(2): 327 - 338. (in Chinese))
- [3] 胡 波, 杨圣奇, 徐 鹏, 等. 单裂隙砂岩蠕变模型参数时间尺度效应及颗粒流数值模拟研究[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(5): 864 - 873. (HU Bo, YANG Sheng-qi, XU Peng, et al. Time-scale effect of the creep model parameters and particle flow simulation of sandstone with a single crack[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(5): 864 - 873. (in Chinese))
- [4] 邓树新, 郑永来, 冯利坡, 等. 试验设计法在硬岩 PFC^{3D} 模型细观参数标定中的应用[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(4): 655 - 664. (DENG Shu-xin, ZHENG Yong-lai, FENG Li-po, et al. Application of design of experiments in microscopic parameter calibration for hard rocks of PFC^{3D} model[J].

- Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(4): 655 - 664. (in Chinese))
- [5] BAHRAANI N, KAISER P K. Estimation of confined peak strength of crack-damaged rocks[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2017, **50**(2): 309 - 326.
- [6] SHI C, YANG W K, YANG J X, et al. Calibration of micro-scaled mechanical parameters of granite based on a bonded-particle model with 2D particle flow code[J]. Granular Matter, 2019, **21**(2): 3801 - 3813.
- [7] 丛 宇, 王在泉, 郑颖人, 等. 基于颗粒流原理的岩石类材料细观参数的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(6): 1031 - 1040. (CONG Yu, WANG Zai-quan, ZHENG Ying-ren, et al. Experimental study on microscopic parameters of brittle materials based on particle flow theory[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(6): 1031 - 1040. (in Chinese))
- [8] STAVROU A, MURPHY W. Quantifying the effects of scale and heterogeneity on the confined strength of micro-defected rocks[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2018, **102**: 131 - 143.
- [9] 孙 超, 刘 芳, 蒋明镜, 等. 岩石抗压强度的尺寸效应及端部约束的离散元数值模拟[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, **33**(增刊 2): 3421 - 3428. (SUN Chao, LIU Fang, JIANG Ming-jing, et al. Size effect of compression strength and end constraint of rocks by distinct element simulation[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, **33**(S2): 3421 - 3428. (in Chinese))
- [10] 谢 璨, 李树忱, 晏 勤, 等. 不同尺寸裂隙岩石损伤破坏特性光弹性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2018, **40**(3): 568 - 575. (XIE Can, LI Shu-chen, YAN Qin, et al. Photoelastic experiments on failure characteristics of fractured rock with different sizes[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(3): 568 - 575. (in Chinese))
- [11] PENG J, LOUIS N Y, TEH C I. Effects of grain size-to-particle size ratio on micro-cracking behavior using a bonded-particle grain-based model[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2017, **100**: 207 - 217.
- [12] 陈庆发, 郑文师, 牛文静, 等. 裂隙岩体几何与力学尺寸效应的关联性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2019, **38**(增刊 1): 2857 - 2870. (CHEN Qing-fa, ZHENG Wen-shi, NIU Wen-jing, et al. Correlation of the geometrical and mechanical size effects of fractured rock masses[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2019, **38**(S1): 2857 - 2870. (in Chinese))
- [13] 梁昌玉, 李 晓, 吴树仁. 中低应变率加载条件下花岗岩尺寸效应的能量特征研究[J]. 岩土力学, 2016, **37**(12): 3472 - 3480. (LIANG Chang-yu, LI Xiao, WU Shu-ren. Research on energy characteristics of size effect of granite under low/intermediate strain rates[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, **37**(12): 3472 - 3480. (in Chinese))
- [14] 唐礼忠, 宋祥霖. 含非共面重叠型微裂隙类岩石试样单轴受压宏观力学特性颗粒流模拟[J]. 岩石力学与工程学报, 2019, **38**(11): 2161 - 2171. (TANG Li-zhong, SONG Yang-lin. Particle flow simulation of macro- and meso-mechanical properties of uniaxially compressed rock-like specimens with non-coplanar overlapping flaws[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2019, **38**(11): 2161 - 2171. (in Chinese))
- [15] CHO N, MARTIN C D, SEGO D C. A clumped particle model for rock[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2007, **44**(7): 997 - 1010.
- [16] POTYONDY D O, CUNDALL P A. A bonded-particle model for rock[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2004, **41**(8): 1329 - 1364.
- [17] YOON J S, ZANG A, STEPHANSSON O. Simulating fracture and friction of aue granite under confined asymmetric compressive test using clumped particle model[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 2012, **49**: 68 - 83.
- [18] SHI C, LI D J, XU W Y, et al. Failure mechanism and stability analysis of the Zhenggang landslide in Yunnan Province of China using 3D particle flow code simulation[J]. Journal of Mountain Science, 2016, **13**(5): 891 - 905.

DOI: 10.11779/CJGE202009014

基于统计损伤原理的岩石加速蠕变模型研究

刘文博^{1,3}, 张树光^{*1,2}, 陈雷³, 孙博一³, 路平平³

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

3. 辽宁工程技术大学土木工程学院, 辽宁 阜新 123000)

摘 要: 针对现有蠕变理论模型无法较好地描述岩石黏塑性阶段的加速蠕变特性及如何确定岩石加速蠕变阶段的启动条件等问题, 对取自阜新恒大煤矿深部围岩开展了室内三轴蠕变试验, 分析了岩石在蠕变变形规律。为了使建立的模型不仅较好地描述岩石蠕变特性, 也可以较好与经典蠕变曲线各阶段相对应, 通过经典的蠕变变形形式定义了各个分段临界点的指标, 进而建立了一种考虑加速蠕变变形的新型岩石黏弹塑性蠕变模型。结果表明: 在考虑岩土类内部缺陷发育的基础上, 采用统计损伤理论来构建岩石加速蠕变模型, 使得试验曲线也与模型曲线具有良好的吻合度, 说明了基于统计损伤原理建立的岩石加速蠕变模型, 来反映岩石蠕变全过程曲线是正确的; 这也证明了采用统计损伤变量和经典蠕变曲线定义的临界点指标的正确性。岩石蠕变加载过程也是一种岩石内部微元体损伤破坏的过程, 在材料微观结构上表现为不可逆性。通过将蠕变曲线分阶段, 来定义分段临界点的损伤变量的表达形式, 结合统计损伤理论和 Perzyna 黏塑性模型, 对传统的西原体模型进行适当的改进, 建立非线性蠕变损伤模型, 从而更好地体现了损伤受岩石内部应力应变状态影响和损伤演化规律。

关键词: 统计损伤理论; 黏弹塑性蠕变模型; 启动条件; 加速蠕变; 阈值

中图分类号: TU451

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)09-1696-09

作者简介: 刘文博(1990—), 男, 甘肃兰州人, 博士研究生, 主要从事岩石力学与地下工程方面的工作。E-mail: 15393162288@163.com。

Accelerated creep model for rock based on statistical damage principle

LIU Wen-bo^{1,3}, ZHANG Shu-guang^{*1,2}, CHEN Lei³, SUN Bo-yi³, LU Ping-ping³

(1. Guangxi Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Guilin 541004, China; 2. School of Civil and Architectural

Engineering, Guilin University of Technology, Guilin 541000, China; 3. School of Civil Engineering, Liaoning Technical University, Fuxin

123000, China)

Abstract: Aiming at the problems that the existing creep theoretical models cannot describe the accelerated creep characteristics of the viscoplastic phase of rock and how to determine the start conditions of its accelerated creep phase, the triaxial creep tests are carried out on the deep surrounding rocks taken from Hengda Coal Mine of Fuxin. The creep deformation laws of rock are analyzed. In order to make the model describe the creep characteristics of the rock well and correspond to each stage of the classic creep curve, and by defining the index of each segment critical point based on the classical creep deformation, a new visco-elastoplastic creep model for rock considering accelerated creep is established. The results show that on the basis of considering the development of internal defects in rock and soil, the statistical damage theory can be used to formulate the accelerated creep model for rock. It is proved that the proposed model based on the statistical damage principle is correct in reflecting the whole curve of rock creep. The correctness of the critical point index defined by statistical damage variables and classic creep curves is also proved. The loading process of rock creep is also a kind of damage and destruction process of micro-elements inside the rock, which is irreversible in the material microstructure. By dividing the creep curve into stages, the expression form for the damage variable of the segmentation critical point is defined. By combining the statistical damage theory with the Perzyna viscoplastic model, the traditional Nishihara model is appropriately improved so as to establish the nonlinear creep damage model to better reflect the influences of the stress and strain state of the rock and the damage evolution laws.

Key words: statistical damage theory; viscoelastic-plastic creep model; start condition; accelerated creep; threshold

基金项目: 国家自然科学基金项目(51274109); 广西自然科学基金项目(2020GXNSFAA159125)

收稿日期: 2019-11-06

*通信作者 (E-mail: zhangshuguang168@163.com)

0 引言

砂岩等硬岩在深部复杂地质环境中呈现出的力学性质与在浅部地质环境中表现出的力学性质有所差异,例如硬岩在深部地质中呈现出浅部地质中未有的流变性质,以及力学特性由线性变化向非线性变化转化,故为了保证工程围岩的长期稳定性和工程中施工人员的安全,需要对岩石的流变性质进行深入研究^[1]。同时,岩石在外部荷载以及多因素耦合条件下的长期变形特性更加复杂,往往采用传统流变元件组合等方法建立的蠕变模型已经无法较好地描述岩石的变形特性。近年来学者们更多采用损伤理论、连续性力学等理论,通过建立一个可以反映岩石内部力学性质劣化的内变量,使得构建的流变模型更加科学合理^[2-3]。

近些年,学者们对岩石的流变特性以及如何建立一个合适可行的流变模型做出了以下研究:张树光等^[4]认为岩石材料的力学参数会随着应力和时间的双重影响产生劣化,构建了力学参数与应力和时间的关系式,进而建立了一种新的关于材料性质劣化的模型;杨秀荣等^[5]在大量含水岩石蠕变试验的基础上,发现了含水岩石的力学参数不仅在时间作用下产生劣化,而且其力学特性在岩石内部水分侵蚀作用下也会产生劣化,故在上述假设基础上建立了含水岩石的时效劣化蠕变模型;张泽林等^[6]为了得到含水率对泥岩长期变形特性的影响机制,采用引入含水率损伤元件的方法,建立出一种基于含水率影响的流变元件,并对其长期强度特性与含水率之间的关系进行了描述;梅胜尧等^[7]发现岩石在加速蠕变变形过程中,岩石内部裂隙的闭合对蠕变变形规律具有一定的影响,构建了一个裂隙闭合的元件,进而建立了符合含裂隙岩石的流变模型。

针对以往的流变模型研究,建立的模型虽然都可较好地描述岩石蠕变特性,但模型未能较好与经典蠕变曲线各阶段相对应,且未提出较为合适的蠕变分界点定义。因此,在开展岩石流变室内试验的基础上,对岩石的流变破坏机理进行剖析;进而采用对蠕变曲线分段设置临界点的手段,结合统计损伤理论和Perzyna黏塑性模型,以岩石内部损伤微元体为研究对象,建立一种新型的黏弹塑性蠕变本构模型。

1 基于统计损伤理论的加速蠕变模型建立

1.1 一维蠕变模型建立

在传统流变模型中,西原模型对岩石的流变特性描述较好,但还是未能描述岩石的加速蠕变特性。它的物理模型表示如图1所示^[8]。

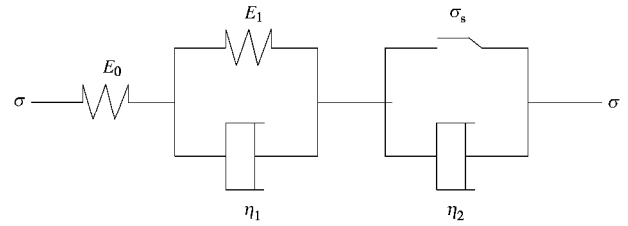


图1 西原模型

Fig. 1 Nishihara model

$$e = \begin{cases} \frac{s}{E_0} + \frac{s}{E_1} 1 - \exp\left(-\frac{E_1}{h_1} t\right) & (s \leq s_s) \\ \frac{s}{E_0} + \frac{s}{E_1} 1 - \exp\left(-\frac{E_1}{h_1} t\right) + \frac{s - s_s}{h_2} t & (s > s_s) \end{cases} \quad (1)$$

式中 E_0 为弹性模量; E_1 为黏弹性模量; η_1 和 η_2 为黏滞系数; s 为总应力; e 为总应变; s_s 为长期强度; t 为蠕变时长。

笔者选用 Perzyna 黏塑性模型来代替西原体原有黏塑性模型^[9], 其黏塑性应变率 $\dot{\epsilon}_p$ 为

$$\{\dot{\epsilon}_p\} = h \langle j(F) \rangle \{m\} \quad (2)$$

式中 $\dot{\epsilon}_p$ 为黏塑性应变率; η 为黏塑性黏滞系数; F 为岩石屈服函数; $\{m\}$ 黏塑性流动方向。其中, $\varphi(F)$ 为 F 的任意函数, 一般可以表示为^[10]

$$j(F) = \left(\frac{F}{s_{s1}} \right)^a \quad (3)$$

式中, a 为参数, s_{s1} 为初始屈服强度。

一般情况下, 岩石内部缺陷的发育是造成其变形的主要原因, 而统计损伤力学是采用材料内部损伤微元与微元总数的比值来描述材料的损伤程度, 故可以采用损伤力理论来反映黏塑性蠕变阶段屈服函数劣化规律, 以及描述岩石黏塑性蠕变变形的特性。笔者采用图2所示的蠕变变形分段示意, 来定义各个分段临界点的指标。当岩石由衰减蠕变阶段进入到稳定蠕变阶段时, 对应的蠕变时间为 t_1 , 内部损伤破坏微元体为 N_1 (下限值为 N_1^*); 当岩石由稳定蠕变阶段进入到加速蠕变阶段时, 对应的蠕变时间为 t_2 , 内部损伤破坏微元体为 N_2 (下限值为 N_2^*)。

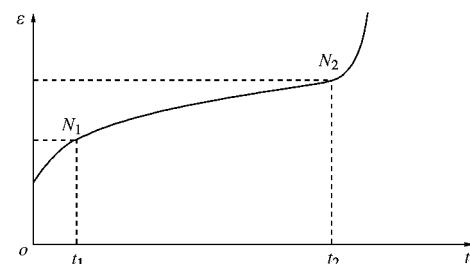


图2 蠕变分段临界示意图

Fig. 2 Critical diagram of creep segmentation

选用 Weibull 分布来对岩石的微元强度体进行描

述, 其随机分布概率密度函数 $f(F)$ 为^[11]

$$f(F) = \frac{n}{F_0} \left(\frac{F}{F_0} \right)^{n-1} \exp \left(- \left(\frac{F}{F_0} \right)^n \right), \quad (4)$$

式中, n , F_0 为分布参数。

当岩石受到外荷载数值达到屈服强度值时, 岩石内部微元体损伤数目为 N_f , 即

$$N_f = \int_0^F N f(x) dx, \quad (5)$$

式中, N 为总微元体的个数, N_f 为损伤微元体的个数。

根据式 (4) 和式 (5) 得出在蠕变时间为 t_1 时, 临界点处岩石损伤微元体数目 N_1 为

$$N_1 = \int_0^{F(s)} N f(x) dx = \int_0^{F(s)} \frac{n}{F_0} \left(\frac{x}{F_0} \right)^{n-1} \exp \left(- \left(\frac{x}{F_0} \right)^n \right) dx \Big|_{F(s)=F_1(s)}, \quad (6)$$

式中, $F(s)$ 为稳定蠕变阶段对应的应力状态函数。

结合式 (6) 得出临界点的下限值 N_1^* 为

$$N_1^* = \int_0^{F(s_s)} N f(x) dx = \int_0^{F(s_s)} \frac{n}{F_0} \left(\frac{x}{F_0} \right)^{n-1} \exp \left(- \left(\frac{x}{F_0} \right)^n \right) dx \Big|_{F(s_s)=F_1(s_s)}, \quad (7)$$

式中, s_s 为长期强度, N_1^* 实际计算时可近似取衰减蠕变微元损伤个数达到的极限最大值。

在蠕变任意时刻下, 岩石内部微元损伤个数可以用式 (6) 来表示。因此, 岩石的黏塑性蠕变速率 $\dot{\epsilon}_{vp}$ 可以表示为

$$\{\dot{\epsilon}_{vp}\} = h \left[\frac{N_f}{N_1^*} \right] \{m\} \quad (N_f > N_1^*), \quad (8)$$

式中, h 为黏滞性系数, 其中, $\{m\}=1^{[12]}$ 。

上述模型中虽然可较好地确定出岩石的黏塑性应变率, 但是岩石内部微元损伤体的个数和岩石微元体总个数不能准确确定出, 故此模型还具有一定的局限性。为了更好地划分岩石蠕变变形各个阶段以及定义蠕变变形各个阶段临界点的启动条件, 采用统计损伤力学的理论将岩石内部微元损伤体的个数和岩石微元体总个数之间的关系进行转化, 即根据 Kachanov 对损伤的定义可知^[13], 材料的损伤一般可以由其内部损伤单元个数和材料总单元个数比值来表示, 即

$$D = \frac{N_f}{N}. \quad (9)$$

将式 (4), (5) 和式 (9) 代入到式 (8) 中, 进行化简得到

$$\{\dot{\epsilon}_{vp}\} = h_2 \left[\frac{1 - \exp(-(F(s^*)/F_0)^n)}{D_1^*} \right] \quad (D > D_1^*), \quad (10)$$

式中, D_1 为临界点岩石产生微元损伤个数为 N_1^* 时的损伤变量值, s^* 为有效应力。

结合图 2 蠕变分段的定义可知, 当蠕变时间为 t_1 时, 对应岩石内部损伤变量为 D_1 (下限值为 D_1^*); 当蠕变时间为 t_2 时, 对应内部损伤变量为 D_2 (下限值为 D_2^*) 如图 3 所示。

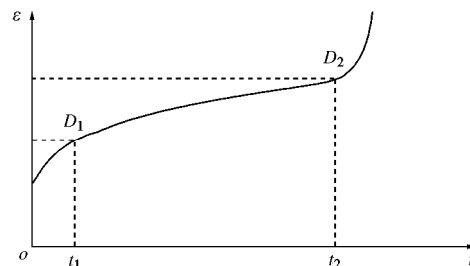


图 3 改进的蠕变分段临界示意图

Fig. 3 Critical diagram of improved creep segmentation

岩石的应力与有效应力之间的关系可以表示为

$$[s^*] = [s] / (1 - D). \quad (11)$$

则可以得到岩石内部微元体的屈服函数为

$$F(s^*) = F(s) / (1 - D). \quad (12)$$

基于统计损伤力学理论的黏塑性应变率模型可以表示为

$$\{\dot{\epsilon}_{vp}\} = h_2 \left[\frac{1 - \exp(-(s/(1-D)/F_0)^n)}{D_1^*} \right] \quad (D > D_1^*). \quad (13)$$

岩石蠕变应变可以表示为应力和时间的函数, 在岩石蠕变试验中, 由于施加荷载是固定的, 故蠕变应变只是关于时间变化的函数。因此, 在考虑岩石应力损伤的条件下, 岩石的黏塑性蠕变应变为

$$e_{vp}(s, t) = \frac{se(t)}{1 - D}, \quad (14)$$

式中, e_{vp} 为黏塑性蠕变应变, $e(t)$ 为关于时间的蠕变应变函数。

根据岩石黏塑性应变与时间的变化规律可知^[14], 可以采用多项进行无线逼近黏塑性蠕变应变与时间曲线为

$$e(t) = f(t) = a_0 + a_1 t + \mathbf{L} + a_i t^i + \mathbf{L} + a_k t^k \quad (k=0 \sim M), \quad (15)$$

式中, $f(t)$ 为关于时间的多项式函数, i 为多项式的幂次, a_i 为常数。

当蠕变时间 $t=t_1 \sim t_2$ 时, 蠕变应变为稳定蠕变变形 (蠕变应变与时间变化规律基本呈现线性趋势), 则蠕变应变与时间变化规律的表达式为

$$e(t) = f(t) = a_0, \quad (16)$$

式中, a_0 为常数。

将式 (14) ~ (16) 代入到式 (13) 中得到

$$\{\epsilon_p\} = h_2 \left\{ \frac{1 - \exp[-(e_{vp}(s, t)/a_0 F_0)^n]}{D_1^*} \right\} \quad (D_2^* \geq D > D_1^*) \quad (17)$$

当岩石的蠕变变形处于衰减蠕变变形与稳定蠕变变形的临界损伤点时, 岩石的临界值下限损伤变量 D_1^* 为

$$D_1^* = 1 - \exp[-(e_{vp}^t/a_0 F_0)^n] \quad (D_2^* \geq D > D_1^*) \quad (18)$$

式中, e_{vp}^t 为临界点 t_1 时刻下对应的岩石黏塑性蠕变应变值。

由于在 t_1 时刻之前, 岩石产生的黏塑性蠕变值 e_{vp} 小于 t_1 时刻对应的黏塑性蠕变值 e_{vp}^t , 故在岩石发生稳定蠕变之前, 存在 $D < D_1^*$ 。同时, 由于岩石的蠕变是随着时间逐渐变化的, 此时岩石产生的损伤和在 t_1 时刻下产生的损伤对应的分布参数是一致的。

由于式 (17) 无法进行积分, 将采用泰勒展开式将式 (17) 右边进行展开, 可得

$$\exp\{-[e_{vp}(s, t)/a_0 F_0]^n\} = 1 - [e_{vp}(s, t)/a_0 F_0]^n + o(e_{vp}^2) \quad (19)$$

式中, $o(e_{vp}^2)$ 为黏塑性蠕变应变 e_{vp} 的高阶无穷小。

将式 (19) 代入到式 (17) 中, 得到

$$\{\epsilon_p\} = h_2 \left\{ \frac{[e_{vp}(s, t)/a_0 F_0]^n + o(e_{vp}^2)}{D_1^*} \right\} \quad (D_2^* \geq D > D_1^*) \quad (20)$$

当 $t \rightarrow 0$ 时, 存在 $e_{vp} = 0$, 则对式 (20) 进行积分得

$$e_{vp} = \left[\left(\frac{h_2}{D_1^*} t \right) (n-1) \right]^{\frac{1}{1-n}} (a_0 F_0)^{\frac{n}{n-1}} \quad (21)$$

综上所述, 得到改进后岩石蠕变本构方程为

$$e = \begin{cases} \frac{S}{E_0} + \frac{S}{E_1} 1 - \exp\left(-\frac{E_1}{h_1} t\right) & (D \leq D_1^*) \\ \frac{S}{E_0} + \frac{S}{E_1} 1 - \exp\left(-\frac{E_1}{h_1} t\right) + \left[\left(\frac{h_2}{D_1^*} t \right) (n-1) \right]^{\frac{1}{1-n}} & (D_2^* \geq D > D_1^*) \end{cases} \quad (22)$$

黏塑性蠕变应变与时间曲线 $f(t)$ 是一个关于时间变化的函数, 且岩石在同一种应力状态作用下加速蠕变破坏的模式极为相似。当 $t < t_2$ 时, 岩石的蠕变应变与时间变化规律呈现出非线性特性, 故蠕变应变与时间变化规律的表达式为^[15]

$$e(t) = f(t) = a_0 + a_1 t \quad (23)$$

式中, a_1 为常数。

因此, 将式 (23) 和式 (14) 代入到式 (13) 中,

得到岩石的黏塑性蠕变应变为

$$\{\epsilon_p\} = h_3 \left\{ \frac{1 - \exp[-(e_{vp}(s, t)/(a_0' + a_1 t) F_0')^{n'}]}{D_2^*} \right\} \quad (D > D_2^*) \quad (24)$$

式中, F_0' , n' 为黏塑性蠕变阶段分布参数。

由于式 (24) 无法进行积分, 采用泰勒展开式现将式 (24) 右边进行展开, 可得

$$\exp\{-[e_{vp}(s, t)/(a_0' + a_1 t) F_0']^{n'}\} = 1 - [e_{vp}(s, t)/(a_0' + a_1 t) F_0']^{n'} + o(e_{vp}^2) \quad (25)$$

将式 (25) 代入到式 (24) 中, 对式 (24) 进行积分得到黏塑性应变模型为

$$e_{vp} = \frac{[a_1 (F_0' (a_0' + a_1 (t - t_2)))^{n'} (n' - 1)]^{\frac{1}{1-n'}}}{C [a_1 (F_0' (a_0' + a_1 (t - t_2)))^{n'} (n' - 1)]^{\frac{1}{1-n'}} + \frac{h_3}{D_2^*} (a_0' + a_1 (t - t_2))} \quad (26)$$

式中, C 为积分参数。

综上所述, 得到岩石一维状态下的黏弹塑性蠕变本构模型为

$$e = \frac{S}{E_0} + \frac{S}{E_1} \left[1 - \exp\left(-\frac{E_1}{h_1} t\right) \right] \quad (D \leq D_1^*) \quad (27)$$

$$e = \frac{S}{E_0} + \frac{S}{E_1} 1 - \exp\left(-\frac{E_1}{h_1} t\right) + (a_0 F_0)^{\frac{n}{n-1}}$$

$$\left[\left(\frac{h_2}{D_1^*} t \right) (n-1) \right]^{\frac{1}{1-n}} \quad (D_2^* \geq D > D_1^*) \quad (28)$$

$$e = \frac{S}{E_0} + \frac{S}{E_1} 1 - \exp\left(-\frac{E_1}{h_1} t\right) + e_{vp} +$$

$$\left[\left(\frac{h_2}{D_1^*} t \right) (n-1) \right]^{\frac{1}{1-n}} (a_0 F_0)^{\frac{n}{n-1}} \quad (D > D_2^*) \quad (29)$$

1.2 三维蠕变模型建立

采用类比法将一维蠕变本构模型转化为三维本构模型, 得到基于统计损伤理论的可以描述加速蠕变过程的三维加速蠕变本构模型为

$$e = \frac{S_1 - S_3}{3G_0} + \frac{S_1 + 2S_3}{9K} + \frac{S_1 - S_3}{3G_1} \left[1 - \exp\left(-\frac{G_1}{h_1'} t\right) \right] \quad (D \leq D_1^*) \quad (30)$$

$$e = \frac{S_1 - S_3}{3G_0} + \frac{S_1 + 2S_3}{9K} + \frac{S_1 - S_3}{3G_1} \left[1 - \exp\left(-\frac{G_1}{h_1'} t\right) \right] +$$

$$\left[\left(\frac{h_2'}{D_1^*} t \right) (n-1) \right]^{\frac{1}{1-n}} (a_0 F_0)^{\frac{n}{n-1}} \quad (D_2^* \geq D > D_1^*) \quad (31)$$

$$e = \frac{S_1 - S_3}{3G_0} + \frac{S_1 + 2S_3}{9K} + \frac{S}{3G_1} \left[1 - \exp\left(-\frac{G_1}{h_1'} t\right) \right] + A +$$

$$\left[\left(\frac{h'_2}{D_1}t_1\right)(n-1)\right]^{\frac{1}{1-n}}(a_0F_0)^{\frac{n}{n-1}} \quad (D > D_2^*), \quad (32)$$
$$A = \frac{\left[a_1(F'_0(a_0 + a_1(t-t_2)))^{n'}(n'-1)\right]^{\frac{1}{1-n'}}}{C\left[a_1(F'_0(a_0 + a_1(t-t_2)))^{n'}(n'-1)\right]^{\frac{1}{1-n'}} + \frac{h'_3}{D_2}(a_0 + a_1(t-t_2))}, \quad (33)$$

式中， G_1 和 G_2 为剪切模量， K 为体积模量， h'_1 ， h'_2 ， h'_3 为三维状态下的黏滞性系数。

2 室内蠕变试验

2.1 室内三轴压缩试验

本文所用砂岩采自阜新市恒大煤矿，岩石试样按照岩石相关试验规程要求进行精加工，制作成 $h=100$ mm， $D=50$ mm 标准圆柱形试件如图 4。采用比重杯法测得岩石的密度为 2.352 g/cm^3 ，用排水法测得岩石的孔隙率为 1.151% （测定 3 个试样取平均值）。



(a) 岩样



(b) 试验设备

图 4 岩样和设备

Fig. 4 Rock samples and devices

需要通过相应条件下的三轴压缩试验，来确定出蠕变试验的应力施加方案。其中，三轴压缩试样方案为：①为保证岩石和试验系统的充分接触，施加一个较小的轴向压力；②以 500 N/s 的加载速率将围压加到预定值；③以 500 N/s 的加载速率施加轴压，在此过程必须保持围压不变；④待到岩石变形破坏后，停止施加轴压；⑤将试验数据保存并导出。

绘制出不同围压作用下应力 - 应变曲线如图 5 所示。

根据图 5 的应力 - 应变曲线数据，总结出三轴压缩试验结果见表 1 所示。

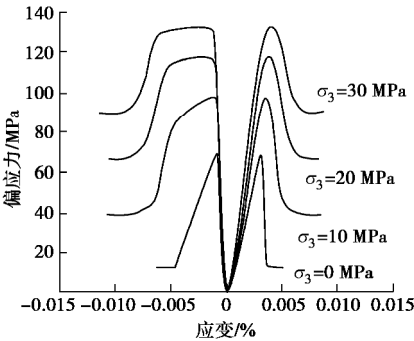


图 5 应力 - 应变曲线

Fig. 5 Stress-strain curves

表 1 试验结果

Table 1 Test results

| 围压 /MPa | 轴向峰值强度 /MPa | 偏应力强度 /MPa | 轴向峰值应变 /10 ⁻⁴ % | 径向峰值应变 /10 ⁻⁴ % | E_{50} /GPa |
|---------|-------------|------------|----------------------------|----------------------------|---------------|
| 0 | 76.073 | 76.073 | 3.21 | -7.488 | 21.814 |
| 10 | 108.226 | 98.226 | 3.64 | -9.7464 | 26.216 |
| 20 | 138.601 | 118.601 | 3.71 | -10.2 | 32.814 |
| 30 | 163.557 | 133.557 | 3.89 | -12.1 | 36.224 |

注：表中 E_{50} 为轴向应变等于峰值应变 50% 时对应的弹性模量。

一般采用莫尔应力圆（如图 6）与包络线的关系来确定岩石的强度参数值。

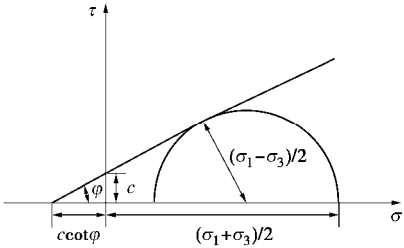


图 6 莫尔应力圆

Fig. 6 Mohr stress circle

根据表 1 中岩石在不同围压作用下的峰值强度值^[16-17]，绘制出围压与峰值强度的关系曲线如图 7。

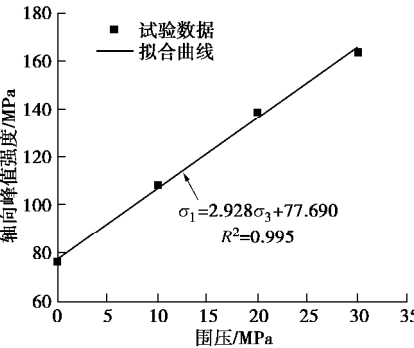


图 7 围压与峰值强度的关系

Fig. 7 Relationship between confining pressure and peak intensity

由图 7 可知，围压与峰值强度之间关系满足线性变化关系，拟合的直线方程的斜率为 2.928，截距为 77.690。根据围压与峰值强度之间关系方程与莫尔应

力圆理论可知, 岩石的黏聚力 c 为 22.701 MPa, 内摩擦角 φ 为 29.395°。

2.2 室内三轴蠕变试验

加载蠕变试验具体步骤为: ①保证所有试样取自同一块岩体, 将明显外部缺陷的试样剔除, 且通过波速测试仪将波速一致的岩样作为试样对象; ②根据室内三轴压缩试验最大偏应力来确定蠕变试验的应力等级水平, 应力初始水平选取加载三轴试验峰值强度的 60%。为了方便施加应力, 起始值选取整数, 以后每一级荷载分别取加载三轴试验峰值强度的 70%, 80% 和 90%; ③先以 500 N/s 加载速度施加围压至预定值, 待稳定后再以相同加载速度施加轴压至预定值, 当岩石的径向变形小于 0.03 mm/24h 时, 进行下一级荷载的施加, 重复上述步骤直至岩石破坏; ④待试验完成后, 首先将围压卸载至零, 然后卸载轴压至零, 将压力舱内液压油抽回到设备中, 升起压力舱取出岩石试样进行保存, 试验数据保存间隔为 5 s, 最终导出试验数据即可。

其中, 不同围压作用下的岩石的轴向蠕变变形历时曲线如图 8 所示。

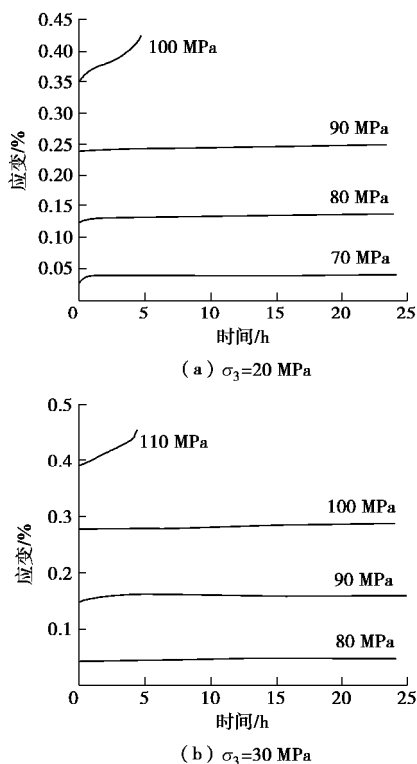


图 8 各级应力下轴向蠕变曲线

Fig. 8 Axial creep curves under stress at each level

由图 8 可知, 在围压恒定时逐级加载轴向应力时, 岩石在加载瞬间会出现一个瞬时变形, 且瞬时变形随着轴向应力地不断增大而增大, 但是由于岩石在初始时刻其内部孔隙完全张开, 在加载时孔隙逐渐闭合为

瞬时变形提供一定的变形量, 随着孔隙的完全闭合和之后应力水平增大迫使其产生裂纹破裂, 对于瞬时应变量的作用逐步减小, 故瞬时应变在岩石试样整体变形量中的比例也随之逐步减少; 岩石的蠕变变形不断占总变形量越来越多, 说明了岩石内部空隙不断发育, 导致岩石劣化特性愈加明显。但是对比分析瞬时应变和蠕变应变可知, 瞬时应变占总变形的比重远远大于蠕变应变占总变形的比重, 说明了瞬时应变对岩石造成损伤大于蠕变对岩石造成的损伤。以围压 30 MPa 为例, 当应力大于 110 MPa 时, 岩石出现了明显加速蠕变阶段, 加速蠕变时间随着应力水平增大逐渐减小, 说明了应力的增大加剧了岩石内部损伤发育和裂隙的扩展, 使得岩石更容易产生破坏^[18]。

3 参数识别

3.1 临界点参数确定

蠕变时刻 t_1 和蠕变变形 ϵ_{t1} , 以及蠕变时刻 t_2 和蠕变变形 ϵ_{t2} , 这 4 个参数均可以由蠕变历时曲线得出。不同围压、不同应力水平作用下岩石的临界点参数值见表 2 (以围压 20 MPa 为例)^[19-20]。

表 2 岩石的临界点参数值

| Table 1 Values of critical point parameters of rocks | | | | |
|--|---------|--------------------|---------|--------------------|
| 应力水平/MPa | t_1/h | $\epsilon_{t1}/\%$ | t_2/h | $\epsilon_{t2}/\%$ |
| 40 | — | — | — | — |
| 50 | 9.78 | 0.132 | — | — |
| 60 | 7.45 | 0.245 | — | — |
| 70 | 1.06 | 0.373 | 4.09 | 0.404 |

3.2 模型计算值与试验值对比

基于最小二乘法^[21-23]对围压 20 MPa 下蠕变试验曲线进行参数辨识, 得到模型参数值见表 3。得到蠕变模型曲线与试验曲线的对比如图 9 所示。

由图 9 可知, 试验曲线和模型曲线具有良好的吻合度, 这说明了基于统计损伤原理建立的岩石加速蠕变模型, 来反映岩石蠕变全过程曲线是正确的。

本文将采用笔者在文献[4]的中加速蠕变试验数据来进一步验证该模型的正确性。绘制出不同围压和应力作用下的含加速蠕变试验曲线与模型曲线对比如图 10 所示。其中, 特别将围压 15 MPa、轴压为 95, 85 MPa 的试验曲线单独进行对比。

由图 10 可知, 引用文献中的试验曲线也与模型曲线具有良好的吻合度 (只是关于加速蠕变变形曲线的吻合度相对其他曲线的拟合度较低), 说明了基于统计损伤原理建立的岩石加速蠕变模型, 来反映岩石蠕变全过程曲线是正确的。

综上所述, 岩石蠕变加载过程也是一种岩石内部微元体损伤破坏的过程, 在材料微观结构上表现为不

表 3 岩石的拟合参数值

Table 3 Fitting values of rock parameters

| 应力水平 /MPa | 参数 | | | | | | | | | | | | | | | 相关系数 R^2 | 方差平方和 |
|--------------|------------|----------|------------|--------------------|--------------------|--------------------|-------|-------|--------|-------|--------|--------|--------|-------|-------|------------------------|-------|
| | G_0 /GPa | K /GPa | G_1 /GPa | h'_1 /(GPa·h) | h'_2 /(GPa·h) | h'_3 /(GPa·h) | F_0 | n | F'_0 | n' | a_0 | a'_0 | a_1 | C | | | |
| 70 | 106.899 | 162.033 | 228.235 | 134.970 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | 0.998 | 7.643×10^{-7} | |
| 80 | 113.228 | 193.810 | 466.039 | 280.073 | 779.849 | — | 6.566 | 2.034 | — | — | — | — | — | — | 0.985 | 1.017×10^{-4} | |
| 90 | 118.231 | 226.017 | 1391.242 | 197.300 | 1190.656 | — | 6.079 | 4.409 | — | — | — | — | — | — | 0.978 | 5.553×10^{-5} | |
| 100 | 45.980 | 192.896 | 94.388 | 94.999 | 1002.345 | 2485.416 | 5.444 | 8.131 | 3.824 | 0.932 | -2.880 | 2.621 | -0.153 | 2.345 | 0.972 | 2.196×10^{-4} | |

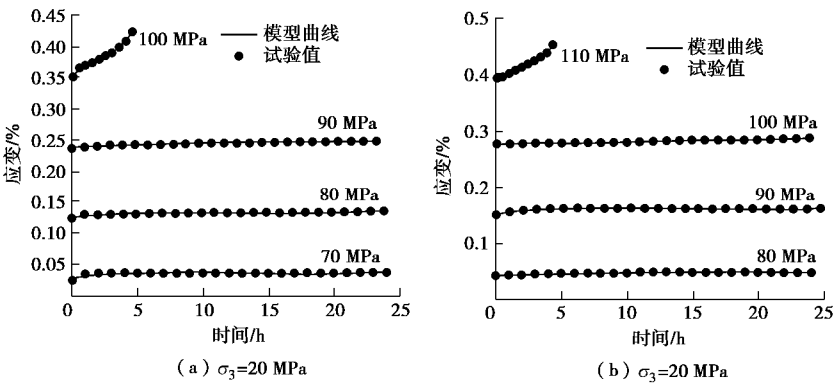


图 9 试验结果和模型对比

Fig. 9 Comparison between test results and models

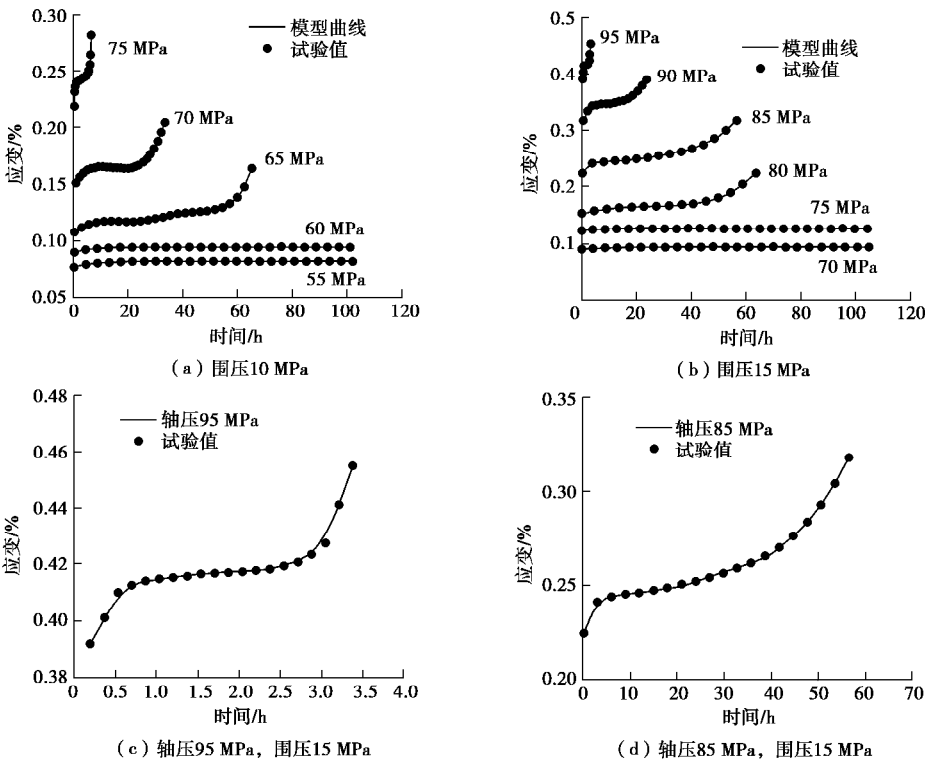


图 10 引用文献[4]中蠕变试验曲线与模型曲线对比

Fig. 10 Comparison between creep test results and model curves in Reference [4]

可逆性。通过将蠕变曲线分阶段，来定义分段临界点的损伤变量的表达形式，结合统计损伤理论和 Perzyna 黏塑性模型，对传统的西原体模型进行适当的改进，建立非线性蠕变损伤模型，从而更好地体现了受损伤

岩石内部应力-应变状态和损伤演化规律,对于解决实际工程围岩长期稳定性具有指导意义。

4 结 论

(1) 基于细观统计损伤理论,采用临界统计损伤变量对加速蠕变和稳定蠕变的启动条件进行了定义,这为构建加速蠕变模型奠定了基础。

(2) 岩石蠕变加载过程也是一种岩石内部微元体损伤破坏的过程,在材料微观结构上表现为不可逆性。

(3) 通过将蠕变曲线分阶段,来定义分段临界点的损伤变量的表达形式,结合统计损伤理论和 Perzyna 黏塑性模型,对传统的西原体模型进行适当的改进,建立非线性蠕变损伤模型,从而更好地体现了损伤受岩石内部应力应变状态影响和损伤演化规律。

参考文献:

- [1] 黄海峰, 巨能攀, 黄 敏, 等. 朱俊霖软岩非线性蠕变损伤模型及其试验研究[J]. 水文地质工程地质, 2017, **44**(3): 49 - 60. (HUANG Hai-feng, JU Neng-pan, HUANG Min, et al. Nonlinear creep damage model of soft rock and its experimental study[J]. Hydrogeology and Engineering Geology, 2017, **44**(3): 49 - 60. (in Chinese))
- [2] 梁 冰, 张 涛, 王俊光, 等. 片麻岩蠕变特性试验研究[J]. 实验力学, 2018, **33**(3): 451 - 46. (LIANG Bin, ZHANG Tao, WANG Jun-guang, et al. Experimental study of gneiss creep properties[J]. Journal of Experimental Mechanics, 2018, **33**(3): 451 - 46. (in Chinese))
- [3] 蒲成志, 曹 平, 张春阳. 考虑时效损伤劣化的变参数非线性蠕变损伤模型[J]. 工程力学, 2017, **34**(6): 17 - 27. (PU Chengzhi, CAO Ping, ZHANG Chun-yang, et al. Variable parameters non-linear creep damage model of Rock with consideration of aging damage and deterioration[J]. Engineering Mechanics, 2017, **34**(6): 17 - 27. (in Chinese))
- [4] 张树光, 刘文博, 陈 雷, 等. 基于力学参数时效性的非定常蠕变模型[J]. 中国矿业大学学报, 2019, **48**(5): 993 - 1002. (ZHANG Shu-guang, LIU Wen-bo, CHEN Lei, et al. Unsteady creep model based on time-dependence of mechanical parameters[J]. Journal of China University of Mining and Technology, 2019, **48**(5): 993 - 1002. (in Chinese))
- [5] 杨秀荣, 姜谟男, 江宗斌. 含水状态下软岩蠕变试验及损伤模型研究[J]. 岩土力学, 2018, **39**(增刊 1): 167 - 174. (YANG Xiu-rong, JIANG An-nan, JIANG Zong-bin. Creep test and damage model of soft rock under water containing condition[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, **39**(S1): 167 - 174. (in Chinese))
- [6] 张泽林, 吴树仁, 王 涛, 等. 甘肃天水泥岩剪切蠕变行为及其模型研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2019, **38**(增刊 2): 3603 - 3617. (ZHANG Ze-lin, WU Shu-ren, WANG Tao, et al. Study on shear creep behavior and its model of mudstone in Tianshui, Gansu Province[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2019, **38**(S2): 3603 - 3617. (in Chinese))
- [7] 梅胜尧, 王 伟, 秦志军, 等. 考虑裂隙塑性的岩石非线性分数阶蠕变模型[J]. 河海大学学报(自然科学版), 2019, **47**(6): 548 - 554. (MEI Sheng-yao, WANG Wei, QIN Zhi-jun, et al. A nonlinear creep model based on fractional order theory considering the plasticity of fissures for rocks[J]. Journal of Hohai University(Natural Sciences), 2019, **47**(6): 548 - 554. (in Chinese))
- [8] 刘泉声, 罗慈友, 彭星新, 等. 软岩现场流变试验及非线性分数阶蠕变模型研究[J]. 煤炭学报, 2020, **45**(4): 1348 - 1356. (LIU Quan-sheng, LUO Ci-you, PENG Xing-xin, et al. Research on field rheological test and nonlinear fractional derivative creep model of weak rock mass[J]. Journal of China Coal Society, 2020, **45**(4): 1348 - 1356. (in Chinese))
- [9] ZHOU H W, WANG C P, PHAN B B, et al. A creep constitutive model for salt rock based on fractional derivatives[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2011, **48**(1): 116 - 121.
- [10] ZHU H H, YE B, CAI Y C, et al. An elasto-viscoplastic model for soft rock around tunnels considering overconsolidation and structure effects[J]. Computers and Geotechnics, 2013, **50**: 6 - 16.
- [11] LI S Y, LAI Y M, ZHANG S J. An improved statistical damage constitutive model for warm frozen clay based on Mohr-Coulomb criterion[J]. Cold Regions Science and Technology, 2009, **57**(12): 154 - 159.
- [12] LIU W B, ZHANG S G. Creep Parameter Determination and model establishment considering stress and time effects[J]. Geotechnical and Geological Engineering, 2019, **38**(2): 1509 - 1520.
- [13] KACHNOV M. Effective elastic properties of cracked solids: critical review of some basic concepts[J]. Applied Mechanics Review, 1992, **45**(8): 304 - 335.
- [14] 沈才华, 张 兵, 王文武. 一种基于应变能理论的黏弹塑性蠕变本构模型[J]. 岩土力学, 2014, **35**(12): 3430 - 3436.

- (SHEN Cai-hua, ZHANG Bing, WANG Wen-wu. A new viscoelastic-plastic creep constitutive model based on strain energy theory[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **35**(12): 3430 - 3436. (in Chinese))
- [15] ZHOU H W, WANG C P, MISHNAEVSKY Jr L, et al. A fractional derivative approach to full creep regions in salt rock[J]. Mechanics of Time-Dependent Materials, 2013, **17**(3): 413 - 425.
- [16] 刘开云, 薛永涛, 周 辉. 参数非定常的软岩非线性黏弹塑性蠕变模型[J]. 中国矿业大学学报, 2018, **47**(4): 921 - 928. (LIU Kai-yun, XUE Yong-tao, ZHOU Hui. Anonlinear viscoelastic-plastic creep model of soft rock with unsteady parameters[J]. Journal of China University of Mining & Technology, 2018, **47**(4): 921 - 928. (in Chinese))
- [17] RUTTER E H. On the creep testing of rocks at constant stress and constant force[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 1972, **9**(2): 191 - 195.
- [18] 张树光, 孙成鑫, 王有涛, 等. 海棠山隧道砂岩变参数蠕变特性研究[J]. 公路交通科技, 2016, **33**(10): 105 - 110. (ZHANG Shu-guang, SUN Cheng-xin, WANG You-tao, et al. Study on variable parameter creep characteristics of sandstone in Haitangshan Tunnel[J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development, 2016, **33**(10): 105 - 110. (in Chinese))
- [19] 刘文博, 张树光, 李若木. 一种基于能量耗散理论的岩石加速蠕变模型[J]. 煤炭学报, 2019, **44**(9): 2741 - 2750. (LIU Wen-bo, ZHANG Shu-guang, LI Ruo-mu. Research on accelerated creep model of rock based on energy dissipation theory[J]. Journal of China Coal Society, 2019, **44**(9): 2741 - 2750. (in Chinese))
- [20] XU T, ZHOU G, HEAP M J, et al. The modeling of time-dependent deformation and fracturing of brittle rocks under varying confining and pore pressures[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2018, **51**(10): 3241 - 3263.
- [21] 何志磊, 朱珍德, 朱明礼, 等. 基于分数阶导数的非定常蠕变本构模型研究[J]. 岩土力学, 2016, **37**(3): 737 - 744. (HE Zhi-lei, ZHU De-zhen, ZHU Ming-li, et al. An unsteady creep constitutive model based on fractional order derivatives[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, **37**(3): 737 - 744. (in Chinese))
- [22] 韩 阳, 谭跃虎, 李二兵, 等. 岩石非定常 Burgers 蠕变模型及其参数识别[J]. 工程力学, 2018, **35**(3): 201 - 217. (HAN Yang, TAN Yue-hu, LI Er-bin, et al. Non-stationary Burgers creep model of rock and its parameter identification[J]. Engineering Mechanics, 2018, **35**(3): 201 - 217. (in Chinese))
- [23] 张 德, 刘恩龙, 刘星炎, 等. 基于修正 Mohr-Coulomb 屈服准则的冻结砂土损伤本构模型[J]. 岩石力学与工程学报, 2018, **37**(4): 978 - 986. (ZHANG De, LIU En-long, LIU Xing-yan, et al. A damage constitutive model for frozen sandy soils based on modified Mohr-Coulomb yield criterion[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2018, **37**(4): 978 - 986. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202009015

易溶盐含量对伊犁原状黄土力学特性的影响规律

牛丽思¹, 张爱军^{*1}, 赵佳敏¹, 王毓国¹, 赵庆玉²

(1. 西北农林科技大学水利与建筑工程学院, 陕西 杨凌 712100; 2. 河南建业住宅集团(中国)有限公司, 河南 郑州 450004)

摘 要: 为揭示非饱和伊犁原状黄土的湿、载屈服特性及水量变化特性, 采用非饱和土三轴仪, 开展不同易溶盐含量下的控制吸力的净平均应力增减试验、控制净平均应力的吸力增减试验和控制净围压和吸力的固结剪切试验, 探究易溶盐含量对非饱和伊犁黄土变形、屈服和水量变化特性的影响规律。研究表明: 含盐量对提高颗粒间的胶结作用存在临界值, 在 14~20 g/kg 含盐量区间存在峰值屈服净平均应力、峰值屈服剪应力, 且加载增湿屈服线和剪切屈服线最大; 随含盐量增加, 压缩性指标降低、固结排水量减小; 含盐量对水量的影响主要在土水特征干燥曲线的过渡区, 但对吸力增加屈服线影响不大; 盐分过量和吸力降低均可使非饱和伊犁黄土产生屈服。

关键词: 非饱和土; 伊犁黄土; 易溶盐; 屈服特性; 水量特性

中图分类号: TU432

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)09-1705-10

作者简介: 牛丽思(1990—), 女, 博士研究生, 主要从事非饱和黄土试验研究工作。E-mail: lisi_niu@sohu.com。

Influences of soluble salt content on mechanical properties of Ili undisturbed loess

NIU Li-si¹, ZHANG Ai-jun¹, ZHAO Jia-min¹, WANG Yu-guo¹, ZHAO Qing-yu²

(1. College of Water Resources and Architectural Engineering, Northwest A & F University, Yangling 712100, China; 2. Central China

Real Estate Limited, Zhengzhou 450004, China)

Abstract: In order to reveal the loading collapse yield and moisture characteristics of the unsaturated Ili undisturbed loess, a series of net mean stress increase-decrease tests on control suction, suction increase-decrease tests on control net mean stress, consolidation shear tests on control net confining pressure and suction under different soluble salt contents are carried out by using the unsaturated soil triaxial apparatus. The effects of soluble salt content on the deformation, yield and moisture of the unsaturated Ili loess are studied. The results show that there is a critical value for salt content to improve the cementation between particles. There are the peak yield net mean stress and the peak yield shear stress between 14 and 20 g/kg of salt content, and the loading collapse yield curve and the shear yield curve are the maximum. The compressibility index and moisture change at the consolidation stage decrease with the increase of salt content. The influences of salt content on moisture are mainly in the transition region of soil water characteristic drying curve, but there are few effects on the suction increase yield curve. The unsaturated Ili loess can be yielded by being excessively salting and reducing suction.

Key words: unsaturated soil; Ili loess; soluble salt; yield characteristic; moisture characteristic

0 引 言

新疆伊犁河谷是中国受大西洋气候影响的地区。该地区河流两侧分布有大规模的风积黄土, 属于西风区黄土, 明显区别于季风区黄土高原的黄土。伊犁黄土易溶盐含量极高, 具有强烈的湿陷性, 试验测定的易溶盐含量最大可达 19.2 g/kg, 场地最大自重湿陷量为 3.52 m^[1]。因此, 伊犁黄土属于黄土和盐渍土的共同范畴, 针对该特定黄土的力学及工程特性需进行专门的研究, 但目前对其关注及研究相对较少。

针对黄土的研究已较为完善, 但盐渍土研究更多的是针对溶陷特性^[2]、盐分溶滤^[3]及近年来持水特性影响^[4]的探讨, 研究方法主要为人工掺盐、洗盐溶滤

和盐溶液浸泡 3 种。

在盐渍土变形、强度特性的研究上, 康安栋等^[5]基于硫酸盐渍土固结试验, 得出一定含盐量能提高盐渍土在受荷时抵抗变形能力的结论; 颜荣涛等^[6]对不同浓度 NaCl 溶液饱和黏土进行等向压缩试验, 分析渗透吸力对等向压缩特性的影响规律; 以上对盐渍土压缩性的研究多为饱和试样, 并未考虑吸力的影响。

基金项目: 国家自然科学基金面上项目(51978572); 陕西省重点研发计划项目(2017ZDXM-SF-074); 国家重点研发计划项目(2017YFC0405103); 陕西省水利科技计划项目(2013slkj-10)

收稿日期: 2019-10-29

*通信作者(E-mail: zaj@nwsuaf.edu.cn)

徐安花等^[7]通过对掺入 NaCl、Na₂SO₄、Na₂CO₃ 和 H₂O 的亚黏土盐渍土进行剪切试验, 得出对黏聚力的影响依次为 Na₂SO₄<NaCl<Na₂CO₃<H₂O; 刘威^[8]通过试验表明硫酸盐渍土抵抗变形的能力比氯盐渍土强; 蔡正银等^[9]指出在低含水、高含盐时, 试件脆性破坏越显著; 可见盐分和土质种类都对盐渍土的力学特性影响较大。

这些研究得出很多有益的规律性结论, 但存在含盐试样以重塑样居多, 盐分类型单一、含量低、跨度小的问题, 且针对新疆伊犁地区特定非饱和原状黄土的变形、屈服特性, 特别是含盐量对水量变化特性的影响规律研究鲜有报道。针对以上不足, 本文采用非饱和土三轴仪^[10], 以新疆伊犁原状非饱和黄土为研究对象, 开展不同易溶盐含量下控制吸力的净平均应力增减试验、控制净平均应力的吸力增减试验和控制净围压和吸力的固结剪切试验, 旨在揭示易溶盐含量对非饱和原状伊犁黄土的屈服和水量特性的影响规律。

1 试验材料和试验方法

1.1 试验材料

本研究选用新疆伊犁昭苏特克斯河的IV级阶地地表以下 18.5~22 m 的原状土样, 该土样为 Q₃ 黄土, 呈土黄色。室内试验测得土样的土粒相对密度 $G_s=2.72$, 初始含水率为 6.18%~6.73%, 初始干密度为 1.32~1.41 g/cm³, 液限 $w_L=29.2\%$, 塑限 $w_P=19.0\%$, 属于低液限黏土 (CL)。试验前将整块原状土样削切为直径 3.91 cm×高 8 cm 的标准三轴试样, 用三瓣膜环刀将其密合后备用, 削样时及时测得整块土样中部散土的含水率, 并将其作为原状土样的初始含水率, 同组试样应选取干密度和含水率差值分别小于 0.03 g/cm³ 和 2% 的土样, 以减小试样误差。

基于同地区伊犁黄土的易溶盐含量最高可达 19.2 g/kg^[11], 本试验选定配制易溶盐含量分别为 5, 8, 14, 20 和 26 g/kg 的试样开展研究, 选用土层较深、易溶盐含量较低的原状土样, 采用水膜转移法制备不同易溶盐含量的原状土样。

采用水膜转移法滴加盐溶液的具体过程为: ①对土样进行天然易溶盐含量测定, 深度为 21.5~22 m 和 18.5~19 m 的土样初始易溶盐总量分别为 5.75 g/kg 和 3.54 g/kg, 离子含量比 Na⁺:SO₄²⁻:Ca²⁺:Mg²⁺:Cl⁻:HCO₃⁻ 分别为 12.6:8.7:3.9:2.8:1.9:1 和 5.7:4.3:0.3:0.3:0.7:1, 根据所得各离子浓度及比例确定应加入的易溶盐种类, 其中: 深度为 21.5~22 m 的土样应加入 MgSO₄、NaHCO₃、CaCl₂、NaOH

4 种盐, 质量比为: 10.3:2.2:1.0:15.4; 深度为 18.5~19 m 的土样应加入 MgSO₄、CaCl₂、NaHCO₃、Na₂SO₄、NaCl 和 NaOH 6 种盐, 质量比为: 6.8:5.0:7.3:25.6:1.0:34.5; ②为便于盐溶液的滴加, 根据需配合盐量差值及各离子浓度比, 配制一次加盐能增加试样 3 g/kg 总易溶盐含量的各类盐溶液; ③计算各设计含盐试样所需增加的总易溶盐含量, 为防止连续滴加使试样水分过多产生变形, 采用胶头滴管多次少量、缓慢均匀、间断分次地对原状试样进行滴加盐溶液, 每次滴盐后应自然风干 24 h 以上方可进行后续加盐, 直至达到试样设计含盐量; ④通过离心机法测得不同含盐量下的土水特征曲线, 试验具体操作参见文献[4], 忽略含盐量的影响, 在不同含盐量下的均值土水特征曲线上得到基质吸力为 0, 50, 100, 150 kPa 时含水率对应为 37.5% (饱和含水率), 15%, 12% 和 9.5%, 试样完成滴加盐溶液后, 对含水偏高试样采用自然风干、含水偏低试样采用滴加纯水的方法配至设计含水率, 饱和试样采用抽气饱和法; ⑤含盐量和含水率均配制完成的试样用保鲜膜包裹后, 放置密闭的保湿缸中养护 72 h 以上, 保证水分、盐分充分扩散均匀。需特别注意: 滴盐过程中, 在水分蒸发作用下盐分会被携带到试样表面, 为防止盐分与三瓣膜发生反应, 滴盐前在试样周围包裹一层较薄的塑料膜, 且试样底部放置半透膜, 确保试样中盐分含量不变且便于脱模; 饱和试样时, 同样采用半透膜将试样包裹密封, 以防盐分溶解后丢失。

1.2 试验方法

试验设备采用 FSY30 型应力应变控制式非饱和土三轴仪, 是由陈正汉与江苏溧阳永昌仪器厂联合研制, 其中, 陶土板进气值为 500 kPa, 采用双层压力室减小仪器变形, 其构造详见文献[10], 此处不再赘述。

本文所用符号及公式如下:

$$\left. \begin{aligned} p &= \frac{s_1 + s_2 + s_3}{3} - u_a, \\ q &= s_1 - s_3, \\ s &= u_a - u_w. \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

式中 p , q , s 是应力状态变量, p 为净平均应力, q 为偏应力, s 为基质吸力, 文中简称吸力; s_1 , s_2 , s_3 分别为大、中、小主应力; u_a 和 u_w 为孔隙气压力和孔隙水压力。

本文开展了控制吸力的净平均应力增减、控制净平均应力的吸力增减、控制净围压和吸力的固结剪切 3 种应力路径试验, 图 1 为一组试样的试验应力路径, 以一个含盐量为例, 试验方案和加荷顺序见表 1, 所有试验均需完成装样前陶土板饱和及试验前初始吸力

测定工作, 确保试验的顺利进行和准确性, 试验具体过程如下:

控制吸力的净平均应力增减试验 (简称净平均应力循环试验), 一个含盐量下分别进行 4 个试验, 吸力分别为 5 (饱和试样), 50, 100 和 150 kPa; 见图 1 (a) 所示, 以饱和试样为例, 控制净平均应力为 5 kPa 下增加吸力至 5 kPa, 以该应力状态为试样初始状态, 待本级荷载稳定后, 控制吸力恒定, 净平均应力通过分级加载至 400 kPa, 在净平均应力为 100 和 300 kPa 时完成两次卸载再加载, 即净平均应力循环过程。

控制净平均应力的吸力增减试验 (简称吸力循环试验), 一个含盐量下进行 1 个控制净平均应力为 100 kPa 的试验; 见图 1 (b) 所示, 控制吸力为 5 kPa 下增加净平均应力至 100 kPa, 以该应力状态为试样初始状态, 待本级荷载稳定后, 控制净平均应力恒定, 采用分级施加吸力至最终吸力为 150 kPa, 在吸力为 100 kPa 时完成吸力减小再增加, 即吸力循环过程。

控制净围压和吸力的固结剪切试验 (简称固结剪切试验), 一个含盐量下进行 12 个试验, 控制吸力分别为 5, 50, 100 和 150 kPa, 每级吸力下控制净围压分别为 100, 200 和 300 kPa; 见图 1 (c) 所示, 以吸力为 100 kPa、净围压为 300 kPa 试样为例, 通过单次加载同时控制吸力和净围压至设定值, 进行试样的固结过程, 完成固结后进行排水剪切试验。

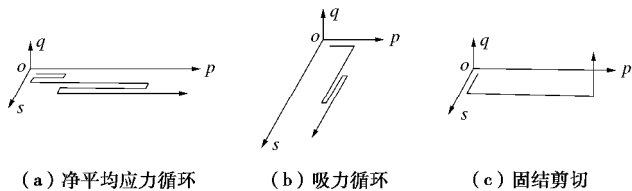


图 1 一组试样的试验应力路径

Fig. 1 Stress paths of tests on a group of specimens

试验过程中打开排水阀, 孔隙水压力为零, 通过施加孔隙气压力控制吸力的大小, 试验中每级荷载下采用的稳定标准为: 连续 2 h 内体变量和排水量分别小于 0.006 cm^3 和 0.012 cm^3 。

非饱和试样的净平均应力循环试验和吸力循环试验历时较长, 根据试样控制吸力和含盐量的不同, 完成一个试样需约 10~30 d; 由于非饱和土的渗透性很小, 为使得加载过程中保持吸力恒定, 各级荷载下试样变形和排水稳定, 加载速率要足够小。综上, 一个含盐量下共进行 17 个试样 (如表 1 所示), 本文完成 5 个易溶盐含量 (5, 8, 14, 20, 26 g/kg) 下的试验, 共完成 85 个试样。

试验结束后将整个试样烘干量测试样含水率, 由试样的初始含水率和终止含水率之差得到试样的实际

排水量, 并据此把试验过程量测的排水量进行历时校正, 表 2 给出了部分试样排水校正对比结果, 虽然排水量的量测值和校正值相差不大, 但为了提高结果的精度, 本文中的排水量均采用校正值。

表 1 试验方案及加荷顺序 (以一个含盐量为例)

Table 1 Test schemes and loading sequence (taking a salt content as an example)

| 试验类型 | 应力状态 | 加荷过程/kPa |
|---------|-------|----------------------|
| 净平均应力循环 | 初始吸力 | 5/ 50/ 100/ 150 |
| | 净平均应力 | 5→100→20→300→100→400 |
| 吸力循环 | 初始吸力 | 5 |
| | 净平均应力 | 100 |
| | 吸力 | 5→100→25→150 |
| 固结剪切 | 吸力 | 5/ 50/ 100/ 150 |
| | 净围压 | 100/ 200/ 300 |

注: 净平均应力循环试验中净平均应力小于 100 kPa 时, 荷载变化 20 kPa/级; 净平均应力大于 100 kPa 时, 荷载变化 50 kPa/级; 吸力循环试验中荷载变化 25 kPa/级。

表 2 试样排水量的量测值与校正值比较

Table 2 Comparison between measured and corrected values of amount of water discharge from specimens

| 试验类型 | 含盐量 $\theta/(\text{g}\cdot\text{kg}^{-1})$ | 量测值 $/\text{cm}^3$ | 校正值 $/\text{cm}^3$ | 差值 $/\text{cm}^3$ | 相对误差/% |
|--------------------------------------|---|-----------------------|-----------------------|----------------------|--------|
| 吸力循环 试验 ($p=100\text{ kPa}$) | 5 | 33.53 | 32.5 | 1.03 | 3.18 |
| | 14 | 36.57 | 35.64 | 0.93 | 2.61 |
| | 26 | 33.79 | 32.17 | 1.62 | 5.04 |

2 净平均应力循环试验

2.1 变形特性

在净平均应力循环试验中, 同一试样下根据各级净平均应力稳定后的体变量, 计算出相应的比体积, 不同试样控制吸力的净平均应力增加-减小过程, 对应于试样的压缩-回弹过程, 图 2 为 $v-\log p$ 平面内不同条件下试样的压缩-回弹曲线, 其中, 图 2 (a) 为一定含盐量时不同吸力下的压缩-回弹曲线; 图 2 (b) 和 (c) 分别为饱和试样和非饱和试样在不同含盐量下的压缩-回弹曲线, 由于篇幅有限, 不同吸力和不同含盐量非饱和试样分别以含盐量为 8 g/kg 和吸力为 100 kPa 为例。从图 2 可知:

(1) 从图 2 中任一曲线可见, 随净平均应力的增大, 比体积逐渐减小, 这是由于净平均应力增大, 试样内孔隙气体被压缩, 孔隙比减小, 发生体积收缩, 比体积降低; 低净平均应力状态下曲线相对平缓, 高净平均应力状态下曲线较为陡峭, 表明试样具有一定的结构强度, 抵抗试样发生变形, 压缩曲线相对平缓, 当净平均应力大于试样结构强度时, 试样结构破坏, 试样较易压缩, 变形量增加较快, 压缩曲线较为陡峭。从图 2 (a) 可见, 同一试样的初始比体积和最终比体积差值, 即不同吸力试样在相同净平均应力作用下引

起的试样体积变化幅度,随吸力的增加而减小,表明吸力增加能提高试样抵抗变形的能力。

(2) 从图 2 (b) 和图 2 (c) 可见,饱和试样中,含盐量 5 g/kg 曲线为压缩曲线的下边界曲线,即压缩变形最大,随含盐量增大压缩性降低。非饱和试样中,含盐量为 5 g/kg 是压缩曲线的上边界曲线,即压缩变形最小,14 g/kg 为压缩曲线的下边界曲线,试样的整体压缩变形随含盐量的增大呈先增大后减小趋势,但压缩性逐渐降低。这主要是由于饱和试样中水量足够将易溶盐全部溶解,含盐越高试样内溶液浓度越大,颗粒间双电层越薄,压缩性降低;非饱和试样中吸力较大时,较少的水分不足以将盐分完全溶解,含盐量超过 14 g/kg 后,结晶盐占据一部分孔隙的体积,使得孔隙体积变少,试样的压缩性降低。

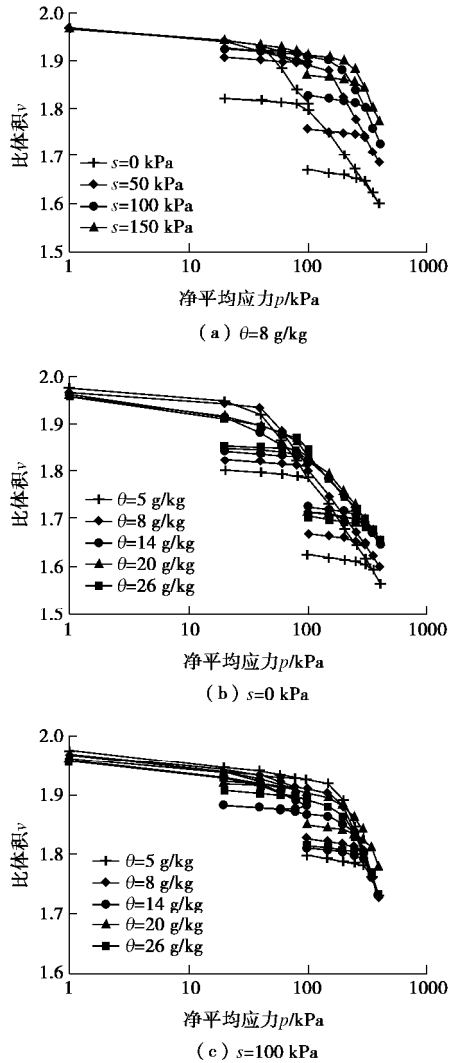


图 2 净平均应力循环试验的压缩-回弹曲线

Fig. 2 Compression-rebound curves of net mean stress cycle tests

(3) 从图 2 (b) 和图 2 (c) 可见,同吸力不同含盐下,试样在回弹起始压力相同时,回弹-再压缩曲线近似平行,曲线斜率为相应回弹压力下的回弹系数,回弹起始压力为 300 kPa 时的斜率比 100 kPa 时

的大,即回弹系数随回弹起始压力的增大而增大,表明净平均应力循环试验中不同净平均应力下的回弹斜率并不相等,与“不同应力等向压缩状态下回弹变形斜率 κ 为常数”这一假定^[11]不相符,这是由于净平均应力增大,试样被逐渐压密,密度增大,回弹模量相应较大。

若忽略吸力的影响,将相同含盐量不同吸力下的回弹系数取均值并列于表 3,可见起始回弹压力为 300 kPa 时,随含盐量的增加回弹系数先增加后减小,在含盐量为 14~20 g/kg 时试样的回弹系数最大,但当起始回弹压力为 100 kPa 时,含盐量对试样的回弹系数影响不大;起始回弹压力为 300 kPa 时的回弹系数明显比起始回弹压力为 100 kPa 时的大,且前者约为后者的 1.5~2.5 倍。

表 3 不同含盐量下的系数值

| Table 3 Coefficients under different salt contents | | | | | |
|--|--------|--------|---------|---------|---------|
| 系数 | 5 g/kg | 8 g/kg | 14 g/kg | 20 g/kg | 26 g/kg |
| κ_{100} 均值 | 0.008 | 0.009 | 0.009 | 0.009 | 0.009 |
| κ_{300} 均值 | 0.016 | 0.018 | 0.019 | 0.019 | 0.016 |
| $\lambda_s/(10^{-3})$ | 1.3 | 0.8 | 0.4 | 0.7 | 0.8 |

鉴于分析,绘制 $v-\log p$ 曲线上试样屈服后曲线斜率值——压缩性指标 I 与含盐量的关系,见图 3 所示。从图 3 可见,吸力一定时,压缩性指标 I 随含盐量的增加而减小;这是由于含盐量越大,盐离子作用越强,双电层厚度越薄,试样的可压缩性越低,压缩性指标 I 越小。压缩性指标 I 随吸力的增大而增大,吸力为 150 kPa 时最大,这是因为吸力越大,结构性越强,屈服前结构势能越大,屈服后释放能量的速率越快,即压缩变形率越大,压缩性指标 I 越高。低吸力范围内 ($s \leq 100\text{ kPa}$) 压缩性指标 I 变化较大,吸力为 50 kPa 时的压缩性指标 I 约是吸力为 0 kPa 的 1.3 倍,吸力从 0 kPa 到 100 kPa 的压缩性指标 I 差值占吸力从 0 kPa 到 150 kPa 差值的 70% 以上,表明在低吸力范围内试样的压缩敏感性较强。

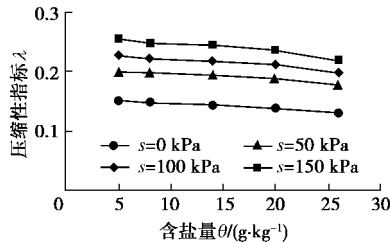


图 3 压缩性指标 I 与含盐量的关系

Fig. 3 Curves of compressibility index and salt content

2.2 应力屈服特性

Alonso 等^[11]表明,在 $p-s$ 平面内,加载或湿化能引起土的屈服,即 LC 屈服线,吸力增加同样可引起屈服,即 SI 屈服线,它认为吸力增大到历史上曾经

遭受过的最大吸力时土样屈服, 两个曲线都是描述非饱和黄土的体积变化屈服, 它们与坐标轴共同围成弹性区。图4为不同吸力下净平均应力循环试验的压缩曲线, 由于篇幅有限, 以含盐量 5 g/kg 和 20 g/kg 为例。同一土样的试验点近似位于两个相交的直线段上, 两个直线段的交点为应力屈服点。吸力一定时, 试样的比体积随净平均应力的增大逐渐减小, 且随吸力增大比体积变化幅度减小; 当净平均应力小于屈服净平均应力时, 不同吸力下压缩曲线的变化不大, 当净平均应力大于屈服净平均应力时, 随吸力的增大压缩曲线逐渐变陡。这是由于净平均应力增大, 试样中的孔隙气被压缩、孔隙水排出, 使得试样发生体积收缩, 孔隙比减小; 吸力越大, 试样的结构性越强, 孔隙变化越小, 比体积降低的越少, 变化幅度越小; 当净平均应力大于屈服净平均应力时, 试样结构破坏, 骨架颗粒重组使得比体积变化较大, 吸力越大重组越快。

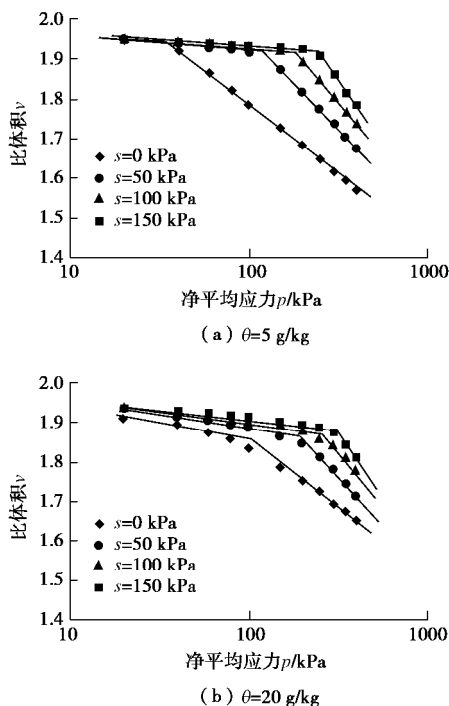


图4 不同吸力下的压缩曲线

Fig. 4 Compression curves under different suctions

从图4中确定不同条件下的屈服净平均应力, 并绘制出屈服净平均应力 p_0 与含盐量 θ 的关系, 如图5所示。可见屈服净平均应力随含盐量的增加呈先增大后减小的趋势, 增加幅度比减小幅度大, 当含盐量在 14~20 g/kg 范围时, 存在最大屈服净平均应力, 试样结构性最强; 含盐量相同时, 屈服净平均应力随吸力的增加而增大, 且增加幅度逐渐减小, 吸力从 0 kPa 到 50 kPa 变化时, 屈服净平均应力增加幅度最大。

将应力屈服点绘于 $p-s$ 平面上, 连接同一含盐量的应力屈服点, 可得不同含盐量下的加载-湿陷屈服轨

迹, 即 LC 曲线 (如图6所示)。在屈服轨迹左侧的应力点, 净平均应力增大或吸力减小达到 LC 曲线, 此时试样发生屈服。由图6可知, 随含盐量的增加, 屈服轨迹呈先外扩后内缩的规律, 含盐量为 20 g/kg 时的屈服轨迹最靠外, 含盐量为 5 g/kg 时的屈服线最靠内。表明在含盐量为 20 g/kg 时, 试样的弹性区域最大, 使试样发生屈服所需的净平均应力最大、含水率最高, 即试样自身的结构性最强, 屈服面最大。这是由于试样中一定盐分的增加会增强颗粒间的胶结作用, 提高试样结构性及整体稳定性, 屈服净平均应力增大; 当盐分达到一定值后, 过量的盐分可能将作为试样中的次骨架颗粒, 降低试样的整体强度, 屈服净平均应力反而降低。

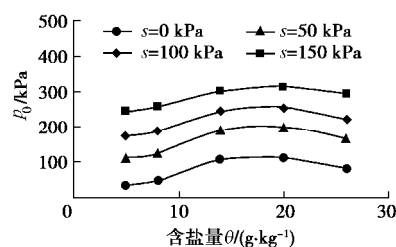


图5 屈服净平均应力 p_0 与含盐量 θ 的关系

Fig. 5 Curves of yield net mean stress and salt content

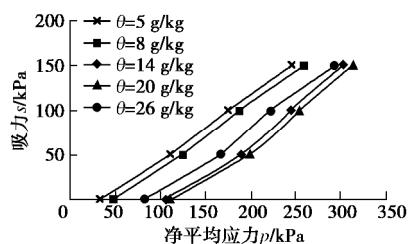


图6 $p-s$ 平面内不同含盐量的屈服轨迹

Fig. 6 Yield loci in $p-s$ plane under different salt contents

2.3 水量变化特性

为便于后文叙述, 采用陈正汉^[12]提出的公式:

$$e_w = \frac{\Delta V_w}{V_0} \quad (2)$$

$$w = w_0 - \frac{1 + e_0}{G} e_w \quad (3)$$

式中, e_w 为水相变, ΔV_w 和 V_0 分别为土样的水相体积变化量和初始体积, w , w_0 , e_0 和 G 分别为含水率, 初始含水率, 初始孔隙比和土粒相对密度。

图7中(a)和(b)分别为净平均应力循环试验的水相变 e_w 、含水率 w 与净平均应力 p 的关系, 以含盐量 5 g/kg 为例。相同含盐量下, 各吸力下的 $e_w - p$ 和 $w - p$ 关系都是线性的, 斜率分别用 $I_w(s)$ 和 $b(s)$ 表示, 含盐量一定相同吸力下, 随净平均应力的增大, 试样水相变 e_w 逐渐增大, 含水率 w 降低; 饱和和试样的水量变化指标变化最大, 曲线最陡; 非饱和试样中,

吸力对水量变化指标影响不大。

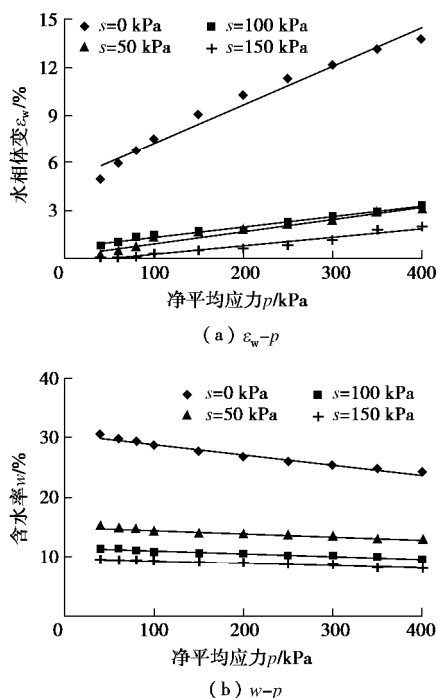


图7 净平均应力循环试验的水量变化关系 ($\theta=5$ g/kg)

Fig. 7 Moisture change under net mean stress cycle tests ($\theta=5$ g/kg)

$I_w(s)$ 与 $b(s)$ 的关系可通过式 (3) 中含水率公式对 p 微分求得^[12]

$$I_w(s) = -\frac{G}{1+e_0} b(s), \quad (4)$$

式中, 负号表示含水率随排水量增加而减小。本试验中黄土孔隙较大, 计算可得 $I_w(s)/b(s)$ 的理论值为 1.4, 且从图 7 中得到的 $I_w(s)/b(s)$ 值也近似等于理论值。

水相体变指标 $I_w(s)$ 与含盐量的关系见图 8 所示, 可见, 同吸力下, $I_w(s)$ 随含盐量的增大呈先增大后减小, 在含盐量为 14 g/kg 下达到峰值, 吸力为 0 kPa 时 $I_w(s)$ 最大且变化幅度最大。这是由于饱和试样中孔隙完全被水填充, 试样中初始含水率较高, 且所施加的净平均应力全部用于试样中水分的排出, 在固结过程中排水量必定最多; 在含盐量小于 14 g/kg 时, 盐分完全被溶解, 含盐量越大试样中溶液的浓度越高, 浓度差增大加快排水速率, 排水引起的体积变化增长较快, 含盐量大于 14 g/kg 时, 多余的盐分会减慢盐溶液的扩散和排出, 排水相对慢且少, 可见在分析试样中水分变化时, 含盐量的影响不容忽视。

3 吸力循环试验

3.1 变形特性

在吸力循环试验中, 吸力的变化等同于作用荷载的大小, 在 $e - \lg s$ 平面内, 吸力的增大、减小分别对

应为试样的脱湿、吸湿过程, 产生弹塑性变形、回弹变形, 相应直线的斜率为吸力增加的压缩系数 λ_s 和吸力在弹性域内变化的回弹系数 κ_s , 绘制出不同含盐量下的增湿-减湿曲线, 如图 9 所示。

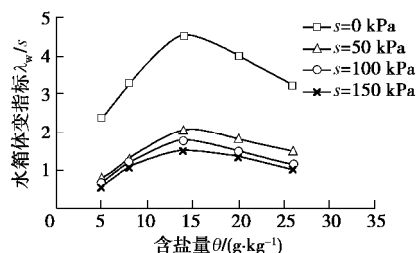


图8 水相体变指标 $I_w(s)$ 与含盐量 θ 的关系

Fig. 8 Curves of index of moisture volume change and salt content

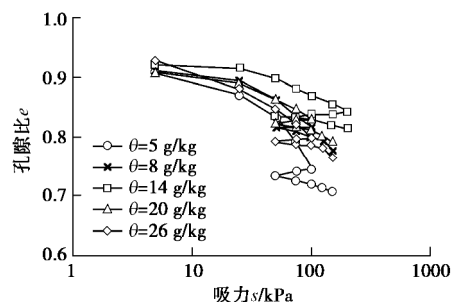


图9 孔隙比与吸力的关系

Fig. 9 Relationship between void ratio and suction

从图 9 可见, 试样孔隙比随吸力的增加整体逐渐降低, 在试样结构屈服前后分别呈缓慢减小和快速减小趋势, 表明吸力对试样孔隙比的影响主要表现在试样屈服之后, 即土水特征干燥曲线的过渡区, 且脱湿过程中体积变化幅度, 随含盐量的增加呈先减小后增大。吸力循环试验中不同含盐量的压缩系数 λ_s 值列于表 3, 可见, 压缩系数 I_s 随含盐量的增加同样存在一个极值, 表明含盐量对增强试样的结构强度存在临界值, 当含盐量小于临界值时起到结构增强的作用, 大于临界值后反而降低结构强度。

3.2 吸力屈服特性

图 10 为吸力循环试验的体应变与吸力关系。同一试样的试验点同样近似位于首尾两段相交的直线段上, 该交点为吸力屈服点。有趣的是, 不同含盐量试样的交点位于同一竖线上, 可见本试验中的含盐量对试样屈服吸力没有影响。这是因为土样的屈服吸力主要由土的初始干密度和自身的结构状态所决定^[13], 本试验中均为饱和试样, 试样中盐分完全溶解, 并未影响试样的初始干密度, 且均为同深度土层的原状土, 因此不同含盐量试样的屈服吸力相等。此外, 不同含盐试样的屈服吸力均为 40 kPa, 并不等于曾受过的最大吸力, 这与陈正汉提出的修正吸力增加屈服条件 $s=s_y$ 相符^[12], 相比 Alonso 模型的屈服条件, 此屈服条件扩大了弹性区域。

从图 10 可知, 含盐量一定时, 体应变随吸力的增加而增大, 表明吸力同样在一定程度上影响土的体积变化; 在屈服吸力之前, 体应变随吸力的变化斜率受含盐量的影响较小, 屈服吸力之后, 影响相对较大, 即在试样结构屈服后, 颗粒间重新排列和胶结时, 盐分的作用更明显; 试样屈服后的体应变变化幅度随含盐量的增加呈先减小后增大趋势, 表明含盐量对体积变化的抑制作用先增强后降低, 即相同吸力下 5 g/kg 含盐量试样的体积变化最大, 14 g/kg 含盐量试样的体积变化最小, 这主要是由于含水率相同时, 试样内盐分增多, 溶液浓度增高, 扩散层变小, 水膜厚度降低, 流限含水率变小, 变形减小, 但当盐分增加过量, 但当盐分增加过量, 变形反而逐渐增大。

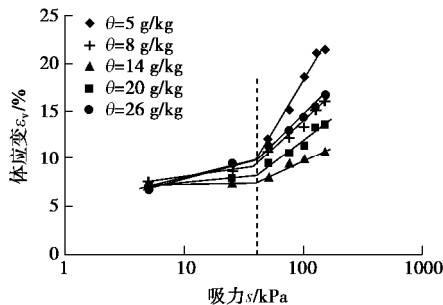


图 10 体应变与吸力的关系

Fig. 10 Relationship between volume strain and suction

3.3 水量变化特性

吸力循环试验的 $S_r - \lg s$ 关系如图 11 所示, 从图 11 可知, 饱和度随吸力的增加不断降低, 当吸力小于进气值 (即边界效应区) 时, 含盐量对曲线影响不大; 当吸力大于进气值进入过渡区后, 不同含盐量的曲线略有差别, 表明盐分对水量变化的影响主要发生在低含水率、高吸力阶段。

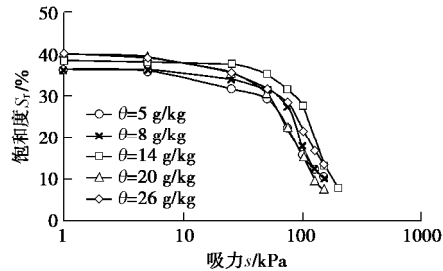


图 11 吸力循环试验中饱和度 S_r 与吸力 s 的曲线

Fig. 11 Curves of degree of saturation and suction in suction cycle tests

吸力循环试验中, e_v , e_w 与归一化吸力的对数 $\lg[(s+p_a)/p_a]$ 关系如图 12 所示, p_a 是大气压, 可见 e_v 和 e_w 都随吸力的增加逐渐增大, 与归一化吸力近似呈线性关系, 随含盐量的增加斜率呈先减小后增加趋势, 且同一试样的水相体变均比体变大, 表明试样的排水量比体变量大, 这主要是由于吸力增加, 孔隙气压力逐渐进入试样中, 逐渐占据了原来由水占据的一部分

孔隙体积, 且孔隙气压的存在阻止了颗粒与颗粒间相互聚集, 即排水后的孔隙大部分被孔隙气填充, 只有小部分被压缩, 所以体变量较小, 排水量一般比体变量大。

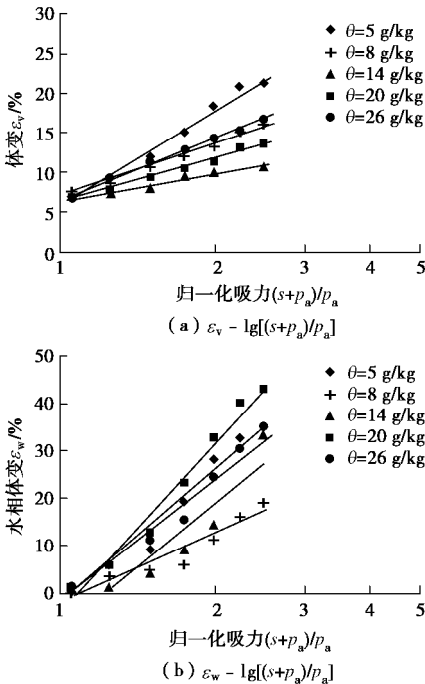


图 12 吸力循环试验的体应变、水相体变和归一化吸力的关系

Fig. 12 Relationship among volume strain, moisture volume change and normalized suction in suction cycle tests

4 固结剪切试验

4.1 剪切屈服特性

关于非饱和土在三轴应力条件下的屈服问题一直是个值得探究的话题。鉴于三轴应力条件下, 土的屈服同时受净平均应力和偏应力的影响, 通过 $e_v - \lg(q/p)$ 关系曲线确定屈服点。以含盐量为 5 g/kg、吸力为 0 kPa 和 150 kPa 的非饱和和原状黄土, 在不同净围压下剪切过程中的 $e_v - \lg(q/p)$ 关系曲线为例, 如图 13 所示。从图 13 中可见: ①同吸力下, 随净围压的增大, 剪切变形曲线逐渐向左上方移动, 表明应力比一定时, 试样的体应变随净围压的增大而增大; ②同净围压下, 剪切变形曲线随吸力的增加向右下方移动, 即净围压一定时, 吸力越大, 偏应力增大, 体应变减小; 以上分析表明净围压和吸力均对体变产生一定影响, 增大吸力能提高试样的整体结构强度, 增强试样抵抗变形的能力, 扩大剪切屈服面。

将图 13 中的 $e_v - \lg(q/p)$ 曲线首、尾部分别做直线, 两直线交点为剪切屈服点, 相应的应力为屈服应力 (q_y , p_y)。此外, 从图 13 可见, 吸力一定时, 随净围压的增加, 屈服点向左上方移动, 即净围压越大, 应力比越小, 体应变越大, 表明净围压增大, 对净平

均应力的作用大于偏应力作用, 应力比降低, 与传统塑性力学中的基本假定相符。

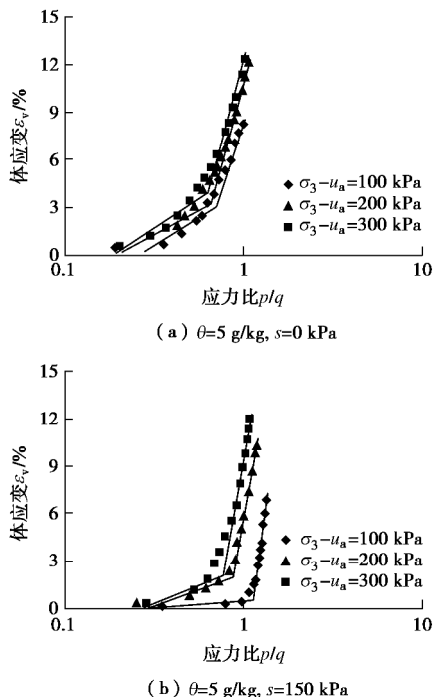


图 13 不同净围压下剪切体应变与应力比的关系

Fig. 13 Relationship between shear strain and stress ratio under different mean confining pressures

按上述方法, 确定不同条件非饱和原状黄土在三轴应力条件下的屈服应力 (q_y , p_y), 分别绘于 $p-q$ 平面内, 如图 14 所示, 图中不同含盐量和不同吸力下的 $p-q$ 关系曲线分别以吸力为 100 kPa 和含盐量为 26 g/kg 试样为例。将饱和土的有效内摩擦角 j' 代入公式 $k_0=1-\sin j'$ 中, 得到不同含盐量下的 k_0 值均为 0.6, 并在图 14 的 $p-q$ 平面上做出相应的 k_0 线, 与屈服线进行比较。

从图 14 (a) 可知, 非饱和试样中, 吸力一定时, 随含盐量的增加, 屈服曲线先右上移后左下移, 即屈服应力 (q_y , p_y) 先增大后减小, 这是由于随含盐量增加, 试样的胶结强度增强, 试样抵抗变形的能力提高, 但含盐量超过临界值后, 试样中过多的盐分将对试样的结构稳定性起相反的作用, 加快试样屈服。从图 14 (b) 可知: ①含盐量一定时, 非饱和试样的屈服应力 (q_y , p_y) 均位于 k_0 线之上, 饱和试样的屈服曲线与 k_0 线相交且位于 k_0 线之下, 表明非饱和试样屈服点的 (q/p) 值较大, 饱和试样的 (q/p) 值较小; ②相同含盐量下, 随吸力的增加, 屈服应力 (q_y , p_y) 均增大, 屈服曲线向外扩展, 这是由于吸力越大, 土样含水率越低, 结构性越强, 且吸力作用能提高土骨架的结构稳定性, 使得试样能承受较高的抗压和抗剪能力^[13]。

从图 14 中任一曲线可知, 相同条件下, $p-q$ 平面上的屈服线近似为斜率变小的非线性变化, 这是因

为试样随净平均应力增大原状结构逐渐破坏, 消减了试样抵抗剪切的能力, 故随净平均应力的增加, 偏应力增加幅度逐渐变小。

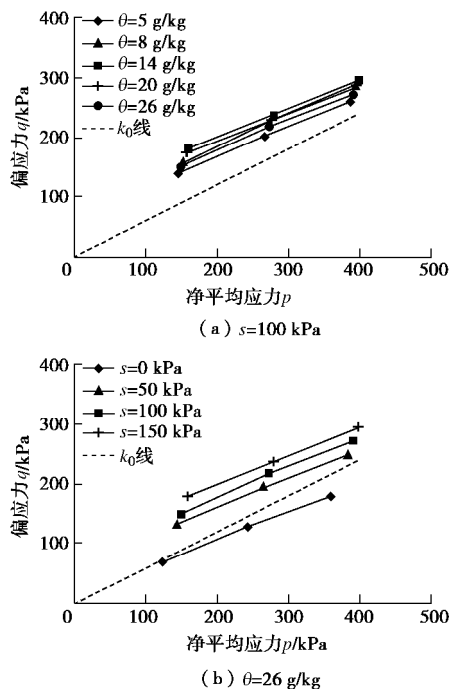


图 14 $p-q$ 平面上的屈服迹

Fig. 14 Yield loci in $p-q$ plane

4.2 水量变化特性

图 15 为不同条件下非饱和试样在剪切过程中的 $w-p$ 关系, 图中不同含盐量和吸力下的关系分别以吸力 100 kPa 和含盐量 5 g/kg 为例。可见, 吸力和含盐量一定时, 试样的含水率随净平均应力的增大逐渐降低, 表明试样在剪切过程中持续排水, 同条件的 3 个净围压试样均落在一条狭窄的带状区域内, 采用一条直线来表征该带状区域的整体变化趋势特征, 该直线是通过相同吸力、含盐量下的 3 个试样在试验过程中的含水率求均值所得。非饱和试样在破坏前, 相同净平均应力下由该直线确定的含水率与试验点的实际含水率之差小于 0.3%。

从图 15 (a) 中可见, 吸力一定时, 试样含水率随含盐量的增大呈向上移动的趋势, 不同含盐量试样近似平行, 表明相同吸力下含盐量越高, 试样剪切初始含水率越大, 即试样在固结过程中的排水量越小, 但试样在剪切过程中水量变化幅度基本一致。这是由于固结过程中净围压一定, 试样的含盐量越高, 渗透吸力越大, 总吸力越大, 土基体内水分子移动所需的能量越大, 所以排水量越小。

从图 15 (b) 中可见, 含盐量一定时, 随吸力的增加, 试样含水率向下方移动, 且含水率变化线斜率减小, 表明吸力越大, 含水率越小, 剪切过程中含水率变化越少。因此, 试验过程中水量的变化不仅与外

荷载有关, 还与试样内部的吸力和含盐量相关。

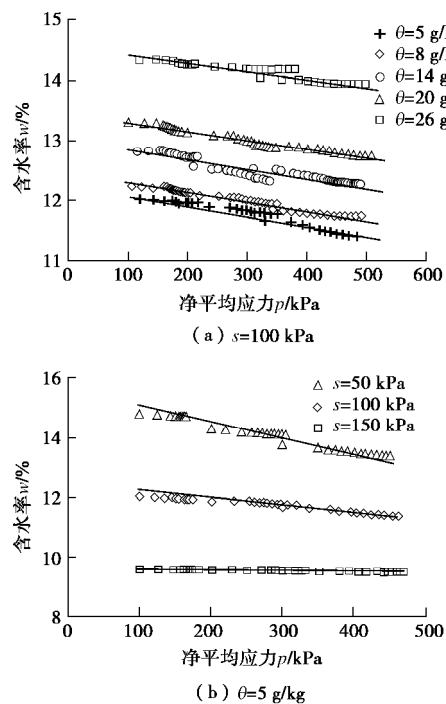


图 15 剪切过程中试样的含水率和净平均应力的关系
Fig. 15 Relationship between water content of specimens and net mean stress during shearing

取轴向应变 15 %所对应的含水率作为试样剪切完成后的含水率, 鉴于前文分析可知, 试样剪切完成后的含水率与净围压、吸力和含盐量有关, 本文将不同条件下非饱和试样剪切完成后的含水率 w 与 $\theta s/(s_3-u_a)$ 作于同一坐标, 见图 16 所示, 图中以净围压 100 kPa 和含盐量 5 g/kg 为例。

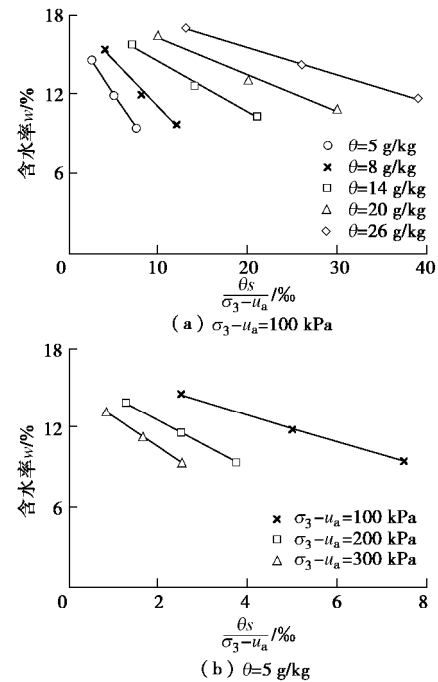


图 16 剪切完成后试样的含水率和 $\theta s/(\sigma_3-u_a)$ 的关系
Fig. 16 Relationship between water content of specimens and $\theta s/(\sigma_3-u_a)$ after shearing

从图 16 可见, 相同含盐量和净围压下, 不同吸力试样剪切完成后的 w 与 $\theta s/(\sigma_3-u_a)$ 近似呈线性关系, w 随 $\theta s/(\sigma_3-u_a)$ 的增大逐渐减小。从图 16 (a) 可见, 净围压一定时, 随着含盐量 θ 的增大, $w-\theta s/(\sigma_3-u_a)$ 关系曲线呈向右上方移动趋势, 且曲线斜率越来越小, 表明 w 和 $\theta s/(\sigma_3-u_a)$ 均随着 θ 的增大而增大, 且 $\theta s/(\sigma_3-u_a)$ 增加较快, w 增加较慢; 随含盐量增大, 含水率随 $\theta s/(\sigma_3-u_a)$ 降低的越慢, 这是由于试样中盐分越高, 溶质吸力越大, 移动水分子所需的能量越大, 同应力条件下排水较少。从图 16 (b) 可见, 含盐量一定时, 随着净围压 s_3-u_a 的增大, $w-\theta s/(\sigma_3-u_a)$ 关系曲线呈向左下方移动趋势, 表明 w 和 $\theta s/(\sigma_3-u_a)$ 均随着 s_3-u_a 的增大而减小。

5 应力路径的影响

相同含盐量下的 3 种试验在 $p-s$ 平面内有 4 个相同的应力状态交点, 同一试样经不同应力路径达到相同应力状态时的体应变 e_v 和水相体变 e_w 并不一定相同, 如表 4 所示, 以含盐量 5 g/kg 为例, 其中, ①、②、③分别表示净平均应力循环、吸力循环和固结剪切试验。在试样初始体积一定时, e_v 和 e_w 的增减直接反映了试样体变量和排水量的大小。

从表 4 可见, 饱和和试样中试验③的 e_v 和 e_w 变化最大。非饱和和试样中 e_v 由大到小的试验为②>③>①, 而 e_w 由大到小的试验为②>①>③, 且试验②比试验①、试验③的变化大的多。这是由于试验②中初始试样均为饱和状态, 故其体变量和排水量的累积量最大。从有效应力原理分析, 非饱和和试样中因孔隙气的存在使得孔隙水非连续, 加荷后孔隙水压力的分担需要一定的时间, 荷载越大所需时间越长。采用一次加载时孔隙水压力承担的较小、消散慢、排水量少, 有效应力相对较高, 体变较大; 相反, 采用分级加载时孔隙水压力承担的相对较多, 体变较小。所以非饱和和试样采用分级加载比一次加载的排水量大、但体变量小。

表 4 应力交点处的 e_v 和 e_w

| Table 4 Values of e_v and e_w at intersection of stress | | | | | | | | |
|---|----------|------|------|------|----------|-----|------|------|
| 类别 | e_v /% | | | | e_w /% | | | |
| s/kPa | 0 | 50 | 100 | 150 | 0 | 50 | 100 | 150 |
| p/kPa | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 |
| ① | 9.7 | 3.5 | 2.5 | 2.4 | 7.8 | 1.6 | 3.0 | 0.4 |
| ② | 12.0 | 17.1 | 23.5 | 26.4 | 0.2 | 9.4 | 28.4 | 34.9 |
| ③ | 13.9 | 6.0 | 4.4 | 5 | 10.9 | 0.6 | 0.2 | 0.1 |

注: ①、②、③分别表示净平均应力循环、吸力循环和固结剪切试验。

6 结 论

(1) 在净平均应力循环试验中, 含盐量增加和吸

力减小分别使压缩性指标 I 最大降低 14.7% 和 41.1%; 低吸力试样的压缩敏感性和水量变化幅度较大, 饱和试样的水相体变是非饱和试样的 2~4 倍; 回弹系数随回弹起始压力的增大而增大, 起始回弹压力为 300 kPa 时的回弹系数是 100 kPa 时的 1.5~2.5 倍; 含盐量在 14~20 g/kg 间存在峰值屈服净平均应力、屈服剪应力, 屈服面最大。

(2) 在吸力循环试验中, 脱湿曲线体变量在含盐量为 14 g/kg 时存在极小值; 含盐量对屈服基质吸力影响不大; 含盐量对水量的影响主要发生在过渡区。

(3) 在固结剪切试验中, 在 $p-q$ 平面内, 吸力增大, 屈服曲线向外扩大; 含盐量越高固结过程中试样排水量越小, 试样剪切过程中含水率随净平均应力增大线性降低 1%~23%, 吸力越大含水率降低的越慢且变化越小。

参考文献:

- [1] 张爱军, 邢义川, 胡新丽, 等. 伊犁黄土强烈自重湿陷性的影响因素分析[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(增刊 2): 117 - 122. (ZHANG Ai-jun, XING Yi-chuan, HU Xin-li, et al. Influence factors of strong self-weight collapsibility of Ili loess[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(S2): 117 - 122. (in Chinese))
- [2] 冯忠居, 乌延玲, 成超, 等. 板块状盐渍土的盐溶和盐胀特性研究[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(9): 1439 - 1442. (FENG Zhong-ju, WU Yan-ling, CHENG Chao, et al. Salt-dissolution and salt-heaving characteristics of plate-like saline soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(9): 1439 - 1442. (in Chinese))
- [3] 闫亚景, 文宝萍, 黄志全. 可溶盐对兰州非饱和和重塑黄土抗剪强度的影响[J]. 岩土力学, 2017, **38**(10): 2881 - 2887. (YAN Ya-jing, WEN Bao-ping, HUANG Zhi-quan. Effect of soluble salts on shear strength of unsaturated remoulded loess in Lanzhou city[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, **38**(10): 2881 - 2887. (in Chinese))
- [4] WANG Y G, ZHANG A J, REN W Y, et al. Study on the soil water characteristic curve and its fitting model of Ili loess with high level of soluble salts[J]. Journal of Hydrology, 2019, **578**: 1 - 10.
- [5] 康安栋, 王春艳, 张方涛, 等. 硫酸盐渍土变形特性试验研究[J]. 科学技术与工程, 2015, **15**(18): 211 - 214, 230. (KANG An-Dong, WANG Chun-yan, ZHANG Fang-tao, et al. The experimental study of deformation behaviors of sulphate salt soil[J]. Science Technology and Engineering, 2015, **15**(18): 211 - 214, 230. (in Chinese))
- [6] 颜荣涛, 赵续月, 于明波, 等. 盐溶液饱和黏土的等向压缩特性[J]. 岩土力学, 2018, **39**(1): 129 - 138. (YAN Rong-tao, ZHAO Xu-yue, YU Ming-bo, et al. Isotropic compression characteristics of clayey soil saturated by salty solution[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, **39**(1): 129 - 138. (in Chinese))
- [7] 徐安花, 房建宏. 盐渍土抗剪强度变化规律的研究[J]. 交通研究, 2005(11): 54 - 58. (XU An-hua, FANG Jian-hong. Study on laws of anti-shearing intensity of salty soil[J]. Transport Research, 2005(11): 54 - 58. (in Chinese))
- [8] 刘威. 罗布泊盐渍土静力特性试验研究[D]. 乌鲁木齐: 新疆农业大学, 2012. (LIU Wei. Study on Static Characteristics Test of Saline Soil in Lop Nur[D]. Urumqi: Xinjiang Agricultural University, 2012. (in Chinese))
- [9] 蔡正银, 吴志强, 黄英豪, 等. 含水率和含盐量对冻土无侧限抗压强度影响的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(9): 1580 - 1586. (CAI Zheng-yin, WU Zhi-qiang, HUANG Ying-hao, et al. Influence of water and salt contents on strength of frozen soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(9): 1580 - 1586. (in Chinese))
- [10] 陈正汉, 孙树国, 方祥位, 等. 多功能土工三轴仪的研制及其应用[J]. 后勤工程学院学报, 2007, **23**(4): 1 - 5. (CHEN Zheng-han, SUN Shu-guo, FANG Xiang-wei, et al. Development and application of multi-function triaxial apparatus for soil[J]. Journal of Logistical Engineering University, 2007, **23**(4): 1 - 5. (in Chinese))
- [11] ALONSO E E, GENS A, JOSA A. A constitutive model for partially saturated soils[J]. Géotechnique, 1990, **40**(3): 405 - 430.
- [12] 陈正汉. 重塑非饱和黄土的变形、强度、屈服和水量变化特性[J]. 岩土工程学报, 1999, **21**(1): 82 - 90. (CHEN Zheng-han. Deformation, strength, yield and moisture change of a remolded unsaturated loess[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1999, **21**(1): 82 - 90. (in Chinese))
- [13] 方瑾瑾, 邵生俊, 李荣, 等. 真三轴条件下 Q_3 黄土的屈服特性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, **35**(9): 1936 - 1944. (FANG Jin-jin, SHAO Sheng-jun, LI Rong, et al. Yield characteristics of Q_3 loess in true triaxial tests[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, **35**(9): 1936 - 1944. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202009016

堆石料变形参数的粒径尺寸相关性研究

邵晓泉, 迟世春*

(大连理工大学建设工程学部水利工程学院工程抗震研究所, 辽宁 大连 116024)

摘要: 堆石料变形参数的尺寸效应直接影响土石坝的变形预测, 关系土石坝防渗体的变形协调, 也是当前高土石坝的关键技术难题。基于前人的研究成果, 根据不同尺寸试样之间的应力应变转换关系, 推导了邓肯-张 $E-B$ 模型各个参数与粒径的相关性。结果表明堆石料这类易破碎材料可以根据颗粒强度的粒径相关性和缩尺试样的应力-应变曲线预测大尺寸试样的应力-应变关系。在邓肯-张模型中, 尺寸效应较为明显的参数有 φ_0 , K 和 K_b , 参数 R_f , n 和 m_b 是无粒径尺寸效应或尺寸效应不明显的参数。通过对比不同尺寸试样的邓肯-张模型参数的试验结果, 进一步验证了该规律的合理性。

关键词: 尺寸效应; 颗粒破碎; 应力-应变曲线; 邓肯-张模型

中图分类号: TU433

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)09-1715-08

作者简介: 邵晓泉(1990—), 女, 博士研究生, 主要从事土石坝数值模拟研究。E-mail: shaoxqhfr@mail.dlut.edu.cn。

Particle size correlation of deformation parameters for rockfill materials

SHAO Xiao-quan, CHI Shi-chun

(Institute of Earthquake Engineering, School of Hydraulic Engineering, Faculty of Infrastructure Engineering, Dalian University of

Technology, Dalian 116024, China)

Abstract: The size effect on the deformation parameters directly affects the deformation prediction of earth-rockfill dams and the deformation coordination of their seepage body. It is a key technical problem for high earth-rockfill dams. Based on the existing researches, the stress-strain relationship considering the size effect is demonstrated, and the particle size correlations for parameters of the Duncan-Chang model are deduced. The results show that the stress-strain relationship of samples with larger particles for crushable rockfill materials can be predicted based on the size-related strength of single particle and stress-strain curves of samples with smaller particles. In the Duncan-Chang model, the parameters with obvious size effect are φ_0 , K and K_b . The remaining parameters, such as R_f , n and m_b , are invariant parameters or have no significant size effect. The rationality of this rule is further verified by comparing the predicted Duncan-Chang model parameters with the test results for samples with different particle sizes.

Key words: size effect; particle breakage; stress-strain curve; Duncan-Chang model

0 引言

堆石料作为一种筑坝材料广泛应用于土石坝工程中。用于筑坝的堆石料直径可达 1 m, 远远超过室内试验的粒径范围。目前堆石料力学特性试验研究主要是针对缩尺后的材料进行的。研究表明堆石料受力易破碎且具有明显的尺寸效应^[1-4], 采用缩尺试验得到的本构参数不能准确计算大坝变形, 进而影响对土石坝工程的安全性评估^[5]。所以堆石料尺寸效应的研究受到国内外研究者的广泛关注^[6-8]。

堆石料的尺寸效应主要表现在两个方面: 一是级配缩尺方法导致的尺寸效应问题^[9-10]。不同的级配缩尺方法导致集合体结构和孔隙分布与原型试样产生差异, 相同孔隙率的集合体往往具有不同的相对密度^[11-12]。一

般认为相似级配可以保证集合体内颗粒的排列结构, 但是颗粒的形态、表面特征、强度及物质组成可能均与颗粒粒径有关, 增加了试样结构和变形的复杂性。另一方面是颗粒材料的尺寸效应问题, 主要表现在颗粒形状、颗粒强度及颗粒间的摩擦特性等方面, 这是目前研究的重点问题。研究者认为对单颗粒尺寸效应的研究可以从本质上探明尺寸效应机理, 同时建立宏观试样强度和变形规律与单颗粒之间的关系^[13]。目前主要采用相似级配法对不同最大粒径的堆石料进行三轴试验, 得出了强度和变形尺寸效应的一般规律^[14-15]。

基金项目: 国家重点研发计划项目 (2016YFB0201001)

收稿日期: 2019-10-28

*通信作者: (E-mail: schchi@dlut.edu.cn)

对于爆破堆石料, 颗粒粒径越大, 集合体剪切强度越低, 压缩变形越大。对于河床砂砾料, 颗粒粒径越大, 集合体剪切强度越高, 压缩变形越大。

Frossard 等^[16]认为尺寸效应的根本原因在于单颗粒强度的粒径相关性。通过假设颗粒形状和摩擦系数与粒径无关, 颗粒强度符合 Weibull 分布, 推导了不同尺寸试样剪切强度的演化规律与单颗粒强度尺寸效应之间的关系, 并通过一系列试验结果验证了该强度演化规律的合理性。Ovalle 等^[2]采用相似级配法对最大粒径为 40 和 160 mm 的两种堆石料进行三轴试验, 验证了 Frossard 提出的经验公式的有效性。Xiao 等^[3]通过对最大粒径为 5 和 10 mm 的堆石料进行真三轴试验, 验证了 Frossard 强度演化规律在复杂路径下的适用性。Nieto-Gamboa^[17], 探索了不同尺寸试样之间的应力-应变曲线转化关系。关于本构参数受尺寸效应的影响研究较少, 郇能惠等^[18]在一系列不同最大颗粒粒径的三轴试验基础上通过整理邓肯-张 E_v 模型参数变化与缩尺粒径比的关系推测了原型模型参数的值。如何快速确定尺寸效应对原形材料的强度和变形参数的影响规律是目前亟待解决的问题。

由于目前土石坝堆石料计算主要采用邓肯-张 $E-B$ 模型, 在前人研究成果的基础上, 研究了缩尺试样和原型试样之间的应力-应变关系, 在此基础上推导了不同尺寸试样之间 $E-B$ 模型参数的变化规律。

1 尺寸效应分析

1.1 单颗粒强度尺寸效应

Weibull 统计分析广泛应用于描述颗粒强度分布规律^[19]。针对 Weibull 分布在描述强度尺寸效应不适用的情况^[20-22], Ovalle 等^[2]提出了适用于非均质各向异性材料的改进 Weibull 分布:

$$P_s(s_t, d) = \exp \left[- \left(\frac{d}{d_0} \right)^{n_d} \left(\frac{s_t}{s_0} \right)^m \right], \quad (1)$$

式中, $s_t = F_t / d^2$ 为抗拉强度^[23]。在单颗粒强度试验中, F_t 和 d 分别为颗粒破坏时对应的力和颗粒直径。 s_0 为参考直径 d_0 残存概率为 0.37 时对应的抗拉强度。 m 为 Weibull 模量, 其值越大, 颗粒强度分布越集中。 n_d 为几何相似性参数, 可根据单颗粒强度试验结果确定。

对于给定的残存概率, 抗拉强度和破坏力 F_t 与颗粒直径 d 之间满足如下关系式:

$$s_t \propto d^{-n_d/m}, \quad F_t \propto d^{2-n_d/m}. \quad (2)$$

n_d/m 决定了颗粒强度尺寸效应强弱程度, $n_d/m=0$ 说明颗粒强度是粒径无关的量。根据单颗粒强度试验结果, 该值主要分布在 0.2~0.8 之间^[2-3, 20-21]。

1.2 不同尺寸试样应力和应变张量关系

Frossard 等^[16]在一定的假设条件下通过推导不同尺寸试样在破碎率相同时的内部应力之间的关系得到了不同尺寸集合体抗剪强度的演化公式。主要假设条件为: ①不同粒径颗粒具有相同的矿物成分; ②颗粒接触处的摩擦角与颗粒粒径无关; ③ I 型张拉破坏为颗粒破碎的主要模式; ④颗粒的强度分布符合 Weibull 分布; ⑤不同尺寸的试样之间具有几何相似性。

三维状态下, 颗粒集合体的等效应力和应变张量可按如下公式计算^[24-26]:

$$s = \frac{1}{V_s} \sum_{c \in V_s} f_{(c/p)} \otimes l_{(c/p)}, \quad (3a)$$

$$e = \frac{1}{V_e} \sum_{e \in V_e} \Delta u^e \otimes d^e, \quad (3b)$$

式中, V_s 为应力计算区域的总体积, $f_{(c/p)}$ 为计算区域内任意接触点 c 处颗粒 p 受到的外力, $l_{(c/p)}$ 为接触点指向颗粒 p 中心的支向量。 V_e 为计算应变的区域对应的体积, Δu^e 为构成边 e 的两个颗粒 p 和 q 中心的相对位移, $\Delta u^{e(p,q)} = u^p - u^q$, d^e 为边 e 对应的面积补偿向量, $d^{e(p,q)} = \frac{1}{12} \sum_{i=1}^{T_e} (b^{qt} - b^{pt})$ 。 T_e 为与颗粒 p 和 q 共边的所有四面体。

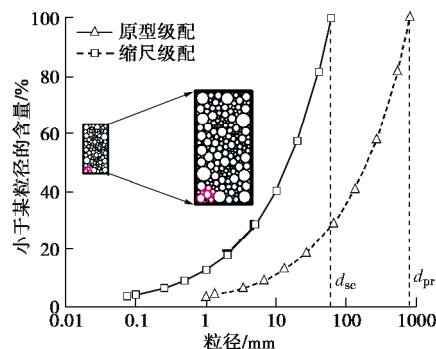


图 1 缩尺试样与原型试样的相似关系

Fig. 1 Scaled and prototype materials with similar geometry and gradation

下标 sc 表示缩尺试样, pr 表示原型试样。假设原型和缩尺试样具有相似的几何特征和级配, 如图 1 所示, 原型材料和缩尺料具有相似的颗粒形状和相同的矿物成分, 通过相同的制样方法达到近似相同的孔隙分布和接触状态。特征尺寸分别为 d_{pr} 和 d_{sc} , 要使这两个集合体内颗粒具有相同的破碎状态, 集合体内部的接触力 f_{pr} 和 f_{sc} 需满足:

$$f_{pr} = f_{sc} \left(\frac{d_{pr}}{d_{sc}} \right)^{2-n_d/m}. \quad (4)$$

根据相似关系, 缩尺和原型试样内相应的颗粒 p 对应的支向量、体积、补偿向量等均满足如下关系:

$$l_{pr(c/p)} = l_{sc(c/p)} \left(\frac{d_{pr}}{d_{sc}} \right), \quad (5a)$$

$$V_{pr} = V_{sc} \left(\frac{d_{pr}}{d_{sc}} \right)^3, \quad (5b)$$

$$d_{pr}^e = d_{sc}^e \left(\frac{d_{pr}}{d_{sc}} \right)^2. \quad (5c)$$

若原型试样和缩尺试样的破碎状态相同, 则内部颗粒的相对位移也满足相似比例关系^[17]。

$$\Delta u_{pr}^e = \Delta u_{sc}^e \left(\frac{d_{pr}}{d_{sc}} \right). \quad (6)$$

将式(4), (5)和(6)代入式(3)中, 缩尺试样和原型试样的宏观应力张量和应变张量满足如下关系式:

$$\begin{aligned} s_{pr} &= \frac{1}{V_{s_{pr}}} \sum f_{pr(c/p)} \otimes l_{pr(c/p)} \\ &= \frac{1}{V_{s_{sc}}} \left(\frac{d_{pr}}{d_{sc}} \right)^3 \sum \left(\frac{d_{pr}}{d_{sc}} \right)^{2-n_d/m} f_{sc(c/p)} \otimes \left(\frac{d_{pr}}{d_{sc}} \right) l_{sc(c/p)} \\ &= \left(\frac{d_{pr}}{d_{sc}} \right)^{n_d/m} \frac{1}{V_{s_{sc}}} \sum f_{sc(c/p)} \otimes l_{sc(c/p)} \\ &= s_{sc} \left(\frac{d_{pr}}{d_{sc}} \right)^{n_d/m}, \end{aligned} \quad (7a)$$

$$e_{pr} = e_{sc}. \quad (7b)$$

若缩尺试样和原型试样严格满足前面的假设条件, 则可以认为不同尺寸试样在同样的破碎状态下, 其广义应力和广义应变均满足式(7)。

1.3 不同尺寸试样之间的应力 - 应变曲线转换

已知颗粒强度分布相关的参数 n_d/m 和缩尺试样的应力 - 应变关系, 对于具有相似级配的大尺寸试样, 其应力 - 应变关系可以通过式(7)计算得到^[17]。以三轴试验为例, 假设已知最大颗粒直径为60 mm围压为1000 kPa下缩尺试样的应力 - 应变关系曲线, 且颗粒强度的相关系数 $n_d/m=0.3$, 推导原型试样最大粒径为600 mm下的应力 - 应变关系。这里 $d_{sc}=60$ mm, $d_{pr}=600$ mm, $(d_{pr}/d_{sc})^{-n_d/m}=0.501$ 。当缩尺试样围压为1000 kPa时, 对应的原型试样围压为501 kPa。在任一轴向应变值下, 相应的偏应力乘以系数0.501, 体积应变则保持不变, 如图2所示, 换算后得到原型试样在围压为501 kPa下的应力应变曲线。

2 不同尺寸试样应力 - 应变关系验证

参数 n_d/m 可以根据不同粒径单颗粒强度试验确定。无单颗粒强度试验结果时可以通过两组不同尺寸三轴试验的颗粒破碎率或破坏时的大小主应力比与围

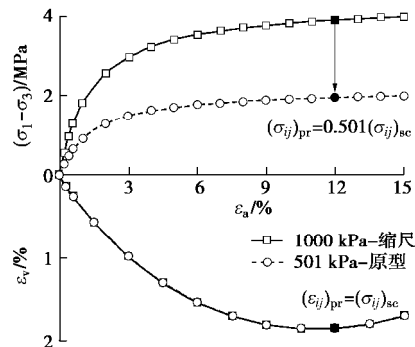


图2 缩尺试样与原型试样应力 - 应变曲线的转换关系

Fig. 2 Interpretation of stress-strain relationships between scaled and prototype samples

压的相似关系确定。此外亦可以根据研究材料的岩性、来源等类比已有的单颗粒试验结果估算 n_d/m 的值。颗粒破碎率和大小主应力比的演化可以用如下关系式描述:

$$B_m = a_1 \left(\left(\frac{d_{pr}}{d_{sc}} \right)^{n_d/m} s_3 \right)^{a_2}, \quad (8a)$$

$$\left(\frac{s_1}{s_3} \right)_f = a_1 \left(\left(\frac{d_{pr}}{d_{sc}} \right)^{n_d/m} s_3 \right)^{a_2}, \quad (8b)$$

式中, B_m 为 Marsal 颗粒破碎率, $(s_1/s_3)_f$ 为破坏时的主应力比, a_1 和 a_2 常数, 可以根据围压和相关参数之间的关系拟合确定。

孔宪京等^[14]采用大连理工大学工程抗震研究所研制的超大型三轴仪对某堆石坝的爆破堆石料进行了不同尺寸试样的三轴排水试验。两种尺寸试样级配满足相似性, 英安岩堆石料颗粒的最大粒径分别为60和200 mm。试验结果表明试样的强度和变形均表现出明显的尺寸相关性。根据式(8a)拟合不同尺寸试样不同围压下的颗粒破碎率演化规律。拟合结果如图3(a)所示, 可以估算尺寸效应参数 $n_d/m=0.23$ 。

将最大粒径为60 mm围压为400, 1000, 1500和2000 kPa的应力 - 应变曲线按图2中的方法可以得到最大粒径200 mm围压为379, 758, 1137和1516 kPa下的应力 - 应变曲线, 如图3(b)所示。为了进一步得到与缩尺试样相同围压下的应力 - 应变曲线, 根据 Nieto-Gamboa提出的插值方法^[17], 采用式(9)对应力和体变值进行计算。

$$S(s_c) = \frac{(s_c - s_b)}{(s_a - s_b)} (S(s_a) - S(s_b)) + S(s_b), \quad (9)$$

式中, $S(s_c)$ 为围压为 s_c 任一轴向应变下对应的偏应力或体积应变值。 $S(s_a)$ 和 $S(s_b)$ 分别为已知围压 s_a 和 s_b 在任一轴向应变下对应的偏应力或体积应变。

如图3(c)所示, 当 $s_c=1000$ kPa时, 可根据围压 $s_a=758$ kPa和 $s_b=1137$ kPa对应的偏应力和体变值按

式(9)计算相应的偏应力和体积应变。类似地, $s_c = 2000$ kPa围压下的应力-应变曲线可根据 $s_a = 1137$ 和 $s_b = 1516$ kPa的数据点计算得到。将通过插值计算围压为400, 1000, 1500和2000 kPa下对应的应力-应变曲线与室内超大三轴试验结果对比, 如图3(d)所示。预测的应力-应变曲线与室内试验曲线相差不大, 说明该方法可较好地预测大尺寸英安岩堆石料的变形特征。

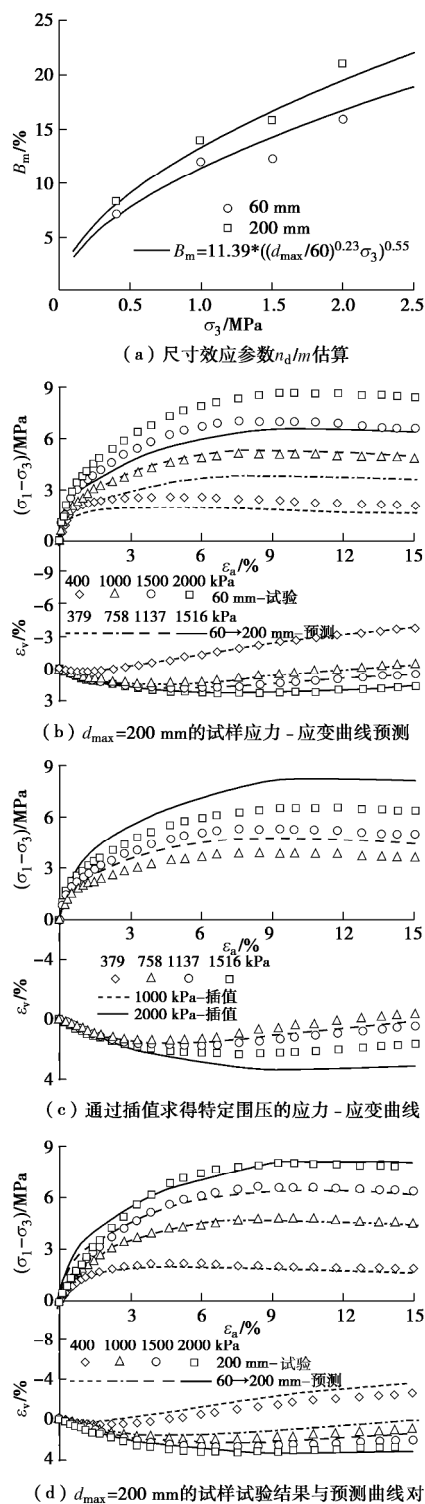


图3 大尺寸英安岩堆石料应力-应变曲线计算过程

Fig. 3 Calculated process of stress-strain curves for dacite rockfill materials with larger particle size

Marachi 等^[8]对用于 Pyramid Dam 的泥岩堆石料进行了一系列三轴试验。泥岩颗粒形状不规则, 相对密度为 2.62。已知最大颗粒粒径为 51 mm 和 152 mm 试样的应力-应变曲线和加载完成后的颗粒破碎率。首先根据不同尺寸试样的颗粒破碎率估算尺寸效应相关参数 $n_d/m=0.35$, 如图 4(a) 所示。然后通过最大颗粒粒径为 51 mm 的应力-应变曲线推算最大颗粒粒径为 152 mm 试样的应力-应变曲线, 并与试验结果对比, 如图 4(b) 所示。

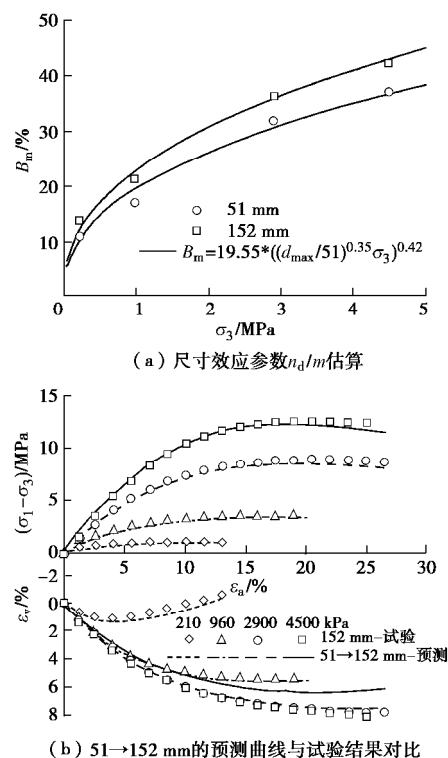


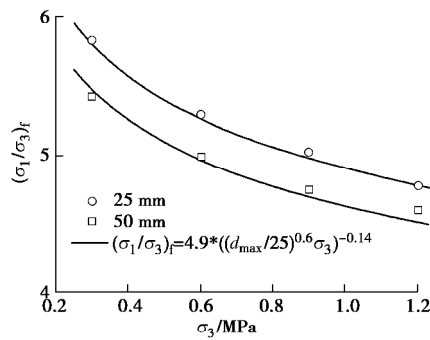
图4 Pyramid Dam 的泥岩堆石料的预测曲线与试验曲线

Fig. 4 Comparison of stress-strain curves between predictions and experimental results of quarried sedimentary argillite obtained from Pyramid Dam site

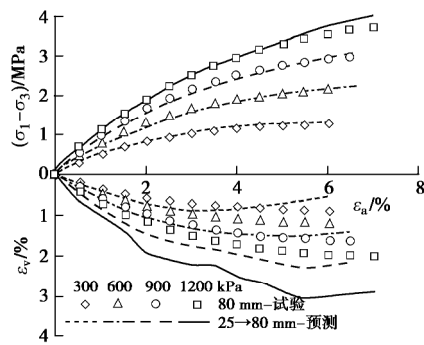
Varadarajan 等^[15]对 Purulia Dam 的石英片岩堆石料采用相似级配对最大粒径为 25, 50 和 80 mm 材料进行三轴排水试验。由于没有相应的单颗粒强度试验, 这里通过最大颗粒粒径为 25 mm 和 50 mm 下破坏主应力比变化规律, 按式 8(b) 估算尺寸效应参数 $n_d/m=0.6$, 如图 5(a) 所示。在 n_d/m 和最大颗粒粒径为 25 mm 和 50 mm 试样的应力-应变曲线的基础上预测最大颗粒粒径为 80 mm 的试样应力-应变曲线, 结果如图 5(b), (c) 所示。

Lee^[27]对石灰岩颗粒材料进行平板单颗粒试验, 得到平均破碎力与颗粒直径的关系 $F_t = 4.51d^{1.65}$, 即 $n_d/m=0.35$ 。根据 n_d/m 的值和最大颗粒粒径为 0.3 mm 的石灰岩三轴试验曲线, 预测最大颗粒粒径为 2.5 mm

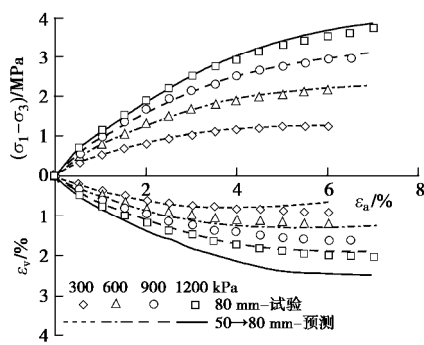
的应力-应变曲线, 预测结果如图6所示。



(a) 尺寸效应参数 n_d/m 估算



(b) 25→80 mm预测曲线与试验曲线对比



(c) 50→80 mm预测曲线与试验曲线对比

图5 Purulia Dam堆石料预测曲线与试验结果对比

Fig. 5 Comparison of stress-strain curves between predictions and experimental results of quarried rockfill materials obtained from Purulia Dam site

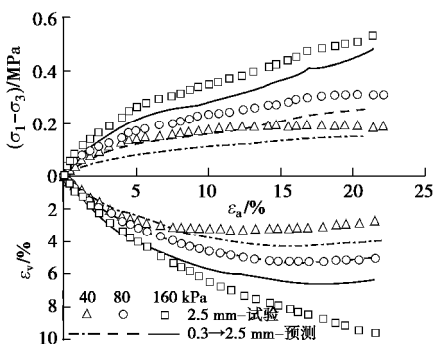


图6 石灰岩试样的预测曲线与试验结果对比

Fig. 6 Comparison of stress-strain curves between predictions and experimental results of limestone granular materials

值得注意的是线性插值式(9)在预测指定围压应力-应变关系曲线时由于不同围压之间的强度和变形并非线性关系, 内推或外推会产生一定的误差, 特别是当预测围压与已知围压相差越大, 误差也会越显著。

3 邓肯-张参数的尺寸效应规律

不同尺寸试样在相同围压下其应力-应变关系发生改变, 相应导致其本构模型参数发生变化。反演法是目前常用的一种方法, 通过对已建工程现场监测结果拟合确定本构模型参数, 然后对比室内试验参数, 为同类型工程提供参数选取依据。但是反演法由于参数多, 具有一定的不确定性。邓肯-张 $E-B$ 模型广泛应用于土石坝分析中, 其本构参数可以通过传统三轴试验快速获取。所以研究 $E-B$ 模型参数受尺寸效应的影响显得尤为重要。

3.1 初始模量与破坏比

对缩尺试样, 任意围压 s_3 下偏应力与轴变的关系可以采用双曲线关系拟合。

$$(s_1 - s_3)_{sc} = e_{1-sc} / (a_{sc} + b_{sc} e_{1-sc}) \quad (10)$$

根据式(7)的缩放关系, 缩尺试样与原型试样破碎率一样时, 试样内部应变一样, 应力满足 $s_{pr} = s_{sc} (d_{pr}/d_{sc})^{-n_d/m}$ 。原型试样在围压为 $s_3 (d_{pr}/d_{sc})^{-n_d/m}$ 对应的应力-应变关系式可以写为

$$(s_1 - s_3)_{pr} = \frac{e_{pr-1}}{a_{pr} + b_{pr} e_{pr-1}} = (s_1 - s_3)_{sc} \left(\frac{d_{pr}}{d_{sc}} \right)^{-n_d/m} \quad (11a)$$

$$\frac{e_{pr-1}}{a_{pr} + b_{pr} e_{pr-1}} = \frac{e_{sc-1}}{a_{sc} \left(\frac{d_{pr}}{d_{sc}} \right)^{n_d/m} + b_{sc} \left(\frac{d_{pr}}{d_{sc}} \right)^{n_d/m} e_{sc-1}} \quad (11b)$$

对比式(11b)等式的左右两端, 要想该式子在任意应变下均成立, 缩尺和原型试样相应的系数 a 和

$$b \text{ 满足: } a_{pr} = a_{sc} \left(\frac{d_{pr}}{d_{sc}} \right)^{n_d/m} \text{ 和 } b_{pr} = b_{sc} \left(\frac{d_{pr}}{d_{sc}} \right)^{n_d/m}。$$

对缩尺试样, 初始模量 E_{i-sc} 和双曲线极限偏差应力 $(s_1 - s_3)_{ult-sc}$:

$$E_{i-sc} = \frac{1}{a_{sc}} \quad (12a)$$

$$(s_1 - s_3)_{ult-sc} = \frac{1}{b_{sc}} \quad (12b)$$

根据原型试样和缩尺试样系数之间的关系, 原型试样的初始模量和极限偏应力与缩尺试样之间的关系为

$$E_{i-pr} = E_{i-sc} \left(\frac{d_{pr}}{d_{sc}} \right)^{n_d/m} \quad (13a)$$

$$(s_1 - s_3)_{ult_pr} = \left(\frac{d_{pr}}{d_{sc}} \right)^{-n_d/m} (s_1 - s_3)_{ult_sc} \quad (13b)$$

类似地, 原型试样和缩尺试样的破坏比 R_f 具有相同的值。

$$R_{f_pr} = \frac{(s_1 - s_3)_{f_pr}}{(s_1 - s_3)_{ult_pr}} = R_{f_sc} \quad (14)$$

初始模量与围压相关, 缩尺试样和原型试样对应的初始模量可以写成围压相关的量:

$$E_{i_sc} = K_{sc} p_a \left(\frac{s_{3_sc}}{p_a} \right)^{n_{sc}}, \quad (15a)$$

$$\begin{aligned} E_{i_pr} &= K_{pr} p_a \left(\frac{s_{3_pr}}{p_a} \right)^{n_{pr}} \\ &= K_{pr} p_a \left(\frac{s_{3_sc} \left(\frac{d_{pr}}{d_{sc}} \right)^{-n_d/m}}{p_a} \right)^{n_{pr}} \\ &= K_{sc} p_a \left(\frac{s_{3_sc}}{p_a} \right)^{n_{sc}} \left(\frac{d_{pr}}{d_{sc}} \right)^{-n_d/m}, \end{aligned} \quad (15b)$$

式中, p_a 为大气压力。对比 15 (b) 可知 $n_{sc}=n_{pr}$, 参数 K 满足如下关系式:

$$K_{pr} = K_{sc} \left(\frac{d_{pr}}{d_{sc}} \right)^{(n_{sc}-1)n_d/m} \quad (16)$$

3.2 体积模量

体积模量 B 是应力和体变的函数, 根据图 2 可知缩尺试样中 70% 极限偏应力对应的轴变和体变与原型试样中 70% 极限偏应力对应的轴变和体变相同。这样缩尺试样和原型试样的体积模量之间的关系可表述为

$$\begin{aligned} B_{pr} &= \frac{(s_1 - s_3)_{70\%_pr}}{(e_v)_{70\%_pr}} \\ &= K_{b_pr} p_a \left(\frac{s_{3_pr}}{p_a} \right)^{m_{b_pr}} \\ &= K_{b_pr} p_a \left(\frac{s_{3_sc}}{p_a} \right)^{m_{b_pr}} \left(\frac{d_{pr}}{d_{sc}} \right)^{-m_{b_pr} n_d/m} \\ &= K_{b_sc} p_a \left(\frac{s_{3_sc}}{p_a} \right)^{m_{b_sc}} \left(\frac{d_{pr}}{d_{sc}} \right)^{-n_d/m} \\ &= B_{sc} \left(\frac{d_{pr}}{d_{sc}} \right)^{-n_d/m} \end{aligned} \quad (17)$$

对比可得缩尺试样与原型试样之间的参数满足如下关系: $K_{b_pr} = K_{b_sc} (d_{pr}/d_{sc})^{(m_{b_sc}-1)n_d/m}$, $m_{b_sc} = m_{b_pr}$ 。

3.3 抗剪强度参数

任一围压下, 摩擦角可以写为

$$\sin j = \frac{(s_1 - s_3)_f}{(s_1 + s_3)_f} = \frac{t_f}{t_f + 2s_3} \quad (18)$$

对公式 (18) 整理可得 $\sin j = 1/(1 + 2s_3/t_f)$ 。同一围压下, 缩尺试样的剪切强度大于原型试样的, 相应的缩尺试样摩擦角也大于原型试样的。缩尺试样与原型试样破碎率一样时, 试样内部应力满足 $s_{pr} = s_{sc} (d_{pr}/d_{sc})^{-n_d/m}$ 。整理原型和缩尺样之间的摩擦角关系, 有

$$\frac{\sin j_{sc}}{\sin j_{pr}} = \frac{1 + \frac{2s_{3_pr}}{t_{f_pr}}}{1 + \frac{2s_{3_sc}}{t_{f_sc}}} = 1 \quad (19)$$

式 (19) 表明缩尺围压为 s_3 内摩擦角与原型试样围压为 $s_3 (d_{pr}/d_{sc})^{-n_d/m}$ 时的内摩擦角相同。缩尺和原型试样的摩擦角均可写成围压的函数:

$$j_{sc} = j_{0_sc} - \Delta j_{sc} \lg(s_3/p_a) \quad (20a)$$

$$j_{pr} = j_{0_pr} - \Delta j_{pr} \lg \left(\frac{s_3}{p_a} \left(\frac{d_{pr}}{d_{sc}} \right)^{-n_d/m} \right) \quad (20b)$$

要保证 $j_{sc} \geq j_{pr}$ 在任意围压下均成立, 根据 (20a) 和 (20b) 可知, 当缩尺试样和原型试样围压均为 p_a 时, $j = j_0$, 则有 $j_{0_sc} \geq j_{0_pr}$ 。当缩尺试样围压为 p_a 且原型围压为 $p_a (d_{pr}/d_{sc})^{-n_d/m}$ 时, $j_{0_sc} = j_{0_pr} - \Delta j_{pr} \lg((d_{pr}/d_{sc})^{-n_d/m})$, 整理可以得到 $\Delta j_{pr} = (j_{0_pr} - j_{0_sc})/\lg((d_{pr}/d_{sc})^{-n_d/m})$ 。同理当缩尺围压为 $p_a (d_{pr}/d_{sc})^{-n_d/m}$ 且原型试样围压为 p_a 时, $\Delta j_{sc} = (j_{0_pr} - j_{0_sc})/\lg((d_{pr}/d_{sc})^{-n_d/m})$ 。即缩尺试样和原型试样的强度参数之间满足 $j_{0_sc} \geq j_{0_pr}$, $\Delta j_{pr} = \Delta j_{sc} = (j_{0_pr} - j_{0_sc})/\lg((d_{pr}/d_{sc})^{-n_d/m})$ 。

4 已有试验 $E-B$ 模型参数规律

由第 3 节中的公式和小尺寸三轴试验的 $E-B$ 模型参数可以预测大尺寸三轴试验的模型参数。表 1 汇总了不同材料的 $E-B$ 模型参数值及相应的预测值。对同种材料, 预测的 j_0 值随粒径的增加而减小, 与试验得到的 j_0 值变化规律相同, 但降低的幅度没有试验结果增加的大。预测的 $\Delta\phi$ 值保持不变, 试验得到的 $\Delta\phi$ 的没有明显的粒径相关性。试验和预测得到的 K 和 K_b 均随着最大颗粒粒径的增加而减小。试验得到的指数 n 值、 m_b 值和破坏应力比 R_f 随粒径的变化规律并不显著, 可以认为是与粒径无关或受粒径影响较小的量。孔宪京等^[14]提出体积模量指数 m_b 是与粒径无关的量。汇总可知 R_f , n 和 m_b 是尺寸效应无关或尺寸效应不明显的量, j_0 , K 和 K_b 是尺寸效应相关的量。该规律可以为考虑尺寸效应参数的变化规律提供参考, 降低了反演参数的个数。

表 1 不同尺寸试样的邓肯-张 $E-B$ 模型参数汇总

Table 1 Parameters of Duncan-chang's $E-B$ models for samples with different sizes

| 来 源 | | d_{\max}/mm | $\varphi_0/(\text{^\circ})$ | $\Delta\varphi/(\text{^\circ})$ | K | n | R_f | K_b | m_b |
|--------------------------------------|----|----------------------|-----------------------------|---------------------------------|------|------|-------|-------|-------|
| 英安岩堆石料 ^[14] | 试验 | 60 | 54.3 | 8.5 | 1200 | 0.45 | 0.80 | 900 | 0.06 |
| | 试验 | 200 | 52.2 | 7.6 | 980 | 0.41 | 0.74 | 650 | 0.01 |
| | 预测 | 60→200 | 53.3 | 8.5 | 1030 | 0.45 | 0.80 | 693 | 0.06 |
| Pyramid dam 泥岩 ^[8] | 试验 | 51 | 49.8 | 8.40 | 404 | 0.44 | 0.66 | 65.7 | 0.58 |
| | 试验 | 152 | 49.0 | 8.44 | 314 | 0.48 | 0.66 | 56.3 | 0.59 |
| | 预测 | 51→152 | 48.4 | 8.40 | 325 | 0.44 | 0.66 | 55.9 | 0.58 |
| Purulia Dam 石英 片岩 ^[15] | 试验 | 25 | 48.3 | 6.86 | 613 | 0.45 | 0.64 | 792 | 0.003 |
| | 试验 | 50 | 46.3 | 5.89 | 487 | 0.51 | 0.66 | 574 | 0.06 |
| | 试验 | 80 | 45.0 | 5.93 | 443 | 0.51 | 0.70 | 422 | 0.13 |
| | 预测 | 25→80 | 46.3 | 6.86 | 417 | 0.45 | 0.64 | 395 | 0.003 |
| | 预测 | 50→80 | 45.62 | 5.89 | 424 | 0.51 | 0.66 | 440 | 0.06 |
| 石灰岩 ^[27] | 试验 | 0.3 | 44.68 | 7.63 | 112 | 0.13 | 0.77 | 36.8 | 0.19 |
| | 试验 | 2.5 | 40.65 | 10.46 | 47.6 | 0.14 | 0.63 | 17.45 | 0.02 |
| | 预测 | 0.3→2.5 | 42.22 | 7.63 | 59 | 0.13 | 0.77 | 20.17 | 0.19 |
| Parbati Dam ^[15] | 试验 | 20 | 48.4 | 5.99 | 509 | 0.78 | 0.67 | 457 | 0.60 |
| | 试验 | 40 | 46.86 | 4.90 | 401 | 0.83 | 0.67 | 365 | 0.6 |
| | 试验 | 80 | 46.67 | 5.36 | 330 | 0.85 | 0.66 | 336 | 0.56 |
| Kol Dam ^[15] | 试验 | 25 | 50.39 | 7.67 | 687 | 0.51 | 0.76 | 640 | 0.21 |
| | 试验 | 50 | 49.87 | 7.78 | 603 | 0.55 | 0.76 | 486 | 0.28 |
| | 试验 | 80 | 49.27 | 8.82 | 546 | 0.55 | 0.71 | 399 | 0.30 |
| 砂岩过渡料 ^[28] | 试验 | 60 | 46.2 | 5.6 | 850 | 0.35 | 0.82 | 400 | 0.13 |
| | 试验 | 100 | 43.6 | 2.9 | 780 | 0.25 | 0.80 | 140 | 0.48 |

5 结 论

基于前人的试验成果, 推导并验证了考虑尺寸效应的应力 - 应变张量关系的合理性, 进一步总结了尺寸效应对邓肯-张 $E-B$ 模型各个参数的影响规律。主要有如下结论:

(1)大尺寸试样的应力 - 应变曲线可以根据尺寸效应系数 n_d/m 和缩尺试样应力 - 应变曲线插值得到, 通过与试验曲线对比验证了该方法的合理性。

(2)根据推导可知邓肯-张 $E-B$ 模型参数中参数 j_0 , K 和 K_b 具有显著的尺寸效应, R_f , n 和 m_b 是尺寸效应无关或尺寸效应不显著的量。 n 和 m_b 与尺寸效应无关说明压硬性没有尺寸效应。

本文提出的方法可以为原型试样的邓肯-张参数变化规律提供参考, 降低反演参数的个数。在没有足够大尺寸试验的条件下可以根据单颗粒强度尺寸效应和一组室内缩尺试验曲线大致估算原型试样的应力 - 应变关系, 由缩尺试验推求原型试样的粒径比宜限制在 15 以内。考虑到该方法是在一定的假设基础上推导的, 关于颗粒形状和接触特性的尺寸效应并未涉及, 仅适用于爆破堆石料这类易破碎材料的尺寸效应变化规律, 而对砂砾料这类不易破碎的材料需要考虑颗粒形状和接触特性的粒径相关性。

参考文献:

[1] HONKANADAVAR N P, KUMAR N, RATNAM M. Modeling the behaviour of alluvial and blasted quarried

rockfill materials[J]. Geotechnical and Geological Engineering, 2014, 32(4): 1001 - 1015.

[2] OVALLE C, FROSSARD E, DANO C, et al. The effect of size on the strength of coarse rock aggregates and large rockfill samples through experimental data[J]. Acta Mechanica, 2014, 225(8): 2199 - 2216.

[3] XIAO Y, LIU H L, CHEN Y M, et al. Particle size effects in granular soils under true triaxial conditions[J]. Géotechnique, 2014, 8(64): 667 - 672.

[4] 马 刚, 周 伟, 常晓林, 等. 堆石体三轴剪切试验的三维细观数值模拟[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(5): 746 - 753. (MA Gang, ZHOU Wei, CHANG Xiao-lin, et al. 3D mesoscopic numerical simulation of triaxial shear tests for rockfill[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(5): 746 - 753. (in Chinese))

[5] 汪小刚. 高土石坝几个问题探讨[J]. 岩土工程学报, 2018, 40(2): 203 - 222. (WANG Xiao-gang. Discussion on some problems observed in high earth-rockfill dams[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, 40(2): 203 - 222. (in Chinese))

[6] ZHOU W, YANG L, MA G, et al. DEM analysis of the size effects on the behavior of crushable granular materials[J]. Granular Matter, 2016, 18(3): 1 - 11.

[7] 朱 晟, 梁现培, 冯树荣. 基于现场大型承载试验的原级配筑坝堆石料力学参数反演研究[J]. 岩土工程学报, 2009, 31(7): 1138 - 1143. (ZHU Sheng, LIANG Xian-pei, FENG Shu-rong. Back analysis of mechanical parameters of

- naturally graded rockfill materials based on large-scale loading plate tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, **31**(7): 1138 – 1143. (in Chinese))
- [8] MARACHI N D, CHAN C K, SEED H B, et al. Strength and Deformation Characteristics of Rockfill Materials[R]. Berkeley: Department of Civil Engineering/Geotechnical Engineering, University of California, 1969.
- [9] 傅 华, 韩华强, 凌 华. 堆石料级配缩尺方法对其室内试验结果的影响[J]. 岩土力学, 2012, **33**(9): 2645 – 2649. (FU Hua, HAN Hua-qiang, LING Hua. Effect of grading scale method on results of laboratory tests on rockfill materials[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, **33**(9): 2645 – 2649. (in Chinese))
- [10] 武利强, 朱 晟, 章晓桦, 等. 粗粒料试验缩尺效应的分析研究[J]. 岩土力学, 2016, **37**(8): 2187 – 2197. (WU Li-qiang, ZHU Sheng, ZHANG Xiao-hua, et al. Analysis of scale effect of coarse-grained materials[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, **37**(8): 2187 – 2197. (in Chinese))
- [11] 朱 晟, 王 京, 钟春欣, 等. 堆石料干密度缩尺效应与制样标准研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2019, **38**(5): 1073 – 1080. (ZHU Sheng, WANG Jing, ZHONG Chun-xin, et al. Experimental study on scale effect of the dry density of rockfill material[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2019, **38**(5): 1073 – 1080. (in Chinese))
- [12] 马 刚, 周 伟, 常晓林, 等. 堆石料缩尺效应的细观机制研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, **31**(12): 2473 – 2482. (MA Gang, ZHOU Wei, CHANG Xiao-lin, et al. Mesoscopic mechanism study of scale effects of rockfill[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, **31**(12): 2473 – 2482. (in Chinese))
- [13] 孔宪京, 刘京茂, 邹德高. 堆石料尺寸效应研究面临的问题及多尺度三轴试验平台[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(11): 1941 – 1947. (KONG Xian-jing, LIU Jing-mao, ZOU De-gao. Scale effect of rockfill and multiple-scale triaxial test platform[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(11): 1941 – 1947. (in Chinese))
- [14] 孔宪京, 宁凡伟, 刘京茂, 等. 基于超大型三轴仪的堆石料缩尺效应研究[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(2): 255 – 261. (KONG Xian-jing, NING Fan-Wei, LIU Jing-mao, et al. Scale effect of rockfill materials using super large triaxial tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(2): 255 – 261. (in Chinese))
- [15] VARADARAJAN A, SHARMA K G, ABBAS S M, et al. The role of nature of particles on the behaviour of rockfill materials[J]. Soils and foundations, 2006, **46**(5): 569 – 584.
- [16] FROSSARD E, HU W, DANO C, et al. Rockfill shear strength evaluation: a rational method based on size effects[J]. Géotechnique, 2012, **62**(5): 415 – 427.
- [17] NIETO-GAMBOA C. Mechanical Behavior of Rockfill Materials-Application to Concrete Face Rockfill Dams[D]. Paris: Ecole Centrale Paris, 2011.
- [18] 酆能惠, 朱 铁, 米占宽. 小浪底坝过渡料的强度与变形特性及缩尺效应[J]. 水电能源科学, 2001, **19**(2): 39 – 42. (LI Neng-hui, ZHU Tie, MI Zhan-kuan. Strength and deformation properties of transition zone material of xiaolangdi dam and scale effect[J]. International Journal Hydroelectric Energy, 2001, **19**(2): 39 – 42. (in Chinese))
- [19] MCDOWELL G R, AMON A. The application of Weibull statistics to the fracture of soil particles[J]. Soils and Foundations, 2000, **40**(5): 133 – 141.
- [20] LIM W L, MCDOWELL G R, COLLOP A C. The application of Weibull statistics to the strength of railway ballast[J]. Granular Matter, 2004, **6**(4): 229 – 237.
- [21] NAKATA Y, HYDE A F L, HYODO M, et al. A probabilistic approach to sand particle crushing in the triaxial test[J]. Géotechnique, 1999, **49**(5): 567 – 583.
- [22] 周海娟, 马 刚, 袁 葳, 等. 堆石颗粒压缩破碎强度的尺寸效应[J]. 岩土力学, 2017, **38**(8): 2425 – 2433. (ZHOU Hai-juan, MA Gang, YUAN Wei, et al. Size effect on the crushing strengths of rock particles[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, **38**(8): 2425 – 2433. (in Chinese))
- [23] JAEGER J C. Failure of rocks under tensile conditions[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 1967, **4**(2): 219 – 227.
- [24] BAGI K. Analysis of microstructural strain tensors for granular assemblies[J]. International Journal of Solids and Structures, 2006, **43**(10): 3166 – 3184.
- [25] DURÁN O, KRUYT N P, LUDING S. Analysis of three-dimensional micro-mechanical strain formulations for granular materials: evaluation of accuracy[J]. International Journal of Solids and Structures, 2010, **47**(2): 251 – 260.
- [26] BAGI K. Stress and strain in granular assemblies[J]. Mechanics of Materials, 1996, **22**(3): 165 – 177.
- [27] LEE D M. The Angles of Friction of Granular Fills[D]. Cambridge: University of Cambridge, 1992.
- [28] 李 翀, 何昌荣, 王 琛, 等. 粗粒料大型三轴试验的尺寸效应研究[J]. 岩土力学, 2008, **29**(增刊 1): 563 – 566. (LI Chong, HE Chang-rong, WANG Chen, et al. Study of scale effect of large-scale triaxial test of coarse-grained materials[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, **29**(S1): 563 – 566. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202009017

残积土孔内剪切试验的强度特性及广义邓肯-张模型研究

安然^{1, 2}, 孔令伟^{1, 2}, 张先伟^{1, 2}

(1. 中国科学院武汉岩土力学研究所岩土力学与工程国家重点实验室, 湖北 武汉 430071; 2. 中国科学院大学, 北京 100049)

摘 要: 花岗岩残积土广泛分布在中国东南沿海地区, 是近地表花岗岩的风化产物。为了研究花岗岩残积土原位力学行为及其受风化程度的影响, 开展不同深度土层的原位孔内剪切试验, 获得了不同法向应力下的应力-应变关系曲线和广义邓肯-张模型参数。以砾粒含量表征残积土的风化程度, 基于考虑砾粒含量影响的广义邓肯-张模型预测了土体的力学行为, 并与实测数据进行对比。结果表明, 花岗岩残积土的颗粒级配与土层深度有明显的关联性, 用砾粒含量可以表征其风化程度; 由孔内剪切试验得到应力-应变曲线呈应变硬化型特征; 根据孔内剪切试验的应力-应变关系可以有效地反演广义邓肯-张双曲线模型参数, 包括黏聚力 c 、内摩擦角 φ 、应力破坏比 R_f 以及拟合参数 K 和 n ; 经回归分析发现 5 种参数均可由砾粒含量的相应函数关系进行拟合求解; 由模型计算得到的应力-应变曲线与实测结果吻合度较高, 说明采用广义邓肯-张模型描述花岗岩残积土的原位力学行为具有合理性, 分析结果拓展了邓肯-张本构模型的适用范围。

关键词: 花岗岩残积土; 风化程度; 孔内剪切试验; 原位力学特性; 广义邓肯-张模型

中图分类号: TU432

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)09-1723-10

作者简介: 安然(1992—), 男, 安徽池州人, 博士研究生, 主要从事特殊土的力学特性与基坑工程研究。E-mail: arwhrsm@163.com。

Mechanical properties and generalized Duncan-Chang model for granite residual soils using borehole shear tests

AN Ran^{1, 2}, KONG Ling-wei^{1, 2}, ZHANG Xian-wei^{1, 2}

(1. Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071, China; 2. University of Chinese Academy of Sciences, Beijing 100049, China)

Abstract: Granite residual soil, as the weathering product of near-surface granite, is widely distributed in the southeast coastal areas of China. In order to study the influences of weathering degree on the in-situ mechanical properties of granite residual soil, the borehole shear tests are carried out for the residual soil along the depth of foundation pit. The in-situ stress-strain curves under different normal stresses and parameters of the Duncan-Chang model are obtained. Then, the regression relationships between the five model parameters and the weathering degree index represented by the gravel content are determined. According to the Duncan-Chang model, the stress-strain curves of residual soil with different weathering degrees are predicted and compared with the measured data. The results show that the grain compositions of residual soil are significantly correlated with the depth of soil layers. The stress-strain curves obtained by the borehole shear tests show the characteristics of strain-hardening deformation. According to the stress-strain relationship of in-situ tests, the parameters of the generalized Duncan-Chang model, including cohesion c , internal friction angle φ , stress failure ratio R_f and fitting parameters K and n , can be deduced effectively. Through regression analysis, the parameters can be fitted by the corresponding functions for the gravel content. The stress-strain curves calculated by the modified model are in good agreement with the experimental results, which shows that the generalized Duncan-Chang model can reasonably describe the in-situ mechanical behavior of granite residual soil. This study extends the applicability of the Duncan-Chang constitutive model.

Key words: granite residual soil; weathering degree; borehole shear test; in situ mechanical property; generalized Duncan-Chang model

0 引 言

花岗岩残积土是近地表花岗岩经过长时间物理、

收稿日期: 2019-12-27

*通信作者 (E-mail: lwkong@whrsm.ac.cn)

化学风化后形成的未经搬运的土体^[1], 广泛分布在中国东南沿海地区, 占闽、粤两省总陆地面积的 30%~40%, 是这些地区基础建设中经常遇到的一种特殊土^[2]。花岗岩残积土组构特点介于砂性土和黏性土之间, 力学特性比一般黏性土或砂性土更复杂^[3]。残积土的变形和强度指标很容易受扰动的影响, 通过室内土工试验获得的指标与真实力学状态存在一定差异, 在进行设计参数选取时, 取值往往偏于保守, 影响了工程的经济性^[4-7]。花岗岩残积土内部裂隙发育各异, 颗粒组成也有明显差异, 在钻探取样、运输和制样过程中容易受到扰动而引起结构性破坏, 采用室内试验确定其真实的力学参数难度较大, 故对相关地层开展原位试验具有重要意义^[8]。

土体的力学本构模型研究是土力学的一项重要课题^[9]。近几十年来, 诸多本构模型被引入土力学的研究中。例如: 莫尔-库仑强度破坏准则^[10]、Druker-Prager 屈服准则^[11]、Duncan-Chang 双曲线模型^[12]、弹塑性 Cam-clay 模型及其改进的 UH 系列模型^[13-14]、由黄文熙提出的弹塑性模型^[15]以及由沈珠江构建的理想脆弹塑性模型^[16]等。Duncan 等提出的邓肯-张双曲线模型材料常数少, 物理意义明确, 在岩土工程中得到了广泛应用^[17]。土力学中的参数反演分析是基于实测的应力应变关系反求其力学模型参数的方法。目前, 采用原位试验进行本构模型参数反演分析的研究成果还比较罕见。其中, 李广信^[18]采用原位旁压测试技术进行了推求了邓肯-张双曲线模型的参数; 刘小生等^[19]联合室内试验、旁压试验和现场载荷试验对双曲线模型进行了反演分析。上述方法由于无法直接从原位应力-应变关系的角度求解模型参数, 存在诸多的假定和经验公式。目前获取邓肯-张模型参数的常规方法仍然是室内三轴剪切试验^[20]。孔内剪切试验 (borehole shear test, 简称 BST) 是一种新型原位测试手段, 可以对钻孔内不同深度土层直接进行剪切试验^[21]。近年来, 国内外学者对于 BST 测试已经开展了一系列实践研究, BST 在土体力学参数的确定中得到了诸多应用^[22-24], 但利用 BST 结果反演土体本构模型参数的研究还未见报道。

残积土工程性质的空间变异性较为明显, 其干密度、渗透性、孔隙度、微结构、变形模量、抗剪强度和应力-应变关系等各项物理力学性质, 均与风化层的埋深有重要关系^[25-27]。采用 BST 测试探究残积土在不同风化程度下的力学行为变异规律有助于加深花岗岩风化层工程特性的认识和理解。此外, 土体的应力-应变关系综合反映了其强度和变形特性, 通过引入本构理论建立 BST 应力-应变关系模型, 可以为风化程度影响下的力学行为演化特点提供进一步参考。

因此, 通过 BST 确定广义邓肯-张本构模型参数, 建立反映风化程度影响的应力-应变关系模型, 对花岗岩残积土力学行为的研究具有重要意义。

本文以厦门市某地铁站基坑工程为背景, 在花岗岩残积土地层中开展多组原位孔内剪切试验, 基于测试结果反演了广义邓肯-张模型参数, 并评价了物理风化程度对修正模型的影响, 最后与实测结果进行对比以验证模型的合理性。

1 场地地质条件与试验方法

1.1 残积土基本物理性质指标

原位孔内剪切试验和现场取样的场地位于厦门市地铁一号线沿线的一处典型残积土基坑地层。整平场地后通过钻探 1 个鉴别孔确定土层分布规律, 获取了杂填土、残积土、全风化岩、强风化岩的厚度, 本场地的残积土分布在地下 3.5~20 m。采用钻探取样法沿深度方向自上而下地对残积土地层进行连续取样, 直到取至强风化岩层。试样取出后用不锈钢样盒承装, 用密封胶带包裹后立即封腊, 运至实验室。对取回的试样开展基本物理性质的测试。

土体基本物理性质指标如表 1 所示, 随深度增加, 土体的天然密度和砾粒含量有增加趋势, 渗透系数有减小的趋势。由图 1 (a) 所示的 XRD 衍射图谱发现厦门花岗岩残积土内除含有大量石英颗粒外, 母岩的矿物成分基本风化为高岭石与伊利石, 另含有微量的赤铁矿, 其中, 石英含量为 53.6%, 高岭石含量为 38.5%, 伊利石含量为 5.2%, 赤铁矿含量为 2.5%。花岗岩残积土在不同深度处的颗粒级配结果如图 1 (b) 所示, 可以看出该场地残积土的级配曲线呈明显的阶梯状, 粗粒和黏粒含量较多, 中间粒径含量较少, 根据颗粒级配特点认为残积土是一种介于黏性土和砂性土性质之间的中间土^[28]。由现场钻探的结果, 场地地下水位在 -3.2 m 左右, 认为被测残积土为饱和土, 从含水率分布特征也可以看出土体的含水率差异不大。

1.2 风化程度指标

在复杂的成土过程中, 受控于气候主导下的温度与降水变化, 母岩经过漫长时间的风化作用后在地表广泛堆积成残积土。随着母岩矿物的不断发生物理、化学反应, 成土体系内的颗粒组成也会随之改变^[29]。母岩经历的风化作用越剧烈, 则残积土的黏土化程度越高, 土颗粒越细, 在颗粒组成上表现为粗颗粒含量随物理风化程度提高而下降的现象^[30]。在同一场地的地层中, 风化程度总是由深至浅地逐渐提高^[31]。作为残积土粒径分布特征的重要参数, 砾粒含量 G 随土体

表 1 土的基本物理力学性质指标
Table 1 Basic physical and mechanical properties of soil

| 埋深/m | 相对 密度 G_s | 天然密度 $\rho/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$ | 孔隙比 e_0 | 含水率 /% | 液限/% | 塑限/% | 塑性指数 | 渗透系数 $/(10^{-6}\text{m}\cdot\text{s}^{-1})$ | 砾粒含量 $G/\%$ |
|------|----------------|--|--------------|-----------|------|------|------|--|----------------|
| 3.8 | 2.73 | 1.75 | 0.74 | 26.7 | 48.3 | 27.2 | 21.1 | 7.12 | 17.3 |
| 5.6 | 2.72 | 1.75 | 0.77 | 26.4 | 44.8 | 25.5 | 19.3 | 5.17 | 16.5 |
| 7.0 | 2.71 | 1.78 | 0.78 | 27.0 | 47.9 | 24.5 | 23.4 | 5.32 | 19.0 |
| 8.0 | 2.73 | 1.81 | 0.75 | 30.4 | 50.2 | 24.2 | 26.0 | 5.01 | 18.9 |
| 9.2 | 2.73 | 1.75 | 0.84 | 26.7 | 48.5 | 27.1 | 21.1 | 5.12 | 19.9 |
| 10.0 | 2.72 | 1.75 | 0.77 | 26.4 | 44.8 | 25.5 | 19.3 | 4.97 | 19.4 |
| 11.0 | 2.71 | 1.77 | 0.80 | 28.1 | 45.2 | 25.2 | 20.0 | 4.50 | 20.5 |
| 12.2 | 2.71 | 1.78 | 0.78 | 27.0 | 48.2 | 24.1 | 24.1 | 3.92 | 20.7 |
| 13.2 | 2.73 | 1.81 | 0.75 | 30.4 | 50.1 | 24.2 | 25.9 | 4.01 | 22.5 |
| 15.0 | 2.73 | 1.75 | 0.84 | 26.7 | 48.4 | 27.3 | 21.1 | 3.42 | 23.8 |
| 16.2 | 2.72 | 1.75 | 0.77 | 26.4 | 44.3 | 25.5 | 18.8 | 3.17 | 24.6 |
| 18.2 | 2.71 | 1.78 | 0.78 | 27.0 | 48.0 | 24.5 | 23.5 | 3.32 | 24.5 |

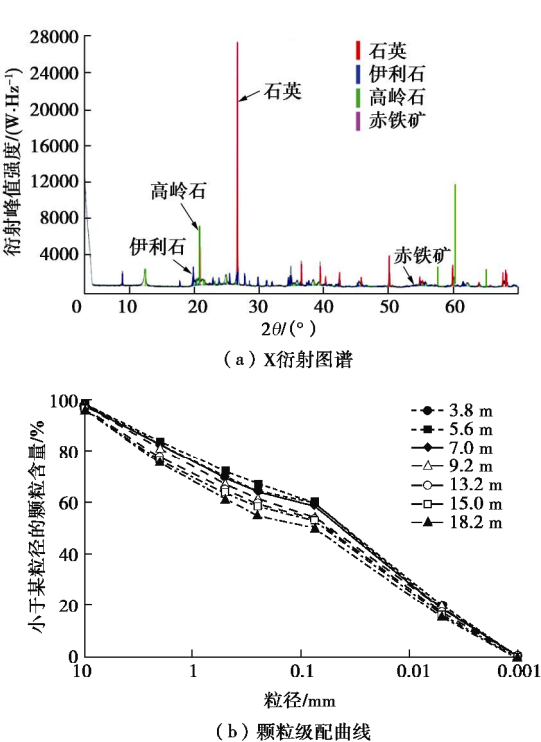


图 1 厦门花岗岩残积土的矿物成分与颗粒级配结果
Fig. 1 Results of mineral composition and grain size of granite residual soil in Xiamen

深度增加保持上升趋势。因此, 砾粒含量 G 的大小在一定程度上反映了花岗岩残积土的物理风化程度。

1.3 原位孔内剪切试验

试验采用的仪器为美国生产的 Iowa 原位孔内剪切测试仪, 示意图如图 2 所示。仪器主要由剪切探头、剪切盘、压力表、压力控制箱以及压力气源等部分组成。BST 试验具有操作方便, 可重复性高, 适用性广和无须取样等优点。使用 BST 剪切仪进行测试对土体的扰动大大降低, 测试结果更加接近土体的本真力学属性。虽然 BST 结果反映了探头与土之间界面的强度特征, 但参照十字板剪切试验的方法及原理, 可以近似地认为 BST 试验测得的结果可以表征土体的强度

特性^[32]。

试验前, 首先利用钻机钻取直径为 76 mm 的孔。然后在钻孔的地表位置安装好底座, 将探头放置在预定深度。测试点分布在 4~18 m 的地层中, 每组剪切各进行 25, 50, 100 和 200 kPa 4 组法向应力的固结作用。剪切时, 先施加气压使得两个独立不锈钢剪切盘受压张开后对土体进行法向固结 15 min; 固结完成后匀速转动摇杆向上提拉探头对孔壁土体进行剪切, 同时读取压力表的读数; 待压力表读数基本稳定后卸除法向和轴向的压力, 将探头向下移动 10 cm 后进行下一次剪切的法向固结。试验中为了满足剪切时的排水条件, 剪切速率保持在 0.5 mm/min 左右。

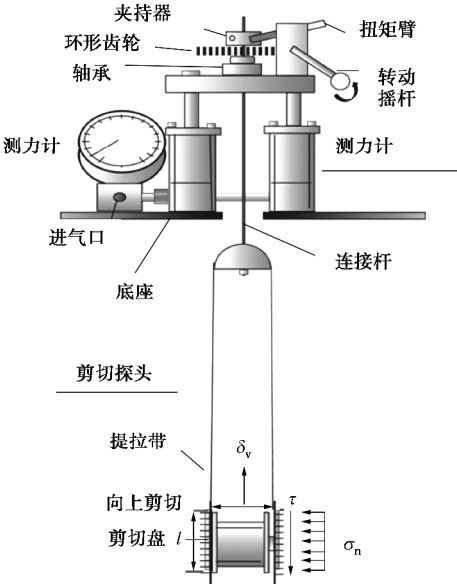


图 2 孔内剪切试验仪器的示意图
Fig. 2 Diagrammatic drawing of in-situ borehole shear testing devices

已知被测残积土均在地下水位线以下, 为饱和土, 故不考虑饱和度对土体性质的影响。由于剪切探头与孔壁土体接触的土样长度 l 为 50 mm, 由此可以获得

变形过程中的广义剪应变 e ，如下所示：

$$e = \frac{d_v}{l}, \quad (1)$$

式中， d_v 为竖向剪切位移 (mm)， l 为土体剪切段的长度 (mm)。

2 BST 试验结果

2.1 应力应变曲线

由 BST 试验得到了 4~18 m 深度范围内的残积土广义剪应力 t 与广义剪应变 e 的关系曲线，结果如图 3 所示。当土体埋深相同时，剪切强度值随固结压力的上升而增加，且不同法向固结应力作用下的 $t - e$ 曲线均呈弱硬化变形特征。具体表现为：在剪应力加载的初期，残积土应力 - 应变关系近似处于线弹性变形，剪应力随剪应变增大呈直线上升；进入非线性变形阶段后，剪应力随应变增加的上升斜率逐渐减小，直至趋于稳定。另外，花岗岩残积土的应力 - 应变关系曲线受土体深度的影响非常显著。同一固结压力下的剪应力随深度增加而明显提高。

2.2 抗剪强度参数

按照莫尔-库仑强度破坏准则，以剪切强度 t_f 为纵坐标，以法向应力 s_n 为横坐标绘制花岗岩残积土的

强度包络线，结果如图 4 所示。可以看出不同深度下的土体强度包络线近似保持线性增长趋势，其相关系数均达到了 0.93 以上。通过回归分析可以计算不同深度处下花岗岩残积土的抗剪强度参数，即内摩擦角和黏聚力指标。

根据图 4 所示的剪切强度与法向应力的关系，经计算得到了基于 BST 测试的花岗岩残积土内摩擦角 j 和黏聚力 c 。下面分析风化程度对抗剪强度参数的影响，以砾粒含量 G 为横坐标，分别以黏聚力 c 和内摩擦角 j 分别作为纵坐标，建立强度参数和风化程度指标的关系，结果如图 5 所示。不同颜色标记数据点反映了土体的埋深，标记颜色与深度的关系如图例所示。从如图 5 (a)，(b) 可以看出，花岗岩残积土的黏聚力、内摩擦角与砾粒含量均符合线性函数特征，且 c 随 G 增加呈上升趋势， j 随 G 增加呈下降趋势。可以看出随着花岗岩残积土的深度的增加，砾粒含量下降，即物理风化程度逐渐降低，从而导致内摩擦角呈线性减小趋势，黏聚力呈线性上升趋势。究其原因，物理风化程度上升一方面改变了土颗粒之间的接触关系，砾粒颗粒间的咬合摩擦力减小，使内摩擦角减小；另一方面，黏土矿物含量的增加促进黏粒间化学键强度发挥作用，使得黏聚力增大。

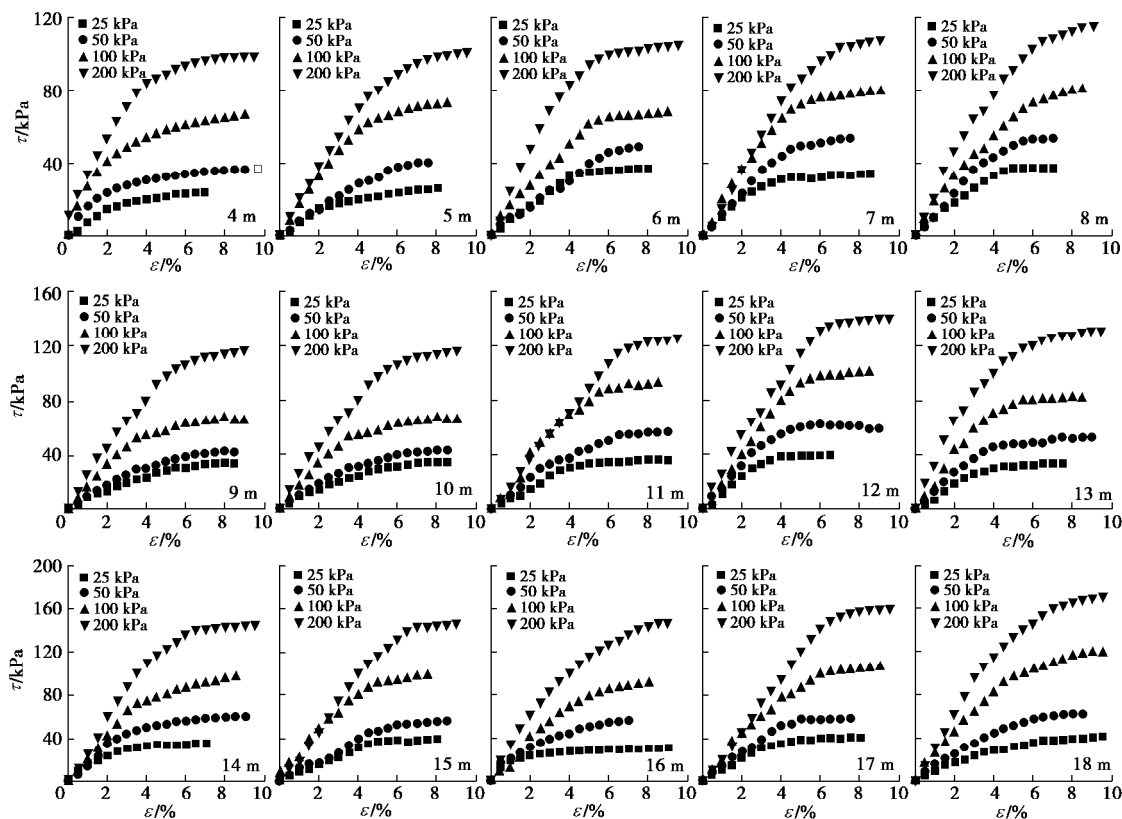


图 3 花岗岩残积土 BST 应力 - 应变曲线 (4~18 m)

Fig. 3 Stress-strain curves of granite residual soil based on BST measurements (4~18 m)

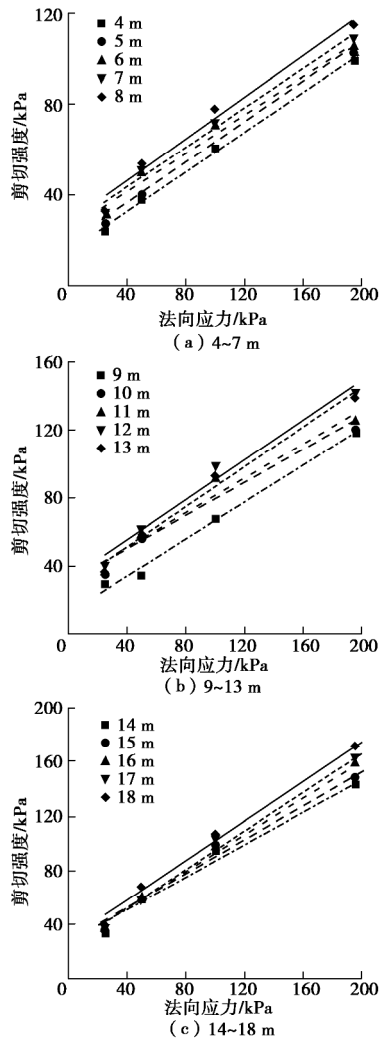


图4 BST试验的剪切强度与法向应力的关系曲线

Fig. 4 Relationship between shear strength and normal stress from

BST results

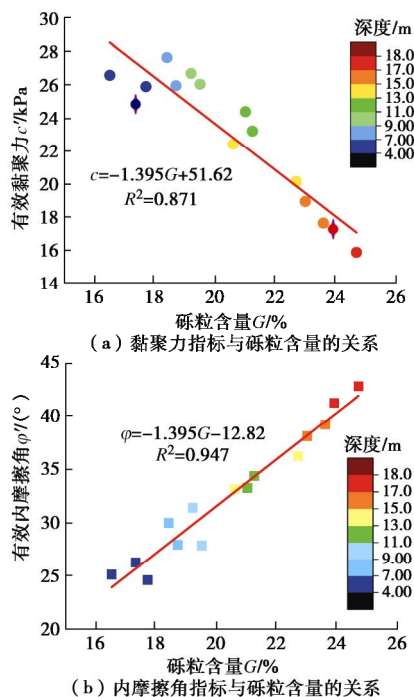


图5 抗剪强度指标与砾粒含量的关系曲线

Fig. 5 Relationship between shear strength and gravel content

3 基于BST的广义邓肯-张模型

3.1 广义邓肯-张模型的适用性验证

(1) 广义邓肯-张模型介绍

邓肯-张模型是一种能够通过改进以灵活反映不同测试条件、荷载和边界条件等因素影响的土体本构模型^[33]。在土力学本构模型研究中,传统邓肯-张模型参数采用三轴剪切试验结果确定。三轴试验是一种有侧限的压缩,侧向固结压力在剪切过程中始终保持不变。BST也是在一定法向应力作用下的剪切变形过程,与三轴试验在受力模式和边界条件有相似的地方。基于以上分析,本文借鉴前人采用三轴试验结果分析邓肯-张模型的方法,采用比拟的思路获取了基于BST结果的广义邓肯-张模型参数。求取模型参数时,采用BST试验的法向应力 s_n 取代三轴试验中的围压 s_3 ;采用广义剪应变 e 取代轴向应变 e_1 ,采用剪应力 τ 与取代偏应力 q 。另外,由于孔内剪切试验没有进行侧向变形的量测,对切线泊松比的验证是近似的。然而根据李广信的研究^[18],大部分工程问题接近于平面应变问题,在确定本构模型参数时,建议用平面应变试验得到的指标代替三轴试验的指标。BST本质上是一种平面应变问题,无法测量侧向应变的缺陷对模型参数的影响不大。

根据邓肯-张模型,土体在剪切过程中的广义剪应力和应变符合如下所示的关系:

$$t = \frac{e}{a + be}, \quad (2)$$

式中, τ 为剪应力, e 为剪切沿孔壁轴线方向的应变, a 为初始切线模量 E_t 的倒数, b 为极限剪应力 τ_{ult} 的倒数。由初始切线模量与法向压力之间的指数关系,得到土体初始切线模量 E_t 的表达式如下:

$$E_t = K p_a \left(\frac{s_n}{p_a} \right)^n, \quad (3)$$

式中, K 和 n 为计算初始切线模量的拟合常数, p_a 为大气压力,取101.3 kPa, s_n 为法向应力。

前人在式(3)的基础上提出了土体在剪切过程中的切线模量表达式如下所示。此公式可以用于计算基于的邓肯-张本构模型的BST试验应力-应变关系。

$$E_t = K p_a \left(\frac{s_n}{p_a} \right)^n \left(1 - \frac{t R_f}{t_f} \right)^2, \quad (4)$$

式中, E_t 为切线模量, R_f 为破坏比。

$$R_f = \frac{t_f}{t_{ult}}, \quad (5)$$

式中, τ_f 为土体的破坏强度, τ_{ult} 为土体的极限剪切强度, 在数值上等于公式 (2) 中 b 值的倒数, R_f 的值一般介于 0.5~1。

根据莫尔-库仑强度准则, 可由抗剪强度参数, 即黏聚力和内摩擦角指标求取土体的破坏强度 t_f , 表达式如下:

$$t_f = \frac{2c \cos j + 2S_n \sin j}{1 - \sin j} \quad (6)$$

为了验证基于邓肯-张模型的切线模量表达式在描述孔内剪切试验结果中的适用性, 就必须先验证其推导过程中所采用公式与假定的合理性, 即验证公式

(2) 与 (3) 的合理性。首先将式 (2) 转换为下式:

$$\frac{e}{t} = \frac{1}{E_i} + \frac{e}{t_{ult}} \quad (7)$$

则由式 (7) 的线性拟合关系式可以获得 E_i 和 t_{ult} 的值。

对式 (3) 的两边取对数得

$$\lg\left(\frac{E_i}{p_a}\right) = \lg K + n \cdot \lg\left(\frac{S_n}{p_a}\right) \quad (8)$$

因此, 通过将邓肯-张模型适用性条件转化为对

$\frac{e}{t} - e$ 与 $\lg\left(\frac{E_i}{p_a}\right) - \lg\left(\frac{S_n}{p_a}\right)$ 之间线性关系的验证^[33]。

(2) $\frac{e}{t} - e$ 关系验证

下面以 4, 7, 9, 12, 15 和 18 m 深度处的结果为例, 根据应力-位移曲线获取不同深度处花岗岩残积土的 $\frac{e}{t} - e$ 关系曲线, 结果如图 6 所示。从图中可以看出, 不同固结压力下的花岗岩残积土在剪切过程中 $\frac{e}{t}$ 与 e 近似呈现线性关系, 表明应力 t 与应变 e 之间符合双曲线关系。

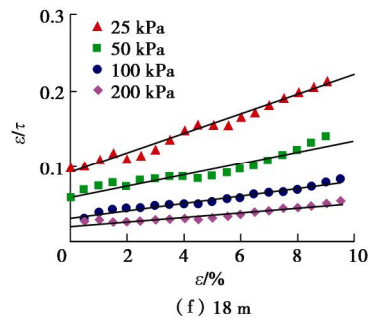
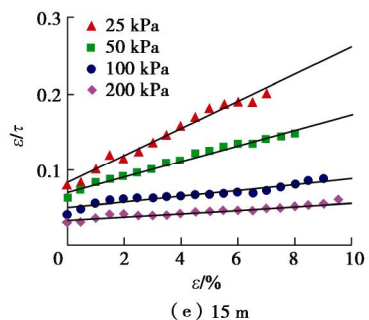
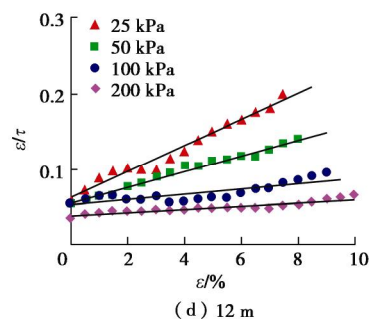
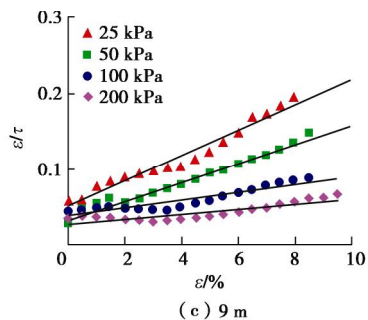
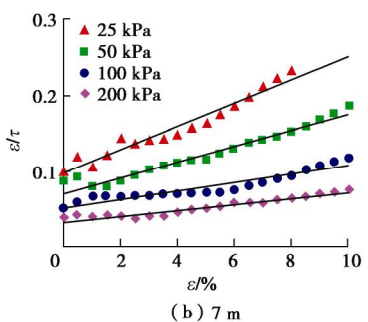
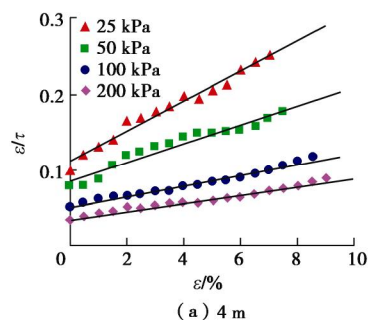


图6 应力-应变双曲线的关系验证

Fig. 6 Relational verification of stress-strain curves

(3) $\lg\left(\frac{E_i}{p_a}\right) - \lg\left(\frac{S_n}{p_a}\right)$ 关系验证

由式 (7) 获得了不同固结压力下的初始切线模量

E_i , 由图 7 可以看出 $\lg\left(\frac{E_i}{p_a}\right) - \lg\left(\frac{S_n}{p_a}\right)$ 之间的线性关系良好, 说明采用 BST 确定的 E_i 满足邓肯-张模型的适用性条件。

3.2 邓肯-张模型参数分析

通过对试验数据进行处理, 计算了花岗岩残积土邓肯-张模型的 5 个参数 (c , φ , K , n 和 R_f), 结果如表 2 所示。为了分析物理风化程度对模型参数的影

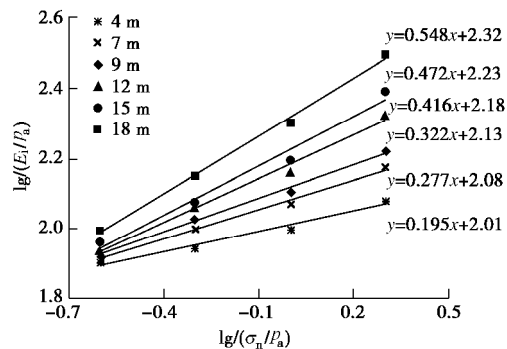


图 7 初始切线模量的适用性条件验证

Fig. 7 Relational verification of initial tangent modulus

响规律, 采用砾粒含量 G 作为自变量, 分别以 K , n 和 R_f 作为因变量, 进行回归分析, 结果如图 8 所示。发现花岗岩残积土的广义邓肯-张模型参数随砾粒含量变化均呈一定规律性, 其中参数 K 与 G 保持正相关的线性关系; 参数 n 与 G 保持二次函数的关系, 随砾粒含量上升, 参数 n 先增加后减小; 参数 R_f 与 G 保持负相关的线性关系。因此, 以砾粒含量为影响因子计算的 5 个待定参数可以根据相关函数表达式进行合理的预测。

表 2 广义邓肯-张模型参数

Table 2 Parameters of generalized Duncan-Chang model

| 深度 /m | 模型参数 | | | | |
|----------|----------|----------|------|-------|-------|
| | c /kPa | j /(°) | K | n | R_f |
| 4 | 18.2 | 25.1 | 3.19 | 0.356 | 0.913 |
| 5 | 23.1 | 23.6 | 3.36 | 0.347 | 0.909 |
| 6 | 19.7 | 24.4 | 3.34 | 0.382 | 0.918 |
| 7 | 28.5 | 27.0 | 3.51 | 0.374 | 0.871 |
| 8 | 28.0 | 29.4 | 3.55 | 0.392 | 0.882 |
| 9 | 27.1 | 28.1 | 3.60 | 0.399 | 0.832 |
| 10 | 26.5 | 31.8 | 3.54 | 0.397 | 0.795 |
| 11 | 26.0 | 32.1 | 3.62 | 0.409 | 0.813 |
| 12 | 25.0 | 33.8 | 3.60 | 0.382 | 0.795 |
| 13 | 23.4 | 33.2 | 3.65 | 0.418 | 0.773 |
| 14 | 22.9 | 33.6 | 3.70 | 0.372 | 0.752 |
| 15 | 21.6 | 36.3 | 3.69 | 0.371 | 0.785 |
| 16 | 20.9 | 38.1 | 3.72 | 0.355 | 0.781 |
| 17 | 18.8 | 43.2 | 3.78 | 0.375 | 0.752 |
| 18 | 18.1 | 41.9 | 3.82 | 0.384 | 0.756 |

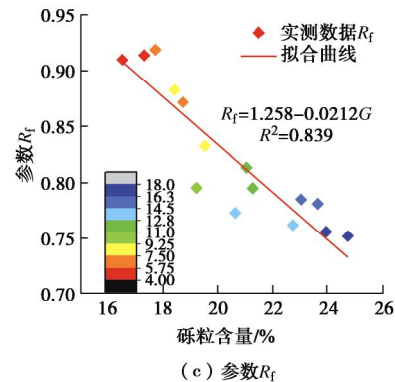
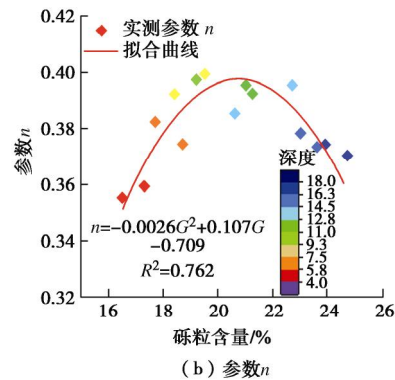
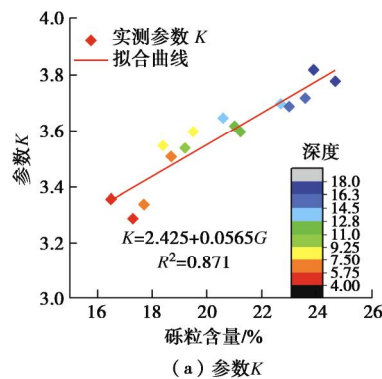


图 8 基于孔内剪切试验的邓肯-张模型参数与砾粒含量的关系

Fig. 8 Relationship between model parameters and gravel content

based on borehole shear tests

3.3 实测结果与模型计算结果的对比

在广义邓肯-张本构的模型参数后, 土体的应力 - 应变关系可以表示为

$$t = \frac{e}{\frac{1}{E_i} + \frac{e \cdot R_f}{t_f}} \quad (9)$$

下面对花岗岩残积土 BST 试验的实测数据与邓肯-张模型的拟合曲线进行对比分析, 结果如图 9 所示。可以看出采用广义邓肯-张模型计算的应力 - 应变曲线与 BST 测试结果较为吻合, 相对误差较小。就拟合结果而言, 利用 BST 结果有有效地反演土体广义邓肯-张本构模型参数, 同时可以反映物理风化程度对其力学行为的影响。由于孔内剪切试验更能准确地反映土体原位力学特性, 其得到的结果对实际工程参数选取具有很好的参考价值。

4 结 论

(1)由原位孔内剪切试验结果发现在不同法向压力下, 花岗岩残积土应力 - 应变关系曲线均呈现应变硬化型。土体的剪切强度随法向应力增加而上升, 用线性方程可以对两者的关系进行拟合。随土层深度增加, 土体剪切强度明显提高。

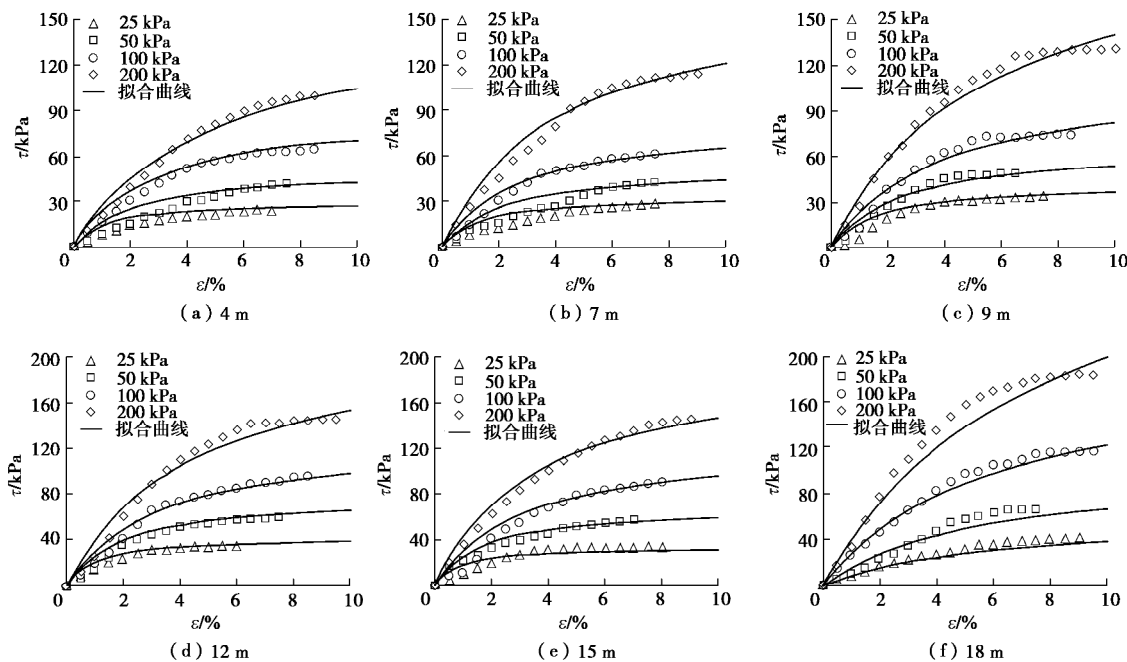


图9 邓肯-张模型计算值与试验值比较

Fig. 9 Comparison between calculated and test values

(2) 通过对 BST 得到的力学参数进行回归分析,发现随着砾粒含量 G 的上升,广义邓肯-张模型参数中的黏聚力 c 和参数 K 呈直线型下降;内摩擦角和应力破坏比 R_f 呈直线型上升;参数 n 先增加后减小,且与 G 保持二次函数关系,说明物理风化程度对广义邓肯-张模型参数有显著影响。

(3) 以砾粒含量为影响因子建立了基于 BST 结果的广义邓肯-张本构模型,得到的原位应力-应变关系的拟合曲线与实测数据具有较好的吻合度,验证了采用广义邓肯-张模型反映残积土力学行为的有效性。

(4) 基于 BST 的广义邓肯-张模型研究不仅加深了对残积土力学行为的认识,也扩大了邓肯-张模型在土力学中的适用范围,为土体原位力学本构关系的研究奠定了基础。

参考文献:

- [1] KONG L W, SAYEM H M, TIAN H. Influence of drying-wetting cycles on soil-water characteristic curve of undisturbed granite residual soils and microstructure mechanism by nuclear magnetic resonance (NMR) spin-spin relaxation time (T_2) relaxometry[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2018, **55**(2): 208 - 216.
- [2] 杨光华. 广东深基坑支护工程的发展及新挑战[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, **31**(11): 2276 - 2284. (YAN Guang-hua. Development and new challenges of deep excavation supporting engineering in Guangdong province[J]. Chinese

Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, **31**(11): 2276 - 2284. (in Chinese))

- [3] DA FONSECA A V, CARVALHO J, FERREIRA C, et al. Characterization of a profile of residual soil from granite combining geological, geophysical and mechanical testing techniques[J]. Geotechnical and Geological Engineering, 2006, **24**(5): 1307 - 1348.
- [4] DA FONSECA A V, SILVA S R, CRUZ N. Geotechnical characterization by in situ and lab tests to the back analysis of a supported excavation in Metro do Porto[J]. Geotechnical and Geological Engineering, 2010, **28**(3): 251 - 264.
- [5] 安然, 黎澄生, 孔令伟, 等. 花岗岩残积土原位力学特性的钻探扰动与卸荷滞时效应[J]. 岩土工程学报, 2020, **42**(1): 109 - 116. (AN Ran, LI Cheng-sheng, KONG Ling-wei, et al. Effects of drilling disturbance and unloading lag on in-situ mechanical characteristics of granite residual soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, **42**(1): 109 - 116. (in Chinese))
- [6] 温勇, 杨光华, 汤连生, 等. 广州地区花岗岩残积土力学特性试验及参数研究[J]. 岩土力学, 2016, **37**(增刊 2): 209 - 215. (WEN Yong, YANG Guang-hua, TANG Lian-sheng, et al. Tests and parameters study of mechanical properties of granite residual soil in Guangzhou area[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, **37**(S2): 209 - 215. (in Chinese))
- [7] 安然, 孔令伟, 黎澄生, 等. 确定残积土原位 G - γ 衰减曲线的建议方法与适宜性分析[J]. 岩土力学, 2018, **39**(12):

- 4429 - 4436. (AN Ran, KONG Ling-wei, LI Cheng-sheng, et al. A proposed method to determine in-situ shear modulus and shear strain decay curves of granite residual soil and its suitability analysis[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, **39**(12): 4429 - 4436. (in Chinese))
- [8] 郑敏洲, 简文彬, 吴茂明. 花岗岩残积土边坡稳定性可靠度分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, **24**(增刊 2): 5337 - 5340. (ZHENG Min-zhou, JIAN Wen-bin, WU Mao-ming. Reliability analysis of stability of granite residual soil slope[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, **24**(S2): 5337 - 5340. (in Chinese))
- [9] BAI Wei, KONG Ling-wei, GUO Aiguo, et al. Stress-strain-electrical evolution properties and damage evolution equation of lateritic soil under uniaxial compression[J]. ASTM international Journal of Testing and Evaluation, 2017, **45**(4): 1247 - 1260.
- [10] 沈珠江. 莫尔-库仑材料的屈服理论[J]. 水利水运科学研究, 1981(2): 1 - 9. (SHEN Zhu-Jiang. A yield theory for Mohr-Cloumb material[J]. Hydro-Science and Engineering, 1981(2): 1 - 9. (in Chinese))
- [11] DRUCKER D C, PRAGER W. Soilmechanics and plastic analysis or limit design[J]. Quarterly of Applied Mathematics, 1952, **10**: 157 - 165.
- [12] DUNCAN J M, CHANG C Y. Nonlinear analysis of steress and starin in soils[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 1970, **96**(SM5): 1629 - 1653.
- [13] LIU M D, CARTER J P. A structured Cam clay model[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2002, **39**(1): 1313 - 1332.
- [14] YAO Y P, HOU W, ZHOU A N. UH model: three-dimensional unified hardening model for overconsolidated clays[J]. Géotechnique, 2009, **59**(5): 451 - 469.
- [15] 黄文熙. 土的弹塑性应力 - 应变模型理论[J]. 岩土力学, 1979, **1**(1): 1 - 20. (HUANG Wen-xi. Theory of Elastoplastic stress-strain model of soil[J]. Rock and Soil Mechanics, 1979, **1**(1): 1 - 20. (in Chinese))
- [16] 沈珠江. 结构性粘土的弹塑性损伤模型[J]. 岩土工程学报, 1993, **15**(3): 21 - 28. (SHEN Zhu-jiang. An elasto-plastic damage model of cemented clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1993, **15** (3): 21 - 28. (in Chinese))
- [17] 殷德顺, 王保田, 王云涛. 不同应力路径下的邓肯-张模型模量公式[J]. 岩土工程学报, 2007, **29**(9): 1380 - 1385. (YIN De-shun, WANG Bao-tian, WANG Yun-tao. Tangent elastic modulus of Duncan-Chang model for different stress paths[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, **29**(9): 1380 - 1385. (in Chinese))
- [18] 李广信. 用旁压试验求 Duncan 双曲线模型的参数[J]. 勘察科学技术, 1986(5): 25 - 29. (LI Guang-xin. The parameters of Duncan hyperbolic model based on pressuremeter test[J]. Site Investigation Science and Technology, 1986(5): 25 - 29. (in Chinese))
- [19] 刘小生, 汪小刚, 马怀发, 等. 旁压试验反演邓肯-张模型参数方法研究[J]. 岩土工程学报, 2004, **26**(5): 601 - 606. (LIU Xiao-sheng, WANG Xiao-gang, MA Huai-fa, et al. Study on back-analysis method of constitutive parameters for Duncan-Chang model based on in-situ pressuremeter tests [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, **26**(5): 601 - 606. (in Chinese))
- [20] 刘军定, 李荣建, 孙 萍, 等. 基于结构性黄土联合强度的邓肯-张非线性本构模型[J]. 岩土工程学报, 2018, **40**(增刊 1): 124 - 128. (LIU Jun-ding, LI Rong-jian, SUN Ping, et al. Duncan-Chang nonlinear constitutive model based on joint strength theory of structural loess[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(S1): 124 - 128. (in Chinese))
- [21] 李晶晶, 孔令伟, 穆 坤. 膨胀土原位孔内剪切试验与强度响应特征[J]. 岩土力学, 2017, **38**(2): 453 - 461. (LI Jing-jing, KONG Ling-wei, MU Kun. In-situ borehole shear test on expansive soil and its strength characteristics[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, **38**(2): 453 - 461. (in Chinese))
- [22] MILLER G A, KHOURY C N. Observations from Borehole Shear Testing in Unsaturated Soil[M]// Unsaturated Soils: Research and Applications. Napoli: Springer Berlin Heidelberg, 2012.
- [23] HANDY R L. Borehole shear test and slope stability[C]// Use of in Situ Tests in Geotechnical Engineering, ASCE, 2008, New York.
- [24] LUTENEGGER A J, HALLBERG G R. Borehole shear test in geotechnical investigations[J]. American Society for Testing and Materials, 1981: 566 - 578.
- [25] ZHANG X W, KONG L W, YIN S, et al. Engineering geology of basaltic residual soil in Leiqiong, southern China[J]. Engineering Geology, 2017, **220**: 196 - 207.
- [26] RAHARDJO H, SATYANAGA A, LEONG E C, et al. Variability of residual soil properties[J]. Engineering Geology, 2012(141/142): 124 - 140.
- [27] ZHAI Q, RAHARDJO H, SATYANAGA A. Variability in unsaturated hydraulic properties of residual soil in

- Singapore[J]. Engineering Geology, 2016, **209**: 21 - 29.
- [28] AN R, KONG L W, GUO A G, et al. A proposed method to determine in-situ shear modulus and shear strain decay curves in different structured soils[C]// 7th International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials, 2019, Glasgow.
- [29] 方 谦, 洪汉烈, 赵璐璐, 等. 风化成土过程中自生矿物的气候指示意义[J]. 地球科学, 2018, **43**(3): 753 - 769. (FANG Qian, HONG Han-lie ZHAO Lu-lu, et al. Climatic Implication of authigenic minerals formed during pedogenic weathering process[J]. Earth Science, 2018, **43**(3): 753 - 769. (in Chinese))
- [30] CERYAN S, ZORLU K, GOKCEOGLU C, et al. The use of cation packing index for characterizing the weathering degree of granitic rocks[J]. Engineering Geology, 2008, **98**(1/2): 60 - 74.
- [31] 吴蓓娟, 彭 渤, 张 坤, 等. 黑色页岩化学风化程度指标研究[J]. 地质学报, 2016, **90**(4): 818 - 832. (WU Bei-juan, ZHOU Shang-zhe, ZHANG Kun. A new chemical index of identifying the weathering degree of black shale[J]. Acta Geologica Sinica, 2016, **90**(4): 818 - 832. (in Chinese))
- [32] 朱思军, 杨光华, 陈富强, 张玉成. 十字板剪切试验在珠三角深厚软土基坑工程中的应用[J]. 广东水利水电, 2016(6): 28 - 33. (ZHU Si-jun, YANG Guang-hua, CHEN Fu-qiang, et al. Application of the vane shear test in excavation engineering in deep and soft soil in the pearl river delta[J]. Guangdong Water Resources and Hydropower, 2016(6): 28 - 33. (in Chinese))
- [33] 王立忠, 赵志远, 李玲玲. 考虑土体结构性的修正邓肯—张模型[J]. 水利学报, 2004, **35**(1): 83 - 89. (WANG Li-zhong, ZHAO Zhi-yuan, LI Ling-ling. Non-linear elastic model considering soil structural damage[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2004, **35**(1): 83 - 89. (in Chinese))

2020年（第九届）国际桥梁与隧道技术大会暨展览会

“2020（第九届）国际桥梁与隧道技术大会”将于2020年9月在广州举办。届时大会将围绕国家重大工程规划建设、智能运维、安全保障等一系列关键问题进行深入研讨，推动前沿科学研究和信息技术融合创新，加快新技术、新工艺、新装备的转化应用，促进我国桥隧基础设施产业转型升级和高质量发展，努力将我国建设成为“桥隧强国”，提升国际影响力和知名度。值此机会，组委会诚邀业界专家代表拨冗莅临，共襄盛会！

一、会议主题

创新引领，建养并重

二、时间和地点

时间：2020年9月23日—25日

地点：广州

三、组织机构

指导单位：中国工程院土木、水利与建筑工程学部、中国土木工程学会

主办单位：上海市土木工程学会、同济大学、广东省公路学会、广东省土木建筑学会、江苏省土木建筑学会、上海市工程建设质量管理协会

官方网站：www.IBTCevents.com

四、会议内容

- (1) 粤港澳大湾区战略交通规划
- (2) 川藏铁路建设关键技术及重大挑战
- (3) 深中通道关键技术与创新
- (4) 重大桥隧工程前沿热点介绍
- (5) 桥隧设计和施工技术创新
- (6) 拟在建桥隧工程最新进展
- (7) 桥隧工程智能运维和安全保障
- (8) 桥隧工程结构安全与健康监测
- (9) 新技术、新材料在桥隧建设和运维中的应用
- (10) 大跨度、特殊结构桥隧施工工艺与装备
- (11) 既有桥隧工程病害整治技术与装备
- (12) 桥隧工业化、信息化现状及趋势

五、组委会秘书处联系方式

联系人：王翔

联系电话：021-51757707

电子邮件：xiang.wang@wintimechina.com。

（摘自《地基处理》）

DOI: 10.11779/CJGE202009018

考虑桩土局部分离的单桩水平瞬态响应分析

丁肇伟, 宋春雨*, 陈龙珠, 孙 红

(上海交通大学船舶海洋与建筑工程学院, 上海 200240)

摘 要: 基于 Novak 薄层单元法和辐射应力理论, 引入势函数解耦土体运动方程, 结合桩土接触面混合边界条件, 推导了 Laplace 域内桩、土位移的辐射应力解。引入 Laplace 数值逆运算的 Durbin 算法及基于 EPAL 的加速收敛算法, 得到了时域上桩、土位移的瞬态响应。将计算结果与采用有限元法、边界元法和连续介质解的结果进行了对比, 验证了考虑桩土分离的必要性和本文方法的有效性, 并分析了桩土局部分离特性对桩和桩周土动力响应的影响。此外, 通过参数分析, 研究了考虑桩土局部分离时, 桩土模量比和桩身长径比对桩身位移瞬态响应的影响。结果表明: 桩土局部分离特性对桩身位移响应幅值和桩周土位移场分布影响显著, 且对桩身位移响应在不同桩土模量比作用下的变化规律有一定的影响。桩土模量比对桩身位移响应影响较为显著, 桩身长径比较小时, 长径比对桩顶位移响应影响较大。

关键词: Novak 薄层单元法; 辐射应力; 局部分离; 冲击荷载; 水平瞬态响应

中图分类号: TU435 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2020)09-1733-09

作者简介: 丁肇伟(1993—), 男, 安徽安庆人, 博士研究生, 主要从事土动力学与基础振动的研究。E-mail: dingzhaowei@sjtu.edu.cn。

Horizontal transient response analysis of single pile considering local separation of pile and soil

DING Zhao-wei, SONG Chun-yu, CHEN Long-zhu, SUN Hong

(School of Navy Architecture, Ocean & Civil Engineering, Shanghai Jiao Tong University, Shanghai 200240, China)

Abstract: Based on the Novak's thin layer element method and the theory of radiant stresses, the radiation stress solution to the displacements of pile and soil in the Laplace domain is derived. The potential function is introduced to decouple the governing equation for soil considering the mixed boundary conditions on the pile-soil interface. The Durbin algorithm and the accelerated convergence algorithms of Laplace numerical inverse operation are used to resolve the transient response in time domain. Compared with those of the continuous solution, finite element and boundary element methods, the validity and reliability of the radiation stress solution are verified, and the influences of the local separation characteristics on the dynamic response of the pile and the soil are analyzed. The parametric studies are carried out, and the effects of the modulus ratio of pile and soil and the slenderness ratio of pile on the transient response of pile under horizontal impact loads are studied. It is shown that the local separation characteristics of the pile-soil interface have a significant influence on the magnitude of the pile displacement and the distribution of the displacement field of the soil around the pile. Moreover, it has certain influences on the variations of displacement response of pile under different modulus ratios between the pile and the soil. The displacement of pile is significantly affected by the modulus ratio and also greatly affected by the slenderness ratio when the value of slenderness ratio is small.

Key words: Novak's thin layer method; radiant stress; local separation; impact force; horizontal transient response

0 引 言

桩基水平瞬态响应的研究开展于20世纪80年代。过去40 a中, 国内外学者在桩基水平瞬态响应方面的研究已经取得了丰硕的成果。已有的方法主要包括以差分法^[1-2]、有限元^[3-4]和边界元^[5-7]为代表的数值方法和 Laplace 变换法^[8-9]。有限差分法等数值方法需要迭代运算, 过程较为繁琐且计算耗时较长, 且需合理设

置人工边界, 来满足能量在边界的透射作用。其中 Mamoon 等^[5]构造了两种不同的边界元分别对桩基在冲击荷载作用下的瞬态响应进行了分析, 并与采用 Laplace 变换方法的计算结果进行了对比。Küçükarslan^[7]

基金项目: 国家自然科学基金项目(51678361, 41572255)

收稿日期: 2019-11-25

*通信作者(E-mail: chysong@sjtu.edu.cn)

对有限和无限域分别采用隐式积分和边界元法,研究了群桩在冲击荷载下的瞬态响应。Chang 等^[4]采用二阶 Higdon 吸收边界和交错网格有限差分法进行数值计算,得到了一类水平冲击荷载下的桩顶动力阻抗。Laplace 变换法过程较为简便,在已有的文献中常作为对照组为数值方法可靠性提供验证。其中龙丽丽等^[8]和刘圆圆等^[9]分别基于动力 Winkler 地基梁法 (BDWF) 和饱和土的连续介质解考虑桩土相互作用,并采用 Laplace 变换法,研究了桩顶受水平冲击荷载作用下的瞬态响应问题。但是,以上文献均假定桩土接触面为连续介质,没有考虑到桩土局部分离的影响,计算得到的桩、土动力响应往往偏小,因而高估了桩、土动力阻抗。

实际单桩与群桩的现场试验记录表明,水平动力荷载作用下,桩前被动区的土体随桩身一起运动,桩后主动区的土体则会与桩身分离,并可能随运动产生间隙^[10]。桩土接触面的这一特性,不仅会削弱桩基的水平动力阻抗,对桩周土位移分布和群桩动力相互作用也有明显影响^[11]。已有的文献中指出,桩土接触面的局部分离特性往往受到桩身表面粗糙程度、桩周土体黏聚力和内摩擦角的影响^[12]。因此对于采用预制桩及桩周土为砂土、粉质黏土的情况,考虑桩土局部分离是相当重要的。此外,在桩身受到船舶、车辆撞击等具有较大能量的瞬时冲击荷载作用时,桩土接触面部分分离的特性往往更加显著。

针对这一问题,Mostafa 等^[13]采用串联的非线性和线性弹簧指代近场和远场土体,其中非线性弹簧的参数考虑了桩土局部分离的影响。Allotey 等^[14]和 Heidari 等^[15]采用两组不受拉弹簧指代桩前被动区和桩后主动区的土体,假定弹簧受拉时断开连接以允许桩土接触面间隙的生成。但是,已有的理论研究往往采用经验化的公式或者包含理想化的假设,且大多只考虑静力作用,因而不适用于瞬态响应问题的研究。因此在现阶段的桩基设计中,有效的理论依据仍不够完备,需要采取较大的安全系数来确保结果的可靠性。本文通过定义桩土接触面边界条件,考虑了桩前被动区和桩后主动区土体和桩身的接触关系,从而得到了能够在动力水平荷载作用下考虑桩土局部分离的辐射应力解。

1 模型建立与假设

水平冲击荷载作用下,各向同性半空间中考虑桩土局部分离的桩土相互作用问题的计算模型如图 1 所示。冲击荷载 $P(t)$ 作用于桩顶中心,在冲击荷载的作用下,桩身与桩前被动区土体紧密接触,与桩后主动

区土体相互分离。运动过程中,土层处于对称受力状态。桩土竖向及水平剖面分别如图 1 (a), (b) 所示, u, u_r, u_q 分别为桩身水平振动位移和桩周土的径向、切向水平振动位移, s_r, t_{rq} 分别为桩周土的法向和切向有效应力,其中 r, q, z 分别为模型的径向、切向和竖向坐标。

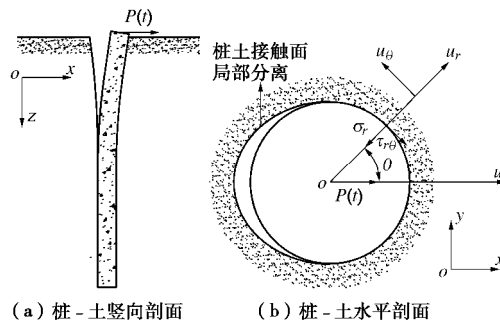


图 1 桩-土相互作用计算模型

Fig. 1 Computational model for pile-soil interaction

在图 1 所示的桩土相互作用模型中,土体在水平方向无限远处有边界条件:

$$\lim_{r \rightarrow \infty} u_r(r, q, z, t) = 0, \quad \lim_{r \rightarrow \infty} u_q(r, q, z, t) = 0. \quad (1)$$

在弧段 $q \in (-\pi/2, \pi/2)$ 上, 桩前被动区土体与桩身的接触面有位移边界条件:

$$u_r(r, q, z, t)|_{r=d/2} = u(z, t) \cos q, \quad (2a)$$

$$u_q(r, q, z, t)|_{r=d/2} = -u(z, t) \sin q. \quad (2b)$$

在桩后主动区土体与桩身的接触面上, 有应力边界条件:

$$s_r(r, q, z, t)|_{r=d/2} = 0, \quad t_{rq}(r, q, z, t)|_{r=d/2} = 0. \quad (3)$$

2 基本理论与方程

2.1 土体控制方程

采用 Novak 薄层单元方法^[16], 在忽略竖向位移的条件下, 任意深度土体运动基本控制方程为

$$G \nabla^2 u_r + (I + G) \frac{\partial e}{\partial r} - \frac{G}{r^2} \left(2 \frac{\partial u_q}{\partial q} + u_r \right) = r \frac{\partial s_r}{\partial r}, \quad (4a)$$

$$G \nabla^2 u_q + (I + G) \frac{1}{r} \frac{\partial e}{\partial r} - \frac{G}{r^2} \left(u_q - 2 \frac{\partial u_r}{\partial q} \right) = r \frac{\partial t_{rq}}{\partial q}, \quad (4b)$$

式中, G, n, r 分别为桩周土体的动剪切模量、动泊松比和密度, 拉梅常数 $I = 2nG/(1-2n)$ 。Laplace 算子 ∇^2 形式 $\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2}{\partial q^2}$, $e = \frac{\partial u_r}{\partial r} + \frac{u_r}{r} + \frac{1}{r} \frac{\partial u_q}{\partial q}$ 为桩周土体积应变。对式 (4) 中土体位移引入势函数分解:

$$u_r = \frac{\partial j}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial f}{\partial q}, \quad u_q = \frac{1}{r} \frac{\partial j}{\partial q} - \frac{\partial f}{\partial r}. \quad (5)$$

采用无量纲化 $\bar{I} = I/G$, $\bar{r} = 2r/d$, $\bar{t} = 2t\sqrt{G/r_s}/d$, $\bar{u} = 2u/d$, $\bar{u}_r = 2u_r/d$, $\bar{u}_q = 2u_q/d$, $\bar{s}_r = s_r/G$, $\bar{t}_{rq} = t_{rq}/G$, 并对时间域进行 Laplace 变换, 其变换形式为 $\bar{f}(d) = \int_0^\infty f(t)e^{-dt}dt$ 。并将式 (5) 代入式 (4), 有

$$\begin{cases} (\nabla^2 + b_1^2)j = 0, \\ (\nabla^2 + b_2^2)f = 0, \end{cases} \quad (6)$$

式中,

$$\begin{cases} b_1^2 = -\frac{d^2}{\bar{I} + 2}, \\ b_2^2 = -d^2. \end{cases} \quad (7)$$

当土层处于对称受力状态时, \bar{u}_r, \bar{s}_r 为 q 的偶函数, \bar{u}_q, \bar{t}_{rq} 为 q 的奇函数, 有

$$\bar{u}_r = \sum_{s=0}^\infty \left[\partial A_{1s} H_s^{(1)}(b_1 \bar{r}) / \partial \bar{r} + s A_{2s} H_s^{(1)}(b_2 \bar{r}) / \bar{r} \right] \cos sq, \quad (8a)$$

$$\bar{u}_q = -\sum_{s=0}^\infty \left[s A_{1s} H_s^{(1)}(b_1 \bar{r}) / \bar{r} + \partial A_{2s} H_s^{(1)}(b_2 \bar{r}) / \partial \bar{r} \right] \sin sq, \quad (8b)$$

$$\bar{s}_r = \frac{2}{\bar{r}^2} \sum_{s=0}^\infty (A_{1s} f_{1s} + A_{2s} f_{2s}) \cos sq, \quad (9a)$$

$$\bar{t}_{rq} = \frac{2}{\bar{r}^2} \sum_{s=0}^\infty (A_{1s} f_{3s} + A_{2s} f_{4s}) \sin sq, \quad (9b)$$

式中, $H_s^{(1)}$, $H_s^{(2)}$ 分别为第 1, 2 种汉克尔函数, 下标 s 指代汉克尔函数的阶数。 $f_{1s} \sim f_{4s}$ 有如下形式:

$$f_{1s} = [s^2 + s - b_2^2 \bar{r}^2 / 2] H_s^{(1)}(b_1 \bar{r}) - b_1 \bar{r} H_{s-1}^{(1)}(b_1 \bar{r}), \quad (10a)$$

$$f_{2s} = -s(s+1) H_s^{(1)}(b_2 \bar{r}) + s b_2 \bar{r} H_{s-1}^{(1)}(b_2 \bar{r}), \quad (10b)$$

$$f_{3s} = s(s+1) H_s^{(1)}(b_1 \bar{r}) + s b_1 \bar{r} H_{s-1}^{(1)}(b_1 \bar{r}), \quad (10c)$$

$$f_{4s} = -[s^2 + s - b_2^2 \bar{r}^2 / 2] H_s^{(1)}(b_2 \bar{r}) + b_2 \bar{r} H_{s-1}^{(1)}(b_2 \bar{r}). \quad (10d)$$

当土层处于反对称受力状态时, \bar{u}_r, \bar{s}_r 为 q 的奇函数, \bar{u}_q, \bar{t}_{rq} 为 q 的偶函数, 有

$$\bar{u}_r = \sum_{s=0}^\infty \left[\partial B_{1s} H_s^{(1)}(b_1 \bar{r}) / \partial \bar{r} + s B_{2s} H_s^{(1)}(b_2 \bar{r}) / \bar{r} \right] \sin sq, \quad (11a)$$

$$\bar{u}_q = \sum_{s=0}^\infty \left[s B_{1s} H_s^{(1)}(b_1 \bar{r}) / \bar{r} + \partial B_{2s} H_s^{(1)}(b_2 \bar{r}) / \partial \bar{r} \right] \cos sq, \quad (11b)$$

$$\bar{s}_r = \frac{2}{\bar{r}^2} \sum_{s=0}^\infty (B_{1s} f_{1s} + B_{2s} f_{2s}) \sin sq, \quad (12a)$$

$$\bar{t}_{rq} = -\frac{2}{\bar{r}^2} \sum_{s=0}^\infty (B_{1s} f_{3s} + B_{2s} f_{4s}) \cos sq. \quad (12b)$$

2.2 混合边界辐射应力解

分别假设桩土接触面上弧元 $q \in (-q_0, q_0)$ 内有均布拉力 \bar{s}_r , \bar{t}_{rq} , 将 \bar{s}_r , \bar{t}_{rq} 各自沿桩周进行 Fourier

余弦级数展开:

$$\bar{s}_r = \frac{\bar{s}_0}{p} \left(q_0 + 2 \sum_{s=1}^\infty \frac{1}{s} \sin sq_0 \cos sq \right) \quad (\bar{t}_{rq} = 0), \quad (13)$$

$$\bar{s}_r = 0, \quad \bar{t}_{rq} = \frac{\bar{t}_0}{\pi} \left(q_0 + 2 \sum_{s=1}^\infty \frac{1}{s} \sin sq_0 \cos sq \right). \quad (14)$$

将式 (13), (14) 分别代入式 (9a), (9b), (12a), (12b), 解得

$$A_{1s} = a_s \bar{s}_0 L_{1s}, \quad A_{2s} = a_s \bar{s}_0 L_{2s}, \quad (15)$$

$$B_{1s} = a_s \bar{t}_0 L_{3s}, \quad B_{2s} = a_s \bar{t}_0 L_{4s}, \quad (16)$$

式中, $s=0$ 时, $a_s = \frac{q_0}{2\pi}$, $s \neq 0$ 时, $a_s = \frac{1}{\pi} \frac{\sin sq_0}{s}$; $L_{1s} \sim$

L_{4s} 形式可以被写为

$$L_{1s} = \frac{F_{4s}}{F_{1s} F_{4s} - F_{2s} F_{3s}}, \quad L_{2s} = \frac{-F_{3s}}{F_{1s} F_{4s} - F_{2s} F_{3s}}, \quad (17)$$

$$L_{3s} = \frac{F_{2s}}{F_{1s} F_{4s} - F_{2s} F_{3s}}, \quad L_{4s} = \frac{-F_{1s}}{F_{1s} F_{4s} - F_{2s} F_{3s}}, \quad (18)$$

式中, $F_{1s} = f_{1s}|_{r=\frac{d}{2}}$, 类似的, 有 $F_{2s} \sim F_{4s}$ 。

将式 (15), (16) 分别代入式 (8a), (8b), (11a), (11b), 可以分别得到包含参数 $L_{1s} \sim L_{4s}$ 的 $\bar{u}_r|_{r=1}, \bar{u}_q|_{r=1}$ 形式, 即弧元 $q \in (-q_0, q_0)$ 内均布拉力 \bar{s}_r, \bar{t}_{rq} 对桩土接触面上位移的影响函数。用 $(x-q)$ 替换其中 q 值并除以弧元上均布拉力之和, 令 $q_0 \rightarrow 0$, 可得到任意一点所受应力对接触面位移分布的影响函数 $G_{1s} \sim G_{4s}$, 其形式可以写为

$$G_{1s} = b_s R_{1s} \cos s(x-q), \quad G_{2s} = b_s R_{2s} \sin s(x-q), \quad (19)$$

$$G_{3s} = b_s R_{3s} \sin s(x-q), \quad G_{4s} = b_s R_{4s} \cos s(x-q), \quad (20)$$

式中, $s=0$ 时 $b_s = \frac{1}{4\pi}$, $s \neq 0$ 时 $b_s = \frac{1}{2\pi}$; $R_{1s} \sim R_{4s}$ 形

式可以被写为

$$R_{1s} = L_{1s} \partial H_s^{(1)}(b_1 \bar{r}) / \partial \bar{r} + s L_{2s} H_s^{(1)}(b_2 \bar{r}) / \bar{r}, \quad (21)$$

$$R_{2s} = s L_{1s} H_s^{(1)}(b_1 \bar{r}) / \bar{r} + L_{2s} \partial H_s^{(1)}(b_2 \bar{r}) / \partial \bar{r}, \quad (22)$$

$$R_{3s} = L_{3s} \partial H_s^{(1)}(b_1 \bar{r}) / \partial \bar{r} + s L_{4s} H_s^{(1)}(b_2 \bar{r}) / \bar{r}, \quad (23)$$

$$R_{4s} = s L_{3s} H_s^{(1)}(b_1 \bar{r}) / \bar{r} + L_{4s} \partial H_s^{(1)}(b_2 \bar{r}) / \partial \bar{r}. \quad (24)$$

土体中辐射应力 \bar{s}_r 为偶函数, \bar{t}_{rq} 为奇函数, 因此对其进行 Fourier 正弦及余弦展开有

$$\bar{s}_r = \sum_{m=0}^\infty c_{1m} \cos mq, \quad \bar{t}_{rq} = \sum_{m=0}^\infty c_{2m} \sin mq. \quad (25)$$

将式 (19), (20) 代入式 (25), 由于辐射应力的作用, 孔壁上土层中任意一点产生的位移有如下形式:

$$\bar{u}_r = \left[\sum_{s=0}^\infty b_s R_{1s} \sum_{m=0}^\infty c_{1m} F_{ms} - \sum_{s=0}^\infty b_s R_{3s} \sum_{m=0}^\infty c_{2m} Y_{ms} \right] \cos sq, \quad (26)$$

$$\frac{1}{u_q} = - \left[\sum_{s=0}^{\infty} b_s R_{2s} \sum_{m=0}^{\infty} c_{1m} F_{ms} + \sum_{s=0}^{\infty} b_s R_{4s} \sum_{m=0}^{\infty} c_{2m} Y_{ms} \right] \sin sq, \quad (27)$$

式中, F_{ms} , Y_{ms} 有如下形式:

$$F_{ms} = \begin{cases} \frac{\sin\left(\frac{m-s}{2}\right)\pi}{m-s} + \frac{\sin\left(\frac{m+s}{2}\right)\pi}{m+s} & (m \neq s), \\ \frac{\pi}{2} & (m = s), \end{cases} \quad (28a)$$

$$Y_{ms} = \begin{cases} \frac{\sin\left(\frac{m-s}{2}\right)\pi}{m-s} - \frac{\sin\left(\frac{m+s}{2}\right)\pi}{m+s} & (m \neq s), \\ \frac{\pi}{2} & (m = s). \end{cases} \quad (28b)$$

同时土体中位移 $\frac{1}{u_r}$ 为偶函数, $\frac{1}{u_q}$ 为奇函数, 分别对 $\frac{1}{u_r}$, $\frac{1}{u_q}$ 进行余弦和正弦级数展开, 有

$$\frac{1}{u_r} = \frac{h_0}{2} + \sum_{p=0}^{\infty} h_p \cos pq \quad \frac{1}{u_q} = \sum_{p=0}^{\infty} k_p \sin pq, \quad (29)$$

式中, $h_p = \frac{2}{p} \int_0^p \frac{1}{u_r} \cos pq dq$, $k_p = \frac{2}{p} \int_0^p \frac{1}{u_q} \sin pq dq$ 。

将式 (29) 代入式 (2), (3), (26), (27), 在桩土接触面上对满足位移、应力边界条件的不同区域分别进行积分, 可得

$$g_p \frac{1}{u} - \sum_{s=0}^{\infty} b_s F'_{sp} \left[R_{1s} \sum_{m=0}^{\infty} c_{1m} F_{ms} - R_{3s} \sum_{m=0}^{\infty} c_{2m} Y_{ms} \right] = \frac{1}{4b_p} (c_{1p} R_{1p} - c_{2p} R_{3p}) \quad (p=0, 1, 2, L), \quad (30)$$

$$d_p \frac{1}{u} - \sum_{s=0}^{\infty} b_s Y'_{sp} \left[R_{2s} \sum_{m=0}^{\infty} c_{1m} F_{ms} + R_{4s} \sum_{m=0}^{\infty} c_{2m} Y_{ms} \right] = \frac{1}{4b_p} (c_{1p} R_{2p} + c_{2p} R_{4p}) \quad (p=1, 2, 3, L), \quad (31)$$

式中, F'_{sp} , Y'_{ms} , g_p , d_p 有如下形式:

$$F'_{sp} = \begin{cases} \frac{\sin\left(\frac{s-p}{2}\right)\pi}{s-p} + \frac{\sin\left(\frac{s+p}{2}\right)\pi}{s+p} & (s \neq p), \\ -\frac{\pi}{2} & (s = p), \end{cases} \quad (32a)$$

$$Y'_{sp} = \begin{cases} \frac{\sin\left(\frac{s-p}{2}\right)\pi}{s-p} - \frac{\sin\left(\frac{s+p}{2}\right)\pi}{s+p} & (s \neq p), \\ -\frac{\pi}{2} & (s = p), \end{cases} \quad (32b)$$

$$g_p = \begin{cases} \frac{\sin\left(\frac{p+1}{2}\right)\pi}{p+1} + \frac{\sin\left(\frac{p-1}{2}\right)\pi}{p-1} & (p \neq 1), \\ \frac{\pi}{2} & (p = 1), \end{cases} \quad (32c)$$

$$d_p = \begin{cases} \frac{\sin\left(\frac{p+1}{2}\right)\pi}{p+1} - \frac{\sin\left(\frac{p-1}{2}\right)\pi}{p-1} & (p \neq 1), \\ -\frac{\pi}{2} & (p = 1), \end{cases} \quad (32d)$$

联立式 (30), (31), 令阶数 $m=p=s$, 并将 c_{1m} , c_{2m} 的系数展开为矩阵形式进行求解。在计算中, 需要对阶数 s 取合适的值。为了确保结果的收敛性, 在本文后续计算中均取 $s=20$ 。需要指出的是, 这里得到的 c_{1m} , c_{2m} , 是包含 Laplace 域桩身位移 $\frac{1}{u}$ 的函数。由此可以得到冲击荷载作用下 Laplace 域内土层动力阻抗:

$$\frac{1}{q} = \int_{-\frac{\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}} \bar{S}_r \cos qd q - \bar{t}_{rq} \sin qd q \quad (33)$$

土层动刚度和动阻尼分别为

$$\frac{1}{q_k} = -\frac{1}{u} \operatorname{Re} \left(\sum_{m=0}^{\infty} c_{1m} g_m + c_{2m} d_m \right) \quad (34a)$$

$$\frac{1}{q_c} = \frac{1}{u} \operatorname{Im} \left(\sum_{m=0}^{\infty} c_{1m} g_m + c_{2m} d_m \right) \quad (34b)$$

2.3 桩顶瞬态响应的 Adomian 分解法

根据欧拉-伯努利梁简化理论求解桩身水平振动位移幅值, 其偏微分方程为

$$E_p I_p \frac{\partial^4}{\partial z^4} u(z, t) + r_p A_p \frac{\partial^2}{\partial t^2} u(z, t) + (q_k + i q_c) u(z, t) = 0 \quad z \in (0, l) \quad (35)$$

式中, l 为桩身长度, I_p , r_p , E_p , A_p 分别是桩的截面惯性矩、密度、弹性模量和截面积。对式 (35) 进行无量纲化和 Laplace 变换, 有

$$\frac{d^4}{d\bar{z}^4} \frac{1}{u} = 4 \frac{d^2 \bar{r}_p + (\bar{q}_k + i \bar{q}_c)/\pi}{\bar{E}_p} \frac{1}{u} \quad (36)$$

式中, $\bar{E}_p = E_p / G$, $\bar{z} = 2z / d$, $\bar{l} = 2l / d$, $\bar{r}_p = r_p / r_s$ 。

根据 Adomian 分解方法, 桩在 Laplace 域内瞬态响应可以分解表示为

$$\frac{1}{u} = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{1}{u}^{[n]} \quad (37)$$

$$\text{令 } a^4 = 4 \frac{d^2 \bar{r}_p + (\bar{q}_k + i \bar{q}_c)/\pi}{\bar{E}_p}, \text{ 线性算子 } L = \frac{d^4}{d\bar{z}^4},$$

同时代入式 (36), (37), 有

$$L^{-1} L \frac{1}{u} = \frac{1}{u} - \frac{1}{u} \Big|_{\bar{z}=0} - \frac{d \frac{1}{u}}{d\bar{z}} \Big|_{\bar{z}=0} - \frac{\bar{z}^2}{2} \frac{d \frac{1}{u}}{d\bar{z}^2} \Big|_{\bar{z}=0} - \frac{\bar{z}^3}{6} \frac{d \frac{1}{u}}{d\bar{z}^3} \Big|_{\bar{z}=0} \quad (38)$$

$$L^{-1} L \frac{1}{u} = a^4 L^{-1} \frac{1}{u} = a^4 L^{-1} \sum_{n=0}^{\infty} \frac{1}{u}^{[n]} \quad (39)$$

将式 (39) 代入式 (38), 有

$$\left. \frac{\partial u}{\partial \bar{z}} \right|_{\bar{z}=0} = \left. \frac{\partial u}{\partial \bar{z}} \right|_{\bar{z}=0} + \frac{d}{d\bar{z}} \left. \frac{\partial u}{\partial \bar{z}} \right|_{\bar{z}=0} \bar{z} + \frac{d^2}{d\bar{z}^2} \left. \frac{\partial u}{\partial \bar{z}} \right|_{\bar{z}=0} \frac{\bar{z}^2}{2} + \frac{d^3}{d\bar{z}^3} \left. \frac{\partial u}{\partial \bar{z}} \right|_{\bar{z}=0} \frac{\bar{z}^3}{6} + a^4 L^{-1} \sum_{n=0}^{\infty} \left. \frac{\partial u}{\partial \bar{z}} \right|_{\bar{z}=0}^{[n]}. \quad (40)$$

式(40)可以用如下的递推关系表示:

$$\left. \frac{\partial u}{\partial \bar{z}} \right|_{\bar{z}=0}^{[0]} = \left. \frac{\partial u}{\partial \bar{z}} \right|_{\bar{z}=0} + \frac{d}{d\bar{z}} \left. \frac{\partial u}{\partial \bar{z}} \right|_{\bar{z}=0} \bar{z} + \frac{d^2}{d\bar{z}^2} \left. \frac{\partial u}{\partial \bar{z}} \right|_{\bar{z}=0} \frac{\bar{z}^2}{2} + \frac{d^3}{d\bar{z}^3} \left. \frac{\partial u}{\partial \bar{z}} \right|_{\bar{z}=0} \frac{\bar{z}^3}{6}, \quad (41)$$

$$\left. \frac{\partial u}{\partial \bar{z}} \right|_{\bar{z}=0}^{[n]} = a^4 L^{-1} \sum_{n=0}^{\infty} \left. \frac{\partial u}{\partial \bar{z}} \right|_{\bar{z}=0}^{[n-1]}. \quad (42)$$

对于如图1所示的桩土相互作用模型,假设桩上下边界均为自由边界,桩顶受到水平冲击荷载 $P(t)$ 作用。由此在桩顶、桩底分别有边界条件:

$$\left. \frac{d^2}{d\bar{z}^2} u(z,t) \right|_{\bar{z}=0} = 0 \quad \left. \frac{d^3}{d\bar{z}^3} u(z,t) \right|_{\bar{z}=0} = -\frac{P(t)}{E_p I_p}, \quad (43)$$

$$\left. \frac{d^2}{d\bar{z}^2} u(z,t) \right|_{\bar{z}=l} = 0 \quad \left. \frac{d^3}{d\bar{z}^3} u(z,t) \right|_{\bar{z}=l} = 0. \quad (44)$$

将式(43), (44)代入式(41), (42), 整理递推式得

$$I_{11} \left. \frac{\partial u}{\partial \bar{z}} \right|_{\bar{z}=0} + I_{12} \frac{d}{d\bar{z}} \left. \frac{\partial u}{\partial \bar{z}} \right|_{\bar{z}=0} + I_{13} \bar{P} = 0, \quad (45a)$$

$$I_{21} \left. \frac{\partial u}{\partial \bar{z}} \right|_{\bar{z}=0} + I_{22} \frac{d}{d\bar{z}} \left. \frac{\partial u}{\partial \bar{z}} \right|_{\bar{z}=0} + I_{23} \bar{P} = 0, \quad (45b)$$

式中, $\bar{P}(t) = 4P(t)/\pi d^2 G$, I_{11} , I_{12} , I_{13} , I_{21} , I_{22} , I_{23} 是由桩、土参数和边界条件决定的常数,对于确定的桩、土参数和边界条件,其均为定值。因此,解得

$$\left. \frac{\partial u}{\partial \bar{z}} \right|_{\bar{z}=0} = -\frac{I_{22}I_{13} - I_{12}I_{23}}{I_{11}I_{22} - I_{12}I_{21}} \bar{P}, \quad (46a)$$

$$\frac{d}{d\bar{z}} \left. \frac{\partial u}{\partial \bar{z}} \right|_{\bar{z}=0} = \frac{I_{11}I_{23} - I_{21}I_{13}}{I_{11}I_{22} - I_{12}I_{21}} \bar{P}. \quad (46b)$$

3 算例对比与参数分析

3.1 Laplace 数值反演计算方法

对由式(46)得到的 Laplace 域内瞬态响应解进行 Laplace 逆变换,可以得到瞬态动力响应的时域解, Laplace 逆变换公式为

$$f(t) = \frac{1}{2\pi i} \int_{c-i\infty}^{c+i\infty} f(d) e^{dt} dd. \quad (47)$$

对于较复杂的函数形式,其时域形式很难直接解出。Durbin^[17]基于 Fourier 级数展开,将 Laplace 逆变换的问题转化为一个广义积分问题,给出了两组计算公式:

$$f_{(I)}(t) = \frac{2}{T} \left[\frac{1}{2} f(c) + \sum_{k=1}^N \operatorname{Re} f \left(c + \frac{k\pi}{T} i \right) \cos \frac{k\pi t}{T} \right], \quad (48)$$

$$f_{(II)}(t) = -\frac{2e^{ct}}{T} \left[\sum_{k=1}^N \operatorname{Im} f \left(c + \frac{k\pi}{T} i \right) \sin \frac{k\pi t}{T} \right]. \quad (49)$$

通过令其中 $f(t) = [f_{(I)}(t) + f_{(II)}(t)]/2$, 可以有效

处理 $f(t)$ 具有间断点的情况。另外, $f_{(I)}(t)$ 与 $f_{(II)}(t)$ 相对 $f(t)$ 的误差偏向相反,因此对于不同的参数 c , T , 利用优化模型 $\min_{c \in (0, \infty)} |f_{(I)}(t) - f_{(II)}(t)|$, 可以得到较为精

确的解答。另外本文采用了 ε -algorithm (EPAL) 优化了计算的收敛过程, ε -algorithm (EPAL) 是将 Durbin 逆运算算法分解为如下的级数形式,其收敛性和应用范围的论述参考于 Crump^[18]与 Honig^[19]。

$$C_k = \frac{e^{ct}}{T} \left[\operatorname{Re} f \left(c + \frac{k\pi}{T} i \right) \cos \frac{k\pi t}{T} - \operatorname{Im} f \left(c + \frac{k\pi}{T} i \right) \sin \frac{k\pi t}{T} \right], \quad (50)$$

$$f_N(t) = \frac{1}{2} C_0 + \sum_{k=1}^N C_k. \quad (51)$$

3.2 算例对比与分析 I

为验证本文解的有效性,并探讨考虑桩土局部分离对桩、土位移瞬态响应的影响。参考文献[9]中参数,本文采用如图2所示的三角形冲击荷载,其中 $P_{\max} = 10^6$ kN, 冲击荷载持续时间 $\Delta \bar{t} = 10$, 桩周土体泊松比 $n_s = 0.4$, 桩身弹性模量 $E_p = 280$, 密度 $\bar{\rho}_p = 1.6$, 直径 $d = 2$ m, 桩身长度 $\bar{l} = 75$ 。

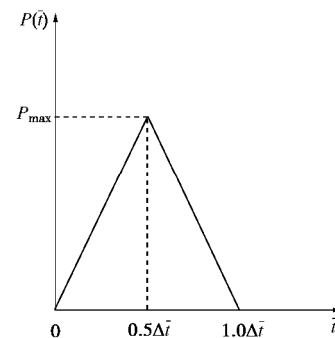


图2 三角形冲击荷载时程

Fig. 2 Time histories of triangular impact force

分别采用本文方法和有限元法计算桩-土的位移时程,并与边界元法^[5-6]和连续介质解^[9]的计算结果进行对比。其中边界元法和连续介质解均假定桩土接触面连续紧密接触,有限元法假定桩土相互作用为硬接触,摩擦系数取 $\tan(0.8j')$ ^[12],其中 j' 为桩周土体内摩擦角。如图3所示,与边界元法和连续介质解相比,采用本文方法得到的桩顶位移幅值增大 57.3% ~ 61.0%,证明了文献[5]中关于“实际工程中,桩土接触面会发生部分屈服和局部脱开、滑移,因而,实际位移可能与文中计算结果相距甚远”的推论。相对于有限元法,采用本文方法得到的桩顶位移幅值减小 19.6%,这是由于有限元法计算中桩土接触面存在相对滑移。此外,由图3中桩顶运动时程可以看出,采用本文方法、有限元和边界元法计算得到的桩顶位移均有较为明显冲击一回弹一再冲击的现象,而连续介质解则没有这种现象。原因是基于平面应变模型计算

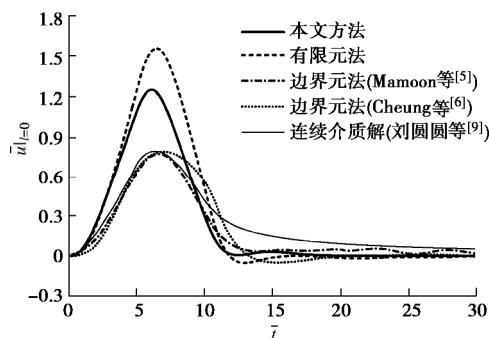
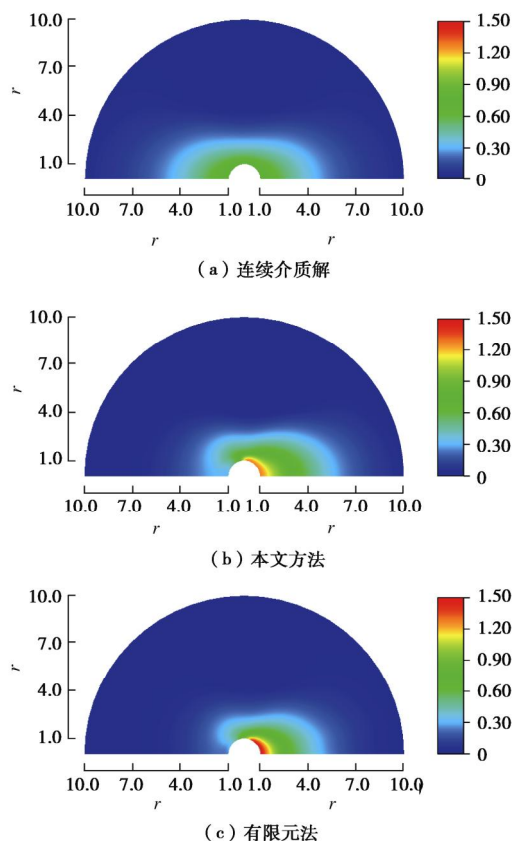


图3 桩顶水平位移对比

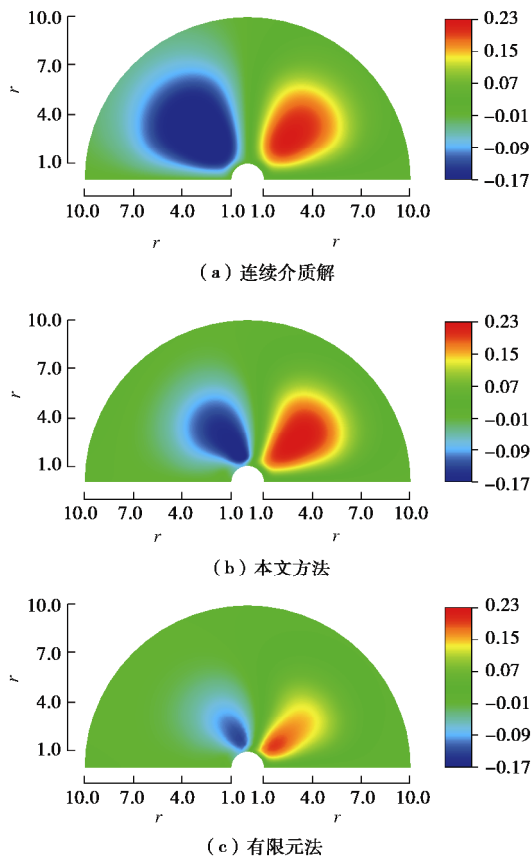
Fig. 3 Comparison of transverse displacements at pile top

得到的土层水平动阻尼较三维模型偏大^[20],忽略桩土局部分离特性和高频冲击荷载^[21]使其偏差更为显著。因而在桩土模量比较小时,采用连续介质解的桩土相互作用模型呈现出“过阻尼”的状态,此时计算结果与实际情况可能存在较大差异。

图4、5分别给出了采用本文方法、有限元法和连续介质解^[9]计算得到的地表 x 、 y 方向位移场分布,其中 x 、 y 方向分别平行和垂直于桩身运动方向(见图1)。时间因子 \bar{t} 取6.2,如图3所示,此时上述几种方法得到的桩顶位移均接近于时程曲线最大值。如图4(b), (c)所示,本文方法和有限元法计算得到的地面位移场较为接近。与图4(a)中连续介质解的结果相比,桩后主动区土体位移较小,与桩身出现较为明显的相对位移。

图4 $\bar{t}=6.2$ 时刻地表 x 方向位移场分布Fig. 4 Displacement fields in x direction when $\bar{t}=6.2$

另外,如图5(a),(b)所示,考虑桩土局部分离时,桩身运动对桩侧后土体的动力作用较不考虑桩土局部分离的结果有一定削弱。图5(c)中有限元法由于考虑了桩侧土体的滑移,桩身运动对桩侧土体影响进一步降低。可以看出,是否考虑桩土局部分离,对桩周土位移场分布有显著影响。值得指出的是,在Tuladhar等^[11]采用有限元法和现场试验对桩土局部分离特性的研究中,所得到的桩周土位移场与本文结果有相同的规律。此外,文献[11]中同时采用有限元法分析了不考虑桩土局部分离的对比组,所得到的桩周土位移场和采用连续介质解^[9]的结果相似,且均与试验结果存在较大差异。以上对比进一步地表明了在设计中考虑桩土局部分离的必要性和本文方法的可信度。

图5 $\bar{t}=6.2$ 时刻地表 y 方向位移场分布Fig. 5 Displacement fields in y direction when $\bar{t}=6.2$

3.3 算例对比与分析II

为研究桩土局部分离在不同模量比下对桩、土位移瞬态响应的影响,参考文献[6]中参数,采用如图6所示的阶跃荷载,其中 $\Delta\bar{t}=0.1761$,桩周土体剪切模量 $G=1.716$ MPa,泊松比 $\nu_s=0.4$,桩身无量纲密度 $\bar{r}_p=1.5$,桩长 $\bar{l}=55$,直径 $d=0.8$ m。

图7给出了采用本文方法和边界元法^[6]在不同模量比下计算得到的桩顶水平位移时程曲线。如图7所示,考虑桩土分离时,模量比对桩顶位移的影响与不

考虑桩土分离的情况较为一致。随着桩土模量比的增加, 桩身刚度逐渐增加, 桩顶位移逐渐减小。值得指出的是, 在 $\bar{t}=25\Delta\bar{t}$ 时, 桩土模量比 $E_p/E_s=50$ 情况下的桩顶位移约为模量比 $E_p/E_s=1000$ 的 209.5%, 而文献 [6] 中采用边界元法的结果约为 161.4%。对比可见, 计算中若不考虑桩土局部分离, 得到的桩土模量比对桩身瞬态动力响应的影响, 较考虑桩土局部分离的结果偏小。

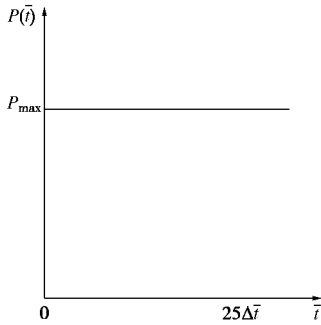


图 6 阶跃荷载时程

Fig. 6 Time histories of Heaviside force

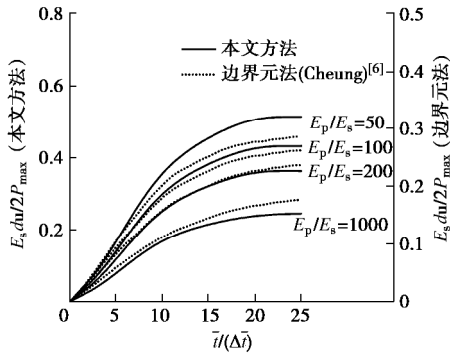


图 7 不同模量比下桩顶水平位移对比

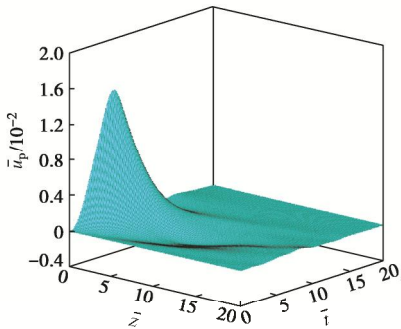
Fig. 7 Comparison of transverse displacements at pile top under different modulus ratios

3.4 参数分析

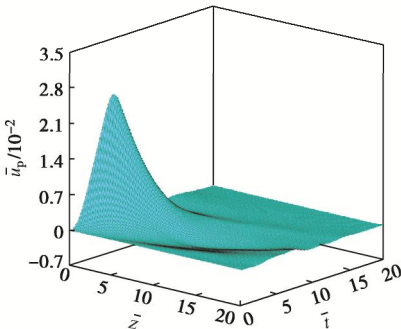
为分析考虑桩土局部分离时, 桩土各参数对桩身瞬态响应的影响。本文采用如图 2 所示的三角形冲击荷载进行分析讨论。其中 $P_{\max}=10^3$ kN, 冲击荷载持续时间 $\Delta\bar{t}=10$, 泊松比 $n_s=0.3$, 桩身弹性模量 $E_p=25$ GPa, 无量纲密度 $\bar{r}_p=1.6$, 桩长 $l=12$ m, 直径 $d=0.6$ m。

图 8 给出了不同模量比 (E_p/E_s) 情况下, 桩身位移在时域上的变化过程。可见, 桩顶位移与所施加荷载的变化规律较为一致。如图 8 所示, 随着桩土模量比的增加, 桩周土体刚度逐渐减小, 桩身位移逐渐增加, 位移中性点逐渐下移, 表现出桩身运动对桩周土影响深度逐渐增加的趋势。需要说明的是, 图 7, 8 的计算中分别假定桩周土和桩身弹性模量保持一致, 因此模量比对桩顶水平位移产生了不同的影响。此外, 不同模量比情况下, 桩顶位移到达峰值所需时长均较为接近, 但位移沿深度向下传递时间逐渐缩短。另外,

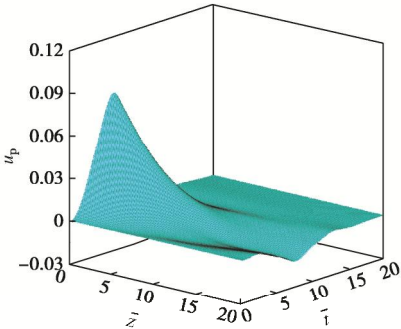
桩顶受冲击荷载时, 在时域上能明显观察到冲击一回弹一再冲击的过程和波动前进的趋势, 显示出了桩身位移在时域上的波动性。



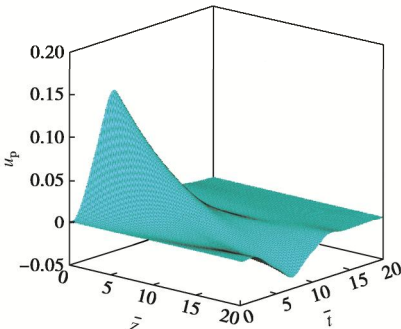
(a) $E_p/E_s=100$



(b) $E_p/E_s=200$



(c) $E_p/E_s=1000$



(d) $E_p/E_s=2000$

图 8 冲击荷载作用下桩身位移时程

Fig. 8 Time histories of displacement of pile under impact force

图 9 给出了在不同时刻, 桩土模量比 (E_p/E_s) 和桩身長径比 (\bar{l}) 对桩顶位移的影响。可见, 随着长径比的增加, 各时刻桩顶位移呈现逐渐减小的趋势, 且在长径比较小时减小的速率较大; 当长径比较大时

桩顶位移逐渐趋于稳定,此时长径比对桩顶位移影响可以忽略不计。图中★指代长径比限值 l^* 的位置,其对应的桩顶位移与40倍长径比作用下的桩顶位移相差5%。如图9所示,随着桩土模量比的逐渐增加,长径比 l^* 总体上有逐渐增大的趋势,指出桩身运动对桩周土体的影响深度逐渐增加。对于不同类型的桩土模量比, l^* 的取值大致在区间[8.6~18]内。

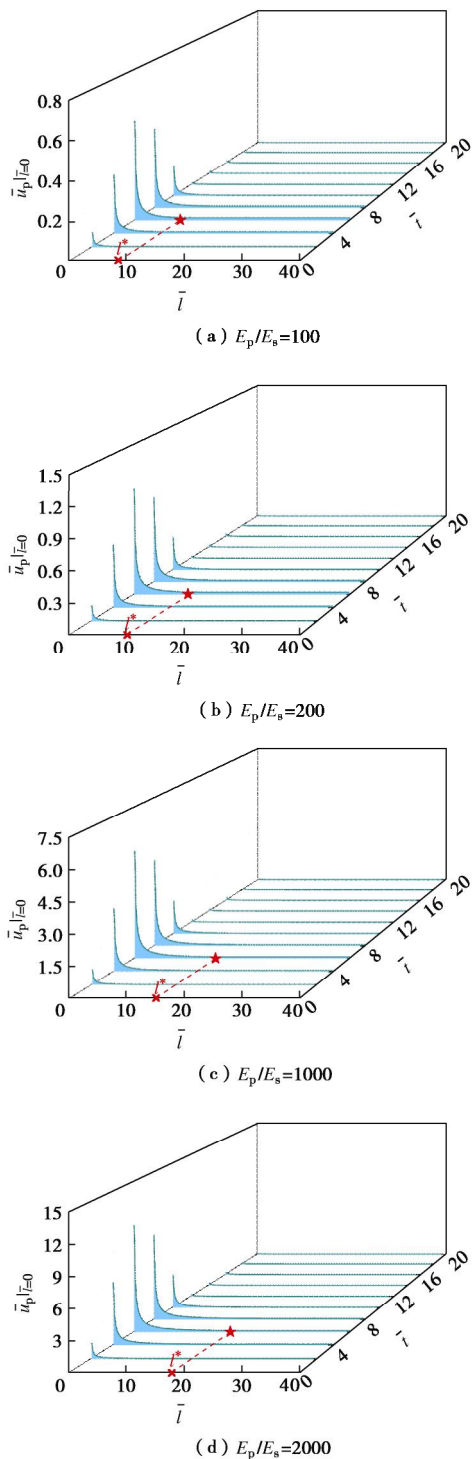


图9 冲击荷载作用下长径比对桩顶位移幅值的影响

Fig. 9 Effects of slenderness ratio on displacement of pile top under impact force

4 结 论

(1)采用本文方法计算出的桩顶位移瞬态响应和桩周土位移场与实验结果和有限元法结果更接近。而忽略桩土局部分离,一方面过高地估计了桩周土体的动力阻抗,导致冲击荷载作用下,桩身位移过小,且能量在土体中较快消散,使得桩顶位移呈现出类似“过阻尼”的状态;另一方面,计算得到的桩后主动区土体位移场分布与试验结果存在较大差异。上述现象和规律,可以为桩基设计提供初步参考。

(2)冲击荷载作用下,桩土模量比对桩身瞬态动力响应影响较为显著。忽略桩土局部分离,会导致低估模量比对桩顶位移响应的影响。

(3)冲击荷载作用下,桩身長径比较小时,桩顶位移响应受桩身長径比影响较大。桩土模量比较大时,桩身运动对桩周土体的影响范围较大。

参考文献:

- [1] ZHU B, CHEN R P, CHEN Y M. Transient response of piles-bridge under horizontal excitation[J]. Journal of Zhejiang University (Science A), 2003, **4**(1): 28 - 34.
- [2] 龙丽丽, 刘东甲, 卢志堂, 等. 基于 Timoshenko 梁模型的完整桩瞬态横向振动模拟计算[J]. 合肥工业大学学报, 2011, **34**(3): 403 - 407. (LONG Li-li, LIU Dong-jia, LU Zhi-tang, et al. Simulation and calculation of transient lateral vibration of integrate piles based on Timoshenko beam[J]. Journal of Hefei University of Technology, 2011, **34**(3): 403 - 407. (in Chinese))
- [3] MAHESHWARI B K, TRUMAN K Z, NAGGAR M H E, et al. Three-dimensional finite element nonlinear dynamic analysis of pile groups for lateral transient and seismic excitations[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2004, **41**(1): 118 - 133.
- [4] CHANG X M, GAO F, LU Z T, et al. A study on lateral transient vibration of large diameter piles considering pile-soil interaction[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2016, **90**: 211 - 220.
- [5] MAMOON S M, BANERJEE P K. Time-domain analysis of dynamically loaded single piles[J]. Journal of Engineering Mechanics, 1992, **118**(1): 140 - 160.
- [6] CHEUNG Y K, THAM L G, LEI Z X. Transient response of single piles under horizontal excitations[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1995, **24**(7): 1017 - 1038.
- [7] KÜÇÜKARSLAN S. Transient analysis of piles and pile

- groups in non-homogeneous soil[J]. *Archive of Applied Mechanics*, 2008, **78**(1): 21 - 31.
- [8] 龙丽丽, 刘东甲, 蒋红, 等. 水平瞬态荷载下基桩的动力响应分析[J]. *合肥工业大学学报*, 2012, **35**(7): 951 - 956. (LONG Li-li, LIU Dong-jia, JIANG Hong. Dynamic response of piles subjected to transient lateral loading[J]. *Journal of Hefei University of Technology*, 2012, **35**(7): 951 - 956. (in Chinese))
- [9] 刘圆圆, 王星华, 章敏, 等. 饱和土中单桩水平瞬态响应研究[J]. *岩土力学*, 2013, **34**(9): 2699 - 2706. (LIU Yuan-yuan, WANG Xing-hua, ZHANG Min, et al. Transient response of single pile under horizontal load in saturated soil[J]. *Rock & Soil Mechanics*, 2013, **34**(9): 2699 - 2706. (in Chinese))
- [10] HUSSEIN M N, TOBITA T, IAI S, et al. Soil-pile separation effect on the performance of a pile group under static and dynamic lateral loads[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2010, **47**(11): 1234 - 1246.
- [11] TULADHAR R, MAKI T, MUTSUYOSHI H. Cyclic behavior of laterally loaded concrete piles embedded into cohesive soil[J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2008, **37**(1): 43 - 59.
- [12] KULHAWY F H. *Drilled Shaft Foundations*[M]. Springer US: Foundation Engineering Handbook, 1991.
- [13] MOSTAFA Y E, EL NAGGAR M H. Dynamic analysis of laterally loaded pile groups in sand and clay[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2002, **39**(6): 1358 - 1383.
- [14] ALLOTEY N, EL NAGGAR M H. Generalized dynamic Winkler model for nonlinear soil-structure interaction analysis[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2008, **45**(4): 560 - 573.
- [15] HEIDARI M, EL NAGGAR M H, JAHANANDISH M, et al. Generalized cyclic p - y curve modeling for analysis of laterally loaded piles[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2014, **63**: 138 - 149.
- [16] NOGAMI T, NOVAK M. Resistance of soil to a horizontally vibrating pile[J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 1977, **5**(3): 249 - 261.
- [17] DURBIN F. Numerical inversion of Laplace transforms: an efficient improvement to Dubner and Abate's method[J]. *The Computer Journal*, 1974, **17**(4): 371 - 376.
- [18] CRUMP K S. Numerical inversion of Laplace transforms using a Fourier series approximation[J]. *Journal of the Acm*, 1976, **23**(1): 89 - 96.
- [19] HONIG G, HIRDES U. A method for the numerical inversion of Laplace transforms[J]. *Journal of Computational and Applied Mathematics*, 1984, **10**(1): 113 - 132.
- [20] ANOYATIS G, MYLONAKIS G, LEMNITZER A. Soil reaction to lateral harmonic pile motion[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2016, **87**: 164 - 179.
- [21] ANOYATIS G, LEMNITZER A. Dynamic pile impedances for laterally-loaded piles using improved Tajimi and Winkler formulations[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2017, **92**: 279 - 297.

DOI: 10.11779/CJGE202009019

振动作用下碎石桩复合地基渗流理论分析与物理模拟

刘凯^{1, 2}, 周燕国^{1, 2}, 孙政波³, 陈云敏^{1, 2}

(1. 浙江大学软弱土与环境土工教育部重点实验室, 浙江 杭州 310058; 2. 浙江大学岩土工程研究所, 浙江 杭州 310058;

3. 浙江省建筑设计研究院, 浙江 杭州 310006)

摘要: 碎石桩技术是常用的抗液化处理措施之一。在地震荷载作用时, 由于桩体材料比桩间土渗透性更高, 能够加快地基土体超静孔压的消散从而部分或完全消除地基的液化可能性。首先将单根碎石桩及其影响范围的地基土当做一个表征体元, 将碎石桩影响边界处的孔压作为已知条件, 基于已有解析解推导了碎石桩复合地基竖向和水平向渗流的计算表达式。并开展了一组碎石桩处理地基超重力振动台模型试验, 用提出的碎石桩复合地基径向渗流解得到总渗流量, 并基于地基土体的体积守恒关系得到计算沉降值, 与试验结果吻合, 从而验证了提出的碎石桩复合地基渗流计算公式的正确性。进一步基于所推导的渗流计算表达式, 分析了本次超重力振动台模型试验碎石桩复合地基水平向和竖向渗流演化规律。

关键词: 碎石桩复合地基; 振动荷载; 解析解; 渗流排水; 超重力模型试验

中图分类号: TU435; TU411

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)09-1742-09

作者简介: 刘凯(1993—), 男, 博士研究生, 主要从事土动力学与地震工程方面的研究工作。E-mail: 11612027@zju.edu.cn。

Theoretical analysis and physical modeling of stone columns-improved ground under shaking loading

LIU Kai^{1, 2}, ZHOU Yan-guo^{1, 2}, SUN Zheng-bo³, CHEN Yun-min^{1, 2}

(1. Key Laboratory of Soft Soils and Geoenvironmental Engineering of Ministry of Education, Hangzhou 310058, China; 2. Institute of

Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 3. Zhejiang Province Institute of Architectural Design and

Research Institute, Hangzhou 310006, China)

Abstract: The stone column technique is one of the liquefaction mitigation methods used in liquefiable deposit. Owing to the higher permeability of stone column materials than that of the surrounding soil, the stone columns may expedite the drainage process of the excess pore pressure under seismic loading so that to partly or completely eliminate the triggering of liquefaction. One stone column with the influenced surrounding soil is treated as a representative element, and based on the previous analytical solution to this problem, the analytical solutions for vertical and radial drainages are obtained by considering the excess pore water pressure on the boundary of single stone column-influenced area as the known condition. The centrifugal model tests on stone column-improved ground are carried out. The total drainage water in the centrifuge model improved by stone columns is calculated using the above analytical solution, and is further converted into the settlement based on the equivalent relationship between the seepage discharge and the volumetric change of the surrounding soil. The calculated settlement is found to be in good agreement with the measured one in experiment, which verifies the proposed solution. Furthermore, the evolution of horizontal and vertical drainages of stone column composite deposit in the model tests is analyzed by combining the derived analytical solutions for water drainage with the test results.

Key words: stone column-improved ground; shaking loading; analytical solution; water drainage; hypergravity physical modeling

0 引言

地震液化是国内外历次大地震中导致土工建筑物失效破坏和造成严重经济损失的主要因素之一^[1-3]。地震液化导致的地面过大沉降和水平侧移是造成房屋、桥梁和地下生命管线等基础设施破坏的主要原因。

当前国内外采用的可液化地基处理技术主要包括换填

基金项目: 国家自然科学基金项目(51988101, 51578501, 51778573, 51978613); 高等学校学科创新引智计划项目(B18047)

收稿日期: 2019-11-18

*通信作者(E-mail: qzking@zju.edu.cn)

法、加密处理、固化技术(水泥、微生物固化等)、导排法(加速超静孔压消散)等,碎石桩法被认为是最经济和抗液化内涵最全面的技术手段,其抗液化效果在以往国内外历次大地震中得到检验^[4-5]。在碎石桩复合地基中,桩体材料渗透性比地基土更大,在地震过程中和震后可以作为排水通道,缩短渗流路径,改善排水条件。因此,可加速地震时场地超静孔隙水压力消散,使振动时孔压增长和消散同时发生,降低孔压峰值,提高处理地基的抗液化能力。

黄茂松等结合实际工程对振冲碎石桩加固饱和粉砂地基各施工过程的孔压规律进行了全面研究^[6],并建议了可应用于工程分析的碎石桩排水效应简化分析方法^[7]。此外,国内外许多学者从模型试验和理论研究层面对碎石桩复合地基排水效应或固结过程展开研究。李立军等^[8]通过常重力振动台模型试验对比了碎石桩和水泥土桩加固液化地基的效果,发现碎石桩模型中地基土的超静孔压明显更小,由此得出碎石桩复合地基的排水效应对地基土抗液化贡献更为显著;Sasaki等^[9]将饱和砂箱固定在常重力振动台上研究砾石桩的排水性能和地基土超静孔压增长和消散特性,发现砾石排水桩可以迅速降低土体中的超静孔压水平,防止地基液化;Huang等^[10]通过常重力振动台试验发现,经碎石桩处理后的场地在振动过程中超静孔压累积速率明显降低,地基土体的整体刚度增强,地表沉降显著减小;Dashti等^[11]开展的超重力振动台试验表明,碎石桩加速了地震过程中地基土体三维排水过程,显著减小液化持时并进一步减小了震后残余沉降量;Badanagki等^[12]通过离心模型试验发现碎石桩的排水效应显著减小了倾斜场地的水平和竖向位移。

Seed等^[13]最早建立了考虑碎石桩水平向排水的微分方程,通过引入室内三轴不排水试验得到的孔压增长模型,得到考虑地震荷载的碎石桩复合地基的孔压控制方程,通过数值求解得到了不同碎石桩设计参数下超静孔压增长和消散规律并用于指导工程实践;徐志英^[14]建立了考虑地震过程中砾石排水桩径竖向排水的处理场地超静孔压演化偏微分方程,给出了超孔隙水压力的一般解析式。其后,国内学者在理论层面对碎石桩复合地基的堆载固结问题研究较多:Tang等^[15]建立了变荷载作用下考虑井阻效应和涂抹效应的径竖向组合渗流解析解;郭彪等^[16]推导了考虑桩体和土体径竖向渗流、上部荷载逐级施加、扰动区渗透系数线性变化的较全面的散体材料桩复合地基解析解;卢萌盟等^[17-18]给出了考虑桩体固结与土体渗透性抛物线变化和地基中附加应力沿深度线性分布的荷载效应的碎石桩复合地基固结解析解。

由此可见,模型试验主要集中在碎石桩排水效应和抗液化效果的宏观现象观测,尚未和理论研究相结

合;而碎石桩理论研究多集中于对碎石桩复合场地堆载预压固结的孔压解析表达,而考虑地震荷载的研究成果多把建立的超静孔压解析式与按照Seed简化方法得到的等效振次相联系,并未对碎石桩复合地基的排水性能进行深入研究。振动荷载作用下碎石桩复合地基的渗流与排水性能值得进一步研究。

本文在已有解析解的基础上,进一步推导了任意荷载作用下考虑径竖向渗流的碎石桩复合地基水平向和竖向渗流计算表达式,并开展了一组碎石桩处理地基超重力振动台模型试验,结合本文推导的径竖向渗流量表达式,发现计算得到的沉降量与模型试验实测沉降量吻合良好,验证了本文提出的碎石桩复合地基径竖向渗流计算表达式的正确性。

1 微分方程的建立

地震引起的振动荷载作用于散体材料桩复合地基时,可认为各桩体和桩周土的受力性状相同,任选一受力变形复合体作为分析计算模型,如图1所示。本文做以下假设:①桩体和桩周土遵循等应变假设,即在同一深度处地基土体和桩体的竖向变形相等;②复合地基中水的渗流符合达西定律;③忽略桩体内的水平向渗流;④在任一深度 z 处,从土体流入桩体的水量等于桩体中向上水流的增量;⑤土体饱和、土颗粒和水不可压缩。

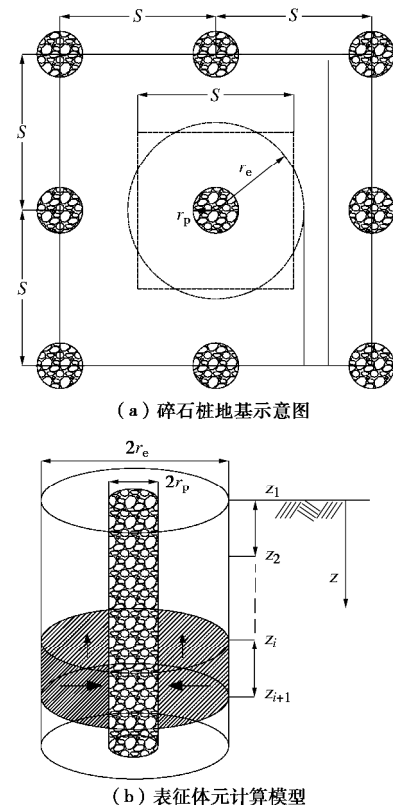


图1 碎石桩处理地基计算模型示意图

Fig. 1 Schematic diagram of numerical model for stone column-improved ground

根据有效应力原理,任意时刻变荷载作用下土体的应力应变关系满足下式:

$$e_v = \frac{S'}{E_s} = \frac{q - \bar{u}_s}{E_s}, \quad (1)$$

式中, e_v 为土体体变, E_s 为土体压缩模量, q 为任意荷载作用下产生的总应力, 一般用经验孔压模型替代^[13], \bar{u}_s 为土体任一深度的平均超静孔压。

式(1)两边对时间求偏导得

$$\frac{\partial e_v}{\partial t} = -\frac{1}{E_s} \left[r \frac{\partial \bar{u}_s}{\partial t} - \frac{\partial q}{\partial t} \right]. \quad (2)$$

根据文献[15, 19], 对于径竖向渗流情况, 由饱和土体变与固结排水量等量关系以及达西定律, 可得

$$-\frac{k_{sh}}{g_w} \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left(r \frac{\partial u_s}{\partial r} \right) - \frac{k_{sv}}{g_w} \frac{\partial^2 \bar{u}_s}{\partial z^2} = \frac{\partial e_v}{\partial t}, \quad (3)$$

式中, k_{sh} 和 k_{sv} 分别为地基土的水平向和竖向渗透系数, g_w 为水的重度。

根据假设④, 且根据碎石桩与土体交界面处连续条件可得

$$\frac{\partial^2 u_p}{\partial z^2} = -\frac{2k_{sh}}{r_p k_p} \frac{\partial u_s}{\partial r} \Big|_{r=r_p}, \quad (4)$$

式中, u_p 为任一深度处桩体内的超静孔压, r_p 为桩体半径, k_p 为桩体渗透系数。

任一深度地基土的平均超静孔压值定义参考已有研究^[15-17]:

$$\bar{u}_s = \int_{r_p}^{r_e} \frac{1}{\pi(r_e^2 - r_p^2)} \times 2\pi r u_s dr, \quad (5)$$

式中, r_e 为碎石桩单桩影响半径。

式(2)~(5)为碎石桩复合地基微分控制方程。方程求解的初始条件和边界条件为

$$\frac{\partial u_s}{\partial r} \Big|_{r=r_e} = 0, \quad (6)$$

$$u_p \Big|_{z=0} = 0, \quad \bar{u}_s \Big|_{z=0} = 0, \quad (7)$$

$$\frac{\partial u_p}{\partial z} \Big|_{z=H} = 0, \quad \frac{\partial \bar{u}_s}{\partial z} \Big|_{z=H} = 0, \quad (8)$$

$$\bar{u}_s \Big|_{t=0} = u_0(z) = 0, \quad (9)$$

$$u_s \Big|_{r=r_p} = u_p. \quad (10)$$

2 微分方程的求解

参照 Tang 等^[15, 19]对该类问题的求解过程和解的形式, 可得如下 \bar{u}_s 的解析表达式:

$$\bar{u}_s(z, t) = \int_0^t \frac{dq}{dz} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{2}{M} \sin \frac{Mz}{H} e^{-A_m(t-z)} dz, \quad (11)$$

式中, z 为任意荷载施加的时刻, $A_m = A_1 + A_v$,

$$A_v = \frac{k_{sv} E_s}{g_w} \cdot \frac{M^2}{H^2}, \quad A_1 = \frac{b}{1 + y^2 \left(\frac{H}{M} \right)^2 - A y^2}, \quad M = \frac{2m+1}{2} \pi$$

$$(m=0, 1, 2, \dots), \quad b = 2E_s k_h / (g_w r_e^2 C_n), \quad y^2 = 2(N^2 - 1) \cdot$$

$$k_h / (k_w r_e^2 C_n), \quad N = \frac{r_e}{r_p} \text{ 为井径比。}$$

式(3)两边对 r 积分两次, 并利用边界条件(6)和(10)可得

$$u_s = \frac{g_w}{2k_{sh}} \left(r_e^2 \ln \frac{r}{r_p} - \frac{r^2 - r_p^2}{2} \right) \left(\frac{\partial e_v}{\partial t} + \frac{k_{sv}}{g_w} \frac{\partial^2 \bar{u}_s}{\partial z^2} \right) + u_p. \quad (12)$$

将式(11)和式(2)代入式(12)可得

$$u_s = R(r) \cdot G(q, t, z) + u_p, \quad (13)$$

式中,

$$G(q, t, z) = \frac{g_w}{2k_{sh}} \cdot \left\{ \frac{1}{E_s} \left[\frac{\partial q}{\partial z} - \sum_{m=1}^{\infty} \frac{2}{M} \sin \frac{Mz}{H} \cdot \int_0^t \left[\frac{d}{dt} \left(\frac{dq}{dz} \right) e^{-A_m(t-z)} - A_m \frac{dq}{dz} e^{-A_m(t-z)} \right] \cdot dz \right] - \frac{k_{sv}}{g_w} \int_0^t \frac{dq}{dz} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{2M}{H^2} \sin \frac{Mz}{H} e^{-A_m(t-z)} dz \right\},$$

$$R(r) = \left(r_e^2 \ln \frac{r}{r_p} - \frac{r^2 - r_p^2}{2} \right).$$

由式(13)可见, 在碎石桩桩径影响范围内(影响半径为 r_e), 土体任一深度的超静孔压 u_s 可以写成 R 与 G 的乘积与该深度桩体内孔压值 u_p 的和。其中, 函数 R 仅仅是关于半径 r 的函数, 而函数 G 与 z , t 和 q 相关。以上说明土体中某一深度距离碎石桩中心距为 r ($r_p \leq r \leq r_e$) 的超静孔压 u_s 分布形式仅与 r 有关, 不同外荷载仅是通过函数 G 和 u_p 影响超静孔压的大小。

在 dt 时间内, 深度 z 处桩周土径向(水平向)通过碎石桩排水的流量为

$$\Delta(q_{sc})_z = k_{sh} iA = \frac{k_{sh}}{g_w} \frac{\partial u_s}{\partial r} \Big|_{r=r_p} 2\pi r_p dz dt. \quad (14)$$

进一步考虑式(13), 式(14)可化为

$$\Delta(q_{sc})_z = \frac{k_{sh}}{g_w} G(z, t, q) \left(\frac{r_e^2}{r_p} - r_p \right) 2\pi r_p dz dt. \quad (15)$$

式(15)对时间积分即可得到超静孔压累积和消散过程中桩周土深度 z 处通过碎石桩的水平向排水量。

假设碎石桩处理地基中单桩影响范围边界处的超静孔压为 $u_e \Big|_{r=r_e=u_e(z, t)}$, 且假设在地基土中超静孔压从产生到消散过程中满足 $u_e(z, t) \gg u_p$, 则式(13)可化为

$$u_s \approx G(q, z, t) \left(r_e^2 \ln \frac{r}{r_p} - \frac{r^2 - r_p^2}{2} \right), \quad (16)$$

且,

$$u_e(z,t) \approx G(q,z,t) \left(r_e^2 \ln \frac{r_e}{r_p} - \frac{r_e^2 - r_p^2}{2} \right) \quad (17)$$

结合式 (15), (16), (17) 可得

$$\Delta(q_{sc})_z = \frac{k_{sh}}{g_w} \frac{u_e(z,t)}{\left(r_e^2 \ln \frac{r_e}{r_p} - \frac{r_e^2 - r_p^2}{2} \right)} \left(\frac{r_e^2}{r_p} - r_p \right) 2\pi r_p dz dt \quad (18)$$

式 (18) 即为在 dt 时间内深度 z 处地基土通过桩体水平向排水的流量计算式。

将式 (16) 代入式 (5), 并结合式 (17), 可得某一深度土体的平均孔压为

$$\bar{u}_s \approx \frac{\frac{r_e^4}{r_e^2 - r_p^2} \ln \frac{r_e}{r_p} - \frac{3}{4} r_e^2 + \frac{1}{4} r_p^2}{\left(r_e^2 \ln \frac{r_e}{r_p} - \frac{r_e^2 - r_p^2}{2} \right)} u_e(z,t) \quad (19)$$

由此得到在 dt 时间内, 在深度 z_i 和 z_{i+1} 处地基土土竖向渗流流量公式为

$$\Delta(q_s)_{z=z_i \sim z_{i+1}} = \frac{\pi k_{sv} r_e^2 (1 - A_r)}{g_w (z_{i+1} - z_i) \left(r_e^2 \ln \frac{r_e}{r_p} - \frac{r_e^2 - r_p^2}{2} \right)} \left[\frac{r_e^4}{r_e^2 - r_p^2} \ln \frac{r_e}{r_p} - \frac{3}{4} r_e^2 + \frac{1}{4} r_p^2 \right] [u_e(z_i,t) - u_e(z_{i-1},t)] dt \quad (20)$$

3 超重力模型试验验证

3.1 试验设备和试验材料

利用浙江大学 ZJU-400 超重力离心机振动台开展了一组碎石桩处理地基的模型试验, 以验证本文所提出计算公式的正确性。超重力离心机通过高速旋转使得模型土体恢复原型自重应力, 然后通过机载振动台在模型底部实现地震动输入, 从而模拟原型场地地震响应和液化灾变过程^[20]。本次试验在 50g 离心加速度下进行, 选用粘滞系数为水的 50 倍的甲基硅油保证模型动力时间与渗流时间相似比尺一致。

采用层状剪切模型箱模拟自由场地边界条件, 内部尺寸(长×宽×高)为 730 mm×330 mm×425 mm。为了合理模拟现场地基土的渗透特性, 试验地基土体选用福建细砂掺 10% 的粉土(钱塘江粉土), 碎石桩采用粗粒径的福建砂, 两种材料的基本物性参数和颗粒曲线分别见表 1 和图 2。由表 1 可见, 碎石桩材料渗透系数约为地基土体的 800 倍。Seed 等^[13]建议对于碎石桩处理地基, 碎石桩材料的渗透系数一般为处理地基土体的两个数量级以上。因此, 模型试验设计地基土体和碎石桩材料的渗透特性符合工程实际情况。

| 表 1 试验材料基本物理参数 | | | | | |
|---|-------|---|---|---|------------------------|
| Table 1 Physical properties of test materials | | | | | |
| 指标 | G_s | ρ_{\max} /(g·cm ⁻³) | ρ_{\min} /(g·cm ⁻³) | ρ_{\min} /(g·cm ⁻³) | k /(m/s, 27℃) |
| 福建砂掺 10% 粉土 | 2.647 | 1.765 | 1.386 | 1.695 | 1.864×10^{-5} |
| 福建粗砂 | 2.644 | 1.713 | 1.489 | 1.605 | 1.49×10^{-2} |

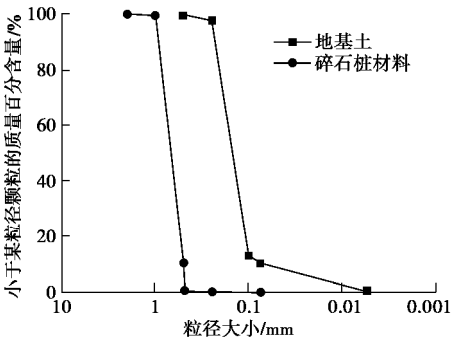


图 2 试验材料级配曲线

Fig. 2 Grain-size distribution curves of test materials

3.2 模型布置

模型试验传感器布置如图 3 所示。模型土层厚度为 400 mm。在振动台台面布置一个三向加速度计记录模型底层振动输入, 在中轴线左侧 50 mm 沿深度布置 6 个水平加速度计, 在中轴线右侧 50 mm 沿深度布置 6 个孔压计, 分别在距离中轴线左右两侧各 150 mm 对称布置土压力计和弯曲元, 在模型地表布置 1 个激光位移传感器监测模型的表面沉降。

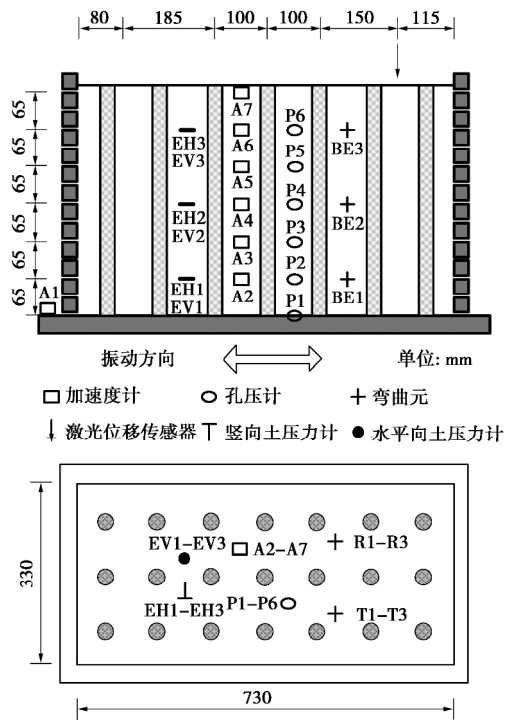


图 3 离心模型试验布置图

Fig. 3 Schematic configurations of centrifuge model

在模型地基中设计了 3×7 共 21 根碎石桩, 桩体贯穿整个液化土层。碎石桩的桩径 d 采用和 Adalier 等^[21] 的离心模型试验原型尺寸一致, 为 1.5 m, 对应模型尺寸为 3 cm, 桩间设计为 10 cm, 计算得到碎石桩处理地基的置换率为 7%。

考虑到前述公式推导假设地基土的渗透系数为常数, 本文选用频率 1 Hz、峰值加速度小于 $0.05g$ 的等幅正弦波作为台面输入 (如图 4 所示), 以避免过大的振动引起过高的超静孔压甚至触发液化, 导致地基土体渗透系数发生显著变化^[22]。试验共进行两次振动, 振动 1 结束后, 所有通道稳定 15 min 以上等待振动 1 产生的超静孔压完全消散, 再开始振动 2。

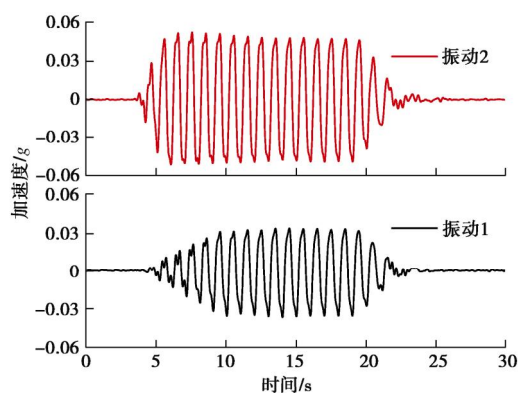


图 4 两次台面振动输入

Fig. 4 Input motions at base of two shaking events

3.3 典型试验结果

图 5, 6 分别给出了两次振动的模型地表沉降和模型内部超静孔压时程曲线。由图 5 可见, 振动初期地表沉降出现“不降反升”的异常现象。有两个可能的原因: 首先, 在振动初期的近似不排水循环剪切过程中, 由于模型土体需要满足变形协调导致模型地表出现上下起伏的动态变形, 但平均 (残余) 位移是向下发展的; 此外, 振动造成超静孔压上升, 模型土体骨架有瞬态卸载、有限膨胀的响应, 也会造成模型地表短时的微小隆起。

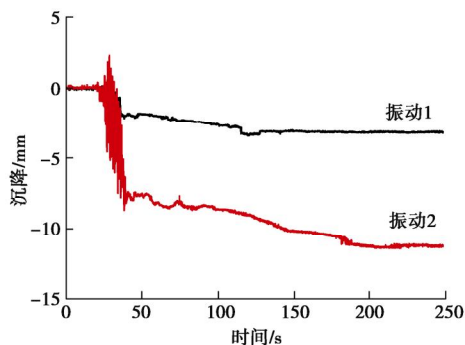
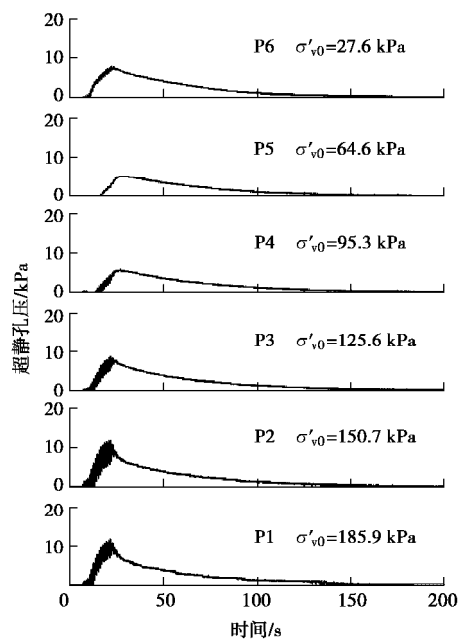


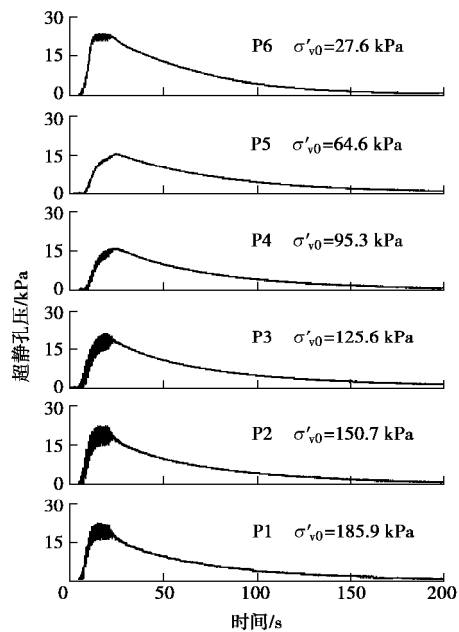
图 5 模型地表沉降时程曲线

Fig. 5 Time histories and prediction of surface settlement

由图 6 可见, 随着振动的发生, 模型不同深度土层的超静孔压随着振动迅速累积, 并在振动结束时达到峰值。振动 1 中, 不同深度超静孔压峰值在 6~13 kPa; 振动 2 中, 不同深度的超静孔压峰值在 16~22 kPa。振动停止后, 模型深层的超静孔压消散比浅层更快, 说明振后模型内孔隙水向上渗流。



(a) 振动1



(b) 振动2

图 6 超静孔压时程曲线

Fig. 6 Time histories of excess pore water pressure

对照图 5, 6, 可以发现地表沉降发展与超静孔压消散存在对应关系。地表沉降与超静孔压累积主要发生在振动过程, 振后随着超静孔压消散沉降继续发生, 但振后固结沉降比例相对较小, 这与以往离心机振动

台试验结果一致^[23]。主要原因在于模型地基地表是自由排水边界, 振动过程中就发生了显著的孔隙水向上消散。由图6可见, 振动1情况模型全部深度的超静孔压比 ($r_u = u/s'_{v0}$, u 为任意时刻的超静孔压, s'_{v0} 为初始上覆有效应力) 都小于 0.4, 振动对模型地基造成的损伤较小, 对应模型地表沉降较小; 振动2情况模型浅层 r_u 接近 0.8, 其余深度 r_u 小于 0.3, 模型地表沉降大于振动1引起的地表沉降。

已有研究^[24]表明, 砂土液化时土体渗透系数比未液化时增大数量级的倍数。Shahir 等^[25]提出的随超静孔压比变化的砂土变渗透系数表达式如下:

$$\frac{k}{k_i} = \begin{cases} 1 + (a-1)r_u^{b_1}, & r_u < 1 \quad (\text{孔压累积阶段}) \\ a, & r_u = 1 \\ 1 + (a-1)r_u^{b_2}, & r_u < 1 \quad (\text{孔压消散阶段}) \end{cases} \quad (21)$$

式中, k_i 为未液化前渗透系数初始值, a 为液化时渗透系数增大的倍数, b_1 和 b_2 分别为孔压累积阶段和消散阶段的常数, 与土体材料有关。

结合图6, 对式(21)中参数取值 $a=10$, $b_1=2$ 和 $b_2=10$, 可得当 r_u 分别等于 0.3, 0.4 和 0.8 时, 对应的渗透系数增大倍数分别为 1.8, 2.4 和 6.7。由图6可见, r_u 处于峰值的时间占整个超静孔压从产生到消散的时间比例不足 5%。因此, 两次振动引起的超静孔压比不足以引起整个模型深度土体渗透系数的显著变化, 本文采用常渗透系数假设基本合理。

3.4 渗流公式正确性验证

由图3可见, 孔压计布置在 4 根碎石桩围成的正方形的中点, 可近似认为孔压计测值为碎石桩桩径影响范围边界 r_e 上的值。为验证式(18)和(20)的正确性, 利用地基地表沉降量对振动过程中场地超静孔压从产生到消散时间 T 内的总排水量 Q 进行校核。假设土颗粒和饱和流体不可压缩, 则总排水量等于地基沉降引起的体变值。注意到本文计算模型是基于单桩影响范围的场地沉降, 排水量和地表沉降的计算都是基于单桩影响范围, 即得到的总排水量 Q 需除以单桩影响范围的地基土面积才得到对应的沉降量。碎石桩水平排水总量 Q_L 为地基各深度水平向排水量之和, 而竖向排水总量 Q_V 只考虑最浅层竖向排水量, 即

$$Q = Q_L + Q_V, \quad (22)$$

$$Q_L = \int_0^H \int_0^T \Delta(q_{sc})_z dt dz, \quad (23)$$

$$Q_V = \int_0^T \Delta(q_s)_{\text{top_layer}} dt. \quad (24)$$

图7为根据两次振动超静孔压时程, 通过式(22)计算沉降值和激光位移计实测沉降值。由图7可见, 振动1情况下本文计算值与实测值接近, 而振动2情

况下的计算值稍小于实测值。由前述可知, 振动2作用下模型浅层土体的渗透系数增大了 6.7 倍, 本文“振动过程中地基土体渗透系数不变”的假设略微低估了模型浅层桩体的渗流量。

图8给出了根据式(22)反算得到的沉降时程预测曲线。由图8可见, 振动阶段实测沉降比计算值显著偏大; 对于振后渗流固结过程, 实测值与计算值接近。由于本文提出的渗流量计算公式仅考虑渗流固结效应, 对模型在振动过程中可能出现的诸如渗流速率效应和液化时渗透系数变化等^[26-27]无法合理描述, 可以认为本文公式适用于预测土体振后沉降规律。

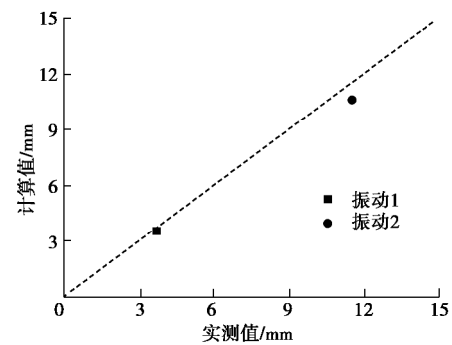


图7 模型地表沉降实测值和计算值对比

Fig. 7 Comparison between measured and predicted surface settlements

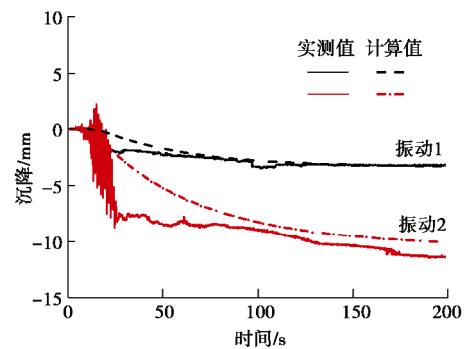


图8 模型地表沉降时程实测值和计算值对比

Fig. 8 Time histories of measured and predicted surface settlement

3.5 碎石桩复合地基振动排水特性分析

结合本次离心模型试验土体参数、碎石桩布置和不同深度超静孔压时程, 根据式(18)和式(20)得到如图9所示的两次振动下碎石桩复合地基竖向和水平渗流流量随时间变化关系。

由图9可见, 水平向和竖向渗流排水在振动一开始就有, 表明一旦产生超静孔压, 在水力梯度作用下地基就开始进行竖向和水平向排水。在振动阶段地基土体不同深度通过碎石排水的渗流速率逐渐加快, 振动停止后渗流速率基本保持稳定, 随着超静孔压消散渗流速率逐渐降低。以上径竖向渗流随时间发展规律

与图5所示的沉降时程一致。另外,两次振动下地基土体通过碎石桩的水平向渗流量随深度的增加而逐渐增大,不同深度土体通过碎石桩水平向排水量与相应的超静孔压水平正相关。两次振动下竖向渗流量都在浅层最大,且比较接近浅层水平向渗流量,但远小于深层水平向排水量。

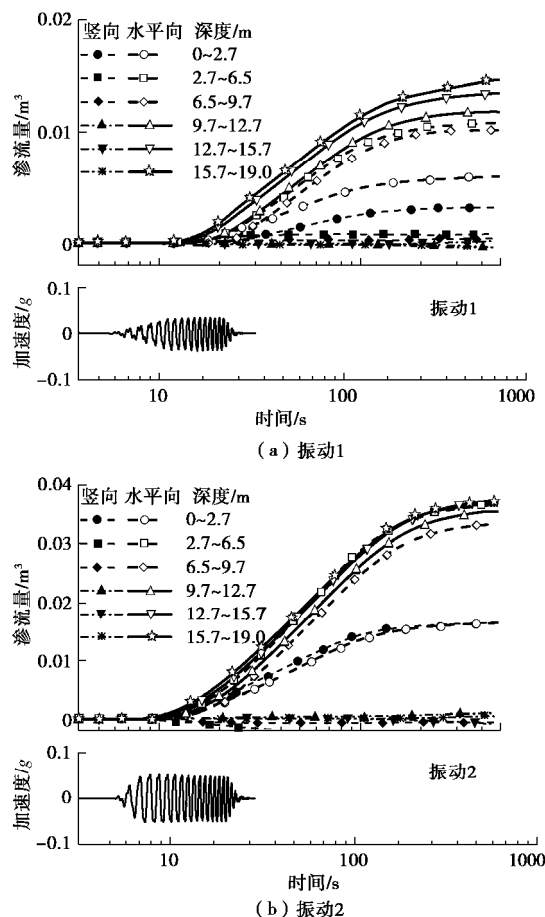


图9 碎石桩复合地基渗流时程

Fig. 9 Time histories of discharge water in stone column-improved ground

4 结 论

本文针对振动荷载作用下碎石桩复合地基的渗流与排水性能问题,基于已有的解析解,进一步推导了任意荷载作用下碎石桩复合地基水平向和竖向渗流计算表达式,并开展了一组碎石桩处理地基超重力振动台模型试验进行验证,得到如下3点结论。

(1)将单根碎石桩及其影响范围的地基土作为一个表征体元来研究,以碎石桩单桩影响边界处的孔压值为已知条件,得到了任意荷载作用下碎石桩复合地基竖向和水平向渗流量计算公式。

(2)假设土颗粒和水不可压缩,将计算得到的模型地基排水量换算为地表沉降值,发现最终沉降的计

算值与模型试验实测值一致,验证了本文推导的碎石桩复合地基渗流量计算公式的正确性。

(3)将模型试验测得的超静孔压与本文推导的渗流量计算公式相结合,给出了本次模型试验中不同深度水平向和竖向渗流时程,与实测沉降时程基本吻合。碎石桩复合地基的水平向渗流起主要作用,竖向渗流贡献较小;受下大上小的孔压梯度场的驱动,深层的水平向渗流量明显大于浅层。

在实际工程中,如果能基于地震动强度指标等获得易液化场地的超静孔压水平,则可以利用本文提出的计算公式估算处理地基的震后排水量和地表沉降值,为工程设计和抗震性能调控提供依据。

参考文献:

- [1] 黄雨,于淼, BHATTACHARYA S. 2011年日本东北地区太平洋近海地震地基液化灾害综述[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(5): 834 - 840. (HUANG Yu, YU Miao, BHATTACHARYA S. Review on liquefaction induced damages of soils and foundations during the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake(Japan)[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(5): 834 - 840. (in Chinese))
- [2] ZHOU Yan-guo, CHEN Yun-min, LING Dao-sheng. Shear wave velocity-based liquefaction evaluation in the great Wenchuan Earthquake: a preliminary case study[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2009, 8(2): 231 - 239.
- [3] 周燕国,李永刚,丁海军,等. 砂土液化后再固结体变规律表征与离心模型试验验证[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(10): 1838 - 1845. (ZHOU Yan-guo, LI Yong-gang, DING Hai-jun, et al. Characterization of reconsolidation volumetric strain of liquefied sand and validation by centrifuge model tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, 36(10): 1838 - 1845. (in Chinese))
- [4] BHATTACHARYA S, HYODO M, GODA K, et al. Liquefaction of soil in the Tokyo Bay area from the 2011 Tohoku (Japan) earthquake[J]. Soil Dynamics Earthquake Engineering, 2011, 31(11): 1618 - 1628.
- [5] 陈国兴,顾小锋,常向东,等. 1989~2011期间8次强地震中抗液化地基处理成功案例的回顾与启示[J]. 岩土力学, 2015, 36(4): 1102 - 1118. (CHEN Guo-xing, GU Xiao-feng, CHANG Xiang-dong, et al. Review and implication of successful ground improvement cases about mitigating soil

- liquefaction induced by 8 strong earthquakes from 1989 to 2011[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2015, **36**(4): 1102 - 1118. (in Chinese))
- [6] 黄茂松, 陈云敏, 吴世明. 振冲碎石桩加固饱和粉砂粉土地基试验研究[J]. *岩土工程学报*, 1992, **14**(6): 69 - 73. (HUANG Mao-song, CHEN Yun-min, WU Shi-ming. Strengthening of saturated silty soils by vibro replacement stone columns[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 1992, **14**(6): 69 - 73. (in Chinese))
- [7] 黄茂松, 吴世明, 赵竹占. 振动挤密砂桩与振冲碎石桩抗液化分析[J]. *浙江大学学报 (工学版)*, 1992, **26**(2): 165 - 171. (HUANG Mao-song, WU Shi-ming, ZHAO Zhu-zhan. Liquefaction analysis of subsoil strengthened by vibroflotation stone pile method and vibro-compaction sand pile method[J]. *Journal of Zhejiang University (Engineering Science)*, 1992, **26**(2): 165 - 171. (in Chinese))
- [8] 李立军, 牛琪瑛, 梁仁旺, 等. 碎石排水桩抗地震液化的试验研究与理论分析[J]. *工程力学*. 2010(增刊 2): 226 - 230. (LI Li-jun, NIU Qi-yinng, LIANG Ren-wang, et al. Experimental study and theoretical analysis on drainage gravel pile resistance of earthquake liquefaction[J]. *Engineering Mechanics*, 2010(S2): 226 - 230. (in Chinese))
- [9] SASAKI Y, TANIGUCHI E. Large scale shaking table tests on the effectiveness of gravel drains for liquefiable sand deposits[C]// *Proceedings of the Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 1982, Southampton: 843 - 857.
- [10] HUANG Chun-xia, SUI Zhi-long, WANG Lei, et al. Mitigation of soil liquefaction using stone columns: an experimental investigation[J]. *Marine Georesource and Geotechnology*, 2016, **34**: 244 - 251.
- [11] DASHTI S, BRAY J D, PESTANA J M, et al. Centrifuge testing to evaluate and mitigate liquefaction-induced building settlement mechanisms[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2010, **136**(7): 918 - 929.
- [12] BADANAGKI M, DASHTI S, KIRKWOOD P. Influence of dense granular columns on the performance of level and gently sloping liquefiable sites[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2018, **144**: 0401806.
- [13] SEED H B, MARTIN P P, LYSMER J. Generation and Dissipation of Pore Pressure Water Pressures During Liquefaction[R]. California: Earthquake Engineering Research Center, University of California, 1975.
- [14] 徐志英. 用砾石排水桩抗地震液化的砂基孔压计算[J]. *地震工程与工程振动*, 1992, **12**(4): 88 - 92. (XU Zhi-ying. Calculation of pore pressure of liquefiable sand deposits using gravel drains[J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 1992, **12**(4): 88 - 92. (in Chinese))
- [15] TANG Xiao-wu, KATSUTADA O K. Consolidation by vertical drains under time-dependent loading[J]. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 2000, **24**(9): 739 - 751.
- [16] 郭 彪, 龚晓南, 李亚军. 考虑桩体径竖向渗流的碎石桩复合地基固结解析解[J]. *岩土工程学报*, 2017, **39**(8): 1485 - 1492. (GUO Biao, GONG Xiao-nan, LI Ya-jun. Analytical solution for consolidation of stone column-reinforced foundations[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2017, **39**(8): 1485 - 1492. (in Chinese))
- [17] 卢萌盟, 谢康和, 刘干斌, 等. 考虑桩体固结和土体渗透性抛物线分布固结解[J]. *岩土工程学报*, 2009, **31**(7): 1069 - 1074. (LU Meng-meng, XIE Kang-he, LIU Gan-bin, et al. Solution for consolidation considering column consolidation and parabolic distribution of soil permeability[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2009, **31**(7): 1069 - 1074. (in Chinese))
- [18] 卢萌盟, 谢康和, 张玉国, 等. 考虑施工扰动和荷载效应的复合地基固结解[J]. *岩土工程学报*, 2008, **30**(4): 549 - 554. (LU Meng-meng, XIE Kang-he, ZHANG Yu-guo, et al. Theoretical solution for consolidation of composite foundations considering construction disturbance and loading effect[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2008, **30**(4): 549 - 554. (in Chinese))
- [19] 唐晓武, 柳江南, 杨晓秋, 等. 开孔管桩动孔压消散特性的理论研究[J]. *岩土力学*, 2019, **40**(9): 3335 - 3343. (TANG Xiao-wu, LIU Jiang-nan, YANG Xiao-qiu, et al. Theoretical study on dynamic pore water pressure dissipation characteristics of the open-hole pipe pile[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2019, **40**(9): 3335 - 3343. (in Chinese))
- [20] 陈云敏, 韩 超, 凌道盛, 等. ZJU400 离心机研制及其振动台性能评价[J]. *岩土工程学报*, 2011, **33**(12): 1887 - 1894. (CHEN Yun-min, HAN Chao, LING Dao-sheng, et al. Development of geotechnical centrifuge ZJU400 and performance assessment of its shaking table system[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2011, **33**(12): 1887 - 1894. (in Chinese))
- [21] ADALIER K, ELGAMAL A, MENESES J, et al. Stone

- columns as liquefaction counter-measure in non-plastic silty soils[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2003, **23**(7): 571 - 584.
- [22] SU D, LI X S, XING F. Estimation of the apparent permeability in the dynamic centrifuge tests[J]. Geotechnical Testing Journal, 2009, **32**(1): 22 - 30.
- [23] 周燕国, 谭晓明, 梁 甜, 等. 利用地震动强度指标评价场地液化的离心模型试验研究[J]. 岩土力学, 2017, **38**(7): 1869 - 1877. (ZHOU Yan-guo, TAN Xiao-ming, LIANG Tian, et al. Evaluation of soil liquefaction by ground motion intensity index by centrifuge model test[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, **38**(7): 1869 - 1877. (in Chinese))
- [24] SHAHIR H, MOHAMMADI-HAJI B, GHASSEMI A. Employing a variable permeability model in numerical simulation of saturated sand behavior under earthquake loading[J]. Computers and Geotechnics, 2014, **55**(1): 211 - 223.
- [25] SHAHIR H, PAK A, TAIEBAT M, JEREMIC' B. Evaluation of variation of permeability in liquefiable soil under earthquake loading[J]. Computers and Geotechnics, 2012, **40**(3): 74 - 88.
- [26] ZHANG J M, WANG G. Large post-liquefaction deformation of sand, part I: physical mechanism, constitutive description and numerical algorithm[J]. Acta Geotechnica, 2012, **7**(2): 69 - 113.
- [27] ELGAMAL A, YANG Z, PARRA E, et al. Modeling of cyclic mobility in saturated cohesionless soils[J]. International Journal of Plasticity, 2003, **19**(6): 883 - 905.

《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, 国内外公开发刊。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。

《岩土工程学报》编辑部

DOI: 10.11779/CJGE202009020

基于微结构张量的岩石各向异性弹塑性本构及其应用

殷 达^{1, 2, 3}, 孟庆祥^{1, 2}, 徐建荣⁴, 石安池⁴, 吴关叶⁴, 徐卫亚^{1, 2}

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

3. 中交广州航道局有限公司, 广东 广州 510290; 4. 中国电建集团华东勘测设计研究院有限公司, 浙江 杭州 310014)

摘 要: 提出了一种基于微结构张量理论的各向异性弹塑性本构关系, 引入了微结构张量表征横观各向同性材料强度参数的空间分布函数, 将莫尔-库仑准则拓展到各向异性。基于 FLAC^{3D} 实现了自定义本构模型的二次开发, 对柱体倾角为 75° 的柱状节理试样进行了三轴数值试验模拟, 模拟结果与实验成果基本吻合验证了模型的合理性。将所开发本构模型应用于白鹤滩高坝坝基开挖工程的数值仿真计算, 结果表明: 坝基岩体开挖工况下各向异性模型较各向同性模型的变形特征更接近于现场监测。研究成果可为白鹤滩水电工程建设提供理论参考。

关键词: 微结构张量; 各向异性; 弹塑性本构; 柱状节理; 白鹤滩水电站

中图分类号: TU432

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)09-1751-08

作者简介: 殷 达(1994—), 男, 硕士, 主要从事岩石力学与工程等方面的研究工作。E-mail: yinda94@hhu.edu.cn。

Anisotropic elastoplastic constitutive model based on microstructure tensor and its engineering application

YIN Da^{1, 2, 3}, MENG Qing-xiang^{1, 2}, XU Jian-rong⁴, SHI An-chi⁴, WU Guan-ye⁴, XU Wei-ya^{1, 2}

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

2. Jiangsu Research Center for Geotechnical Engineering Technology, Hohai University, Nanjing 210024, China; 3. CCCC Guangzhou

Dredging Co., Ltd., Guangzhou 510290, China; 4. PowerChina, Huadong Engineering Corporation, Hangzhou 310014, China)

Abstract: An anisotropic elastoplastic constitutive relation based on the microstructure tensor theory is proposed. The microstructure tensor is introduced to describe the spatial distribution function of the strength parameters of transversely isotropic materials. The user defined model is developed in FLAC^{3D}, and the triaxial numerical simulation tests on columnar jointed specimen with a joint angle of 75° are carried out. The simulated results are in good agreement with the experimental ones, indicating the feasibility of the model. The developed constitutive model is also applied to the numerical simulation calculation of the excavation of the foundation of Baihetan high dam. The results show that the deformation characteristics of the anisotropic model are closer to the actual monitoring results than those of the isotropic model. The results can provide theoretical support for the construction of Baihetan Hydropower Station.

Key words: microstructure tensor; anisotropy; elastoplastic constitutive; columnar joint; Baihetan Hydropower Station

0 引 言

柱状节理常见于玄武岩岩体, 节理面独特的空间结构分布使得岩体强度表现出强各向异性。已有学者针对柱状节理岩体开展了现场原位试验和大量的相似材料室内试验^[1-5], 验证了柱状节理岩体的强度各向异性并总结了材料强度参数的各向异性分布规律。但目前对于柱状节理岩体各向异性本构研究的报道还不多, 而已有的一些各向同性模型则不能很好的描述柱状节理岩体的强度各向异性特性。

柱状节理岩体为岩块和结构面的综合体, 其表征单元体较室内试验可研究的尺度要大许多, 很难通过

室内试验来研究柱状节理岩体的变形和强度特征。而原位试验虽然可以在一定程度上反映节理岩体的工程力学特性, 但受限于场地、设备、成本等因素, 一些物理力学参数难以获取。由于柱状节理岩体具有结构周期性, 可以应用数值均匀化方法开展多尺度分析计算, 如多重有限元(FE²)或跨尺度有限元离散元耦

基金项目: 国家重点研发计划项目(2018YFC0407004); 国家自然科学基金项目(51939004, 51709089, 51609070); 中央高校基本科研业务费专项资金项目(B200202083)

收稿日期: 2019-05-05

***通信作者** (E-mail: wyxuhhu@163.com)

合 (FEM/DEM)。该类方法避免了复杂本构方程的建立,适用于满足均匀化条件的复杂细观结构材料。但多尺度方法计算量巨大,难以直接应用于大型水电工程的计算。因此建立可以准确描述柱状节理岩体力学特性的本构模型具有重要意义。柱状节理岩体显著的各向异性是本构的建模的难点。微结构张量作为材料微观结构的一种度量,可用来描述岩体介质中孔隙或裂纹的空间分布。本文在传统力学模型的基础上引入微结构张量,建立柱状节理岩体各向异性本构模型。

Kanatani^[6-7]最早系统研究了材料空间分布与微结构张量的关系,初步建立了空间分布函数的表达式。Pietruszczak 等^[8]通过组合强度参数的空间分布,把经典各向同性准则拓展为各向异性,建立了基于微结构张量的各向异性屈服准则。Gao 等^[9]将微结构张量参数引入屈服函数,提出了一种具有交叉各向异性的岩土材料的广义破坏准则,该准则在描述大范围材料的强度随加载方向的变化时具有通用性和鲁棒性。钟世英等^[10]采用多组节理面局部坐标系与整体坐标系的投影关系定义了材料空间的微结构张量表达,将其引入莫尔库仑强度准则,得到了多组节理岩体的各向异性强度准则。

然而现阶段基于微结构张量的各向异性本构模型尚存在不足,或以页岩等层状岩石为研究对象^[8-9],模型不能较好反映柱状节理岩体物理力学试验特性,或模型较为复杂,参数不易确定^[10],实际应用较为困难。

为此,本文提出了一种既保留了数学的严谨性又具有一定实用性的方法。首先,结合微结构张量理论推导了柱状节理岩体各向异性弹塑性本构积分公式,然后基于 FLAC^{3D} 对自定义本构进行了二次开发,并结合柱状节理相似结构材料三轴岩石力学试验对本文提出的自定义本构模型进行了验证。应用所开发各向异性弹塑性本构模型对白鹤滩水电站坝基开挖工程进行了数值模拟分析,数值模拟结果与坝基岩体开挖工程监测结果基本相符。研究结果对白鹤滩水电工程建设具有一定应用价值。

1 各向异性弹塑性本构

1.1 弹性刚度矩阵及空间旋转变换

理想弹性体的本构关系可表示为

$$\mathbf{e} = \mathbf{C} \mathbf{s} \quad (1)$$

柱状节理岩体 (如图 1) 可简化为横观各向同性材料,由广义胡克定律,在材料空间的局部坐标系下

其柔度矩阵可表示为

$$\mathbf{C} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_1} & -\frac{n_{12}}{E_1} & -\frac{n_{13}}{E_3} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{n_{12}}{E_1} & \frac{1}{E_1} & -\frac{n_{13}}{E_3} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{n_{13}}{E_3} & -\frac{n_{13}}{E_3} & \frac{1}{E_3} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{13}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{13}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{2(1+n_{12})}{E_1} \end{bmatrix} = [\mathbf{D}^e]^{-1} \quad (2)$$

式中, E_1 为平行于各向同性面的弹性模量, E_3 为垂直于各向同性面的弹性模量, G_{13} 为垂直平面的剪切模量, n_{12} 为平行面内的泊松比, n_{13} 为垂直方向的泊松比, \mathbf{D}^e 为弹性刚度矩阵。

全局坐标系下的柔度矩阵 \mathbf{C}' 可由局部坐标系下的柔度矩阵 \mathbf{C} 旋转得到

$$\mathbf{C}' = \mathbf{Q}^T \mathbf{C} \mathbf{Q} \quad (3)$$

式中, \mathbf{Q} 为一个包含局部坐标轴与全局坐标轴夹角 \mathbf{a} 的二阶张量,可表示为

$$\mathbf{Q} = \begin{bmatrix} \cos^2 \mathbf{a} & \sin^2 \mathbf{a} & 0 & \frac{\sin 2\mathbf{a}}{-2} & 0 & 0 \\ \sin^2 \mathbf{a} & \cos^2 \mathbf{a} & 0 & \frac{\sin 2\mathbf{a}}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ \sin 2\mathbf{a} & -\sin 2\mathbf{a} & 0 & \cos 2\mathbf{a} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \cos \mathbf{a} & -\sin \mathbf{a} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \sin \mathbf{a} & \cos \mathbf{a} \end{bmatrix} \quad (4)$$

对于横观各向同性材料,需要给出两个夹角,分别为材料的倾向 \mathbf{a} 和倾角 \mathbf{b} 。后续推导若不加说明,默认在材料空间中的局部坐标系展开。

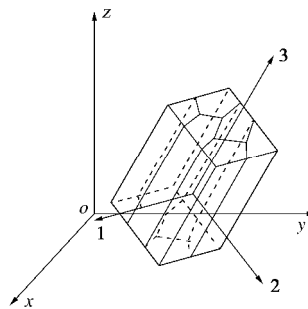


图 1 全局坐标系中的柱状节理材料

Fig. 1 Cylindrical joint materials in global coordinate system

1.2 各向异性屈服函数及塑性势函数

定义微结构张量 a_{ij} 主轴与材料空间的局部坐标系同轴, 三维空间中微结构张量 a_{ij} 可由单位向量 e_i 表示为

$$a_{ij} = a_1 e_i^{(1)} e_j^{(1)} + a_2 e_i^{(2)} e_j^{(2)} + e_i^{(3)} e_j^{(3)} \\ = a_1 m_{ij}^{(1)} + a_2 m_{ij}^{(2)} + a_3 m_{ij}^{(3)}, \quad (5)$$

式中, a_i 为微结构张量的主值, m_{ij} 为结构取向张量。

定义广义加载单位向量 l_i 为

$$l_i = \frac{L_i}{\sqrt{L_k L_k}} = \frac{L_i}{\sqrt{s_{ij} s_{ij}}} = \frac{L_i}{\sqrt{\text{tr} \mathbf{S}^2}}, \quad (6)$$

$$L_i = \sum_{x=1}^3 L_x e_i^{(x)}, \quad (7)$$

$$L_x = \sqrt{s_{1x}^2 + s_{2x}^2 + s_{3x}^2}. \quad (8)$$

考虑微结构张量 a_{ij} 在 l_i 方向上的投影, 即

$$h = a_{ij} l_i l_j = a_1 \frac{\text{tr}(\mathbf{m}^{(1)} \mathbf{S}^2)}{\text{tr} \mathbf{S}^2} + a_2 \frac{\text{tr}(\mathbf{m}^{(2)} \mathbf{S}^2)}{\text{tr} \mathbf{S}^2} + \\ a_3 \frac{\text{tr}(\mathbf{m}^{(3)} \mathbf{S}^2)}{\text{tr} \mathbf{S}^2}. \quad (9)$$

式(9)所定义参数 h 是一个无量纲的标量, 综合考虑了材料结构面取向对加载空间的影响, 反映了材料强度的方向依赖性, 因此可用来描述材料强度的各向异性空间分布。式(9)也可表示为偏量的形式:

$$h = \hat{\eta}(1 + A_{ij} l_i l_j), \quad (10)$$

$$\hat{h} = a_{kk} / 3, \quad A_{ij} = (a_{ij} - \hat{\eta} d_{ij}) / \hat{h}. \quad (11)$$

式(10)最早由 Kanatani^[6-7]提出。更一般的, 该式可表示为

$$h = \hat{h}(1 + A_{ij} l_i l_j + A_{ijkl} l_i l_j l_k l_l + \mathbf{L}) \\ = \hat{h}(1 + A_{ij} l_i l_j + b_1 (A_{ij} l_i l_j)^2 + \mathbf{L}). \quad (12)$$

本文采用一种修正的莫尔库仑准则^[11]来描述岩石柱体的塑性行为, 并考虑各向异性和塑性硬化:

$$f = \sqrt{(qK(q))^2 + (e_f c \cos f)^2} + \\ h_f h(x)(p \sin f - c \cos f), \quad (13)$$

$$p = \frac{s_{kk}}{3}, \quad q = \sqrt{\frac{3}{2}} J_2,$$

$$J_2 = s_{ij} s_{ij}, \quad s_{ij} = s_{ij} - \frac{s_{kk}}{3} d_{ij}. \quad (14)$$

式中 c 为材料黏聚力, f 为材料内摩擦角, 可通过试验确定; e_f 为子午面上拟合屈服线的双曲偏心率, 可通过调整 e_f 来调整抗拉强度大小; h_f 为微结构张量参数, $h(x)$ 为塑性硬化函数, x 为塑性内变量; p 为平均应力, q 为偏应力, J_2 为应力偏量第二不变量, q 为 Lode 角, $K(q)$ 为关于 Lode 角的函数。

Lode 角函数采用分段形式对屈服面角点进行平滑修正:

$$K(q) = \begin{cases} \cos q - \frac{\sin q \cos f}{\sqrt{3}} & |q| \leq q_t \\ K_1 - K_2 \sin 3q & |q| > q_t \end{cases}, \quad (15)$$

$$K_1 = \frac{1}{3} \cos q_t (3 + \tan q_t \tan 3q_t + \\ \frac{1}{\sqrt{3}} (\tan 3q_t - 3 \tan q_t) \text{sign}(q) \sin f), \quad (16)$$

$$K_2 = \frac{1}{3 \cos 3q_t} \left(\text{sign}(q) \sin q_t + \frac{1}{\sqrt{3}} \sin q_t \sin f \right), \quad (17)$$

式中, q_t 为容许 Lode 角, 当 $|q| \leq q_t$ 时, 与经典 Mohr-Coulomb 准则一致, 当 $|q| > q_t$ 时, 对屈服函数迹线进行平滑处理。

取等效塑性剪应变 \bar{g}^p 作为塑性内变量, 定义塑性硬化函数为^[12]

$$h(x) = h_0 - (h_1 - h_0) \frac{x}{B + x}, \quad (18)$$

$$x = \bar{g}^p = \int d\bar{g}^p, \quad d\bar{g}^p = \sqrt{\frac{2}{3}} de_{ij}^p de_{ij}^p, \quad (19)$$

式中, h_0 为初始屈服阈值, h_1 为峰值屈服阈值, B 为描述塑性硬化率大小的参数。

塑性势函数与屈服函数形式一致, 即

$$g = \sqrt{q^2 K^2(q) + (e_f c \cos y)^2} + h_f p \sin y, \quad (20)$$

式中, y 为膨胀角, 当 $y \neq f$ 时即为非关联流动。

1.3 屈服函数及塑性势函数求导

由于本构数值积分中将涉及到屈服函数及塑性势函数的偏导数, 故先行给出偏导数的求解。首先计算屈服函数对应力张量的偏导数, 根据式(13)有

$$\frac{\partial f}{\partial s_{ij}} = \left(\frac{\partial f}{\partial I_1} \frac{\partial I_1}{\partial s_{ij}} + \frac{\partial f}{\partial J_2} \frac{\partial J_2}{\partial s_{ij}} + \frac{\partial f}{\partial q} \frac{\partial q}{\partial s_{ij}} \right) + \left(\frac{\partial f}{\partial h_f} \frac{\partial h_f}{\partial s_{ij}} \right), \quad (21)$$

式中,

$$\frac{\partial I_1}{\partial s_{ij}} = d_{ij}, \quad \frac{\partial J_2}{\partial s_{ij}} = s_{ij},$$

$$\frac{\partial q}{\partial s_{ij}} = \frac{\sqrt{3}}{2\sqrt{J_2} \cos 3q} \left(\frac{3J_3}{2J_2} s_{ij} - s_{ik} s_{kj} + \frac{2}{3} J_2 s_{ij} \right), \quad (22)$$

$$\frac{\partial h_f}{\partial s_{ij}} = \frac{2h_0 (A_{ki} s_{kj} s_{pq} s_{pq} - A_{pk} s_{pq} s_{kq} s_{ij})}{(s_{mn} s_{mn})^2}, \quad (23)$$

$$\frac{\partial f}{\partial I_1} = \frac{1}{3} h_f h \sin f, \quad \frac{\partial f}{\partial J_2} = \frac{1}{2} a_f K, \quad \frac{\partial f}{\partial q} = a_f J_2 \frac{dK}{dq}, \quad (24)$$

$$\frac{\partial f}{\partial h_f} = h(x)(p \sin f - c \cos f), \quad (25)$$

$$a_f = 3K / \sqrt{3J_2 K^2 + (e_f c \cos f)^2}, \quad (26)$$

$$\frac{dK}{dq} = \begin{cases} -\sin q - \frac{\cos q \sin f}{\sqrt{3}} & |q| \leq q_t \\ -3K_2 \cos 3q & |q| > q_t \end{cases}. \quad (27)$$

然后计算塑性势函数对应力张量的偏导数。由于式(20)采取了与屈服函数相一致的形式,因此塑性势函数对应力张量的一阶偏导数只需将内摩擦角 f 替换为膨胀角 y ,即

$$\frac{\partial g}{\partial s_{ij}} = \left(\frac{\partial g}{\partial I_1} \frac{\partial I_1}{\partial s_{ij}} + \frac{\partial g}{\partial J_2} \frac{\partial J_2}{\partial s_{ij}} + \frac{\partial g}{\partial q} \frac{\partial q}{\partial s_{ij}} \right) + \left(\frac{\partial g}{\partial h_f} \frac{\partial h_f}{\partial s_{ij}} \right) \quad (28)$$

式中,

$$\frac{\partial g}{\partial I_1} = \frac{1}{3} h_f h \sin y, \quad \frac{\partial g}{\partial J_2} = \frac{1}{2} a_g K, \quad \frac{\partial g}{\partial q} = a_g J_2 \frac{dK}{dq}, \quad (29)$$

$$\frac{\partial g}{\partial h_f} = h(x) p \sin y, \quad (30)$$

$$a_g = 3K / \sqrt{3J_2 K^2 + (e_f c \cos y)^2} \quad (31)$$

1.4 弹塑性刚度矩阵

根据塑性一致性条件,对于式(13)中的屈服函数,其增量形式满足:

$$df = \frac{\partial f}{\partial s_{ij}} ds_{ij} + \frac{\partial f}{\partial h} dh = 0 \quad (32)$$

此外,考虑到应力增量和应变增量满足

$$ds_{ij} = D_{ijkl}^e de_{kl} = D_{ijkl}^e (de_{kl} - de_{kl}^p) \quad (33)$$

根据塑性力学,塑性应变增量可由塑性因子 l 以流动法则表示为

$$de_{kl}^p = dl \frac{\partial g}{\partial s_{ij}} \quad (34)$$

等效塑性剪应变 \bar{g}^p 也可以流动法则表示为

$$dx = d\bar{g}^p = dl \sqrt{\frac{2}{3} \text{dev} \left(\frac{\partial g}{\partial s_{ij}} \right) \text{dev} \left(\frac{\partial g}{\partial s_{ij}} \right)} \quad (35)$$

将式(32)~(35)联立,可解得

$$dl = H^{-1} \frac{\partial f}{\partial s_{ij}} D_{ijkl}^e e_{kl}^p, \quad (36)$$

$$H = \frac{\partial f}{\partial s_{ij}} D_{ijkl}^e \frac{\partial g}{\partial s_{kl}} -$$

$$\frac{\partial f}{\partial h} \frac{\partial h}{\partial x} \sqrt{\frac{2}{3} \text{dev} \left(\frac{\partial g}{\partial s_{ij}} \right) \text{dev} \left(\frac{\partial g}{\partial s_{ij}} \right)}, \quad (37)$$

式中, H 为塑性硬化模量。

将式(36)回代入式(33),可得应变增量与应力增量的一致性表达:

$$ds_{ij} = D_{ijkl}^e \left(de_{kl} - dl \frac{\partial g}{\partial s_{ij}} \right) = D_{ijkl}^{ep} de_{kl}, \quad (38)$$

$$D_{ijkl}^{ep} = D_{ijkl}^e - H^{-1} D_{ijpq}^e \frac{\partial f}{\partial s_{pq}} \frac{\partial g}{\partial s_{mn}} D_{mnkl}^e, \quad (39)$$

式中, D_{ijkl}^{ep} 即为一致性弹塑性刚度矩阵。

2 数值算例

基于建立的柱状节理岩体的各向异性弹塑性本构模型,结合FLAC^{3D}软件对该模型进行了二次开发,并对柱状节理相似结构材料三轴岩石力学试验成果进行了模拟。根据国际岩石力学学会(ISRM)推荐标准,圆柱样直径为50 mm,柱体高度为100 mm,网格数量10000个,底面固定,顶面控制加载速度为 5×10^{-7} m/s,柱体四周施加固定围压4 MPa。

可由不同空间方向的柱状节理岩体的峰值强度进行拟合确定微结构张量系数。图2给出了强度参数关于方向角的微结构张量参数拟合曲线。

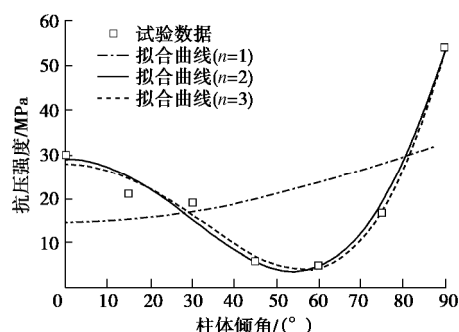


图2 不同拟合阶数下单轴抗压强度随柱体倾角变化规律

Fig. 2 Variation of uniaxial compressive strength under different fitting orders with column inclination

为了解释固有的各向异性,假设单轴抗压强度 f_c 受样本方向的影响,并结合与式(12)相似的分布函数来描述其变化。为了能反映材料各向异性屈服强度,并防止欠拟合和过拟合,本文采用二阶微结构张量来描述柱状节理岩体强度参数的空间分布屈服函数:

$$f_c = \hat{f} \left\{ 1 + A(1 - 3\cos^2 b) + b[A(1 - 3\cos^2 b)]^2 \right\}, \quad (40)$$

式中,

$$\hat{f} = 12.76 \text{ MPa}, A = 1.894, b = 0.3526 \quad (41)$$

其余计算参数可根据室内试验曲线^[1]数据,应用单纯形最优方法在MATLAB中构造寻优函数编程计算得到。模型计算参数如表1所示。

应用表1给出的力学参数,在FLAC^{3D}中可以调用自定义本构模型来模拟柱状节理岩体的弹塑性变形行为。数值模拟结果如图3和图4所示。

本文将柱状节理岩体概化为横观各向同性连续体,建立描述岩体力学特性的宏观本构模型。该模型采用了一种考虑抗拉强度和屈服面角点平滑的修正Mohr-Coulomb准则,将其扩展到了空间各向异性,包含一个各向异性标量参数,该参数用应力和结构取向张量的混合不变量表示。

表 1 柱状节理岩体基本力学参数表

Table 1 Mechanical parameters of columnar joints

| 编号 | #1 | #2 | #3 | #4 | #5 | #6 | #7 | #8 | #9 | #10 | #11 | #12 | #13 | #14 | #15 | #16 |
|----|------------------|------------------|---------------------|------------|------------|----------------|--------------|-------|------|------|------|-------|-------|-------|--------|------------|
| 参数 | E_1/MPa | E_2/MPa | G_{13}/MPa | ν_{12} | ν_{13} | c/MPa | $j/(^\circ)$ | e_i | h | A | b | h_0 | h_1 | e_f | B | q_t |
| 数值 | 9.81 | 22.1 | 4.69 | 0.22 | 0.06 | 0.72 | 35.2 | 0.75 | 0.23 | 1.89 | 0.35 | 0.77 | 1.21 | 0.53 | 0.0018 | 25° |

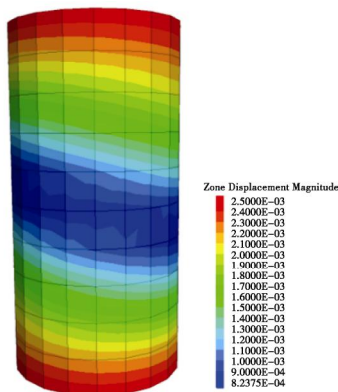


图 3 三轴数值模拟位移云图 (倾角 75° , 围压 4 MPa)
Fig. 3 Displacement nephogram by triaxial numerical simulation
(angle of 75° and confining pressure of 4 MPa)

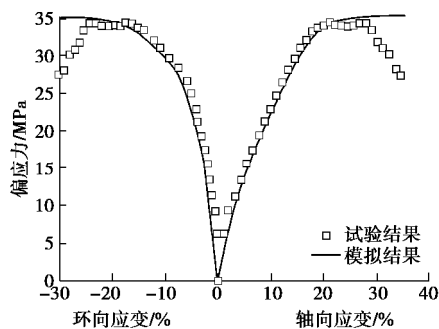


图 4 三轴试验与模拟结果对比 (倾角 75° , 围压 4 MPa) [13]
Fig. 4 Comparison between triaxial test and simulated results
(angle of 75° and confining pressure of 4 MPa)

结果表明,柱体倾角为 75° 时节理岩体的变形具有明显的方向性,模拟所得应力 - 应变曲线与试验数据[13]基本吻合。

应该强调的是,在对问题进行分析时,式 (18) 中硬化特性仅通过调用一个标量参数 B 来描述,由于式 (18) 仅限于硬化状态,不包括应变软化分支。当然也可以采用一种更复杂的方法,并假设这些特征受到围压的影响,然而这样将不可避免地生成一组额外的参数及公式。此外,该方法目的在于研究工程尺度柱状节理岩体的物理力学特性,应用了一种折中的处理策略,当研究尺度较小时,则需要进一步考虑对岩体内部的结构面开展精细模拟。

3 白鹤滩高坝坝基开挖工程数值分析

3.1 白鹤滩坝区工程地质特征及网格建模

白鹤滩水电站坐落于金沙江下游云南巧家县镜

内,是金沙江下游干流河段梯级开发的第二个梯级电站。主坝为混凝土双曲拱坝,最大坝高 289 m,计划 2022 年建设完工。白鹤滩水电站坝区属中山峡谷地貌,坝址为单斜地层,主要为二叠系上统峨眉山组玄武岩,如图 5,可分为 11 个岩流层,岩层走向 $N30^\circ \sim 50^\circ E$,倾向 SE,倾角 $15^\circ \sim 25^\circ$ 。岩层岩性主要分为斜斑玄武岩、隐晶玄武岩、柱状节理玄武岩、杏仁状玄武岩、角砾熔岩和凝灰岩等。右岸坡顶顶部出露三叠系下统飞仙关组泥质粉砂岩、粉砂质泥岩及少量砂岩[2]。其中出露 P_2b_3 层为柱状节理玄武岩,柱体长度为 2~3 m,柱体倾角 $70^\circ \sim 85^\circ$,柱体截面主要为不规则五边形和四边形,截面边长为 10~20 cm。柱体内部隐节理发育,开挖前节理闭合紧密[14]。

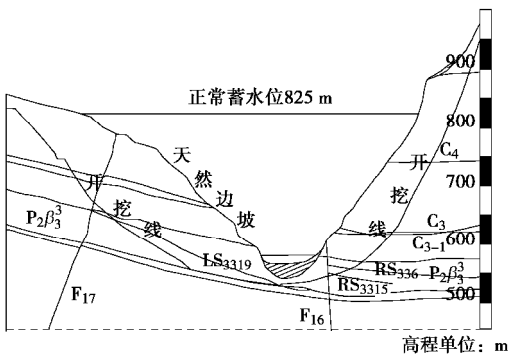


图 5 拱坝轴线地质剖面示意图

Fig. 5 Illustration of engineering geological section of arch axis

图 6 (a) 为开挖模拟所用网格模型,坐标原点位于拱坝轴线,建模范围为 $1300\text{ m} \times 1500\text{ m} \times 1296\text{ m}$ 。在模型局部区域,对单元进行了细化剖分,网格平均边长约为 1.5 m。采用 Hypermesh 剖分三维实体,并形成网格文件,然后将数据转换为相应的软件格式,建立了数值计算网格模型,单元总数 145 万个,节点 26 万个。坝基开挖边坡及柱状节理玄武岩体为计算分析重点关注的部位。除了层间错动带,该网格模型还考虑了断层 F16、F17,以及柱状节理玄武岩层 P_2b_3 中的层内错动带 LS3319、LS3319-1、RS3315 和 RS336,如图 6 (b) 所示。

3.2 模型参数及工况设置

对模型前后左右 4 个侧面施加法向约束,对底面施加 x, y, z 三向约束作为边界条件。模型自下而上共划分有 8 个地层,模型计算参数根据工程地质条件和岩石力学参数试验等确定,主要岩体力学参数如表 2 所示。

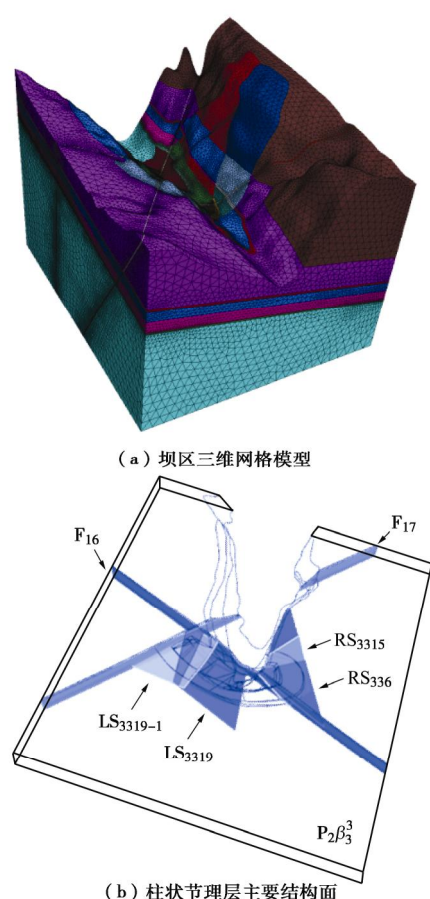


图 6 白鹤滩坝基开挖计算网格模型

Fig. 6 Calculation grid model for excavation of foundation of Baihetan Dam

表 2 主要岩体基本物理力学参数

Table 2 Basic mechanical parameters of main rock mass

| 岩层分类 | $r/(kg \cdot m^{-3})$ | E/GPa | n | c/MPa | $j/(^{\circ})$ |
|-----------------------------------|-----------------------|---------|------|---------|----------------|
| C ₄ 层面以上 | 2700 | 11.0 | 0.23 | 1.10 | 47.7 |
| C ₄ ~C ₃ 层面 | 2700 | 13.2 | 0.23 | 1.37 | 51.8 |
| C ₃₋₁ ~柱状节理顶面 | 2600 | 10.2 | 0.24 | 1.07 | 48.0 |
| 柱状节理层 | 2700 | 10.0 | 0.25 | 0.90 | 47.7 |
| 角砾熔岩层 | 2600 | 9.0 | 0.24 | 1.08 | 47.2 |
| 微新岩岩层 | 2850 | 22.0 | 0.22 | 2.10 | 57.2 |
| C ₄ | 2130 | 0.4 | 0.35 | 0.10 | 28.0 |
| C ₃ | 2130 | 0.4 | 0.34 | 0.10 | 28.0 |
| C ₃₋₁ | 2050 | 0.7 | 0.35 | 0.04 | 28.0 |
| F ₁₆ | 2130 | 1.5 | 0.35 | 0.20 | 29.2 |
| F ₁₇ 风化上段 | 2000 | 0.7 | 0.35 | 0.04 | 15.6 |
| F ₁₇ 风化下段 | 2130 | 1.2 | 0.35 | 0.05 | 20.8 |
| F ₁₇ 微新岩体 | 2130 | 2.0 | 0.35 | 0.20 | 29.2 |
| LS ₃₃₁ | 2150 | 1.5 | 0.35 | 0.30 | 30.0 |
| LS ₃₃₁₉ | 2110 | 0.3 | 0.35 | 0.10 | 26.0 |
| LS ₃₃₁₉₋₁ | 2000 | 0.3 | 0.35 | 0.15 | 27.0 |
| RS ₃₃₆ | 2000 | 0.3 | 0.35 | 0.15 | 27.0 |
| RS ₃₃₁₅ | 2000 | 0.3 | 0.35 | 0.15 | 26.0 |

考虑左右岸坝基岩石工程现场实际施工工序，依照表 3 对边坡开挖过程设置了 10 个开挖步。

表 3 模型开挖工况设置

Table 3 Setting of model excavation conditions

| 开挖步编号 | 开挖台阶高程 | 现场开挖完成时间 |
|-------|------------|------------|
| #1 | 左岸 800 m | 2013.10.24 |
| #2 | 左岸 700 m | 2014.08.19 |
| #3 | 右岸 800 m | 2014.11.10 |
| #4 | 左岸 650 m | 2014.12.03 |
| #5 | 右岸 700 m | 2015.03.30 |
| #6 | 右岸 650 m | 2015.06.24 |
| #7 | 右岸 600 m | 2016.01.27 |
| #8 | 左岸 600 m | 2016.06.03 |
| #9 | 600 m 高程以下 | 2016.07.26 |
| #10 | 保护层 | 2016.08.14 |

3.3 计算结果分析

图 7 为白鹤滩开挖模型左岸坝基不同高程处测点位移变化曲线图。左岸坝基建基面岩体位移随开挖进程逐渐增大；开挖完成时，岩体位移随岩体所在高程减小而先增大后减小，坝基底部柱状节理岩体位移大于上部非柱状节理岩体。

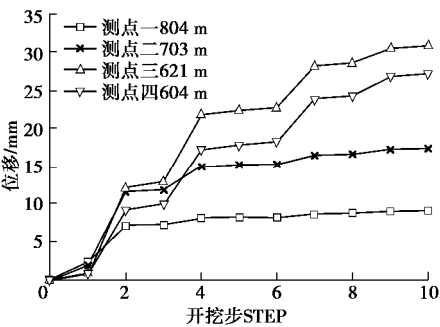


图 7 左岸坝基不同高程处测点位移变化曲线图

Fig. 7 Curves of displacement change at measurement points at different elevations of dam foundation at left bank

图 8 为考虑柱状节理岩体各向异性时白鹤滩坝基边坡开挖过程位移变化云图。

开挖完成时，建基面最大位移超过 50 mm，平均位移为 25~40 mm；坝基开挖全过程中，最大位移出现在各开挖步开挖梯段的边坡坡脚及开挖台阶面上；岩体变形范围和变形程度随开挖进程逐渐增大；表层岩体的变形较大，变形程度随岩体深度增加而逐渐减小；岩体变形围绕断层和错动带发展，断层和错动带周围的岩体变形显著大于不含断层和错动带的岩体（实际现场开挖中对坝基出露断层采取了置换处理）。

图 9 为左岸坝基 658 m 高程处多点变位计 Mzjc-2 监测所得位移时程曲线，以及分别采用各向异性模型和各向同性模型计算所得的变形曲线。从图中可以看到，相比于只采用各向同性模型，采用各向异性模型的位移计算结果与现场监测结果更为接近。

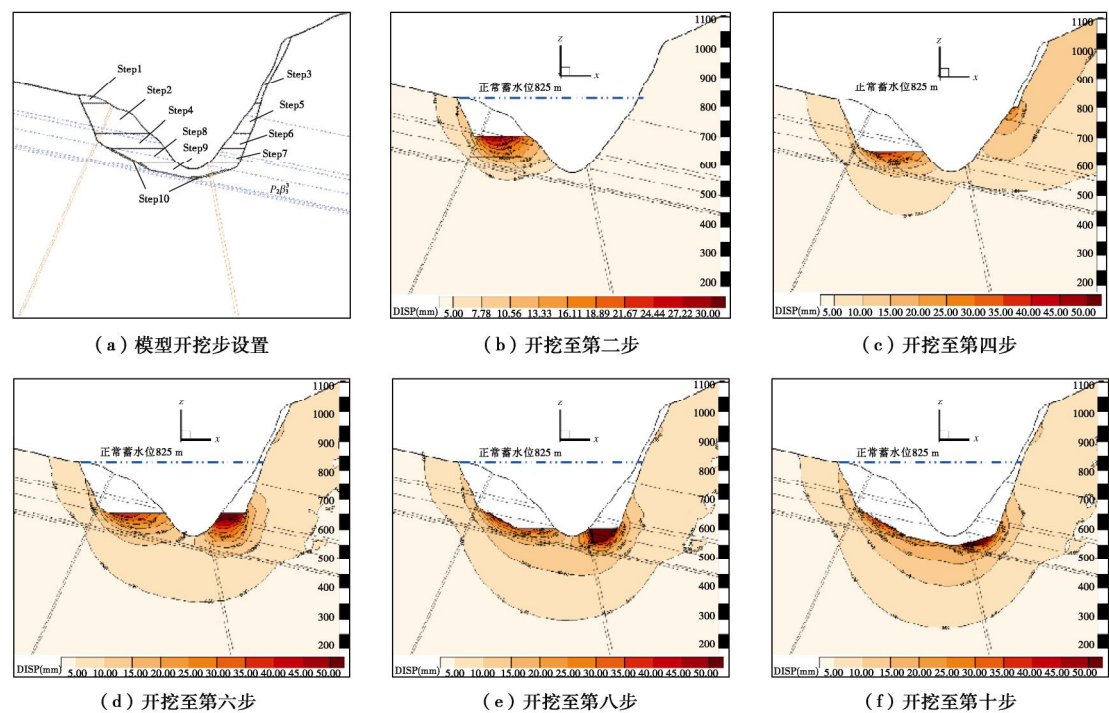


图 8 考虑柱状节理岩体各向异性模型开挖过程位移变化云图

Fig. 8 Cloud charts of displacement change in excavation process considering anisotropic model of columnar jointed rock mass

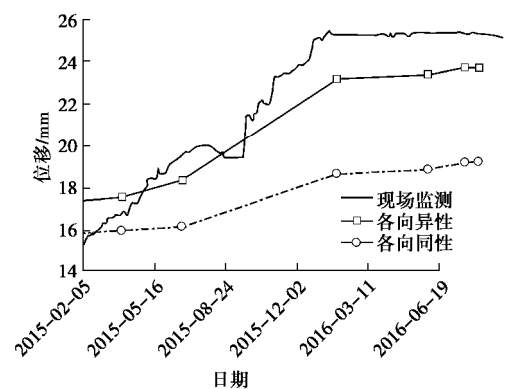


图 9 左岸坝基多点变位计 Mzjc-2 监测结果与计算结果对比
Fig. 9 Comparison between monitoring and calculated results of Mzjc-2 multi-point displacement meter

表 4 为坝基开挖完成时刻左岸坝基柱状节理试验区及左岸坝肩下游边坡处多点变位计变形监测结果与数值模型计算结果的对比。

表 4 坝基开挖结束时监测变形与计算位移对比

Table 4 Comparison of monitored deformations and calculated displacements at completion end of excavation of dam foundation

| 测点编号 | 监测结果 /mm | 各向异性模型 | | 各向同性模型 | |
|--------|-------------|------------|----------|------------|----------|
| | | 计算值 /mm | 误差 /% | 计算值 /mm | 误差 /% |
| Mzjc-2 | 25.4 | 23.7 | 6.7 | 19.2 | 24.4 |
| Mzjc-3 | 24.9 | 21.8 | 12.4 | 18.0 | 27.7 |
| MZBJ-3 | 6.6 | 5.6 | 15.2 | 4.9 | 25.8 |

结果表明：各向异性模型位移计算误差明显小于各向同性模型，这在柱状节理区域表现更为显著。

为生成质量较高的三维网格模型，本文所用开挖模型中开挖梯段高差（50~100 m）与实际工程施工台阶（5~10 m）存在较大差距，这在模拟计算结果中主要体现在变形的时间节点与实际监测结果存在一定出入。另一方面，本文计算所采用的各向异性弹塑性本构模型不能完整体现节理岩体卸荷松弛的时效性。在后续的工作中，考虑引入各向异性时效损伤以本文的相关工作进一步深化完善。

4 结 论

- (1)结合微结构张量理论扩展了经典莫尔库仑模型，完整推导了柱状节理岩体的各向异性弹塑性本构模型。考虑各向异性的本构模型可以直观反映岩体强度的各向异性空间分布，计算所需参数均可由试验结果计算得到。
- (2)结合 $FLAC^{3D}$ 二次开发接口对自定义本构模型进行了开发。对所开发模型进行了数值验证，数值计算结果与柱状节理相似材料室内三轴压缩试验结果基本一致，表明该模型可以体现柱状节理材料的空间各向异性特性。
- (3)应用所开发本构模型对白鹤滩水电站坝基边坡开挖过程进行了模拟。计算结果表明，与未考虑各向异性相比，考虑柱状节理岩体强度各向异性时坝基边坡位移更接近于现场多点位移计监测结果，本文研究工作对白鹤滩水电工程建设有一定参考价值。

参考文献:

- [1] 孟国涛. 柱状节理岩体各向异性力学分析及其工程应用[D]. 南京: 河海大学, 2007. (MENG Guo-tao. Anisotropic Mechanical Analysis of Columnar Jointed Rock Mass and Its Engineering Application[D]. Nanjing: Hohai University, 2007. (in Chinese))
- [2] 石安池, 唐鸣发, 周其健. 金沙江白鹤滩水电站柱状节理玄武岩岩体变形特性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, **27**(10): 2079 - 2086. (SHI An-chi, TANG Ming-fa, ZHOU Qi-jian. Research of deformation characteristics of columnar jointed basalt at Baihetan hydropower station on Jinsha River[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, **27**(10): 2079 - 2086. (in Chinese))
- [3] 刘海宁, 王俊梅, 王思敬. 白鹤滩柱状节理岩体真三轴模型试验研究[J]. 岩土力学, 2010, **31**(增刊 1): 163 - 171. (LIU Hai-ning, WANG Jun-mei, WANG Si-jing. Experimental research of columnar jointed basalt with true triaxial apparatus at Baihetan Hydropower Station[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(S1): 163 - 171. (in Chinese))
- [4] 肖维民, 邓荣贵, 付小敏, 等. 单轴压缩条件下柱状节理岩体变形和强度各向异性模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, **33**(5): 957 - 963. (XIAO Wei-min, DENG Rong-gui, FU Xiao-min, et al. Model experiments on deformation and strength anisotropy of columnar jointed rock masses under uniaxial compression[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, **33**(5): 957 - 963. (in Chinese))
- [5] JI H, ZHANG J C, WANG R B, et al. Experimental investigation of the anisotropic mechanical properties of a columnar jointed rock mass: Observations from laboratory-based physical modelling[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2017, **50**(7): 1919 - 1931.
- [6] KANATANI K. Characterization of structural anisotropy by fabric tensors and their statistical test[J]. Soils and Foundations, 1983, **23**(4): 171 - 177.
- [7] KANATANI K. Distribution of directional data and fabric tensors[J]. International Journal of Engineering Science, 1984, **22**(2): 149 - 164.
- [8] PIETRUSZCZAK S. Formulation of anisotropic failure criteria incorporating a microstructure tensor[J]. Computers and Geotechnics, 2000, **26**(2): 105 - 112.
- [9] GAO Z W, ZHAO J D, YAO Y P. A generalized anisotropic failure criterion for geomaterials[J]. International Journal of Solids and Structures, 2010, **47**(22/23): 3166 - 3185.
- [10] 钟世英, 徐卫亚. 基于微结构张量理论的柱状节理岩体各向异性强度分析[J]. 岩土力学, 2011, **32**(10): 3081 - 3084. (ZHONG Shi-ying, XU Wei-ya. Anisotropic failure criterion incorporating microstructure tensor for rock mass with columnar joints[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, **32**(10): 3081 - 3084. (in Chinese))
- [11] 贾善坡, 陈卫忠, 杨建平, 等. 基于修正 Mohr-Coulomb 准则的弹塑性本构模型及其数值实施[J]. 岩土力学, 2010, **31**(7): 2051 - 2058. (JIA Shan-po, CHEN Wei-zhong, YANG Jian-ping, et al. An elastoplastic constitutive model based on modified Mohr-Coulomb criterion and its numerical implementation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(7): 2051 - 2058. (in Chinese))
- [12] ZHANG J C, XU W Y, WANG H L, et al. A coupled elastoplastic damage model for brittle rocks and its application in modelling underground excavation[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2016, **84**: 130 - 141.
- [13] LIN Z N, XU W Y, WANG H L, et al. Anisotropic characteristic of irregular columnar-jointed rock mass based on physical model test[J]. Journal of Civil Engineering, KSCE, 2016, **21**(5): 1728 - 1734.
- [14] 裴书锋, 冯夏庭, 张健聪, 等. 高边坡坝基柱状节理玄武岩开挖卸荷时效松弛特性[J]. 岩土力学, 2018, **39**(10): 3743 - 3754. (PEI Shu-feng, FENG Xia-ting, ZHANG Jian-cong, et al. Time-dependent relaxation characteristics of columnar jointed basalts in high-slope dam foundation during excavation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, **39**(10): 3743 - 3754. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202009021

非饱和土空间分数阶渗流模型的有限差分方法研究

王睿¹, 周宏伟^{*2}, 卓壮³, 薛东杰², 杨帅²

(1. 河北工程大学土木工程学院, 河北 邯郸 056038; 2. 中国矿业大学(北京)力学与建筑工程学院, 北京 100083; 3. 罗文大学, 美国 新泽西州 08028)

摘要: 地下水在非饱和土体中的输运过程及渗流特性具有重要的研究意义。首先, 从反常扩散方程的角度分析地下水在非饱和土中的输运过程, 引入 Conformable 导数, 得到了一维情况下非饱和土空间分数阶渗流方程; 其次, 用全隐式形式的有限差分法求解渗流方程离散格式, 得到了求解的迭代矩阵; 最后, 根据已有论文的试验数据对渗流模型的有效性进行了验证, 并对公式中的参数进行了敏感性分析。结果表明, 新模型能够较好地描述地下水在非饱和土体中的输运过程, Conformable 导数具有较好的适用性。

关键词: 非饱和土; 空间分数阶导数; 反常扩散; 有限差分法; Richard's 方程

中图分类号: TU441

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)09-1759-06

作者简介: 王睿(1983—), 男, 博士, 主要从事岩土力学、渗流力学等方面的科研工作。E-mail: wangruicumtb@163.com。

Finite difference method for space-fractional seepage process in unsaturated soil

WANG Rui¹, ZHOU Hong-wei², ZHUO Zhuang³, XUE Dong-jie², YANG Shuai²

(1. College of Civil Engineering, Hebei University of Engineering, Handan 056038, China; 2. School of Mechanics and Civil Engineering, China University of Mining and Technology, Beijing 100083, China; 3. Rowan University, New Jersey, 08028, USA)

Abstract: The transport process and seepage properties of underground water in unsaturated soil are of great research significance. Firstly, the transport process of underground water in unsaturated soil in an anomalous diffusion perspective is analyzed, and by involving the Conformable derivative, the space-fractional anomalous diffusion equation in one-dimensional situation is derived. Secondly, the discretization schemes of this seepage equation are derived by using the full-implicit finite difference method. The iterative matrix of numerical modelling is derived as well. In the end, the effectiveness of the numerical solution in the space-fractional anomalous diffusion equation is verified by comparing the numerical solution with the experimental data in the existing paper. In addition, the sensitivity of the parameters in the seepage equation is analyzed. The results show that the new model can well characterize the transport process of underground water in unsaturated soil, and the Conformable derivative is suitable for this method.

Key words: unsaturated soil; space-fractional order derivative; anomalous diffusion; finite difference method; Richard's equation

0 引言

地下水在土体中的输运过程及渗流特性对于研究地下工程中污染物迁移、溶质扩散、水库边坡稳定及高放废物处置等问题具有指导意义。在实际工程中遇到的土体大多处在非饱和状态(地下水位以上), 非饱和土是固、液、气三相介质, 其输运过程远比饱和土(固、液两相介质)复杂^[1]。1856年, 法国工程师 Darcy 根据水通过饱和砂的试验研究总结出了针对水在饱和土体中输运过程的达西定律。但是达西定律并不能适用于流体在非饱和土体中的输运问题。Buckingham 等通过考虑非饱和渗流过程中土体渗透系数与吸力或吸

力水头的函数关系, 将达西定律推广用于解决非饱和液体流动问题^[2-3]。Richards 等^[4]结合土中液体非稳定流或瞬态流控制方程, 得到了著名的 Richards 方程, 根据适当的边界条件和初始条件来求解 Richards 方程, 可把吸力场表达为时间与空间的相关函数。考虑到 Richards 方程与扩散方程形式上的相似性^[5-7], 近年来, 很多学者从扩散现象的角度出发研究地下水在非饱和土体中的输运过程, 发现并不满足经典的 Fick 梯

基金项目: 国家自然科学基金项目(51674266); “十三五”国家重点研发计划项目(2016YFC0600704)

收稿日期: 2018-01-29

*通信作者(E-mail: zhw@cumtb.edu.cn)

度扩散定律^[8], 其均方位移 (mean square displacement, MSD) 与时间并不呈现线性关系, 属于反常扩散过程。

反常扩散过程本质上是一种非马尔科夫非局域性运动^[9], 必须考虑运动过程中的时间相关性和空间相关性^[10]。例如, 在反常扩散过程中, 空间中某点的通量 (流量) 不仅与该点小范围内的浓度梯度 (水头) 成正比, 也与其他地方粒子的运移有关, 即体现了运动过程中的空间相关性 (或非局域性)。由此可以在 Richards 方程中引入分数阶微积分, 用分数阶偏微分方程来处理。关于分数阶导数, 最常用的定义有 Rieman-Liouville 定义和 Caputo 定义, 尽管这些定义在某些方面具有其优点, 但并不满足普通导数定义的性质, 例如乘法规则、商法则、链式法则等^[11]。对此, Khalil 等引入了一种新的分数阶导数定义, 具有普通导数的运算规则, 称为 Conformable 导数^[12]。

此外, 由于分数阶偏微分方程形式的复杂性, 难以得到解析解, 其数值解多用有限差分法求得。本文通过在 Richards 方程中引入空间分数阶导数, 结合全隐式形式的有限差分法对空间分数阶 Richards 方程进行了求解, 并与试验结果进行比较。

1 一维情况下的空间分数阶 Richards 方程

对于非饱和土, 考虑渗透系数与吸力水头的函数关系得到应用于非饱和土液体流动的达西定律:

$$q = -k(h) \frac{\partial h}{\partial x}, \quad (1)$$

式中, q 为流量 (m/s), $k(h)$ 为渗透系数 (m/s), h 为总水头 (m)。

按照链式法则, 将式 (1) 用体积分水率表示为

$$q = -k(h) \frac{\partial h}{\partial x} = -k(h) \frac{\partial h}{\partial q} \frac{\partial q}{\partial x} = -D(q) \frac{\partial q}{\partial x}, \quad (2)$$

式中, q 为土体体积分水率 (量纲为 1), $D(\theta)$ 为非饱和土的水力扩散系数 (m²/s), 且有

$$D(q) = k(q) \frac{\partial h}{\partial q}. \quad (3)$$

由于非饱和土渗流过程是一种反常扩散过程, 必须考虑运动过程的空间相关性^[13], 因此在应用于非饱和土的达西定律中引入空间分数阶微积分, 将式 (3) 变换为

$$q = -D_a(q) \frac{\partial^a q}{\partial x^a}, \quad (4)$$

式中, a 为空间分数阶阶次, $0 < a < 1$, $D_a(\theta)$ 为广义水

力扩散系数 (m^{1+a}/s)。

将式 (4) 代入土体瞬态流控制方程^[3]:

$$-\frac{\partial q}{\partial x} = \frac{\partial q}{\partial t}, \quad (5)$$

得到

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[D_a(q) \frac{\partial^a q}{\partial x^a} \right] = \frac{\partial q}{\partial t}. \quad (6)$$

式 (6) 为一维情况下带有空间分数阶导数 a 的非饱和土渗流方程。当分数阶阶次为 1 时, 式 (6) 退化为用含水率表示的 Richards 方程^[13]:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[D(q) \frac{\partial q}{\partial x} \right] = \frac{\partial q}{\partial t}. \quad (7)$$

式 (7) 中忽略土壤容量的变化及含水率在土中呈现的滞后效应^[13]。

2 Conformable 导数定义下的分数阶偏微分方程有限差分离散格式

Conformable 导数的定义为^[12]

$$T_a f(x) = \lim_{e \rightarrow 0} \frac{f(x + e t^{1-a}) - f(x)}{e}. \quad (8)$$

Conformable 导数与一阶导数的关系为

$$T_a f(x) = x^{1-a} \frac{df(x)}{dx}. \quad (9)$$

令 $D_a(q) \frac{\partial^a q}{\partial x^a} = A$, 利用中心差分, 则式 (6) 左侧的离散格式为

$$\frac{\partial A}{\partial x} = \frac{A_{i+1/2}^{j+1} - A_{i-1/2}^{j+1}}{\Delta x}, \quad (10)$$

式中, $A_{i+1/2}^{j+1} = D_a(q_{i+1/2}^{j+1}) \frac{\partial^a q_{i+1/2}^{j+1}}{\partial x^a}$, 利用 Conformable 导数与一阶导数的关系, 有

$$\begin{aligned} A_{i+1/2}^{j+1} &= D_a(q_{i+1/2}^{j+1})(i\Delta x)^{1-a} \frac{\partial q_{i+1/2}^{j+1}}{\partial x} \\ &= D_a(q_{i+1/2}^{j+1})(i\Delta x)^{1-a} \frac{q_{i+1}^{j+1} - q_i^{j+1}}{\Delta x}, \end{aligned} \quad (11)$$

同理, 有 $A_{i-1/2}^{j+1} = D_a(q_{i-1/2}^{j+1})(i\Delta x)^{1-a} \frac{q_i^{j+1} - q_{i-1}^{j+1}}{\Delta x}$ 。

得到式 (6) 左侧的离散格式:

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial x} \left[D_a(q) \frac{\partial^a q}{\partial x^a} \right] &= [D_a(q_{i+1/2}^{j+1})(q_{i+1}^{j+1} - q_i^{j+1}) - \\ &\quad D_a(q_{i-1/2}^{j+1})(q_i^{j+1} - q_{i-1}^{j+1})] \frac{i^{1-a}}{(\Delta x)^{1+a}}. \end{aligned} \quad (12)$$

进而得到式 (6) 的离散格式:

$$\left[D_a(q_{i+1/2}^{j+1})(q_{i+1}^{j+1} - q_i^{j+1}) - D_a(q_{i-1/2}^{j+1})(q_i^{j+1} - q_{i-1}^{j+1}) \right] \frac{t^{1-a}}{(\Delta x)^{1+a}} = \frac{q_i^{j+1} - q_i^j}{\Delta t} \quad (13)$$

根据有限差分法应用于非饱和土渗流的“滞后性”原理^[15], $D_a(\theta_i^{j+1})$ 可近似表示为 $D_a(\theta_i^j)$, 则式(13)可表示为

$$\left[D_a(q_{i+1/2}^j)(q_{i+1}^{j+1} - q_i^{j+1}) - D_a(q_{i-1/2}^j)(q_i^{j+1} - q_{i-1}^{j+1}) \right] \frac{t^{1-a}}{(\Delta x)^{1+a}} = \frac{q_i^{j+1} - q_i^j}{\Delta t} \quad (14)$$

$$\text{令 } D_a(q_{i+1/2}^j) \frac{t^{1-a}}{(\Delta x)^{1+a}} = g_i^j, \quad D_a(q_{i-1/2}^j) \frac{t^{1-a}}{(\Delta x)^{1+a}} = h_i^j,$$

$\frac{1}{\Delta t} = l$, 则式(14)可简化为

$$g_i^j q_{i+1}^{j+1} - (g_i^j + h_i^j + l) q_i^{j+1} + h_i^j q_{i-1}^{j+1} = -l q_i^j \quad (15)$$

利用全隐形式的有限差分法对式(6)求解的原理是, 如图1定义求解区域为半无限大空间网格, 横坐标为位置 x , 纵坐标为时间 t , 边界条件 $x=x_0$, $x=x_l$ 及 $t=t_0$ 时的含水率已知。用 θ_i^{j+1} 表示 $t=t_{j+1}$, $x=x_i$ 含水率的值, 在任意 $t=t_{j+1}$ 时刻, $I-1$ 个未知量 $\theta_1^{j+1} \sim \theta_{I-1}^{j+1}$ 可由前一行 $t=t_j$ 时刻 $I-1$ 个已知量 $\theta_1^j \sim \theta_{I-1}^j$ 列出的 $I-1$ 个方程求得。由于边界条件 $t=t_0$ 时刻含水率已知, 利用上述关系递推即可求得含水率矩阵。

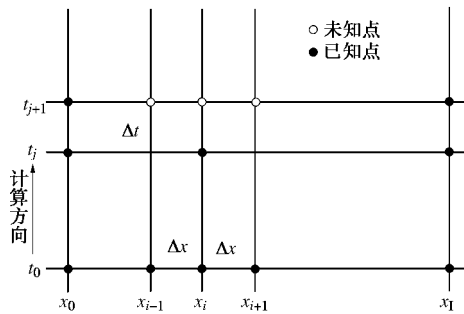


图1 隐式有限差分法示意图

Fig. 1 Full implicit finite difference method

3 基于 MATLAB 的有限差分法求解分数阶偏微分方程

将式(15)用如下矩阵表示为

$$\mathbf{A} \cdot \mathbf{T} = \mathbf{b} \quad (16)$$

$$\mathbf{A} = \begin{pmatrix} -(g_2^j + h_2^j + l) & g_2^j & 0 & 0 & \mathbf{L} & 0 \\ h_3^j & -(g_3^j + h_3^j + l) & g_3^j & 0 & \mathbf{L} & 0 \\ 0 & h_4^j & -(g_4^j + h_4^j + l) & g_4^j & \mathbf{L} & 0 \\ \mathbf{M} & \mathbf{M} & \mathbf{M} & \mathbf{M} & \mathbf{M} & \mathbf{M} \\ 0 & 0 & \mathbf{L} & h_{I-2}^j & -(g_{I-2}^j + h_{I-2}^j + l) & g_{I-2}^j \\ 0 & 0 & \mathbf{L} & 0 & h_{I-1}^j & -(g_{I-1}^j + h_{I-1}^j + l) \end{pmatrix}_{(I-2) \times (I-2)} \quad (20)$$

式中, \mathbf{A} 为系数矩阵, \mathbf{T} 为含水率矩阵, \mathbf{b} 为常数矩阵。

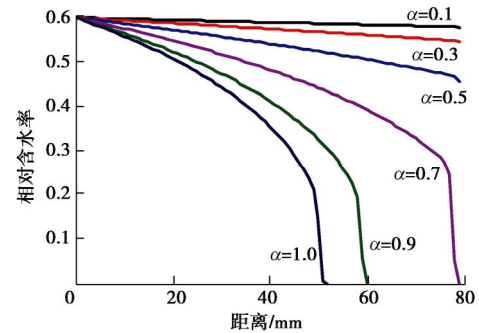


图2 相同时间不同分数阶阶次 a 对于反常扩散的影响

Fig. 2 Effects of fractional order a on anomalous diffusion under same time

将式(15)中的位置变量 i 从 2 变换到 $I-1$, 可以得到在 $t=t_j$ 时刻的方程如下:

$$\left. \begin{aligned} & -(g_2^j + h_2^j + l) q_2^{j+1} + g_2^j q_3^{j+1} = -l q_2^j - h_2^j q_1^{j+1}, \\ & h_3^j q_2^{j+1} - (g_3^j + h_3^j + l) q_3^{j+1} + g_3^j q_4^{j+1} = -l q_3^j, \\ & h_4^j q_3^{j+1} - (g_4^j + h_4^j + l) q_4^{j+1} + g_4^j q_5^{j+1} = -l q_4^j, \\ & h_5^j q_4^{j+1} - (g_5^j + h_5^j + l) q_5^{j+1} + g_5^j q_6^{j+1} = -l q_5^j, \\ & \mathbf{M} \quad \mathbf{M} \quad \mathbf{M} \quad \mathbf{M} \\ & h_{I-1}^j q_{I-2}^{j+1} - (g_{I-1}^j + h_{I-1}^j + l) q_{I-1}^{j+1} = -l q_{I-1}^j - g_{I-1}^j q_I^{j+1}, \end{aligned} \right\} \quad (17)$$

$$\text{得到此时的含水率矩阵为 } \mathbf{T} = \begin{pmatrix} q_2^{j+1} \\ q_3^{j+1} \\ q_4^{j+1} \\ \mathbf{M} \\ q_{I-1}^{j+1} \end{pmatrix}_{I-2} \quad (18)$$

$$\text{常数矩阵为 } \mathbf{b} = \begin{pmatrix} -l q_2^j - h_2^j q_1^{j+1} \\ -l q_3^j \\ -l q_4^j \\ -l q_5^j \\ \mathbf{M} \\ -l q_{I-2}^j \\ -l q_{I-1}^j - g_{I-1}^j q_I^{j+1} \end{pmatrix}_{I-2} \quad (19)$$

结合公式(18), (19), 得到系数矩阵为

4 分数阶阶次的敏感性分析

通过改变分数阶阶次 α 得到的对同一时间不同距离的含水率变化图, 探究分数阶阶次对反常扩散过程的影响。由图可知分数阶阶次对于反常扩散过程空间相关性或非局域性的影响: 由于水力扩散系数 $D \propto x^{-\alpha}$ [14], 因而分数阶阶次越小 (图中由下至上), 其对应的扩散速度越快, 表明空间相关性效果更强, 使得其反常扩散过程比正常扩散 ($\alpha=1$ 时) 快, 与经典分数阶导数定义下 (Riemann-Liouville 定义和 Caputo 定义) 的反常扩散性质相符 [9]。

5 拟合结果

EI ABD [17] 利用中子射线成像技术研究了水在烧结砖体中的入渗现象, 得到了体积含水率随时间与位置变化的试验数据。

通过引入试验中的初始边界条件 $x=x_0$ 时相对含水率为 0.6, $t=t_0$ 时相对含水率为及 $x=x_l$ 时相对含水率为 0, 根据式 (16), (18), (19) 和 (20) 利用 MATLAB 对试验数据进行拟合。试验数据和拟合结果见图 3, 4。

图 3 是拟合结果在三维图形中及分别在固定时间 t 固定位置 x 的显示。三维图中 x , y 轴分别代表时间与距离, z 轴为相对含水率。由三维图中的趋势可知, 对于同一位置, 随着时间增加含水率同时增加 (时间越久, 非饱和土体越接近饱和); 对于同一时间, 随着距离的增加含水率逐渐减小 (距离水源越远, 相对含水率越小)。三维图左边的二维图代表固定几个时间 (2, 20, 40, 60, 80, 100, 120, 140, 160, 180, 200 min) 下得到的含水率在此时刻随着距离的变化而变化的规律。三维图右边的二维图代表着固定几个位置 (0, 12, 24, 36, 48, 60, 72, 84, 96, 108, 120 mm) 下得到的含水率在此位置下随着时间变化而变化的规律。由图可知在初始位置相对含水率保持不变, 其他位置相对含水率随着时间增加而增加, 最终将趋近饱和。

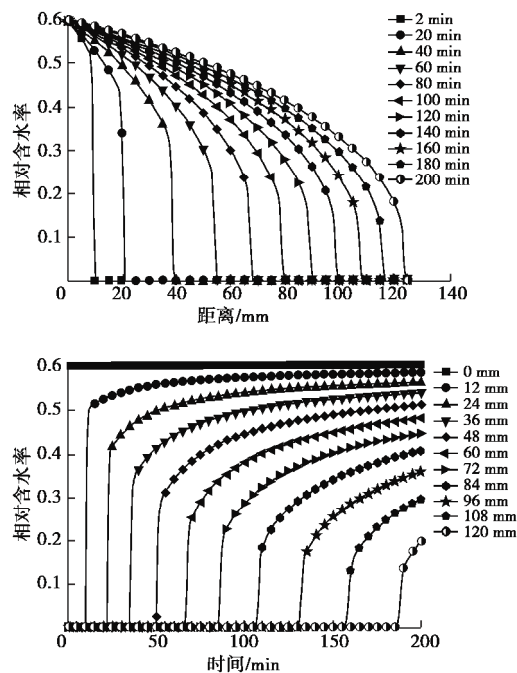
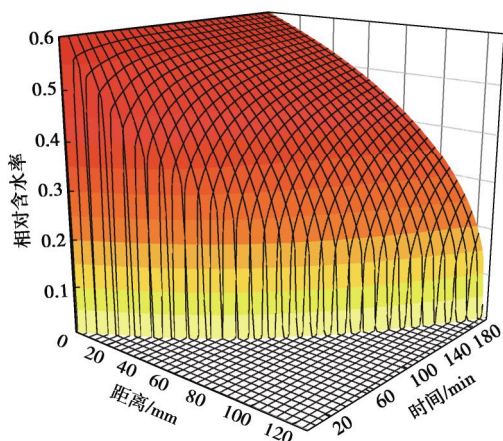


图 3 含水率 θ 随时间 t 、位置 x 变化图

Fig. 3 Fitting results of changes of moisture content with time and displacement

图 4 为 3 个不同时间下, 固定时间 t 得到的不同位置上相对含水率的模型数值解与试验数据的对比, 通过对比图可知, 空间分数阶渗流模型的数值解在中、短时间的拟合结果与试验结果匹配程度较高, t 增加时拟合结果出现了一定偏差。原因是本文中水力扩散系数 D (由土水特征线 [18] 得到) 采用的是幂律形式经验公式 ($D=A\theta^r$) [19], 当试件整体饱和度较高的时候, 此表达式不足以描述这一复杂情形, 在已有研究中已经体现了这一特性 [20]。

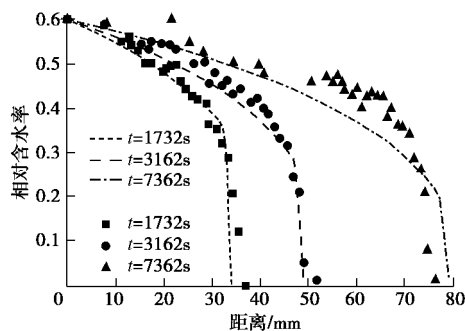


图 4 不同时间拟合结果与试验数据对比图

Fig. 4 Comparison between fitting results and experimental data of changes of moisture content under different time

图 5 是使用空间分数阶 Richards 方程与普通阶 Richards 方程关于同一组试验数据的拟合结果对比图。由图可知, 分数阶 Richards 方程比普通阶 Richards 方程的拟合效果更好, 且因为在方程中加入了空间分

数阶的效果, 其渗流速度比普通扩散要快, 与经典分数阶导数定义下 (Riemann-Liouville 定义和 Caputo 定义) 的反常扩散性质相符^[9]。

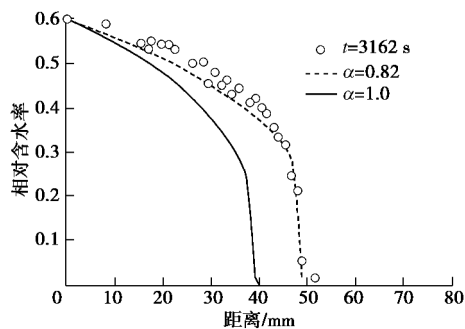


图5 空间分数阶渗流模型与 Richards 方程拟合结果对比

Fig. 5 Comparison of fitting results between space-fractional order and Richard's equation

6 结 论

本文通过针对非饱和土渗流过程的 Richards 方程, 从反常扩散的角度引入空间分数阶导数, 结合 Conformable 导数与一阶导数的关系, 得到了适用于反常扩散过程的一维空间分数阶 Richards 方程, 并对空间分数阶 Richards 方程的数值解进行探讨, 得到了全隐式形式下的有限差分离散格式, 在已有论文的试验基础上将试验数据与用 MATLAB 得到的数值解进行对比。此外还分析了方程中分数阶导数的意义及对渗流过程的影响, 主要得出以下结论:

(1) 地下水在非饱和土中的渗流过程与反常扩散过程具有相似性, 从反常扩散的角度研究渗流问题是可行的, 二者可以看作同一物理过程的不同表现形式。

(2) 空间分数阶反常扩散模型具有广泛的适用性: 当分数阶阶次为 1 时, 公式退化为 Richards 方程, 可以描述经典渗流过程; 当分数阶阶次时, 可以描述考虑非局域性的渗流过程。

(3) 从数值解来看, 相同条件下空间分数阶-反常扩散速度比普通扩散速度快, 这与经典分数阶导数定义下理论求解的反常扩散性质相符。将这个结论应用到渗流中, 空间分数阶渗流比 Richards 方程描述下的渗流速度要快。

(4) 基于 Conformable 导数定义下的空间分数阶渗流模型能够较好地描述地下水在非饱和土中的输运渗流过程, 其有限差分方法具有较好的适用性。

参考文献:

[1] 陈正汉. 非饱和土与特殊土力学的基本理论研究[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(2): 201 - 272. (CHEN Zheng-han. On

basic theories of unsaturated soils and special soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(2): 201 - 272. (in Chinese))

- [2] BUCKINGHAM E. Studies on the movement of soilmoisture[J]. US Department of Agriculture, Bureau of Soils B, 1907, **38**: 1 - 61.
- [3] RICHARDS L A. Capillary conduction of liquids through porous medium[J]. Physics, 1931, **1**: 318 - 333.
- [4] RICHARDS L A. The usefulness of capillary potential to soil-moisture and plant investigations[J]. J Agr Research, 1928, **37**: 719 - 742.
- [5] NEUMAN S P. Universal scaling of hydraulic conductivities and dispersivities in geologic media[J]. Water Resources Research, 1990, **26**(8): 1749 - 1758.
- [6] HATANO Y, HATANO N. Dispersive transport of ions in column experiments: an explanation of long - tailed profiles[J]. Water Resources Research, 1998, **34**(5): 1027 - 1033.
- [7] HAGGERTY R, MCKENNA S A, MEIGS L C. On the late - time behavior of tracer test breakthrough curves[J]. Water Resources Research, 2000, **36**(12): 3467 - 3479.
- [8] 孙洪广, 陈 文, 蔡 行. 空间分数阶导数“反常”扩散方程数值算法的比较[J]. 计算物理, 2009, **26**(5): 719 - 724. (SUN Hong-guang, CHEN Wen, CAI Xing. Comparative study of numerical algorithms for ‘anomalous’ diffusion equation with spatial fractional derivatives[J]. Chinese Journal of Computational Physics, 2009, **26**(5): 719 - 724. (in Chinese))
- [9] 常福宣, 陈 进, 黄 薇. 反常扩散与分数阶对流-扩散方程[J]. 物理学报, 2005, **54**(3): 1113 - 1117. (CHANG Fu-xuan, CHEN Jin, HUANG Wei, et al. Anomalous diffusion and fractional advection-diffusion equation[J]. Acta Physica Sinica, 2005, **54**(3): 1113 - 1117. (in Chinese))
- [10] 孙洪广, 常爱莲, 陈 文, 等. 反常扩散: 分数阶导数建模及其在环境流动中的应用[J]. 中国科学: 物理学力学天文学, 2015, **45**(10): 104702. (SUN Hong-guang, CHANG Ai-lian, CHEN Wen, et al. Anomalous diffusion: fractional derivative equation models and applications in environmental flows[J]. Scientia Sinica, 2015, **45**(10): 104702. (in Chinese))
- [11] ZHOU H W, YANG S, ZHANG S Q. Conformable derivative approach to anomalous diffusion[J]. Physica A: Statistical Mechanics and its Applications, 2018, **491**: 1001 - 1013.
- [12] KHALIL R, AL HORANI M, YOUSEF A, et al. A new definition of fractional derivative[J]. Journal of

- Computational and Applied Mathematics, 2014, **264**: 65 - 70.
- [13] PACHEPSKY Y, TIMLIN D, RAWLS W. Generalized Richards' equation to simulate water transport in unsaturated soils[J]. Journal of Hydrology, 2003, **272**(1/2/3/4): 3 - 13.
- [14] PACHEPSKY Y A, TIMLIN D. Water transport in soils as in fractal media[J]. Journal of Hydrology, 1998, **204**: 98 - 107.
- [15] MILLER E E, MILLER R D. Physical theory for capillary flow phenomena[J]. Journal of Applied Physics, 1956, **27**(4): 324 - 332.
- [16] OZISIK N. Finite Difference Methods in Heat Transfer[M]. Boca Raton: CRC Press, 1994.
- [17] EL ABD A, CZACHOR A, MILCZAREK J. Neutron radiography determination of water diffusivity in fired clay brick[J]. Applied Radiation and Isotopes, 2009, **67**(4): 556 - 559.
- [18] 陈正汉, 谢定义, 王永胜. 非饱和土的水气运动规律及其工程性质研究[J]. 岩土工程学报, 1993, **15**(3): 9 - 20. (CHEN Zheng-han, XIE Ding-yi, WANG Yong-sheng, et al. Experimental study of laws of fluid motion, suction and pore pressures in unsaturated soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1993, **15**(3): 9 - 20. (in Chinese))
- [19] PARLANCE M B, PRASAD S N, PARLANGE J Y, et al. Extension of the Heaslet - Alksne technique to arbitrary soil water diffusivities[J]. Water Resources Research, 1992, **28**(10): 2793 - 2797.
- [20] 梅 岭, 姜朋明, 李 鹏, 等. 非饱和土的土水特征曲线试验研究[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(增刊 1): 124 - 128. (MEI Ling, JIANG Peng-ming, LI Peng, et al. Soil-water characteristic curve tests on unsaturated soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(S1): 124 - 128. (in Chinese))
-

本期广告索引

- 封 2 北京理正软件股份有限公司
封 4 南瑞集团水利水电技术分公司

DOI: 10.11779/CJGE202009022

基于3D打印研究颗粒形状对砂土宏观力学性质的影响

康馨¹, 陈植欣^{1, 2}, 雷航¹, 胡黎明², 陈仁朋¹

(1. 湖南大学土木工程学院, 湖南长沙 410082; 2. 清华大学水利水电工程系, 水沙科学与水利水电工程国家重点实验室, 北京 100084)

摘要: 颗粒形状是影响砂土宏观力学指标的重要因素。提出一种修正的三维形状系数 S' 表征颗粒的三维形状, 通过3D打印技术打印特定形状的砂颗粒, 进行相对密度试验以及颗粒材料在不同相对密度与应力状态下的直剪试验, 分别测得不同形状砂颗粒的极限堆积状态和宏观力学响应。试验结果表明: 三维形状系数 S' 可有效克服二维形状指标需确定多参数贡献度的缺陷; 随着 S' 值的增大, 颗粒堆积时的最大、最小孔隙比以及两者间的差值均增大; D_r 相同条件下, S' 值与临界状态摩擦角成正相关, 而由于 S' 值增大时, 相同 D_r 条件下越难达到密实的堆积状态, 使得峰值剪胀角与峰值内摩擦角随 S' 值的增大, 表现出先增大后减小的规律, 即存在一个临界三维形状系数值。基于试验数据建立 S' 值与宏观力学指标之间的关系式, 为工程设计与数值模拟考虑颗粒形状的影响提供理论依据。

关键词: 颗粒形状; 剪切性能; 3D打印; 砂土; 直剪试验

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)09-1765-08

作者简介: 康馨(1986—), 男, 陕西榆林人, 教授, 博士生导师, 主要从事土的基本性质与土工测试、环境岩土工程、非饱和土力学方面的研究。E-mail: kangxin@hnu.edu.cn。

Effects of particle shape on mechanical performance of sand with 3D printed soil analog

KANG Xin¹, CHEN Zhi-xin^{1, 2}, LEI Hang¹, HU Li-ming², CHEN Ren-peng¹

(1. College of Civil Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China; 2. State Key Laboratory of Hydro-Science and Engineering, Department of Hydraulic Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China)

Abstract: At particle scale, the morphological characteristics have a significant effect on the mechanical responses of sand. To analyze such effect, a modified 3D shape factor S' is introduced to quantify the particle shape. The particles with the designed shape are fabricated through the 3D printing technology. The mechanical responses of the particles are obtained in the direct shear tests performed under a range of normal stress levels and relative packing densities. The data analysis shows that the difficulty of estimating the effects of particle shape on strength using 2D shape factors can be effectively overcome by the shape factor S' . The maximum and minimum void ratios have internal correlations with the values of S' . The comparison of the 3D printed soil analog and natural soil particles demonstrates the serviceability of 3D printed particles as substitutes for sandy materials in the laboratory. In addition, the critical state friction angle is found to increase with the increase of value of S' , but both the peak dilation angle and the peak internal friction angle are found to increase initially then decrease after reaching the peak, for the reason that irregularity promotes looser packing. This observation indicates that there exists an optimal particle shape factor of granular materials in nature. Finally, the relationship between S' and mechanical properties is established to provide theoretical basis for considering the effects of particle shape in engineering design and numerical simulations.

Key words: particle shape; mechanical performance; 3D printing; sand; direct-shear test

0 引言

砂土的强度在土木工程中具有重要意义, 它是计算地基承载力、土坡稳定性和挡土墙土压力的关键。砂土作为一种松散多相的颗粒类材料, 其强度往往取决于颗粒间的相互作用。颗粒层面的运动以及相互作用力构成了砂土宏观力学特性的基础。砂土颗粒层面物理要素主要包括颗粒的大小, 级配与形状, 关于前

两者, 已有大量研究表明其对砂土力学性质的重要影响。Miskin 等^[1]指出, 虽然距库仑提出土的强度公式已过去两百多年, 但目前对颗粒材料的形状与其力学性能之间联系的理解仍较浅。然而, 砂土颗粒形状差

基金项目: 国家自然科学基金青年基金项目(51808207)

收稿日期: 2019-08-20

*通信作者 (E-mail: chenzhixinapple@163.com)

异很大,选择特定的颗粒形状往往意味着选择了特定的颗粒排列与力学性能^[1],忽略颗粒的形状特征会对设计结果和工程造价造成较大影响。因此,对砂土这种在自然界中广泛存在的颗粒材料,很有必要深入探究颗粒多层面的形状要素与其物理力学性质之间的关系。

在以往关于颗粒形状的研究中,存在着两个关键的难题需要解决:一是表征颗粒形状时,多是对显微镜获取的二维图像进行傅里叶级数或分形维数等数学描述^[2-3],或是直接构建二维形状系数。前者在实际工程中的应用过于复杂,后者需进行大量的数理统计分析来确定多个二维参数的贡献度^[4-5]。二是室内试验采用天然颗粒时,难以找到形状一致的颗粒,且很难完全消除颗粒级配的影响,使得试验结果存在较大的离散性;而当采用其他材料的颗粒代替时,能研究的颗粒形状局限于单球或是双球等颗粒形状^[6-8]。因此,先前的研究难以将颗粒的形状同砂土的其他颗粒层面的要素独立开来,比如颗粒尺寸、材料等,导致在进行常规室内试验时,难以揭示某一特定的颗粒层面要素对颗粒力学性能所造成的独立影响^[9]。

近些年来新兴的3D打印技术被初步应用到岩土工程领域的研究中。3D打印技术可以满足自由的、个性化的设计与生产,且具有制备复杂颗粒形状的能力。通过使用该技术打印设计好的具有独立形状的颗粒进行室内试验,为定量研究颗粒形状与其物理性质、宏观力学性能等的联系带来了可能。

本文从颗粒的三维几何特征出发,引用并修正三维形状系数 S ,解决砂土颗粒形状表征问题;应用3D打印技术制备特定形状,排除其他因素影响,通过室内物理试验,从细观的角度揭示形状对颗粒材料物理性质及宏观力学性能的影响,并建立两者间的联系。

1 试验材料制备

在本次研究中,选用6种不同形状的颗粒,分为3D打印颗粒与天然砂粒。试验颗粒的显微镜图以及级配如图1所示。3D打印的颗粒包括球体(SP),正四面体(TE),正八面体(OC),正六面体(CU),均按等体积原则打印;天然颗粒包括渥太华砂(OT),灵寿砂(DO)。结合以往学者的研究,本次试验中选用熔融沉积型(FDM)技术,采用热塑性材料PLA进行颗粒的打印。3D打印流程如图2所示。对试验颗粒进行表面形貌扫描,如图3所示。3D打印具体流程如下:

(1) 3D打印建模:在CAD三维建模模式中,设计需要打印颗粒的形状,并将该CAD文件导出为

3D打印机可识别的stl文件格式。

(2) 切片处理:在与打印机匹配的切片软件Ultimakercura 3.6.0中,对3D模型进行切片处理,设置打印参数与路径,并传输到3D打印机。3D打印参数为:喷嘴口径0.25 mm,分层厚度0.06 mm,试样填充率100%,打印速度30 mm/s,打印精度小于200 μm。

(3) 3D打印及后处理:3D打印机根据设置的参数与路径进行分层打印,完成后将试样多余材料去除。

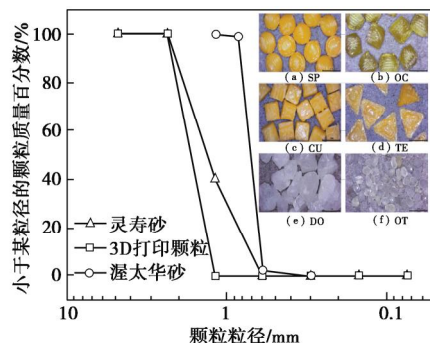


图1 试验颗粒显微镜及颗粒级配图

Fig. 1 Microscopic images and grain-size distribution curves of particles used in study

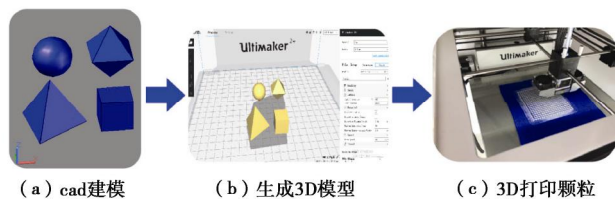


图2 3D打印流程

Fig. 2 Process of 3D printing

2 构建形状参数并表征颗粒形状

从三维的角度出发,对颗粒的形状特征进行量化,Su等^[10]提出基本几何等效原则,建立颗粒三维尺寸体积 V ,表面积 A ,与粒径 L 之间的关系式,定义为颗粒的形状系数,见式(1)。其中, V 体现相同接触面积下,颗粒堆积的密实程度; A 反映相同体积下,颗粒的伸展程度,其对颗粒间的咬合,转动有较大影响。 A/V 能量化颗粒形状在颗粒间相互作用时的影响,粒径 L 能消除颗粒尺寸变化对比表面积所造成的影响。

$$S = \frac{(A/V) \times L}{6}, \quad (1)$$

式中,Su等^[10]定义最小外接球直径作为颗粒粒径 L ,但如以正八面体与正六面体为例,假设两者的边长分别为 a 和 b ,根据计算形状系数 S 所需的参数,体积 V 分别为 $\sqrt{2}a^3/3$, b^3 ,表面积 A 分别为 $2\sqrt{3}a^2$, $6b^2$,

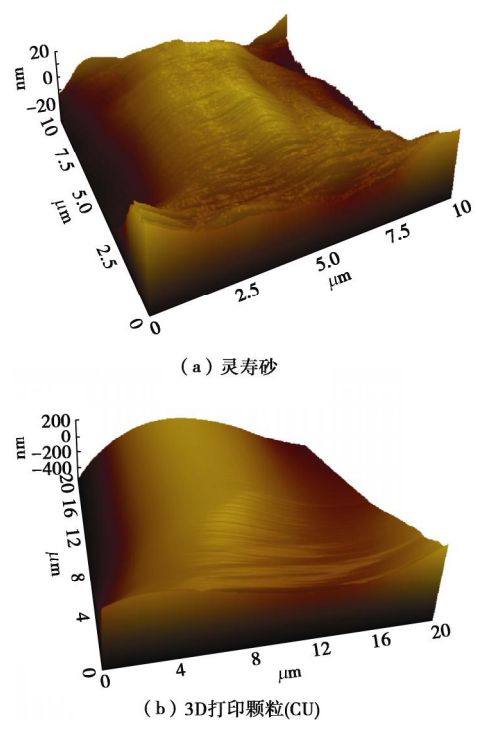


图 3 原子力显微镜表面三维形貌扫描图
Fig. 3 Atomic force microscopy scans of particles

外接圆直径 L 分别为 $\sqrt{2}a$, $\sqrt{3}b$, 由于表面积与最小外接圆的直径并非成比例的关系, 计算所得 S 均为 $\sqrt{3}$, 出现 S 值发生重叠的情况, 不具备普适性。

针对该问题, 本研究采用与颗粒等体积的等效球直径为名义长度 L' 的方法进行修正, 公式推导如下:

假设颗粒的体积为 V_1 , 表面积为 A_1 , 则其等效球的直径为 $L'_1 = 2 \cdot \sqrt[3]{3V_1/(4\pi)}$, 且 $A_1/V_1 = k/L'_1$; 相同形状不同颗粒尺寸的颗粒体积为 V_2 , 表面积为 A_2 , 则其等效球的直径为 $L'_2 = 2 \cdot \sqrt[3]{3V_2/(4\pi)}$, $A_2/V_2 = k/L'_2$, 修正后的形状系数为

$$S' = (A/V \times L')/6 = (k/L'_1 \times L'_1)/6 = (k/L'_2 \times L'_2)/6 = k。(2)$$

当形状确定时, A/V 值仅与 L' 有关, 可知 k 值仅由颗粒的形状决定。由式 (2) 可知, 修正后, S' 被无量纲化, 消除了尺寸效应的影响, 综合考虑了颗粒几何参数: 体积、表面积以及长度对砂土颗粒宏观力学性质的影响, 并且具有表征形状的唯一性。 S 与 S' 值可以直接通过式 (1), (2) 的计算得出, 如表 1 所示。

表 1 3D 打印颗粒的几何尺寸及形状系数值

| Table 1 Geometric parameters and shape factors of 3D printed particles | | | | | |
|--|----------------------------|-----------------------------|---------------|--------------|------------------|
| 名称 | 体积 V /mm ³ | 表面积 S /mm ² | 粒径 L /mm | 形状 系数 S | 修正后形状 系数 S' |
| SP | 4.189 | 12.566 | 2 | 1 | 1 |
| OC | 4.189 | 14.861 | 2.929 | 1.732 | 1.18 |
| CU1 | 4.189 | 15.591 | 2.792 | 1.732 | 1.24 |
| TE | 4.189 | 18.724 | 3.287 | 2.449 | 1.49 |
| CU2 | 8 | 24 | 3.464 | 1.732 | 1.24 |

若直接通过试验测量天然砂粒的比表面积, 进而确定其形状系数, 比表面积值会受到粗糙度的影响, 因此建议采用 Mollon 等^[11]提出的采用傅里叶描述符生成真实 3D 砂颗粒模型的方法, 获取颗粒的三维几何参数, 进而通过公式计算获取形状系数值。但由于砂粒存在不均匀性, 因此在本次试验中, 只将天然砂粒作为对照部分, 仅对其的形状做定性的分析。

当按照 Krumbein 等所整理出的矿物形状分布表进行形状系数计算时^[12], 未修正前 S 值范围为 1~3 之间^[10], 在本文中采用 S' 值的范围为 1~2.449 之间, 所占的比例为 $2.449/3=81.6\%$, 表明研究的范围较大, 能较多涵盖到自然界中可能存在的砂颗粒形状范围。

3 室内试验

为反映颗粒形状对砂土堆积状态的影响, 本研究根据《SL 237—1999 土工试验规程》的要求, 分别对颗粒的最大与最小孔隙比进行测定。试验结果如表 2 所示。为研究土体剪切破坏行为以及测定抗剪强度指标, 在两种相对密实度 $D_r=0.4$, $D_r=0.9$, 以及法向应力分别为 50, 100 和 200 kPa (应力状态编号分别为 1, 2 和 3) 对颗粒进行直剪试验, 本次试验的最大剪切位移为 8 mm, 与试样直径之比为 $8/61.8=12.9\% > 10\%$, 符合规范 D3080M—11^[13], 大于前人试验采用的比值^[7, 14]。

表 2 试验材料的形状参数及极限孔隙比

| Table 2 Shape parameters and extreme void ratios of materials | | | | | |
|---|----------|------------|-------|-------|-------------|
| 颗粒名称 | 球度 S_1 | 棱角角度 A_g | 最小孔隙比 | 最大孔隙比 | 孔隙比差值 I_e |
| SP | 1 | 1 | 0.639 | 0.796 | 0.157 |
| OC | 0.866 | 1.104 | 0.715 | 0.95 | 0.235 |
| CU1 | 0.707 | 1.129 | 0.815 | 1.175 | 0.36 |
| TE | 0.333 | 1.258 | 0.867 | 1.400 | 0.533 |
| CU2 | 0.707 | 1.129 | 0.68 | 1.033 | 0.353 |

试验可以得到不同形状颗粒剪应力、法向位移与剪切位移间的关系曲线, 剪切应力根据剪切过程中面积的损失进行修正^[15]。本文中给出相对密实度 D_r 为 90%, 法向应力为 50 kPa 时 4 种打印颗粒的试验曲线, 如图 4 所示。其中, SP-1-0.4 表示相对密实度 $D_r=0.4$, 应力状态为 1, 即 50 kPa 下的球体, 其余以此类推。

选取两种相对密实度下, 法向应力为 50 kPa 的灵寿砂与打印的六面体 1 颗粒的试验曲线, 如图 5 所示。可以看出, 打印颗粒的剪切行为与天然颗粒具有相似性, 存在峰值抗剪强度, 达到峰值之后逐渐趋向于稳定, 说明采用 3D 打印颗粒研究砂土宏观力学性能影响机制的可行性。从图 5 (b) 中可以看出, 灵寿砂达到峰值状态所需位移为 2.08 mm, 而正六面体为 4.90 mm。由表 3 所示, 石英的抗压强度与弹性模量均是 PLA

材料的几十倍,因此,当其他条件相同时,天然砂粒达到峰值状态所需位移会明显小于打印颗粒的位移。

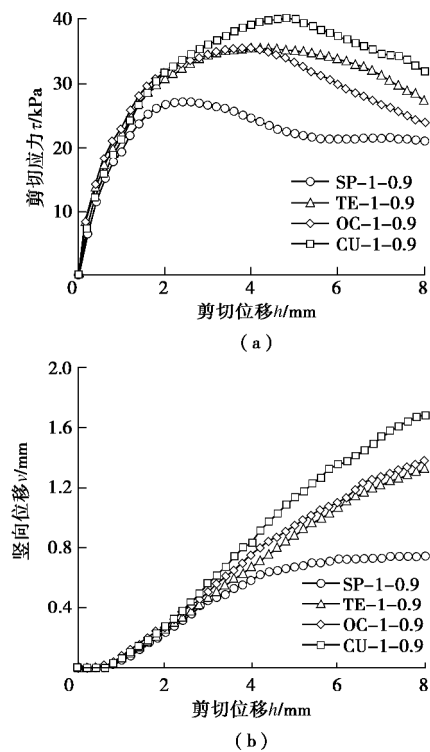


图 4 3D 打印颗粒直剪试验曲线 ($S_n=50$ kPa, $D_r=90\%$)
Fig. 4 Direct shear test curves of 3D particles ($S_n=50$ kPa, $D_r=90\%$)

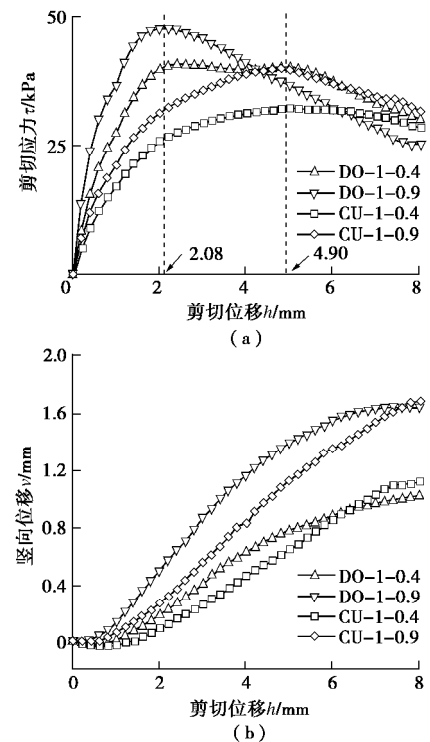


图 5 灵寿砂与正六面体 1 直剪结果对比图 ($S_n=50$ kPa)
Fig. 5 Comparison of direct shear test curves between dolomite sand and cube 1 ($S_n=50$ kPa)

表 3 试验材料的基本力学性质

| Table 3 Basic mechanical parameters of test materials | | | | |
|---|--|------------------------|------------------------|--------------|
| 类型 | 密度 $\rho/(10^3\text{kg}\cdot\text{m}^{-3})$ | 抗压强度 S/MPa | 弹性模量 E/GPa | 泊松比 μ |
| PLA 材料 | 0.75 | 32.44 | 1.53 | — |
| 石英 | 2.2 | 1100 | 72 | 0.17 |

4 试验成果讨论

4.1 颗粒堆积状态

在以往基于二维图像的颗粒形状表征中,主要分为 3 个层次^[5],分别为颗粒轮廓的整体特征,颗粒轮廓的凹凸程度以及颗粒表面的粗糙度,分别用球度 S_1 、棱角度 A_g 以及形状因子 V 表示。3D 打印的精度较高,因此颗粒表面的粗糙度影响可以近似认为相同。从图 1 中可以看出,由于采用分层打印的方式,在打印颗粒表面会有层状纹理,剪切时会增加颗粒间的微咬合,进而增大颗粒的剪切强度。图 3 为灵寿砂和正六面体的原子力显微镜扫描图,扫描范围分别为 $10\text{ }\mu\text{m}\times 10\text{ }\mu\text{m}$ 和 $20\text{ }\mu\text{m}\times 20\text{ }\mu\text{m}$,采用的成像模式是非接触式模式。可以看出,3D 打印材料的扫描区域位于层状纹理的凸起处,相较于天然砂粒,其材料表面更加光滑平顺。对比发现,造成打印颗粒与天然颗粒表面粗糙度不同的因素主要来自于上述两个方面,但由于目前室内试验的研究中无法定量表征两种颗粒粗糙度的差异,且其相对于颗粒球度以及棱角度等因素而言对砂土剪切性能的影响较小,故本次研究忽略表面粗糙度的影响。

表 1 中前 4 种 3D 打印颗粒材料相同、体积相同,相对密度试验结果如图 6 所示,可以看出,随着 S' 值的增大,颗粒的最大孔隙比 e_{\max} ,最小孔隙比 e_{\min} 以及两者间的差值 I_e 随之增大,这是由于规则形状的颗粒,在颗粒间更容易发生相互滑动与转动,因此更容易形成密实的结构,且最疏松和最密实的情况下, I_e 不大。反之,颗粒间的转动受限,疏松的情况下颗粒间的孔隙体积大,当对其进行振动击实时,颗粒间会发生重排列,因此孔隙变化的范围较大。通过该范围值可以定性判断颗粒形状的规则程度,进而预估颗粒的形状系数值范围。由表 2 可知,随着 S' 增大,球度与圆度均减小, e_{\max} , e_{\min} 及其 I_e 均增大,该规律与 Cho 等^[4]、Fraser 等^[16]的研究结论相类似,侧面说明了采用形状系数 S' 可综合反映多个二维形状系数值的复合影响。表中正六面体 2 的 e_{\max} 与 e_{\min} 均比正六面体 1 的小,说明颗粒的尺寸也会影响到该值的大小,随着颗粒尺寸增大,颗粒整体的可压缩性提高,而能达到的最大孔隙率降低,这与 Islam 等^[17]所得的结论

是一致的。

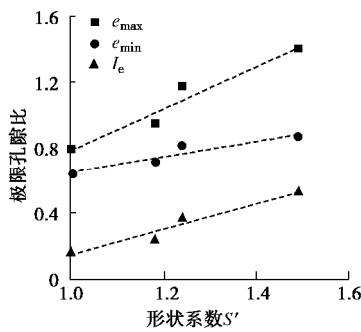


图6 极限孔隙比随形状系数 S' 的变化规律

Fig. 6 Variation of limit void ratio with particle shape factor S'

4.2 经验应力剪胀关系式

由于采用最大法向应力水平为 200 kPa, 属于较低的应力水平, 剪切后未发现颗粒破碎, 因此砂土颗粒在剪切过程中的抗剪强度主要来源于两部分的贡献, 一是颗粒间的摩擦作用, 二是由于颗粒间产生咬合作用, 剪切过程中, 在克服该作用时会引起体积的变化。

Bolton^[18]通过采用砂样进行平面应变与三轴试验, 认为平面应变的应力剪胀关系满足式(3)。考虑到采用理论推导应力剪胀关系的难度以及 Bolton 所提的经验公式的适用性, 本次分析中采用 Bolton 的经验公式作为框架, 通过 Dai 等^[7]所提的修正经验公式(式(4)), 对试验结果进行处理。

$$j_{d,ps} = 0.8f + j_{cs,ps}, \quad (3)$$

$$j_{d,ds} = Vf + j_{cs}. \quad (4)$$

根据上述的应力剪胀关系式, 由于直剪试验刚开始时, 剪切力所做的部分功会被颗粒的弹性变形所吸收, 而当剪切位移较大时, 剪切试样的应力应变不均匀程度大, 因此, 同一形状颗粒, 在 6 种状态下 (D_r 与 $s_n [2 \times 3]$), 采用当剪切位移分别等于 2, 3, 4, 5, 6 mm, 以及达到峰值状态下的滑动摩擦角和剪胀角作为纵坐标和横坐标, 对打印颗粒的应力剪胀关系进行拟合, 结果如图 7 所示。其中, 拟合直线的斜率代表关系式中的 V 值, 截距代表打印颗粒的临界状态摩擦角 j_{cs} 的大小。绘制 3D 打印颗粒 $j_d - j_{cs}$ 与剪胀角 f 可以得到 V 值的规律, 如图 8 (a) 所示, V 值并非定值, 而是随颗粒 S' 值的增大, 先增大后减小。对渥太华砂与灵寿砂试验结果进行拟合, 得到的 V 值分别为 0.783 与 0.873, 说明不同砂粒间由于颗粒形状, 颗粒尺寸与粒间摩擦系数等不同, 会导致 V 值发生变化, 而 Bolton 所取的值可能为该变量的特例^[18]。如图 8 (b) 所示, 相对于 Bolton 所提出的定值 0.8, 3D 打印颗粒 V 值变化范围较大, 最大值为 0.153, 说明该值对颗粒剪切性能的影响不可忽视。

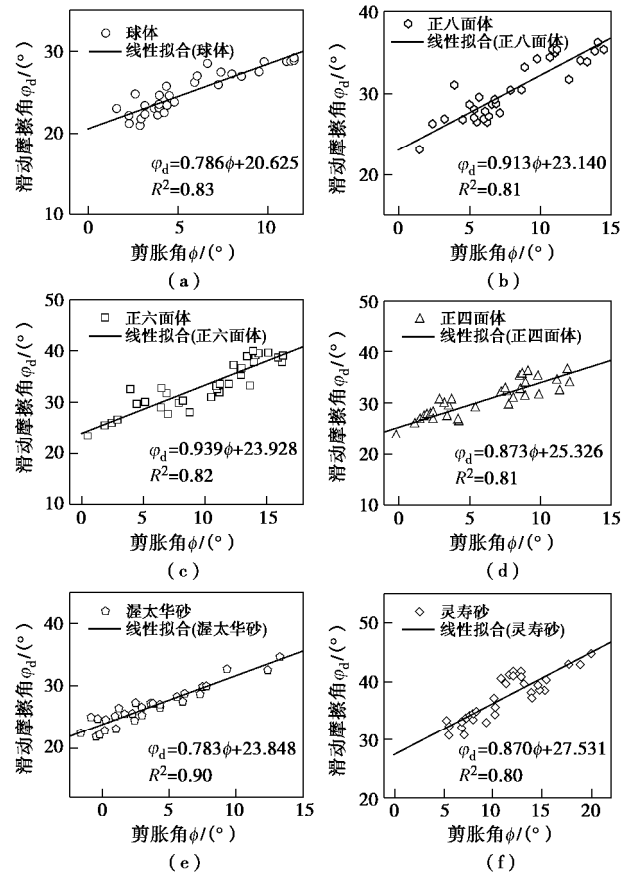
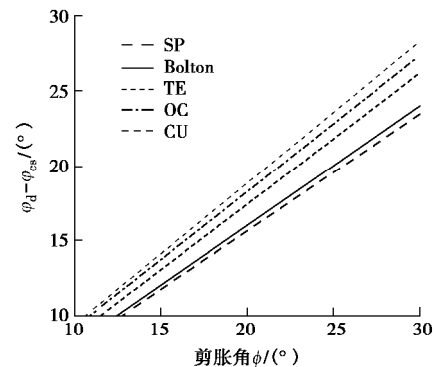
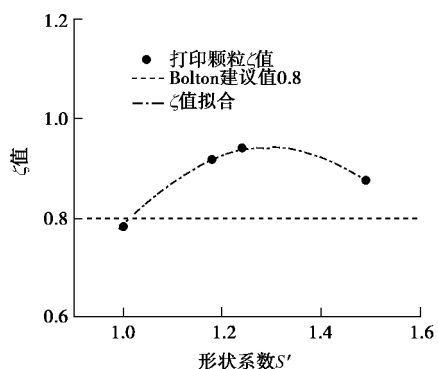


图7 试验颗粒应力剪胀关系线性拟合图

Fig. 7 Linear fitting of stress-dilatancy relationship of particles



(a) 3D打印颗粒 $\phi_d - \phi_{cs}$ 与剪胀角 ϕ 关系



(b) 3D打印颗粒 V 值与形状系数 S' 关系

图8 3D打印颗粒应力剪胀关系图

Fig. 8 Stress-dilatancy relationship of 3D printed particles with various shapes

4.3 临界状态摩擦角

临界状态摩擦角, 表征当砂土颗粒产生大应变的情况下, 达到稳定的状态时残余强度大小^[19]。该值与砂土所受的应力路径, 试样的制备方式以及初始的孔隙比均无关^[18]。临界状态角反映的是颗粒移动的贡献, 从图 8 (a) 中可以看出, 该值的变化规律同二维形状系数的变化规律成正相关, 这与 Cho 等^[4]、Chan 等^[20]的发现相似。正四面体与球体的临界状态摩擦角之间相差 4.701° , 说明颗粒形状对颗粒剪切强度的影响较大。

颗粒的移动主要包括颗粒接触面上的滑动以及颗粒间的转动。颗粒间滑动摩擦力 $T = m'N$, m' 值的大小与颗粒间的接触面积及法向应力的的大小无关, 因此不同形状颗粒的 m' 值相同。而由于圆球的转动较容易^[21], 说明临界状态摩擦角的差值可以反映的是颗粒形状对颗粒间转动的限制作用。这可以为在数值模拟中考虑颗粒形状对转动的影响提供依据。

4.4 峰值剪胀角

为衡量剪切过程中颗粒剪胀性的变化情况, 引入剪胀角的概念, 当颗粒的抗剪强度达到峰值时, 往往对应着峰值剪胀角, 其表达式为

$$f_{\max} = \tan^{-1} \left(\frac{d_v}{d_h} \right)_{\max}, \quad (5)$$

式中, d_v 与 d_h 分别为剪切位移与法向位移的增量。两种相对密度下不同颗粒的峰值剪胀角如图 9 所示。

值得注意的是, 在相同的相对密度以及法向应力下, 从图 9 可以看出, 峰值剪胀角的大小并非随形状系数 S' 的增大而增大, 这与 Cho 等^[4]研究所得到的结论并不一致。Afzali 等^[22]采用 3 组具有不同初始孔隙比的砂粒进行直剪试验, 结果表明, 峰值剪胀角 f_{\max} 随初始孔隙比减小而增大。这说明在本次试验条件下, 峰值剪胀角的影响因素中, 除了颗粒的规则度外, 还与颗粒的初始堆积状态有关。如图 8 (b) 所示, 4 种形状所对应的 V 值均小于 1, 说明剪胀对颗粒抗剪强度的贡献存在折减, 衡量该部分影响应考虑 Vf 的大小。

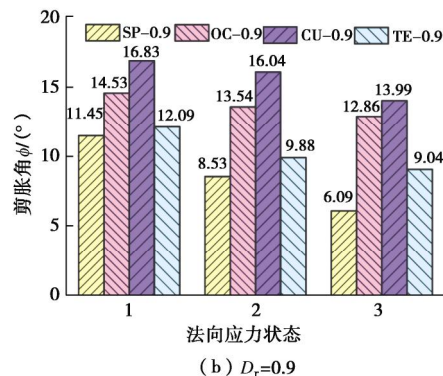
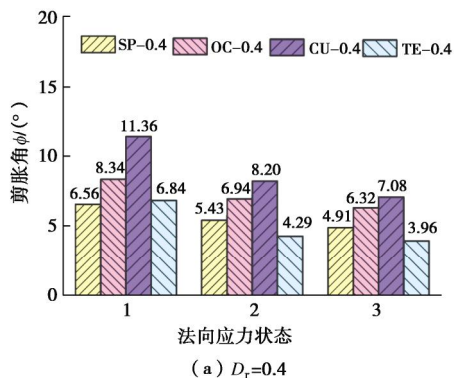


图 9 3D 打印颗粒峰值剪胀角柱状图

Fig. 9 Histograms of maximum dilation angle for 3D printed particles with various shapes

4.5 峰值内摩擦角

对于每种形状的颗粒, 在相同 D_r 条件下, 由试验所得的 3 个抗剪强度峰值, 根据库仑公式对抗剪强度包线进行拟合。由于砂土本身不存在黏聚力, 因此将直线的截距强制归零, 所得的直线斜率为峰值内摩擦角, 如图 10 所示。该值随着 S' 的增大, 表现出先增大后减小的规律, 这与峰值剪胀角的变化规律相同。在本次研究中, 以 S' 为单一变量时, 会同时对颗粒的规则度以及堆积状态造成影响, 后两者在影响颗粒的剪胀效果中存在着相互竞争与抑制的关系, 导致峰值剪胀角和峰值内摩擦角表现出上述规律, 而当控制初始孔隙比相同时, 颗粒的峰值抗剪强度与颗粒 S' 值成正相关, 这与许多学者研究所得的结论相同^[21, 23]。

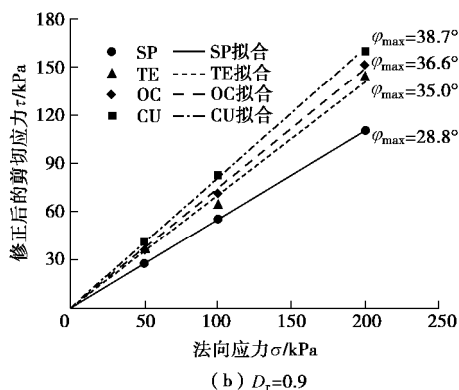
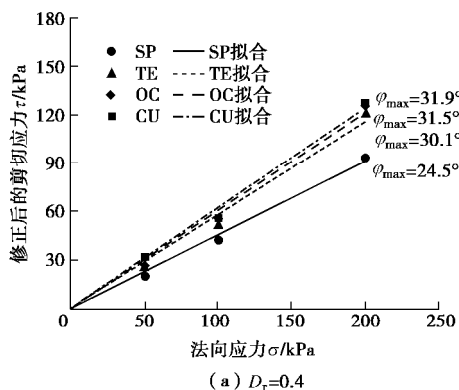


图 10 不同相对密度下 3D 打印颗粒峰值内摩擦角

Fig. 10 Maximum internal friction angles of 3D printed particles under different values of D_r

然而, S' 值较大的颗粒难以达到低孔隙比的堆积状态, 说明采用控制初始孔隙比相同来研究颗粒的剪切行为时存在缺陷, 忽略了颗粒形状, 颗粒级配等影响颗粒剪切行为的关键因素^[24]。因此, 在研究中, 保持不同形状间的相对密实度相同, 可以更好地反映颗粒形状对整体排列状态与剪切行为的影响, 更能反映实际的变化规律, 具有更高的研究价值。

4.6 考虑颗粒形状的经验公式

由式(4)知, 当建立 S' 值与峰值内摩擦角的关系时, 可通过分别建立 S' 值与临界状态摩擦角以及剪胀程度的关系, 再叠加来实现。

因为临界状态摩擦角与颗粒的相对密实度以及法向应力水平无关, 所以能够直接拟合得到 j_{cs} 与 S' 的关系, 如图 11(a) 所示, 可以看出其具有较高的相关度 $R^2=0.96$, 表达式为

$$j_{cs} = A \cdot S' + B, \quad (6)$$

式中, $A=10.3$, $B=10.7$, 其中 A , B 与颗粒自身矿物成分以及颗粒的尺寸有关。

Bolton^[18]提出, 在应力剪胀关系中, $j_{max} - j_{cs}$ 能够有效的反映剪切过程中剪胀部分的贡献, 而该贡献受相对密实度以及法向应力水平的影响, 并基于此提出表达式 $j_{max} - j_{cs} = 0.8f_{max} = 5I_R$ 。但由峰值剪胀角的讨论可以得知, 虽然颗粒的相对密实度相同, 然而当具有不同的颗粒形状时, 其峰值剪胀角以及 V 值并不相等, 说明 Bolton 的公式中的 I_R 缺乏对由颗粒形状对剪胀部分产生的影响的考虑, 需进行修正。根据剪胀角的变化规律, 采用 origin 内嵌的 holliday1 函数进行拟合, 见下式:

$$Vf_{max} = \frac{a}{(1 - 1.48S' + 0.585S'^2)}。 \quad (7)$$

在 $D_r=0.4$ 和 0.9 时, 综合考虑 3 种应力状态, 对 S' 值与剪胀部分之间的关系进行拟合, 结果如图 11(b) 所示。

其中, $b=-1.5$, $c=0.585$, a 为与 D_r 有关的参数, 当 $D_r=0.4$ 时, $a=0.456$; 当 $D_r=0.9$ 时, $a=0.882$ 。关于 a 与 D_r 之间的关系, 后续可开展相关研究进行确定。将式(6), (7) 叠加, 可以得到颗粒峰值内摩擦角与 S' 的关系如下所示:

$$j_{max} = \frac{a}{(1 - 1.48S' + 0.585S'^2)} + 10.3S' + 10.7。 \quad (8)$$

在很多的堤坝, 路堑等填方工程中, 选用粗粒土的物理参数会对工程建设的造价起到重大的影响, 其中颗粒形状是一个极为关键的影响因素。通过测得形状系数 S' , 在颗粒其他要素相同的前提下, 根据式(6), (8) 可分别比较不同形状颗粒临界状态摩擦角与峰值内摩擦角的相对大小。因此, 可以通过该经验公式来指导工程建设中颗粒形状的选择。

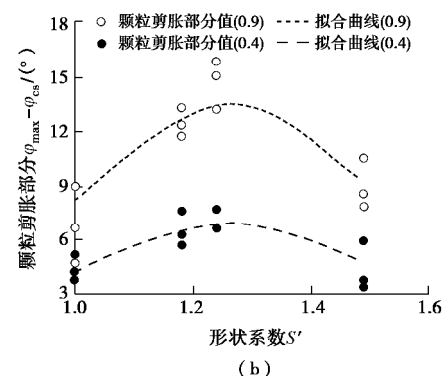
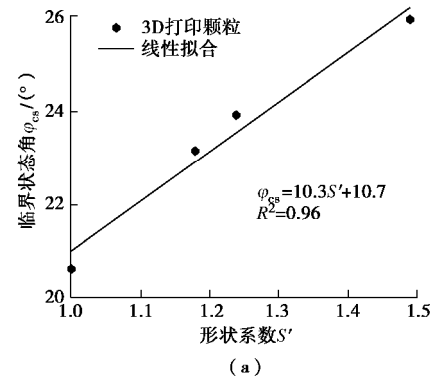


图 11 3D 打印颗粒经验关系拟合图

Fig. 11 Fitting of empirical relationship for 3D printed particles

5 结 论

本文提出了一种修正的三维形状系数 S' , 表征颗粒形状, 通过对 3D 打印颗粒与天然砂粒进行系统的相对密度试验与直剪试验, 研究了颗粒形状对砂土物理性质及宏观力学性能的影响, 可得到如下结论:

(1) 修正的三维形状指标 S' 能综合反映颗粒的球度与棱角度的二维形状特征, 避免了采用二维形状系数表征时需要考虑多参数贡献度的问题, 采用与颗粒等体积球的直径作为颗粒的名义粒径能够解决先前定义粒径时所出现的表征形状不唯一的问题。

(2) 通过对打印颗粒进行相对密度试验后发现, 随着 S' 值的增大, 最大孔隙比、最小孔隙比以及两者之间的差值均增加, 说明颗粒形状会影响颗粒的堆积状态, 该影响可由 S' 值反映。

(3) 通过比较打印颗粒与天然颗粒的直剪结果可以发现, 两者的剪切行为近似, 说明了采用打印颗粒来研究颗粒形状对剪切性能影响的可行性。

(4) 随着 S' 值的增大, 颗粒的临界状态摩擦角增大, 主要的原因来自于颗粒的规则度对颗粒的转动起到了限制作用; 而由于颗粒形状会同时影响颗粒的规则度以及初始孔隙比, 两者对颗粒的剪胀影响存在竞争关系, 导致峰值剪胀角, 峰值内摩擦角表现出先增大后减小的趋势。采用控制相对密实度相同进行研究更具实用价值。本次研究中所获得的最优形状为正六

面体。

(5) 砂土剪切性能实际上受多种因素的复合影响, 本次研究所采用的形状指标能反映砂土整体轮廓和表面凹凸程度的形状特征, 但无法反映表面粗糙度的微观影响。砂土颗粒的性质还取决于颗粒本身矿物成分, 颗粒尺寸与级配等, 综合反映这些因素的影响才能把握全貌, 定量分析其复合影响需要进一步的研究。

参考文献:

- [1] MISKIN M Z, JAEGER H M. Adapting granular materials through artificial evolution[J]. *Nature Materials*, 2013, **12**(4): 326 - 331.
- [2] THOMAS M C, WILTSHIRE R J, WILLIAMS A T. The use of Fourier descriptors in the classification of particle shape[J]. *Sedimentology*, 1995, **42**(5): 635 - 645.
- [3] HYSILIP J P, VALLEJO L E. Fractal analysis of the roughness and size distribution of granular materials[J]. *Engineering Geology*, 1997, **48**(3): 231 - 244.
- [4] CHO G C, DODDS J, SANTAMARINA J C. Particle shape effects on packing density, stiffness, and strength: natural and crushed sands[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2006, **132**(5): 591 - 602.
- [5] 刘清秉, 项伟, BUDHU M, et al. 砂土颗粒形状量化及其对力学指标的影响分析[J]. *岩土力学*, 2011(增刊 1): 190 - 197. (LIU Qing-bing, XIANG-Wei, BUDHU M, et al. Study of particle shape quantification and effect on mechanical property of sand[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2011(S1): 190 - 197. (in Chinese))
- [6] CUI L, O'SULLIVAN C. Exploring the macro-and micro-scale response of an idealised granular material in the direct shear apparatus[J]. *Géotechnique*, 2006, **56**(7): 455 - 468.
- [7] DAI B B, YANG J, ZHOU C Y. Observed effects of interparticle friction and particle size on shear behavior of granular materials[J]. *International Journal of Geomechanics*, 2016, **16**(1): 04015011.
- [8] POWRIE W, NI Q, HARKNESS R M, et al. Numerical modelling of plane strain tests on sands using a particulate approach[J]. *Géotechnique*, 2005, **55**(4): 297 - 306.
- [9] HANAOR D A H, GAN Y, REVAY M, et al. 3D printable geomaterials[J]. *Géotechnique*, 2016, **66**(4): 323 - 332.
- [10] SU Y F, BHATTACHARYA S, LEE S J, et al. A new interpretation of three-dimensional particle geometry: M-A-V-L[J]. *Transportation Geotechnics*, 2020, **23**: 100328.
- [11] MOLLON G, ZHAO J. Generating realistic 3D sand particles using Fourier descriptors[J]. *Granular Matter*, 2013, **15**(1): 95 - 108.
- [12] KRUMBEIN W C, SLOSS L L. *Stratigraphy and Sedimentation*[M]. San Francisco: W H Freeman & Co, 1951.
- [13] Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions: ASTM D 3080—04—2011 [S]. 2011.
- [14] SHIBUYA S, MITACHI T, TAMATE S. Interpretation of direct shear box testing of sands as quasi-simple shear[J]. *Géotechnique*, 1997, **47**(4): 769 - 790.
- [15] OLSON R E, LAI J. *Direct Shear Testing*[R]. Taiwan: Advanced Geotechnical Laboratory, Dept. of Construction Engineering, Chaoyang University of Technology, 1989.
- [16] FRASER H J. Experimental study of the porosity and permeability of clastic sediments[J]. *The Journal of Geology*, 1935, **43**(8): 910 - 1010.
- [17] ISLAM M N, SIDDIKA A, HOSSAIN M B, et al. Effect of particle size on the shear strength behaviour of sands[J]. *Australian Geomechanics Journal*, 2011, **46**(3): 85 - 95.
- [18] BOLTON M D. Strength and dilatancy of sands[J]. *Géotechnique*, 1986, **36**(1): 65 - 78.
- [19] BEEN K, JEFFERIES M G, HACHEY J. Critical state of sands[J]. *Géotechnique*, 1991, **41**(3): 365 - 381.
- [20] CHAN L C Y, PAGE N W. Particle fractal and load effects on internal friction in powders[J]. *Powder Technology*, 1997, **90**(3): 259 - 266.
- [21] 孔亮, 彭仁. 颗粒形状对类砂土力学性质影响的颗粒流模拟[J]. *岩石力学与工程学报*, 2011, **30**(10): 2112 - 2119. (KONG Liang, PENG Ren. Particle flow simulation of influence of particle shape on mechanical properties of quasi-sands[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2011, **30**(10): 2112 - 2119. (in Chinese))
- [22] AFZALI-NEJAD A, LASHKARI A, SHOURIJEH P T. Influence of particle shape on the shear strength and dilation of sand-woven geotextile interfaces[J]. *Geotextiles and Geomembranes*, 2017, **45**(1): 54 - 66.
- [23] HIRABAYASHI H, OHMURA A. Micromechanical influence of grain properties on deformation-failure behaviours of granular media by DEM[C]// *Geomechanics and Geotechnics of Particulate Media: Proceedings of the International Symposium on Geomechanics and Geotechnics of Particulate Media*, 2006, Ube: 173 - 179.
- [24] CORNFORTH D H. Prediction of drained strength of sands from relative density measurement[J]. *Astm Special Technical Publications*, 1973, **523**: 281 - 303.

悼念谢定义教授

——本刊编辑部——

2020年9月

《岩土工程学报》编委会第五至第十届编委，《岩土工程学报》名誉编委，西安理工大学教授，全国土动力学专业委员会原主任委员，我国著名的土动力学和黄土力学专家谢定义教授因病于2020年8月10日17时45分在西安逝世，享年90岁。

谢定义先生1931年生于甘肃甘谷。1952年毕业于西北工学院，1962年6月毕业于列宁格勒建筑工学院，获地基基础动力学副博士学位。

谢定义先生自上世纪五十年代开始，一直从事岩土工程专业的教学、科研工作，在国内举办了首届全国《土动力学》学习班，1987年组织举办了第二届全国土动力学与土工抗震学术会议。1986年申报获批西安理工大学岩土工程博士学位点，1995年申报获批西安理工大学水利土木工程博士后流动站，为陕西省土木工程学科发展做出了重要贡献。谢定义先生师德师风堪称楷模，先后荣获国家机械委、水利部、陕西省等省部级优秀教师荣誉称号5次。先后负责土力学、高等土力学、土动力学、岩土工程学、基础工程学、土工试验技术、黄土力学、非饱和土力学等课程的讲授和科研工作，尤其在土动力学、黄土力学和非饱和土力学理论研究方面引领全国，具有举足轻重的学术地位。谢定义先生在毕生的教育教学生涯中，为国家培养了包括中国工程院院士、中华学人、973首席科学家等一大批岩土工程杰出人才，被业界称颂为“中国西部的特殊现象”（孙钧院士），“中国土力学研究典型代表团队之一”（沈珠江院士）。谢定义先生在岩土工程领域享有极高的声誉，为我国黄土力学、非饱和土力学、土动力学以及西安理工大学土木水利学科群的发展和进步做出了不可磨灭的贡献。

谢定义先生具有丰富的理论知识与工程实践经验，负责解决了一大批重要基础设施的岩土工程关键技术难题。承担过十多项国家、省部级科研项目。发表岩土工程专业的学术论文百余篇，撰写了国内第一本《土动力学》，推动了我国土动力学的教学与研究，开展了饱和砂土瞬态极限平衡理论研究，出版了《饱和砂土瞬态动力学特性与机理分析》专著，是我国土动力学领域最具影响的专家之一。他长期担任全国土动力学专业委员会主任委员，积极组织 and 承办全国学术大会，促进学术交流，对促进我国土动力学理论发展及指导工程实践发挥了重要作用。此后开展了非饱和土力学研究，提出了非饱和土有效应力研究的一种新途径，为非饱和土力学从理论到实践提供了新的方法论。以其卓越的学术成就及业绩，获2000年第十届茅以升教育基金奖，2000年度（第4届）茅以升土力学及基础工程大奖，2001年黄文熙讲座撰稿人。

谢定义教授在退休后的十几年时间里，以耄耋之年，相继编著了《高等土力学》、《岩土工程学》、《试验土工学》、《土力学教程》、《非饱和土土力学》、《应用土动力学》《土力学教程》和《黄土土力学》等八部专业著作，孜孜不倦，辛勤耕耘，毕生才学，倾囊相授，更是体现了一个老科研教育工作者的责任感和对祖国岩土事业发展的赤胆忠心。这些岩土工程专业系列书籍系统地总结了谢定义教授从事教学科研工作近六十年来对岩土工程专业的认识和创新研究，深入浅出，字字珠玑，既可作为专业教材又可作为专业参考书，可谓近年来岩土工程知识宝库中的耀眼瑰宝，对我国岩土工程事业发展具有重要作用。

谢定义教授在长达近70年的理论和实践中始终谦虚恳挚、作风朴实、襟怀坦荡、平易近人。谢先生的品格和为人在他的同仁和晚辈中有口皆碑。他的逝世是我国岩土工程界的一大损失，也使我们失去了一位杰出的良师益友。

谢定义教授安息！

NARI 南瑞集团
NARI GROUP CORPORATION

水利水电技术分公司

WATER RESOURCES AND HYDROPOWER TECHNOLOGY COMPANY

专于安全监测事业 齐全的产品与服务

自1973年开始一直专业从事工程安全监测技术研究、仪器设备研制和相关技术咨询服 务，获20余项专利、2项软件著作权，生产的产品涵盖了工程安全监测各个领域并已在国内外300多个大中型工程应用。

- 差动电阻式安全监测仪器系列
- 振弦式安全监测仪器系列
- 电容式安全监测仪器系列
- 土石坝安全监测仪器系列
- 电位器式安全监测仪器系列
- DAMS-IV型智能分布式工程安全监测系统
- DSIMS系列大坝安全信息管理网络系统软件
- 真空激光准直测量系统
- 多种类型渗流、渗压、渗漏监测仪器系列
- CCD坐标仪、伺服加速度式测斜仪系列

地址：南京市江宁区诚信大道19号
电话：025-81085810
网址：<http://www.sgepri.sgcc.com.cn>

邮编：211106
传真：025-81085888