

ISSN 1000 - 4548  
CODEN YGXUEB

# 岩土工程学报

Chinese Journal of Geotechnical Engineering

第 44 卷      第 4 期 (总 377 期)  
Vol. 44      No. 4 (Total 377)

4

2022

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



9 771000 454223

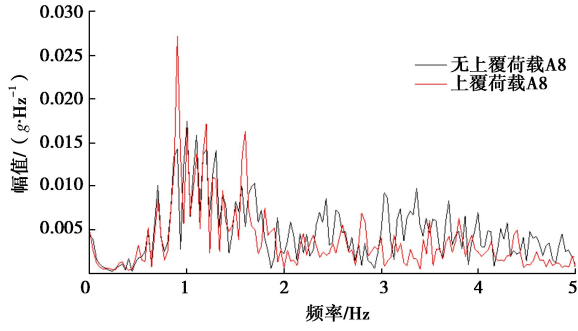
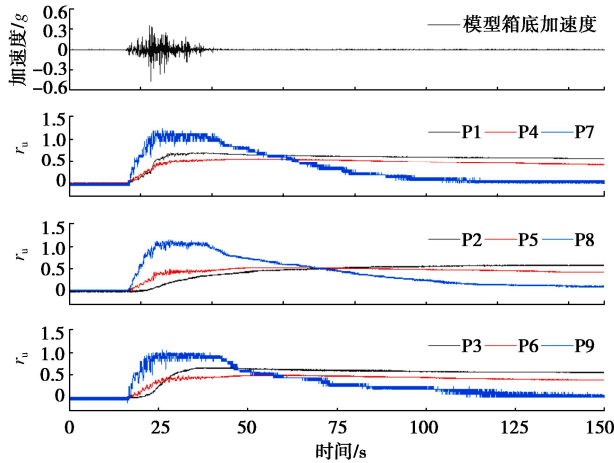
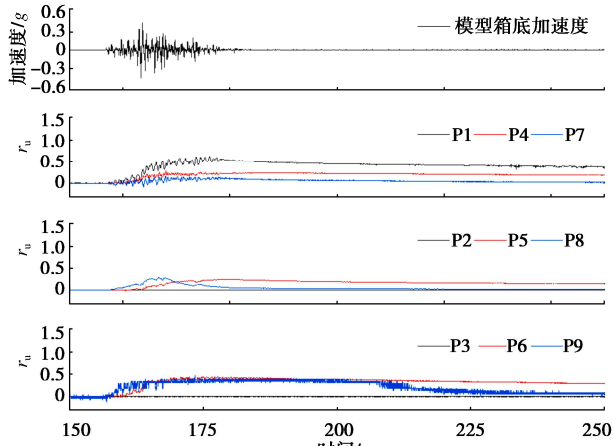


图 8 地基 A8 处加速度 Fourier 谱

Fig. 8 Fourier spectra of point at foundation A8



(a) 无荷载地基  $r_u$  变化曲线



(b) 上覆荷载地基  $r_u$  变化曲线

图 10 地基振动过程中  $r_u$  变化曲线

Fig. 10 Variation of  $r_u$  in process of vibration

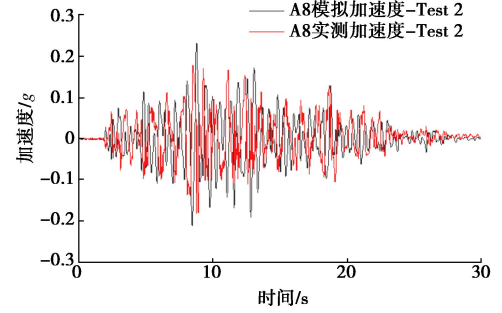
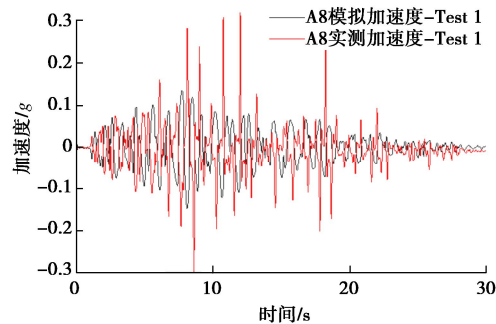


图 14 数值模拟与模型试验加速度时程对比

Fig. 14 Comparison between simulated and measured time-history curves of acceleration

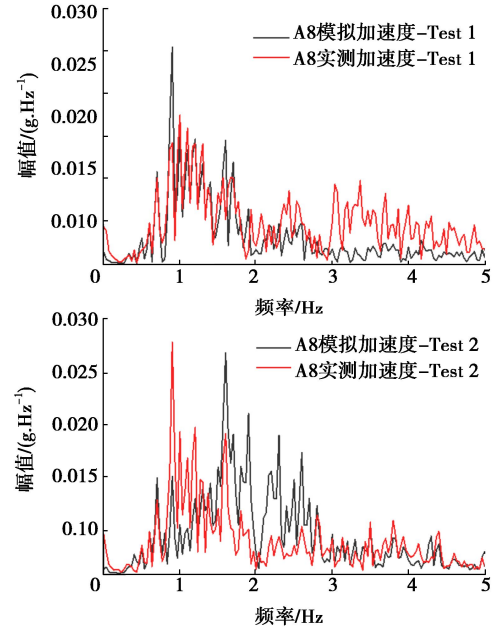


图 15 数值模拟与模型试验傅里叶谱对比

Fig. 15 Comparison between simulated and measured Fourier spectra

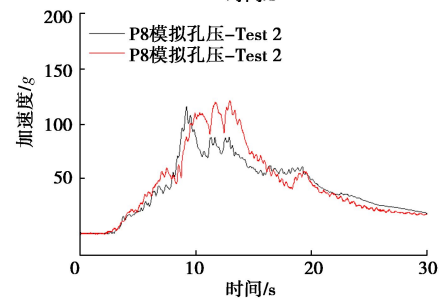
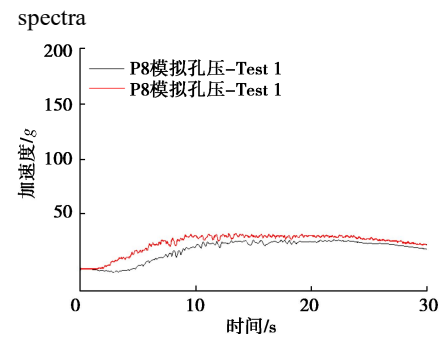


图 16 数值模拟与模型试验孔压时程对比

Fig. 16 Comparison between simulated and measured time-history curves of pore pressure



# 《岩土工程学报》第十三届编委会名单

2021年5月15日 北京

|        |           |     |               |     |                   |     |              |     |             |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|--------|-----------|-----|---------------|-----|-------------------|-----|--------------|-----|-------------|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|
| 名誉编委:  | 周 镜       | 孙 钧 | 魏汝龙           | 殷宗泽 | 李广信               |     |              |     |             |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 主 任:   | 陈生水       |     |               |     |                   |     |              |     |             |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 副 主 任: | 蔡正银       | 龚晓南 | 孔令伟           | 官剑飞 | 陈祖煜               | 张建民 |              |     |             |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 编 委:   | (以汉语拼音为序) |     |               |     |                   |     |              |     |             |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|        | 白 冰       | 蔡国军 | 蔡袁强           | 蔡正银 | 陈国兴               | 陈锦剑 | 陈仁朋          | 陈生水 | 陈卫忠         |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|        | 陈育民       | 陈云敏 | 陈正汉           | 陈祖煜 | 程展林               | 崔新壮 | 杜修力          | 杜延军 | 范嘉程         |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|        | 冯世进       | 冯夏庭 | 高福平           | 高文生 | 高玉峰               | 官剑飞 | 龚晓南          | 何满潮 | 何 宁         |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|        | 洪振舜       | 胡黎明 | 黄茂松           | 蒋明镜 | 孔纲强               | 孔令伟 | 赖远明          | 李典庆 | 李术才         |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|        | 李 霞       | 李运辉 | 梁发云           | 刘汉龙 | 刘 润               | 刘松玉 | 路德春          | 马 巍 | 梅国雄         |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|        | 明经平       | 缪林昌 | 邵生俊           | 沈 强 | 沈水龙               | 施 斌 | 施建勇          | 宋二祥 | 孙德安         |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|        | 唐朝生       | 汪小刚 | 王复明           | 王兰民 | 王立忠               | 王明洋 | 王 睿          | 王卫东 | 王玉杰         |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|        | 王 媛       | 韦昌富 | 翁孟嘉           | 吴宏伟 | 谢和平               | 谢永利 | 徐长节          | 徐永福 | 许怀后         |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|        | 薛 强       | 杨春和 | 杨光华           | 杨 峻 | 杨 庆               | 杨仲轩 | 姚仰平          | 于玉贞 | 俞 缙         |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|        | 詹良通       | 张 嘎 | 张鸿儒           | 张建红 | 张建民               | 张璐璐 | 张伟文          | 张文忠 | 赵绍锋         |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|        | 郑 刚       | 郑 宏 | 郑俊杰           | 周创兵 | 周小平               | 朱 斌 | 朱合华          | 朱俊高 | 邹德高         |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|        | 邹维列       |     |               |     |                   |     |              |     |             |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|        | M. Arroyo |     | M. D. Bolton  |     | J. C. Chai        |     | Ta-teh Chang |     | J. Chu      |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|        | G. Crosta |     | Y. J. Cui     |     | D. Frost          |     | W. D. Guo    |     | J. Han      |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|        | L. Laloui |     | F. H. Lee     |     | X. S. Li          |     | A. Murakami  |     | Y. Nakata   |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|        | F. Nicot  |     | C. O'Sullivan |     | J. C. Santamarina |     | S. Utili     |     | C. Viggiani |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|        | J. H. Yin |     | H. S. Yu      |     | F. Zhang          |     |              |     |             |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 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)

Chinese Journal of Geotechnical Engineering

(Monthly, Started in 1979)

第 44 卷第 4 期 (总 377) 2022 年 4 月出版

Vol. 44, No. 4 (Total No. 377) Published in Apr. 2022

|         |                                                                                                              |
|---------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 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<br>中国力学学会 中国建筑学会<br>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<br>地址: 南京虎踞关 34 号, 210024<br>电话: (025) 85829534, 85829556 传真: (025) 85829555<br>电子信箱: ge@nhri.cn |
| 主 编     | 蔡正银                                                                                                          |
| 印 刷     | 江苏海河印务有限公司                                                                                                   |
| 发 行 范 围 | 公 开 发 行                                                                                                      |
| 订 阅     | 全国各地邮局 (南京邮局总发行)<br>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)<br>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

Jiangsu Hohai Printing Limited Company

### 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、工程实例、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。编者为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;先引引文,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,OL—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;c)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科技信息研究中心。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

考虑多次扰动影响的盾构隧道结构韧性评估方法及其应用 ..... 林星涛, 陈湘生, 苏 栋, 朱 旻, 韩凯航, 陈仁朋 (591)

地表框架结构作用下隧道施工诱发的砂质地层变形 ..... 徐敬民, 章定文, 刘松玉 (602)

考虑侧壁摩阻的围岩裂隙中膨润土-砂混合物侵入过程及其模型 ..... 叶为民, 许利波, 王 琼, 陈永贵, 陈 宝 (613)

扰动冲击下弱胶结红砂岩的能量耗散与分形特征 ..... 张慧梅, 陈世官, 王 磊, 程树范, 杨更社, 申艳军 (622)

饱和块状混合回填土地基的一维固结分析 ..... 胡亚元, 周焕慧 (632)

干湿循环对不同粒径组崩解性砂岩改良膨胀土的影响 ..... 李国维, 王佳奕, 陈 伟, 吴建涛, 曹雪山, 吴少甫 (643)

纤维加筋植被混凝土基材统计损伤模型研究 ..... 丁 瑜, 魏伟兵, 潘 波, 黄群智, 刘振贤, 刘大翔 (652)

全吸力范围非饱和土水力渗透系数的计算 ..... 翟 钱, 朱益瑶, 叶为民, 杜延军, 戴国亮, 赵学亮 (660)

基于格子 Boltzmann 方法的土石混合体的渗流特性研究 ..... 金 磊, 曾亚武, 程 涛, 李晶晶 (669)

黏土的结构性定量化表征及其弹塑性本构模型研究 ..... 李吴刚, 杨 庆, 刘文化, 杨 钢, 孙秀丽 (678)

球形蒸汽源增湿非饱和黄土水热运移规律试验研究 ..... 李建东, 王 旭, 张延杰, 蒋代军, 刘德仁, 胡 渊 (687)

堆石料微侧壁摩擦力固结仪的研制与应用 ..... 王 龙, 朱俊高, 袁俊平, 陆阳洋 (696)

基于 CT 扫描的砂岩主次裂纹扩展特征及影响因素研究 ..... 王 帅, 许 莹, 张艳博, 姚旭龙, 刘祥鑫, 梁 鹏 (702)

改进的 Picard 法在非饱和土渗流中的应用研究 ..... 朱帅润, 李绍红, 何 博, 吴礼舟 (712)

引入因子分析的结构面粗糙度 RBF 复合参数模型 ..... 尹 宏, 王述红, 董卓然, 侯钦宽 (721)

磨料水射流冲击孔隙岩体的 SPH 模拟研究 ..... 周新超, 马小晶, 廖翔云, 齐思维, 李宏煜 (731)

考虑软土软化效应时单桩基础水平循环受荷的有限元数值模拟 ..... 慕东霖, 田英辉, 王 乐, 肖 忠 (740)

短 文

基于分数阶黏弹性地基模型的群桩时效行为研究 ..... 艾智勇, 叶梓坤, 刘文杰 (749)

黏土在不同应力条件下的渗透过程分析 ..... 宋林辉, 王兴亚, 吴昊宇, 周克发, 梅国雄 (755)

基于岩石峰前起裂及峰后特征的脆性评价方法 ..... 高美奔, 李天斌, 陈国庆, 孟陆波, 马春驰, 张 岩, 阴红宇, 钟雨奕 (762)

上海地区软土旁压加卸载变形特性试验研究 ..... 张 晗, 杨石飞, 王 琳, 林天翔 (769)

饱和砂土坝基液化超重力振动台试验研究 ..... 杨凯文, 李俊超, 王 锋, 陈 涛, 汪玉冰, 邹德高, 刘京茂 (778)

简 讯

2022 年黄文熙讲座(第 25 讲)学术报告会通知(第 1 号) ..... (601)

《岩土工程学报》青年论坛学术活动进展报告 ..... (631)

第七届全国工程安全与防护学术会议(二号通知) ..... (659)

彩色插图索引 ..... (711)

《岩土工程学报》征订启事 ..... (748)

《岩土工程学报》第十三届编委会名单 ..... (扉页 I)

征稿简则 ..... (扉页 II)

## CONTENTS

### PAPERS

- Evaluation method for resilience of shield tunnel linings considering multiple disturbances and its application ..... LIN Xing-tao, CHEN Xiang-sheng, SU Dong, ZHU Min, HAN Kai-hang, CHEN Ren-peng (591)
- Tunneling-induced sandy ground deformation affected by surface framed structures ..... XU Jing-min, ZHANG Ding-wen, LIU Song-yu (602)
- Intrusion process of bentonite-sand mixture and its model in rock fissures with consideration of lateral wall friction ..... YE Wei-min, XU Li-bo, WANG Qiong, CHEN Yong-gui, CHEN Bao (613)
- Energy dissipation and fractal characteristics of weakly cemented red sandstone under disturbance impact ..... ZHANG Hui-mei, CHEN Shi-guan, WANG Lei, CHENG Shu-fan, YANG Geng-she, SHEN Yan-jun (622)
- One-dimensional consolidation analysis of saturated lumpy composite backfill foundation ..... HU Ya-yuan, ZHOU Huan-hui (632)
- Influences of wetting-drying cycles on expansive soils improved with disintegrated sandstone with different particle size groups ... LI Guo-wei, WANG Jia-yi, CHEN Wei, WU Jian-tao, CAO Xue-shan, WU Shao-fu (643)
- Statistical damage model for fiber-reinforced vegetation concrete substrate ..... DING Yu, WEI Wei-bing, PAN Bo, HUANG Qun-zhi, LIU Zhen-xian, LIU Da-xiang (652)
- Estimation of hydraulic conductivity of unsaturated soils under entire suction range ..... ZHAI Qian, ZHU Yi-yao, YE Wei-min, DU Yan-jun, DAI Guo-liang, ZHAO Xue-liang (660)
- Seepage characteristics of soil-rock mixture based on lattice Boltzmann method ..... JIN Lei, ZENG Ya-wu, CHENG Tao, LI Jing-jing (669)
- Structured quantitative characterization and elastoplastic constitutive model of clay ..... LI Wu-gang, YANG Qing, LIU Wen-hua, YANG Gang, SUN Xiu-li (678)
- Experimental study on thermal moisture migration of unsaturated loess humidified by spherical steam source ..... LI Jian-dong, WANG Xu, ZHANG Yan-jie, JIANG Dai-jun, LIU De-ren, HU Yuan (687)
- Development and application of an oedometer with negligible side-wall friction for rockfill materials ..... WANG Long, ZHU Jun-gao, YUAN Jun-ping, LU Yang-yang (696)
- Characteristics and influencing factors for propagation of primary and secondary cracks in sandstone based on CT scan ..... WANG Shuai, XU Ying, ZHANG Yan-bo, YAO Xu-long, LIU Xiang-xin, LIANG Peng (702)
- Application of improved Picard method in unsaturated seepage ..... ZHU Shuai-run, LI Shao-hong, HE Bo, WU Li-zhou (712)
- RBF composite parameter model for structural surface roughness with factor analysis ..... YIN Hong, WANG Shu-hong, DONG Zhuo-ran, HOU Qin-kuan (721)
- Numerical simulation of abrasive water jet impacting porous rock based on SPH method ..... ZHOU Xin-chao, MA Xiao-jing, LIAO Xiang-yun, QI Si-wei, LI Hong-yu (731)
- Finite element numerical simulation of single pile under horizontal cyclic loading considering softening effect of soft soil ..... MU Dong-lin, TIAN Ying-hui, WANG Le, XIAO Zhong (740)

### NOTES

- Time-behavior of pile groups based on fractional derivative soil model ..... AI Zhi-yong, YE Zi-kun, LIU Wen-jie (749)
- Permeation process of clay under different stresses ... SONG Lin-hui, WANG Xing-ya, WU Hao-yu, ZHOU Ke-fa, MEI Guo-xiong (755)
- Brittleness evaluation method based on pre-peak crack initiation and post-peak characteristics of rock ..... GAO Mei-ben, LI Tian-bin, CHEN Guo-qing, MENG Lu-bo, MA Chun-chi, ZHANG Yan, YIN Hong-yu, ZHONG Yu-yi (762)
- Experimental researches on in-situ loading and unloading deformation characteristics of soft soil based on pressuremeter tests in Shanghai area ..... ZHANG Han, YANG Shi-fei, WANG Lin, LIN Tian-xiang (769)
- Centrifugal shaking table tests on saturated sand foundation under dam ..... YANG Kai-wen, LI Jun-chao, WANG Feng, CHEN Tao, WANG Yu-bing, ZOU De-gao, LIU Jing-mao (778)

NEWS ..... (601, 631, 659, 711, 748)

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

Invitation for original papers ..... (head page II)

DOI: 10.11779/CJGE202204001

# 考虑多次扰动影响的盾构隧道结构韧性评估方法及其应用

林星涛<sup>1,2,3</sup>, 陈湘生<sup>1,2,3</sup>, 苏栋<sup>\*1,2,3</sup>, 朱旻<sup>1,2,3</sup>, 韩凯航<sup>1,2,3</sup>, 陈仁朋<sup>4</sup>

(1. 深圳大学土木与交通工程学院, 广东 深圳 518061; 2. 深圳大学滨海城市韧性基础设施教育部重点实验室, 广东 深圳 518061;  
3. 深圳市地铁地下车站绿色高效智能建造重点实验室, 广东 深圳 518061; 4. 湖南大学土木工程学院, 湖南 长沙 410082)

**摘要:** 科学合理地评估盾构隧道结构状态对保障列车安全运维至关重要。针对目前评估方法无法较好定量评估隧道结构的现状, 基于韧性理论, 提出了多次扰动下盾构隧道结构韧性评估方法。首先, 通过构建多阶段隧道结构韧性分析模型, 获得了隧道结构韧性指标计算方法。其次, 根据隧道结构在加载和卸载工况下的不同响应, 提出了相应工况的结构性能分析指标。在此基础上, 定义了隧道结构韧性等级划分标准。然后, 探讨了隧道结构性能恢复程度和加固决策时间对结构韧性程度的影响。最后, 将该方法应用到新建平行隧道下穿既有隧道工程中。结果表明: 采用不同结构性能指标获得的韧性指标差异明显。对于下穿隧道工程而言, 仅以收敛变形作为隧道结构性能指标, 会导致计算结果偏高, 即高估结构的韧性, 由下穿案例可知, 隧道沉降和轨道板的差异沉降应该更需要关注, 尤其是轨道板的差异沉降。研究成果将为盾构隧道结构安全评估及受损结构性能恢复提供重要参考。

**关键词:** 盾构隧道; 韧性评估; 性能指标; 韧性指标

中图分类号: TU435

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2022)04-0591-11

**作者简介:** 林星涛(1990—), 男, 博士(后), 主要从事地下结构韧性评估与盾构掘进土拱效应及土压力计算等方面的研究。E-mail: xtl@szu.edu.cn。

## Evaluation method for resilience of shield tunnel linings considering multiple disturbances and its application

LIN Xing-tao<sup>1,2,3</sup>, CHEN Xiang-sheng<sup>1,2,3</sup>, SU Dong<sup>1,2,3</sup>, ZHU Min<sup>1,2,3</sup>, HAN Kai-hang<sup>1,2,3</sup>, CHEN Ren-peng<sup>4</sup>

(1. College of Civil and Transportation Engineering, Shenzhen University, Shenzhen 518061, China; 2. Key Laboratory for Resilient Infrastructures of Coastal Cities (Shenzhen University), MOE, Shenzhen 518061, China; 3. Shenzhen Key Laboratory of Green, Efficient and Intelligent Construction of Underground Metro Station, Shenzhen 518061, China; 4. College of Civil Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China)

**Abstract:** It is essential that the shield tunnel lining is evaluated scientifically and reasonably for ensuring the safe operation of the train. In view of the fact that the current evaluation methods cannot quantitatively evaluate the tunnel lining well, an evaluation method is proposed for the resilience of shield tunnel linings considering multiple disturbances based on the resilience theory. First, the method for the resilience indices of the tunnel linings is obtained by establishing a multi-stage resilience analysis model. Secondly, according to different responses of the tunnel linings under the loading and unloading conditions, the performance indices of tunnel linings for the corresponding conditions are proposed. On this basis, the classification standard for the resilience of the tunnel linings is defined. Then, the effects of the performance recovery degree of the linings and reinforcement decision-making time on the tunnel resilience are discussed. Finally, the proposed method is applied to the case of the new parallel tunnels under-crossing existing tunnels. The results show that the resilience indices obtained by using different lining performance indices are obviously different. For the tunnel projects under-crossing existing tunnels, only taking the convergence deformation as the performance indices of the tunnel structure will cause the calculated results to be high, that is, the lining resilience is overestimated. From the case, it is seen that more attention should be paid to the tunnel settlement and the differential settlement of the track slab should be paid more attention to, especially the differential settlement of the track slab. The research results may provide important references for the safety assessment of shield tunnels.

**Key words:** shield tunnel; resilience evaluation; performance index; resilience index

基金项目: 国家自然科学基金项目(52090081, 52090084, 51938008, 52008263); 博士后创新人才支持计划项目(BX2021196); 中国工程院战略咨询重点项目(2021-XZ-37)

收稿日期: 2021-06-17

\*通信作者(E-mail: sudong@szu.edu.cn)

0 引言

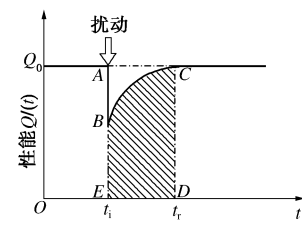
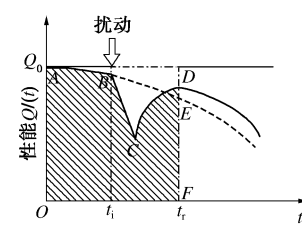
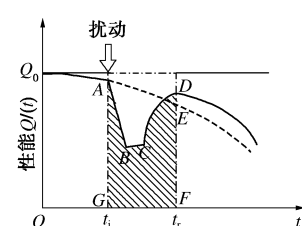
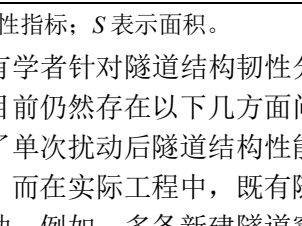
进入 21 世纪以来,中国城市轨道交通出现井喷式发展。据统计,截止 2019 年底,中国大陆地区城市轨道交通运营线路总长度达 5799 km<sup>[1]</sup>,并且建设规模仍在持续增加。各大城市在修建地铁线路的同时,也在其周围进行大规模城市建设,例如:上方或侧方基坑开挖<sup>[2-4]</sup>、盾构穿越<sup>[5-8]</sup>、桩基施工<sup>[9]</sup>等,导致运营地铁隧道结构经常受到外界周围环境扰动影响。另外,隧道内部运行的轨道交通或车辆一旦发生交通事故,势必会引起爆炸和火灾,导致隧道结构内侧受到扰动(高温与冲击)影响。由于城市轨道交通往往以盾构法修建为主,管片之间存在环缝与纵缝,这些接缝成为隧道结构的薄弱环节。因此在内、外界扰动下经常发生局部纵向沉降过大、接缝渗漏水以及张开量过大等病害<sup>[10]</sup>,从而致使隧道结构性能发生显著衰退,威胁列车运行安全。此外,对于已经产生不同程度损伤的隧道结构,需要对其进行合理评估,提出针对性的修复方案。科学合理地评估盾构隧道结构状态是开展以上工作的前提,因此有必要对此进行深入研究。

许多学者对盾构管片评估开展了大量研究,主要采用模糊综合评价与层次分析法<sup>[11-12]</sup>等方法构建出隧道评价体系,并结合隧道结构的具体指标,例如:收敛变形值、接缝张开量、混凝土裂缝宽度等<sup>[13]</sup>,对隧道安全状态做出评价,然后给出相应的建议。但由于隧道在全寿命周期内可能遭遇各种灾害,其结构性能随时间发生动态变化,并在各阶段展现出不同的能力,例如:从遭受灾害开始结构本身的抵抗能力,到决策制定期间结构性能的演化,再到灾后结构的快速恢复能力等一些列响应,以上方法只能给出某一阶段的定量评价,对于全过程较难给出较好的评估。因此许多学者开始探索尝试新的方法去解决基础设施在全寿命周期内的性能演化问题。由于韧性可以反映与时间相关的全过程的系统变化,因此,被许多学者采纳<sup>[14-17]</sup>,并将其由工程韧性<sup>[15]</sup>逐渐发展到生态韧性<sup>[16]</sup>,再到演进韧性<sup>[17]</sup>,其内涵得到了极大丰富。

目前采用韧性理论对基础设施进行评价已开展了大量研究<sup>[18-22]</sup>。典型韧性评估模型的性能曲线和韧性指标计算方法如表 1 所示,其中 Tierney 等<sup>[18]</sup>针对基础设施受到扰动后,性能突然下降,然后缓慢恢复情况,建立了韧性评估模型,并提出了基础设施的韧性指标为损失的性能区域与初始性能曲线  $Q_0$  包围的面积,而 Atttoh-Okine 等<sup>[19]</sup>定义的韧性指标为扰动后的性能曲线与横坐标轴包围的面积除以初始  $Q_0$  与横坐标轴包围的面积。在此基础上, Ayyub<sup>[20]</sup>针对多灾害环境下系统(例如社区)的韧性进行了研究,提出了

相应的韧性模型,并将其应用到经济评价中。此后, Huang 等<sup>[21]</sup>在该模型基础上考虑了灾害发生后,扰动阶段和恢复阶段之间还应存在演化阶段,建立了适用于评价隧道结构韧性的模型,并对某一堆载导致隧道结构受损的工程案例进行了详细分析。

表 1 典型韧性评估模型总结

| 参考文献                           | 性能曲线                                                                                 | 韧性指标定义                               |
|--------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------|
| Tierney 等 <sup>[18]</sup>      |    | $Re = S_{ABC}$                       |
| Atttoh-Okine 等 <sup>[19]</sup> |   | $Re = \frac{S_{BCDE}}{S_{ACDE}}$     |
| Ayyub <sup>[20]</sup>          |  | $Re = \frac{S_{ABCDEFG}}{S_{ABEFG}}$ |
| Huang 等 <sup>[21]</sup>        |  | $Re = \frac{S_{ABCDEFG}}{S_{AEFG}}$  |

注:  $Re$  表示韧性指标;  $S$  表示面积。

尽管已有学者针对隧道结构韧性分析进行了初步尝试,然而目前仍然存在以下几方面问题:①目前的模型仅考虑了单次扰动后隧道结构性能的下降、演化、恢复和衰减,而在实际工程中,既有隧道结构经常会受到多次扰动,例如:多条新建隧道穿越既有隧道工程等<sup>[23]</sup>。②韧性指标是通过将扰动后结构性能衰减曲线与坐标轴包围的面积除以正常衰减曲线与坐标轴包围的面积获得的,该方法计算的结果是未考虑扰动前由于环境侵蚀引起的结构性能劣化,导致获得的韧性指标偏大,即工程上偏危险。③采用隧道横向收敛变形可以一定程度上反映隧道结构性能的弱化,但针对运营隧道安全,不仅要保证结构本身的安全,还要保障列车运行的安全,因此轨道的横向和轨向高差也将是一个重要的性能指标。此外,对于斜交穿越既有隧道工程,已有研究表明<sup>[23]</sup>,隧道结构本身还会发生局部扭转变形,这会进一步威胁列车的安全运行。因此,仅用隧道横向收敛变形不足以全面反映隧道结构的性能。④通过韧性模型计算得到韧性指标后,缺少对隧道结构韧性程度的评价,即缺少韧性等级的划分。



综上所述,尽管目前基于韧性理论的隧道结构评估方法存在一定缺陷,但由于可考虑时间这一重要因素,只需充分考虑该方法分析过程中的不足,并加以改进,从而改善其评估效果。因此本文在文献[20, 21]的基础上,充分考虑隧道结构经常受到多次扰动的特点,以及在加载和卸载工况下结构不同响应的特征,分别构建多阶段隧道结构韧性分析模型和相应工况的结构性能分析指标。在此基础上,定义隧道结构韧性等级划分标准。最终获得多次扰动下的盾构隧道结构韧性评估方法。以期进一步推动韧性理论在隧道结构评估方面的应用。

## 1 韧性分析理论

### 1.1 采用韧性理论分析隧道结构的必要性

目前实施的《城市轨道交通结构安全保护技术规范》(CJJ/T202—2013)中<sup>[24]</sup>,以下简称《规范》,针对城市轨道交通结构安全给出了一系列的控制指标值。例如:隧道水平和竖向位移的预警值和控制值分别为 10, 20 mm, 径向收敛的预警值和控制值分别为 10, 20 mm, 轨道横向和轨向高差的预警值和控制值分别为 2, 4 mm。这些控制指标常用于评价周围施工扰动对既有城市轨道交通结构安全的影响<sup>[13]</sup>,同时也作为受损隧道结构恢复程度的重要指标<sup>[23]</sup>。以上控制指标由于概念清晰、容易理解以及易测量,而被工程实践所广泛采用,但其未能反映时间这一重要因素,导致对隧道结构性能的评价存在以下 3 点不足:

(1)仅通过以上不同控制指标值来评价隧道结构性能的下降,不考虑外界扰动持续时间的长短,从而导致不能反映隧道结构对外界扰动的真实响应,例如:混凝土的静态和动态弹性模量有显著区别。

(2)当隧道结构发生损伤后,判断采用何种加固措施时,所用决策时间长短对隧道结构性能的恢复以及恢复后的性能演化产生重要影响。例如:当损伤发生后,结构宏观上的控制指标值不再变化,但隧道结构内部的微裂纹(损伤)正在缓慢发展、积累。在不同的时间段采用加固措施使其控制指标恢复到相同的工况,但由于隧道结构本身微裂纹的发展程度不同,导致恢复后的结构性能演化产生显著区别。

(3)隧道结构受损后,结构应该恢复到原来控制指标值的多少,不能仅简单地决定恢复到原来的控制指标值。例如:地表堆载导致隧道发生 25 mm 的横向收敛变形,使其横向变形减小 25 mm 就能恢复到原来结构的受力状态吗?并且以后按正常结构性能衰减曲线衰减吗?答案是否定的,因为损伤持续时间长短会严重影响结构后期的性能,其原因已在(2)中阐述。

“韧性”一词被引入到工程学科以来,被广泛的

研究,其内涵得到了极大丰富。韧性包括以下 5 种:

①鲁棒性(抵御灾害的能力)、②冗余性(容灾备份的能力)、③可恢复性(受损后快速恢复其功能的能力)、④适应性(从过往的灾害事故中学习,提升对灾害的适应能力)以及⑤智慧性(应对灾害优化决策及合理调配资源的能力)。针对隧道结构,目前更多体现在鲁棒性和可恢复性<sup>[21]</sup>,随着工业的发展,相信将来在每块隧道结构内部通过埋设自修复构件和传感器后,其它几性也将会更好的充分体现,本文主要针对韧性中的鲁棒性和可恢复性进行深入研究。由于韧性这一概念极为丰富,且能全面反映隧道结构性能随时间的变化,因此采用韧性理论可以很好地解决目前隧道结构性能评价中存在的不足,下面将详细介绍隧道结构韧性评估方法。

### 1.2 隧道结构韧性分析框架

针对目前盾构隧道结构韧性评估方面的问题,本文提出了多次扰动影响下的隧道结构性能衰减曲线,如图 1 所示(以两次扰动为例)。隧道结构投入使用后,其衬砌结构性能衰减曲线包括:正常阶段(环境侵蚀导致的结构劣化)和影响阶段(内、外界扰动的影响,例如施工、爆炸以及地震等)。其中影响阶段又细分为:①扰动阶段(即 I:  $f_1(t)$ , 从  $t_{i1}$  到  $t_{i1}$ ; II:  $f_2(t)$ , 从  $t_{i2}$  到  $t_{i2}$ )、②演化阶段(即 I:  $s_1(t)$ , 从  $t_{i1}$  到  $t_{i2}$ ; II:  $s_2(t)$ , 从  $t_{i2}$  到  $t_s$ )、③恢复阶段(从  $t_s$  到  $t_r$ )。扰动阶段结构性能下降值可称为结构的易损性,残余值反映结构的鲁棒性。隧道结构每多受一次扰动,结构性能下降速率均大于扰动前的下降速率,这是由于隧道结构内部已经形成一定程度的劣化,导致在相同的侵蚀环境下性能下降更为明显。与 Huang 等<sup>[21]</sup>模型相比,该模型考虑了多次灾害对衬砌结构性能的影响,符合大多数实际工程,更具普适性。下面将针对隧道结构韧性分析模型、性能分析指标以及韧性等级划分进行详细介绍。

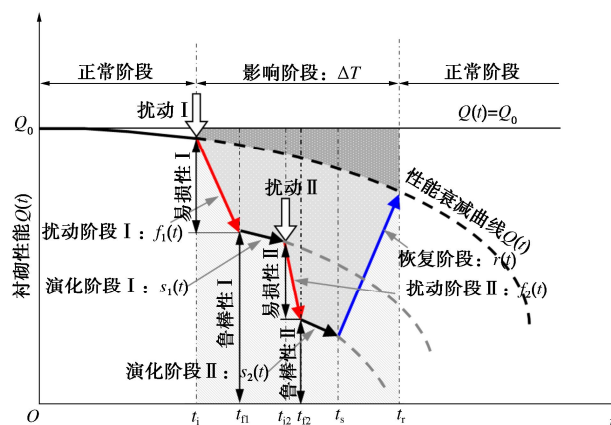


图 1 多次扰动下隧道结构性能衰减曲线

Fig. 1 Performance degradation curves of tunnel linings under multiple disturbances

### (1) 隧道结构韧性分析模型

本文在 Ayyub<sup>[20]</sup>和 Huang 等<sup>[21]</sup>研究的基础上建立的隧道结构韧性模型为

$$Re = \frac{\sum_{n=1,2} F_n + \sum_{n=1,2} S_n + R}{Q_0 \Delta T} \quad (1)$$

式中  $Q_0$  为隧道结构的初始性能;  $\Delta T$  为影响阶段的持续时间, 即,  $\Delta T = t_r - t_{i1}$ ;  $F_n$ ,  $S_n$  和  $R$  分别是扰动阶段、演化阶段以及恢复阶段的隧道结构性能衰减曲线与坐标轴包围的面积, 可称之为阶段结构能力, 计算方法如下:

$$F_n = \int_{t_{in}}^{t_{fn}} f_n(t) dt \quad (2a)$$

$$S_1 = \int_{t_{f1}}^{t_{s1}} s_1(t) dt \quad (2b)$$

$$S_2 = \int_{t_{f2}}^{t_{s2}} s_2(t) dt \quad (2c)$$

$$R = \int_{t_s}^{t_r} r(t) dt \quad (2d)$$

式(2a)中,  $n=1, 2$ 。关于隧道结构韧性指标  $Re$ , 文献[20, 21]均采用扰动后除以正常衰减曲线与坐标轴包围的面积获得的, 由上一节分析可知, 通过该方法获得的韧性指标会偏大, 导致偏危险。本文考虑了正常性能衰减曲线与  $Q_0$  直线包围的深色阴影部分面积 (见图 1), 即环境侵蚀导致的结构劣化。在影响阶段不同类型隧道结构性能衰减曲线如图 2 所示。各阶段特点如下:

#### a) 扰动阶段

该阶段结构性能发生整体下降, 但针对不同外界扰动或结构形式, 其性能响应有所不同, 可分为延性 ( $f_{n1}$ )、线性 ( $f_{n2}$ ) 以及脆性 ( $f_{n3}$ ) 变化。

#### b) 演化阶段

该阶段根据结构自身形式不同, 在受到扰动后, 随着时间其性能变化有 3 种形式, 即恢复 ( $s_{n1}$ )、稳定 ( $s_{n2}$ ) 以及弱化 ( $s_{n3}$ )。

#### c) 恢复阶段

当采取外界加固措施后, 根据不同加固措施的效果, 性能提升后  $Q_n(t_r)$  ( $n=1, 2, 3, 4$ ) 与初始性能  $Q_0$  和正常使用性能  $Q(t_r)$  的关系可分为以下 4 种情况, 即 ①性能急速恢复  $r_1$ :  $Q_1(t_r) > Q_0$ ; ②性能快速恢复  $r_2$ :  $Q(t_r) < Q_2(t_r) < Q_0$ ; ③性能恢复  $r_3$ :  $Q_3(t_r) = Q(t_r)$ ; ④性能部分恢复  $r_4$ :  $Q_4(t_r) < Q(t_r)$ 。

恢复阶段结束后, 隧道结构性能衰减曲线根据不同加固效果, 其性能演化是不相同的, 具体表现在结构性能恢复的越高 (如  $Q_1(t_r) > Q_0 > Q_2(t_r) > Q_3(t_r) > Q_4(t_r)$ ), 在受相同外界环境侵蚀影响下所引起的性能下降越低, 即在相同时刻曲线斜率越小, 反之亦然。

但值得注意的是, 以上规律仅适用于在  $t_s$  时刻之前结构所受影响完全相同的情况, 其具体原因将在下一节详细阐述。

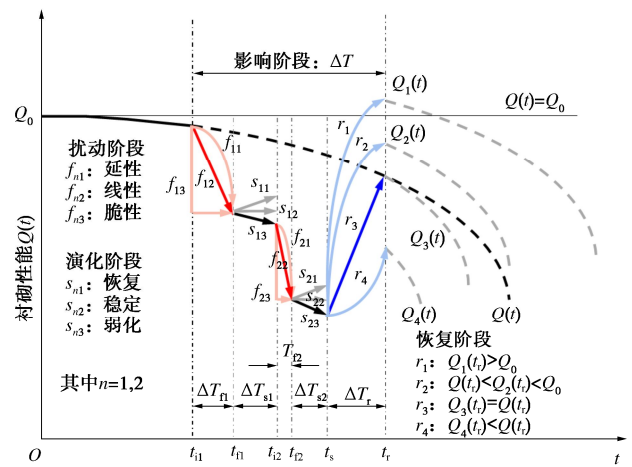


图 2 多次扰动下不同类型隧道结构性能衰减曲线

Fig. 2 Different types of performance degradation curves of tunnel linings under multiple disturbances

### (2) 隧道结构性能分析指标

隧道结构性能指标的选取对于结构韧性指标的计算至关重要。因此, 在获得性能演化曲线之前需要进行大量的研究, 以确定哪些指标的变化可以较好的全面反映隧道结构性能的改变。目前《规范》给出了一系列既有隧道结构安全的重要控制指标值<sup>[24]</sup>, 其中主要包括隧道结构的位移、径向收敛变形、轨道的高差、隧道变形曲率半径、管片接缝张开量、管片裂缝宽度以及附加荷载等参数。如果能够全面考虑以上参数当然最好, 但实际工程中, 常以其中某几个参数作为重要测量指标, 进而确保既有隧道结构的安全。针对不同扰动引起既有隧道结构性能的衰减, 可选取其中几种典型工况, 给出指标选取的建议, 进而确保能全面反映隧道结构的性能, 几种典型工况如下:

#### a) 地表堆载

地表堆载往往以隧道横截面变形为主, 因此引起隧道结构性能下降的主要控制指标为隧道的横向收敛变形, 这已被许多学者所证实<sup>[25-26]</sup>, 同时也被文献[21]用来反映隧道结构性能的弱化, 其定义的隧道结构性能为: 隧道建成后初始横向收敛变形  $\Delta D_0$  除以随时间收敛变形的变化  $\Delta D(t)$ , 该表达式在一定程度上可以反映隧道结构性能的弱化, 但存在的主要问题是对于不同初始横向收敛变形, 在相同横向收敛变形下, 获得的结构性能明显不同, 这显然与实际不符, 因此, 本文定义的隧道结构性能的表达式为

$$Q(t) = \frac{\Delta D_{\max} - \Delta D(t)}{\Delta D_{\max}} \quad (3)$$

式中  $\Delta D_{\max}$  表示隧道结构性能失效时 (即  $Q(t)=0$ )

允许的最大收敛变形;  $\Delta D(t)$  表示随时间收敛变形的发展。由式 (3) 可知, 当隧道结构收敛变形  $\Delta D(t)=0$  时,  $Q(t)=1$ , 表明隧道结构性能最好; 随着  $\Delta D(t)$  逐渐增加,  $Q(t)$  减小, 表明结构性能逐渐衰减; 当  $\Delta D(t)=\Delta D_{\max}$  时,  $Q(t)=0$ , 表明结构性能失效。此外, 在相同结构收敛变形时, 其性能相同, 因此式 (3) 克服了文献[21]定义的结构性能表达式在不同隧道结构初始收敛变形时, 在相同收敛变形下获得的结构性能不同的问题。

b) 卸载 (包括隧道上方、下方和侧方)

在隧道周围进行卸载时, 会导致隧道结构发生整体位移, 并伴随着径向收敛变形<sup>[5, 27]</sup>。此外, 为了保障列车的运行安全, 同时要关注轨道横向和轨向的差异沉降。因此对于卸载工况, 需将位移、径向收敛、轨道横向和轨向的差异沉降作为反映结构性能变化的指标, 其中径向收敛变形如上式 (3) 所示, 其余表达式与式 (3) 相似, 即

$$Q(t) = \frac{u_{\max} - u(t)}{u_{\max}}, \quad (4)$$

$$Q(t) = \frac{\Delta S_{\max} - \Delta S(t)}{\Delta S_{\max}}。 \quad (5)$$

式中  $u_{\max}$  表示隧道结构性能失效时 (即  $Q(t)=0$ ) 允许的最大沉降;  $u(t)$  表示随时间隧道沉降的发展;  $\Delta S_{\max}$  表示隧道结构性能失效时允许的最大轨道横向或轨向的差异沉降;  $\Delta S(t)$  表示随时间隧道轨道横向或轨向的差异沉降的发展。

### (3) 隧道结构韧性等级划分

通过式 (1) 计算出隧道结构韧性指标后, 需要对其进行评价, 然而目前并没有针对隧道结构韧性评价等级的划分方法, 本文对此进行了定义, 如表 2 所示。值得注意的是, 对于隧道结构韧性等级的划分应该是基于已有实际工程案例或试验结果去确定, 但现有工程或试验较少全面系统地记录隧道结构性能随时间的变化, 即从正常阶段, 到影响阶段 (包括扰动阶段、演化阶段、恢复阶段), 再到正常阶段 (见图 1), 导致可用的有效监测数据非常有限, 因此目前很难基于实际工程给出隧道结构各韧性等级的划分界限。本文主要出于安全考虑, 将  $Re_0$ ,  $Re_1=0.75 Re_0$  和  $Re_2=0.50 Re_0$  定义为高韧性、中韧性、低韧性和无韧性的界限, 其理由如下:

$Re_0$  是由隧道结构正常衰减曲线计算获得的韧性指标, 如图 3 所示, 即

$$Re_0 = \frac{S_{CFGJ}}{S_{ABFG}} = \frac{\int_{t_i}^{t_r} Q(t) dt}{Q_0 \Delta T}, \quad (6)$$

式中,  $S$  表示面积。将  $Re > Re_0$  定义为高韧性, 是因为  $Re_0$  由隧道正常衰减曲线计算获得的韧性指标, 即

根据未受扰动影响的正常服役隧道结构性能衰减曲线计算获得的韧性指标, 如果对某一工程, 通过式 (1) 计算的隧道结构的韧性指标大于该值可认为高韧性。目前《规范》中<sup>[24]</sup>, 针对城市轨道交通结构安全给出了一系列的控制指标值, 如 1.1 节所示。以径向收敛变形为例, 式 (3) 中的  $\Delta D_{\max}$  可取《规范》中规定的城市轨道交通结构安全收敛变形控制值 20 mm, 当隧道结构收敛变形  $\Delta D(t)=0$  时, 即  $Q(t)=1.00=Q_0$ , 表明隧道结构性能最好; 当达到规范规定的预警值时, 即  $\Delta D(t)=10$  mm, 由式 (3) 可知, 即  $Q(t)=0.50$ , 此时对应的韧性指标值为 (见图 3):

$$Re_y = \frac{S_{EFGH}}{S_{ABFG}} = 0.50。 \quad (7)$$

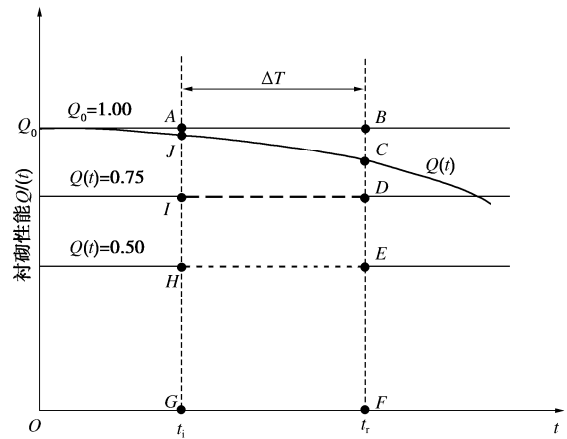


图3 隧道结构韧性等级划分

Fig. 3 Resilience grades of tunnel linings

由式 (6) 和图 3 可知, 一般由正常衰减曲线获得的韧性指标值  $Re_0$  接近 1.00, 当达到规范规定的预警值时对应的韧性指标  $Re_y$  为 0.50 (见式 (7))。因此, 出于安全考虑, 在 0.50~1.00 之间选取了 0.75 作为中韧性的界限, 即  $Re_1=0.75 Re_0 < Re \leq Re_0$  为中韧性; 将预警值对应的韧性指标 0.50 作为低韧性的界限值, 即  $Re_2=0.50 Re_0 < Re \leq Re_1=0.75 Re_0$  为低韧性; 将低于 0.50 的韧性指标作为无韧性, 即  $Re \leq Re_2=0.50 Re_0$  为无韧性。以上定义的界限是相对保守的, 以后需要根据大量的现场实测数据和试验结果对以上界限做出进一步修正, 本文只是给出了一个初步的界限。

## 2 模型讨论

### 2.1 性能恢复程度讨论

图 4 为隧道结构不同韧性程度对性能演化曲线的影响, 修复后其最终性能相同, 即  $Q(t_r)=Q_1(t_r)=Q_2(t_r)=Q_3(t_r)$ 。由式 (1), (2) 可知, 隧道结构性能衰减曲线  $Q(t)$ ,  $Q_1(t)$ ,  $Q_2(t)$ ,  $Q_3(t)$  对应韧性指标值的大小为  $Re > Re_1 > Re_2 > Re_3$ 。因此, 隧道结构修

表 2 隧道结构韧性等级划分

Table 2 Resilience grades of tunnel linings

| 韧性等级 | 级别  | 判断标准                  | 描述                                                                                                       |
|------|-----|-----------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| I    | 高韧性 | $Re > Re_0$           | 隧道结构的抵抗能力和承受能力较好, 扰动后结构性性能下降不明显。隧道结构的恢复能力和适应能力较好, 扰动后能够快速采取有效加固措施使结构恢复到安全状态。结构修复后相比未扰动工况有更好的性能以及更长的使用年限。 |
| II   | 中韧性 | $Re_1 < Re \leq Re_0$ | 隧道结构的抵抗能力和承受能力好, 扰动后结构性性能下降不明显。隧道结构的恢复能力和适应能力较好, 扰动后能够快速采取有效加固措施使结构恢复到安全状态。结构修复后相比未扰动工况具有相同的性能以及使用年限。    |
| III  | 低韧性 | $Re_2 < Re \leq Re_1$ | 隧道结构的抵抗能力和承受能力一般, 扰动后结构性性能下降明显。隧道结构的恢复能力和适应能力较差, 扰动后较难快速采取有效加固措施使结构恢复到安全状态。结构修复后相比未扰动工况有较差的性能以及短的使用年限。   |
| IV   | 无韧性 | $Re \leq Re_2$        | 隧道结构的抵抗能力和承受能力较差, 扰动后结构性性能下降显著。隧道结构的恢复能力和适应能力很差, 扰动后很难快速采取有效加固措施使结构恢复到安全状态。结构修复后相比未扰动工况有很差的性能以及更短的使用年限。  |

注:  $Re_0$ ,  $Re_1$  和  $Re_2$  分别为隧道结构韧性等级划分的界限值, 其中  $Re_1=0.75 Re_0$ ,  $Re_2=0.50 Re_0$ ,  $Re_0$  是根据式 (6) 由隧道正常衰减曲线计算获得的韧性指标。

复合的性能衰减曲线也不尽相同, 在相同使用时间情况下, 韧性指标值越大, 性能曲线衰减越慢, 并且结构使用年限也越长, 即曲线  $Q(t)$  最好。反之亦然, 即曲线  $Q_3(t)$  最差。这是因为即使保证评价隧道结构性能的指标恢复到统一正常值, 但由于该值无法衡量隧道结构内部不同损伤程度, 所以导致修复后, 之前受影响大的 (韧性指标小的) 往往在之后性能曲线衰减过程中比之前受影响小的 (韧性指标大的) 减小快, 并且使用年限短。以上分析表明: 对于隧道结构受损后, 考虑加固时, 不能仅考虑指标恢复到原来的值, 应根据隧道受损程度, 通过式 (1), (2) 计算出韧性指标, 从而获得恢复指标应该提高的数值。

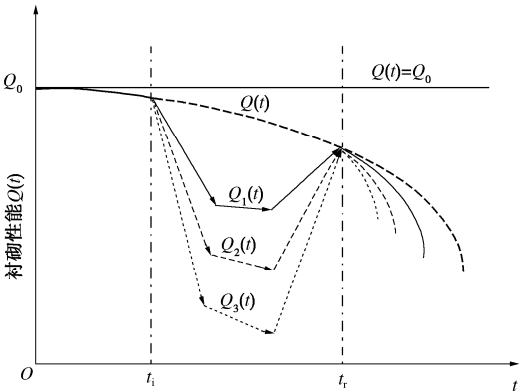


图 4 隧道结构韧性程度对性能演化曲线的影响

Fig. 4 Effects of resilience of tunnel linings on performance degradation curve

2.2 加固决策时间讨论

图 5 为加固决策时间对隧道结构性能衰减曲线的影响, 修复后其最终使用年限相同, 即  $Q(t_c)=Q_1(t_c)=Q_2(t_c)$ 。由式 (1), (2) 可知, 隧道结构性能衰减曲

线  $Q(t)$ ,  $Q_1(t)$ ,  $Q_2(t)$  对应韧性指标值的大小为  $Re=Re_1=Re_2$ 。因此, 隧道结构的使用年限是相同的, 即均到  $t_c$  时间。由图 5 可知, 隧道结构在受到外界扰动后, 其性能下降, 如果决策时间不同, 例如:  $\Delta T_{t1}$  和  $\Delta T_{t2}$ , 为了保证修复后的隧道结构与设计之初有相同的使用寿命, 那么时间越早, 所需采用的加固措施的要求越低 (代价小), 即所需结构性性能恢复的程度越低。反之, 决策时间越长, 由于结构内部损伤的发展和积累, 导致在相同使用年限下, 加固措施的要求越高 (代价大), 并且效果相对于时间短的不显著。以上分析表明: 相同外界扰动情况下, 决策时间越久, 修复需要花费的代价越高, 因此需要早决策, 早加固。

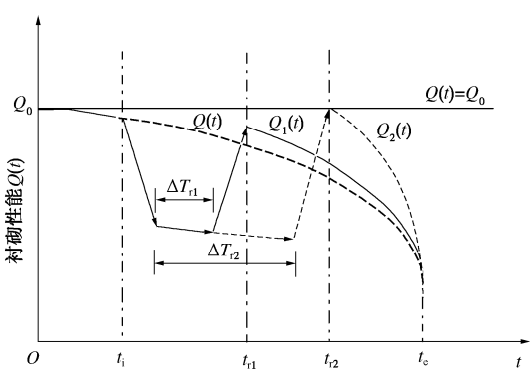


图 5 决策时间对隧道结构性能衰减曲线的影响

Fig. 5 Effects of decision-making time on performance degradation curve of tunnel linings

3 案例分析

3.1 工程概况

将本文提出的盾构隧道结构韧性评估方法应用在



盾构下穿既有隧道工程案例中, 该工程为长沙地铁 4 号线下穿 2 号线项目, 两条线均为平行盾构隧道, 详细介绍如下:

### (1) 既有 2 号线隧道

既有地铁 2 号线是连接长沙市区东西的主干线。地铁 2、4 号叠交区域位于溁湾镇站, 其平面位置关系如图 6(a) 所示。地铁 2 号线为双圆平行隧道, 其采用土压平衡盾构开挖。隧道轴线间的水平距离约为 15.0 m, 隧道埋深约为 8.8 m, 管片的内、外径分别为 5.4, 6.0 m, 每段的厚度和宽度分别为 0.3, 1.5 m。地铁 2 号线于 2014 年 4 月 29 日开始运营。

### (2) 新建隧道

如图 6(a) 所示, 地铁 4 号线同样为双圆平行隧道, 其两隧道轴线之间的水平距离为 17.0 m, 两隧道轴线之间的夹角为  $58^\circ$ 。新隧道和既有隧道之间的最小垂直净距仅为 2.9 m, 如图 6(b) 所示。在下穿之前为了保障既有隧道结构的安全, 在新建隧道沿线采用 MJS 水平桩加固, 详细介绍请参阅文献[6]。地铁 4 号线的管片尺寸和类型与既有地铁 2 号线相同。施工场地的典型地质剖面如图 6(b) 所示。场地土由杂填土、圆砾和中粗砂组成, 更为详细的相关工程概况, 请参阅文献[5]。

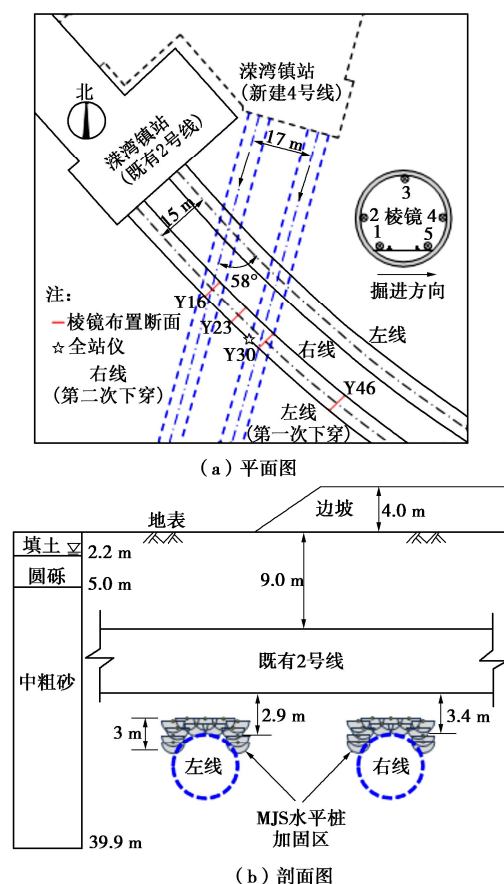


图 6 新建 4 号线、既有 2 号线空间位置及地层分布

Fig. 6 Location of new Line 4 and existing Line 2, and stratum distribution

### (3) 监测点布置

为保证施工安全, 利用自动全站仪和反射棱镜组成的自动全站仪系统对既有隧道的变形进行监测, 既有隧道沿线每隔 5 m 布置一个监测断面。由于既有 2 号线左线受地表道路荷载及施工影响, 本文选择 2 号线右线 4 个断面 (Y16、Y23、Y30、Y46) 进行分析, 如图 6(a) 所示, 其中字母 “Y” 表示既有 2 号线的 “右线”, 数字表示监测断面所在的环数。每个监测断面反射棱镜的位置, 如图 6(a) 所示, 其中 1 号和 5 号棱镜分别位于轨道板两侧, 2 号和 4 号棱镜位于隧道两侧拱腰, 3 号棱镜位于隧道顶部。

### 3.2 结果分析

在盾构隧道下穿既有隧道工程案例中, 本文选择隧道结构的沉降、竖向收敛变形、轨道板的差异沉降作为反映隧道管片结构性能的指标。具体分析如下:

#### (1) 隧道沉降反映管片性能

根据本文建议的式 (4), 将下穿期间既有 2 号线右线 4 个断面的沉降发展代入该式, 获得反映隧道管片性能的曲线, 其中  $u_{\max}$  可取《规范》中规定的城市轨道交通结构安全竖向位移控制值 20 mm, 其结果如图 7(a) 所示。

由图 7(a) 可知, 隧道第一次下穿后, 既有隧道 Y16、Y23、Y30 环管片性能均发生了下降, 其易损性大小分别为 0.122, 0.073, 0.097, 对应的鲁棒性分别为 0.878, 0.927, 0.903, 而 Y46 环由于距离扰动区域较远, 其易损性多为周围赋存环境改变引起的结构劣化, 其值相对较小, 约为 0.015; 在第一次穿越后与第二次穿越前的演化阶段, 既有隧道 Y16、Y23、Y30、Y46 环管片性能变化较小, 这是由于隧道主要位于中粗砂层, 土体很快固结, 即沉降发展很快稳定; 在第二次穿越前的一段时间, 隧道管片性能开始出现缓慢下降, 这是由于盾构掘进引起的地下水位变化引起的, 具体原因已在文献[5]做详细分析, 第二次穿越完成, 管片结构性能稳定后, 既有隧道 Y16、Y23、Y30、Y46 环管片性能又分别下降了 0.262, 0.356, 0.142, 0.028, 其中 Y23 环下降最大, 这是由于该环管片位于两条新建隧道之间, 受到扰动程度较大, 因此性能下降明显。

#### (2) 竖向收敛变形反映管片性能

首先根据下穿期间既有 2 号线右线 4 个断面的顶部位移和轨道板位移数据, 通过将隧道顶部位移减去轨道板位移, 获得竖向收敛变形随时间的变化, 然后根据本文建议的式 (3), 将以上获得的竖向收敛变形代入该式, 获得反映隧道管片性能的曲线, 其中  $\Delta D_{\max}$  可取《规范》中规定的城市轨道交通结构安全竖向收

敛变形控制值 20 mm, 其结果如图 7 (b) 所示。

由图 7 (b) 可知, 隧道第一次下穿后, 仅有 Y16 环管片性能发生了下降, 其易损性大小为 0.085, 而 Y23、Y30、Y46 环管片性能下降均不明显, 且下降值小于 0.01; 在第一次穿越后与第二次穿越前的演化阶段, 既有隧道 Y16、Y23、Y30、Y46 环管片结构性能变化较小, 这是主要由于穿越后土体很快固结; 第二次穿越完成后, 既有隧道 Y30、Y46 环管片性能分别发生了 0.040, 0.026 的提升, Y16 环基本保持不变, 而 Y23 产生了 0.067 的性能下降。

此外, 基于该下穿案例, 本文也将以收敛变形反映管片性能的 Huang 等<sup>[21]</sup>方法与本文方法进行对比, Huang 等<sup>[21]</sup>方法结果如图 8 所示。与本文方法 (见图 7 (b)) 相比, 采用其方法获得的隧道结构性能曲线有以下两个特点: ①隧道结构受扰动越小其性能曲线波动越大, 即曲线波动程度: Y46>Y30>Y23>Y16; ②隧道结构受两次扰动后, 其各管片性能曲线下下降明显, 与受扰动程度大小无关, 并且最终值均约为 0.15。以上两点显然与实际不符, 其主要原因在于反映管片性能的指标的定义, 其采用隧道建成后初始收敛变形  $\Delta D_0$  除以随时间收敛变形的变化  $\Delta D(t)$ , 该表达式在一定程度上可以反映隧道结构性能的弱化, 但存在的主要问题是对于不同初始收敛变形, 在相同收敛变形下, 获得的结构性能明显不同, 这显然与实际不符。然而, 采用本文定义方法 (见式 (3)~(5)) 获得的隧道结构性能衰减曲线, 如图 7 (b) 所示, 能够较好的反映不同扰动程度下隧道结构的性能演化, 即隧道结构受扰动越小, 其性能曲线波动越小, 并且最终结构性能也越大。

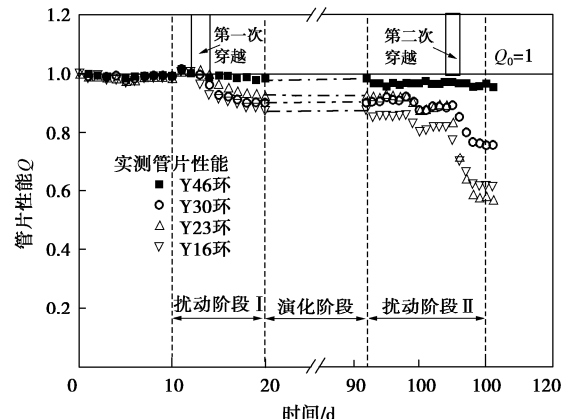
### (3) 轨道板的差异沉降反映管片性能

首先根据下穿期间既有 2 号线右线 4 个断面轨道板两侧的位移数据, 通过做差运算, 并取绝对值, 获得轨道板差异沉降随时间的变化, 然后根据本文建议的式 (5), 将以上获得的轨道板差异沉降代入该式, 获得反映隧道管片性能的曲线, 其中  $S_{\max}$  可取《规范》中规定的城市轨道交通结构安全轨道板差异沉降控制值 4 mm, 其结果如图 7 (c) 所示。

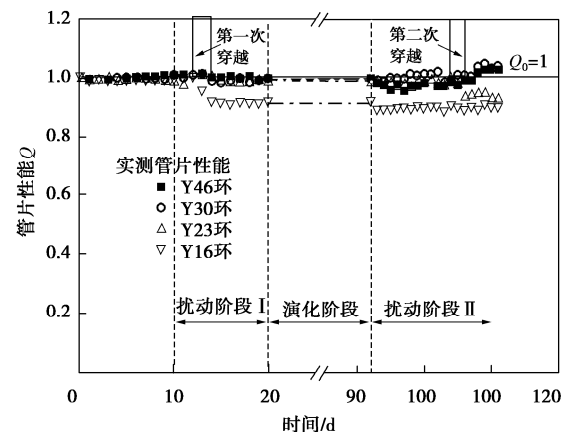
由图 7 (c) 可知, 隧道第一次下穿后, 既有隧道 Y16、Y23、Y30、Y46 环管片性能均发生了下降, 特别是 Y16 下降了 0.432; 在演化阶段, Y23、Y30、Y46 环管片性能变化较小, 而 Y16 环发生了明显下降, 其值约为 0.234; 在扰动阶段 II, Y16、Y30 环管片性能均发生了明显变化, 其中 Y16 性能提升了约 0.242, Y30 性能下降了约 0.260。

### (4) 隧道结构韧性评价

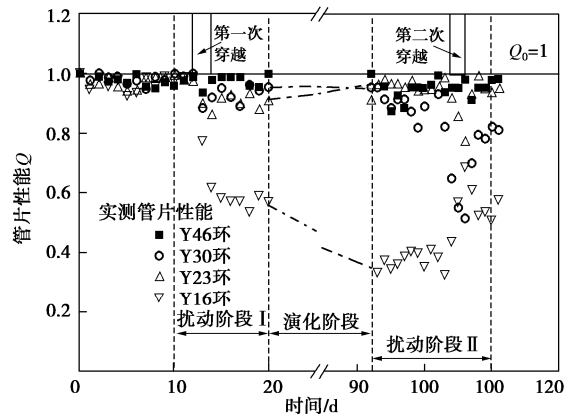
首先, 基于图 7 中的数据, 在扰动阶段, 取每天的管片性能  $Q$ , 通过累加, 并根据式 (2), 获得扰动阶段的隧道结构性能衰减曲线与坐标轴包围的面积。在演化阶段 (扰动阶段结构能力), 由于数据记录相对较少, 通过线性拟合, 并基于式 (2), 获得该阶段的隧道结构性能衰减曲线与坐标轴包围的面积 (演化阶段结构能力)。然后基于式 (1) 获得隧道管片的韧性指标, 同时根据等级划分标准, 获得不同结构性能指标下的隧道结构韧性等级, 如表 3 所示。



(a) 隧道沉降作为管片性能指标



(b) 隧道径向收敛作为管片性能指标



(c) 隧道轨道板差异沉降作为管片性能指标

图 7 受两次扰动影响的隧道结构性能衰减曲线

Fig. 7 Performance degradation curves of tunnel linings affected by twice disturbances

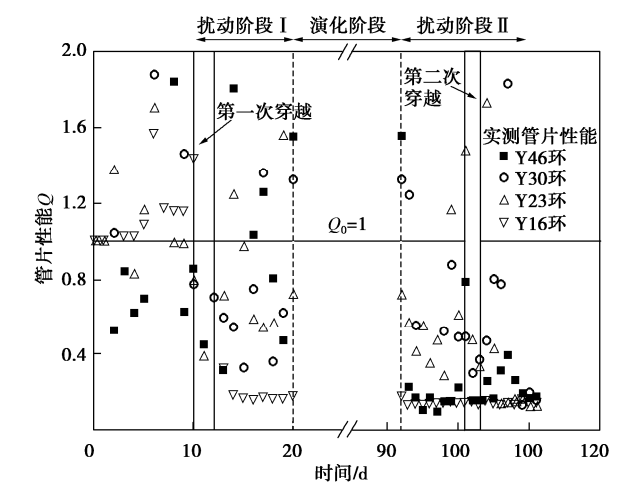


图 8 基于 Huang 和 Zhang<sup>[21]</sup>方法的隧道结构性能衰减曲线  
Fig. 8 Performance degradation curves of tunnel linings based on Huang and Zhang's method

| 表 3 隧道管片韧性指标和等级                                         |       |       |       |       |
|---------------------------------------------------------|-------|-------|-------|-------|
| Table 3 Resilience indices and grades of tunnel linings |       |       |       |       |
| 性能指标                                                    | 环号    |       |       |       |
|                                                         | Y16   | Y23   | Y30   | Y43   |
| 沉降                                                      | 0.864 | 0.911 | 0.901 | 0.983 |
| 竖向收敛变形                                                  | 0.914 | 0.986 | 0.988 | 0.995 |
| 轨道板差异沉降                                                 | 0.497 | 0.941 | 0.929 | 0.980 |
| 韧性等级                                                    | 中/中/低 | 中     | 中     | 中     |

注: 中/中/低分别表示以沉降、竖向收敛变形、轨道板差异沉降作为性能指标获得的隧道结构韧性等级; 当 3 个性能指标所获得的隧道结构韧性等级相同时, 仅表示一次。

由表 3 可知, 根据 3 个性能指标获得的隧道管片韧性指标 Y43 环管片最大, 且均大于 0.980, 这是因为 Y43 环管片距离下穿区较远, 不在新建隧道主要影响范围内, 其韧性指标大小可作为管片正常性能的衰减值。而隧道管片韧性指标 Y16 环在 3 个性能指标中最小, 主要有两方面原因, 其一, Y16 环位于盾构下穿的主要影响区以内, 其二, 由于 Y16 环管片地表以上有约 4 m 高的边坡, 在外界扰动和边坡荷载的共同作用下其管片结构韧性指标下降明显。由 3 个性能指标获得的隧道管片韧性指标对比可以发现, 以收敛变形计算获得的韧性指标是最大的, 其次是轨道板的差异沉降 (Y23、Y30 和 Y43 环), 最后是沉降。但值得注意的是下穿施工完成后既有隧道结构韧性指标基本上均大于 0.850 (等级为中韧性), 只有 Y16 环以轨道板差异沉降计算获得的韧性指标值为 0.497 (等级为低韧性)。这表明在卸载工况下, 主要隧道结构韧性控制指标是隧道结构沉降和轨道板的差异沉降, 即沉降 (隆起) 和轨道板的差异沉降是决定隧道结构韧性程度最低值的指标。仅以收敛变形作为隧道结构性能指标,

会导致计算结果偏高, 即高估结构的韧性。由本文下穿案例可知, 隧道沉降和轨道板的差异沉降应该更需要关注, 尤其是轨道板的差异沉降。因此针对不同工况 (加载和卸载), 需要选择合适的性能评价指标。

此外, 对于由轨道板差异沉降为指标获得的隧道管片韧性等级为低韧性。由低韧性界限值的定义可知, 即  $Re_2 < Re \leq Re_1$ , 其中最低值  $Re_2 = 0.5 Re_0$  是根据《规范》中规定的城市轨道交通结构安全竖向收敛变形预警值 10 mm 确定的, 详细请看 1.2 节, 由此表明低韧性隧道结构也是安全的, 不用对其采取加固措施, 但是列车运行存在较大安全隐患, 需要对其轨道结构的平整度进行及时检查与调整, 并及时做出相应管控措施。例如: 长沙 4 号线在下穿施工期间, 运营的地铁 2 号线列车在经过重叠区域时, 通过采取减速慢行的措施保障列车的安全运行。

## 4 结 论

本文针对盾构隧道管片结构, 提出了考虑多次扰动影响下评价其韧性程度的方法, 并将该方法应用到平行隧道下穿既有隧道的案例分析中, 获得的主要结论如下:

(1) 针对目前隧道结构评价方法的不足, 建立了多次扰动下隧道结构韧性分析模型, 并提出了典型工况 (加载和卸载) 下, 隧道结构性能分析指标, 定义了韧性等级的划分, 其包括强韧性 ( $Re > Re_0$ )、中韧性 ( $0.75 Re_0 < Re \leq Re_0$ )、弱韧性 ( $0.50 Re_0 < Re \leq 0.75 Re_0$ ) 以及无韧性 ( $Re \leq 0.50 Re_0$ ) 4 个等级, 其中  $Re_0$  是由隧道结构正常衰减曲线计算获得的韧性指标。

(2) 对于隧道结构受损后, 考虑加固时, 不能仅考虑指标恢复到原来的值, 应根据隧道受损程度, 通过式 (1) 和 (2) 计算出韧性指标, 从而获得恢复指标应该提高的数值; 另外, 在相同外界扰动情况下, 决策时间越久, 修复需要花费的代价越高, 因此需要早决策, 早加固。

(3) 下穿案例分析可知, 由于在下穿施工前采用了 MJS 水平桩加固地层, 下穿施工完成后既有隧道结构韧性指标基本上均大于 0.850 (等级为中韧性), 只有 Y16 环以轨道板差异沉降计算获得的韧性指标值为 0.497 (等级为低韧性), 但通过在下穿施工期间, 采取运营列车在经过重叠区域时减速慢行以及对轨道结构的平整度进行及时检查与调整的措施保障了列车的安全运行。

(4) 案例分析表明, 采用不同结构性能指标获得韧性指标差异明显。对于隧道下穿工程而言, 仅以收

敛变形作为隧道结构性能指标,会导致计算结果偏高,即高估结构的韧性,由本文下穿案例可知,隧道沉降和轨道板的差异沉降可能更需要关注,尤其是轨道板的差异沉降。

由于收集的工程案例有限,本文韧性评估方法仅对平行隧道下穿既有隧道工程进行了初步应用,获得了一些有益的结论,今后需要收集更为全面的现场工程实例,对该方法的合理性做进一步验证。

### 参考文献:

- [1] 中国工程院战略咨询中心,中国岩石力学与工程学会地下空间分会,中国城市规划学会. 2020 中国城市地下空间发展蓝皮书[R]. 2020. (Strategic Consulting Center of Chinese Academy of Engineering, Sub-society for Underground Space of CSRME and Engineering and Urban Planning Society of China. 2020 Blue Book on the Development of Urban Underground Space in China[R]. 2020. (in Chinese))
- [2] CHEN R P, MENG F Y, LI Z C, et al. Investigation of response of metro tunnels due to adjacent large excavation and protective measures in soft soils[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2016, **58**: 224 - 235.
- [3] 黄宏伟, 黄 栩, HELMUT S F. 基坑开挖对下卧运营盾构隧道影响的数值模拟研究[J]. 土木工程学报, 2012, **45**(3): 182 - 189. (HUANG Hong-wei, HUANG Xu, HELMUT S F. Numerical analysis of the influence of deep excavation on underneath existing road tunnel[J]. China Civil Engineering Journal, 2012, **45**(3): 182 - 189. (in Chinese))
- [4] 郑 刚, 杜一鸣, 刁 钰, 等. 基坑开挖引起邻近既有隧道变形的影响区研究[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(4): 599 - 612. (ZHENG Gang, DU Yi-ming, DIAO Yu, et al. Influenced zones for deformation of existing tunnels adjacent to excavations[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(4): 599 - 612. (in Chinese))
- [5] CHEN R P, LIN X T, KANG X, et al. Deformation and stress characteristics of existing twin tunnels induced by close-distance EPBS under-crossing[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2018, **82**: 468 - 481.
- [6] 陈仁朋, 张 品, 刘 湛, 等. MJS 水平桩加固在盾构下穿既有隧道中应用研究[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2018, **45**(7): 103 - 110. (CHEN Ren-peng, ZHANG Pin, LIU Zhan, et al. Application study of MJS horizontal column reinforcement in shield tunneling[J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2018, **45**(7): 103 - 110. (in Chinese))
- [7] LI X G, YUAN D J. Response of a double-decked metro tunnel to shield driving of twin closely under-crossing tunnels[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2012, **28**: 18 - 30.
- [8] 廖少明, 杨宇恒. 盾构上下夹穿运营地铁的变形控制与实测分析[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(5): 812 - 818. (LIAO Shao-ming, YANG Yu-heng. Deformation analysis and control of a running subway crossed by upper-and lower-shield in succession[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(5): 812 - 818. (in Chinese))
- [9] 徐云福, 王立峰. 近邻桩基施工对城市地铁隧道的影响分析[J]. 岩土力学, 2015, **36**(增刊 2): 577 - 582. (XU Yun-fu, WANG Li-feng. Analysis of effects on city metro tunnel due to adjacent pile foundation construction[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(S2): 577 - 582. (in Chinese))
- [10] SHEN S L, WU H N, CUI Y J, et al. Long-term settlement behaviour of metro tunnels in the soft deposits of Shanghai[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2014, **40**: 309 - 323.
- [11] 伍振志, 杨林德, 时蓓玲, 等. 裂缝对隧道管片结构耐久性影响及其模糊评价[J]. 地下空间与工程学报, 2007, **3**(2): 224 - 228. (WU Zhen-zhi, YANG Lin-de, SHI Bei-ling, et al. Study on the influence of crack on the durability of tunnel segments using fuzzy evaluation[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2007, **3**(2): 224 - 228. (in Chinese))
- [12] 李 林, 张孟喜, 张治国, 等. 盾构隧道渗漏等级模糊层次综合评判[J]. 地下空间与工程学报, 2013, **9**(4): 794 - 799, 807. (LI Lin, ZHANG Meng-xi, ZHANG Zhi-guo, et al. Fuzzy AHP comprehensive evaluation of shield tunnel leakage grade[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2013, **9**(4): 794 - 799, 807. (in Chinese))
- [13] 李 剑. 盾构公路隧道结构性能检测评估指标及应用研究[J]. 地下空间与工程学报, 2012, **8**(3): 549 - 556, 665. (LI Jian. Applied research of index of the investigation and evaluation of the serviceability of the road shield tunnel[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2012, **8**(3): 549 - 556, 665. (in Chinese))
- [14] 陈湘生, 崔宏志, 苏 栋, 等. 建设超大韧性城市(群)之思考[J]. 劳动保护, 2020(3): 24 - 27. (CHEN Xiang-sheng, CUI Hong-zhi, SU Dong, et al. Thoughts on building super large and resilience cities[J]. Labour Protection, 2020(3):



- 24 - 27. (in Chinese))
- [15] HOLLING C S. Resilience and stability of ecological systems[J]. Annual Review of Ecology and Systematics, 1973, **4**: 1 - 23.
- [16] HOLLING C S. Engineering Resilience versus Ecological Resilience[M]// Engineering within Ecological Constraints, Washington D C: National Academies Press, 1996.
- [17] WALKER B, HOLLING C S, CARPENTER S R, et al. Resilience, adaptability and transformability in social-ecological systems[J]. Ecology and Society, 2004, **9**(2): 5.
- [18] TIERNEY K, BRUNEAU M. Conceptualizing and measuring resilience: a key to disaster loss reduction[J]. TR News, 2007, **250**: 14 - 17.
- [19] ATTOH-OKINE N O, COOPER A T, MENSAH S A. Formulation of resilience index of urban infrastructure using belief functions[J]. IEEE Systems Journal, 2009, **3**(2): 147 - 153.
- [20] AYYUB B M. Systems resilience for multihazard environments: definition, metrics, and valuation for decision making[J]. Risk Analysis: an Official Publication of the Society for Risk Analysis, 2014, **34**(2): 340 - 355.
- [21] HUANG H W, ZHANG D M. Resilience analysis of shield tunnel lining under extreme surcharge: characterization and field application[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2016, **51**: 301 - 312.
- [22] 邱 桐, 陈湘生, 苏 栋. 城市地下空间综合韧性防灾抗疫建设框架[J]. 清华大学学报(自然科学版), 2021, **61**(2): 117 - 127. (QIU Tong, CHEN Xiang-sheng, SU Dong. Comprehensive, resilient disaster and pandemic prevention construction framework for urban underground spaces[J]. Journal of Tsinghua University (Science and Technology), 2021, **61**(2): 117 - 127. (in Chinese))
- [23] LIN X T, CHEN R P, WU H N, et al. Deformation behaviors of existing tunnels caused by shield tunneling undercrossing with oblique angle[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2019, **89**: 78 - 90.
- [24] 城市轨道交通结构安全保护技术规范: CJJ/T202—2013[S]. 2014. (Technical Code for the Protection Structures of Urban Rail Transit: CJJ/T202-2013[S]. 2014. (in Chinese))
- [25] 王如路, 张冬梅. 超载作用下软土盾构隧道横向变形机理及控制指标研究[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(6): 1092 - 1101. (WANG Ru-lu, ZHANG Dong-mei. Mechanism of transverse deformation and assessment index for shield tunnels in soft clay under surface surcharge[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(6): 1092 - 1101. (in Chinese))
- [26] YUAN Y, BAI Y, LIU J H. Assessment service state of tunnel structure[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2012, **27**(1): 72 - 85.
- [27] MENG F Y, CHEN R P, WU H N, et al. Observed behaviors of a long and deep excavation and collinear underlying tunnels in Shenzhen granite residual soil[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2020, **103**: 103504.

## 2022 年黄文熙讲座(第 25 讲)学术报告会通知(第 1 号)

2022 年黄文熙讲座(第 25 讲)学术报告会将于 2022 年 5 月 8 日(星期日)在北京中国科技馆举行。

2022 年度黄文熙讲座的主讲人为天津大学郑刚教授。郑刚教授讲座题目为“软土地区基坑工程变形控制方法及工程应用”。讲座文稿已刊登在《岩土工程学报》2022 年第 1 期的黄文熙讲座栏目。

2022 年黄文熙讲座学术报告会由中国水利水电科学研究院和流域水循环模拟与调控国家重点实验室承办。黄文熙讲座

学术报告会期间,还将邀请有关学者专家做学术报告。热烈欢迎全国岩土工程界的专家学者及各有关单位的代表参会。

根据新冠肺炎疫情防控要求,本届黄文熙讲座采用线上与线下相结合的方式,现场参会代表人数限制按照疫情防控政策确定。

有关本次学术报告会的更多信息请关注 [www.iwhr.com](http://www.iwhr.com) (中国水利水电科学研究院)和 [www.cgejournal.com](http://www.cgejournal.com) (岩土工程学报)后续发布的第 2 号通知。

联系人: 田继雪女士: 010-68786293, 15910917077, [tianjx@iwhr.com](mailto:tianjx@iwhr.com), 王龙博士: 15301098411。

DOI: 10.11779/CJGE202204002

# 地表框架结构作用下隧道施工诱发的砂质地层变形

徐敬民<sup>1, 2</sup>, 章定文<sup>1</sup>, 刘松玉<sup>1</sup>

(1. 东南大学交通学院, 江苏 南京 211189; 2. 诺丁汉大学工程学院岩土力学研究中心, 英国 诺丁汉 NG7 2RD)

**摘要:** 城市地铁隧道施工不可避免的引起地层移动与变形, 其运移规律不仅由施工状况和地层条件决定, 还会受到临近结构物的影响。通过 24 组离心模型试验, 研究地表筏板基础框架结构对隧道施工引起砂质地层移动与变形规律的影响。试验中采用了建筑的长度、隔间宽度、构件厚度和楼层数量各不相同的 5 种铝制框架结构, 并考虑砂土密度、建筑附加荷载、结构与隧道相对水平位置的影响。通过粒子图像测速技术测量地层与建筑的位移, 并揭示了地表沉降与水平移动、土层移动、剪切应变和体积应变的等值线变化规律。研究结果表明, 地表框架结构显著影响地层水平移动, 位于隧道上方的长建筑可显著限制浅部土层的水平移动, 影响程度与建筑荷载、筏板与地表土层间隙大小关联; 但偏心的短建筑则会增加土层的水平移动。建筑结构荷载增大土层沉降范围, 且影响程度随荷载增加而增大。筏板对地层水平移动的约束导致筏板下方浅部土层中出现剪切带, 减轻了土层的收缩变形程度。砂土相对膨胀指数取决于相对密度和应力状态, 松散砂土地层表现出整体收缩响应, 密砂地层体积变形随隧道体积损失率的增加从收缩逐渐转变为膨胀变形, 而建筑的附加荷载轻微增加地层的收缩变形。研究成果可为城市地铁隧道施工对邻近建筑物安全评估和风险管控提供参考依据。

**关键词:** 隧道工程; 地层变形; 框架建筑; 土与结构相互作用; 离心模型试验

中图分类号: TU433

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2022)04-0602-11

**作者简介:** 徐敬民(1992—), 男, 博士, 讲师, 主要从事隧道与城市地下空间工程相关的教学和科研工作。E-mail: jingmin\_xu@seu.edu.cn。

## Tunneling-induced sandy ground deformation affected by surface framed structures

XU Jing-min<sup>1, 2</sup>, ZHANG Ding-wen<sup>1</sup>, LIU Song-yu<sup>1</sup>

(1. School of Transportation, Southeast University, Nanjing 211189, China; 2. Nottingham Centre for Geomechanics, Faculty of Engineering, University of Nottingham, Nottingham, NG7 2RD, UK)

**Abstract:** The construction of urban subway tunnels will inevitably lead to ground movements and deformations, which are determined by the construction method and strata conditions and affected by the adjacent structures. Based on 24 centrifuge model tests, the influences of frame structures with raft foundations on the movement and deformation of dry sandy ground caused by tunnel construction are studied. Five aluminum frame structure models are manufactured, in which the length of the buildings, the width of the bays, the thickness of building elements and the number of stories are different. The influences of sand density, additional load of buildings and the relative horizontal position of structures and tunnel are considered in the tests. In the centrifugal tests, the displacement data of the soil and buildings are captured by particle image velocimetry technique. The horizontal and vertical displacements of the surface soil, the movements of ground and the contour of shear and volumetric strains are released. The results show that the surface frame structures have a great influence on the horizontal movement of the soil, the central long buildings significantly restrict the horizontal movement of the shallow soil, and the degree of restriction is related to the building load and the size of the gap between rafts and ground surface, while the eccentric short buildings increase the horizontal movement. The structural load widens the ground settlement field, and the degree of influence increases with the increase of building load. The restriction of the foundation to the horizontal movements of soil generally results in a thin shear band at the soil-foundation interface with a decreased maximum contraction level. The relative expansion index of sand depends on the relative density and stress state. Therefore, for the loose soil tests, the loose sand exhibits a contractive response, whereas the dense soil transforms from contractive at lower values of tunnel volume losses towards dilative at higher tunnel volume losses. The building load slightly increases the contractive deformation of the soil. The research results may provide important reference for safety assessment of nearby

基金项目: 国家自然科学基金青年基金项目(52108364); 中央高校基本科研业务费专项资金项目(2242021R10032)  
收稿日期: 2021-06-21

buildings and risk control of shield tunnel construction in urban areas.

**Key words:** tunneling; ground deformation; framed building; soil-structure interaction; centrifuge modelling

## 0 引言

城市化进程使得地面空间日益拥堵, 以城市地铁为代表的地下空间得到大规模开发利用<sup>[1]</sup>。地铁隧道施工对地层的扰动不可避免, 并可能影响临近建筑结构物的安全<sup>[2]</sup>, 如地下管线<sup>[3]</sup>、桩基<sup>[4]</sup>和地表建筑<sup>[5]</sup>等。因此, 研究并预测隧道施工诱发的地层移动与变形是隧道工程研究领域的主要内容之一。

地层沉降受施工参数和地质条件等多种因素的影响, 预测难度较大。1969年, Peck<sup>[6]</sup>首次在世界岩土工程大会提出采用高斯分布曲线描述隧道施工引起地表横向沉降槽的经验方法, 并得到大量工程实测数据的验证。1998年, Loganathan等<sup>[7]</sup>基于Lee等<sup>[8]</sup>提出的间隙参数(gap parameter)概念, 利用Verruijt等<sup>[9]</sup>提出的封闭弹性解推导出适用于黏土地层的解析公式。张治国等<sup>[10]</sup>基于现场实测数据, 对比分析了几种隧道开挖引起地层移动的经典计算方法, 并对地层沉降槽宽度进行了修正。房倩等<sup>[11]</sup>采用PFC<sup>2D</sup>对砂质地层变形进行了研究, 分析隧道深度、地层损失率、颗粒粒径和级配等因素的影响。邓崑等<sup>[12]</sup>、王正兴等<sup>[13]</sup>、王海涛等<sup>[14]</sup>、王昊统等<sup>[15]</sup>利用室内模型试验, 对隧道施工引起的地层沉降与体积变形规律进行研究, 并探讨了隧道深度、地层损失率、地层特性等因素对地表最大沉降和沉降槽宽度系数的影响。Zheng等<sup>[16]</sup>、Marshall等<sup>[17]</sup>、Franza等<sup>[18]</sup>通过数值分析和离心试验充分研究了砂土隧道施工引起的地表与深部地层移动和变形特征, 发现密砂在受到较小剪应变作用下体积发生收缩, 密砂地层整体表现为膨胀变形, 导致地表土体损失小于隧道周围土体损失。同时, Marshall等<sup>[17]</sup>证明标准的高斯分布曲线并不完全适用于砂质地层, 但修正的高斯曲线可以较好的拟合地表沉降槽。Marshall等<sup>[17]</sup>和Franza等<sup>[18]</sup>还给出了预测砂土地表沉降的经验公式。无疑, 国内外学者针对隧道施工诱发的地层沉降规律和影响因素已经做出巨大的工作, 并取得丰硕的研究成果。

地铁隧道施工诱发的地层沉降不仅会影响结构安全, 建筑结构的存也会影响地层的移动与变形<sup>[19]</sup>。例如, 当评估地铁隧道施工对临近地下管线的影响, 若地表存在建筑, 则在地表建筑影响下的地层移动与变形必然与天然地面(即不存在地表结构)情况不同, 从而改变地下管线对地铁隧道施工的响应。因此, 揭示地表建筑结构对隧道施工诱发地层沉降的影响规律, 对正确预测与评价地下结构物变形至关重要。然

而, 相应的研究与报道较少。Farrell等<sup>[20]</sup>采用等效板代替地表结构物, 首次利用离心模型试验证明地表结构物可显著限制地表水平移动。Ritter等<sup>[21]</sup>采用离心试验研究了砖石建筑对隧道施工引起地层移动与变形的影响(与天然地面情况对比), 探讨了建筑位置与尺寸对土体的沉降、剪切和体积变形的影响。由此可知, 有关地表框架结构对隧道施工引起地层变形影响的研究尚未有报道。为准确预测受地表建筑影响下隧道施工诱发的地层沉降特征和地下结构物的变形, 开展相关的研究势在必行。

基于以上分析, 本文通过24组离心试验, 旨在揭示地表框架结构影响下隧道施工诱发砂土地层的移动与变形规律, 研究砂土密度、建筑荷载、建筑刚度、建筑位置和长度等参数对地层移动与变形的影响, 为城市地区地铁隧道建设风险评估提供重要参考依据。

## 1 离心试验设计与过程

### 1.1 试验装置与建筑模型

本文24组离心试验均在英国诺丁汉大学岩土力学研究中心4 m直径土工离心试验平台完成<sup>[22]</sup>。试验使用了二维平面应变模型装置用以模拟隧道施工过程中产生的地层损失, 该试验装置包括模型箱、透明的丙烯酸前板(便于捕捉试验中土体和建筑的位移数据)、铝制后板和柔性膜注水隧道(包括一个铝制刚性圆筒, 两端扩大并密封在乳胶橡胶膜内, 隧道模型安装在模型箱的前后板中)<sup>[23]</sup>。试验采用了隧道体积损失控制系统, 包括一个执行器和一个充水液压缸, 通过管道连接到模型隧道内的水体。体积损失控制系统还包括一个电磁阀, 用于在离心机旋转期间将隧道连接到恒定水压立管。竖管在模型隧道内保持的水压大约等于隧道轴线深度的地层应力(随着离心机加速而增加), 并可补偿离心旋转过程中体积损失控制系统内因混入空气被压缩引起的任何体积变化。当达到设定的重力水平后, 电磁阀制动将隧道连接到液压缸, 以便从隧道中抽取水, 从而模拟隧道开挖过程。模型隧道直径 $D_t$ 为90 mm, 深度 $C$ (地表至隧道顶部)为117 mm( $C/D=1.3$ , 见图1)。选择一种学名为Leighton Buzzard Fraction E的细粒硅砂用于模拟地层土样, 该硅砂最小( $e_{\min}$ )和最大( $e_{\max}$ )孔隙比分别为0.65和1.01; 所有试验均在干燥土壤地层中进行。

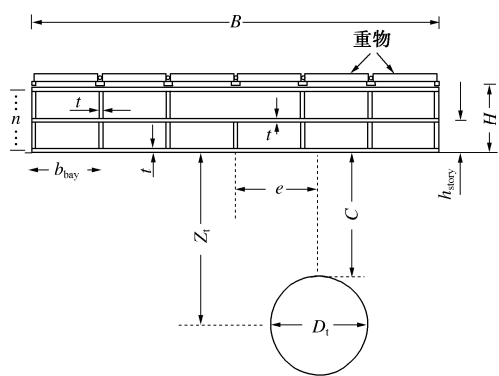


图 1 隧道与建筑结构示意图

Fig. 1 Schematic graph of tunnel and building structure

本研究采用焊接铝板及角铝的方法，加工制作了五种框架建筑模型。为实现平面应变条件，模型结构设计为连续竖墙和水平板（基础和楼板），并沿隧道轴线方向尺寸扩展至模型箱的宽度。对于墙与板之间的连接，沿纵向焊接总长度的 60%<sup>[24]</sup>。考虑到铝和钢筋混凝土具有相似的杨氏模量，且杨氏模量不受离心相似比的影响，因此铝制材料的刚度可代表弹性范围内钢筋混凝土建筑的截面刚度。建筑物模型在隧道纵向长为 258 mm，因此在 260 mm 宽的模型箱前后壁留有约 1 mm 的间隙。对于任意建筑模型，各建筑构件（基础、楼板和墙壁）厚度（ $t$ ）均相同。

表 1 和图 2 给出了 5 种建筑模型的详细参数。模型框架根据其结构特征进行标记为 FxtybzS 或 FxtybzL：其中  $x$  为楼层数量， $y$  为建筑构件厚度（mm）， $z$  为隔间数量，后缀 L 或 S 分别代表长或者短建筑。由表 1 和图 2 可知，建筑模型之间的楼层数、构件厚度、隔间宽度和数量各不相同。所有建筑的层高均相同（ $h_{\text{story}}=38.1\text{ mm}$ ），因此建筑总高度取决于楼层数量。为模拟粗糙的基础底部，建筑模型基础的底面粘有一层薄砂。为测量地层和结构的位移，试验中采用了 GeoPIV<sup>[25]</sup> 数字图像分析技术。为了提高模型框架图像分析的精度，模型的正面涂上哑光黑色背景，并在设计的网格内涂上白色圆点（见图 3 中的示例）。实验中使用了两台 Dalsa Genie Nano-M4020 单色相机（配有 1240 万像素传感器和 8 mm Tamron 镜头）。此外，模

型照明采用了单波长发光二极管（LED），避免了因有机玻璃折射产生的色差问题（影响图像分析结果精度）。

1.2 试验计划与过程

本研究共开展 24 组离心试验，包括 2 组天然地面（greenfield）试验和 22 组框架建筑试验（如图 2 所示）。每个框架模型均考虑砂土的相对密度（ $I_d$ ）、建筑物相对于隧道的偏心率（ $e/B$ ，其中  $e$  为结构与隧道中心的水平间距），以及建筑物自重（SW：标准自重；2SW：双倍自重）的影响。标准自重 SW 是由于模型框架自身材料的重量（考虑了垂直方向重力水平的变化）。建筑的双倍重量（2SW）则通过在框架顶部（连续墙的位置）放置非连续、简单支撑的铝板实现；通过此系统，附加重量不会增加框架结构刚度（见图 3）。

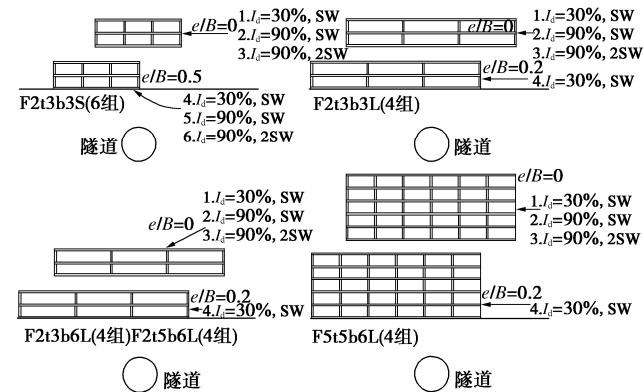


图 2 框架结构特征与离心试验结构图

Fig. 2 Characteristics of framed structures and configuration of centrifuge tests

图 2 显示了每个框架建筑的结构特征和离心测试方案；对于每一个长框架（标签以“L”结尾），共进行了 4 次试验：2 次试验分别涉及松散和密实砂地层（ $I_d=30\%$  和  $90\%$ ）和居中的标准重量（ $e/B=0$ ，SW）的建筑物，1 次试验涉及密实砂地层（ $I_d=90\%$ ）和居中的双倍自重（ $e/B=0$ ，2SW）框架结构，1 次试验测试位于松散砂（ $I_d=30\%$ ）地层的标准重量的偏心（ $e/B=0.2$ ，SW）框架结构；对短的建筑模型 F2t3b3S 共进行 6 次试验；对于松散砂（ $I_d=30\%$ ）地层，进行了标准重量（SW）的居中（ $e/B=0$ ）和偏心（ $e/B=0.5$ ）

表 1 框架结构参数

Table 1 Parameters for framed structures

| 编号 | 层数 | 隔间 | 模型尺寸/mm |       |       |                  | 原型尺寸/m |      |      |                  |
|----|----|----|---------|-------|-------|------------------|--------|------|------|------------------|
|    |    |    | $t$     | $H$   | $B$   | $b_{\text{bay}}$ | $t$    | $H$  | $B$  | $b_{\text{bay}}$ |
| #1 | 5  | 6  | 4.8     | 195.3 | 462.0 | 76.2             | 0.32   | 13.3 | 31.4 | 5.2              |
| #2 | 2  | 6  | 4.8     | 81.0  | 462.0 | 76.2             | 0.32   | 5.5  | 31.4 | 5.2              |
| #3 | 2  | 6  | 3.2     | 79.4  | 460.4 | 76.2             | 0.22   | 5.4  | 31.3 | 5.2              |
| #4 | 2  | 3  | 3.2     | 79.4  | 460.4 | 152.4            | 0.22   | 5.4  | 31.3 | 10.4             |
| #5 | 2  | 3  | 3.2     | 79.4  | 231.8 | 76.2             | 0.22   | 5.4  | 15.8 | 5.2              |

注：#1，#2，#3，#4 和 #5 分别代表 F5t5b6L，F2t5b6L，F2t3b6L，F2t3b3L，F2t3b3S 框架结构模型。

框架的试验共两组, 而对于密实砂 ( $I_d=90\%$ ) 地层, 建筑偏心率 ( $e/B=0, 0.5$ ) 和重量 (SW, 2SW) 均随试验而改变, 共完成 4 组试验。

试验中密砂 ( $I_d=90\%$ ) 地层和松散砂 ( $I_d=30\%$ ) 地层的制备方法不同。对于密砂土样, 将模型箱横置使得隧道垂直, 利用砂雨法将砂土沿着隧道方向撒入箱体, 形成密砂地层。而松散砂 ( $I_d=30\%$ ) 地层直接通过手动撒砂入箱的方式完成制备。模型土样准备完毕后, 小心地将框架建筑模型放置在地层表面 (正面紧靠有机玻璃板), 随后将模型箱安装在离心试验平台, 模型逐渐旋转至  $68g$ 。采用  $68g$  是因为可通过模拟相同的原型尺寸将本文试验结果与 Farrell<sup>[20]</sup> 离心试验 (等效板模型、模型隧道直径为  $82\text{ mm}$ 、重力加速度为  $75g$ ) 的结果进行对比。考虑到柔性膜的弹性压力, 为避免不必要的隧道“体积损失”, 在  $5g$  时将模型隧道与恒压立管相连。模型加速到  $68g$  后, 进行两个稳定循环 (从  $68g$  到  $15g$ , 随后再加速到  $68g$ ); 稳定循环可通过对地层加卸载的方式减少局部高应力区 (“悬挂”颗粒), 获得更均匀的地层应力分布, 从而确保试验间的可重复性。在稳定循环之后 ( $68g$ ), 通过从模型隧道中抽取水的方式模拟隧道施工过程中产生的体积损失  $V_{lt}$ , 体积损失从 0 以  $0.1\%$  的增量增加至最大值  $3.0\%$ 。每达到一个增量, 均需拍摄包括地层和模型框架结构的试验照片, 以便后期通过图像处理获取地层和建筑的移动与变形数据。

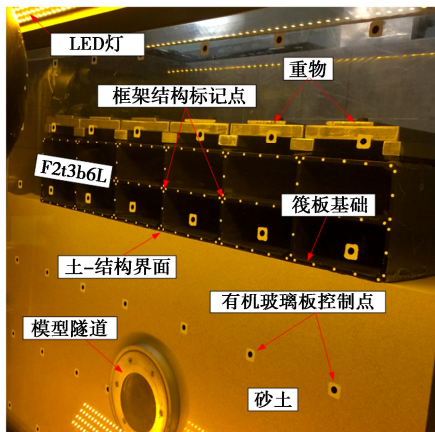


图3 离心试验模型准备示意图

Fig. 3 Setup of a centrifuge model

值得注意的是, 尽管一直连接到恒压立管保持隧道中心水压等于地层压力, 柔性膜注水隧道在模型加速期间仍会发生“椭圆形”变形。这是由于水的密度小于地层, 但侧压系数远大于地层。因此隧道内部垂直压力略小于地层压力, 而侧向压力略大于地层压力, 导致隧道发生“椭圆形”变形。但这种变形仅发生在“局部”范围, 对研究隧道施工引起地层与上部结构

变形影响较小, 因此注水隧道目前仍是国际上主流的隧道模拟技术, 尤其是模拟浅埋隧道施工引起的横向沉降。此外, 模型加速期间地层会“致密化”, 从而一定程度上增大砂土的相对密度。但试验结果表明, 模型从  $1g$  加速到  $68g$  过程中砂土密度仅略微增加约  $1\%\sim 2\%$  (且主要发生在模型第一次由  $1g$  增加到  $68g$  期间), 因此对试验结果的整体影响也较小。

## 2 离心试验结果

采用粒子图像测速技术对 24 组离心试验数据进行处理, 并将位移数据转化为原型尺寸 (深度  $8.0\text{ m}$ , 直径  $6.1\text{ m}$  隧道) 下的数据。由于框架结构和部分地表移动数据已经在相关文献<sup>[26, 27]</sup>发表, 本文主要讨论地表框架结构的存在对隧道施工引起地层移动与变形特征的影响。

### 2.1 地表移动特征

地表建筑的存在可显著影响地层表面的移动特征。图 4 至图 7 分别给出了 24 组离心试验在隧道体积损失  $V_{lt}=2\%$  时地面的沉降和水平移动曲线 (竖直向下和水平向右为正值)。

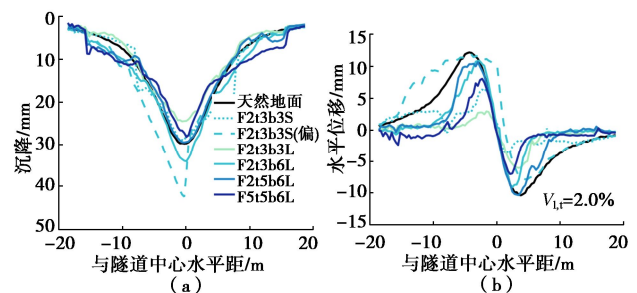


图4 地表移动特征: 密砂地层与标准自重的居中建筑

Fig. 4 Characteristics of surface displacement: dense sand and central buildings with standard self-weight

利用图 4 所示结果, 论文首先探讨标准自重的居中结构对密砂地层的影响。此外, 偏心短建筑 F2t3b3S 可视为居中长建筑 F2t3b6L 的左半部分, 因此也在图 4 中显示。图 4 (a) 表明, 与天然地面相比, 居中的建筑对地表沉降的影响相对较小: 建筑两端下方的地层沉降量略微增加 (除了 F2t3b3L), 隧道正上方的沉降值降低 (除了 F2t3b6L)。这是由于随着隧道体积损失的增加 (至  $V_{lt}=2\%$ ), 建筑对地层的荷载逐渐转移至建筑两端, 从而增加下方地层的沉降。图 4 (a) 还表明, 偏心的短建筑则较为显著地增加地表的沉降值。对于水平移动, 由图 4 (b) 可知居中框架结构的存在对地表水平移动具有不同的抑制作用: 结构 F2t3b6L 和 F2t5b6L 的抑制效应较小, 结构 F5t5b6L 的抑制作用次之, 而 F2t3b3L 和 F2t3b3S 的抑制效应最为明显。根据 Xu 等<sup>[26]</sup>的报道, 在隧道体积损失  $V_{lt}=2\%$  时结构



F2t3b6L 和 F2t5b6L 与地层表面产生较大间隙,而 F2t3b3L 和 F2t3b3S 与地层间的间隙较小。由于筏板基础的轴向刚度极大,因而在与筏板接触的区域,地表的水平移动被显著抑制,而在筏板和地层形成间隙的区域,地层的水平移动所受影响较小。值得注意的是,偏心的短建筑显著增加了地层的水平移动,主要因为位于隧道一侧的短建筑在地面沉降槽的影响下发生倾斜和滑动,从而加大了地表的水平移动。

地表建筑重量是影响地层移动与变形特征的重要因素之一。对于标准自重(SW)的框架结构,两层建筑(F2t3b3S, F2t3b3L, F2t3b6L, F2t5b6L)产生的荷载约为 20~35 kPa,而五层建筑 F5t5b6L 的荷载达到 74 kPa。图 5 显示了双倍自重建筑影响下的地表沉降和水平移动曲线。可以看出,除结构 F5t5b6L(重量加倍导致隧道正上方地表沉降显著降低)之外,其余框架结构重量的增加对地层沉降的影响较小,表明若建筑重量在一定范围内,地层沉降受建筑荷载的影响相对较小。不过图 5(b)表明,建筑重量的增加显著增加了对地层水平移动的抑制作用,这是因为当建筑重量增加时,筏板与地表间产生的间隙大大减小<sup>[26]</sup>,接触面积显著增加,从而加大对地表水平移动的抑制作用。

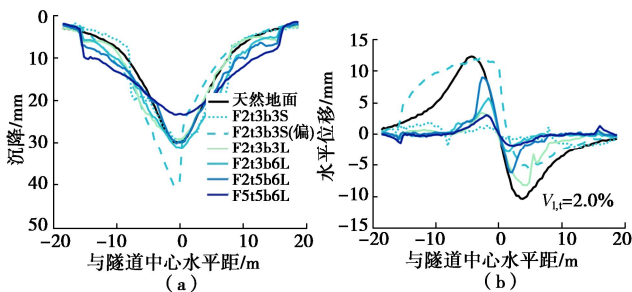


图 5 地表移动特征: 密砂地层与双倍重量的居中建筑

Fig. 5 Characteristics of surface displacement: dense sand and central buildings with double self-weight

对比图 6 与图 4 可知,对于松散砂的情况而言,居中建筑对地表移动的作用与密砂情况的规律相似,但松散砂地层的位移远大于密砂地层,建筑两侧的嵌入深度也大大增加(大于 20 mm),且建筑重量越大,嵌入越深。此外,图 6 表明,尽管部分长建筑(F2t3b6L 和 F2t5b6L)的存在减小了松散砂地层地表水平移动的范围,但并未减小地表最大水平移动值。

图 7 显示在偏心长建筑( $e/B=0.2$ )的作用下,随着建筑刚度和重量的增加(F2t3b3L-F2t3b6L-F2t5b6L-F5t5b6L),建筑右侧嵌入地层的深度也逐渐增加,并且大于居中建筑的嵌入深度(对比图 6(a)和图 7(a))。偏心长建筑对右侧地层水平移动的抑制作用也远大于左侧区域。

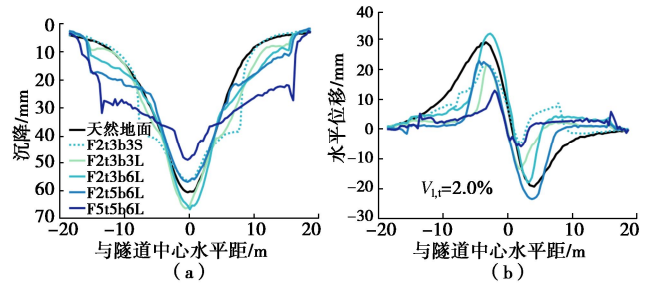


图 6 地表移动特征: 松散砂地层与标准自重的居中建筑

Fig. 6 Characteristics of surface displacement: loose sand and central buildings with standard self-weight

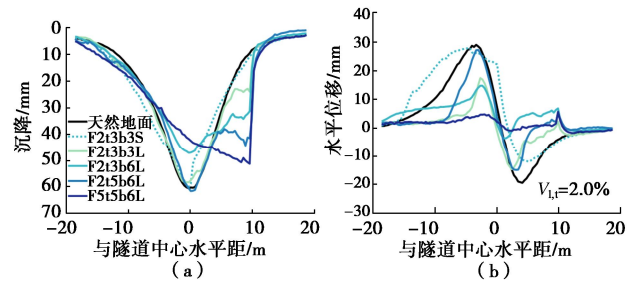


图 7 地表移动特征: 松散砂地层与标准自重的偏心建筑

Fig. 7 Characteristics of surface displacement: loose sand and eccentric buildings with standard self-weight

## 2.2 建筑荷载对地层体积变形的影响

地表建筑的荷载对地层的体积变形有重要影响。首先,采用相对剪胀指数法<sup>[28]</sup>来考虑建筑物压力对土壤相对剪胀的平均影响。根据 Bolton<sup>[28]</sup>研究成果,相对剪胀指数  $I_R$  定义为

$$I_R = I_d \times I_c - 1 \quad (1)$$

式中  $I_c = \ln(p_c/p')$  是相对晶粒强度;  $p_c$  是与晶粒压碎强度相关的参数(中粒石英砂为 20000 kPa),  $p'$  是破坏时的平均有效应力。  $I_R$  的值越大,表明土壤膨胀的趋势越大;若  $I_R$  的值小于零,则表明土壤最初为收缩趋势但最终趋于一种临界状态  $I_R = 0$ <sup>[28]</sup>。然而,在低剪应变下,松散砂和密砂都具有收缩性<sup>[17]</sup>。

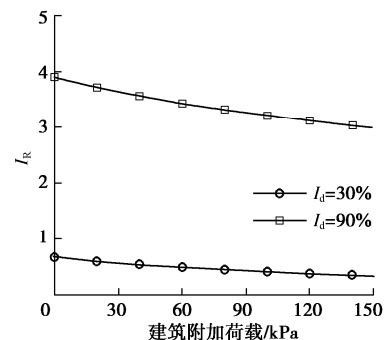


图 8 相对剪胀指数随附加荷载的变化

Fig. 8 Variation of relative dilatancy index against pressure

为定量考虑建筑附加荷载对砂土地层体积变形的影响,采用式(1)计算隧道中心与地表中间位置地



层砂土 ( $I_d = 30\%$ 和  $90\%$ ) 的相对剪胀指数, 如图 8 所示。结果表明, 在未受建筑荷载作用下, 密实砂 ( $I_d = 90\%$ ) 表现出较大的膨胀趋势, 而松散砂 ( $I_d = 30\%$ ) 表现出较低的膨胀趋势。对两种密度的土壤, 建筑荷载均 (非线性地) 降低了土壤膨胀的趋势, 然而, 在本文研究的荷载范围内 ( $0 \sim 150$  kPa), 建筑附加荷载对砂土体积变形的影响总体较小。

### 2.3 隧道体积损失与地表土壤体积损失

在排水地层条件下, 由于土壤在剪切作用下表现收缩/膨胀特性, 因此地表土壤体积损失  $V_{ls}$  (由地表沉降曲线的积分得出) 和隧道体积损失  $V_{lt}$  (隧道的体积损失) 之间的关系不等于  $1:1$  (即不排水地层的情况)。同时根据上节的计算分析可知, 地表建筑的荷载一定程度会影响地表土壤体积损失, 从而影响结构的变形。Xu 等<sup>[26]</sup>已经针对该方面进行详细讨论。

为验证图 8 的结果, 图 9 给出了 22 组离心试验中地表土壤体积损失  $V_{ls}$  与隧道体积损失  $V_{lt}$  的关系。首先对于天然地面 (图 9 黑色实线), 砂土密度决定了  $V_{ls} - V_{lt}$  曲线发展。在较低隧道体积损失, 由于受到较低的剪切作用, 密砂地层整体表现为收缩, 导致地表土壤体积损失大于隧道体积损失 (曲线位于  $1:1$  线之上)<sup>[17]</sup>。而随着隧道体积损失的增加, 密砂地层逐渐由整体收缩转变为整体膨胀, 地表土壤体积损失小于隧道体积损失。对于松散砂地层, 由于松砂的相对剪胀指数极低, 松散砂地层整体呈现收缩特性, 地表土壤体积损失一直大于隧道体积损失。

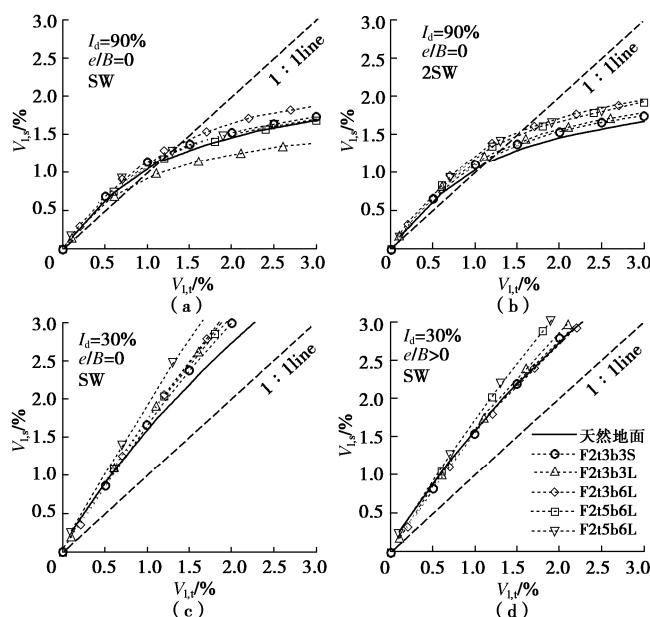


图 9 地表土壤体积损失随隧道体积损失的变化

Fig. 9 Volume losses of surface soil against volume losses of tunnel

图 9 进一步表明, 相较于天然地面, 地表建筑的存在对地层体积变形的影响较小。对于密砂地层居中

建筑情况, 当框架结构自重增加一倍时,  $V_{ls}$  的值仅略微增加, 而对于松散砂地层, 建筑偏心率 ( $e/B$ ) 的增加略微减少地表土壤体积损失  $V_{ls}$ 。整体而言, 砂土的相对密度  $I_d$  明显主导了  $V_{ls} - V_{lt}$  关系, 从而影响地表结构的整体沉降水平<sup>[26]</sup>。

### 2.4 深部地层的移动与变形规律

为定量研究地表结构的存在对深部地层移动与变形的作用, 并剖析建筑位置、荷载、结构和砂土密度的影响规律, 本节展示部分试验获取的深部地层水平移动、沉降、工程剪切应变和体积应变的等值线图。根据粒子图像测速技术捕捉的位移数据, 采用下列公式计算地层的工程剪切应变  $\gamma_s$  和体积应变  $\varepsilon_v$ :

$$\gamma_s = \sqrt{(\varepsilon_{xx} - \varepsilon_{zz})^2 + 4\varepsilon_{xz}^2}, \quad (2)$$

$$\varepsilon_v = \varepsilon_{xx} + \varepsilon_{zz}, \quad (3)$$

式中,  $\varepsilon_{xx}$ ,  $\varepsilon_{zz}$ ,  $\varepsilon_{xz}$  分别水平、竖向和剪切变形。

#### (1) 天然地面地层移动

图 10 显示天然地面情况下的地层移动 (水平  $U_x$  和垂直  $U_z$  移动, 通过隧道直径  $D_t$  进行标准化) 和应变 (工程剪切  $\gamma_s$  和体积  $\varepsilon_v$  应变) 的等值线; 其中图 10 (a) 和 10 (b) 分别显示密砂地层 ( $I_d=90\%$ ) 和松散砂地层 ( $I_d=30\%$ ) 在隧道体积损失率  $V_{lt} = 2.0\%$  时的移动与应变数据, 而图 10 (c) 为松散砂地层 ( $I_d=30\%$ ) 在隧道体积损失  $V_{lt} = 1.0\%$  时的数据, 此时产生的地表土壤体积损失  $V_{ls}$  与密砂地层在隧道体积损失  $V_{lt} = 2.0\%$  时产生的  $V_{ls}$  值相似 ( $1.5\% \sim 1.6\%$ )。在本文的等值线图中, 水平位移和垂直位移分别设定向右和向下为正, 而正的体积应变值代表土体为收缩状态, 等值线阈值以外的数据均设置为最接近的阈值。

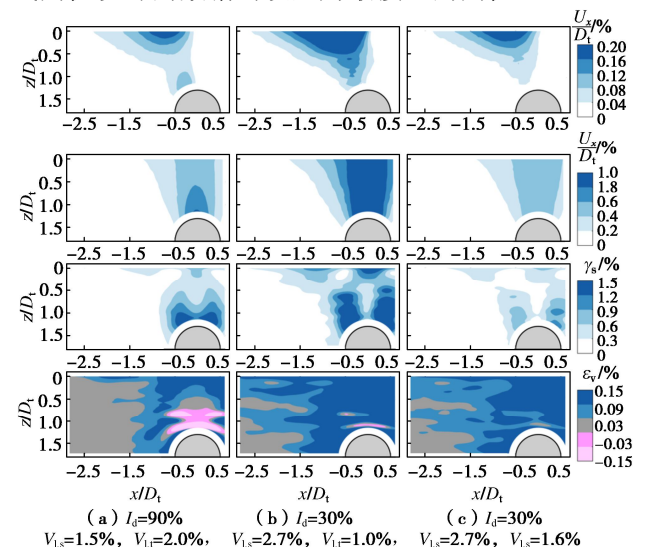


图 10 天然地面情况下地层移动与变形规律

Fig. 10 Ground deformations in greenfield tests

图 10 (a) 显示, 由于隧道深度较浅<sup>[17]</sup>, 密砂土壤的地层沉降呈烟囱状, 且在隧道两肩处观察到较大的剪切应变。隧道顶部上方的土壤经历了高水平的膨

胀,而在隧道起拱线直到地表区域的砂土经历了中等程度的收缩。如 Marshall 等<sup>[17]</sup>所讨论的,膨胀和收缩区分别大致与高剪应变和低剪切应变区对应。此外,隧道正上方地表附近存在一个较大收缩区;该区域可能是由于隧道上方浅部地层土的水平“压缩”作用(水平相向运动)引起的。

由图 10 (b) 可知,松散砂 ( $I_d=30\%$ ) 地层的响应主要以收缩变形为主导。因此,对于相同的隧道体积损失率 ( $V_{Lr}=2.0\%$ ),地层的水平和垂直位移以及剪切应变与图 10 (a) 中密砂 ( $I_d=90\%$ ) 的结果相比显著增加。但当比较等体积地面沉降槽的情况时(图 10 (a) 和图 10 (c) 中,  $V_{Ls}=1.5\%\sim 1.6\%$ ),在图 10 (c) 中,地表附近的水平位移  $U_x$  略大于图 10 (a) 的  $U_x$ ,而图 10 (c) 中隧道肩部附近的水平移动  $U_x$  小于图 10 (a) 的  $U_x$ 。此外,尽管松散砂地层的土层沉降场较宽(图 10 (c)),但在密砂试验中,隧道顶部上方观察到一个局部范围较大的垂直位移区(图 10 (a)),而松散砂中的沉降场更为均匀。因此,松散砂地层的工程剪应变值远小于密砂地层。

## (2) 建筑荷载的作用

为研究不同荷载和刚度的地表建筑对隧道开挖引起地层位移和应变的影响,图 11~13 给出了在居中建筑 F2t3b3L、F2t5b6L 和 F5t5b6L 影响下密砂地层的移动与变形数据,并且对比了标准自重 SW 和双倍自重 2SW 下的地层响应。

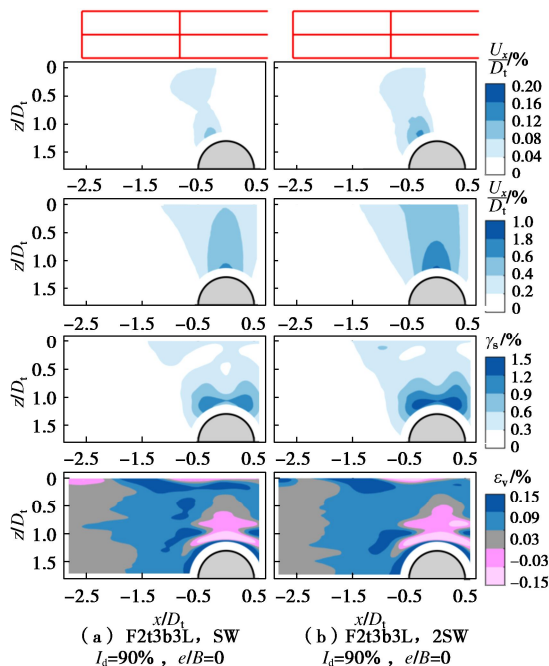


图 11 结构 F2t3b3L (SW 和 2SW) 影响下地层移动与变形规律

Fig. 11 Ground movements and deformations affected by frame F2t3b3L with SW and 2SW

由图 11~13 所示的水平移动数据可知,与天然地

面结果(图 10 (a))相比,浅部地层土体的水平位移在很大程度上受地基粗糙度和建筑荷载的限制,但影响程度的高低,明显取决于建筑重量和结构的形态/刚度。对于刚度最低的两层框架结构 F2t3b3L,在 SW 和 2SW 两种情况的试验中,浅部地层的水平位移  $U_x$  几乎完全被约束。这是由于筏板较高的轴向刚度和较大粗糙度(筏板与地表间也未形成间隙<sup>[26]</sup>),以及来自建筑的压压力。另一方面,尽管具有更大的建筑荷载,框架结构 F2t5b6L 对土体的水平约束不如框架 F2t3b3L 大(对比图 11, 12)。这是由于框架结构 F2t5b6L 基础与地层间形成了较大间隙(参照 Xu 等<sup>[26]</sup>的数据),而在间隙附近建筑对地层移动的影响很小。正如预期,当框架结构 F2t5b6L 重量增加时(比较图 12 (a), (b)),筏板对地层的水平限制也相应增加;这是由于建筑附加荷载的增加大大减小了筏板基础与地表之间的间隙,从而加大了对地层运动的约束。在 F5t5b6L 试验中也观测到类似的现象(比较图 13 (a), (b))。

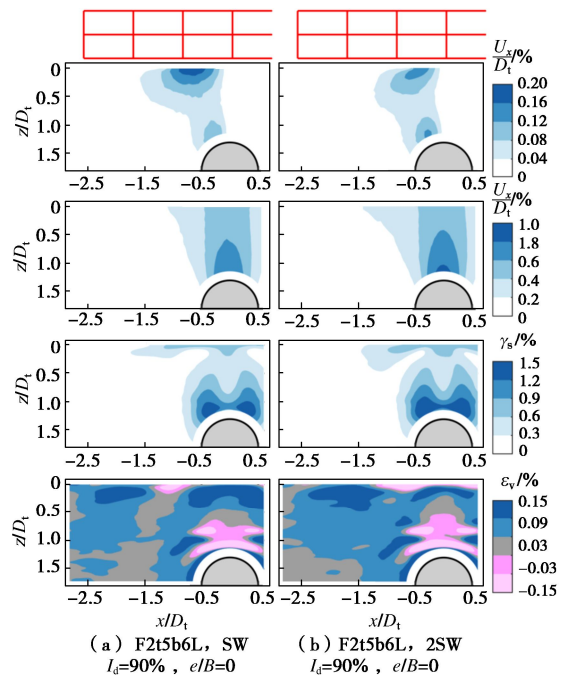


图 12 结构 F2t5b6L (SW 和 2SW) 影响下地层移动与变形规律

Fig. 12 Ground movements and deformations affected by frame F2t5b6L with SW and 2SW

在垂直方向,地表结构的存在对地层沉降的影响也不同。图 11 (a) 表明,在标准自重 (SW) 的框架结构 F2t3b3L 影响下,地层的总体沉降小于天然地面情况(图 10 (a))。当建筑重量加倍时(2SW, 图 11 (b)),地层的总体沉降增加,地层沉降场宽度较 SW 试验和天然地面试验也相应增大。在框架建筑 F2t5b6L (图 12) 的试验中观测到类似的规律。值得

注意的是,对于相对较重的框架结构 F5t5b6L(图 13),建筑荷载的增加(从 SW 增加到 2SW)反而降低了地层的最大沉降量,但在双倍重量建筑产生高荷载的影响下,地层的沉降场宽度也远大于天然地面试验的沉降场宽度。

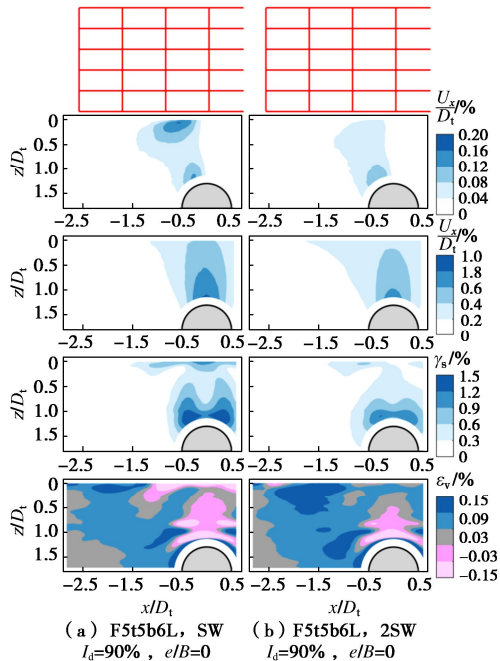


图 13 结构 F5t5b6L (SW 和 2SW) 影响下地层移动与变形规律

Fig. 13 Ground movements and deformations affected by frame F5t5b6L with SW and 2SW

最后,考虑了带筏板基础的框架建筑对隧道开挖引起地面剪切和体积应变的影响。图 11~13 的应变数据均表明筏板对地表土壤水平运动的限制导致在浅部地层出现一个薄的剪切带,降低了砂土的收缩水平并在某些区域观察到砂土的膨胀变形。值得注意的是,对于隔间较宽的 F2t3b3L 框架结构,地表附近的砂土膨胀变形区主要出现在立柱的位置(见图 11,筏板与地表间未出现间隙<sup>[26]</sup>);对于结构 F2t5b6L 和 F5t5b6L,砂土膨胀区域主要出现在最初形成间隙的位置<sup>[26]</sup>。在双倍重量 2SW 的框架 F5t5b6L 试验中,在地表与筏板界面处没有形成间隙<sup>[26]</sup>,因此在建筑物边缘处只观察到一个较小的膨胀区域(见图 13 (b))。相对于天然地面情况,建筑物对深部地层土壤剪切和体积变形特性的影响较小,且与地面位移的大小有关;垂直位移越大,土壤的剪切和体积应变越大。

### (3) 砂土密度的影响

为研究地表建筑影响地层移动与变形中砂土密度的作用,图 14 给出了居中框架结构 F2t3b3S (标准重量 SW) 试验中隧道施工诱发不同密度地层的水平和垂直移动,以及工程剪切和体积应变的等值线。

对于相同的隧道体积损失 ( $V_{lt}=2.0\%$ ),由于松散砂土地层的响应以收缩变形为主,因此地层的水平和垂直位移,以及剪切应变,显著大于密砂地层。对于两种密度地层的体积响应,在地表和筏板界面间均观测到土壤的膨胀区(图 14 (a), (b))。当考虑相似的地表土壤体积损失 ( $V_{ls}=1.5\%\sim 1.6\%$ ),与天然地面情况(图 10)相似,松散砂浅部地层的水平位移略大于密砂地层。松散砂地层的最大沉降值较小,但比密砂地层的沉降范围宽。松散砂地层中的剪应变远低于密砂地层中的剪应变(类似于图 10 所示的天然地面试验):在隧道肩部区域,松散砂的剪应变值为  $0.6\%\sim 0.9\%$ ,而密砂的剪应变值增加到  $1.2\%\sim 1.5\%$ 。

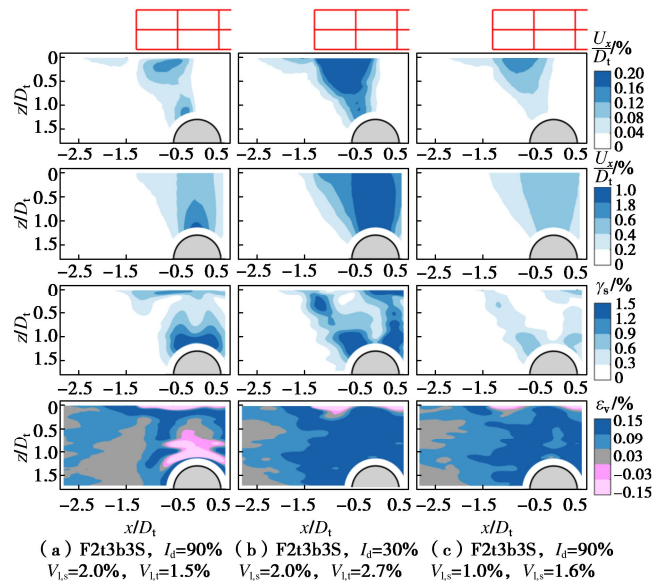


图 14 短结构 F2t3b3S 影响下地层移动与变形规律

Fig. 14 Ground deformations affected by frame F2t3b3S

### (4) 建筑尺寸与位置的影响

在隧道与结构相互作用的问题中,建筑物长度和位置同样起着重要作用。为评估建筑物长度和偏心距对隧道开挖引起地层移动与变形的影响,图 15 给出了选定的离心试验数据,其中建筑的长度和位置均不相同,但地层的砂土密度和建筑的荷载保持一致。

首先,根据图 15 (a), (c) 的数据研究建筑长度对地层移动与变形的影响。对于居中的框架结构,短结构(F2t3b3S)比长结构(F2t3b6L)对隧道开挖引起的地表位移影响更大:图 15 (a) 中地层的水平和垂直位移均小于图 15 (c) 的位移。此外,在短框架结构 F2t3b3S 的试验中,筏板与地表界面处的剪切带厚度大于长框架结构 F2t3b6L 试验形成的剪切带,可能由于短框架结构 F2t3b3S 的平均沉降量大于长框架 F2t3b6L 的平均沉降量;但是,短结构试验中地层的整体剪切变形低于长建筑试验的地层剪切变形。值得注意的是,图 15 (a) 中隧道顶部上方的土壤膨胀区域也小于图 15 (c) 中的膨胀区域:相比较于长建筑,



短建筑物将其重量施加在隧道顶部更集中的区域；因此，对于短建筑物来说，隧道上方地层中的垂直应力较高，使得土壤的膨胀性降低（图 8）。另一方面，在隧道施工影响下，长建筑将荷载主要转移到建筑的两端（隧道两侧），因而隧道正上方区域地层荷载极小，砂土的膨胀性更高。

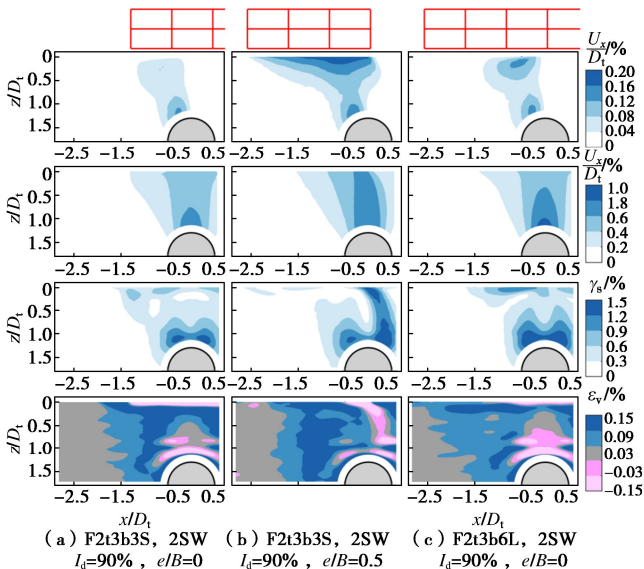


图 15 结构位置与长度对地层移动与变形的影响

Fig. 15 Effects of location and length of buildings on ground movements and deformations

其次，对于偏心（偏心率  $e/B=0.5$ ）的短结构 F2t3b3S（图 15（b）），可看做长建筑 F2t3b6L 的左半部分），由于在地表沉降槽作用下建筑可自由倾斜移动（相较于居中的长建筑），筏板的粗糙与建筑荷载可带动下地层移动，从而显著地增加浅部地层的水平移动。同时，由于建筑右边缘的作用，隧道正上方沉降值较大的区域从隧道顶部直接延伸至地表，并且在建筑物右边缘和隧道右侧肩部之间形成较大的剪切和膨胀变形带。另一方面，图 15（b）中的建筑筏板下方地层的剪切应变也远小于图 15（a），（c）中的剪切变形。

最后，讨论了具有不同偏心率且自重较大的建筑 F5t5b6L 对松散砂地层运动的影响（图 16 中，水平位移的方向用箭头表示）。图 16（a）表明，与前述两层建筑的试验结果相似，浅部地层的水平位移受到地基粗糙度和建筑物荷载的限制。值得注意的是，与天然地面试验相比（图 10（b）），居中的框架结构 F5t5b6L 显著加宽了地层的竖向位移场，且在建筑边缘的下部地层产生一个较大的剪切带，但总体的剪切应变值降低。对于图 16（b）中的偏心框架结构 F5t5b6L，建筑物对土壤水平位移的限制比图 16（a）的居中建筑大得多，尤其是对地层的左半部分。对于地层的沉降，

偏心框架结构 F5t5b6L 改变了烟囱状的沉降模式：从隧道顶部至建筑右侧的区域沉降量一直较大。因此，最大剪应变区域从隧道肩部转移至建筑右侧边缘下方的地层。

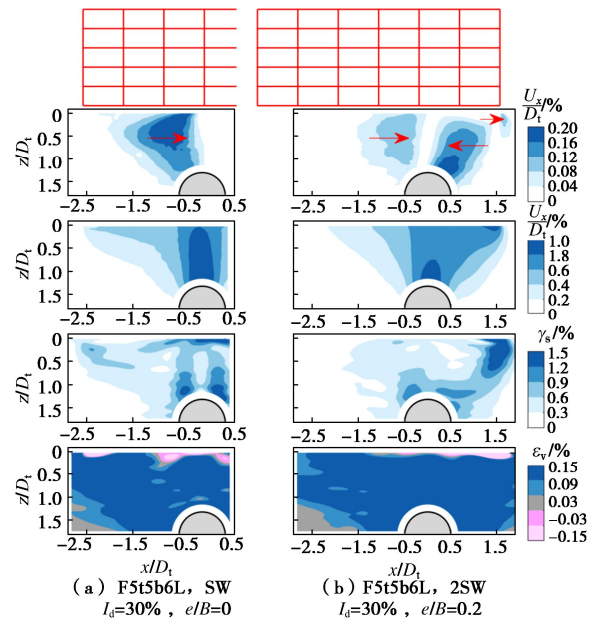


图 16 结构 F5t5b6L 位置变化对地层移动与变形的影响

Fig. 16 Effects of location change of frame F5t5b6L on ground movements and deformations

### 3 结 论

本文采用离心模型试验就地表框架结构对隧道施工诱发地层移动与变形的规律进行了研究，主要得到以下结论：

（1）筏板基础框架结构的存在对隧道开挖引起的地层水平移动影响显著。对于居中的结构，或具有较小离心率的长建筑（本文设定  $e/B=0.2$ ），地表附近土壤的水平位移很大程度上受到地基粗糙度和建筑荷载的限制；在筏板与地层界面处形成的间隙越小，或者结构越重，土体水平位移受到的限制就越大。对于偏心率较大（ $e/B=0.5$ ）的短结构，由于建筑具有较大的倾斜移动自由度，筏板的粗糙度和建筑附加荷载将带动下土体整体移动，从而增大浅部地层土体的水平位移。

（2）地表框架结构的存在对地层沉降影响程度主要取决于建筑的自重和砂土的密度。对于相对较轻的结构，建筑物对地层沉降场的影响整体较小，而对于较重的结构，建筑物往往会使地层垂直位移场变宽，特别是对于松散砂土地层。

（3）筏板对土体水平移动的限制导致在结构下方浅部地层处形成薄的剪切带，地层最大收缩变形相应地降低，并在部分区域观测到土体的膨胀；总体来说，

剪切应变的平均大小主要取决于地层垂直位移的大小。

(4) 对于相同的隧道体积损失,砂土密度主要影响地层位移的大小;由于松散砂土地层的响应以收缩为主,地层的水平位移、垂直位移以及剪应变远远大于密砂地层的位移与剪切变形。然而,对于等量的地表土壤体积损失,松散砂地层的沉降和剪应变均略小于密砂地层的沉降和剪应变。

(5) 砂土的相对密度和应力水平决定了其膨胀指数,但本文研究的建筑荷载范围对膨胀指数的影响较小;密砂的膨胀指数较高,松砂的膨胀指数极低。因此,砂土的相对密度主导了隧道体积与地层损失之间的关系;离心试验中,松散砂表现出整体收缩响应,当隧道体积损失率逐渐增加时,密砂地层的体积响应从收缩逐渐转变为膨胀。建筑附加荷载仅仅略微增加地层的收缩变形。

注意到,本文的研究主要在干燥的砂质地层进行,有关含水率对地层移动与变形的影响有待于进一步研究。

**致谢:** 本文 24 组离心试验均在英国诺丁汉大学岩土力学研究中心离心试验平台完成,试验期间得到了岩土力学研究中心主任 Alec Marshall 教授的经费支持和研究中心多名实验人员的技术支持,在此一并表示感谢!笔者还感谢国家留学基金委对其在英国诺丁汉大学攻读博士学位期间的资助。

## 参考文献:

- [1] 钱七虎. 迎接我国城市地下空间开发高潮[J]. 岩土工程学报, 1998, **20**(1): 112 - 113. (QIAN Qi-hu. Meet the climax of urban underground space development in China[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1998, **20**(1): 112 - 113. (in Chinese))
- [2] 阳军生, 刘宝琛. 城市隧道施工引起的地表移动及变形[M]. 北京: 中国铁道出版社, 2002. (YANG Jun-sheng, LIU Bao-chen. Surface Movement and Deformation Caused by Urban Tunnel Construction[M]. Beijing: China Railway Publishing House, 2002. (in Chinese))
- [3] 周先成, 俞 剑, 黄茂松. 隧道开挖对有接头地埋管线影响的工程评价方法[J]. 岩土工程学报, 2020, **42**(1): 181 - 187. (ZHOU Xian-cheng, YU Jian, HUANG Mao-song. Evaluation method for effect of tunneling on underground jointed pipelines[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, **42**(1): 181 - 187. (in Chinese))
- [4] 王 哲, 吴淑伟, 姚玉晶, 等. 盾构穿越既有桥梁桩基磨桩技术的研究[J]. 岩土工程学报, 2020, **42**(1): 117 - 125. (WANG Zhe, WU Shu-wei, YAO Wang-jing, et al. Grinding pile technology of shield tunnels crossing pile foundation of existing bridges[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, **42**(1): 117 - 125. (in Chinese))
- [5] 陈仁朋, 曾 巍, 吴怀娜, 等. 盾构隧道下穿引起砌体结构建筑沉降损伤实例研究[J]. 岩土工程学报, 2020, **42**(12): 2301 - 2307. (CHEN Ren-peng, ZENG Wei, WU Huai-na, et al. Case study of tunneling-induced settlement and damage of masonry buildings[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, **42**(12): 2301 - 2307. (in Chinese))
- [6] PECK R B. Deep excavations and tunnelling in soft ground[C]// ICSMFE Proceeding of 7th International Conference SMFE State of the Art Volume, 1969, Mexico.
- [7] LOGANATHAN N, POULOS H G. Analytical prediction for tunneling-induced ground movements in clays[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1998, **124**(9): 846 - 856.
- [8] LEE K M, ROWE R K, LO K Y. Subsidence owing to tunneling: I estimating the gap parameter[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1992, **29**(6): 929 - 940.
- [9] VERRUIJT A, BOOKER J R. Surface settlements due to deformation of a tunnel in an elastic half plane[J]. Géotechnique, 1996, **46**(4): 753 - 756.
- [10] 张治国, 杨 轩, 赵其华, 等. 盾构隧道开挖引起地层位移计算理论的对比与修正[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(增刊 2): 272 - 279. (ZHANG Zhi-guo, YANG Xuan, ZHAO Qi-hua, et al. Assessment and modification of traditional methods for ground displacements induced by shield tunneling[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(S2): 272 - 279. (in Chinese))
- [11] 房 倩, 杜建明, 王 赶, 等. 砂土隧道开挖地层变形规律及影响因素分析[J]. 隧道与地下工程灾害防治, 2020, **2**(3): 67 - 76. (FANG Qian, DU Jian-ming, WANG Gan, et al. Stratum deformation laws and influence factors analysis of tunnel excavation in sand[J]. Hazard Control in Tunnelling and Underground Engineering, 2020, **2**(3): 67 - 76. (in Chinese))
- [12] 邓 崑, 潘建平, 曾雅钰琼. 砂黏复合地层盾构隧道施工地表横向沉降分析[J]. 科学技术与工程, 2019, **19**(18): 271-275. (DENG Wei, PAN Jian-ping, ZENG Yuyuqiong. Analysis on the lateral subsidence of surface in shield tunneling construction of sandclay composite stratum[J]. Science Technology and Engineering, 2019, **19**(18): 271 - 275. (in Chinese))



- [13] 王正兴, 缪林昌, 王冉冉, 等. 砂土中隧道施工引起土体内部沉降规律特征的室内模型试验研究[J]. 土木工程学报, 2014, **47**(5): 133 - 139. (WANG Zheng-xing, MIAO Lin-chang, WANG Ran-ran, et al. Physical model study on subsurface settlement by tunnelling in sand[J]. China Civil Engineering Journal, 2014, **47**(5): 133 - 139. (in Chinese))
- [14] 王海涛, 金 慧, 涂兵雄, 等. 砂土地层地铁盾构隧道施工对地层沉降影响的模型试验研究[J]. 中国铁道科学, 2017, **38**(6): 70 - 78. (WANG Hai-tao, JIN Hui, TU Bing-xiong, et al. Model test study on influence of ground settlement caused by shield tunnel construction in sand stratum[J]. China Railway Science, 2017, **38**(6): 70 - 78. (in Chinese))
- [15] 王昊统, 吴雪峰, 杨忠年, 等. 硬岩地区浅埋暗挖隧道施工地表沉降特征模型试验研究[J]. 科学技术与工程, 2020, **20**(31): 13001 - 13008. (WANG Hao-tong, WU Xue-feng, YANG Zhong-nian, et al. Model test study on ground settlement characteristics caused by shallow buried tunnel construction in hard rock area[J]. Science Technology and Engineering, 2020, **20**(31): 13001 - 13008. (in Chinese))
- [16] ZHENG G, GE L B, ZHANG T Q, et al. Volumetric behaviour of subsurface ground due to tunnelling in completely drained granular soil[J]. Computers and Geotechnics, 2019, **116**: 103217.
- [17] MARSHALL A M, FARRELL R, KLAR A, et al. Tunnels in sands: the effect of size, depth and volume loss on greenfield displacements[J]. Géotechnique, 2012, **62**(5): 385 - 399.
- [18] FRANZA A, MARSHALL A M, ZHOU B. Greenfield tunnelling in sands: the effects of soil density and relative depth[J]. Géotechnique, 2019, **69**(4): 297 - 307.
- [19] POTTS D M, ADDENBROOKE T I. A structure's influence on tunnelling-induced ground movements[J]. Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering, 1997, **125**(2): 109 - 125.
- [20] FARRELL R. Tunnelling in Sands and the Response of Buildings[D]. Cambridge: Department of Civil Engineering, University of Cambridge, 2010.
- [21] RITTER S, GIARDINA G, DEJONG M J, et al. Influence of building characteristics on tunnelling-induced ground movements[J]. Géotechnique, 2017, **67**(10): 926 - 937.
- [22] ELLIS E, COX C, YU H S, AINSWORTH A, BAKER N. A new geotechnical centrifuge at the University of Nottingham, UK[C]// 6th International Conference of Physical Modelling in Geotechnics: ICPMG'06, 2006, Hong Kong, Taylor & Francis Group, London.
- [23] ZHOU B. Tunnelling-Induced Ground Displacements in Sand[D]. Nottingham: Department of Civil Engineering, University of Nottingham, 2014.
- [24] XU J, MARSHALL A M, FRANZA A, BOLDINI D, AMOROSI A. The response of framed buildings on raft foundations to tunnelling: A centrifuge and numerical modelling study[C]// 17th European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 2019, London.
- [25] WHITE D J, TAKE W A, BOLTON M D. Soil deformation measurement using particle image velocimetry (PIV) and photogrammetry[J]. Géotechnique, 2003, **53**(7): 619 - 631.
- [26] XU J M, FRANZA A, MARSHALL A M. Response of framed buildings on raft foundations to tunneling[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2020, **146**(11): 04020120.
- [27] XU J M, FRANZA A, MARSHALL A M, et al. Tunnel-framed building interaction: comparison between raft and separate footing foundations[J]. Géotechnique, 2021, **71**(7): 631 - 644.
- [28] BOLTON M D. The strength and dilatancy of sands[J]. Géotechnique, 1986, **36**(1): 65 - 78.

DOI: 10.11779/CJGE202204003

# 考虑侧壁摩阻的围岩裂隙中膨润土-砂混合物侵入过程及其模型

叶为民<sup>1,2</sup>, 许利波<sup>1</sup>, 王琼<sup>1,2</sup>, 陈永贵<sup>1,2</sup>, 陈宝<sup>1,2</sup>

(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:** 高放废物处置库建设与运营期间, 作为缓冲/回填材料的高压实膨润土-砂混合物侵入裂隙, 在降低围岩渗透性的同时, 会引起膨润土的流失与可能的核素外泄, 危及处置库的运营安全。针对膨润土-砂混合物侵入围岩裂隙问题, 开发试验装置, 开展不同裂隙宽度 (0.1, 0.3, 0.5, 1.0 mm) 情况下, 不同含砂率 (0%, 15% 和 30%) 的膨润土-砂混合试样 (石英砂粒径为 0.075~0.1 mm) 的裂隙侵入试验; 利用预先设置的高精度数字相机, 定时拍摄膨润土混合物侵入过程, 再借助 ImageJ 图像处理软件, 获取侵入距离以及附属 (石英、长石与方石英等) 与非附属矿物 (蒙脱石等) 环宽度等参数; 基于入侵过程中膨胀力与裂隙侧壁摩阻力发展过程分析, 构建并验证考虑侧壁摩阻的围岩裂隙膨润土侵入模型。结果表明: 静水条件下, 裂隙中膨润土的侵入距离、非附属与附属矿物环宽度等均随裂隙大小的增大显著增大, 随含砂率增大明显减小; 侵入达到平衡 (稳定) 后, 挤出口处膨润土干密度随裂隙宽度的增大而减小, 但随试样含砂率的增大而增大; 附属矿物环区的摩擦系数明显大于非附属矿物环区的摩擦系数, 即附属矿物环对膨润土侵入过程具有更强的抑制作用; 考虑侧壁摩阻的膨润土侵入模型计算值能够较好地模拟实测值。侵入试验与模型研究可为实际处置库中膨润土的侵入行为预测提供依据。

**关键词:** 膨润土; 侵入; 围岩裂隙; 附属矿物环; 侧壁摩擦; 模型

中图分类号: TU411

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2022)04-0613-09

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

## Intrusion process of bentonite-sand mixture and its model in rock fissures with consideration of lateral wall friction

YE Wei-min<sup>1,2</sup>, XU Li-bo<sup>1</sup>, WANG Qiong<sup>1,2</sup>, CHEN Yong-gui<sup>1,2</sup>, CHEN Bao<sup>1,2</sup>

(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:** During the construction and long-term operation of a deep geological repository for disposal of high-level radioactive waste, compacted bentonite-sand mixture invades and fills into fissures in the surrounding rock formations. This intrusion reduces the permeability of the rock formations. Meanwhile, it also causes the loss of bentonite with possible leakage of nuclides, resulting in endangering the operation safety of the repository. Aiming at solving the problems related to bentonite intrusion into rock fissures, a test device is developed, and the intrusion tests are conducted on the bentonite-sand mixture specimens (quartz size: 0.075~0.1 mm) with different sand contents (0, 15% and 30%) into artificial fissures with different sizes (0.1, 0.3, 0.5 and 1.0 mm). The images are regularly captured by the high-precision digital camera during the intrusion process of bentonite mixture. Then, with an ImageJ image processing software, the parameters including the intrusion distance and width of the accessory-mineral (quartz, feldspar and cristobalite, etc.) and non-accessory mineral (montmorillonite, etc.) ring are obtained. According to the analyses on the development processes of swelling pressure and friction resistance along the inner side wall of the fissures during the invasion process, an intrusion model for the bentonite intrusion in the surrounding rock fissures considering the friction resistance of the inner wall is proposed and verified. The results show that the bentonite intrusion distance and the widths of non-accessory and accessory mineral rings in the fissures increase significantly with the increase of the fissure size, and decrease obviously with the increasing sand content. After the bentonite intrusion reaches its equilibrium (stability), the dry density at the extrusion

基金项目: 国家重点研发计划项目 (2019YFC1509900); 国家自然科学基金项目 (42030714, 41807237)  
收稿日期: 2021-03-01

outlet decreases with the increase of the fissure width and increases with the increase of sand content. The friction coefficient of the accessory mineral ring area is obviously larger than that of the non-accessory one, indicating that the accessory mineral ring has a stronger inhibitory effect on the bentonite intrusion process. The measured results can be well simulated by the proposed model for the bentonite intrusion with consideration of the inner side wall friction of fissures. The researches on the intrusion tests and model can provide a basis for predicting the intrusion behaviors of bentonite in the actual disposal repository.

**Key words:** bentonite; intrusion; host-rock fissure; accessory mineral ring; lateral wall friction; model

## 0 引言

高压实膨润土-砂混合物因其具有足够低的渗透性、良好的膨胀性、合适的导热性和强劲的吸附性,被众多国家选做缓冲/回填材料,用以构筑多屏障处置库中、填充在废物罐与围岩之间的工程屏障层,以实现高放废物的永久封存<sup>[1-4]</sup>。

处置库建成投入运营后,由于本身固有的影响,加上工程扰动影响,与工程屏障(膨润土)交界面处的围岩中可能存在大量的裂隙(图 1)<sup>[5]</sup>,呈现较高的渗透性能。后者一方面加速库内膨润土的水化,同时导致侵入裂隙膨润土量的增加;更为重要的是,侵入到周围岩体裂隙中的膨润土还会继续膨胀<sup>[6]</sup>,且在外侧围岩中的地下水作用下,形成胶体(或吸附有核素)并随渗流向外围围岩中迁移扩散,产生侵蚀作用<sup>[7]</sup>。因此,这一侵入/侵蚀过程一方面引起库内核素随膨润土胶体迁移泄露<sup>[8]</sup>,另一方面,导致膨润土质量损失,从而降低人工屏障层的缓冲性能,造成处置库运营安全的不确定性。开展围岩裂隙中膨润土-砂混合物的侵入过程及其机理研究,对于人工屏障系统设计与安全运营等均具有极其重要的工程实践价值。

研究表明,围岩裂隙中的膨润土侵入过程具有典型的流变特性,且沿侵入路径呈现膨润土固体/凝胶/溶胶/地下水等分区段特征<sup>[8]</sup>(图 1)。为研究膨润土的侵入行为,Pusch<sup>[9]</sup>曾设计了由两块圆环状花岗岩板构成的水平缝隙模拟围岩裂隙,开展了 MX80 膨润土侵入试验,发现侵入距离与时间的对数成正比。Kanno 等<sup>[10]</sup>借助两块有机玻璃板间的距离模拟围岩裂隙,发现 Kunigel V1 膨润土的侵入距离与时间的平方根成正比;随后,基于同一套仪器发现随着膨润土含量与裂隙宽度的增大,侵入速率随之增大<sup>[11]</sup>;并在此基础上,建立了固相颗粒流扩散模型,模拟膨润土的干密度在裂隙中的分布<sup>[12]</sup>。黄依艺等<sup>[13]</sup>则试验研究了 GMZ01 膨润土的侵入过程,发现侵入距离随膨润土干密度与裂隙宽度增大而增大。但值得注意的是,上述试验均未能考虑附属矿物环(膨润土内诸如石英、方解石等附属矿物所形成的环状物质)<sup>[14]</sup>对侵入过程的影响,且为了简化问题,目前的模型均将裂隙侧壁设定为无滑移边界,导致膨润土侵入速率理论值偏大<sup>[12]</sup>。

本文以高压实 GMZ01 膨润土为例,开展裂隙宽度与含砂率控制的侵入试验,分析摩擦力与附属矿物对膨润土混合物侵入过程的影响,构建并验证稳态条件下、考虑侧壁摩擦及附属矿物环影响的膨润土侵入模型。

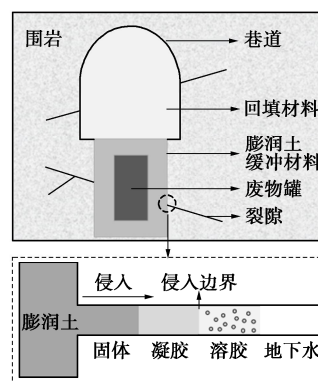


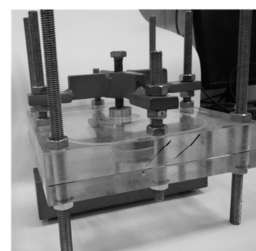
图 1 膨润土侵入围岩裂隙示意图

Fig. 1 Schematic diagram of bentonite intrusion into rock fissure

## 1 试验方法

### 1.1 试验设备

本次试验用设备如图 2 所示。采用两块透明亚克力板(230 mm×230 mm)平行叠置,并在两块板间插入不锈钢垫片构造人工缝(裂)隙,再通过改变垫片厚度,实现不同尺寸围岩裂隙的侵入试验;同时在亚克力板中央设置直径 50 mm 圆孔,用以放置高压实膨润土试样;再沿亚克力板四周的两板之间裂隙(当前垫片厚度)填塞可压缩海绵条带,形成两板之间封闭的储水空间;采用活塞与十字型反力架固定试样与整个试验装置,以减少试样膨胀引起的亚克力板的竖向膨胀变形;最后,将高精度数字相机固定在试验装置的正上方,以定时记录膨润土及其混合物的侵入过程。



(a) 实物图



导致所携带这些附属矿物被依次沉淀并逐渐堆积起来, 形成附属矿物环<sup>[14]</sup>。

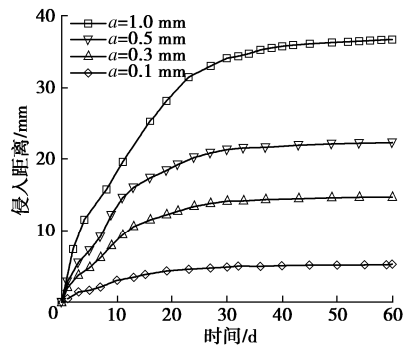


图3 不同裂隙宽度下侵入距离时程曲线(含砂率 0%)

Fig. 3 Evolutions of intrusion distance with time for test on fissures with different sizes (sand content 0%)

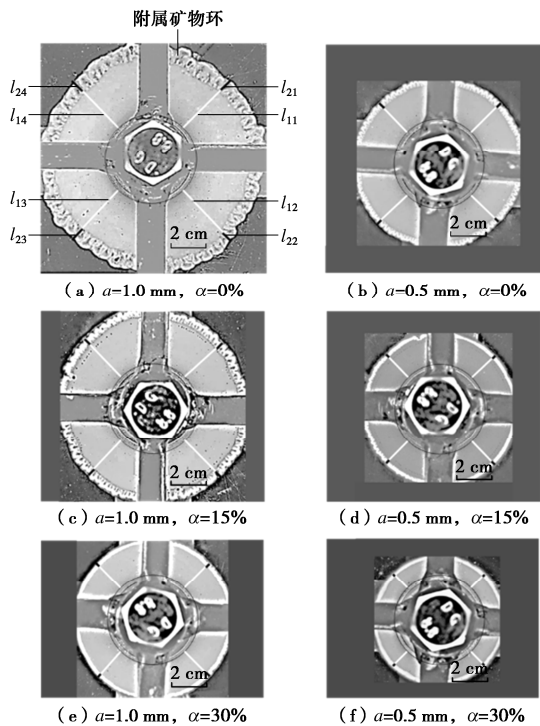


图4 不同裂隙宽度与含砂率下的侵入状态 (60 d)

Fig. 4 Intrusion states with different fissure sizes and sand contents (60 d)

经 ImageJ 软件分析可得非附属矿物环与附属矿物环宽度随膨润土水化时间的变化曲线, 如图 5, 6 所示。图 5, 6 中结果表明: 与侵入距离的随水化时间变化规律类似, 非附属矿物环宽度 ( $l_1$ ) 与附属矿物环宽度 ( $l_2$ ) 在水化初期迅速增大, 但分别在 30 d 与 15 d 左右急剧衰减, 并逐渐趋于稳定; 非附属矿物环与附属矿物环的最大宽度同样与裂隙宽度成正比, 当裂隙宽度从 0.1 mm 增大到 1.0 mm 时, 非附属矿物环的最大宽度分别为 4.6, 12.3, 18.1, 28.5 mm, 附属矿物环的最大宽度分别为 0.7, 2.4, 4.1, 8.2 mm。

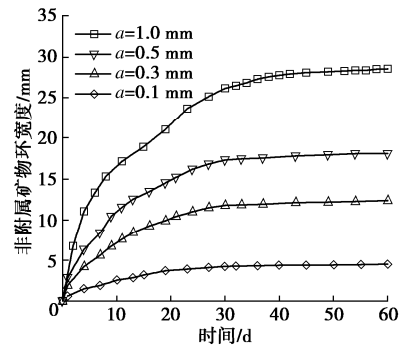


图5 不同裂隙宽度下非附属矿物环宽度时程曲线(含砂率 0%)

Fig. 5 Evolution of non-accessory mineral ring width with time for tests on fissures with different sizes (sand content 0%)

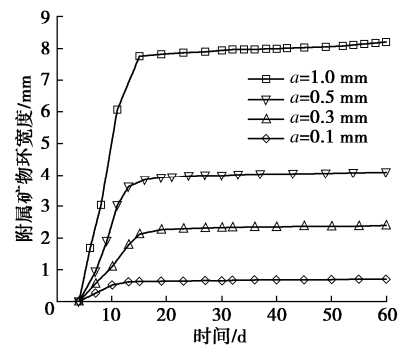


图6 不同裂隙宽度下附属矿物环宽度时程曲线(含砂率 0%)

Fig. 6 Evolution of accessory mineral ring width with time for tests on fissures with different sizes (sand content 0%)

## 2.2 裂隙宽度与含砂率对侵入过程的影响

不同裂隙宽度条件下, 不同含砂率试样侵入距离随时间变化关系, 如图 7 所示。结果表明: 相同裂隙宽度下, 石英砂含量越高, 膨润土最大侵入距离越小; 相同含砂率情况下, 裂隙宽度越大, 侵入距离越远。两种裂隙宽度 (0.5, 1.0 mm) 条件下, 含砂率 15% 试样的最大侵入距离分别为 16.2, 28.7 mm, 而含砂率 30% 试样分别为 11.2, 19.5 mm。

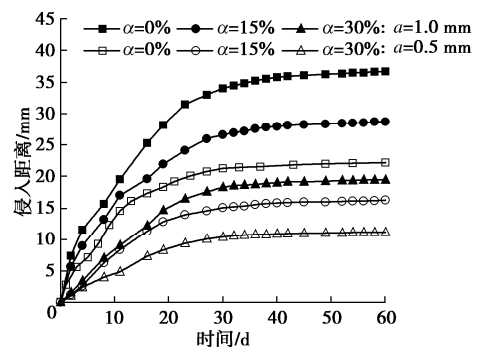


图7 不同含砂率试样的侵入距离时程曲线

Fig. 7 Evolution of intrusion distance with time for specimens with different sand contents



不同裂隙宽度条件下, 不同含砂率试样的非附属矿物环宽度 ( $l_1$ ) 随水化时间的变化关系, 如图 8 所示。结果表明: 相同裂隙宽度时, 非附属矿物环宽度 ( $l_1$ ) 随含砂率增大而减小; 相同含砂率情况下, 非附属矿物环宽度 ( $l_1$ ) 随裂隙宽度增大而增大。两种裂隙宽度 (0.5 与 1.0 mm) 条件下, 含砂率 15% 试样的最大非附属矿物环宽度, 分别为 13.9, 24.3 mm; 含砂率 30% 试样的最大非附属矿物环宽度, 分别为 9.8, 16.9 mm。

不同裂隙宽度条件下, 不同含砂率试样的附属矿物环宽度 ( $l_2$ ) 随水化时间的演化关系, 如图 9 所示, 相同裂隙宽度时, 附属矿物环宽度 ( $l_2$ ) 随含砂率增大而减小; 相同含砂率情况下, 附属矿物环宽度 ( $l_2$ ) 随裂隙宽度增大而增大。两种裂隙宽度 (0.5, 1.0 mm) 情况下, 含砂率 15% 试样的最大附属矿物环宽度, 分别为 2.3, 4.4 mm; 含砂率 30% 试样的最大附属矿物环宽度, 分别为 1.4, 2.6 mm。

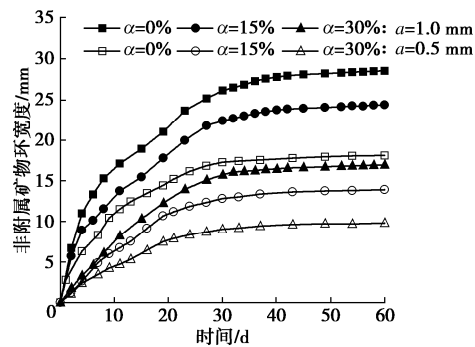


图 8 不同含砂率试样的非附属矿物环宽度时程曲线  
Fig. 8 Evolutions of non-accessory mineral ring width with time for specimens with different sand contents

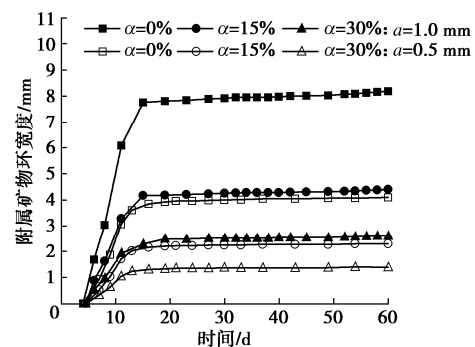


图 9 不同含砂率试样的附属矿物环宽度时程曲线  
Fig. 9 Evolution of accessory mineral ring width with time for specimens with different sand contents

2.3 试样干密度

为分析裂隙侵入过程对压实膨润土试样的影响, 试验结束后, 采取试样与裂隙交界面附近 (图 10) 土体, 实测其干密度。侵入试验结束后, 不同裂隙宽度情况下, 不同含砂率试样的干密度实测结果如表 2 所

示。  
表 2 中结果表明, 与裂隙交界面附近处的试样干密度随着裂隙宽度的增大而减小, 随着试样含砂率的增大而增大。

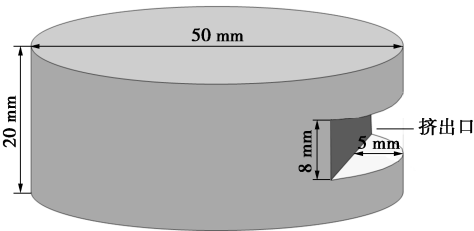


图 10 采样位置  
Fig. 10 Sampling position of the specimen

表 2 实测挤出口附近试样干密度

Table 2 Measured dry density at extrusion mouth of specimens

| 含砂率/% | 裂隙宽度/mm |      |      |      |
|-------|---------|------|------|------|
|       | 1.0     | 0.5  | 0.3  | 0.1  |
| 0     | 1.36    | 1.52 | 1.60 | 1.66 |
| 15    | 1.43    | 1.59 | —    | —    |
| 30    | 1.50    | 1.65 | —    | —    |

3 考虑侧阻的膨润土侵入模型

3.1 侵入模型构建

膨润土向围岩裂隙入侵过程中, 将不可避免地受到裂隙内壁侧摩阻力的作用, 且当围岩裂隙的侧壁摩阻力与膨润土的膨胀力趋于一致时, 膨润土的侵入距离达到最大值。

基于本文试验装置特点, 选取侵入区微单元开展应力分析 (图 11) [16]。

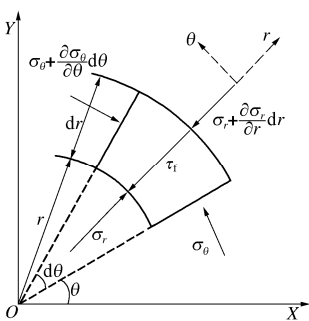


图 11 侵入区单元水平应力[16]  
Fig. 11 Horizontal stresses of a cylindrical element in extrusion zone[16]

显然, 膨润土侵入过程中, 入侵距离受膨润土膨胀力  $F_s$  (N) 及裂隙侧壁摩擦力  $F_f$  (N) 共同控制。当膨润土侵入裂隙至最终阶段时, 径向上应力达到平衡 ( $F_s=F_f$ ), 推出[16]:

$$(\sigma_\theta - \sigma_r) - \frac{\partial \sigma_r}{\partial \sigma_r} - 2 \frac{\tau_f}{a} r - \rho g r \tan \phi = 0, \quad (1)$$

式中,  $\sigma_r$  与  $\sigma_\theta$  分别为沿  $r$  方向及  $\theta$  方向的膨胀力 (Pa),  $a$  为裂隙宽度 (m),  $\tau_f$  为膨润土膨胀力下的摩擦应力 (Pa),  $\rho$  为膨润土的饱和密度 ( $\text{kg/m}^3$ ),  $g$  为重力加速度 ( $\text{N/kg}$ ),  $\phi$  为裂隙侧壁摩擦角。

假设单元体内, 膨胀力处于各向同性状态, 则有  $\sigma_\theta = \sigma_r$ , 且  $\tau_f = \sigma_r \tan \phi$ 。

需要说明的是, 与膨胀力相比, 膨润土自身重力的影响可以忽略<sup>[17]</sup>, 因此式 (1) 可进一步简化得到膨润土侵入距离计算模型:

$$l = r_2 - r_1 = \frac{a}{2 \tan \phi} \ln \frac{\sigma_1}{\sigma_2}, \quad (2)$$

式中,  $\sigma_1$  和  $\sigma_2$  为沿  $r$  方向的  $r_1$  和  $r_2$  处的膨胀力 (Pa),  $a$  为裂隙宽度,  $r_1$  和  $r_2$  为距离膨润土试样的距离 (m)。

式 (2) 表明, 膨润土的侵入距离 ( $l$ ) 与裂隙宽度 ( $a$ ) 成正相关关系。由于摩擦角与接触物体的物质成分有关, 而侵入区存在两种截然不同的区域 (非附属矿物环区与附属矿物环区), 其对应的摩擦角分别设为  $\phi_1$  与  $\phi_2$ 。

将挤出口、两区域交界处及侵入前锋处的膨胀力分别设为  $\sigma_1$ ,  $\sigma_m$  与  $\sigma_n$ , 可得非附属矿物环区宽度  $l_1$  (m) 与附属矿物环区宽度  $l_2$  (m):

$$l_1 = \frac{a}{2 \tan \phi_1} \ln \frac{\sigma_1}{\sigma_m}, \quad (3)$$

$$l_2 = \frac{a}{2 \tan \phi_2} \ln \frac{\sigma_m}{\sigma_n}. \quad (4)$$

式 (2) ~ (4) 即为考虑侧壁摩擦阻的围岩裂隙中膨润土侵入模型。

### 3.2 模型验证

#### (1) 模型参数获取

将式 (3), (4) 稍作转换再相加得

$$\frac{2 \tan \phi_1}{a} l_1 + \frac{2 \tan \phi_2}{a} l_2 = \ln \frac{\sigma_1}{\sigma_n}, \quad (5)$$

式中,  $\sigma_1$ ,  $\sigma_n$ ,  $\phi_1$  与  $\phi_2$  为未知量。

首先, 基于 DLVO 理论<sup>[18-20]</sup>, 膨胀力  $\sigma$  与蒙脱石的干密度  $\rho_m$  之间关系, 可表示为

$$\sigma = A e^{B \rho_m}, \quad (6)$$

式中,  $A$ ,  $B$  为常数。

将式 (6) 代入式 (5):

$$\frac{2 \tan \phi_1}{a} l_1 + \frac{2 \tan \phi_2}{a} l_2 = (\rho_{m-1} - \rho_{m-n}) B, \quad (7)$$

式中,  $\rho_{m-1}$  和  $\rho_{m-n}$  分别为挤出口处和侵入前锋处蒙脱石干密度 ( $\text{kg/m}^3$ )。

研究表明, 凝胶与溶胶分界处可被界定为侵入前锋, 且此处蒙脱石干密度恒定为  $36 \text{ kg/m}^3$ <sup>[12]</sup>。

同时, 挤出口处的蒙脱石干密度  $\rho_{m-1}$ , 可由蒙脱石干密度  $\rho_m$ 、膨润土与砂混合物干密度  $\rho_d$  之间关系求取, 表达式为

$$\rho_m = \frac{C_m}{(1-\alpha)\rho_d - \sum \frac{C_{mm}}{\rho_{mm}} - \frac{\alpha}{(1-\alpha)\rho_s}}, \quad (8)$$

式中,  $C_m$  为膨润土中蒙脱石含量,  $C_{mm}$  为膨润土中石英、长石或方石英的含量,  $\alpha$  为含砂率,  $\rho_{mm}$  为膨润土内非蒙脱石密度 (其中: 石英砂与长石密度为  $2650 \text{ kg/m}^3$ , 方石英密度为  $2320 \text{ kg/m}^3$ ),  $\rho_s$  为石英砂密度, 取  $2650 \text{ kg/m}^3$ 。

将表 2 中的挤出口干密度值代入式 (8), 可求取挤出口处膨润土中蒙脱石干密度, 如表 3 所示。

表 3 挤出口处蒙脱石干密度

Table 3 Dry densities of montmorillonite at extrusion mouth

| 含砂率/% | 裂隙宽度/mm |      |      |      |
|-------|---------|------|------|------|
|       | 1.0     | 0.5  | 0.3  | 0.1  |
| 0     | 1.17    | 1.34 | 1.42 | 1.48 |
| 15    | 1.14    | 1.29 | —    | —    |
| 30    | 1.08    | 1.23 | —    | —    |

随后, 根据图 5, 6 与表 3, 对于含砂率  $\alpha=0\%$  的膨润土试样, 在两组裂隙宽度 (1.0, 0.1 mm) 情况下, 挤出口和侵入前锋处的蒙脱石干密度  $\rho_{m-1}$  与  $\rho_{m-n}$ , 以及非附属矿物环宽度  $l_1$  与附属矿物环宽度  $l_2$ , 分别代入式 (7), 可得非附属矿物环区和附属矿物环区摩擦系数  $\tan \phi_1 = 0.0108B$  和  $\tan \phi_2 = 0.0292B$ ; 同理, 将 0.5 和 0.1 mm 两组裂隙宽度下, 含砂率  $\alpha=0\%$  膨润土试样的试验结果代入式 (7), 可得  $\tan \phi_1 = 0.0117B$ ,  $\tan \phi_2 = 0.0285B$ 。因此, 对于含砂率  $\alpha=0\%$  的膨润土试样, 分别在裂隙宽度  $a=1.0, 0.5 \text{ mm}$  和  $a=0.5, 0.1 \text{ mm}$  两种情况下获取的两区域摩擦系数结果相近, 说明当含砂率相同时, 两区域摩擦系数不随裂隙宽度的改变而发生变化。

取上述两组计算结果的平均值, 则在含砂率  $\alpha=0\%$  条件下, 非附属矿物环区和附属矿物环区摩擦系数分别为:  $\tan \phi_1 = 0.011B$  和  $\tan \phi_2 = 0.029B$ 。

将两区域摩擦系数代入式 (7) 并化简有

$$0.022l_1 + 0.058l_2 = (\rho_{m-1} - 0.036)a. \quad (9)$$

#### (2) 模型验证

研究发现附属矿物环宽度与侵入距离呈正相关关系<sup>[14]</sup>。根据本文实测的非附属矿物环宽度  $l_1$  与附属矿物环宽度  $l_2$  的试验结果 (不包含含砂率  $0\%$  且裂隙宽度  $0.3 \text{ mm}$  条件下的数据), 得到两者之间的关系曲线, 如图 12 所示。拟合得  $l_1$  与  $l_2$  关系式:

$$l_2 = 0.076l_1^2 + 0.055l_1. \quad (10)$$

联立式 (9), (10), 整理得裂隙宽度为  $a$  情况下, 非附属矿物环宽度  $l_1$  与附属矿物环宽度  $l_2$  计算式为

$$l_1 = \sqrt{2272.7(\rho_{m-1} - 0.036)a + 819.4} - 29.9, \quad (11)$$

$$l_2 = 17.2(\rho_{m-1} - 0.036)a + 10.9 - \sqrt{327.0(\rho_{m-1} - 0.036)a + 117.9}. \quad (12)$$

将裂隙宽度  $a=0.3$  mm,  $\rho_{m-1}=1.42$  g/cm<sup>3</sup> 代入式 (11), (12), 可得  $l_1=12.1$  mm,  $l_2=2.1$  mm。

同时, 裂隙宽度  $a=0.3$  mm 情况下, 由侵入试验测得  $l_1=12.3$  mm,  $l_2=2.4$  mm。

比较表明, 计算值与实测值基本吻合, 表明本文模型能够很好表征稳态条件下膨润土的侵入状态。

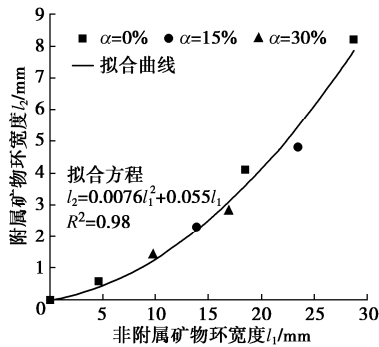


图 12 附属矿物环宽度与非附属矿物环宽度关系曲线

Fig. 12 Relationship between accessory mineral ring width and non-accessory mineral ring width

### 3.3 含砂率对侵入过程的影响

根据图 8, 9 与表 3 中的结果, 将两组裂隙宽度 (1.0, 0.5 mm) 情况下, 含砂率 15% 与 30% 试样的挤出口和侵入前锋处的蒙脱石干密度  $\rho_{m-1}$  与  $\rho_{m-n}$ , 以及非附属矿物环宽度  $l_1$  与附属矿物环宽度  $l_2$  分别代入式 (7) 可得: 含砂率 15% 试样的非附属和附属矿物环区域的摩擦系数分别为 0.017B 和 0.032B; 含砂率 30% 试样的非附属和附属矿物环区域的摩擦系数分别为 0.025B 和 0.035B。

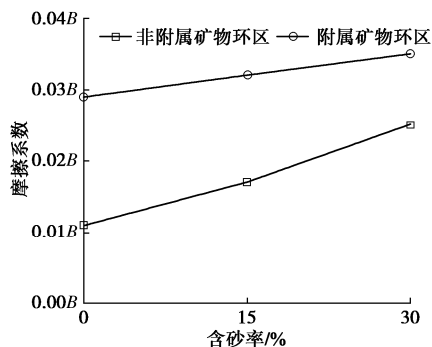


图 13 摩擦系数与含砂率之间关系曲线

Fig. 13 Relationship between friction coefficient and sand content

因此, 不同含砂率试样的附属矿物环区与非附属矿物环区的摩擦系数与含砂率之间的关系, 可表示为图 13 中的曲线。图 13 中的曲线表明, 随着含砂率的增大, 附属与非附属矿物环区的摩擦系数均显著增大, 即含砂率增加会抑制膨润土的侵入; 同时, 由图 13 还可以看出, 附属矿物环区的摩擦系数明显大于非附

属矿物环区, 说明附属矿物环对膨润土侵入围岩裂隙的抑制作用明显强于非附属矿物环区。

## 4 讨 论

### 4.1 不规则裂隙对膨润土侵入的影响

本文试验采用平整光滑的亚克力板构造的是一种“规则裂缝”, 但是实际处置库中存在大量的不规则裂隙<sup>[5]</sup>。膨润土侵入的对比试验发现, 不规则裂隙有利于附属矿物的堆积, 促进附属矿物环的发育, 从而抑制膨润土的侵入<sup>[21]</sup>。实际上, 裂隙中膨润土的侵入动力来自于其自身的膨胀力, 不规则裂隙中, 膨润土膨胀力的驱动作用将会受到折损 (图 14), 从而影响到膨润土的侵入过程。值得注意的是, 这种抑制作用不可避免地受到裂隙大小、曲折率等众多因素的影响, 呈现出高度的“不确定性”。这应该是本文后续研究的一个重点。但可以明确的是, 与基于平整裂隙的本文结论相比, 膨润土在不规则裂隙中的侵入过程会受到不同程度的抑制。

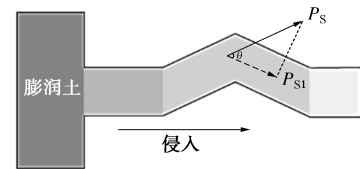


图 14 不规则裂隙下膨润土侵入示意图

Fig. 14 Diagram of bentonite intrusion with irregular fissures

### 4.2 两区域摩擦系数对侵入距离的影响

实际处置库中规则裂隙的花岗岩壁, 与亚克力板之间的不同在于, 两者与膨润土之间的摩擦系数的差异。

基于本文试验结果, 非附属与附属矿物环宽度 ( $l_1$  与  $l_2$ ) 与两区域摩擦系数的关系可由式 (7) 来表征。同时, 由于式 (7) 是基于膨胀力与摩擦力平衡推导而得, 与裂隙壁的材质无关, 故该方程可用于描述膨润土在围岩裂隙中的侵入行为。

同时, 根据本文亚克力裂隙试验结果 (图 12), 不同摩擦系数下, 附属矿物环宽度 ( $l_2$ ) 与非附属矿物环宽度 ( $l_1$ ) 的关系由式 (10) 表征。显然, 该方程与摩擦系数无关, 故也可用于预测膨润土在花岗岩裂隙中的侵入行为。

联合式 (7), (10), 即可求取侵入距离, 即预测膨润土在围岩裂隙中的侵入行为。

为此, 假设花岗岩裂隙中两区域摩擦系数为  $\mu_1$  和  $\mu_2$ ; 同时, 考虑到处置库中膨润土储量较大, 假设挤出口膨润土的干密度恒定为 1.70 g/cm<sup>3</sup>, 并将其代入式 (8), 可求取挤出口处膨润土中蒙脱石干密度  $\rho_{m-1}=1.52$  g/cm<sup>3</sup>, 并将  $\rho_{m-1}$  代入式 (7), 得

$$\frac{2\mu_1}{a}l_1 + \frac{2\mu_2}{a}l_2 = 1.49B \quad (13)$$

联立式(10), (13), 可求取裂隙宽度为 1 mm 时, 膨润土在花岗岩裂隙中的侵入距离 ( $l$ ) 与两区域摩擦系数 ( $\mu_1$  和  $\mu_2$ ) 的关系公式:

$$l = \left(1 - \frac{\mu_1}{\mu_2}\right) \frac{\sqrt{(2\mu_1 + 0.11\mu_2)^2 + 0.09\mu_2 B} - (2\mu_1 + 0.11\mu_2)}{0.03\mu_2} + \frac{0.74B}{\mu_2} \quad (14)$$

由图 13 知  $\mu_1 > \mu_2$ , 故附属矿物环膨润土的侵入距离随两区域摩擦系数之间关系, 可表示为如图 (15) 所示的曲面, 即随着两区域摩擦系数的增大, 膨润土的侵入距离显著降低。

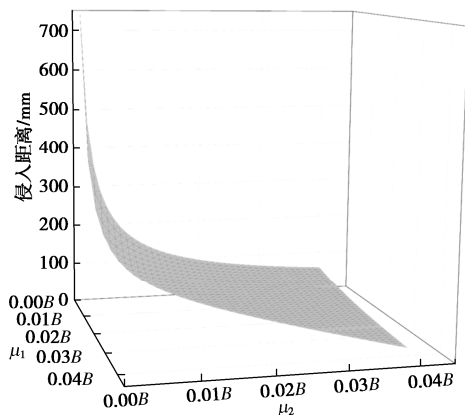


图 15 膨润土侵入距离与两区域摩擦系数之间关系

Fig. 15 Relationship between intrusion distance of bentonite and two-region friction coefficient

## 5 结 论

本文开展了不同裂隙 (缝) 宽度情况下, 不同含砂率膨润土-砂混合物试样侵入裂隙试验, 分析了裂隙宽度及含砂率对侵入距离与附属矿物环宽度随时间变化关系的影响。在此基础上, 建立并验证了考虑侧壁摩阻的膨润土侵入裂隙模型。获得的主要结论如下:

(1) 静水条件下, 膨润土侵入距离  $l$ 、非附属矿物环宽度  $l_1$  与附属矿物环宽度  $l_2$  均随着裂隙宽度 (大小) 的增大显著增大, 随着膨润土试样含砂率的增大明显减小; 膨润土挤入达到平衡 (稳定) 后, 挤出口处膨润土干密度随着裂隙宽度的增大而减小, 随着含砂率的增大而增大。

(2) 建立了考虑侧壁摩阻的膨润土侵入模型。验证结果表明, 模型计算值能够较好地吻合实测值。模型结果表明, 随着含砂率增大, 附属与非附属矿物环区的摩擦系数  $\tan \phi_2$  与  $\tan \phi_1$  均显著增大, 即含砂率的增大将抑制膨润土侵入裂隙距离; 同时, 附属矿物环区的摩擦系数明显大于非附属矿物环区的摩擦系数,

说明对于膨润土侵入围岩裂隙, 附属矿物环具有更强的抑制作用。

(3) 与本文试验采用平整亚克力裂隙相比, 实际处置库中不规则花岗岩裂隙及裂隙摩阻的增大均将限制膨润土的侵入。

## 参考文献:

- [1] 孙文静, 刘仕卿, 孙德安, 等. 高掺砂率膨润土混合土膨胀特性及其膨胀量预测[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(9): 1620 - 1626. (SUN Wen-jing, LIU Shi-qing, SUN De-an, et al. Swelling characteristics of bentonite-sand mixtures with a high sand mixing ratio and its prediction[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, 37(9): 1620 - 1626. (in Chinese))
- [2] 叶为民, 王 琼, 潘 虹, 等. 高压实高庙子膨润土的热传导性能[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(6): 821 - 826. (YE Wei-min, WANG Qiong, PAN Hong, et al. Thermal conductivity of compacted GMZ01 bentonite[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(6): 821 - 826. (in Chinese))
- [3] 王 驹, 陈伟明, 苏 锐, 等. 高放废物地质处置及其若干关键科学问题[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(4): 801 - 812. (WANG Ju, CHEN Wei-ming, SU Rui, et al. Geological disposal of high-level radioactive waste and its key scientific issues[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 25(4): 801 - 812. (in Chinese))
- [4] WEN Zhi-jian. Physical property of China's buffer material for high-level radioactive waste repositories[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(4): 794 - 800. (WEN Zhi-jian. Physical property of China's buffer material for high-level radioactive waste repositories[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 25(4): 794 - 800. (in Chinese))
- [5] NGUYEN T S, BÖRGESSON L, CHIJIMATSU M, et al. A case study on the influence of THM coupling on the near field safety of a spent fuel repository in sparsely fractured granite[J]. Environmental Geology, 2009, 57(6): 1239 - 1254.
- [6] WANG Q, MINH TANG A, CUI Y J, et al. The effects of technological voids on the hydro-mechanical behaviour of compacted bentonite-sand mixture[J]. Soils and Foundations, 2013, 53(2): 232 - 245.
- [7] 蔡叶青, 陈永贵, 叶为民, 等. 处置库近场膨润土胶体产生及稳定性研究进展[J]. 岩土工程学报, 2020, 42(11): 1996 - 2005. (CAI Ye-qing, CHEN Yong-gui, YE Wei-min, et al. Advances in formation of bentonite colloid and its

- stability in near-field of high-level radioactive waste repository[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, **42**(11): 1996 – 2005. (in Chinese))
- [8] 徐永福. 高放废物地质处置库中膨润土的侵蚀机理和模型研究综述[J]. 地球科学进展, 2017, **32**(10): 1050 – 1061. (XU Yong-fu. Mechanisms and models for bentonite erosion used for geologic disposal of high level radioactive waste: a review[J]. Advances in Earth Science, 2017, **32**(10): 1050 – 1061. (in Chinese))
- [9] PUSCH R. Stability of Bentonite Gels in Crystalline Rock—Physical Aspects[R]. Luleå: SKBF/SKB Technical Report 83-04.
- [10] KANNO T, WAKAMATSU H. Experimental study on bentonite gel migration from a deposition hole[C]// Proceedings of the Third International Conference on Nuclear Fuel Reprocessing and Waste Management, RECOD'91, 1991, Sendai, 1983.
- [11] KANNO T, MATSUMOTO K, SUGINO H. Evaluation of extrusion and erosion of bentonite buffer[C]// Proc 7th Int Conf on Radioactive Waste Management and Environmental Remediation (ICEM'99), 1999, New York.
- [12] KANNO T, IWATA Y, SUGINO H. Modelling of bentonite swelling as solid particle diffusion[C]// Proceedings of the International Symposium on Suction, Swelling, Permeability and Structure of Clays- IS-Shizuoka, 2001, Shizuoka.
- [13] 黄依艺, 陈 宝. 高压实膨润土在处置库围岩裂隙中的侵入行为研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2019, **38**(12): 2561 – 2569. (HUANG Yi-yi, CHEN Bao. Intrusion behaviors of highly compacted bentonite into host-rock fractures in a HLW disposal repository[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2019, **38**(12): 2561 – 2569. (in Chinese))
- [14] REID C, LUNN R, EL MOUNTASSIR G, et al. A mechanism for bentonite buffer erosion in a fracture with a naturally varying aperture[J]. Mineralogical Magazine, 2015, **79**(6): 1485 – 1494.
- [15] YE W M, CHEN Y G, CHEN B, et al. Advances on the knowledge of the buffer/backfill properties of heavily-compacted GMZ bentonite[J]. Engineering Geology, 2010, **116**(1/2): 12 – 20.
- [16] ZENG Z X, CUI Y J, CONIL N, et al. Analysis of boundary friction effect on the homogenization process of compacted bentonite/claystone mixture with technological voids upon hydration[J]. Acta Geotechnica, 2021, **16**(2): 525 – 533.
- [17] LIU L C, MORENO L, NERETNIEKS I. A dynamic force balance model for colloidal expansion and its DLVO-based application[J]. Langmuir, 2009, **25**(2): 679 – 687.
- [18] GONZALEZ S. The Swelling Pressure of Bentonite and Sand Mixtures[D]. Stockholm: KTH Chemical Science and Engineering, 2013.
- [19] 叶为民, 刘樟荣, 崔玉军, 等. 膨润土膨胀力时程曲线的形态特征及其模拟[J]. 岩土工程学报, 2020, **42**(1): 29 – 36. (YE Wei-min, LIU Zhang-rong, CUI Yu-jun, et al. Features and modelling of time-evolution curves of swelling pressure of bentonite[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, **42**(1): 29 – 36. (in Chinese))
- [20] ZOU W L, YE J B, HAN Z, et al. Effect of montmorillonite content and sodium chloride solution on the residual swelling pressure of an expansive clay[J]. Environmental Earth Sciences, 2018, **77**(19): 1 – 12.
- [21] PETER R C. The Role of Accessory Minerals in Inhibiting Bentonite Erosion in the Geological Disposal of Higher Activity Radioactive Waste[D]. Glasgow: University of Strathclyde, 2016.



DOI: 10.11779/CJGE202204004

# 扰动冲击下弱胶结红砂岩的能量耗散与分形特征

张慧梅<sup>1</sup>, 陈世官<sup>\*2</sup>, 王磊<sup>2</sup>, 程树范<sup>3</sup>, 杨更社<sup>2</sup>, 申艳军<sup>4</sup>

(1. 西安科技大学力学系, 陕西 西安 710054; 2. 西安科技大学建筑与土木工程学院, 陕西 西安 710054; 3. 武汉大学土木建筑工程学院, 湖北 武汉 430072; 4. 西安科技大学地质与环境学院, 陕西 西安 710054)

**摘要:** 为探索动态扰动后西部矿区软岩夹层的能量耗散规律和破坏模式, 利用分离式霍普金森压杆装置对弱胶结红砂岩进行动态冲击破坏试验, 分析该类红砂岩在受到不同加载速率、不同次数扰动冲击以及是否扰动的条件下, 试样在相同加载速率破坏性冲击过程中的能量耗散与分形特征。试验结果表明: 在不同速率扰动冲击作用下, 随着扰动冲击次数的增加反射能递增而透射能和耗散能呈减小趋势, 其中较高速率扰动冲击下试样的反射能高于低速率扰动冲击, 耗散能则相反, 且低速率扰动冲击下试样的耗散能、能量耗散率和能量耗散密度高于较高速率扰动冲击, 表明低速率扰动冲击下试样的能量利用率更高; 在破坏性冲击试验中, 随着扰动冲击次数的增加, 低速率扰动后试样的破碎程度相较于未扰动与高速率扰动更为严重, 对应分形维数  $D_b$  低速率扰动 > 未扰动 > 高速率扰动, 表明分形维数与扰动冲击次数呈正相关, 与扰动冲击速率呈负相关; 在相同扰动冲击次数下, 低速率扰动试样的  $D_b$  所对应累积耗散能和耗散能密度高于较高速率扰动试样, 而对应的累积反射能则相反。

**关键词:** 弱胶结砂岩; 扰动冲击; SHPB; 能量耗散; 分形维数

中图分类号: TU458.3

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2022)04-0622-10

**作者简介:** 张慧梅 (1968—), 女, 山西大同人, 现任教授、博士生导师, 主要从事岩土工程稳定性评价及岩石力学理论与应用。E-mail: zhanghuimei68@163.com。

## Energy dissipation and fractal characteristics of weakly cemented red sandstone under disturbance impact

ZHANG Hui-mei<sup>1</sup>, CHEN Shi-guan<sup>2</sup>, WANG Lei<sup>2</sup>, CHENG Shu-fan<sup>3</sup>, YANG Geng-she<sup>2</sup>, SHEN Yan-jun<sup>4</sup>

(1. Department of Mechanics, Xi'an University of Science and Technology, Xi'an 710054, China; 2. College of Architecture and Civil Engineering, Xi'an University of Science and Technology, Xi'an 710054, China; 3. School of Civil and Architectural Engineering, Wuhan University, Wuhan 430072, China; 4. School of Geology and Environment, Xi'an University of Science and Technology, Xi'an 710054, China)

**Abstract:** To explore the energy dissipation law and failure mode of soft rock interlayer in western mining areas of China after dynamic disturbance, the dynamic impact failure tests on weakly cemented red sandstone are carried out by using the separated Hopkinson compression bar device. Under the impact of this red sandstone under different loading rates, different times of disturbance and whether there is the disturbance or not, the energy dissipation and fractal characteristics of the samples during the same loading rate impact failure are analyzed. The experimental results show that under different disturbance impact rates, with the increase of disturbance impact times, the reflection energy increases, while the transmission energy and dissipation energy decrease. The reflection energy of the samples under the impact of high-speed disturbance is higher than that of the low-speed disturbance impact, while the dissipative energy is the opposite. Moreover, the dissipative energy of the samples under the impact of low-speed rate disturbance is opposite. The energy dissipation rate and energy dissipation density are higher than those of the high-speed disturbance impact, which indicates that the energy utilization rate of the samples is higher under the impact of low-speed disturbance. In the impact failure tests, with the increase of the number of disturbance impact, the fragmentation degree of the sample after the low-speed rate disturbance is more serious than that of the undisturbed and high-speed rate disturbance. The low-speed rate disturbance of fractal dimension  $D_b$  > undisturbed > high-speed rate disturbance shows that the fractal dimension is positively correlated with the number of disturbance shocks. The results show that the impact rate is negatively correlated with the

基金项目: 国家自然科学基金项目 (12172280, 42077274, 41907259);  
陕西省自然科学基金重点项目 (2020JZ-53)

收稿日期: 2021-06-10

\*通信作者 (E-mail: 18992178070@163.com)

disturbance. Under the same number of disturbance impact, the cumulative dissipation energy and energy density of  $D_b$  of the low-speed rate-disturbed samples are higher than those of the high-speed disturbed samples, while the cumulative reflection energy is opposite.

**Key words:** weakly cemented sandstone; disturbance impact; SHPB; energy dissipation; fractal dimension

0 引 言

随着中国经济的快速发展,对资源的需求越来越大,尤其是矿产资源,然而中东部浅层矿产资源却逐渐枯竭。因此,近年来对矿产资源的开采逐步转向西部地区<sup>[1-3]</sup>。西部矿区浅层岩体多为第四纪白垩系弱胶结砂岩,在隧道开挖、井巷掘进过程中,普遍采用钻爆法施工。而爆破、地震及机械震动产生的扰动应力波往往对已支护岩体造成损伤,导致岩体内部损伤累积,内部微裂纹、微孔洞开始萌生、扩展甚至贯通,使岩体失去承载能力而失稳,发生岩体崩塌、支护垮塌等安全事故,造成严重后果。而岩体变形破坏实质是一个能量耗散的过程<sup>[4-6]</sup>,因此研究扰动冲击下弱胶结红砂岩的能量耗散和破碎特征,有助于了解工程动力灾害的发生机理,对岩土工程和学术研究都具有重要意义。

能量耗散是岩石材料破坏的原动力<sup>[7]</sup>,岩石在冲击作用下将产生不可逆的能量耗散,而材料破坏后碎块的大小、数量和尺度分布又是能量耗散的宏观表现。因此,近年来国内外许多学者利用 SHPB 装置对岩石进行了能量耗散方面的研究,并取得了丰硕的研究成果。黎立云等<sup>[8]</sup>对不同冲击载荷作用下岩石破坏能量规律进行了研究。谢和平等<sup>[9]</sup>讨论了岩石变形破坏过程中能量耗散、能量释放与岩石强度和整体破坏的内在联系,给出了基于能量耗散的强度丧失准则和基于可释放应变能的整体破坏准则,分析了各种应力状态下岩石单元整体破坏的临界应力。Lundberg 等<sup>[10]</sup>获得了冲击凿岩过程中的最佳能量效率,然而,这些研究并未涉及岩石破碎后的碎屑大小特征;Hong 等<sup>[11]</sup>通过霍普金森压杆(SHPB)试验,对冲击作用后岩石的能量耗散和破碎块度之间的关系进行了量化;李夕兵等<sup>[12]</sup>研究了岩石在动静组合加载下的能耗特征;Feng 等<sup>[13]</sup>研究了应变率效应对能量耗散密度、能量利用率、分形维数特征和断裂表面能的影响;Millon 等<sup>[14]</sup>研究发现能量耗散密度随着应变率或入射能量的增加而增加;Gong 等<sup>[15]</sup>通过 SHPB 试验研究发现,随着加载速率的增加,能量利用率和破碎块度呈减小趋势;张文清等<sup>[16]</sup>研究了煤岩在不同加载速率下的能量耗散和破碎块度分布,研究表明:试件的耗散能密度随应变率的提高而快速增大,分形维数随应变率呈对数增长,导致破碎程度更严重;王利等<sup>[17]</sup>根据岩石分形

断裂切割岩块的块度形成机制,利用能量守恒关系,建立损伤-能量-碎块尺寸理论关系式,并根据块度分布的自相似性,将岩石块度分布特性应用于岩体块度分布预测;李成杰等<sup>[18-19]</sup>对裂隙类组合岩体进行了能量耗散与破碎分形特征研究;戴兵等<sup>[20]</sup>研究了在循环冲击荷载下含孔洞岩石损伤特性与能量耗散。从以上研究成果可以看出,目前研究主要集中在不同加载速率和循环冲击载荷作用下硬岩破坏的能量耗散和分形特征,而将循环扰动冲击和单轴冲击破坏试验结合研究的还较少。在西部地区的实际工程中,广泛分布的软弱岩石常遭遇频繁爆破和机械振动扰动,当高加载速率的动荷载作用于扰动岩体上时,更易造成工程岩体及支护机构的失稳和破坏<sup>[21]</sup>。因此,研究软弱岩石在不同加载速率和次数扰动作用下,遭受破坏性冲击后的能量耗散和分形特征是有价值的。

本文利用直径 50 mm 的分离式霍普金森压杆试验装置(SHPB)对西部地区广泛分布的弱胶结红砂软岩进行了不同速率扰动冲击后的破坏性冲击试验,模拟实际工程中的扰动损伤,结合能量耗散理论和分形理论<sup>[22-25]</sup>,研究不同冲击速率和冲击次数扰动作用下,红砂岩在破坏性冲击过程中的能量耗散及破碎块度分布特征,以为工程提供相应的理论依据。

1 单轴冲击压缩试验

1.1 试样制备

试样取自西部矿区的白垩系洛河组红砂岩,是典型的弱胶结砂岩(后文统称为红砂岩),颜色暗红,质松,由泥质胶结物组成,依据国际岩石力学学会标准,对试样进行实验室加工处理,选用长径比为 0.5 的试样进行试验,试样直径为 50 mm,高度 25 mm,试样的端面平整度经过精细打磨符合规范要求即(平整度在 0.02 mm 公差范围内),如图 1 所示。同时在制取试样过程中剔除表面有明显缺陷及超声波检测波速异常的试样,降低试验结果的离散性,红砂岩的基本物理力学参数见表 1。

表 1 红砂岩基本物理力学参数

Table 1 Basic physical and mechanical parameters of red sandstone

| 密度                   | 纵波波速                | 单轴抗压强 | 弹性模量 | 孔隙度  |
|----------------------|---------------------|-------|------|------|
| $/(g \cdot cm^{-3})$ | $/(m \cdot s^{-1})$ | 度/MPa | /GPa | /%   |
| 1.874                | 1897                | 13.78 | 1.22 | 22.8 |

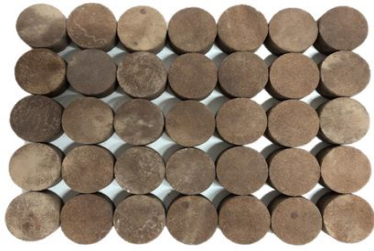


图1 红砂岩试样

Fig. 1 Red sandstone sample

## 1.2 试验方案

由于红砂岩强度较低,为保证在扰动冲击试验过程中试样不发生破坏,需要进行试冲击试验来确定扰动冲击速度和破坏冲击速度。试冲结果发现,当冲击杆速度在 3.2 m/s 时,试样发生临界破坏,因此以速度 3.2 m/s 作为扰动冲击后的破坏速度,并将此速度下单次冲击破坏作为对照组(DZ 组)试验,然后分别对红砂岩试样进行均速为 1.65 m/s 和 1.27 m/s 的扰动冲击试验,扰动次数为 1, 3 和 5,为区别两种速率扰动冲击,本试验将加载速率为 1.65 m/s 的扰动定义为较高速率扰动(A 组),加载速率为 1.27 m/s 的定义为低速率扰动(C 组),从而来模拟实际工程中不同速率冲击荷载对围岩造成的扰动损伤,最后对经过不同扰动损伤的试样进行与对照组相同的冲击破坏试验,研究不同扰动水平下弱胶结红砂岩的能量耗散规律,冲击破坏后收集碎块进行筛分试验,分析其分形特征,具体的试验方案如图 2 所示。

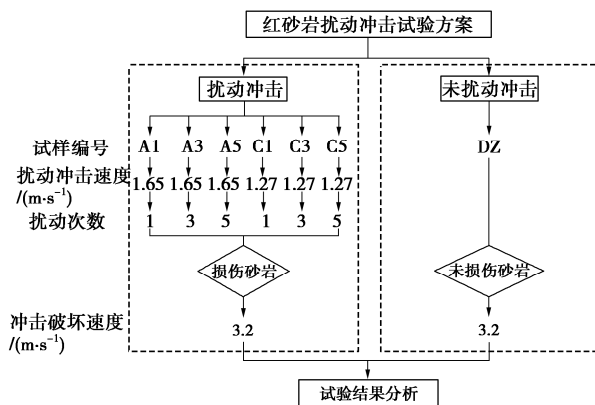


图2 试验方案流程图

Fig. 2 Flow chart of experimental scheme

## 1.3 应力平衡验证

在扰动冲击试验过程中,为保证试件两端在扰动冲击过程中受力处于均匀状态,保证试验的可靠性,因此需对应力平衡性进行验证。图 3 为试件 A1-1 在第一次扰动冲击时的应力平衡图。由图可知,入射应力波和反射应力波之和与透射应力波曲线基本重合,表明扰动冲击时试件达到应力平衡。

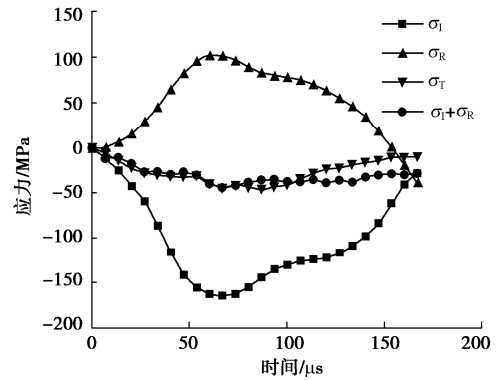


图3 动态应力平衡验证

Fig. 3 Verification of dynamic stress equilibrium

## 2 能量耗散分析

### 2.1 能量计算

入射能量、反射能量、透射能量和耗散能量是 SHPB 测试中的 4 个主要能量。入射能量越大,作用在试样上的冲击应力越大,试样的损伤程度越大。当入射能量固定时,透射能量越大,样品的致密性和均匀性越好。反射能量越大,样品内部损伤越严重。

因此,分析测试过程中入射能量,反射能量,透射能量和耗散能量的变化规律可以有效准确反映出样品内部损伤的变化。各应力波  $\sigma_i(t)$  携带的能量计算公式如下:

$$W_i = A_e E_c C_e \int_0^t \varepsilon_i^2(t) dt \quad (i = I, R, T) \quad (1)$$

式中  $A_e$  为输入与输出杆的横截面积;  $E_c$  为输入杆与输出杆材料的弹性模量;  $C_e$  为一维应力波波速,本试验为 5172 m/s;  $\varepsilon_i(t)$  为入射波、反射波和透射波所对应的应变,如图 4 所示为试件 A1-1 在第一次扰动冲击时的应变时程曲线。

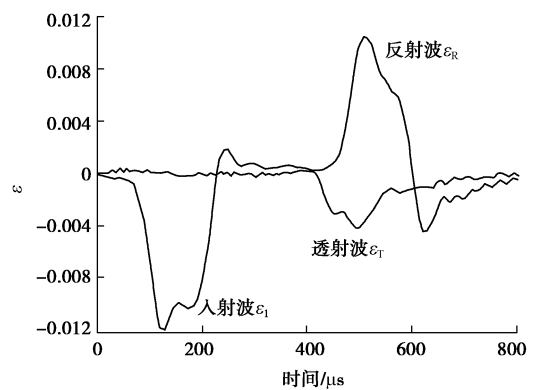


图4 动态冲击应变时程曲线

Fig. 4 Curves of strain and time under impact

根据能量守恒定律, SHPB 冲击试验中的总耗散能  $W_D$  可表示为

$$W_D = W_I - W_R - W_T, \quad (2)$$

式中,  $W_I$ ,  $W_R$  和  $W_T$  分别为入射能、反射能和透射能, 可由式 (1) 计算得出。

总耗散能  $W_D$  主要包括以下 3 部分: ①产生断裂面和分支裂纹所用的断裂能量; ②试样破碎后飞溅碎片携带的动能; ③其他形式消耗的能量, 如热能、声能等。根据文献[26]的研究可知, 后两种耗散能量占比不足 5%, 而在冲击过程中试件产生断裂面、分支裂纹和破坏所吸收的能量为总耗散能量的主要占比。因此, 试样的总吸收能量可近似用总耗散能表示。

为衡量扰动冲击作用下耗散能用于试件破坏做功的能力, 引入能量耗散密度  $\varepsilon_d$  的概念, 用试样单位体积能量耗散表示:

$$\varepsilon_d = \frac{W_D}{V}, \quad (3)$$

式中,  $V$  为试件体积。

同时, 为了解不同加载速率扰动冲击下红砂岩能量耗散的强弱, 引入能量耗散率  $N$  的概念, 通常定义能量耗散率为总耗散能与入射能的比值, 即

$$N = \frac{W_D}{W_I} \times 100\%。 \quad (4)$$

根据式 (1) ~ (4), 计算得到试件在冲击扰动下和破坏后的能量, 在研究试样的能量耗散规律时, 主要对引起试样破坏的反射能  $W_R$ 、耗散能  $W_D$ 、破碎耗能密度  $\varepsilon_d$  和能量耗散率  $N$  展开分析。

## 2.2 扰动冲击后能量耗散分析

在不同加载速率循环扰动冲击试验中, 通过固定冲击杆的位置以及试冲击试验确定的冲击气压, 保证同一加载速率扰动冲击下的入射波即入射能量是一致的, 当扰动冲击均速分别为 1.65 m/s 和 1.27 m/s 时, 对应的 A、C 两组扰动冲击试样的入射能量能够控制在  $3.85 \text{ J} \pm 5\%$  和  $2.55 \text{ J} \pm 5\%$  范围内, 如图 5 所示, 两组入射能量相差 1.3J 左右, 平均应变率分别为  $29.84 \text{ s}^{-1}$  和  $20.73 \text{ s}^{-1}$ , 在同一加载速率扰动下, 入射能量在合理的范围内波动, 因此试验结果可靠。

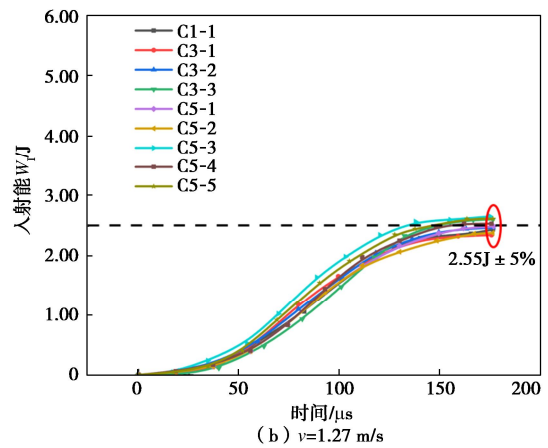
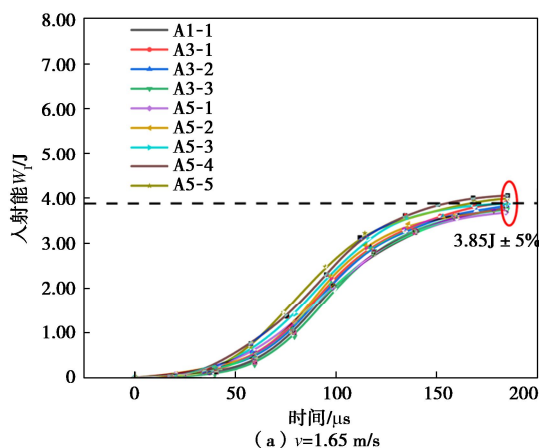
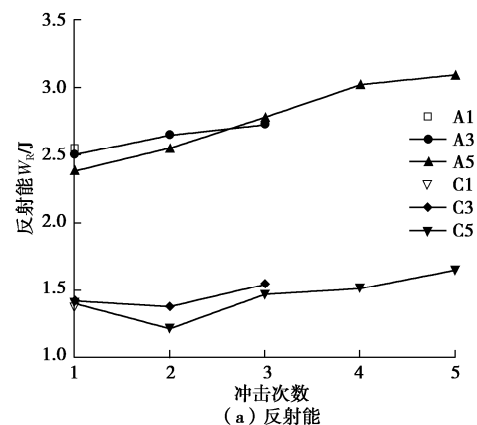


图 5 不同加载速率扰动冲击下入射能量时程曲线

Fig. 5 Time-history curves of incident energy under disturbance impact with different loading rates

由图 6 可以看出, 在不同加载速率扰动冲击作用下, 透射能远小于反射能和耗散能, 这主要是由于入射能量从高波阻抗的入射杆传递到低波阻抗的岩样时, 能量在弱胶结砂岩内部发生多次反射和耗散, 因此只有少部分能量传递到透射杆。随着扰动冲击次数的增加, 图 6 (a), (b) 结果显示, A 组反射能由 2.486 J 升高到 3.109 J, 呈单调递增趋势, 透射能则由 0.27 J 降低到 0.178 J, 呈单调递减趋势, C 组反射能由 1.402 J 先降低到 1.297 J 再升高到 1.651 J, 呈先降低后升高趋势, 透射能则由 0.032 J 先升高到 0.395 J 再降低到 0.031 J, 呈先升高后降低趋势, 总体 A 组反射能是 C 组的 2 倍左右, 且在相同扰动冲击次数下, A 组反射能与 C 组最大相差 1.509 J。图 6 (c) 表明, A 组耗散能除首次扰动冲击 1.03 J 略高于 C 组 0.986 J 外, 其余均低于 C 组, 呈单调递减, C 组则呈先升高后降低, 且 A 组下降速率高于 C 组。图 6 (d) 表明, 不同加载速率扰动下的能量耗散率  $N$  变化趋势与耗散能相似, 扰动加载速率较低的 C 组试样的平均  $N$  值为 40.5%, 明显高于 A 组的 23.9%, 说明 C 组试样用于破坏所吸收能量的能力强于 A 组试样, 但吸收能量多用于内部损伤扩展, 无明显的宏观表现。





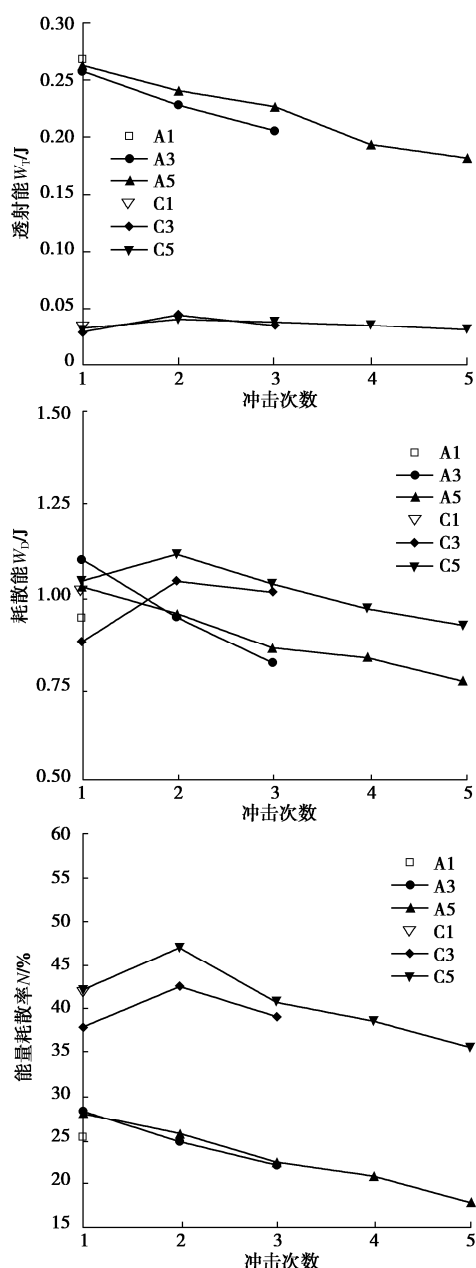


图6 扰动冲击下砂岩各能量随冲击次数的变化关系

Fig. 6 Relationship between energy of sandstone and impact times under disturbance impact

由以上结果可知,在不同加载速率扰动冲击下,试样的反射能和耗散能呈现较大的差异,加载速率较高的A组试样反射能高于C组试样,而耗散能则相反。因此,为了更直观反映不同加载速率及扰动次数冲击下能量耗散规律,结合图7试样在扰动冲击后的宏观损伤形态进行分析。在首次冲击过后,由于A组试样具有较高加载速率,使得靠近入射杆端的试样表面沿冲击方向上出现了单条未贯通宏观裂纹,而随着扰动冲击次数增加到3和5次时,试样表面未贯通宏观裂纹的深度沿冲击方向进一步加深,并且在该主裂纹周边出现掉渣和较大块度剥落现象,该过程中试样宏观

裂纹的深度以及端面颗粒剥落,造成应力波的反射面积增加,使得反射能呈递增趋势,穿透试样的透射能降低,耗散能下降。

对于扰动加载速率较低的C组试样,在首次冲击扰动作用下,除小部分能量造成试样端部的颗粒脱落,剩余大部分能量对靠近入射端试样局部产生了压实增强作用,促进了应力波在压实区域的传输,进而造成第2次冲击过程中试样的反射能降低,透射能升高,试样内部微裂纹的萌生和扩展致使耗散能增加。随着扰动冲击次数的增加,试样端部颗粒剥落区域面积增加,试样周边出现微裂纹,但未出现明显的宏观裂隙,说明在低加载速率扰动作用下,反射能不能对试样造成明显的宏观损伤,但耗散能降低了试样内部颗粒间的黏结力,使得颗粒间相对位置在错动和滑移后发生改变,试样内部微裂隙数量增加,致密性和均匀性降低,阻碍了能量的传播,造成反射能量增加,透射能和耗散能降低。

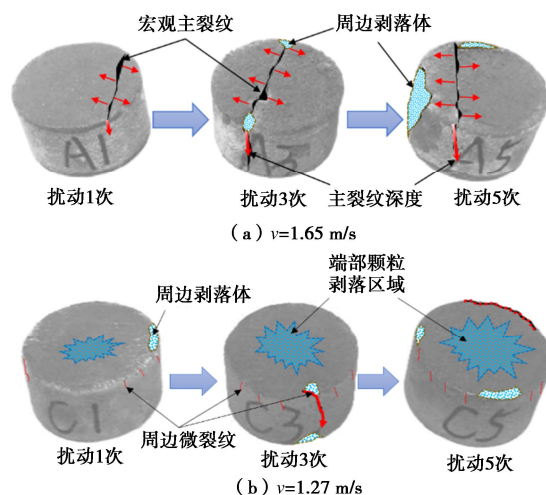


图7 不同加载速率循环扰动后试样损伤形态

Fig. 7 Damage morphology of samples after cyclic disturbance at different loading rates

图8反映的是不同扰动冲击速率下耗散能密度与冲击次数的关系。由图中可以看出,随着冲击次数的增加,不同加载速率扰动下耗散能密度与耗散能变化趋势基本保持一致,C组试样的平均耗散能密度为 $0.021 \text{ J/cm}^3$ ,高于A组试样的 $0.0187 \text{ J/cm}^3$ ,进一步说明了耗散能在低速率扰动且未对试样造成宏观损伤的C组试样中,用于试件破坏做功的能力要强于高速率扰动且具有宏观损伤的A组试样。

### 3 分形特征

#### 3.1 破碎块度的分布

为定量分析试样在不同加载速率及次数扰动基础



表 2 扰动作用下红砂岩冲击破碎块度的筛分结果

Table 2 Screening results of impact fragmentation of red sandstone under disturbing action

| 试件编号 | 筛分直径/mm |       |       |       |       |       |       |        |        |        | 总质量<br>/g | $D_b$ |
|------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|-----------|-------|
|      | 0.080   | 0.160 | 0.315 | 0.630 | 1.250 | 2.500 | 5.000 | 10.000 | 15.000 | 30.000 |           |       |
| A1-Z | 2.18    | 3.56  | 1.52  | 1.20  | 0.80  | 3.44  | 6.48  | 2.53   | 35.82  | 39.18  | 96.71     | 2.365 |
| A3-Z | 2.78    | 4.41  | 1.33  | 1.20  | 0.72  | 2.65  | 7.46  | 3.33   | 33.96  | 37.35  | 95.19     | 2.403 |
| A5-Z | 5.49    | 10.54 | 3.23  | 3.35  | 2.00  | 6.95  | 13.39 | 13.18  | 9.37   | 34.07  | 101.57    | 2.592 |
| C1-Z | 7.84    | 5.34  | 1.38  | 1.35  | 0.70  | 3.35  | 13.89 | 24.45  | 36.46  | 0.00   | 94.76     | 2.586 |
| C3-Z | 8.68    | 12.39 | 3.50  | 3.43  | 2.15  | 6.68  | 12.68 | 15.64  | 30.57  | 0.00   | 95.72     | 2.644 |
| C5-Z | 9.40    | 17.37 | 4.56  | 3.35  | 1.80  | 7.91  | 15.73 | 16.52  | 16.6   | 0.00   | 93.24     | 2.673 |
| DZ   | 3.66    | 10.41 | 2.95  | 2.28  | 1.19  | 4.11  | 4.87  | 8.50   | 34.84  | 23.01  | 95.82     | 2.537 |

注：试件编号说明，A 和 C 分别表示较高速率扰动组和低速率扰动组，编号 1，3，5 表示需要进行扰动的次数，-Z 表示每组所有扰动次数完成后的破坏性冲击试验，DZ 表示对照组。

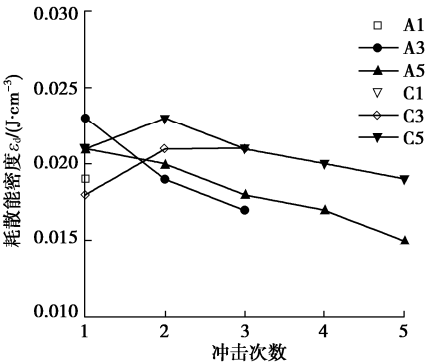


图 8 扰动冲击下耗散能密度与冲击次数的关系

Fig. 8 Relationship between dissipative energy density and impact times under disturbance impact

上，施加相同破坏荷载后的破坏程度，对破坏后的试样碎块进行收集，选用 0.000~0.080，0.080~0.160，0.160~0.315，0.315~0.630，0.630~1.250，1.250~2.500，2.500~5.000，5.000~10.000，10.000~15.000 和 15.000~30.000 共计 10 个等级的分级筛对碎块进行筛分，并通过高灵敏度电子天平称量每个等级孔径筛中滞留的碎块质量，筛分结果如表 2 所示，冲击破坏后的破坏形态如图 9 所示。

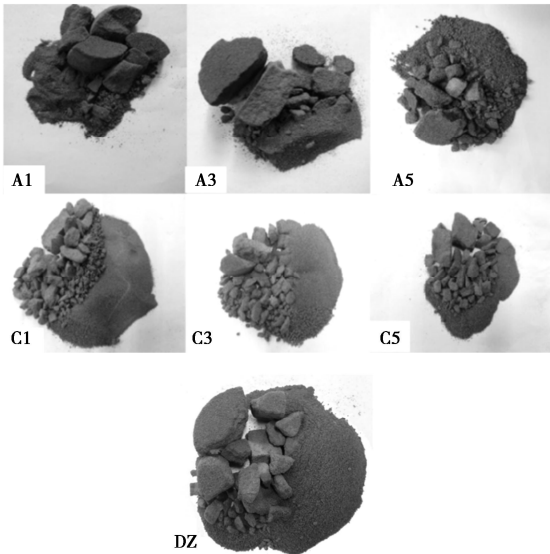


图 9 扰动与未扰动试样冲击破坏后的破碎形态

Fig. 9 Fracture morphology of disturbed and undisturbed samples after impact failure

由图 9 可以直观看出，与未扰动冲击的对照组相比，较高加载速率扰动下的 A 组试样，其破碎形态中保留有大粒径块度，且破碎面与扰动冲击形成的主裂隙面一致，试样破碎程度弱于 DZ 组。低加载速率扰动下的 C 组试样，其破碎形态中无明显大粒径块度，主要以中、小粒径为主，试样破碎程度高于 DZ 组。因此从最终破碎形态上初步证实了上节扰动冲击过程中的能量耗散规律。

通过表 2 计算获得累计筛下物占总质量百分比，如图 10 所示。

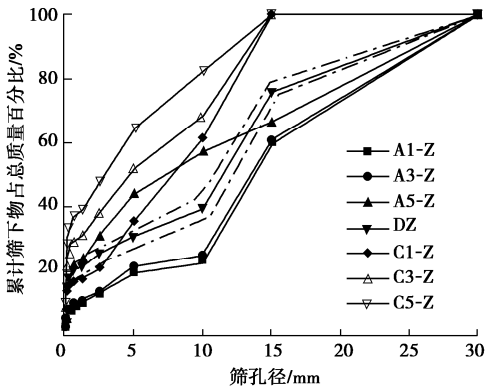


图 10 扰动与未扰动试样冲击破坏后的破碎块度分布

Fig. 10 Fragmentation distribution of disturbed and undisturbed samples after impact failure

由图 10 可以看出，经过不同扰动冲击的 A、C 两组破碎块度分布曲线明显位于未扰动冲击组即对照组（DZ）曲线两侧，高速率扰动的 A 组试样除 A5-Z 组外，破碎块度分布曲线均位于 DZ 组下方，而低速率扰动的 C 组试样则位于 DZ 组上方，并且碎块粒径大于 30 mm 的占比为 0，表明不同加载速率扰动冲击对破碎块度分布有较大的影响。对比 A、C 两组数据发现，不同速率扰动冲击下累计筛下物粒径占比不同，低速率扰动的 C 组试样在小粒径（0~2.5 mm）和中粒径（2.5~10 mm）占比较大，达到总占比的 61.52%~82.20%，而高速率扰动的 A 组试样在中粒径（2.5~

10 mm) 和大粒径 (10~30 mm) 上占比较大, 达到总占比的 68.93%~86.87%, 并且在中粒径的占比上, C 组的占比 29.58%~40.46% 大于 A 组的 9.32%~26.16%, 表明经过低速率扰动冲击后的试样吸能率更高, 内部损伤加剧, 在遭受破坏性冲击时, 表现为破碎程度更为严重。

### 3.2 扰动冲击作用对红砂岩分形维数的影响

岩石冲击破碎块度具有形状不规则、分布不均等特点, 故需采用分形几何来进行处理, 根据分形几何中的质量-等效尺寸关系, 可得红砂岩冲击破碎块度的分布方程为

$$y = \frac{M_R}{M_T} = \left( \frac{R}{R_m} \right)^{3-D_b} \quad (5)$$

式中  $R$  为碎块尺寸;  $R_m$  为碎块的最大尺寸 (mm);  $M_R$  为碎块尺寸小于  $R$  的累积质量 (g);  $M_T$  为碎块总重 (g);  $D_b$  为分形维数。对式 (5) 两边取对数可得

$$\lg(y) = \lg\left(\frac{M_R}{M_T}\right) = (3-D_b) \lg\left(\frac{R}{R_m}\right) \quad (6)$$

根据式 (6) 以及图 11 可知, 拟合直线斜率即为  $(3-D_b)$ 。

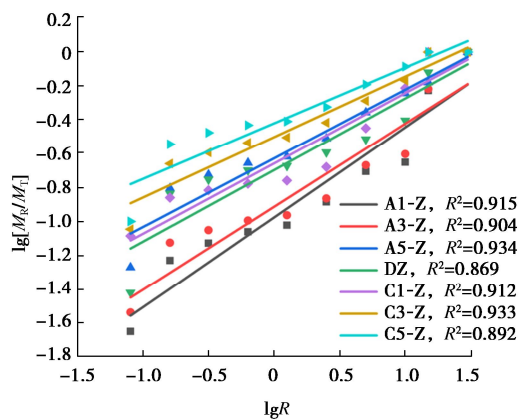


图 11 SHPB 冲击试验中  $\lg[M_R/M_T] - \lg R$  曲线

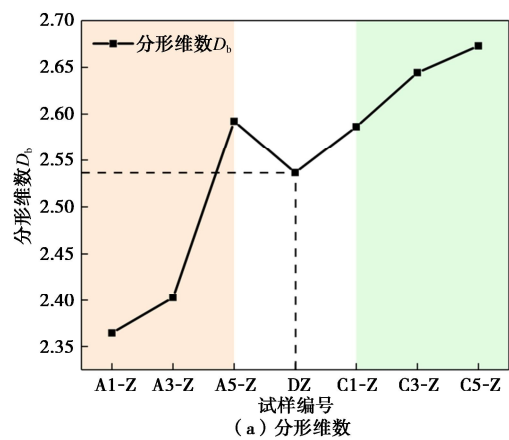
Fig. 11 Curve of  $\lg[M_R/M_T] - \lg R$  in SHPB impact tests

由图 11 可以看出, 各组冲击数据散点在双对数曲线中的拟合直线相关性较好, 表明红砂岩在经历扰动冲击作用后再进行冲击破坏试验的破碎块度具有很好的自相似性, 满足分形特征, 其中分形维数值越大, 表明碎块数目越多, 碎块尺寸越小, 试样的破碎程度越高。

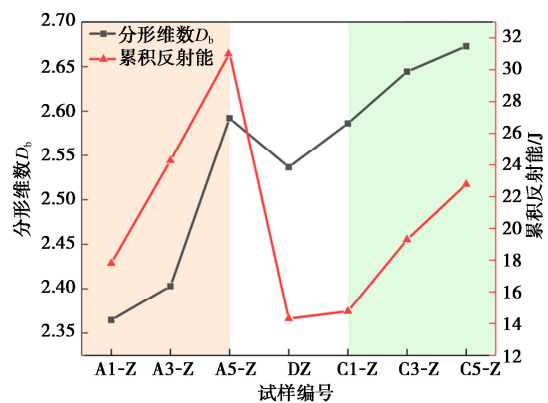
根据表 2 中分形维数的计算结果, 绘制不同扰动冲击速率作用下, 扰动冲击次数与分形维数之间的关系图, 如图 12 (a) 所示。由图中可以看出, 随着扰动冲击次数的增加, 试样的分形维数都呈现增大趋势, 但增长范围不同, 以对照组 (DZ) 为分界线, C、A

两组试样的增长起点分别位于上、下两侧。A 组试样的分形维数范围在 2.365~2.592, C 组试样的分形维数范围在 2.586~2.673, DZ 组的分形维数为 2.537。上述现象说明分形维数与扰动冲击次数呈正相关, 与扰动冲击速率呈负相关, 进一步说明了低扰动速率对试样内部造成损伤更为严重。

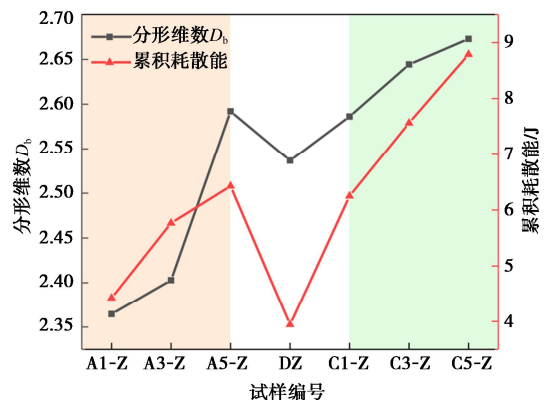
为研究试样冲击破坏过程中各累积能量耗散规律与分形特征之间的内在联系。由图 12 (b), (c), (d) 所示, 经历不同扰动冲击损伤的 A、C 两组试样的累积反射能、累积耗散能、累积耗散能密度以及分形维数均随冲击次数的增加呈增大趋势, 说明扰动冲击次数与试样的能量耗散和分形维数呈正相关性。



(a) 分形维数



(b) 分形维数与累积反射能



(c) 分形维数与累积耗散能

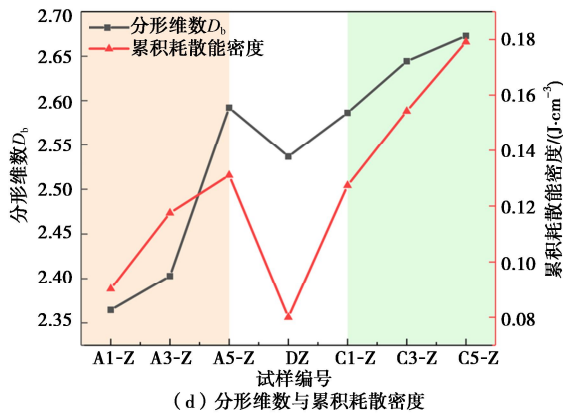


图12 分形维数与各累积能量关系曲线

Fig. 12 Relationship between fractal dimension and cumulative energy

具体的累积反射能与分形维数的关系是以对照组(DZ)为分界点, 高速率扰动的A组试样, 其累积反射能及增长速率均高于低速率扰动的C组试样, 但分形维数却低于C组, 说明A组试样的破碎程度主要取决于反射能, 而在相同扰动冲击次数下, 不同扰动冲击速率的A、C两组累积反射能与分形维数呈负相关性, 说明反射能越大其破碎程度反而越低。由图12(c), (d)可知, 低速率扰动的C组试样, 其累积耗散能和耗散能密度及增长速率均高于高速率扰动的A组试样, 对应分形维数也高于A组, 说明C组试样在较低扰动冲击速率下能够较大幅度地吸收冲击动能, 耗散能主导试样的损伤, 即分形维数与累积耗散能呈正相关性。

由上述结果可知, 在不同加载速率扰动冲击作用下, A、C两组试样表现出不同的损伤累积方式。对于抗拉性能差的弱胶结红砂岩, 在较高速率扰动作用下, A组试样的能量形式以造成宏观拉剪破坏的反射能为主, 而在低速率扰动作用下, C组试样则以用于改变内部弱胶结颗粒间相对位置和微裂隙扩展的耗散能为主。当具有宏观主裂隙的A组试样遭遇较大冲击破坏荷载时, 试样将沿冲击方向的主裂纹发生破坏, 以脆性破坏为主, 破碎程度较低; 而对于无宏观损伤但内部损伤更为严重的C组试样, 破坏主要由试样内部发育充分的微裂隙扩展和贯通造成, 破碎程度较高, 分形维数较大, 进一步说明了低速率扰动冲击虽不能对试样造成宏观损伤, 但其对弱胶结砂岩的内部损伤劣化作用却强于高速率扰动冲击。

因此, 在隧道掘进、硐室开挖以及此类工程后期的运营维护中, 不仅要加强对宏观裂隙发育软弱岩层的支护工作, 更要加强对经受过低速扰动冲击的软弱岩层损伤探查和支护, 因为这部分岩体在遭受破坏性冲击作用后, 破碎程度更为严重。

## 4 结 论

利用分离式霍普金森压杆装置对弱胶结红砂岩在不同加载速率、不同次数扰动冲击以及是否扰动的条件下, 遭受相同冲击荷载破坏过程中的能量耗散与分形特征展开研究。主要得出以下结论:

(1) 在扰动冲击作用下, 随着扰动冲击次数的增加反射能递增而透射能和耗散能呈减小趋势, 其中较高速率扰动冲击的能量形式以造成试样宏观拉剪破坏的反射能为主, 低速率扰动冲击则以改变试样内部弱胶结颗粒间相对位置和微裂隙扩展的耗散能为主, 且低速率扰动冲击下试样的耗散能、能量耗散率和能量耗散密度高于较高速率扰动冲击, 表明低速率扰动冲击下试样的能量利用率更高。

(2) 在冲击破坏试验中, 随着扰动冲击次数的增加, 低速率扰动后试样的破碎程度相较于未扰动与高速率扰动更为严重, 对应分形维数  $D_b$  低速率扰动 (2.586~2.673) > 未扰动 2.537 > 高速率扰动 (2.365~2.592), 表明分形维数与扰动冲击次数呈正相关, 与扰动冲击速率呈负相关; 在相同扰动冲击次数下, 低速率扰动试样的  $D_b$  所对应累积耗散能和耗散能密度高于较高速率扰动试样, 而对应的累积反射能则相反。

(3) 经历扰动冲击后的弱胶结砂岩在冲击破坏过程中, 低速率扰动试样在小粒径 (0~2.5 mm) 和中粒径 (2.5~10 mm) 占比较大, 达到总占比的 61.52%~82.20%, 而高速率扰动试样在中粒径 (2.5~10 mm) 和大粒径 (10~30 mm) 上占比较大, 达到总占比的 68.93%~86.87%, 表明经过低速率扰动冲击后的试样吸能率更高, 内部损伤加剧, 在遭受破坏性冲击时, 表现为破碎程度更为严重。

## 参考文献:

- [1] FAN L F, REN F, MA G W. Experimental study on viscoelastic behavior of sedimentary rock under dynamic loading[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2012, 45(3): 433 - 438.
- [2] LI X B, WENG L. Numerical investigation on fracturing behaviors of deep-buried opening under dynamic disturbance[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2016, 54: 61 - 72.
- [3] WENG L, HUANG L Q, TAHERI A, et al. Rockburst characteristics and numerical simulation based on a strain energy density index: a case study of a roadway in Linglong gold mine, China[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2017, 69: 223 - 232.

- [4] 谢和平. 分形-岩石力学导论[M]. 北京: 科学出版社, 1996. (XIE He-ping. Fractal—Introduction to Rock Mechanics[M]. Beijing: Science Press, 1996. (in Chinese))
- [5] WENG L, WU Z J, LIU Q S, et al. Energy dissipation and dynamic fragmentation of dry and water-saturated siltstones under sub-zero temperatures[J]. Engineering Fracture Mechanics, 2019, **220**: 106659.
- [6] WANG L, QIN Y, JIA H B, et al. Study on mechanical properties and energy dissipation of frozen sandstone under shock loading[J]. Shock and Vibration, 2020(4): 8893128.
- [7] 赵忠虎, 谢和平. 岩石变形破坏过程中的能量传递和耗散研究[J]. 四川大学学报(工程科学版), 2008, **40**(2): 26 - 31. (ZHAO Zhong-hu, XIE He-ping. Energy transfer and energy dissipation in rock deformation and fracture[J]. Journal of Sichuan University (Engineering Science Edition), 2008, **40**(2): 26 - 31. (in Chinese))
- [8] 黎立云, 徐志强, 谢和平, 等. 不同冲击速度下岩石破坏能量规律的实验研究[J]. 煤炭学报, 2011, **36**(12): 2007 - 2011. (LI Li-yun, XU Zhi-qiang, XIE He-ping, et al. Failure experimental study on energy laws of rock under differential dynamic impact velocities[J]. Journal of China Coal Society, 2011, **36**(12): 2007 - 2011. (in Chinese))
- [9] 谢和平, 鞠 杨, 黎立云. 基于能量耗散与释放原理的岩石强度与整体破坏准则[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, **24**(17): 3003 - 3010. (XIE He-ping, JU Yang, LI Li-yun. Criteria for strength and structural failure of rocks based on energy dissipation and energy release principles[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, **24**(17): 3003 - 3010. (in Chinese))
- [10] LUNDBERG B, OKROUHLIK M. Efficiency of a percussive rock drilling process with consideration of wave energy radiation into the rock[J]. International Journal of Impact Engineering, 2006, **32**(10): 1573 - 1583.
- [11] HONG L, ZHOU Z L, YIN T B, et al. Energy consumption in rock fragmentation at intermediate strain rate[J]. Journal of Central South University of Technology, 2009, **16**(4): 677 - 682.
- [12] 李夕兵, 周子龙, 叶州元, 等. 岩石动静组合加载力学特性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, **27**(7): 1387 - 1395. (LI Xi-bing, ZHOU Zi-long, YE Zhou-yuan, et al. Study of rock mechanical characteristics under coupled static and dynamic loads[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, **27**(7): 1387 - 1395. (in Chinese))
- [13] FENG J J, WANG E Y, SHEN R X, et al. Investigation on energy dissipation and its mechanism of coal under dynamic loads[J]. Geomechanics and Engineering, 2016, **11**(5): 657 - 670.
- [14] MILLON O, RUIZ-RIPOLL M L, HOERTH T. Analysis of the behavior of sedimentary rocks under impact loading[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2016, **49**(11): 4257 - 4272.
- [15] GONG F Q, YE H, LUO Y. The effect of high loading rate on the behaviour and mechanical properties of coal-rock combined body[J]. Shock and Vibration, 2018(6): 1 - 9.
- [16] 张文清, 石必明, 穆朝民. 冲击载荷作用下煤岩破碎与耗能规律实验研究[J]. 采矿与安全工程学报, 2016, **33**(2): 375 - 380. (ZHANG Wen-qing, SHI Bi-ming, MU Chao-min. Experimental research on failure and energy dissipation law of coal under impact load[J]. Journal of Mining & Safety Engineering, 2016, **33**(2): 375 - 380. (in Chinese))
- [17] 王 利, 高 谦. 基于损伤能量耗散的岩体块度分布预测[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, **26**(6): 1202 - 1211. (WANG Li, GAO Qian. Fragmentation distribution prediction of rock based on damage energy dissipation[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, **26**(6): 1202 - 1211. (in Chinese))
- [18] 李成杰, 徐 颖, 张宇婷, 等. 冲击荷载下裂隙类煤岩组合体能量演化与分形特征研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2019, **38**(11): 2231 - 2241. (LI Cheng-jie, XU Ying, ZHANG Yu-ting, et al. Study on energy evolution and fractal characteristics of cracked coal-rock-like combined body under impact loading[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2019, **38**(11): 2231 - 2241. (in Chinese))
- [19] 李成杰, 徐 颖, 叶洲元. 冲击荷载下类煤岩组合体能量耗散与破碎特性分析[J]. 岩土工程学报, 2020, **42**(5): 981 - 988. (LI Cheng-jie, XU Ying, YE Zhou-yuan. Energy dissipation and crushing characteristics of coal-rock-like combined body under impact loading[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, **42**(5): 981 - 988. (in Chinese))
- [20] 戴 兵, 罗鑫尧, 单启伟, 等. 循环冲击荷载下含孔洞岩石损伤特性与能量耗散分析[J]. 中国安全科学学报, 2020, **30**(7): 69 - 77. (DAI Bing, LUO Xin-yao, SHAN Qi-wei, et al. Analysis on damage characteristics and energy dissipation of rock with a single hole under cyclic impact loads[J]. China Safety Science Journal, 2020, **30**(7): 69 - 77. (in Chinese))
- [21] 邓树新, 王明洋, 李 杰, 等. 冲击扰动下滑移型岩爆的模拟试验及机理探讨[J]. 岩土工程学报, 2020, **42**(12): 2215 - 2221. (DENG Shu-xin, WANG Ming-yang, LI Jie, et al. Mechanism and simulation experiment of slip-type rock bursts triggered by impact disturbances[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, **42**(12): 2215 - 2221. (in Chinese))



- [22] 谢和平, 鞠 杨, 黎立云, 等. 岩体变形破坏过程的能量机制[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(9): 1729 - 1740. (XIE He-ping, JU Yang, LI Li-yun, et al. Energy mechanism of deformation and failure of rock masses[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27(9): 1729 - 1740. (in Chinese))
- [23] 谢和平, 彭瑞东, 鞠 杨. 岩石变形破坏过程中的能量耗散分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(21): 3565 - 3570. (XIE He-ping, PENG Rui-dong, JU Yang. Energy dissipation of rock deformation and fracture[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(21): 3565 - 3570. (in Chinese))
- [24] 马芹永, 高常辉. 冲击荷载下玄武岩纤维水泥土吸能及分形特征[J]. 岩土力学, 2018, 39(11): 3921 - 3928, 3968. (MA Qin-yong, GAO Chang-hui. Energy absorption and fractal characteristics of basalt fiber-reinforced cement-soil under impact loads[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, 39(11): 3921 - 3928, 3968. (in Chinese))
- [25] 金解放, 吴 越, 张 睿, 等. 冲击速度和轴向静载对红砂岩破碎及能耗的影响[J]. 爆炸与冲击, 2020, 40(10): 42 - 55. (JIN Jie-fang, WU Yue, ZHANG Rui, et al. Effect of impact velocity and axial static stress on fragmentation and energy dissipation of red sandstone[J]. Explosion and Shock Waves, 2020, 40(10): 42 - 55. (in Chinese))
- [26] 平 琦, 马芹永, 袁 璞. 岩石试件 SHPB 劈裂拉伸试验中能量耗散分析[J]. 采矿与安全工程学报, 2013, 30(3): 401 - 407. (PING Qi, MA Qin-yong, YUAN Pu. Energy dissipation analysis of stone specimens in SHPB tensile test[J]. Journal of Mining & Safety Engineering, 2013, 30(3): 401 - 407. (in Chinese))

## 《岩土工程学报》青年论坛学术活动进展报告

为了更好地活跃学术气氛、扩大学术交流和促进学科发展,并进一步加强《岩土工程学报》与岩土界青年学者的联系,利用《岩土工程学报》各媒介平台,特别是利用学报微信公众号平台(岩土学术 CJGE)——它具有学术传播快捷、形式多样的特点——开展《岩土工程学报》青年论坛。分专题推出岩土界青年学者学术成果报道和学术演讲报告,学报编辑部邀请学报青年编委和岩土界青年学术骨干担任论坛各专题的召集人,组织广大岩土界青年学者参加本论坛的学术交流。

《岩土工程学报》青年论坛自 2021 年 9 月 7 日开讲以来已历经半年,半年来论坛组织发布了五个专题方向的 38 个学术报告,国内外著名高校、科研院所和公司等 33 家单位的青年学者代表在论坛上作了学术演讲,学术报告的阅读量总计达到 68176 人次,其中单个报告的最大阅读量达到 9260 人次,阅读量达 6000 人次以上的报告有 2 个,阅读量达 2000 人次以上的报告有 8 个,阅读量达 1000 人次以上的报告有 19 个。

《岩土工程学报》青年论坛第一专题:土工测试与勘察技术(第一期:土工测试技术),于 2021 年 9 月 7 日在《岩土工程学报》微信公众号平台上开讲,共包括 6 个学术报告,各学术报告的题目见附录 1。第一专题召集人为东南大学、安徽建筑大学教授蔡国军编委。

### 附录 1:《岩土工程学报》青年论坛第一专题:土工测试与勘察技术(第一期:土工测试技术)报告列表

1. 非饱和土热-水-力耦合试验系统研制及应用(北京交通大学蔡国庆教授)
2. 上海软土的小应变特性、HSS 模型参数取值及深基坑变形分析(同济大学顾晓强教授)
3. 季冻区渠道灾变离心模拟技术(南京水利科学研究院黄英豪教授级高工)
4. 基于地震成像的近地表波速测试技术及应用(华中科技大学苗雨教授)

《岩土工程学报》青年论坛第二专题:桩基理论与实践新进展,于 2021 年 10 月 8 日在《岩土工程学报》微信公众号平台上开讲,共包括 7 个学术报告,各学术报告的题目见附录 2。第二专题召集人为同济大学教授梁发云编委。

《岩土工程学报》青年论坛第三专题:极端环境下的岩土工程,于 2021 年 11 月 24 日在《岩土工程学报》微信公众号平台上开讲,本专题共包括 8 个学术报告,各学术报告的题目见附录 3。第三专题召集人为北京工业大学教授路德春编委。

《岩土工程学报》青年论坛第四专题:岩石动力学及分析方法,于 2021 年 12 月 24 日在《岩土工程学报》微信公众号平台上开讲,本专题共包括 10 个学术报告,各学术报告的题目见附录 4。第四专题召集人为华侨大学教授俞缙编委。

《岩土工程学报》青年论坛第五专题:软土地基排水固结理论与工程实践,于 2022 年 2 月 9 日在《岩土工程学报》微信公众号平台上开讲,本专题共包括 7 个学术报告,各学术报告的题目见附录 5。第五专题召集人为南京水利科学研究院教授级高工何宁编委。

(本刊编辑部 2022 年 3 月)

5. 液化场地桩-土-结构体系相互作用振动台试验与相关研究(哈尔滨工业大学唐亮教授)
6. 软土路基压电特性测试(温州大学王军教授)

### 附录 2:《岩土工程学报》青年论坛第二专题:桩基理论与实践新进展报告列表

1. 桩基动力学理论新进展(重庆大学丁选明教授)
2. 砂土液化大变形本构模型在桩基础地震响应研究中的应用(清华大学王睿教授)
3. 砂性土中桩打入过程多尺度模拟(浙江大学郭宁教授)

(下转 642 页)



DOI: 10.11779/CJGE202204005

# 饱和块状混合回填土地基的一维固结分析

胡亚元, 周焕慧

(浙江大学滨海和城市岩土工程研究中心, 浙江 杭州 310058)

**摘要:** 用块状渣土置换软弱地基和回填低洼谷地等是处置工程渣土的有效途径。为了分析饱和块状混合回填土地基的固结性状, 运用混合物理论建立了其一维固结模型。首先, 假定块状土固相和充填土固相之间满足等应变条件, 获得了饱和块状混合回填土中各相应变与块状土孔隙变形和充填土孔隙变形的关系式。其次, 在小应变条件下, 根据自由能势函数方程建立了饱和块状混合回填土的一维线弹性本构方程, 再结合达西定律和应力平衡方程获得了一维固结控制方程。再次, 利用分离变量法得到一维固结解析解, 通过退化本文模型与已有模型进行对比, 验证了本文模型的正确性。最后, 基于所得解析解, 分析了充填土孔隙渗透系数、块状土孔隙渗透系数以及流体交换参数等因素对饱和块状混合回填土地基固结性状的影响。分析结果表明: 充填土孔隙渗透系数对饱和块状混合回填土地基整体固结性状起主导作用; 在固结初期, 块状土超孔压会有一定程度的上升, 且3个参数具有相似的作用机理。

**关键词:** 工程渣土; 饱和双重孔隙介质; 混合物理论; 一维固结; 解析解

中图分类号: TU433

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2022)04-0632-11

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

## One-dimensional consolidation analysis of saturated lumpy composite backfill foundation

HU Ya-yuan, ZHOU Huan-hui

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

**Abstract:** It is an effective way to replace the soft foundation waste and backfill the low-lying valley with the lumpy waste. In order to explore the consolidation behaviors of saturated lumpy composite backfill foundation, one-dimensional (1-D) consolidation model is established by using the mixture theory. Firstly, based on the assumption of the equal solid strain condition between lumpy soil and filling soil, the formulations are obtained between each constituent strain and pore deformations in lumpy soil and filling soil. Then, under small strain, the 1-D linear elastic constitutive equations for the saturated lumpy composite backfill soil are derived by applying the free energy potential constitutive equations, and the governing equation for 1-D consolidation is provided based on the Darcy's law and the stress equilibrium equation. Meanwhile, its analytical solution is gained by using the separation variable method, and the contrast between the degenerating model and other existing ones shows the validity of the proposed model. Finally, the influences of two pore permeability coefficients and fluid exchange parameter on the characteristics of 1-D consolidation for the saturated lumpy composite backfill foundation are studied by adopting the analytical solution. The analysis results indicate that the permeability coefficient in filling soil plays a leading role in the consolidation behaviors, and the pore pressure in the lumpy soil increases to a certain extent at the initial stage of consolidation and three parameters have the similar mechanism.

**Key words:** construction waste; saturated double-porosity medium; mixture theory; 1-D consolidation; analytical solution

## 0 引言

随着中国经济迅速发展和城市化水平不断提高, 促使旧城改造、轨道交通建设和地下空间开发蓬勃发展, 产生了大量的工程渣土<sup>[1]</sup>。工程渣土的另一个来源是采矿工程的开采废料<sup>[2]</sup>, 如露天矿山开采产生的块状黏土等废弃物。据统计, 中国每年约产生 20 亿吨

工程渣土<sup>[3]</sup>。以往通常采用渣土场方式处置这些工程渣土, 不仅严重占用土地资源, 污染环境, 而且还会诱发滑坡、泥石流等地质灾害, 危害人民生命安全,

基金项目: 国家自然科学基金项目 (52178360)

收稿日期: 2021-01-27

造成巨大财产损失<sup>[4]</sup>。为了解决渣土场地逐渐饱和、土地资源日益匮乏等问题, 变废为宝, 在一些发达国家和中国沿海沿湖地区, 经常利用它们置换建筑物软弱地基土层, 回填低洼谷地、围垦沿海沿湖滩涂, 充当民用、工业和基础设施用地<sup>[5-7]</sup>。

以往针对回填土地基固结特性的研究中, 通常把回填土地基视为与天然地基一样的单重孔隙介质, 采用经典的 Terzaghi 理论或 Biot 理论进行固结分析。然而, 在实际工程中, 为了提高地基强度和降低沉降, 有很大一部分回填土采用的是块状黏土或块状渣土, 造成孔隙在空间上不均匀分布, 使得此类回填土地基具有明显的双重孔隙结构: 一类是块状土内的小孔隙, 另一类是块状土之间的大孔隙<sup>[8-11]</sup>, 以下分别简称为块状土孔隙和块状土裂隙。与经典双重孔隙介质略有不同的是, 在块状回填土的块状土裂隙中, 还夹杂着丰富的充填土。本文把具有这种骨架的饱和土体称为饱和块状混合土, 以区别于其它结构的土体。在国外, 针对饱和块状混合回填土地基的研究已逐步突破 Terzaghi 理论或 Biot 理论的局限性, 形成了独特的固结理论和固结方程, 但在国内, 有关饱和块状混合回填土的文献报道凤毛麟角, 尚未开展有效的研究。

国外的饱和块状混合回填土固结理论主要有两种思路:

(1) 借助于 Barrenblatt 等<sup>[12]</sup>开创的双重孔隙介质理论来展开。Aifantis<sup>[13]</sup>把 Barrenblatt 等<sup>[12]</sup>双重孔隙介质概念引入岩土领域, 采用双有效应力理论建立了饱和双重孔隙介质的线弹性本构方程。Li 等<sup>[14]</sup>和 Sanchez 等<sup>[15]</sup>从混合物功共轭能量方程出发, 建立了非饱和双重孔隙介质的弹塑性本构模型。在本构模型的理论基础之上, 一些学者开展了相关固结理论的研究。Khalili 等<sup>[16]</sup>利用自身提出的饱和双重孔隙线弹性本构模型建立固结理论, 运用有限差分法分析了饱和双重孔隙介质在均布荷载作用下的固结沉降特性。Yang 等<sup>[17]</sup>利用 Nogami 等<sup>[18]</sup>提出的饱和双重孔隙介质一维固结方程, 分析了考虑回填土自重影响的饱和块状回填土地基固结特性。上述固结理论均未考虑块状土裂隙中夹杂的充填土的力学性质。

(2) 采用均匀化理论来研究饱和块状混合土体的固结特性。Shi 等<sup>[19]</sup>将饱和块状混合土体视为均质材料, 建立了它在一维条件下的固结模型, 通过对比数值模拟结果和试验数据来研究饱和块状混合土体的一维固结特性。Shi 等<sup>[19]</sup>的固结模型虽然考虑了块状土裂隙中充填土的影响, 但忽略了混合物各组分的体积分数之和等于 1 这一基本条件。本文汲取上述两种固结理论的优点, 结合混合物理论和双重孔隙介质理论来建立饱和块状混合回填土的本构方程, 进而建立饱

和块状混合回填土地基的一维固结方程, 并利用分离变量法求解得到一维固结解析解。将退化后的本文模型与已有模型进行对比, 验证了本文模型的正确性。最后, 通过模型参数对比, 分析了饱和块状混合回填土地基固结性状。

## 1 饱和块状混合回填土组分体积分数

图 1 给出了饱和块状混合回填土的结构特征: 饱和块状混合回填土由块状土固相、块状土孔隙流相、块状土裂隙中的充填土固相和充填土孔隙流相组成。本文用 L 表示块状土, LS 表示块状土固相, LP 表示块状土孔隙流相; 用 F 表示块状土裂隙, FS 表示块状土裂隙中充填土固相, FP 表示块状土裂隙中充填土孔隙流相 (块状土裂隙中未被充填土固相所占有的那部分孔隙被流相全部占有)。令  $\alpha \in \{LS, FS, LP, FP\}$  为各组分指标,  $\varphi_\alpha$  表示  $\alpha$  组分体积分数, 有

$$\varphi_{LS} + \varphi_{FS} + \varphi_{LP} + \varphi_{FP} = 1 \quad (1)$$

令  $\rho_{ra}$  是  $\alpha$  组分的真实 (材料) 密度,  $\rho_\alpha$  为  $\alpha$  组分的平均密度,  $\rho_\alpha = \varphi_\alpha \rho_{ra}$ 。

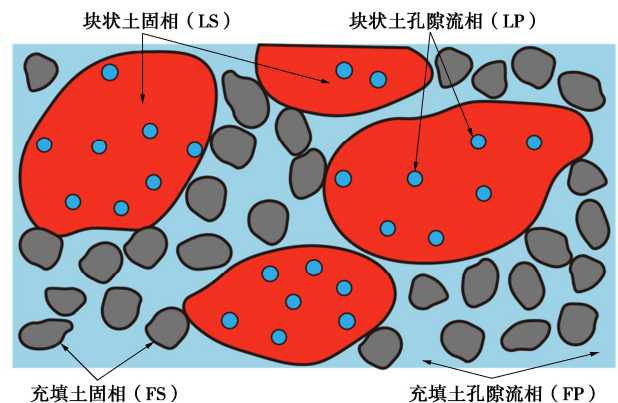


图 1 饱和块状混合回填土特征单元体示意图

Fig. 1 Schematic diagram for representative volume element of saturated lumpy composite backfill soil

从图 1 可以看出, 饱和块状混合回填土可分成块状土和充填土两部分来考虑。块状土部分可视为由块状土固相基质和块状土孔隙流相组成的饱和块状土孔隙介质, 而充填土部分可视为由充填土固相基质和充填土孔隙流相组成的饱和充填土孔隙介质。再将饱和和充填土孔隙介质嵌套在饱和块状土孔隙介质之间的裂隙中组合成饱和和双重孔隙介质 (饱和块状混合回填土)。为了记述简便, 下文将饱和块状土孔隙介质简称为饱和块状土, 把饱和充填土孔隙介质简称为饱和充填土, 把饱和块状混合回填土称为饱和双重孔隙介质。因此, 饱和块状土和饱和充填土在饱和双重孔隙介质中的体积分数分别为  $\varphi_L = \varphi_{LS} + \varphi_{LP}$  和  $\varphi_F = \varphi_{FS} + \varphi_{FP}$ , 满足  $\varphi_L + \varphi_F = 1$ 。当把饱和块状土和饱和充填土视为两个单

独的混合物时, 块状土固相的体积分数为  $\varphi_{LS}^L$ ,  $\varphi_{LS}^L = \varphi_{LS} / \varphi_L$ , 块状土孔隙流相的体积分数为  $\varphi_{LP}^L = \varphi_{LP} / \varphi_L$ , 满足  $\varphi_{LS}^L + \varphi_{LP}^L = 1$ ; 充填土固相的体积分数为  $\varphi_{FS}^F$ ,  $\varphi_{FS}^F = \varphi_{FS} / \varphi_F$ , 充填土孔隙流相的体积分数为  $\varphi_{FP}^F = \varphi_{FP} / \varphi_F$ , 满足  $\varphi_{FS}^F + \varphi_{FP}^F = 1$ 。令  $\rho_{LS}^L$  为块状土固相在饱和块状土中的平均密度,  $\rho_{FS}^F$  为充填土固相在饱和充填土中的平均密度, 则有  $\rho_{LS}^L = \varphi_{LS}^L \rho_{rLS}$ ,  $\rho_{FS}^F = \varphi_{FS}^F \rho_{rFS}$ 。

## 2 饱和块状混合回填土组分应变

在一维小应变条件下, 假定竖向为  $x$  方向, 应变以压为正。令  $\varepsilon_s$  为固相应变,  $\varepsilon_{FP}$  为充填土孔隙流相应变,  $\varepsilon_{LP}$  为块状土孔隙流相应变。为了考虑块状土孔隙和充填土孔隙变形对饱和块状混合回填土中各相变形相互耦合机制的影响, 本文将  $\varepsilon_s$ ,  $\varepsilon_{FP}$  和  $\varepsilon_{LP}$  进行分解, 来获得本构建模所需的应变和应力状态变量。

### 2.1 固相应变表达式

在双重孔隙介质中, 固相应变可拆分为块状土固相应变和充填土固相应变来考虑。令  $\varepsilon_{LS}$  为块状土固相应变,  $\varepsilon_{FS}$  为充填土固相应变。假定固相和流相之间不存在质量交换, 根据混合物理论<sup>[20-21]</sup>可知, 块状土固相和充填土固相的质量守恒方程分别为

$$\frac{d\rho_{LS}}{dt} - \rho_{LS} \frac{dv_{LS}}{dx} = \frac{d\rho_{LS}}{dt} - \rho_{LS} \dot{\varepsilon}_{LS} = 0, \quad (2)$$

$$\frac{d\rho_{FS}}{dt} - \rho_{FS} \frac{dv_{FS}}{dx} = \frac{d\rho_{FS}}{dt} - \rho_{FS} \dot{\varepsilon}_{FS} = 0, \quad (3)$$

式中,  $v_{LS}$  和  $v_{FS}$  分别为块状土固相和充填土固相的速度。先来推导块状土固相应变的表达式, 求解式(2)并根据初始应变为零可得

$$\varepsilon_{LS} = \ln \frac{\rho_{LS}}{\rho_{LS0}}. \quad (4)$$

式中,  $\rho_{LS0}$  为块状土固相的初始平均密度, 令  $\varphi_{L0}$  为块状土整体的初始体积分数,  $\varphi_{LS0}^L$  为块状土固相在块状土中的初始体积分数,  $\rho_{rLS0}$  为块状土固相的初始真实密度, 将  $\rho_{LS} = \varphi_{LS} \rho_{rLS}$ ,  $\varphi_{LS}^L = \varphi_{LS} / \varphi_L$  代入式(4)得

$$\varepsilon_{LS} = \ln \frac{\varphi_L}{\varphi_{L0}} + \ln \frac{\varphi_{LS}^L}{\varphi_{LS0}^L} + \ln \frac{\rho_{rLS}}{\rho_{rLS0}}. \quad (5)$$

式(5)中的  $\ln(\varphi_L / \varphi_{L0})$  与块状土整体在双重孔隙介质中的体积分数有关, 鉴于块状土整体在双重孔隙介质中起到骨架作用, 而块状土孔隙体积分数  $\varphi_F$  与块状土整体的体积分数  $\varphi_L$  之和等于 1, 故称  $\varepsilon_H = \ln(\varphi_L / \varphi_{L0})$  为块间裂隙骨架应变; 类似地,  $\varepsilon_D = \ln(\varphi_{LS}^L / \varphi_{LS0}^L)$  可称为块状土孔隙骨架应变;  $\varepsilon_{LS} = \ln(\rho_{rLS} / \rho_{rLS0})$  可称为块状土固相基质应变, 则式(5)可表示为

$$\varepsilon_{LS} = \varepsilon_H + \varepsilon_D + \varepsilon_{LS} \quad (6)$$

式(6)表明, 块状土固相应变可分解为块间裂隙骨架应变  $\varepsilon_H$ 、块状土孔隙骨架应变  $\varepsilon_D$  和块状土固相基质

应变  $\varepsilon_{LS}$  之和。

同理, 求解式(3)可以得到充填土固相应变的表达式为

$$\varepsilon_{FS} = \varepsilon_F + \varepsilon_C + \varepsilon_{FS} \quad (7)$$

式中,  $\varepsilon_F = \ln(\varphi_F / \varphi_{F0})$  为块间裂隙应变,  $\varphi_{F0}$  为充填土整体的初始体积分数,  $\varepsilon_C = \ln(\varphi_{FS}^F / \varphi_{FS0}^F)$  为充填土孔隙骨架应变,  $\varphi_{FS0}^F$  为充填土中固相组分的初始体积分数,  $\varepsilon_{FS}$  为充填土固相基质应变,  $\rho_{rFS0}$  为充填土固相的初始真实密度。由式(7)可知, 充填土固相应变可分解为块间裂隙应变、充填土孔隙骨架应变和充填土固相基质应变之和。

根据定义,  $\varepsilon_C$  与充填土孔隙流相的体积分数相关,  $\varepsilon_D$  与块状土孔隙流相的体积分数相关, 同时, 由于  $\varphi_L$  与  $\varphi_F$  之和为 1, 故从式(5)和式(7)的推导过程可知式(5)中  $\varepsilon_H$  与式(7)中  $\varepsilon_F$  相关联。式(5)和(7)的应变分解方式有利于突显块状土孔隙变形和充填土孔隙变形在双重孔隙介质各相耦合机制中的纽带作用。由于块状土和充填土排列紧密, 两者之间可近似认为不存在相对位移, 因而本文假定块状土固相和充填土固相满足等应变条件, 即  $\varepsilon_{LS} = \varepsilon_{FS}$ 。根据混合物的均匀化理论<sup>[22]</sup>, 固相应变可表示为

$$\varepsilon_s = \frac{\varphi_L \varepsilon_{LS} + \varphi_F \varepsilon_{FS}}{\varphi_L + \varphi_F} = \varepsilon_{LS} = \varepsilon_{FS} \quad (8)$$

### 2.2 流相应变表达式

令  $\varepsilon_{FP}$  为充填土孔隙流相应变,  $\varepsilon_{LP}$  为块状土孔隙流相应变。根据混合物理论<sup>[20-21]</sup>可知, 充填土孔隙流相和块状土孔隙流相的质量守恒方程为

$$\frac{d\rho_{FP}}{dt} - \rho_{FP} \frac{dv_{FP}}{dx} = \frac{d\rho_{FP}}{dt} - \rho_{FP} \dot{\varepsilon}_{FP} = c_{FP}, \quad (9)$$

$$\frac{d\rho_{LP}}{dt} - \rho_{LP} \frac{dv_{LP}}{dx} = \frac{d\rho_{LP}}{dt} - \rho_{LP} \dot{\varepsilon}_{LP} = c_{LP}, \quad (10)$$

式中,  $v_{FP}$  和  $v_{LP}$  分别表示充填土孔隙流相和块状土孔隙流相的速度,  $c_{FP}$  和  $c_{LP}$  分别表示充填土孔隙流相和块状土孔隙流相的质量交换率, 且两者满足  $c_{FP} + c_{LP} = 0$ 。求解式(9)和式(10)并根据初始应变为零可得

$$\varepsilon_{FP} = \ln \frac{\rho_{FP}}{\rho_{FP0}} - \int_0^t \frac{c_{FP}}{\rho_{FP}} dt, \quad (11)$$

$$\varepsilon_{LP} = \ln \frac{\rho_{LP}}{\rho_{LP0}} - \int_0^t \frac{c_{LP}}{\rho_{LP}} dt, \quad (12)$$

式中,  $\rho_{FP0}$  和  $\rho_{LP0}$  分别为充填土孔隙流相和块状土孔隙流相的初始平均密度。令  $\varphi_{FP0}$  和  $\varphi_{LP0}$  分别为充填土孔隙流相和块状土孔隙流相的初始体积分数,  $\rho_{rFP0}$  和  $\rho_{rLP0}$  分别为充填土孔隙流相和块状土孔隙流相的初始真实密度。利用  $\rho_{FP} = \varphi_{FP} \rho_{rFP}$  和  $\rho_{LP} = \varphi_{LP} \rho_{rLP}$ , 式(11)和式(12)可表示为

$$\varepsilon_{FP} = \ln \frac{\varphi_{FP}}{\varphi_{FP0}} + \ln \frac{\rho_{rFP}}{\rho_{rFP0}} - \int_0^t \frac{c_{FP}}{\varphi_{FP} \rho_{rFP}} dt, \quad (13)$$

$$\varepsilon_{LP} = \ln \frac{\varphi_{LP}}{\varphi_{LP0}} + \ln \frac{\rho_{rLP}}{\rho_{rLP0}} - \int_0^t \frac{c_{LP}}{\varphi_{LP} \rho_{rLP}} dt \quad (14)$$

根据式(5)和式(7)并在小应变情况下略去高阶项得

$$\varepsilon_H = \ln(\varphi_L / \varphi_{L0}) \approx (\varphi_L - \varphi_{L0}) / \varphi_{L0} \quad (15)$$

$$\varepsilon_F = -(\varphi_{L0} / \varphi_{F0}) \varepsilon_H \quad (16)$$

$$\varepsilon_D = \ln(\varphi_{LS}^L / \varphi_{LS0}^L) \approx (\varphi_{LS}^L - \varphi_{LS0}^L) / \varphi_{LS0}^L \quad (17)$$

$$\varepsilon_C = \ln(\varphi_{FS}^F / \varphi_{FS0}^F) \approx (\varphi_{FS}^F - \varphi_{FS0}^F) / \varphi_{FS0}^F \quad (18)$$

小应变条件下充填土孔隙流相和块状土孔隙流相基质应变分别为

$$\vartheta_{FP} = \ln(\rho_{rFP} / \rho_{rFP0}) \quad (19)$$

$$\vartheta_{LP} = \ln(\rho_{rLP} / \rho_{rLP0}) \quad (20)$$

将式(15)~(20)代入式(13)和式(14), 结合小应变情况下  $\varphi_{FP} \approx \varphi_{FP0}$ 、 $\varphi_{LP} \approx \varphi_{LP0}$  可得

$$\varepsilon_{FP} = -\frac{\varphi_{L0}}{\varphi_{F0}} \varepsilon_H - \frac{\varphi_{FS0}}{\varphi_{FP0}} \varepsilon_C + \vartheta_{FP} - \int_0^t \frac{c_{FP}}{\varphi_{FP0} \rho_{rFP}} dt \quad (21)$$

$$\varepsilon_{LP} = \varepsilon_H - \frac{\varphi_{LS0}}{\varphi_{LP0}} \varepsilon_D + \vartheta_{LP} - \int_0^t \frac{c_{LP}}{\varphi_{LP0} \rho_{rLP}} dt \quad (22)$$

在实际工程中, 流体的流出量和流入量更具普适性, 定义充填土孔隙流相渗入量  $\zeta_{FP} = \varphi_{FP0}(\varepsilon_{FP} - \varepsilon_S)$ , 块状土孔隙流相渗入量  $\zeta_{LP} = \varphi_{LP0}(\varepsilon_{LP} - \varepsilon_S)$ , 结合式(8)和式(21), (22)可得  $\zeta_{FP}$  和  $\zeta_{LP}$  的表达式分别为

$$\zeta_{FP} = \varphi_{FP0} \left( -\frac{\varphi_{F0}}{\varphi_{FP0}} \varepsilon_C + \vartheta_{FP} - \vartheta_{FS} \right) - \int_0^t \frac{c_{FP}}{\rho_{rFP}} dt \quad (23)$$

$$\zeta_{LP} = \varphi_{LP0} \left( -\frac{\varphi_{L0}}{\varphi_{LP0}} \varepsilon_D + \vartheta_{LP} - \vartheta_{LS} \right) - \int_0^t \frac{c_{LP}}{\rho_{rLP}} dt \quad (24)$$

### 3 饱和块状混合回填土本构方程

#### 3.1 各组分应力关系

在一维小应变条件下, 令  $\sigma$  为饱和块状混合回填土的总应力,  $\sigma_\alpha$  为  $\alpha$  组分的应力, 则有

$$\sigma = \sigma_{LS} + \sigma_{FS} + \sigma_{LP} + \sigma_{FP} \quad (25)$$

令  $P_{LS}$  和  $P_{FS}$  分别为块状土固相基质和充填土固相基质的真实应力,  $P_{LP}$  和  $P_{FP}$  分别为块状土孔隙流相和充填土孔隙流相孔压。根据混合物理论<sup>[20-21]</sup>, 各组分应力和基质真实应力存在以下关系:  $\sigma_\alpha = \varphi_\alpha P_\alpha$ , 则式(25)可表示为

$$\sigma = \varphi_{LS} P_{LS} + \varphi_{FS} P_{FS} + \varphi_{LP} P_{LP} + \varphi_{FP} P_{FP} \quad (26)$$

先考虑块状土, 它由块状土固相和块状土孔隙流相组成, 令  $P_L$  为块状土整体所受的总应力, 则相应的应力关系为

$$P_L = (\varphi_{LS0} P_{LS} + \varphi_{LP0} P_{LP}) / \varphi_{L0} = \varphi_{LS0}^L P_{LS} + \varphi_{LP0}^L P_{LP} \quad (27)$$

同理可得, 充填土相应的应力关系为

$$P_F = (\varphi_{FS0} P_{FS} + \varphi_{FP0} P_{FP}) / \varphi_{F0} = \varphi_{FS0}^F P_{FS} + \varphi_{FP0}^F P_{FP} \quad (28)$$

式中,  $P_F$  为充填土整体所受的总应力。最后考虑双重

孔隙介质, 它可视为由块状土整体作为基质和充填土整体作为块状土裂隙组成, 则其应力关系满足:

$$\sigma = \varphi_{L0} P_{L0} + \varphi_{F0} P_{F0} \quad (29)$$

#### 3.2 内能方程

由于不考虑温度场影响, 在推导过程中可以忽略热流项和热源项。根据混合物理论<sup>[20-21]</sup>, 饱和双重孔隙介质在小应变条件下的内能方程为

$$\dot{\xi} = \sigma_{LS} \dot{\varepsilon}_{LS} + \sigma_{FS} \dot{\varepsilon}_{FS} + \sigma_{LP} \dot{\varepsilon}_{LP} + \sigma_{FP} \dot{\varepsilon}_{FP} + \sum_{\alpha=LS}^{FP} \hat{\varepsilon}_\alpha \quad (30)$$

式中, 等号右侧前四项分别为各组分的机械能, 最后一项为固相和流相之间相对运动产生的能量供给量。

利用  $\sigma_\alpha = \varphi_\alpha P_\alpha$ 、式(6)~(8)和式(21), (22), 式(30)可进一步表示为

$$\dot{\xi} = \tilde{P}_H \dot{\varepsilon}_H + \varphi_{L0} \tilde{P}_D \dot{\varepsilon}_D + \varphi_{F0} \tilde{P}_C \dot{\varepsilon}_C + \sum_{\alpha=LS}^{FP} \varphi_{\alpha0} P_\alpha \dot{\varepsilon}_\alpha + \frac{P_{LP} c_{LP}}{\rho_{rLP}} + \frac{P_{FP} c_{FP}}{\rho_{rFP}} + \sum_{\alpha=LS}^{FP} \hat{\varepsilon}_\alpha \quad (31)$$

式中,  $\tilde{P}_H = \sigma - P_F$  表示饱和块间裂隙介质有效应力,  $\tilde{P}_D = P_L - P_{LP}$  表示饱和块状土有效应力,  $\tilde{P}_C = P_F - P_{FP}$  表示饱和和充填土有效应力。

#### 3.3 本构方程

假定受力过程满足热力学局部平衡假定<sup>[20]</sup>, 则内能可表示为  $\xi = \xi(\eta, \varepsilon_H, \varepsilon_D, \varepsilon_C, \vartheta_\alpha)$ , 对  $\xi$  求全微分后由式(31)和理性力学的 Coleman 关系式<sup>[23]</sup>可得

$$\theta = \frac{\partial \xi}{\partial \eta}, \quad \tilde{P}_H = \frac{\partial \xi}{\partial \varepsilon_H}, \quad \varphi_{L0} \tilde{P}_D = \frac{\partial \xi}{\partial \varepsilon_D} \quad (32)$$

$$\varphi_{F0} \tilde{P}_C = \frac{\partial \xi}{\partial \varepsilon_C}, \quad \varphi_{\alpha0} P_\alpha = \frac{\partial \xi}{\partial \vartheta_\alpha} \quad (33)$$

$$\theta \eta = \frac{P_{LP} c_{LP}}{\rho_{rLP}} + \frac{P_{FP} c_{FP}}{\rho_{rFP}} + \sum_{\alpha=LS}^{FP} \hat{\varepsilon}_\alpha \quad (34)$$

引入 Helmholtz 自由能  $\psi = \psi(\theta, \varepsilon_H, \varepsilon_D, \varepsilon_C, \vartheta_\alpha)$ , 它与内能之间的关系为  $\psi = \xi - \theta \eta$ , 对  $\psi$  求全微分后由式(32)~(34)得

$$\eta = -\frac{\partial \psi}{\partial \theta}, \quad \tilde{P}_H = \frac{\partial \psi}{\partial \varepsilon_H}, \quad \varphi_{L0} \tilde{P}_D = \frac{\partial \psi}{\partial \varepsilon_D} \quad (35)$$

$$\varphi_{F0} \tilde{P}_C = \frac{\partial \psi}{\partial \varepsilon_C}, \quad \varphi_{\alpha0} P_\alpha = \frac{\partial \psi}{\partial \vartheta_\alpha} \quad (36)$$

式(35), (36)中  $\psi$  为自由能势函数, 就热力学性质而言是可逆的, 故式(35), (36)是饱和双重孔隙介质在一维小应变条件下的一般弹性本构关系。

假定温度恒定, 饱和双重孔隙介质的初始平衡态为  $(\theta, \varepsilon_H, \varepsilon_D, \varepsilon_C, \vartheta_\alpha) = (\theta_0, 0, 0, 0, 0)$ , 在受到微小扰动后到达一个新的平衡态为  $(\theta_0, \varepsilon_H, \varepsilon_D, \varepsilon_C, \vartheta_\alpha)$ 。为了简化本构方程达到工程实用目的, 在饱和双重孔隙介质的本构模型研究中, 通常根据介质的孔隙组合结构和变形机制来选择应力和应变状态变量, 由此各应变状态变

量产生的机械能可以近似地假定相互独立。故小应变线弹性情况下自由能 $\psi$ 可表示为

$$\psi = \frac{1}{2} E_H \varepsilon_H^2 + \frac{\varphi_{L0}}{2} E_D \varepsilon_D^2 + \frac{\varphi_{F0}}{2} E_C \varepsilon_C^2 + \frac{1}{2} \sum_{\alpha=LS}^{FP} \varphi_{\alpha 0} E_{\alpha} g_{\alpha}^2, \quad (37)$$

式中, 等式右边的前三项分别是块间裂隙骨架、块状土孔隙骨架和充填土孔隙骨架变形引起的机械能,  $E_H$ ,  $E_D$  和  $E_C$  分别为块间裂隙骨架、块状土孔隙骨架和充填土孔隙骨架的压缩模量, 等式右边的最后一项反映的是块状土和充填土固相基质(土颗粒)、块状土和充填土流相基质(孔隙中流体)变形引起的机械能,  $E_{LS}$  和  $E_{FS}$  分别为块状土和充填土固相基质的压缩模量,  $E_{LP}$  和  $E_{FP}$  分别为块状土孔隙和充填土孔隙流相基质的压缩模量。由于假定温度保持不变, 故式中含温度变量。把式(37)代入式(35), (36)再求逆可得

$$\varepsilon_H = \tilde{P}_H / E_H, \quad (38)$$

$$\varepsilon_D = \tilde{P}_D / E_D, \quad (39)$$

$$\varepsilon_C = \tilde{P}_C / E_C, \quad (40)$$

$$g_{\alpha} = P_{\alpha} / E_{\alpha}, \quad \alpha \in \{LS, FS, LP, FP\}. \quad (41)$$

令  $E_S$  为饱和双重孔隙介质整体的压缩模量, 结合(5)~(8)、式(26)~(28)、式(38)~(41)和  $\tilde{P}_H$ ,  $\tilde{P}_D$ ,  $\tilde{P}_C$  的定义可得

$$\varepsilon_S = a_{11} \sigma_{LS} + a_{12} \sigma_{FS} + a_{13} P_{FP} + a_{14} P_{LP}, \quad (42)$$

$$b_{11} \sigma_{FS} = b_{12} \sigma_{LS} + b_{13} P_{FP} + b_{14} P_{LP}, \quad (43)$$

$$\begin{aligned} \text{式中, } a_{11} &= \frac{1}{E_H} + \frac{1}{\varphi_{L0} E_D} + \frac{1}{\varphi_{LS0} E_{LS}}, \quad a_{12} = -\frac{\varphi_{L0}}{\varphi_{F0}} \frac{1}{E_H}, \\ a_{13} &= -\frac{\varphi_{L0} \varphi_{FP0}}{\varphi_{F0}} \frac{1}{E_H}, \quad a_{14} = \frac{\varphi_{LP0}}{E_H} - \frac{\varphi_{LS0}}{\varphi_{L0} E_D}, \quad b_{11} = \frac{\varphi_{L0}}{\varphi_{F0}} \frac{1}{E_H} + \\ &\frac{1}{E_C} + \frac{\varphi_{F0}}{\varphi_{FS0} E_{FS}}, \quad b_{12} = \frac{1}{E_H} + \frac{\varphi_{F0}}{\varphi_{L0} E_D} + \frac{\varphi_{F0}}{\varphi_{LS0} E_{LS}}, \quad b_{13} = \\ &-\frac{\varphi_{FP0} \varphi_{L0}}{\varphi_{F0} E_H} + \frac{\varphi_{FS0}}{E_C}, \quad b_{14} = \frac{\varphi_{LP0}}{E_H} - \frac{\varphi_{LS0} \varphi_{F0}}{\varphi_{L0} E_D}. \end{aligned}$$

结合式(42), (43)和式(26)并化简可得

$$\varepsilon_S = \sigma / E_S - A_{12} P_{FP} - A_{13} P_{LP}, \quad (44)$$

同理, 将式(38)~(41)代入式(23), (24)后, 再结合  $\tilde{P}_H$ ,  $\tilde{P}_D$ ,  $\tilde{P}_C$  的定义、式(26)~(28)以及式(43)并化简可得

$$\zeta_{FP} = -A_{12} \sigma + A_{22} P_{FP} + A_{23} P_{LP} - \int_0^t (c_{FP} / \rho_{rFP}) dt, \quad (45)$$

$$\zeta_{LP} = -A_{13} \sigma + A_{23} P_{FP} + A_{33} P_{LP} - \int_0^t (c_{LP} / \rho_{rLP}) dt. \quad (46)$$

式中

$$\frac{1}{E_S} = \frac{c_{11} c_{12}}{\varphi_{F0} (c_{11} + c_{12})} - \frac{\varphi_{L0}}{\varphi_{F0}} \frac{1}{E_H}, \quad (47)$$

$$A_{12} = -\frac{c_{12} c_{13}}{c_{11} + c_{12}}, \quad A_{13} = -\frac{c_{11} c_{14}}{c_{11} + c_{12}}, \quad (48)$$

$$A_{22} = c_{21} + \frac{c_{13} (c_{22} - \varphi_{FP0} c_{12})}{c_{11} + c_{12}}, \quad A_{23} = \frac{\varphi_{F0} c_{13} c_{14}}{c_{11} + c_{12}}, \quad (49)$$

$$A_{33} = c_{23} - c_{14} \frac{\varphi_{LP0} c_{11} + c_{24}}{c_{11} + c_{12}}. \quad (50)$$

$$\begin{aligned} \text{式中, } c_{11} &= b_{11}, \quad c_{12} = b_{12}, \quad c_{13} = -\frac{1}{E_C} - \frac{\varphi_{FP0}}{\varphi_{FS0} E_{FS}}, \quad c_{14} = \\ &-\frac{1}{E_D} - \frac{\varphi_{LP0}}{\varphi_{LS0} E_{LS}}, \quad c_{21} = \frac{\varphi_{FS0}}{E_C} + \frac{\varphi_{FP0}}{E_{FP}}, \quad c_{22} = -\frac{\varphi_{L0} \varphi_{FP0}}{\varphi_{F0} E_H} + \frac{\varphi_{FS0}}{E_C}, \\ c_{23} &= \frac{\varphi_{LS0}}{E_D} + \frac{\varphi_{LP0}}{E_{LP}}, \quad c_{24} = \frac{\varphi_{LP0}}{E_H} - \frac{\varphi_{F0} \varphi_{LS0}}{\varphi_{L0} E_D}. \\ c_{FP} \text{ 和 } c_{LP} &\text{ 根据文献[24]可表示为} \end{aligned}$$

$$c_{FP} = \chi (\rho_{rLP} P_{LP} - \rho_{rFP} P_{FP}), \quad (51)$$

$$c_{LP} = \chi (\rho_{rFP} P_{FP} - \rho_{rLP} P_{LP}). \quad (52)$$

式中  $\chi$  为与渗透和孔隙尺寸有关的流体交换参数, 式(44)~(46)是饱和双重孔隙介质的固相、充填土孔隙流相和块状土孔隙流相渗入量的线弹性本构方程。

将应力用应变表示, 式(44)~(46)可转换得

$$\sigma = E_S \varepsilon_S + A_{12} E_S P_{FP} + A_{13} E_S P_{LP}, \quad (53)$$

$$\begin{aligned} \zeta_{FP} &= -A_{12} E_S \varepsilon_S + (A_{22} - A_{12}^2 E_S) P_{FP} + (A_{23} - A_{12} A_{13} E_S) P_{LP} - \\ &\int_0^t \chi (P_{LP} - P_{FP}) dt, \quad (54) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \zeta_{LP} &= -A_{13} E_S \varepsilon_S + (A_{23} - A_{12} A_{13} E_S) P_{FP} + (A_{33} - A_{13}^2 E_S) P_{LP} - \\ &\int_0^t \chi (P_{FP} - P_{LP}) dt. \quad (55) \end{aligned}$$

## 4 固结控制方程及其求解

### 4.1 固结控制方程

由于固结方程不考虑体力和加速度, 则饱和双重孔隙介质的应力平衡方程为

$$\frac{\partial \sigma}{\partial x} = 0, \quad (56)$$

将式(53)代入式(56), 再利用  $\varepsilon_S = -\partial u / \partial x$  可得

$$-E_S \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + A_{12} E_S \frac{\partial P_{FP}}{\partial x} + A_{13} E_S \frac{\partial P_{LP}}{\partial x} = 0, \quad (57)$$

式中,  $u$  表示饱和双重孔隙介质整体沿  $x$  方向的位移。

根据混合物理论, 饱和双重孔隙介质中充填土孔隙流相和块状土孔隙流相的动量守恒方程可简化为

$$\frac{\partial \sigma_{FP}}{\partial x} + \hat{p}_{FP} = 0, \quad (58)$$

$$\frac{\partial \sigma_{LP}}{\partial x} + \hat{p}_{LP} = 0, \quad (59)$$

式中,  $\hat{p}_{FP}$  和  $\hat{p}_{LP}$  表示充填土孔隙流相和块状土孔隙流相的动量供给量, 且已忽略体力 and 加速度相关项。

充填土孔隙流相和块状土孔隙流相动量供给量满足  $\hat{p}_{\beta} = P_{\beta} \nabla \varphi_{\beta} - \varphi_{\beta} \varphi_{\beta 0} (v_{\beta} - v_s) \gamma_w / k_{\beta}$ , 将它代入式(58), (59)并利用  $\sigma_{\beta} = \varphi_{\beta} P_{\beta}$  可得



$$\frac{k_{\beta}}{\gamma_w} \frac{\partial P_{\beta}}{\partial x} + \varphi_{\beta 0} (v_{\beta} - v_s) = 0 \quad , \quad (60)$$

式中,  $\beta \in \{\text{FP}, \text{LP}\}$ ,  $v_s$  和  $v_{\beta}$  分别表示固相、充填土孔隙流相和块状土孔隙流相的速度,  $k_{\beta}$  为充填土孔隙流相和块状土孔隙流相的渗透系数。对式 (60) 求微分再结合渗入量  $\zeta_{\beta}$  的定义以及  $\dot{\varepsilon}_{\beta} = \nabla v_{\beta}$ ,  $\dot{\varepsilon}_s = \nabla v_s$  可得

$$\frac{k_{\beta}}{\gamma_w} \frac{\partial^2 P_{\beta}}{\partial x^2} = \dot{\zeta}_{\beta} \quad . \quad (61)$$

再将式 (54), (55) 代入式 (61) 可得

$$\frac{k_{\text{FP}}}{\gamma_w} \frac{\partial^2 P_{\text{FP}}}{\partial x^2} = A_{12} E_s \frac{\partial^2 u}{\partial x \partial t} + (A_{22} - A_{12}^2 E_s) \frac{\partial P_{\text{FP}}}{\partial t} - (A_{12} A_{13} E_s - A_{23}) \frac{\partial P_{\text{LP}}}{\partial t} - \chi(P_{\text{LP}} - P_{\text{FP}}) \quad , \quad (62)$$

$$\frac{k_{\text{LP}}}{\gamma_w} \frac{\partial^2 P_{\text{LP}}}{\partial x^2} = A_{13} E_s \frac{\partial^2 u}{\partial x \partial t} - (A_{12} A_{13} E_s - A_{23}) \frac{\partial P_{\text{FP}}}{\partial t} + (A_{33} - A_{13}^2 E_s) \frac{\partial P_{\text{LP}}}{\partial t} - \chi(P_{\text{FP}} - P_{\text{LP}}) \quad , \quad (63)$$

式 (57) 和 (62), (63) 便是一维小应变条件下的固结控制方程。

#### 4.2 解析解

本文采用高度为  $h$  的饱和块状混合回填土地基模型来进行一维固结性状分析, 如图 2 所示, 顶面 ( $x=0$ ) 施加均布荷载, 初始总应力  $\sigma_0$ , 该顶面假定自由排水, 而底面 ( $x=h$ ) 假定为刚性不透水, 且渗透系数保持恒定。由此可得边界条件为

$$P_{\text{FP}}(0, t) = P_{\text{LP}}(0, t) = 0, \quad \frac{\partial u(0, t)}{\partial x} = -\frac{1}{E_s} \sigma_0 \quad , \quad (64)$$

$$\frac{\partial P_{\text{FP}}(h, t)}{\partial x} = \frac{\partial P_{\text{LP}}(h, t)}{\partial x} = 0, \quad u(h, t) = 0 \quad , \quad (65)$$

初始条件为

$$\zeta_{\text{FP}} = \zeta_{\text{LP}} = 0, \quad P_{\text{FP}}(x, 0) = P_{\text{FP}0}, \quad P_{\text{LP}}(x, 0) = P_{\text{LP}0} \quad , \quad (66)$$

其中初始孔压  $P_{\text{FP}0}$  和  $P_{\text{LP}0}$  可结合  $\zeta_{\text{FP}} = \zeta_{\text{LP}} = 0$  和式 (44) ~ (46) 得到。

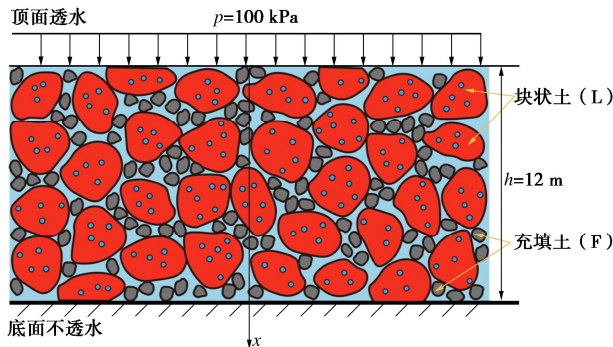


图 2 饱和块状混合回填土层示意图

Fig. 2 Sketch of saturated lumpy composite backfill soil layer

现在来推导固结方程的解析解, 先将式 (57) 对  $x$  求积分, 代入式 (64), 再对时间  $t$  求导后, 将其代入式 (62) 和 (63) 可得

$$\frac{\partial^2 P_{\text{FP}}}{\partial x^2} + \chi_{\text{FP}} (P_{\text{LP}} - P_{\text{FP}}) = \frac{1}{C_{\text{FF}}} \frac{\partial P_{\text{FP}}}{\partial t} + \frac{1}{C_{\text{FL}}} \frac{\partial P_{\text{LP}}}{\partial t} \quad , \quad (67)$$

$$\frac{\partial^2 P_{\text{LP}}}{\partial x^2} + \chi_{\text{LP}} (P_{\text{FP}} - P_{\text{LP}}) = \frac{1}{C_{\text{LF}}} \frac{\partial P_{\text{FP}}}{\partial t} + \frac{1}{C_{\text{LL}}} \frac{\partial P_{\text{LP}}}{\partial t} \quad , \quad (68)$$

式中,  $\chi_{\text{FP}} = \chi \gamma_w / k_{\text{FP}}$ ,  $\chi_{\text{LP}} = \chi \gamma_w / k_{\text{LP}}$ ,  $C_{\text{FF}} = k_{\text{FP}} / (\gamma_w A_{22})$ ,  $C_{\text{FL}} = k_{\text{FP}} / (\gamma_w A_{23})$ ,  $C_{\text{LF}} = k_{\text{LP}} / (\gamma_w A_{23})$ ,  $C_{\text{LL}} = k_{\text{LP}} / (\gamma_w A_{33})$ 。

对式 (67), (68) 作傅里叶变换, 再结合式 (66) 可求解得

$$P_{\text{FP}}(x, t) = \frac{2}{h} \sum_{n=0}^{\infty} [C_{\text{FP}} \exp(r_1 t) + C_{\text{LP}} \exp(r_2 t)] \sin(mx) \quad , \quad (69)$$

$$P_{\text{LP}}(x, t) = \frac{2}{h} \sum_{n=0}^{\infty} [(C_{\text{FP}} r_1 - A_{\text{FF}} C_{\text{FP}}) / A_{\text{FL}} \exp(r_1 t) + (C_{\text{LP}} r_2 - A_{\text{FF}} C_{\text{LP}}) / A_{\text{FL}} \exp(r_2 t)] \sin(mx) \quad , \quad (70)$$

式 (44) 表明, 孔压变化引起的应变为

$$\varepsilon_{\text{CS}} = A_{12} (P_{\text{FP}0} - P_{\text{FP}}) + A_{13} (P_{\text{LP}0} - P_{\text{LP}}) \quad , \quad (71)$$

将式 (69), (70) 代入式 (71) 后沿深度积分可得  $t$  时刻的固结沉降为

$$u_{\text{CS}}(t) = \int_0^h \varepsilon_{\text{CS}} dx = -\frac{A_{12}}{m} \frac{2}{h} \sum_{n=0}^{\infty} [C_{\text{FP}} \exp(r_1 t) + C_{\text{LP}} \exp(r_2 t)] - \frac{A_{13}}{m} \frac{2}{h} \sum_{n=0}^{\infty} [(C_{\text{FP}} r_1 - A_{\text{FF}} C_{\text{FP}}) / A_{\text{FL}} \exp(r_1 t) + (C_{\text{LP}} r_2 - A_{\text{FF}} C_{\text{LP}}) / A_{\text{FL}} \exp(r_2 t)] + A_{12} P_{\text{FP}0} h + A_{13} P_{\text{LP}0} h \quad , \quad (72)$$

按沉降定义的平均固结度为

$$U = u_{\text{CS}}(t) / u_{\text{CS}}(\infty) \quad , \quad (73)$$

式中,  $u_{\text{CS}}(t)$  为  $t$  时刻的固结沉降,  $u_{\text{CS}}(\infty)$  为最终固结沉降。式 (72) 中

$$m = (2n+1)\pi / 2h \quad ,$$

$$A_{\text{FF}} = \frac{(-m^2 - \chi_{\text{FP}}) C_{\text{FF}} C_{\text{FL}} C_{\text{LF}} - \chi_{\text{LP}} C_{\text{FF}} C_{\text{LF}} C_{\text{LL}}}{C_{\text{FL}} C_{\text{LF}} - C_{\text{FF}} C_{\text{LL}}} \quad ,$$

$$A_{\text{FL}} = \frac{\chi_{\text{FP}} C_{\text{FF}} C_{\text{FL}} C_{\text{LF}} + (m^2 + \chi_{\text{LP}}) C_{\text{FF}} C_{\text{LF}} C_{\text{LL}}}{C_{\text{FL}} C_{\text{LF}} - C_{\text{FF}} C_{\text{LL}}} \quad ,$$

$$A_{\text{LF}} = \frac{(m^2 + \chi_{\text{FP}}) C_{\text{FF}} C_{\text{FL}} C_{\text{LL}} + \chi_{\text{LP}} C_{\text{FL}} C_{\text{LF}} C_{\text{LL}}}{C_{\text{FL}} C_{\text{LF}} - C_{\text{FF}} C_{\text{LL}}} \quad ,$$

$$A_{\text{LL}} = \frac{-\chi_{\text{FP}} C_{\text{FF}} C_{\text{FL}} C_{\text{LL}} + (-m^2 - \chi_{\text{LP}}) C_{\text{FL}} C_{\text{LF}} C_{\text{LL}}}{C_{\text{FL}} C_{\text{LF}} - C_{\text{FF}} C_{\text{LL}}} \quad ,$$

$$C_{\text{FP}} = P_{\text{LP}0} A_{\text{FL}} / (m \sqrt{(A_{\text{FF}} - A_{\text{LL}})^2 + 4 A_{\text{FL}} A_{\text{LF}}}) + P_{\text{FP}0} [(A_{\text{FF}} - A_{\text{LL}}) / \sqrt{(A_{\text{FF}} - A_{\text{LL}})^2 + 4 A_{\text{FL}} A_{\text{LF}}} + 1] / 2m \quad ,$$

$$C_{\text{LP}} = P_{\text{FP}0} / m - C_{\text{FP}} \quad ,$$

$$r_1 = (A_{\text{FF}} + A_{\text{LL}}) / 2 + \sqrt{(A_{\text{FF}} - A_{\text{LL}})^2 + 4 A_{\text{FL}} A_{\text{LF}}} / 2 \quad ,$$

$$r_2 = (A_{\text{FF}} + A_{\text{LL}}) / 2 - \sqrt{(A_{\text{FF}} - A_{\text{LL}})^2 + 4 A_{\text{FL}} A_{\text{LF}}} / 2 \quad .$$

## 5 固结性状分析

### 5.1 固结模型验证

为了验证本文固结模型的准确性,忽略块状土间裂隙中的充填土,将本文模型建立的固结控制方程退化为 Khalili 等<sup>[16]</sup>获得的固结控制方程。当忽略充填土时,有  $\varphi_{FS0} \rightarrow 0$  且当  $\varphi_{FS0} \rightarrow 0$  时  $\mathcal{G}_{FS} \rightarrow 0$ 。结合式(8), (16), (28), (40) 和  $\tilde{P}_C$  的定义可得

$$\lim_{\varphi_{FS0} \rightarrow 0} \tilde{P}_C = \lim_{\varphi_{FS0} \rightarrow 0} \frac{\varphi_{FS0}}{\varphi_F} (P_{FS} - P_{FP}) = 0 \quad (74)$$

再根据  $\mathcal{G}_{FS} \rightarrow 0$  和式(4), (7) 和式(16)有  $\varepsilon_C \rightarrow (\varepsilon_H / \varphi_{F0}) + \varepsilon_D + \mathcal{G}_{LS}$ , 由于  $(\varepsilon_H / \varphi_{F0}) + \varepsilon_D + \mathcal{G}_{LS} \neq 0$ , 故  $\varepsilon_C$  存在不等于零的极限, 把它和式(74)代入式(40)得

$$\lim_{\varphi_{FS0} \rightarrow 0} E_C = \lim_{\varphi_{FS0} \rightarrow 0} \frac{\varphi_{FS0} (P_{FS} - P_{FP})}{\varphi_F [(\varepsilon_H / \varphi_{F0}) + \varepsilon_D + \mathcal{G}_{LS}]} = 0 \quad (75)$$

当  $\varphi_{FS0} \rightarrow 0$  时  $\mathcal{G}_{FS} \rightarrow 0$ , 故可取  $\varphi_{FS0} E_{FS} > 0$ , 由式(75)、 $c_{11}$  表达式可知  $c_{11}$  是与  $1/E_C$  同阶的无穷大。

$$\begin{aligned} \frac{1}{E_S} &= \lim_{\varphi_{FS0} \rightarrow 0} \frac{c_{12}}{\varphi_{F0} (1 + c_{12} / c_{11})} - \frac{\varphi_{L0}}{\varphi_{F0}} \frac{1}{E_H} = \frac{c_{12}}{\varphi_{F0}} - \frac{\varphi_{L0}}{\varphi_{F0}} \frac{1}{E_H} \\ &= \frac{1}{E_H} + \frac{1}{\varphi_{L0} E_D} + \frac{1}{\varphi_{LS0} E_{LS}} \end{aligned} \quad (76)$$

根据式(75)和  $c_{13}$  表达式可知  $c_{13}$  是与  $-1/E_C$  同阶的负无穷大, 因而有

$$\begin{aligned} A_{12} E_S &= \lim_{\varphi_{FS0} \rightarrow 0} - \frac{c_{12} E_S}{c_{11} / c_{13} + c_{12} / c_{13}} = c_{12} E_S = \frac{E_S}{E_H} + \frac{\varphi_{F0}}{\varphi_{L0}} \frac{E_S}{E_D} + \\ &\quad \frac{\varphi_{F0} E_S}{\varphi_{LS0} E_{LS}} = 1 - \frac{E_S}{E_D} - \frac{E_S}{\varphi_{LS0}^L E_{LS}} \end{aligned} \quad (77)$$

$$\begin{aligned} A_{13} E_S &= \lim_{\varphi_{FS0} \rightarrow 0} - \frac{c_{14} E_S}{1 + c_{12} / c_{11}} = -c_{14} E_S = \frac{E_S}{E_D} + \frac{\varphi_{LP0} E_S}{\varphi_{LS0} E_{LS}} = \frac{E_S}{E_D} + \\ &\quad \frac{E_S}{\varphi_{LS0}^L E_{LS}} - \frac{E_S}{E_{LS}} \end{aligned} \quad (78)$$

同理, 当  $\varphi_{FS0} \rightarrow 0$  时  $\mathcal{G}_{FS} \rightarrow 0$  可以得到

$$\begin{aligned} (A_{22} - A_{12}^2 E_S) &= (1 - A_{12} E_S) \left( \frac{1}{E_S} - \frac{1}{E_D} - \frac{1}{\varphi_{LS0}^L E_{LS}} \right) + \varphi_{FP0} \left( \frac{1}{E_{FP}} - \right. \\ &\quad \left. \frac{1}{E_D} - \frac{1}{\varphi_{LS0}^L E_{LS}} \right) \end{aligned} \quad (79)$$

$$(A_{23} - A_{12} A_{13} E_S) = (A_{12} E_S - \varphi_{FP0}) \left( \frac{1}{E_D} + \frac{1}{\varphi_{LS0}^L E_{LS}} - \frac{1}{E_{LS}} \right), \quad (80)$$

$$(A_{33} - A_{13}^2 E_S) = (1 - \varphi_{FP0} - A_{13} E_S) \left( \frac{1}{E_D} + \frac{1}{\varphi_{LS0}^L E_{LS}} - \frac{1}{E_{LS}} \right) +$$

$$\varphi_{LP0} \left( \frac{1}{E_{LP}} - \frac{1}{E_{LS}} \right) \quad (81)$$

再将式(76)~(81)代入式(57), (62) 和式(63)可得

$$-E_S \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \alpha_1 \frac{\partial P_1}{\partial x} + \alpha_2 \frac{\partial P_2}{\partial x} = 0 \quad (82)$$

$$\frac{k_{FP}}{\gamma_w} \frac{\partial^2 P_{FP}}{\partial x^2} = \alpha_2 \frac{\partial^2 u}{\partial x \partial t} - \alpha_{21} \frac{\partial P_{LP}}{\partial t} + \alpha_{22} \frac{\partial P_{FP}}{\partial t} - \chi (P_{LP} - P_{FP}) \quad (83)$$

$$\frac{k_{LP}}{\gamma_w} \frac{\partial^2 P_{LP}}{\partial x^2} = \alpha_1 \frac{\partial^2 u}{\partial x \partial t} - \alpha_{11} \frac{\partial P_{LP}}{\partial t} - \alpha_{12} \frac{\partial P_{FP}}{\partial t} + \chi (P_{LP} - P_{FP}), \quad (84)$$

式中,  $\alpha_1 = \frac{c_p}{c} - \frac{c_s}{c}$ ,  $\alpha_2 = 1 - \frac{c_p}{c}$ ,  $\alpha_{11} = \varphi_{LP0} (c_f - c_s) + (1 - \alpha_1 - \varphi_{FP0}) (c_p - c_s)$ ,  $\alpha_{22} = \varphi_{FP0} (c_f - c_p) + (1 - \alpha_2) (c - c_p)$ ,  $\alpha_{12} = \alpha_{21} = (\alpha_2 - \varphi_{FP0}) (c_p - c_s)$ ,  $c_p = 1/E_D + 1/(\varphi_{LS0}^L E_{LS})$ ,  $c_s = 1/E_{LS}$ ,  $c = 1/E_S$ ,  $c_f = 1/E_{FP} = 1/E_{LP}$ 。易对比, 式(82)、式(83)和式(84)分别与文献[16]的式(1)、式(3)和式(2)完全相同。

采用 Khalili 等<sup>[16]</sup>的模型参数, 具体数值见表 1, 边界条件同上节所述。将本文退化模型计算所得到的固结度曲线与文献[16]图 2 的固结度曲线作对比, 如图 3 所示。从图 3 中可以看出, 本文的计算结果与 Khalili 等<sup>[16]</sup>图 2 的计算结果较为吻合。

表 1 Khalili 等的模型参数

| Fig 1 Model parameters of Khalili et al |                |                            |                           |                                |
|-----------------------------------------|----------------|----------------------------|---------------------------|--------------------------------|
| $h/m$                                   | $\sigma_0/kPa$ | $E_s/kPa$                  | $E_D/kPa$                 | $\varphi_{FP0}$                |
| 10                                      | 100            | $1.0 \times 10^4$          | $1.111 \times 10^4$       | 0.06                           |
|                                         |                |                            |                           |                                |
|                                         |                | $k_{LP}/(m \cdot s^{-1})$  | $k_{FP}/(m \cdot s^{-1})$ | $\chi/(kPa^{-1} \cdot s^{-1})$ |
|                                         |                | $1.0 \times 10^{-4}$       | $1.0 \times 10^{-1}$      | $1.001 \times 10^{-4}$         |
|                                         |                |                            |                           |                                |
|                                         |                | $\varphi_{FS0} E_{FS}/kPa$ | $E_C/kPa$                 |                                |
|                                         |                | 100                        | $1.0 \times 10^{-8}$      |                                |

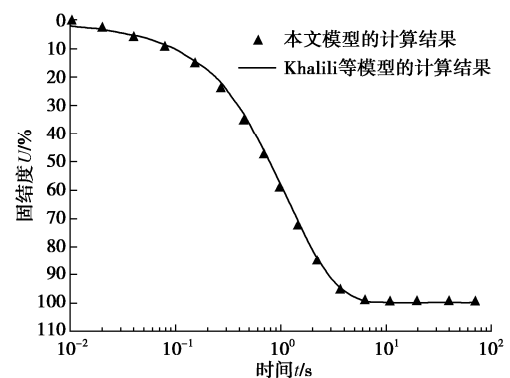


图 3 本文计算结果与 Khalili 等计算结果对比图

Fig. 3 Comparison of calculated results by authors and Khalili et al

### 5.2 固结性状分析

从第 3 节分析可知, 固结分析总计需要 11 个基本参数: 4 个骨架压缩模量 ( $E_H$ ,  $E_D$ ,  $E_C$ ,  $E_S$ ), 4 个组分体积分数 ( $\varphi_{LS0}$ ,  $\varphi_{FS0}$ ,  $\varphi_{LP0}$ ,  $\varphi_{FP0}$ ), 两个渗透系数 ( $k_{LP}$ ,  $k_{FP}$ ) 和流体交换参数  $\chi$ , 各下标含义

同上文。其余上文涉及的参数均可由这 11 个基本参数计算得到。在工程应用时, 上述模型参数可按照文献 [16, 19, 25, 26]所述方法测得。

根据文献[19]所给的各组分初始孔隙比数据确定各组分体积分数, 根据文献[19]中的式 (20), (21) 和渗透参数 ( $A$  和  $\xi$ ) 确定渗透系数  $k_{FP}$  和  $k_{LP}$ , 根据文献[19]中压缩实验数据 (如图 4 所示), 采用压力间隔 100~200 kPa 的孔隙比<sup>[27]</sup>计算块状混合回填土、块状土和充填土的压缩系数  $a_s$ ,  $a_D$  和  $a_C$ , 从而得到  $E_s$ ,  $E_H$  则可由式 (47) 反算得到, 具体参数值见表 2。接下来分别讨论  $k_{FP}$ ,  $k_{LP}$  和  $\chi$  对饱和块状混合回填土地基模型的一维固结性状的影响, 下文均考虑模型中距顶面 2 m 处 ( $x=2$  m) 的超孔压和固结度。

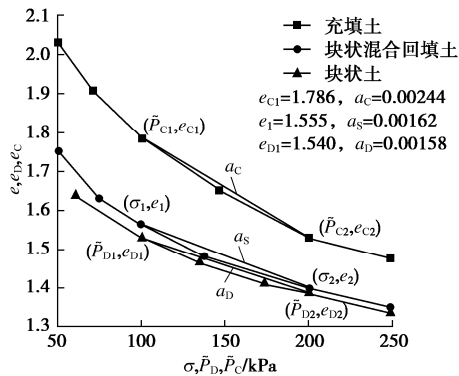


图 4 充填土、块状土、块状混合回填土压缩曲线图

Fig. 4 Compression curves of filling soil, lumpy soil and lumpy backfill soil

表 2 饱和块状混合回填土地基模型的模型参数

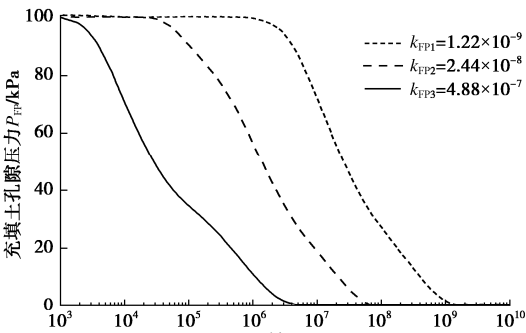
Table 2 Model parameters of samples of saturated lumpy composite backfill foundation

| $\sigma_0$ /kPa           | $E_s$ /kPa      | $E_H$ /kPa      | $E_D$ /kPa                     |
|---------------------------|-----------------|-----------------|--------------------------------|
| 100                       | 1577.2          | 1627            | 1607.6                         |
| $E_C$ /kPa                | $\varphi_{LS0}$ | $\varphi_{FS0}$ | $k_{LP}/(m \cdot s^{-1})$      |
| 1141.8                    | 0.226           | 0.154           | $5.03 \times 10^{-11}$         |
| $k_{FP}/(m \cdot s^{-1})$ | $\varphi_{LP0}$ | $\varphi_{FP0}$ | $\chi/(kPa^{-1} \cdot s^{-1})$ |
| $1.22 \times 10^{-9}$     | 0.271           | 0.349           | $1.0 \times 10^{-9}$           |

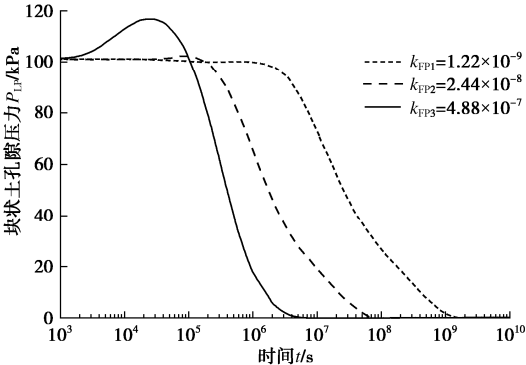
(1) 充填土孔隙渗透系数  $k_{FP}$  的影响

本小节分析  $k_{FP}$  对饱和块状混合回填土地基固结性状的影响。图 5 (a) 和图 5 (b) 显示, 在固结过程中, 充填土超孔压  $P_{FP}$  先迅速消散, 而后消散速度逐渐降低。块状土超孔压  $P_{LP}$  的消散过程则呈现出阶段性特征: 在固结初期,  $P_{LP}$  有一定程度地提高, 这是由于  $k_{LP}$  和  $k_{FP}$  相差几个数量级,  $P_{FP}$  先迅速消散, 而  $P_{LP}$  几乎未消散。在这一过程中, 部分荷载从充填土转移到块状土上, 致使  $P_{LP}$  相应升高。 $k_{FP}$  越大,  $P_{FP}$  消散越快, 荷载转移到块状土的速率越快,  $P_{LP}$  上升幅度越明显。在固结中期, 随着  $k_{FP}$  不断减小, 超孔压差 ( $P_{LP} - P_{FP}$ ) 逐渐增大, 块状土孔隙水更快地流向充

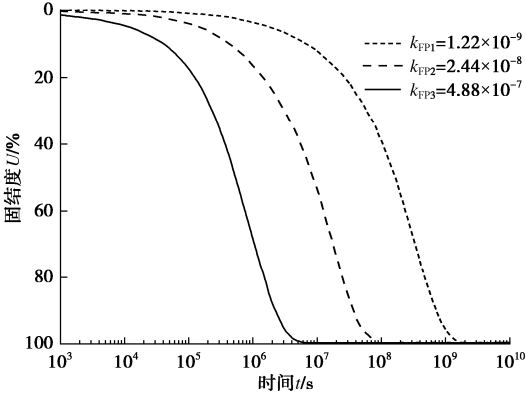
填土孔隙, 使得  $P_{LP}$  消散速度加快。 $k_{FP}$  越大,  $P_{FP}$  消散越快, 超孔压差 ( $P_{LP} - P_{FP}$ ) 增大越快,  $P_{LP}$  下降速率越大。在固结后期,  $P_{FP}$  和  $P_{LP}$  都处于较小值, 且两者间的差值也逐渐减小, 超孔压消散速度变得缓慢。图 5 (c) 表明增大  $k_{FP}$  会提高饱和块状混合回填土地基整体的固结速度, 这是因为本文考虑孔隙之间流体的相互交换, 增大渗透系数意味着两者间流体交换的速率加快, 从而提高了整体的固结速度。



(a) 充填土超孔压



(b) 块状土超孔压



(c) 固结度

图 5 不同  $k_{FP}$  下的超孔压图和固结度图

Fig. 5 Diagram of excess pore pressure and consolidation degree for varying permeability in filling soil

(2) 块状土孔隙渗透系数  $k_{LP}$  的影响

本小节分析  $k_{LP}$  对饱和块状混合回填土地基固结性状的影响。图 6 (a) 和图 6 (b) 显示, 随着  $k_{LP}$  的增大, 充填土超孔压  $P_{FP}$  和块状土超孔压  $P_{LP}$  的消散速度均加快。随着  $k_{LP}$  和  $k_{FP}$  的差异逐渐减小,  $P_{LP}$  和  $P_{FP}$  消散速度逐渐接近,  $P_{LP}$  在固结初期未出现上升现象,

但  $P_{FP}$  的消散速度仍快于  $P_{LP}$ 。图 6(c) 表明, 增大  $k_{LP}$ , 饱和块状混合回填土地基的固结速度也会相应提高。

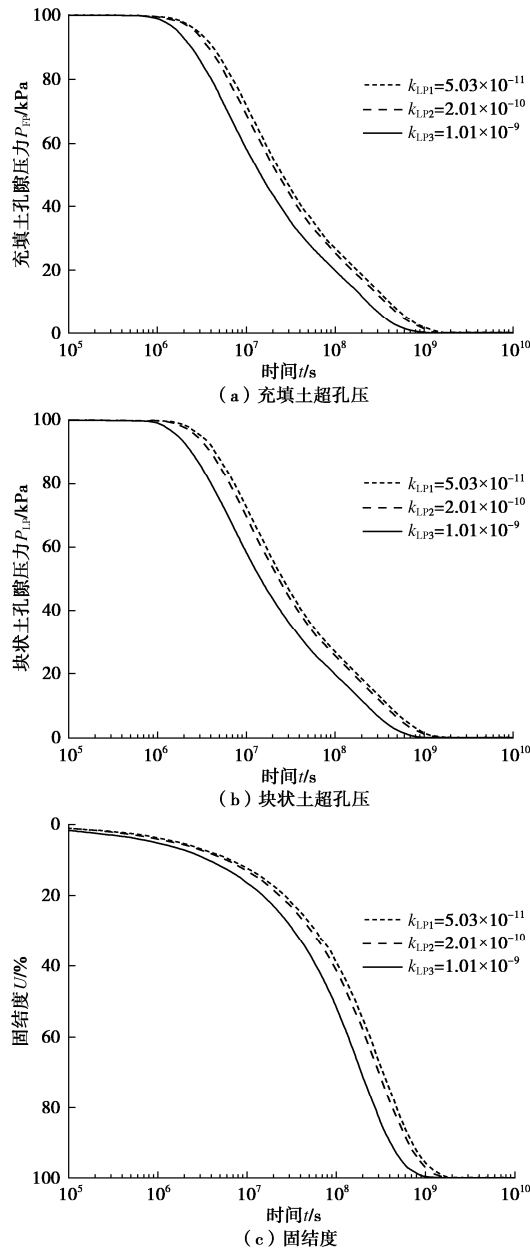


图 6 不同  $k_{LP}$  下超孔压图和固结度图

Fig. 6 Diagram of excess pore pressure and consolidation degree for varying permeability in lumpy soil

### (3) 流体交换参数 $\chi$ 的影响

本小节分析流体交换参数  $\chi$  对饱和块状混合回填土地基固结性状的影响。图 7(a) 和图 7(b) 表明, 在固结初期, 随着  $\chi$  的减小,  $P_{FP}$  的消散速度加快。这是因为减小  $\chi$ , 也就减小了块状土孔隙流体和充填土孔隙流体的交换速率, 使得从块状土孔隙流向充填土孔隙的流体减少, 因而  $P_{FP}$  消散变快。

图 7(a) 和图 7(b) 还显示, 在固结后期,  $P_{LP}$  和  $P_{FP}$  都处于较小值。此时  $\chi$  越小,  $P_{FP}$  消散速度也越慢; 在固结初期,  $P_{LP}$  有一定程度地提高, 且  $\chi$  越小, 升高幅度越大。这是因为  $\chi$  越小,  $P_{FP}$  消散越快, 荷载

从充填土转移到块状土上的速率越快,  $P_{LP}$  升高幅度也越明显。图 7(c) 表明, 减小流体交换参数  $\chi$  的值, 饱和块状混合回填土地基的整体固结速度也随之减小。此外, 由于本文考虑到两个孔隙之间流体的交换, 整体固结度的变化应该与平均孔压的变化进行对比。因而, 在图 7(b) 和图 7(c) 的  $\chi_2$  和  $\chi_3$  情况中, 出现了  $P_{LP}$  的消散滞后于整体固结度的变化的现象。

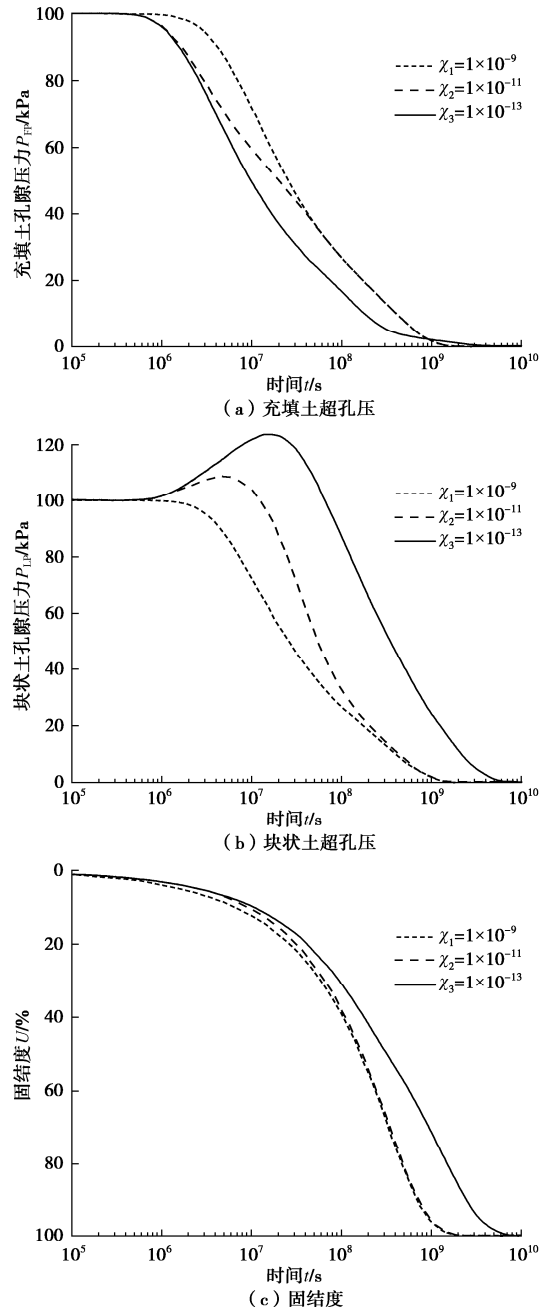


图 7 不同  $\chi$  下的超孔压图和固结度图

Fig. 7 Diagram of excess pore pressure and consolidation degree for varying fluid exchange parameter

## 6 结 论

(1) 充填土孔隙渗透系数  $k_{FP}$ 、块状土孔隙渗透系数  $k_{LP}$  和流体交换参数  $\chi$  均影响着饱和块状混合回

填土地基的固结特性, 随着3个因素的增大, 饱和块状混合回填土地基的透水性越好, 固结速度越快。在固结过程中,  $k_{FP}$  占主导作用, 它不仅直接影响  $P_{FP}$  的消散, 还改变了块状土孔隙和充填土孔隙之间的孔压差 ( $P_{LP} - P_{FP}$ ), 进而影响着  $P_{LP}$  的消散。

(2) 在饱和块状混合回填土地基固结初始阶段, 当  $k_{FP}$  和  $k_{LP}$  存在较大差异时,  $P_{FP}$  先迅速消散, 而  $P_{LP}$  几乎未消散, 部分荷载从充填土转移到块状土上, 致使  $P_{LP}$  有一定程度提升, 且上升幅度随两个渗透系数差值的增大和流体交换参数减小而增大。

(3) 渗透系数和流体交换参数对饱和块状混合回填土地基固结性状的影响具有相似的机理: 较大的渗透系数和流体交换参数加快了充填土孔隙和块状土孔隙之间流体的交换速率, 促进了  $P_{LP}$  和  $P_{FP}$  的消散, 从而提高了饱和块状混合回填土地基整体的固结速度。

#### 参考文献:

- [1] 詹良通, 江文豪, 王顺玉, 等. 工程泥浆自重固结及低位真空加载过程的大型模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2020, **42**(S1): 32 - 37. (ZHAN Liang-tong, JIANG Wen-hao, WANG Shun-yu, et al. Large-scale model test investigation on self-weight consolidation and low vacuum loading process of construction waste slurry[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, **42**(S1): 32 - 37. (in Chinese))
- [2] 艾啸韬, 王光进, 张超, 等. 宽级配废石的高排土场稳定性研究[J]. 岩土力学, 2020, **41**(11): 3777 - 3788. (AI Xiao-tao, WANG Guang-jin, ZHANG Chao, et al. Stability analysis of high dump with wide graded waste rock[J]. Rock and Soil Mechanics, 2020, **41**(11): 3777 - 3788. (in Chinese))
- [3] 苏夏征, 程峰, 谢廷勇. 工程渣土场回填土的力学性能及扩容分析[J]. 工程地质学报, 2020, **4**(45): 1 - 11. (SU Xia-zheng, CHENG Feng, XIE Ting-yong. Mechanical properties and capacity expansion analysis of backfill soil in engineering muck field[J]. Journal of Engineering Geology, 2020, **4**(45): 1 - 11. (in Chinese))
- [4] 黄刚海. 强降雨入渗下复杂地形排土场稳定性分析[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(增刊2): 292 - 295. (HUANG Gang-hai. Stability analysis of waste dump with complex terrain under heavy rainfall infiltration[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(S2): 292 - 295. (in Chinese))
- [5] 张先伟, 杨爱武, 孔令伟, 等. 天津滨海吹填泥浆的自重沉降固结特性研究[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(5): 769 - 776. (ZHANG Xian-wei, YANG Ai-wu, KONG Ling-wei, et al. Self-weight sedimentation and consolidation characteristics of hydraulic-dredged slurry in Tianjin Binhai District[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(5): 769 - 776. (in Chinese))
- [6] 张楠, 朱伟, 王亮, 等. 吹填泥浆中土颗粒沉降-固结规律研究[J]. 岩土力学, 2013, **34**(6): 1681 - 1686. (ZHANG Nan, ZHU Wei, WANG Liang, et al. Study of sedimentation and consolidation of soil particles in dredged slurry[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(6): 1681 - 1686. (in Chinese))
- [7] 蔡袁强. 吹填淤泥真空预压固结机理与排水体防淤堵处理技术[J]. 岩土工程学报, 2021, **43**(2): 201 - 225. (CAI Yuan-qiang. Consolidation mechanism of vacuum preloading for dredged slurry and anti-clogging method for drains[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2021, **43**(2): 201 - 225. (in Chinese))
- [8] SHI X S, HERLE I, YIN J H. Laboratory study of the shear strength and state boundary surface of a natural lumpy soil[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2018, **144**(12): 04018093.
- [9] HERBSTOVÁ V, HERLE I. Structure transitions of clay fills in North-Western Bohemia[J]. Engineering Geology, 2009, **104**(3/4): 157 - 166.
- [10] SHI X S, HERLE I. Laboratory investigation of artificial lumpy materials[J]. Engineering Geology, 2014, **183**: 303 - 314.
- [11] KOSTKANOVÁ V, HERLE I, BOHÁČ J. Transitions in structure of clay fills due to suction oscillations[J]. Procedia Earth and Planetary Science, 2014, **9**: 153 - 162.
- [12] BARENBLATT G I, ZHELTOV I P, KOCHINA I N. Basic concepts in the theory of seepage of homogeneous liquids in fissured rocks[strata][J]. Journal of Applied Mathematics and Mechanics, 1960, **24**(5): 1286 - 1303.
- [13] AIFANTIS E C. Introducing a multi-porous medium[J]. Developments in Mechanics, 1977, **8**: 209 - 211.
- [14] LI J, YIN Z Y, CUI Y J, et al. Work input analysis for soils with double porosity and application to the hydromechanical modeling of unsaturated expansive clays[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2017, **54**(2): 173 - 187.
- [15] SÁNCHEZ M, GENS A, VILLAR M V, et al. Fully coupled thermo-hydro-mechanical double-porosity formulation for unsaturated soils[J]. International Journal of Geomechanics, 2016, **16**(6): D4016015.
- [16] KHALILI N, VALLIAPPAN S, WAN C F. Consolidation of fissured clays[J]. Géotechnique, 1999, **49**(1): 75 - 89.
- [17] YANG L A, TAN T S, TAN S A, et al. One-dimensional self-weight consolidation of a lumpy clay fill[J]. Géotechnique, 2002, **52**(10): 713 - 725.
- [18] NOGAMI T, WANG W D, LI M X. Consolidation of lumpy clay fills[C]// 1st Asian-Pacific Congress on Computational



- Mechanics, 2001, Hong Kong.
- [19] SHI X S, HERLE I, MUIR WOOD D. A consolidation model for lumpy composite soils in open-pit mining[J]. Géotechnique, 2018, **68**(3): 189 – 204.
- [20] 胡亚元. 基于混合物理论的饱和岩石弹塑性模型[J]. 岩土工程学报, 2020, **42**(12): 2161 – 2169. (HU Ya-yuan. Elastoplastic model for saturated rock based on mixture theory[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, **42**(12): 2161 – 2169. (in Chinese))
- [21] 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))
- [22] 刘 艳, 赵成刚, 蔡国庆. 理性土力学与热力学[M]. 北京: 科学出版社, 2016: 73 – 84. (LIU Yan, ZHAO Cheng-gang, CAI Guo-qing. Rational Soil Mechanics and Thermodynamics[M]. Beijing: Science Press, 2016: 73 – 84. (in Chinese))
- [23] COLEMAN B D, NOLL W. The thermodynamics of elastic materials with heat conduction and viscosity[J]. Archive for Rational Mechanics and Analysis, 1963, **13**(1): 167 – 178.
- [24] ZHANG Q, CHOO J, BORJA R I. On the preferential flow patterns induced by transverse isotropy and non-Darcy flow in double porosity media[J]. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 2019, **353**: 570 – 592.
- [25] ZENG L L, HONG Z S, CAI Y Q, et al. Change of hydraulic conductivity during compression of undisturbed and remolded clays[J]. Applied Clay Science, 2011, **51**(1/2): 86 – 93.
- [26] ROBINSON R G, TAN T S, DASARI G R, et al. Experimental study of the behavior of a lumpy fill of soft clay[J]. International Journal of Geomechanics, 2005, **5**(2): 125 – 137.
- [27] 李广信. 高等土力学[M]. 北京: 清华大学出版社, 2004. (LI Guang-xin. Advanced Soil Mechanics[M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2004. (in Chinese))

(上接 631 页)

### 《岩土工程学报》青年论坛学术活动进展报告

4. 光纤传感技术在桩基监测中的应用 (大连理工大学裴华富教授)
5. 桩-土系统中的应力波传播机制及应用新进展 (中国地质大学 (武汉) 吴文兵教授)
6. 地下工程开挖诱发被动桩响应分析理论的研究 (同济大学木林隆教授)
7. 超高层建筑超长桩基础设计与实践 (华东建筑设计研究院有限公司吴江斌研究员)

#### 附录 3:《岩土工程学报》青年论坛第三专题: 极端环境下的岩土工程报告列表

1. 微生物固化多尺度试验、机理与理论 (重庆大学肖杨教授)
2. 极端环境下岩体内应力波传播研究 (北京工业大学范立峰教授)
3. 突发堆载环境下运营软土盾构隧道结构劣化机理与韧性提升 (同济大学张东明教授)
4. 大湾区极端环境桩基服役问题探索 (深圳大学包小华教授)
5. 考虑极端养护温度影响的水泥固化淤泥强度预估方法 (武汉大学章荣军教授)
6. 极端气候条件下土水相互作用理论研究进展 (湖南大学张超教授)
7. 机场道基积水机制、探测及计算探讨 (中南大学张升教授)
8. 高聚物注浆技术在地下排水管道非开挖修复中的应用 (郑州大学方宏远教授)

#### 附录 4:《岩土工程学报》青年论坛第四专题: 岩石动力学及分析方法报告列表

1. 环境条件对断层活化模式的影响研究 (中科院武汉岩土所张传庆研究员)
2. 基于率型本构模型的动力连续-非连续方法研究及应用 (辽宁工程技术大学王学滨教授)

3. 复杂损伤条件下砂岩动态力学特性研究 (中国矿业大学浦海教授)
4. 4D-LSM 在岩石动力学中的应用初探 (天津大学赵高峰教授)
5. 基于线性储能规律的岩爆倾向性判据 (东南大学宫凤强教授)
6. 超高速动能武器钻地毁伤效应与工程防护 (陆军工程大学李杰副教授)
7. 深部地下工程动力灾害微震监测预警与防控 (四川大学徐奴文教授)
8. 地震触发地质灾害: 数据库、机理与概率评估 (应急管理部国家自然灾害防治研究院许冲研究员)
9. 含结构面岩体应变岩爆特征及其支护理论 (河北工业大学聂雯教授)
10. 岩石循环荷载累积损伤的宏观表象与等效表征 (华侨大学俞绍教授)

#### 附录 5:《岩土工程学报》青年论坛第五专题: 软土地基排水固结理论与工程实践报告列表

1. 透水管桩技术研究进展: 力学性能、沉桩模拟和承载力发挥 (广西大学吴文兵、梅国雄教授)
2. 固废在软土固化利用中的理论探讨 (东南大学邓永锋教授)
3. 真空预压联合电渗处理高含水率淤泥试验及计算理论探讨 (河海大学王柳江教授)
4. Soil Stabilisation by Biopolymers (英国华威大学 Xue-yu GENG 博士)
5. 环保节能式真空预压技术 (鑫泰岩土科技有限公司金亚伟总工)
6. Biodegradable Fibre Drains – A Sustainable Solution for Ground Improvement-Thanh Nguyen 博士 (University of Technology Sydney)
7. 基于谱方法的层状竖井地基固结模型研究进展与应用 (南京水利科学研究院许滨华博士生)

DOI: 10.11779/CJGE202204006

# 干湿循环对不同粒径组崩解性砂岩改良膨胀土的影响

李国维<sup>1, 2</sup>, 王佳奕<sup>1, 2</sup>, 陈伟<sup>1, 3</sup>, 吴建涛<sup>\*1, 2</sup>, 曹雪山<sup>1, 2</sup>, 吴少甫<sup>4</sup>

(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. 河海大学道路与铁道工程研究所, 江苏 南京 210024;

3. 河海大学岩土工程研究所, 江苏 南京 210024; 4. 中铁二十局集团有限公司, 陕西 西安 710016)

**摘要:** 基于引江济淮工程研究利用河道开挖弃料崩解性砂岩改良膨胀土的长期效果。试验结果表明: ①崩解性砂岩改善膨胀土的压实性和强度特性, 岩屑粒径小于 2 mm 时改良土的压实性最优, 砂岩物理改良土的直剪指标与岩屑粒径正相关, 砂岩水泥复合改良土的直剪指标主要受水泥改良作用控制, 岩屑粒径的影响不明显; ②崩解性砂岩对改良土干湿循环过程中的开裂具有抑制作用, 砂岩物理改良土中岩屑粒径大于 10 mm 时其周围土中会出现裂隙集中现象, 砂岩水泥复合改良土的裂隙率明显小于纯水泥改良土, 与岩屑尺寸无显著相关性; ③崩解性砂岩具有延缓改良土在干湿循环过程中凝聚力衰减的作用, 延缓作用受岩屑尺寸影响, 岩屑粒径在砂岩物理改良土中应不大于 10 mm, 在砂岩水泥复合改良土中应不大于 5 mm; ④崩解性砂岩微观上的演化特征影响改良土宏观上的裂隙发育和强度衰减规律。

**关键词:** 膨胀土; 崩解性砂岩; 粒径; 干湿循环; 微观机理

**中图分类号:** TU452

**文献标识码:** A

**文章编号:** 1000-4548(2022)04-0643-09

**作者简介:** 李国维(1964—), 男, 博士, 研究员, 主要从事软基路堤变形和高边坡稳定性等方面的教学与科研工作。

E-mail: lgwnj@163.com。

## Influences of wetting-drying cycles on expansive soils improved with disintegrated sandstone with different particle size groups

LI Guo-wei<sup>1, 2</sup>, WANG Jia-yi<sup>1, 2</sup>, CHEN Wei<sup>1, 3</sup>, WU Jian-tao<sup>1, 2</sup>, CAO Xue-shan<sup>1, 2</sup>, WU Shao-fu<sup>4</sup>

(1. Key Laboratory of Ministry of Education for Geomechanics and Embankment Engineering, Hohai University, Nanjing 210024, China;

2. Highway and Railway Research Institute, Hohai University, Nanjing 210024, China; 3. Geotechnical Research Institute, Hohai

University, Nanjing 210024, China; 4. China Railway 20th Bureau Group Co., Ltd., Xi'an 710016, China)

**Abstract:** Based on the project of diverting water from Yangtze River to Huaihe River, the long-term effect of the improved expansive soils with disintegrated sandstone waste from river excavation is studied. The results show that: (1) The disintegrated sandstone improves the compactness and strength characteristics of the expansive soils. The improved expansive soils have the best compactness when the particle size of the disintegrated sandstone is less than 2 mm. The direct shear index of the physically improved soils is positively correlated with the particle size of the sandstone. The direct shear index of the compositely improved soils is mainly controlled by the improvement of cement, and the influences of particle size of the sandstone is not obvious. (2) The disintegrated sandstone can inhibit the cracking of the improved expansive soils during wetting-drying cycles. When the particle size of the sandstone is larger than 10 mm, there will be crack concentration in the surrounding soils. The crack rate of the compositely improved soils is significantly lower than that of the cement-improved soils, and has no significant correlation with the particle size of the sandstone. (3) The disintegrated sandstone has the effect of delaying the cohesion attenuation of the improved soils in the process of wetting-drying cycles, and the effect is affected by the particle size of the sandstone. The particle size of sandstone shall not be greater than 10 mm in the physically improved soils and 5 mm in the compositely improved soils. (4) The microscopic evolution characteristics of the disintegrated sandstone affect the macroscopic crack development and strength attenuation of the improved soils.

**Key words:** expansive soil; disintegrated sandstone; particle size; wetting-drying cycle; microscopic mechanism

## 0 引言

膨胀土具有很大的工程危害性<sup>[1]</sup>, 采用非膨胀土封闭是工程中常用的膨胀土边坡防护方法之一。引江

济淮工程引江济巢段、江淮沟通段沿线广泛分布膨胀

基金项目: 国家自然科学基金项目 (41472240)

收稿日期: 2021-01-25

\*通信作者 (E-mail: jiantao.wu@hhu.edu.cn)

土地层，非膨胀土资源奇缺，原位膨胀土改良利用是必须的工程措施。物理改良法和复合改良法是常用的手段<sup>[2-3]</sup>，由于引江济淮工程兼具输水、航运和改善水生态三大功能，生活用水的硬度标准限制了掺拌生石灰改良膨胀土方法的使用，物理改良法及加水泥的复合改良法等成为可选方案。

引江济淮工程江淮沟通段下伏崩解性砂岩地层，河道开挖依次产生的砂岩弃料处于堆场顶层，由于其不生长植被从而增加环境负担。有效利用崩解性砂岩生产非膨胀土，可减少膨胀土用量从而减少其风干破碎工艺产生的工程量，同时提高水泥掺拌的均匀性，达到保障膨胀土复合改良效果和减排环保的目的。

研究显示，单粒结构结晶砂可作为物理改良膨胀土的材料<sup>[4-5]</sup>。掺砂可有效抑制干湿（冻融）循环作用导致的改良土强度衰减与裂隙的发育<sup>[6-7]</sup>。引江济淮工程的弃料砂为崩解性砂岩遇水崩解的产物，非单粒结构，颗粒间胶结物含蒙脱石等强亲水性黏土矿物。崩解岩遇水崩解，崩解程度与吸收水分、环境温度（外部因素）和胶结物类别、黏土矿物含量、初始裂纹（内部因素）等有关<sup>[8-10]</sup>。现有崩解性砂岩的应用研究主要关注其作为工程填筑材料的属性特征，作为膨胀土改良的辅助材料还是全新的应用<sup>[11]</sup>。崩解性砂岩的崩解特性对改良土性状的长期影响，砂岩改良膨胀土的长期效果和改良机理还须深入研究。

不同粒径组的岩屑混合料，是砂岩在工程应用中的实际状态。本研究基于引江济淮工程，分别将不同粒径组（<2 mm、2~5 mm、5~10 mm、10~20 mm）崩解性砂岩岩屑掺入膨胀土进行单一改良，并在此基础上加入 4%水泥进行对比，通过物理力学试验，和微观电镜扫描（SEM）等手段，研究岩屑粒径尺寸对改良膨胀土力学性状稳定性的影响规律，为引江济淮河道工程膨胀土边坡防护问题的合理解决和运行期工程管理提供技术支持。

## 1 试验材料

本试验所用膨胀土取自引江济淮工程菜巢线小合分线段，为黑褐色黏土；崩解性砂岩取自引江济淮工程江淮沟通试验工程段，岩体呈暗红色，表面砂感强，遇水软化崩解，岩石二次循环耐崩解性指数  $I_{d2}$  为 0，为强崩解性砂岩。水泥采用普通硅酸盐水泥（P.O 42.5）。膨胀土自由膨胀率为 62%，掺入 30%（质量比）砂岩岩屑后自由膨胀率降低至 47%，在此基础上掺入 4%（质量比）水泥自由膨胀率降低至 31%。膨胀土与崩解性砂岩基本物理性质参数见表 1，X 射线衍射试验统计结果见表 2。

表 1 膨胀土与崩解性砂岩基本物理性质指标

Table 1 Basic physical property indexes of expansive soils and disintegrated sandstone

| 土样    | 自由膨胀率/% | 液限/% | 塑限/% | 塑性指数 | 颗粒组成/% |      |      |
|-------|---------|------|------|------|--------|------|------|
|       |         |      |      |      | 砂粒     | 粉粒   | 黏粒   |
| 膨胀土   | 62      | 52   | 24   | 28   | 1.1    | 87.7 | 13.2 |
| 崩解性砂岩 | 24      | 36   | 19   | 17   | 54.1   | 35.2 | 7.7  |

表 2 膨胀土与崩解性砂岩 X 射线衍射试验结果（质量分数）

Table 2 Results of X-ray diffraction experiment of expansive soils and disintegrated sandstone (mass fraction)

| 土样    | 蒙脱石/% | 蛭石/% | 水云母/% | 高岭石/% | 绿泥石/% | 石英/% | 长石/% | 方解石/% |
|-------|-------|------|-------|-------|-------|------|------|-------|
| 膨胀土   | 27    | 4    | 11    | 4     | 2     | 14   | 8    | 30    |
| 崩解性砂岩 | 12    | 6    | 6     | 5     | 4     | 45   | 22   | —     |

## 2 试验方案

### 2.1 基本物理性质试验

崩解性砂岩破碎过筛，分别得到粒径<2 mm，2~5 mm，5~10 mm 及 10~20 mm 的岩屑，各以 30%（质量比）<sup>[12]</sup>的掺量加入膨胀土中实现物理改良，称为物理改良土。同时，在此基础上，添加 4%（质量比）水泥对膨胀土实施复合改良，称为复合改良土。对物理改良土与复合改良土进行室内物理力学性质试验。

根据《土工试验规程》（SL 237—1999）<sup>[13]</sup>对改良土进行轻型击实试验，得到最优含水率与最大干密度。

按最优含水率制备土+岩混合料、土+岩+水泥混合料，以 95%压实度击入 300 mm×300 mm×120 mm 的木模中，以  $\phi$  61.8 mm×20 mm 环刀在木模中取样，放入真空吸水仪中抽真空 1 h 以上，再缓缓注入清水直到水面高于试样 2 cm 以上，静置 12 h 使试样充分饱和，对饱和后的试样进行直接快剪试验。掺加水泥的试样需在养护箱内养护至 28 d 龄期，再取出进行上述室内物理试验，养护箱维持在温度 20℃、湿度 95% 的恒定状态。

### 2.2 干湿循环试验

对素土及改良土进行干湿循环试验，采用先干后湿的顺序。对所有土样进行饱和，定义饱和土样为初始状态，将饱和后的土样放入温度 45℃、湿度 50% 的恒温恒湿箱中干燥 12 h，再放入真空吸水仪中进行真空饱和 12 h（试样达到饱和含水率），此为一次干湿循环。

每次干燥后，对试样表面进行拍照，记录其表面裂隙发展情况，并对循环次数为 0，1，3，5 次的试样进行饱和状态下的直接快剪试验。

### 2.3 扫描电镜微观试验

对未经历干湿循环和干湿循环 5 次后的土样进行饱和，将饱和后的土样切成小块，放入冻干机中进行冷冻干燥。将冷冻干燥后的试样掰开露出新鲜面，将

试样置于金属圆盘上, 新鲜面朝上, 底部尽量平整, 放入真空镀膜仪内喷金, 取出后在试样侧面涂抹导电胶, 使试样上侧喷金部分与圆盘以导电胶相连。采用SU3500 日立扫描电子显微镜 (SEM) 对试样表面微观形貌进行观察并拍摄图像。

根据 SEM 图像进行定性分析和定量分析, 观察干湿循环对改良土微观结构的影响情况, 探索孔隙变化规律, 从微观角度解释改良土改性机理与性状稳定性, 并与宏观试验结果比对。

3 改良土的物理力学性质

3.1 击实特性

图 1 为击实试验结果, 相关数据列入表 3, 表中变化率为膨胀土经改良后击实参数的变化程度, 素土变化率定义为 0。

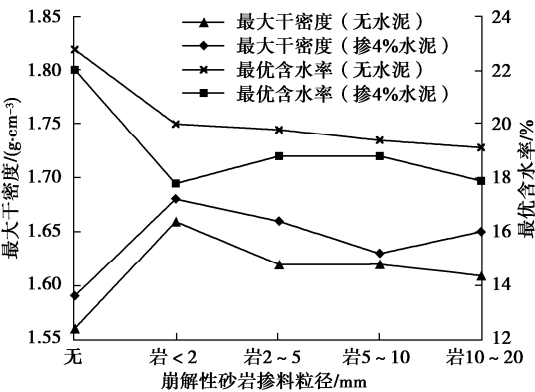


图 1 素土及改良土击实结果

Fig. 1 Compaction results of plain and improved soils

表 3 素土及改良土最优含水率与最大干密度值汇总

Table 3 Optimum moisture contents and maximum dry densities of plain and improved soils

| 击实材料  | 砂岩<br>粒径组<br>/mm | 水泥<br>含量<br>/% | 最优含水率    |           | 最大干密度                        |           |
|-------|------------------|----------------|----------|-----------|------------------------------|-----------|
|       |                  |                | 数值<br>/% | 变化率<br>/% | 数值<br>/(g·cm <sup>-3</sup> ) | 变化率<br>/% |
| 素土    | 无                | 0              | 22.8     | 0         | 1.56                         | 0         |
|       | <2               | 0              | 20.0     | -12.28    | 1.66                         | 6.41      |
|       | 2~5              | 0              | 19.8     | -13.16    | 1.62                         | 3.85      |
|       | 5~10             | 0              | 19.4     | -14.91    | 1.62                         | 3.85      |
|       | 10~20            | 0              | 19.1     | -16.23    | 1.61                         | 3.21      |
| 素土+水泥 | 无                | 4              | 22.0     | -3.51     | 1.59                         | 1.92      |
|       | <2               | 4              | 17.8     | -21.93    | 1.68                         | 7.69      |
|       | 2~5              | 4              | 18.8     | -17.54    | 1.66                         | 6.41      |
|       | 5~10             | 4              | 18.8     | -17.54    | 1.63                         | 4.49      |
|       | 10~20            | 4              | 17.9     | -21.49    | 1.65                         | 5.77      |

图 1 显示, 与素土相比, 物理改良土和复合改良土的最优含水率下降, 最大干密度增大。砂岩岩屑的掺入改善膨胀土的击实特性, 加入水泥后, 复合改良土击实特性得到进一步改善。

物理改良土的最优含水率与岩屑粒径负相关。物理改良时掺入的岩屑粒径增大, 使改良土整体比表面积降低, 导致吸水性能降低, 最优含水率降低。

掺入的岩屑粒径小于 2 mm 时, 改良土最大干密度最大。岩屑粒径小于 2 mm 时, 土岩混合均匀性相对最好, 故压实性改善最大。

3.2 抗剪强度特性

图 2 为直接快剪试验结果, 相关数据列入表 4, 表中变化率为膨胀土经改良后直剪指标的变化程度, 素土变化率定义为 0。

图 2 显示, 与素土相比, 物理改良土的凝聚力和内摩擦角均增大, 且与岩屑粒径正相关; 复合改良土凝聚力和内摩擦角进一步显著增大, 与岩屑粒径无显著相关性。

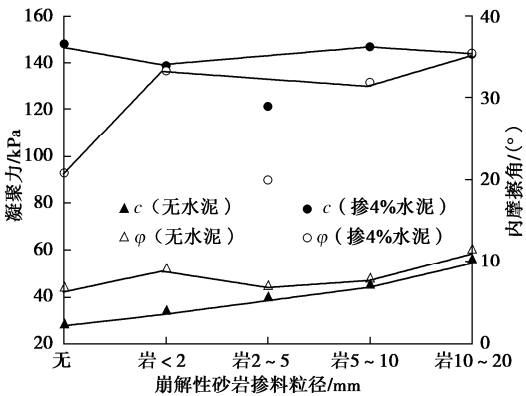


图 2 素土及改良土凝聚力  $c$ 、内摩擦角  $\varphi$  值

Fig. 2 Cohesions and internal friction angles of plain and improved soils

表 4 素土及改良土凝聚力  $c$ 、内摩擦角  $\varphi$  值

Table 4 Cohesions and internal friction angles of plain and improved soils

| 试样<br>材料          | 砂岩<br>粒径组<br>/mm | 水泥<br>含量<br>/% | 凝聚力 $c$    |           | 内摩擦角 $\varphi$ |           |
|-------------------|------------------|----------------|------------|-----------|----------------|-----------|
|                   |                  |                | 数值<br>/kPa | 变化率<br>/% | 数值<br>/(°)     | 变化率<br>/% |
| 素土                | 无                | 0              | 28.75      | 0         | 6.97           | 0         |
|                   | <2               | 0              | 34.40      | 19.65     | 9.39           | 34.72     |
|                   | 2~5              | 0              | 40.46      | 40.73     | 7.11           | 2.01      |
| 砂岩+<br>膨胀土        | 5~10             | 0              | 45.50      | 58.26     | 8.07           | 15.78     |
|                   | 10~20            | 0              | 56.64      | 97.01     | 11.65          | 67.14     |
| 素土+<br>水泥         | 无                | 4              | 147.90     | 414.43    | 20.90          | 199.86    |
|                   | <2               | 4              | 138.40     | 381.39    | 33.38          | 378.91    |
|                   | 2~5              | 4              | 121.25     | 321.74    | 19.83          | 184.51    |
| 砂岩+<br>膨胀土<br>+水泥 | 5~10             | 4              | 146.75     | 410.43    | 31.77          | 355.81    |
|                   | 10~20            | 4              | 143.63     | 399.58    | 35.53          | 409.76    |

由此, 物理改良的效果为, 岩屑粒径增大, 导致剪切时克服颗粒间错位或翻滚时的摩擦阻力增大, 即抗剪强度增大, 具体表现为内摩擦角和凝聚力增大<sup>[14]</sup>。

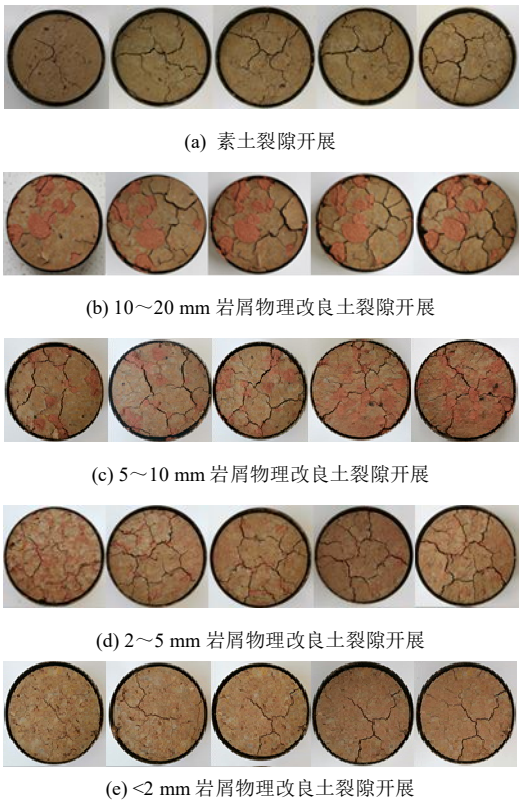


复合改良的效果为,水泥水化作用产物显著增强了土颗粒的胶结强度,一定程度上掩盖了砂岩岩屑的改良作用影响,具体表现为复合改良土的凝聚力和内摩擦角与水泥的改良作用密切相关,与岩屑粒径无显著相关性。

4 改良土性状稳定性与岩屑粒径的关系

4.1 裂隙开展规律

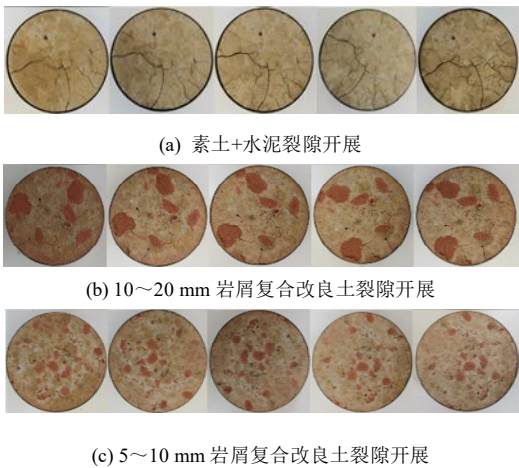
图 3,4 分别为干湿循环作用下物理改良土与复合改良土试样表面裂隙的发展过程与分布情况。图中照片拍摄时保持相同视距、视角和环境条件。



注: 从左往右分别为干湿循环 1, 2, 3, 4, 5 次裂隙图像

图 3 物理改良土在干湿循环作用下的裂隙开展情况

Fig. 3 Crack development of physically improved soils under wetting-drying cycles



(d) 2~5 mm 岩屑复合改良土裂隙开展

(e) <2 mm 岩屑复合改良土裂隙开展

注: 从左往右分别为干湿循环 1, 2, 3, 4, 5 次裂隙图像

图 4 复合改良土在干湿循环作用下的裂隙开展情况

Fig. 4 Crack development of compositely improved soils under wetting-drying cycles

①素土试样。如图 3(a) 所示, 试样在首次干湿循环后仅产生 1~2 条裂隙, 逐步加宽延长发展为主裂隙, 并衍生出多条微小裂隙, 分布不均, 试样整体收缩明显。②10~20, 5~10, 2~5 mm 岩屑物理改良土试样。如图 3(b)~(d) 所示, 裂隙主要存在于土岩界面, 微小裂隙少, 岩屑粒径越大试样整体收缩越不明显。其中 10~20 mm 岩屑所在试样, 无岩屑分布位置裂隙开展明显。③<2 mm 岩屑物理改良土试样。如图 3(e) 所示, 试样仅有一条主裂隙, 几乎无小裂隙生成, 整体收缩较明显。④复合改良土试样。由图 4 可知, 复合改良土试样表面无明显裂隙发生, 纯水泥改良土试样表面有明显裂隙发生和发展。

使用 Matlab 软件对裂隙图像进行二值化处理, 并提取裂隙率数据, 将裂隙率结果绘于图 5, 6。

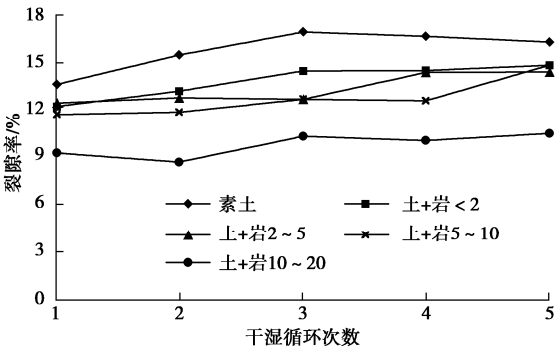


图 5 物理改良土在干湿循环作用下的裂隙率变化

Fig. 5 Change of crack rate of physically improved soils under wetting-drying cycles

图 5 为物理改良土裂隙率随干湿循环的变化情况。图 5 显示, 首次干湿循环后, 素土的裂隙率最大, 10~20 mm 岩屑改良土裂隙率最小, 其他粒径组岩屑改良土介于两者之间。由此可知, 砂岩岩屑对膨胀土裂隙开展具有抑制作用, 因为砂岩膨胀性较低, 受干湿循环影响较膨胀土小, 物理改良土中膨胀土占比下降, 故减弱了干湿循环导致的裂隙开展, 同时岩屑颗粒增大了改良土的内摩擦角, 对膨胀土的膨胀收缩也



起到抑制作用。岩屑粒径越大, 膨胀土胀缩时所要克服颗粒间摩擦阻力越大, 本文试验结果中岩屑粒径为 10~20 mm 时就有明显体现。5 次干湿循环过程中, 各试样裂隙率总体上呈略微增长趋势。

图 6 为复合改良土裂隙率随干湿循环的变化情况。图 6 显示, 复合改良土裂隙率远小于物理改良土。首次干湿循环后, 纯水泥改良土试样裂隙率最大, 其他含砂岩岩屑试样的裂隙率近似相同。5 次干湿循环过程中, 各试样的裂隙率总体上无明显变化。

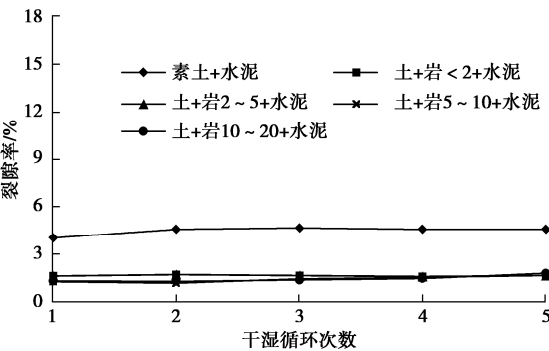


图 6 复合改良土在干湿循环作用下的裂隙率变化

Fig. 6 Change of crack rate of compositely improved soils under wetting-drying cycles

将裂隙率相关数据列入表 5, 6, 表中首末裂隙率比为第 1 次与第 5 次干湿循环后裂隙率的比值。

表 5 物理改良土在干湿循环作用下的裂隙率

| Table 5 Crack rate of physically improved soils under wetting-drying cycles |              |       |       |       |       |              |
|-----------------------------------------------------------------------------|--------------|-------|-------|-------|-------|--------------|
| 不同粒径组砂岩<br>+膨胀土                                                             | 干湿循环后试样裂隙率/% |       |       |       |       | 首末裂隙<br>率比/% |
|                                                                             | 1            | 2     | 3     | 4     | 5     |              |
| 素土                                                                          | 13.72        | 15.53 | 16.95 | 16.70 | 16.32 | 84.07        |
| 岩屑粒径 <2 mm                                                                  | 12.24        | 13.26 | 14.53 | 14.49 | 14.87 | 82.31        |
| 岩屑粒径 2~5 mm                                                                 | 12.48        | 12.79 | 12.68 | 14.44 | 14.44 | 86.43        |
| 岩屑粒径 5~10 mm                                                                | 11.68        | 11.89 | 12.68 | 12.62 | 14.87 | 78.55        |
| 岩屑粒径 10~20 mm                                                               | 9.27         | 8.70  | 10.36 | 10.03 | 10.53 | 88.03        |

表 6 复合改良土在干湿循环作用下的裂隙率

| Table 6 Crack rate of compositely improved soils under wetting-drying cycles |              |      |      |      |      |              |
|------------------------------------------------------------------------------|--------------|------|------|------|------|--------------|
| 不同粒径组砂岩<br>+膨胀土+4%水泥                                                         | 干湿循环后试样裂隙率/% |      |      |      |      | 首末裂隙率<br>比/% |
|                                                                              | 1            | 2    | 3    | 4    | 5    |              |
| 素土+水泥                                                                        | 4.07         | 4.59 | 4.65 | 4.58 | 4.64 | 87.72        |
| 岩屑粒径 <2 mm                                                                   | 1.62         | 1.66 | 1.66 | 1.61 | 1.63 | 99.39        |
| 岩屑粒径 2~5 mm                                                                  | 1.78         | 1.78 | 1.81 | 1.68 | 1.83 | 97.27        |
| 岩屑粒径 5~10 mm                                                                 | 1.22         | 1.17 | 1.68 | 1.60 | 1.65 | 73.94        |
| 岩屑粒径 10~20 mm                                                                | 1.34         | 1.29 | 1.41 | 1.50 | 1.85 | 72.43        |

表 5, 6 数据显示, 物理改良土首末裂隙率比为 78.6%~88.0%, 复合改良土首末裂隙率比为 72.4%~

99.4%。由此, 第一次干湿循环促使试样裂隙开展已达到很高的程度, 相对于后继过程, 是对试样损伤最大的一次。

综上, 物理改良土在干湿循环过程中, 首循环产生的损伤影响最大, 导致试样裂隙率增量最大, 后继循环中裂隙率略有增长。物理改良时砂岩岩屑对膨胀土开裂具有抑制作用, 岩屑粒径大于 10 mm 时, 岩屑尺寸对抑制效果有明显影响。物理改良土中岩屑颗粒较大时, 岩屑分布均匀性差, 含砂量较大的部位表现出整体裂隙率低和收缩量小的特征。因此, 实际工程中, 掺加大粒径砂岩岩屑将导致改良土失水后裂隙分布不均匀, 含砂量小的部位裂隙率大, 局部裂隙多。

复合改良土在干湿循环过程中, 首循环产生的裂隙率远小于物理改良土, 后继循环中裂隙率无明显变化。复合改良土的裂隙率明显小于纯水泥改良土, 砂岩岩屑在复合改良中作用明显, 但土体裂隙率和岩屑粒径相关性不显著。

4.2 强度蜕化规律

对干湿循环后的试样进行直接快剪试验。图 7 为物理改良土的凝聚力变化趋势, 相关数据列入表 7。

图 7 显示, 物理改良土的凝聚力随干湿循环次数增加逐次衰减。无循环时物理改良土的凝聚力大于素土, 说明砂岩岩屑的自身胶结强度大于膨胀土颗粒间的凝聚力。

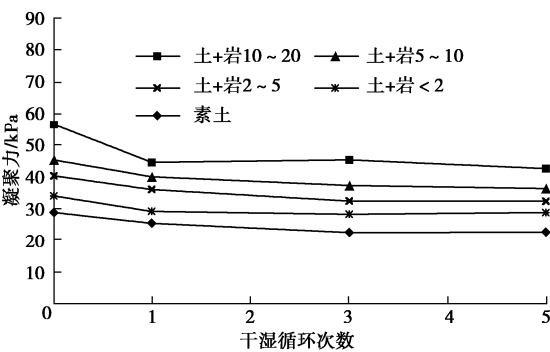


图 7 干湿循环条件下物理改良土的凝聚力

Fig. 7 Cohesions of physically improved soils under wetting-drying cycles

表 7 数据显示, 首循环的凝聚力衰减率, 物理改良土大于素土, 说明岩屑在干湿循环过程发生了崩解, 削弱了改良土的凝聚力。末循环的衰减率, 素土小于 10~20 mm 岩屑改良土, 但大于其他粒径组岩屑改良土, 说明 10 mm 以上粒径组岩屑的后继崩解加大了改良土的凝聚力衰减, 10 mm 以下粒径组岩屑则具有减缓膨胀土凝聚力衰减的作用。由此, 岩屑粒径在物理改良土中应不大于 10 mm。表 7 数据显示, 素土的末首衰减率之比最大, 说明继首循环之后素土的凝聚力衰减最快, 显示出砂岩岩屑减缓长期衰减的作用。

表 7 干湿循环条件下物理改良土的凝聚力

Table 7 Cohesions of physically improved soil under wetting-drying cycles

| 不同粒径组砂岩<br>+膨胀土 | 干湿循环后试样凝聚力/kPa |       |       |       | 首次<br>变化<br>率/% | 末次<br>变化<br>率/% | 末首<br>变化<br>率比 |
|-----------------|----------------|-------|-------|-------|-----------------|-----------------|----------------|
|                 | 0              | 1     | 3     | 5     |                 |                 |                |
| 素土              | 28.75          | 25.75 | 22.52 | 22.60 | -10.43          | -21.39          | 2.05           |
| 岩屑粒径 <2 mm      | 34.40          | 29.20 | 28.35 | 29.03 | -15.12          | -15.61          | 1.03           |
| 岩屑粒径 2~5 mm     | 40.46          | 35.99 | 32.55 | 32.65 | -11.05          | -19.30          | 1.75           |
| 岩屑粒径 5~10 mm    | 45.50          | 40.25 | 37.47 | 36.67 | -11.54          | -19.41          | 1.68           |
| 岩屑粒径 10~20 mm   | 56.64          | 44.76 | 45.23 | 42.70 | -20.97          | -24.61          | 1.17           |

图 8 为复合改良土的凝聚力变化趋势，相关数据列入表 8。

图 8 显示，复合改良土首循环的凝聚力衰减程度显著大于物理改良土。

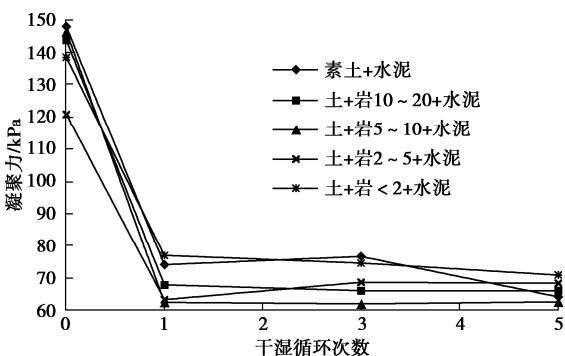


图 8 干湿循环条件下复合改良土的凝聚力

Fig. 8 Cohesions of compositely improved soil under wetting-drying cycles

表 8 数据显示，首次干湿循环后，纯水泥改良土的衰减率小于 5~10，10~20 mm 岩屑改良土，而大于其他粒径组岩屑改良土，末次循环也呈近似规律，说明岩屑粒径在复合改良土中应不大于 5 mm。由表 8 可知，纯水泥改良土的末首衰减率之比最大，说明砂岩岩屑也具有减缓复合改良土长期衰减的作用。

表 8 干湿循环条件下复合改良土的凝聚力

Table 8 Cohesions of compositely improved soils under wetting-drying cycles

| 不同粒径组砂岩<br>+膨胀土+4%水泥 | 干湿循环后试样凝聚力/kPa |       |       |       | 首次<br>变化<br>率/% | 末次<br>变化<br>率/% | 末首<br>变化<br>率比 |
|----------------------|----------------|-------|-------|-------|-----------------|-----------------|----------------|
|                      | 0              | 1     | 3     | 5     |                 |                 |                |
| 素土+水泥                | 147.90         | 74.20 | 76.80 | 64.10 | -49.83          | -56.66          | 1.14           |
| 岩屑粒径<2 mm            | 138.40         | 77.46 | 74.55 | 70.87 | -44.03          | -48.79          | 1.11           |
| 岩屑粒径 2~5 mm          | 121.25         | 63.40 | 68.80 | 68.53 | -47.71          | -43.48          | 0.91           |
| 岩屑粒径 5~10 mm         | 146.75         | 62.60 | 62.10 | 62.35 | -57.34          | -57.51          | 1.00           |
| 岩屑粒径 10~20 mm        | 143.63         | 67.90 | 66.30 | 66.10 | -52.73          | -53.98          | 1.02           |

图 9 为改良土内摩擦角变化趋势。由图 9 可知，复合改良土的内摩擦角总体上大于物理改良土，与岩屑粒径无明显相关性。改良土的内摩擦角在干湿循环过程中有增有减，无一致的规律性。改良土首次干湿循环时凝聚力显著下降，说明颗粒间的胶结强度受到较大破坏，颗粒间的摩擦属性得以显现，宏观表现为内摩擦角对强度的影响略有增长。岩屑在干湿循环中

产生后继崩解，会导致内摩擦角降低。两种影响因素组合作用，导致内摩擦角的变化表现为随机性。

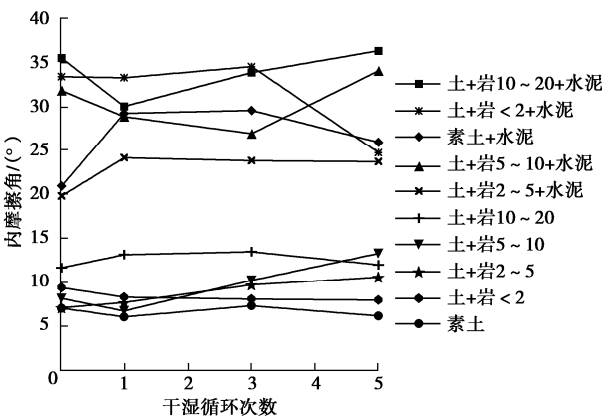


图 9 干湿循环条件下素土及改良土内摩擦角

Fig. 9 Internal friction angles of plain and improved soils under wetting-drying cycles

图 10 为干湿循环条件下部分改良土抗剪强度与竖向压力的关系曲线。对比图 10 (a)，(b) 可知，干湿循环后物理改良土强度衰减不显著，复合改良土强度衰减明显。这一现象与凝聚力的衰减特征相同，说明改良土的强度损伤主要是凝聚力损伤，对内摩擦角的影响较小。由此也说明，物理改良土的强度性状稳定性优于复合改良土。

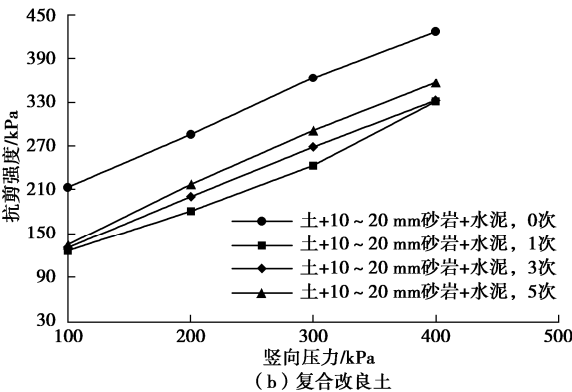
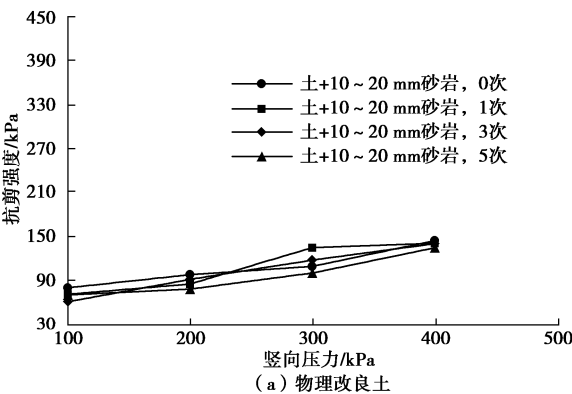


图 10 干湿循环条件下改良土抗剪强度与竖向压力关系曲线  
Fig. 10 Curves of shear strength and vertical pressure of improved soils under wetting-drying cycles

图 11 为 3 次干湿循环后改良土抗剪强度与竖向压

力的关系曲线。图 11 显示, 干湿循环后, 物理改良土的抗剪强度与岩屑粒径正相关, 复合改良土的抗剪强度与岩屑粒径无显著关系, 改良土强度大于素土, 与图 2 土体未经干湿循环时的强度规律相一致。

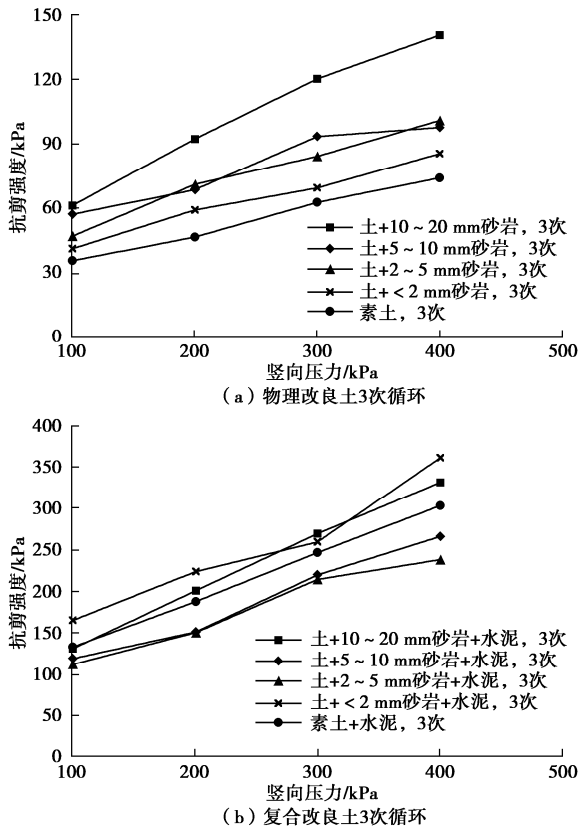


图 11 干湿循环 3 次后改良土抗剪强度与竖向压力关系曲线  
Fig. 11 Curves of shear strength and vertical pressure of improved soil after 3 times of wetting-drying cycles

综上, 干湿循环导致改良土凝聚力衰减, 砂岩岩屑具有延缓凝聚力衰减的作用。岩屑尺寸影响其在土体中经历干湿循环时的软化崩解程度, 从而影响改良土的性状稳定性, 岩屑粒径在物理改良土中应不大于 10 mm, 在复合改良土中应不大于 5 mm。改良土强度损伤主要是凝聚力损伤, 对内摩擦角的影响较小。

#### 4.3 改良土微观结构演化特征

图 12 为物理改良土干湿循环 0, 5 次后砂岩岩屑部分的 SEM 图像。图 12 显示,  $0.632 \text{ mm} \times 0.443 \text{ mm}$  范围内包含多个长轴尺寸小于  $0.2 \text{ mm}$  单粒, 说明岩屑部分为细砂单粒聚集体。干湿循环前砂粒呈紧密状排列, 颗粒表面有覆层, 颗粒间充填片状物。干湿循环后, 孔隙增多, 孔隙尺寸增大, 颗粒表面变光滑, 颗粒间片状物减少明显。

物理改良土在干湿循环作用下, 宏观表现为裂隙增多强度衰减, 微观上其中的砂岩单粒间及表面胶结物质流失。由此, 宏观表现和微观状态具有对应关系。

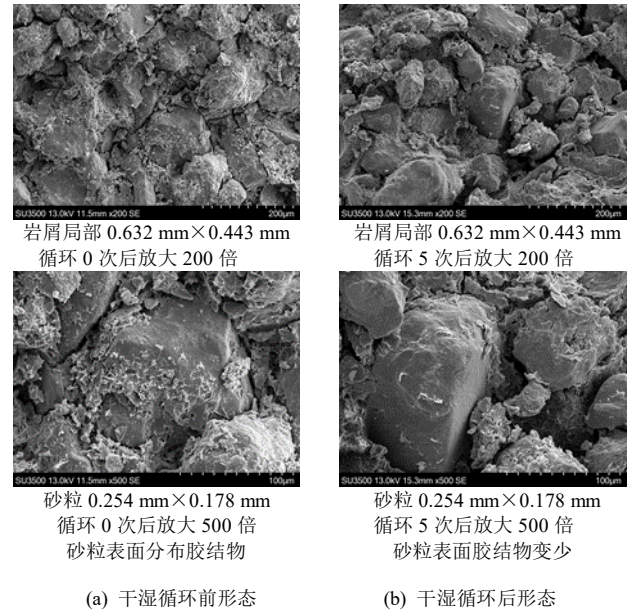


图 12 物理改良土干湿循环 0, 5 次砂岩岩屑部分 SEM 图像  
Fig. 12 SEM images of disintegrated sandstone of physically improved soils after 0 and 5 times of wetting-drying cycles

图 13 为复合改良土干湿循环 0, 5 次后砂岩岩屑部分的 SEM 图像。图 13 (A) 显示, 砂岩单粒轮廓不明显, 颗粒呈聚集状排列, 未呈明显的充填关系。图 13 (B) 显示, 图像尺寸相当于一个细砂单粒 ( $0.25 \text{ mm}$ ), 无砂粒表面特征, 表面覆层包裹严实。干湿循环后, 砂岩单粒间几乎无充填物, 孔隙发育, 结构疏松, 颗粒表面光滑。

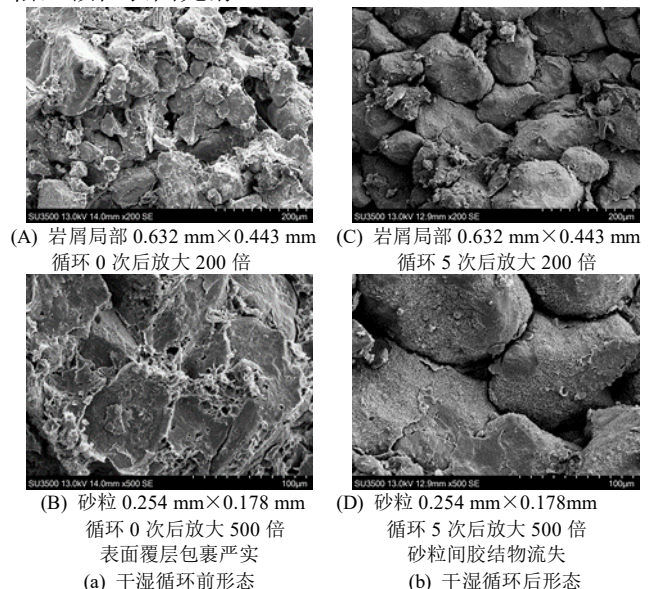


图 13 复合改良土干湿循环 0, 5 次砂岩岩屑部分 SEM 图像  
Fig. 13 SEM images of disintegrated sandstone of compositely improved soils after 0 and 5 times of wetting-drying cycles

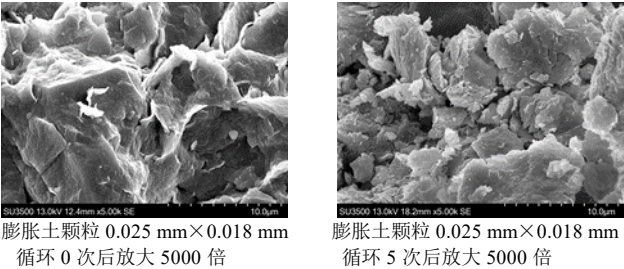
相对于物理改良土, 复合改良土干湿循环前的状



态差异, 在于水泥水化物生成后改变了颗粒的排列状态和表面覆层物质的性质。经过干湿循环作用, 水泥水化作用加剧, 砂粒间的胶结物被进一步析出, 砂粒表面覆层物质脱落, 砂粒聚集体结构蜕化明显。

复合改良土在干湿循环作用下, 宏观表现为凝聚力衰减率远大于物理改良土, 微观上其中的砂粒聚集体结构蜕化程度比物理改良土更大。由此, 干湿循环导致的宏观上的性状差异和微观上的结构蜕化情况具有对应关系。

图 14 为物理改良土干湿循环 0, 5 次后膨胀土部分的 SEM 图像。图 14 显示, 干湿循环作用后, 膨胀土颗粒受到破坏, 尺寸减小, 部分剥落形成小颗粒, 微孔隙数量增加。干湿循环过程中, 在宏观上表现为土体凝聚力降低, 裂隙率提高, 和微观结构特征具有一致性。



(a) 干湿循环前形态 (b) 干湿循环后形态

图 14 物理改良土干湿循环 0, 5 次膨胀土部分 SEM 图像

Fig. 14 SEM images of expansive soils of physically improved soils after 0 and 5 times of wetting-drying cycles

使用图像处理软件 Image Pro Plus6.0 可对图像进行处理分析, 得到干湿循环前后改良土中岩屑的孔隙等效直径与微观孔隙率。等效直径是为描述孔隙形状的不规则性而引入的, 是与孔隙面积相等的圆的直径。表 9 为干湿循环 0, 5 次后改良土中砂岩岩屑微观孔隙特征。

表 9 数据显示, 干湿循环 5 次后, 物理改良土与复合改良土中岩屑孔隙率增量分别为 2.79%, 5.29%, 由此, 复合改良土中的岩屑受干湿循环影响蜕化更严重。干湿循环 5 次后, 物理改良土与复合改良土中岩屑内大于 40 μm 孔隙的占比分别由 0%变为 0.16%, 0.11%, 由此, 经干湿循环作用后部分较小孔隙转变为大孔隙。干湿循环 5 次后, 复合改良土中岩屑内 0~1, 1~2 μm 孔隙占比共提升了 8.21%, 由此, 岩屑裂解蜕化生成了小孔隙, 砂粒表面覆层物质剥落阻塞孔隙, 使较大孔隙(2~5, 5~10, 10~40 μm)转化为小孔隙, 导致小孔隙比例增加。

综上, 崩解性砂岩作为膨胀土改良材料, 微观上以细砂粒胶结体形式存在, 在干湿循环过程中砂粒间的胶结状态受到削弱, 溶蚀作用下胶结物中水云母等

黏土矿物发生了性质改变和状态变化<sup>[15]</sup>, 导致改良土试样中砂粒或胶结物部分流失, 复合改良土中水泥的水化作用使得砂粒聚集体结构蜕化程度大于物理改良土。膨胀土的结构在干湿循环作用下发生裂解蜕化, 整体性减弱。砂岩岩屑与膨胀土微观上的演化特征影响改良土宏观上的裂隙发育和强度衰减特征。

表 9 干湿循环 0, 5 次改良土中砂岩岩屑微观孔隙特征

Table 9 Microscopic information of disintegrated sandstone of improved soils after 0 and 5 times of wetting-drying cycles

| 改良土类型<br>及干湿循环次数 | 孔隙<br>率/% | 孔隙等效直径分布占比/% |           |           |            |             |        |
|------------------|-----------|--------------|-----------|-----------|------------|-------------|--------|
|                  |           | 0~1<br>μm    | 1~<br>2μm | 2~5<br>μm | 5~10<br>μm | 10~40<br>μm | >40 μm |
| 物理改良土            | 0 次       | 5.09         | 19.15     | 53.04     | 21.96      | 4.73        | 1.12   |
|                  | 5 次       | 7.88         | 19.04     | 55.25     | 19.88      | 4.06        | 1.61   |
| 复合改良土            | 0 次       | 5.37         | 22.16     | 52.85     | 19.10      | 3.72        | 2.16   |
|                  | 5 次       | 10.66        | 26.58     | 56.64     | 12.60      | 2.54        | 1.53   |

5 结 论

(1) 崩解性砂岩改善膨胀土的压实性。砂岩岩屑的掺入改善膨胀土的压实性, 加入水泥后, 复合改良土压实性得到进一步改善。物理改良土的最优含水率与岩屑粒径负相关。岩屑粒径小于 2 mm 时, 压实性改善效果最好。

(2) 崩解性砂岩改善膨胀土的强度特征。物理改良土的直剪指标与岩屑粒径正相关。复合改良土的直剪指标主要受水泥的改良作用控制, 与岩屑粒径无显著相关性。

(3) 崩解性砂岩对改良土干湿循环过程中的开裂具有抑制作用。物理改良土中岩屑粒径大于 10 mm 时其周围土中会出现裂隙集中现象。复合改良土的裂隙率明显小于纯水泥改良土, 与岩屑尺寸无显著相关性。

(4) 崩解性砂岩改善膨胀土的强度性状稳定性。砂岩岩屑具有延缓改良土在干湿循环过程中凝聚力衰减的作用, 延缓作用受岩屑尺寸影响, 岩屑粒径在物理改良土中应不大于 10 mm, 在复合改良土中应不大于 5 mm。改良土的强度损伤主要是凝聚力损伤, 对内摩擦角的影响较小。

(5) 崩解性砂岩的组成和结构影响改良土的性状稳定性。砂岩岩屑微观上以细砂粒胶结体形式存在, 溶蚀作用导致砂粒间的胶结状态受到削弱。复合改良土中水泥的水化作用使得砂粒聚集体结构蜕化程度大于物理改良土。砂岩岩屑微观上的演化特征影响改良土宏观上的裂隙发育和强度衰减程度。

参考文献:

[1] 廖世文. 膨胀土与铁路工程[M]. 北京: 中国铁道出版社,

1984. (LIAO Shi-wen. Expansive Soil and Railway Engineering[M]. Beijing: China Railway Publishing House, 1984. (in Chinese))
- [2] 胡 斌, 王新刚, 连宝琴. 纤维类材料改善膨胀土工程性能的适用性探讨[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(增刊 2): 615 - 618. (HU Bin, WANG Xin-gang, LIAN Bao-qin. Applicability exploration of improving engineering properties of expansive soil with fiber materials[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(S2): 615 - 618. (in Chinese))
- [3] 庄心善, 王子翔, 杨文博. 粉煤灰-天然砂改良膨胀土强度特性试验研究[J]. 长江科学院院报, 2019, **36**(8): 86 - 89, 96. (ZHUANG Xin-shan, WANG Zi-xiang, YANG Wen-bo. Strength characteristics of modified expansive soil with fly ash and weathered sand[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2019, **36**(8): 86 - 89, 96. (in Chinese))
- [4] YONG R N, BOONSINSUK P, WONG G. Formulation of backfill material for a nuclear fuel waste disposal vault[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1986, **23**(2): 216 - 228.
- [5] 杨 俊, 黎新春, 张国栋, 等. 风化砂改良膨胀土膨胀特性试验研究[J]. 长江科学院院报, 2013, **30**(4): 67 - 72. (YANG Jun, LI Xin-chun, ZHANG Guo-dong, et al. Expansive properties of expansive soil improved by mixing weathered sand[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2013, **30**(4): 67 - 72. (in Chinese))
- [6] 杨 俊, 童 磊, 许 威, 等. 冻融循环影响风化砂改良膨胀土抗剪强度室内试验研究[J]. 工程地质学报, 2015, **23**(1): 65 - 71. (YANG Jun, TONG Lei, XU Wei, et al. Laboratory research on effect of freeze-thaw cycles to shear strength of weathered sand improved with expansive soil[J]. Journal of Engineering Geology, 2015, **23**(1): 65 - 71. (in Chinese))
- [7] 杨 俊, 袁 凯, 张国栋, 等. 干湿循环对风化砂改良膨胀土回弹模量影响研究[J]. 长江科学院院报, 2015, **32**(11): 40 - 44, 51. (YANG Jun, YUAN Kai, ZHANG Guo-dong, et al. Effect of wetting-drying cycle on resilient modulus of expansive soil improved by weathered sand[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2015, **32**(11): 40 - 44, 51. (in Chinese))
- [8] YAMAGUCHI H, YOSHIDA K, KUROSHIMA I, et al. Slaking and shear properties of mudstone[J]. Rock Mechanics and Power Plants, 1988, **24**(3): 133 - 144.
- [9] 吴道祥, 刘宏杰, 王国强. 红层软岩崩解性室内试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, **29**(增刊 2): 4173 - 4179. (WU Dao-xiang, LIU Hong-jie, WANG Guo-qiang. Laboratory experimental study of slaking characteristics of red-bed soft rock[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, **29**(S2): 4173 - 4179. (in Chinese))
- [10] 张 磊, 刘 镇, 周翠英. 红层软岩浸水裂纹扩展试验与破裂机制分析[J]. 中山大学学报(自然科学版), 2012, **51**(6): 35 - 40. (ZHANG Lei, LIU Zhen, ZHOU Cui-ying. Experiment of crack propagation of red-bed soft rock in water and micromechanical mechanism of crack propagation[J]. Acta Scientiarum Naturalium Universitatis Sunyatseni, 2012, **51**(6): 35 - 40. (in Chinese))
- [11] 赵明华, 刘晓明, 苏永华. 含崩解软岩红层材料路用工程特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2005, **27**(6): 667 - 671. (ZHAO Ming-hua, LIU Xiao-ming, SU Yong-hua. Experimental studies on engineering properties of red bed material containing slaking rock[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, **27**(6): 667 - 671. (in Chinese))
- [12] 李国维, 巩齐齐, 李 涛, 等. 崩解性砂岩改良弱膨胀土性状实验研究[J]. 工程地质学报, 2021, **29**(1): 34 - 43. (LI Guo-wei, GONG Qi-qi, LI Tao, et al. Experimental study on properties of weak expansive soil improved by disintegrated sandstone[J]. Journal of Engineering Geology, 2021, **29**(1): 34 - 43. (in Chinese))
- [13] 土工试验规程: SL 237—1999[S]. 1999. (Specification of Soil Test: SL 237—1999[S]. 1999. (in Chinese))
- [14] 杨 俊, 黎新春, 张国栋, 等. 不同粒径风化砂改良膨胀土的特性试验[J]. 成都理工大学学报(自然科学版), 2015, **42**(1): 26 - 33. (YANG Jun, LI Xin-chun, ZHANG Guo-dong, et al. Experimental study on characteristics of improved expansive soil by mixing different sizes of weathered sands[J]. Journal of Chengdu University of Technology (Science & Technology Edition), 2015, **42**(1): 26 - 33. (in Chinese))
- [15] 谢小帅, 陈华松, 肖欣宏, 等. 水岩耦合下的红层软岩微观结构特征与软化机制研究[J]. 工程地质学报, 2019, **27**(5): 966 - 972. (XIE Xiao-shuai, CHEN Hua-song, XIAO Xin-hong, et al. Micro-structural characteristics and softening mechanism of red-bed soft rock under water-rock interaction condition[J]. Journal of Engineering Geology, 2019, **27**(5): 966 - 972. (in Chinese))



DOI: 10.11779/CJGE202204007

# 纤维加筋植被混凝土基材统计损伤模型研究

丁瑜<sup>1,2</sup>, 魏伟兵<sup>1,2</sup>, 潘波<sup>3</sup>, 黄群智<sup>1,2</sup>, 刘振贤<sup>1,2</sup>, 刘大翔<sup>1,2</sup>

(1. 三峡大学三峡库区地质灾害教育部重点实验室, 湖北 宜昌 443002; 2. 防灾减灾湖北省重点实验室(三峡大学), 湖北 宜昌 443002; 3. 湖北省地质局第六地质大队, 湖北 孝感 432000)

**摘要:** 为研究纤维加筋植被混凝土基材的本构模型和损伤演化规律, 考虑围压和纤维掺量两个因素, 基于 Weibull 分布建立了能反映基材力学特性的统计损伤模型, 给出了模型参数的确定方法, 探讨了 Weibull 分布参数与围压、纤维掺量的关系。利用该模型对基材三轴试验结果进行对比验证; 根据基材的破坏准则, 推导了损伤阈值的确定方法; 通过分析损伤演化特征与微元体的失效过程, 对基材应力-应变关系和损伤软化规律进行了阐释。分析结果表明该模型曲线与试验结果吻合度较高, 能较好反映纤维加筋基材加载过程中的损伤软化特性; 加筋基材损伤阈值与峰值应变之比保持在 0.4~0.6 之间。本文研究为准确分析和评价基材的力学性质提供了理论参考。

**关键词:** 植被混凝土基材; 损伤演化; Weibull 分布; 统计损伤; 损伤阈值

**中图分类号:** TU452 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2022)04-0652-08

**作者简介:** 丁瑜(1980—), 男, 副教授, 主要从事边坡防护加固、岩石风化等方面的教学和科研。E-mail: thirdding@163.com。

## Statistical damage model for fiber-reinforced vegetation concrete substrate

DING Yu<sup>1,2</sup>, WEI Wei-bing<sup>1,2</sup>, PAN Bo<sup>3</sup>, HUANG Qun-zhi<sup>1,2</sup>, LIU Zhen-xian<sup>1,2</sup>, LIU Da-xiang<sup>1,2</sup>

(1. Key Laboratory of Geological Hazards in Three Gorges Reservoir Area (China Three Gorges University), Ministry of Education, Yichang 443002, China; 2. Hubei Key Laboratory of Disaster Prevention and Mitigation (China Three Gorges University), Yichang 443002, China; 3. Sixth Geological Team of Hubei Geological Bureau, Xiaogan 432000, China)

**Abstract:** This study attempts to investigate the constitutive model and damage evolution law of the fiber-reinforced vegetation concrete substrate. Taking the two factors of confining pressure and fiber content into account, a statistical damage model that can reflect the mechanical properties of the substrate is established based on the Weibull distribution. The method for determining model parameters is given, and the relationship among the Weibull distribution parameters, the confining pressure and the fiber contents is discussed. The model is then used to verify the results of the triaxial tests on the substrate. According to the destruction criterion of the substrate, the method for determining the damage threshold is deduced. By analyzing the damage evolution characteristics and the failure process of the micro-element, the stress-strain relationship and the law of damage softening of the substrate are elaborated. The results show that the model curves agree well with the tests, which can reflect the damage softening characteristics during the loading process of the fiber-reinforced substrate. Besides, the ratio of the damage threshold to the peak strain is found to range from 0.4 to 0.6. This study provides a theoretical reference for the accurate analysis and evaluation of the mechanical properties of substrate.

**Key words:** vegetation concrete substrate; damage evolution; Weibull distribution; statistical damage; damage threshold

## 0 引言

植被混凝土基材由种植土、水泥、有机质、活化添加剂等材料配置而成, 为裸露岩质边坡的生态修复提供了一种有效的解决方案<sup>[1]</sup>。目前该技术在水利、交通、市政等众多工程领域取得广泛应用, 并成为国家能源行业推荐标准<sup>[2]</sup>。为更好地服务于工程实践应用, 植被混凝土基材的理化性质、活化特性、力学性能的改良和探索研究持续开展。在基材力学性能改良

方面, 尽管试验结果表明<sup>[3]</sup>, 掺入纤维可以显著提高基材强度, 改善基材软化性能, 但对加筋基材变形演化机理尚缺乏深入认识, 有待进一步探索。

由于岩土材料内部存在微缺陷, 将岩土介质的变形破坏视为损伤演化过程已获得普遍共识。基于

**基金项目:** 国家重点研发计划项目(2017YFC0504902-05); 国家自然科学基金项目(5170833)

**收稿日期:** 2021-05-26

Kachanov 于 1958 年提出的连续损伤力学理论, 国内外学者对岩土损伤进行了广泛深入的有益探索<sup>[4-11]</sup>。岩土介质缺陷具有随机性, 可将连续损伤理论和统计强度理论结合, 建立统计损伤模型描述其应力-应变关系和演化特征<sup>[5]</sup>。基于单轴或三轴压缩试验条件, 众多研究者开展了岩土体的统计损伤分析, 建立了相应的统计损伤本构模型。研究表明, 统计损伤分析中的微元体强度分布可采用 Weibull 分布<sup>[7]</sup>、正态分布<sup>[8]</sup>、对数正态分布<sup>[9]</sup>、熵分布<sup>[10]</sup>等描述, 而微元体破坏准则多采用 Mohr-Coulomb (M-C) 准则或 Drucker-Prager (D-P) 准则。

本文拟以 Weibull 分布描述微元体强度分布, 在三轴压缩条件下, 采用 M-C 准则表征的基材微元体强度准则, 建立基材统计损伤本构方程; 结合三轴试验结果, 考虑围压、纤维掺量等影响分析并确定模型参数, 进行纤维加筋基材应力-应变、损伤演化分析。本文研究有助于深入认识纤维加筋植被混凝土基材损伤性能与演变规律, 为准确分析和评价基材力学性能提供理论参考。

## 1 统计损伤模型的建立

### 1.1 基本假定

在统计损伤理论中, 一般把岩土体材料的损伤看作是微元体不断破坏引起的。本文基于以下基本假定建立基材的统计损伤模型:

(1) 基材的微元强度  $f$  服从 Weibull 分布。

(2) 在外荷载作用下, 基材包括损伤部分和未损伤部分, 基材任意微元体上的荷载由未损伤部分承担。

(3) 在加载过程中微元体的损伤演化是一个连续的变化过程。

(4) 基材的微元强度破坏规律符合 M-C 准则。

(5) 基材为各向同性损伤材料, 未损伤微元的应力-应变符合胡克定律。

### 1.2 基材统计损伤本构模型

根据已有研究<sup>[7]</sup>, 基于假定 (1), 基材微元强度  $f$  的概率密度函数以 Weibull 分布的形式表示为

$$p(f) = \frac{m}{f_0} \left( \frac{f}{f_0} \right)^{m-1} \cdot \exp \left[ - \left( \frac{f}{f_0} \right)^m \right], \quad (1)$$

式中,  $m$  和  $f_0$  为 Weibull 分布中的形状参数与尺度参数, 在一定程度上能反映基材的力学特性。

在基材加载过程中, 当应力水平处在某一区间  $[f, f+df]$  时, 微元体失效的概率为  $p(f)df$ , 失效的微元体数目增量为  $Np(f)df$ 。由假定 (2), (3), 则已失效的微元体数目可以表示为

$$N_d = \int_0^f Np(x)dx = N \left\{ 1 - \exp \left[ - \left( \frac{f}{f_0} \right)^m \right] \right\}, \quad (2)$$

式中,  $N_d$  为外荷载作用下已失效的微元数目,  $N$  为微元体总数目。进一步地, 可将损伤变量定义为

$$D = \frac{N_d}{N}. \quad (3)$$

结合式 (2), (3), 可得到基材的损伤演化方程

$$D = P(f) = 1 - \exp \left[ - \left( \frac{f}{f_0} \right)^m \right]. \quad (4)$$

研究表明, 材料在加载过程中并非只要产生变形或承受荷载就发生损伤<sup>[11]</sup>。故本文认为基材的损伤存在某一阈值, 应将式 (4) 进行分段表示更为合理, 即

$$D = \begin{cases} 0 & f < 0 \\ 1 - \exp \left[ - \left( \frac{f}{f_0} \right)^m \right] & f \geq 0 \end{cases}. \quad (5)$$

根据 Lemaitre 应变等价假说<sup>[12]</sup>, 可用材料未损伤部分承担的应力来表示损伤材料的本构关系:

$$\sigma = (1-D)\sigma^* = (1-D)E\varepsilon, \quad (6)$$

式中,  $\sigma$  为名义应力,  $\sigma^*$  为材料未损伤部分承担的应力,  $D$  为损伤变量,  $E$  为弹性模量,  $\varepsilon$  为应变。

基材的微元强度  $f$  是确定损伤演化、建立损伤模型的关键。材料的微元强度由应力函数  $h(\sigma^*)$  和材料的内在强度参数  $k$  共同决定<sup>[13]</sup>, 即

$$f = h(\sigma^*) - k, \quad (7)$$

由假定 (4), 在 M-C 准则下, 分别得到

$$h(\sigma^*) = (\sigma_1^* - \sigma_3^*) - (\sigma_1^* + \sigma_3^*)\sin\varphi, \quad (8)$$

$$k = 2c\cos\varphi, \quad (9)$$

材料未损伤部分承担的应力  $\sigma^*$  产生的轴向应变可由假定 (5) 的广义胡克定律表示:

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E} [\sigma_1^* - \nu(\sigma_1^* + \sigma_3^*)], \quad (10)$$

式中,  $\nu$  为基材的泊松比。

但  $\sigma_i^*$  不能在试验中直接得到, 名义应力  $\sigma_i$  却能从中简单获取。故由式 (6), 可转换为

$$\sigma_i^* = \frac{\sigma_i}{1-D} (i=1,2,3), \quad (11)$$

常规三轴试验中  $\sigma_2 = \sigma_3$ , 则式 (10) 可记为

$$\varepsilon_1 = \frac{\sigma_1 - 2\nu\sigma_2}{E(1-D)}. \quad (12)$$

结合式 (5), (12), 可得到基材统计损伤模型

$$\sigma_1 = \begin{cases} E\varepsilon_1 + 2\nu\sigma_3 & f < 0 \\ E\varepsilon_1 \exp \left[ \left( \frac{f}{f_0} \right)^m \right] + 2\nu\sigma_3 & f \geq 0 \end{cases}, \quad (13)$$

由于损伤变量  $D$  演化是连续且非线性变化的过程, 故式 (13) 可以揭示基材应力-应变非线性规律:  $f < 0$

时, 基材未发生损伤, 表现为线弹性;  $f \geq 0$ , 损伤启动并逐渐发展, 表现为非线性。

2 模型参数及确定方法

2.1 模型参数

在基材统计损伤模型式 (13) 中, 涉及 4 个模型参数, 即泊松比  $\nu$ 、弹性模量  $E$ 、Weibull 分布的形状参数  $m$  和尺度参数  $f_0$ 。

分析中, 忽略纤维掺入的影响, 认为加载前后泊松比保持不变, 取为 0.3。对于弹性模量, 有研究表明, 素土的弹性模量是围压的函数<sup>[14]</sup>; 对于纤维加筋土, 弹性模量还随纤维掺量的增加而增大<sup>[15]</sup>。因此本文将纤维加筋基材的整体弹性模量  $E_{fc}$  表示为以纤维掺量  $\lambda$  和围压  $\sigma_3$  为变量的二元函数, 即

$$E_{fc} = g(\lambda, \sigma_3), \quad (14)$$

式中, 函数  $g(\lambda, \sigma_3)$  根据三轴试验结果确定。

Weibull 分布参数  $m$  和  $f_0$  不仅受加载条件的影响, 还与纤维掺量密切相关。故将式 (14) 代入式 (13), 由三轴试验的应力 - 应变值, 可以确定出参数  $m$  和  $f_0$ 。

2.2 加筋基材三轴试验

植被混凝土基材由种植土、水泥、有机质、活化添加剂分别按质量比 100 : 8 : 6 : 4 配制而成。制样时, 控制所有试样的干密度为 1.35 g/cm<sup>3</sup>。用于三轴试验的基材空白对照样不含纤维, 而加筋试样使用的纤维为棕榈纤维、玄武岩纤维, 纤维长度均为 20 mm; 按纤维在试样中的质量分数掺入纤维, 设置 0.2%, 0.4%, 0.6%, 0.8% 共 4 个纤维掺入梯度。将纤维加筋混合料拌和均匀后, 称重并将其均匀分成 3 份, 然后依次加入模具内, 分层击实, 制成试验所需的尺寸 39.1 mm × 80 mm 的圆柱体 (图 1 (a))。

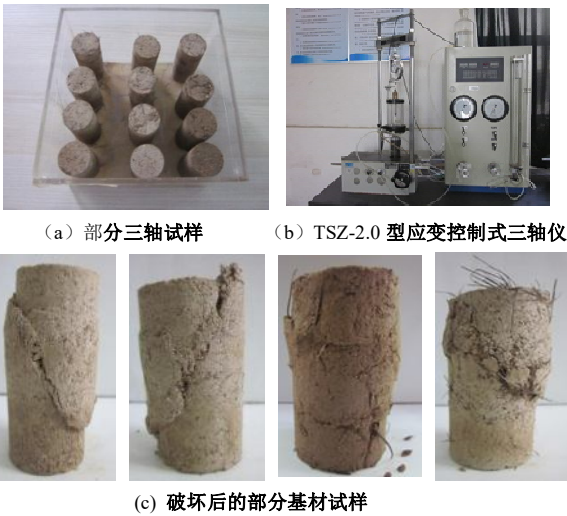


图 1 纤维加筋基材三轴试验

Fig. 1 Triaxial tests on fiber-reinforced substrate

采用 TSZ30-2.0 型应变控制式三轴仪进行三轴剪切试验 (图 1 (b))。由基材在坡体中的实际受力情况, 试验围压设置为 10, 30, 50 kPa, 试验后的部分试样见图 1 (c)。由试验结果, 得到各加筋基材在不同围压下的抗剪强度参数 (表 1)、弹性模量 (表 2, 3) 和应力 - 应变值。

表 1 纤维加筋基材抗剪强度测试值

Table 1 Values of shear strength tests on fiber-reinforced substrate

| $\lambda/\%$ | 棕榈纤维加筋基材       |                           | 玄武岩纤维加筋基材      |                           |
|--------------|----------------|---------------------------|----------------|---------------------------|
|              | $c/\text{kPa}$ | $\varphi/(\text{^\circ})$ | $c/\text{kPa}$ | $\varphi/(\text{^\circ})$ |
| 0            | 75.4           | 33.7                      | 75.4           | 33.7                      |
| 0.2          | 95.5           | 33.4                      | 86.6           | 33.5                      |
| 0.4          | 99.0           | 33.9                      | 91.1           | 33.7                      |
| 0.6          | 104.0          | 34.0                      | 94.1           | 33.3                      |
| 0.8          | 108.3          | 34.1                      | 97.4           | 33.7                      |

2.3 参数确定

根据相关研究<sup>[14-15]</sup>, 考虑围压和纤维掺量, 确定空白基材 (纤维掺量按 0 计) 和纤维加筋基材的弹性模量。通过二元非线性拟合, 得到棕榈纤维加筋基材弹性模量表达式为

$$E_{fcP} = (-0.61 \ln \sigma_3 + 5.26) \lambda + 2.52 \ln \sigma_3 + 1.98, \quad (15)$$

玄武岩纤维加筋基材的弹性模量表达式为

$$E_{fcB} = (-0.42 \ln^2 \sigma_3 + 2.68 \ln \sigma_3 + 0.85) \lambda + 2.72 \ln \sigma_3 + 1.61, \quad (16)$$

上述两式中,  $\sigma_3$  为围压,  $\lambda$  为纤维掺量。

表 2, 3 分别给出了试验和式 (15), (16) 计算得到的弹性模量值, 其最大偏差均在  $\pm 0.5\%$  以内, 相关系数  $R^2$  超过 0.9600, 表明上述两式均能够很好反映纤维加筋基材弹性模量与围压、纤维掺量的关系。

为求解 Weibull 参数, 结合式 (7) ~ (9), (11), (12), (14) 可得

$$f = \frac{E_{fc} \varepsilon_1}{\sigma_1 - 2\nu \sigma_3} [\sigma_1 - \sigma_3 - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi] - 2c \cos \varphi, \quad (17)$$

将式 (17) 代入 (13), 经变形得

$$\frac{E_{fc} \varepsilon_1}{\sigma_1 - 2\nu \sigma_3} [\sigma_1 - \sigma_3 - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi] - 2c \cos \varphi = \ln \left( -\ln \frac{\sigma_1 - 2\nu \sigma_3}{E_{fc} \varepsilon_1} \right), \quad (18)$$

再分别令

$$y = \ln \left\{ \frac{E_{fc} \varepsilon_1 [\sigma_1 - \sigma_3 - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi]}{\sigma_1 - 2\nu \sigma_3} - 2c \cos \varphi \right\}, \quad (19)$$

$$x = \ln \left( -\ln \frac{\sigma_1 - 2\nu \sigma_3}{E_{fc} \varepsilon_1} \right), \quad (20)$$

整理后, 可得

表 2 棕榈纤维加筋基材弹性模量实际值与拟合值  
Table 2 Actual and fitted values of elastic modulus of palm fiber-reinforced substrate

| $\lambda/\%$ | $\sigma_3=10\text{ kPa}$ |         |         | $\sigma_3=30\text{ kPa}$ |         |        | $\sigma_3=50\text{ kPa}$ |         |         |
|--------------|--------------------------|---------|---------|--------------------------|---------|--------|--------------------------|---------|---------|
|              | 试验值/MPa                  | 拟合值/MPa | 相对误差    | 试验值/MPa                  | 拟合值/MPa | 相对误差   | 试验值/MPa                  | 拟合值/MPa | 相对误差    |
| 0            | 7.98                     | 7.78    | -0.0251 | 10.16                    | 10.55   | 0.0384 | 11.95                    | 11.84   | -0.0092 |
| 0.2          | 8.63                     | 8.55    | -0.0093 | 10.80                    | 11.19   | 0.0361 | 12.62                    | 12.41   | -0.0166 |
| 0.4          | 9.66                     | 9.32    | -0.0352 | 11.66                    | 11.83   | 0.0146 | 12.77                    | 12.99   | 0.0172  |
| 0.6          | 11.30                    | 10.10   | -0.1062 | 12.36                    | 12.46   | 0.0081 | 13.61                    | 13.56   | -0.0037 |
| 0.8          | 11.46                    | 10.87   | -0.0515 | 12.52                    | 13.10   | 0.0463 | 13.61                    | 14.14   | 0.0389  |

表 3 玄武岩纤维加筋基材弹性模量实际值与拟合值  
Table 3 Actual and fitted values of elastic modulus of basalt fiber-reinforced substrate

| $\lambda/\%$ | $\sigma_3=10\text{ kPa}$ |         |         | $\sigma_3=30\text{ kPa}$ |         |         | $\sigma_3=50\text{ kPa}$ |         |         |
|--------------|--------------------------|---------|---------|--------------------------|---------|---------|--------------------------|---------|---------|
|              | 试验值/MPa                  | 拟合值/MPa | 相对误差    | 试验值/MPa                  | 拟合值/MPa | 相对误差    | 试验值/MPa                  | 拟合值/MPa | 相对误差    |
| 0            | 7.98                     | 7.87    | -0.0132 | 10.16                    | 10.86   | 0.0691  | 11.95                    | 12.25   | 0.0249  |
| 0.2          | 8.60                     | 8.83    | 0.0270  | 12.58                    | 11.88   | -0.0552 | 13.83                    | 13.23   | -0.0432 |
| 0.4          | 10.34                    | 9.79    | -0.0531 | 12.88                    | 12.90   | 0.0020  | 14.76                    | 14.21   | -0.0371 |
| 0.6          | 10.71                    | 10.75   | 0.0037  | 13.62                    | 13.93   | 0.0225  | 15.21                    | 15.19   | -0.0007 |
| 0.8          | 11.74                    | 11.71   | -0.0023 | 14.67                    | 14.95   | 0.0186  | 16.21                    | 16.18   | -0.0023 |

$$y = \frac{1}{m}x + \ln f_0 \quad , \quad (21)$$

记  $a = \frac{1}{m}$ ,  $b = \ln f_0$ , 把三轴试验测试得到的各组应力 - 应变值代入式 (19), (20), 通过线性回归, 最终确定 Weibull 分布参数表达式:

$$\left. \begin{aligned} m &= \frac{1}{a} \\ f_0 &= e^b \end{aligned} \right\} \quad (22)$$

式中,  $a$ ,  $b$  分别为回归方程的斜率与截距。

3 结果与讨论

3.1 Weibull 参数

图 2 给出了形状参数  $m$  随纤维掺量和围压变化的结果: 纤维掺量越大, 围压越大,  $m$  越小。除空白试样外, 在相同纤维掺量、同一围压下, 棕榈纤维加筋基材统计损伤参数  $m$  小于玄武岩纤维加筋基材。以纤维掺量  $\lambda$  (%) 和围压  $\sigma_3$  (kPa) 为自变量, 对  $m$  进行二元回归分析, 得到了两种纤维加筋基材 Weibull 参数  $m$  的表达式, 相关系数分别为 0.9355, 0.9809。

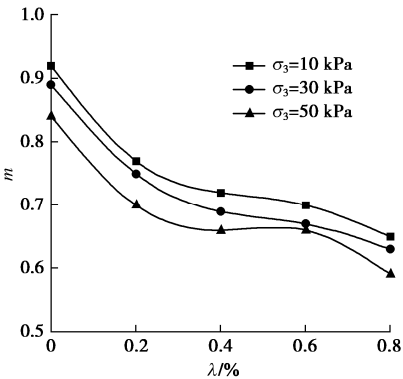
$$m_p = (0.0009\sigma_3 - 0.3159)\lambda - 0.0019\sigma_3 + 0.8963 \quad , \quad (23)$$

$$m_b = (0.0001\sigma_3 - 0.3068)\lambda - 0.0022\sigma_3 + 0.9360 \quad . \quad (24)$$

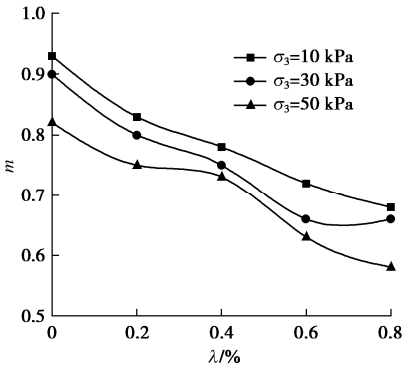
如图 3 所示, 尺度参数  $f_0$  的总体变化趋势与  $m$  相反, 即纤维掺量越大, 围压越大,  $f_0$  也越大。但纤维掺量达到 0.6% 后,  $f_0$  呈现下降趋势, 玄武岩纤维加筋基材比棕榈纤维加筋基材的下降更为显著。

早期研究一般地将  $m$  和  $f_0$  视为影响和决定模型曲线形态变化的两个参数, 但较少阐释其物理力学意义。近年来, 有部分研究指出, 参数  $m$  反映了微元体强度分布的集中程度<sup>[16]</sup>。结合本文分析认为, 参数  $m$  实际上是对基材脆性的表征。 $m$  值越大, 在剪切变形过程中, 微元强度越集中, 基材的脆性越明显; 加载过程中峰后曲线越陡, 损伤软化越明显。参数  $f_0$  在一定程

度上是基材宏观统计平均强度大小的反映。



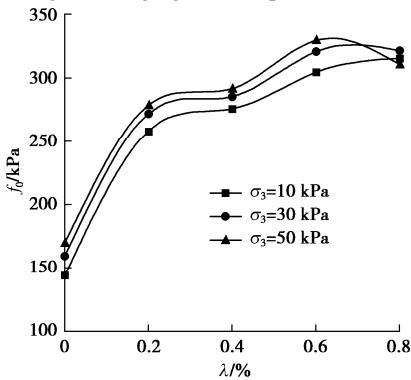
(a) 棕榈纤维加筋基材



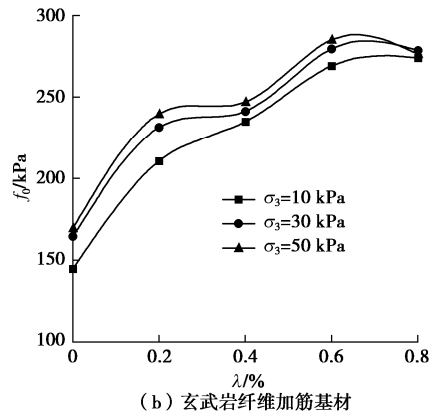
(b) 玄武岩纤维加筋基材

图 2 参数  $m$  的变化趋势

Fig. 2 Changing trend of parameter  $m$



(a) 棕榈纤维加筋基材

图3 参数 $f_0$ 的变化趋势Fig. 3 Changing trend of parameter  $f_0$ 

分析表明, 加入纤维能够有效分摊基材微元强度分布的集中程度, 减小脆性破坏, 增强基材整体的平均强度, 提升基材的峰值应力, 同时能使其在外荷载作用下具有较大的塑性变形能力, 降低基材在加载过程中峰后的软化程度。这种变化由基材的物理力学性质决定, 并受纤维类型、掺量、围压因素影响, 在模型中可由 Weibull 分布参数定量地表征出来。下文应力-应变曲线很好地反映了模型参数的影响。

### 3.2 基于统计损伤的应力-应变关系

根据上述参数, 由式(13)计算得到基于统计损伤模型的应力-应变曲线(图4)。从图4中可以看出, 试验结果与模型曲线基本吻合, 可以分为3个阶段:

(1) 弹性阶段: 加载初期, 各基材的应力应变过程近似于一条直线, 其斜率基本反映了各纤维掺量下加筋基材的弹性模量大小。

(2) 塑性硬化阶段: 当应力增长至超越基材的屈服极限时, 基材发生非线性变形, 应力-应变曲线斜率逐渐减小至0, 最终达到峰值点。

(3) 应变软化阶段: 应力超过强度极限后, 基材随变形出现不同程度的软化, 逐步达到残余强度。

基材应力-应变特征与围压大小、纤维类型及掺量密切相关, 随着围压和纤维掺量增加, 峰值应力出现明显增长, 基材软化受到更大程度的抑制, 且显然棕榈纤维对基材损伤的抑制作用要好于玄武岩纤维。此阶段的各模型曲线与之对应的试验结果基本吻合, 结果比较理想。

由此可见, 统计损伤模型能较好地描述纤维加筋基材剪切应力-应变行为, 该模型可用于分析和预测不同围压、不同纤维掺量对基材剪切性能的影响。

### 3.3 损伤阈值的确定

当加载达到某一应力水平, 产生一定的变形时, 材料才会发生损伤。因此, 损伤阈值通常可用相应的临界应变来表示。对于损伤阈值, 有的学者按峰值应变折减来取值<sup>[7]</sup>, 但未给出合理的确定依据。鉴于此, 本文结合损伤定义式(5), 推导并给出损伤阈值的计

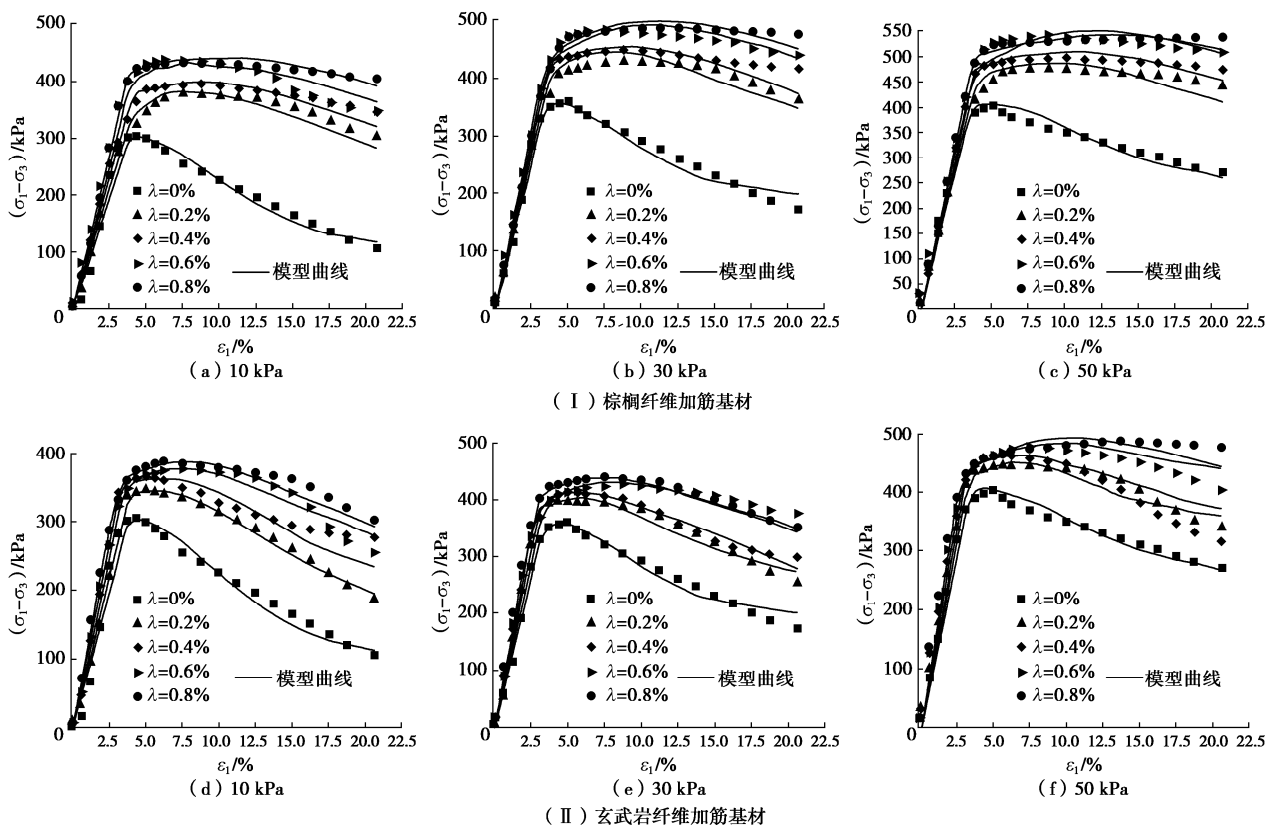


图4 纤维加筋基材三轴试验结果与模型曲线比较

Fig. 4 Comparison between triaxial test results and model curves of fiber-reinforced substrate



算公式。

由式 (5), 基材发生损伤的条件为微元强度  $f$  为零, 可认为此时对应于微元屈服状态<sup>[17]</sup>, 由此确定的轴向应变  $\varepsilon_1$  即为损伤阈值  $\varepsilon_d$ , 则

$$f = h(\sigma^*) - k_0 = 0 \quad , \quad (25)$$

式中,  $k_0$  可由基材微元屈服时的黏聚力  $c_y$  和内摩擦角  $\varphi_y$  来表示, 即

$$k_0 = 2c_y \cos \varphi_y \quad , \quad (26)$$

根据 Kawamoto 等<sup>[18]</sup>的研究,  $c_y$ ,  $\varphi_y$  可由峰值强度指标折减得到。本文中, 具体取值如下:

$$\left. \begin{aligned} c_y &= 0.85c \\ \varphi_y &= 0.90\varphi \end{aligned} \right\} \quad (27)$$

结合式 (17), 可得

$$\frac{E_{\text{fc}} \varepsilon_d [(\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi_y]}{\sigma_1 - 2\nu \sigma_3} - 2c_y \cos \varphi_y = 0 \quad , \quad (28)$$

由于阈值点处损伤为 0, 故式 (12) 变为

$$\sigma_1 = E_{\text{fc}} \varepsilon_d + 2\nu \sigma_3 \quad , \quad (29)$$

结合式 (29), (30), 经整理, 可得损伤阈值表达式

$$\varepsilon_d = \frac{2c_y \cos \varphi_y + [(1 + 2\nu) \sin \varphi_y + (1 - 2\nu)] \sigma_3}{E_{\text{fc}} (1 - \sin \varphi_y)} = 0 \quad . \quad (30)$$

以围压 30 kPa 时为例, 确定了不同纤维掺量下基材的损伤阈值, 如表 4 所示。可以看出, 相同纤维掺量下, 棕榈纤维加筋基材损伤阈值大于玄武岩纤维加筋基材的损伤阈值, 这表明掺入棕榈纤维对基材塑性演化的抑制效应要略好于玄武岩纤维。对于同种纤维加筋基材, 计算得到的损伤阈值总体上呈随纤维掺量增加而减小趋势。表 4 也给出了损伤阈值与峰值应变的比值在 0.4~0.6 之间, 经计算, 在 10 kPa 和 50 kPa 围压下, 该比值也处于这个范围之内。

表 4 纤维加筋基材损伤阈值 ( $\sigma_3=30$  kPa)

Table 4 Damage thresholds of fiber-reinforced substrate

( $\sigma_3=30$  kPa)

| $\lambda$ / % | 棕榈纤维加筋基材            |                                 | 玄武岩纤维加筋基材           |                                 |
|---------------|---------------------|---------------------------------|---------------------|---------------------------------|
|               | $\varepsilon_d$ / % | $\varepsilon_d / \varepsilon_p$ | $\varepsilon_d$ / % | $\varepsilon_d / \varepsilon_p$ |
| 0             | 2.81                | 0.58                            | 2.73                | 0.55                            |
| 0.2           | 3.16                | 0.51                            | 2.76                | 0.57                            |
| 0.4           | 3.12                | 0.45                            | 2.88                | 0.56                            |
| 0.6           | 3.08                | 0.49                            | 2.51                | 0.43                            |
| 0.8           | 3.04                | 0.49                            | 2.43                | 0.47                            |

注:  $\lambda=0$  (空白试样)  $E_{\text{fc}}$  分别采用式 (15), (16) 计算。

本文研究表明, 损伤阈值与峰值应变的比值不是固定值。对比文献[7], 尽管存在材料差异, 损伤阈值直接以峰值应变  $\varepsilon_p$  的 0.7 倍取值, 并不合理。本文从损伤定义出发, 考虑微元屈服确定基材损伤阈值, 较为合理, 可为后续研究提供有益参考。

3.4 损伤演化特征

为进一步揭示基材在三轴剪切条件下的应力 - 应

变特征, 以围压 30 kPa 时的结果为例, 从纤维加筋基材的损伤演化规律的角度出发, 通过式 (5) 以及上述确定的损伤阈值, 得到了损伤变量的演化过程。

由图 5 可知, 损伤演化曲线呈单调递增的弧形。以损伤阈值和峰值应变为界, 其演化特征可以分为以下几个过程:

(1) 损伤为零阶段: 当轴向应变  $\varepsilon_1 < \varepsilon_d$  时, 荷载较小, 基材逐步被压密, 几乎无微元体发生失效, 累积损伤为零。该阶段基材变形处于弹性阶段。

(2) 损伤加速阶段: 当  $\varepsilon_d < \varepsilon_1 < \varepsilon_p$  时, 超过损伤阈值后, 基材内部空隙、微缺陷快速发展, 微元体达到破坏强度而发生失效, 损伤速率迅速增加。在外荷载作用下, 塑性应变快速增长, 这恰对应着应力 - 应变曲线的塑性硬化阶段。由式 (5) 损伤变量在临界点  $\varepsilon_d$  左右极限均为零, 是连续的, 因此, 损伤模型能模拟应力 - 应变的连续变化。

(3) 损伤稳定阶段: 当  $\varepsilon_1 > \varepsilon_p$  时, 荷载进一步增加, 此时微裂纹逐步向宏观裂纹扩展, 即宏观剪切带贯通<sup>[19]</sup>; 此后, 纤维加筋作用占据主导地位, 纤维与基材土体的摩擦强度得到充分调动后, 逐渐趋于稳定<sup>[13]</sup>。该阶段随着变形增加, 损伤速率不断降低; 纤维含量越高, 最终损伤越小。

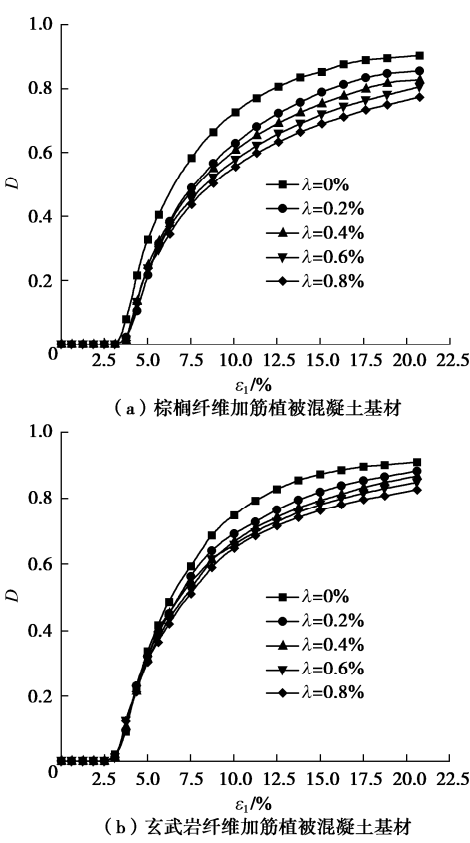


图 5 损伤演化曲线( $\sigma_3=30$  kPa)

Fig. 5 Damage evolution curves ( $\sigma_3=30$  kPa)

从损伤演化曲线可以看出,两种基材的损伤演化在前期加载时都较为接近。随着应变的不断增大,纤维类型与掺量对损伤发展的限制得到了充分体现。总体上,纤维掺量越高,基材损伤软化的抑制作用越为显著。在0.8%的纤维掺量下两种加筋基材的损伤变量表现出最低水平,与未加筋基材的损伤相比,分别相差21.4%和14.2%,可见棕榈纤维对基材损伤的改善作用更有成效。

## 4 结 论

本文基于 Weibull 概率分布建立了纤维加筋植被混凝土基材的统计损伤模型,通过计算与分析主要得出以下结论:

(1) Weibull 参数具有较为明确的物理意义,  $m$  和  $f_0$  分别反映基材脆性大小和统计平均强度高低,二者共同影响了模型曲线的形态。

(2) 在不同的围压和纤维掺量下,统计损伤模型能够较好地反映纤维加筋基材的剪切力学行为。

(3) 按本文得到的损伤阈值公式计算,发现各围压下,损伤阈值与峰值应变之比在0.4~0.6之间变化。

(4) 损伤演化规律反映了基材内部微元强度失效和累积损伤的进程,有助于从细观角度对基材加载过程中应力-应变规律进行解释。

## 参考文献:

- [1] 夏振尧, 许文年, 王乐华. 植被混凝土生态护坡基材初期强度特性研究[J]. 岩土力学, 2011, **32**(6): 1719 - 1724. (XIA Zhen-yao, XU Wen-nian, WANG Le-hua. Research on characteristics of early strength of ecological slope-protected base material of vegetation-growing concrete[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, **32**(6): 1719 - 1724. (in Chinese))
- [2] 水电工程陡边坡植被混凝土生态修复技术规范: NB/T 35082—2016[S]. 2016. (Technical Code for Eco-Restoration of Vegetation Concrete on Steep Slope of Hydropower Projects: NB/T 35082—2016[S]. 2016. (in Chinese))
- [3] 潘波, 丁瑜, 黄晓乐, 等. 棕榈纤维加筋植被混凝土三轴试验研究[J]. 硅酸盐通报, 2020, **39**(4): 1153 - 1159. (PAN Bo, DING Yu, HUANG Xiao-le, et al. Triaxial experimental study on palm fiber-reinforced vegetation concrete[J]. Bulletin of the Chinese Ceramic Society, 2020, **39**(4): 1153 - 1159. (in Chinese))
- [4] 沈珠江, 胡再强. 黄土的二元介质模型[J]. 水利学报, 2003(7): 1 - 6. (SHEN Zhu-jiang, HU Zai-qiang. Binary medium model for loess[J]. Journal of Hydraulic Engineering,

2003(7): 1 - 6. (in Chinese))

- [5] KRAJCINOVIC D, SILVA M A G. Statistical aspects of the continuous damage theory[J]. International Journal of Solids and Structures, 1982, **18**(7): 551 - 562.
- [6] KUMAR PANDEY P, SINGH K K, GAURAV A. Mechanical properties of woven GFRP angle ply laminates: a statistical analysis based on two parameters weibull distribution[J]. Materials Today: Proceedings, 2020, **22**: 1318 - 1325.
- [7] CUI T, HE H X, YAN W M, et al. Compression damage constitutive model of hybrid fiber reinforced concrete and its experimental verification[J]. Construction and Building Materials, 2020, **264**: 1 - 11.
- [8] 朱振南, 蒋国盛, 田红, 等. 基于 Normal 分布的岩石统计热损伤本构模型研究[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2019, **50**(6): 1411 - 1418. (ZHU Zhen-nan, JIANG Guo-sheng, TIAN Hong, et al. Study on statistical thermal damage constitutive model of rock based on normal distribution[J]. Journal of Central South University (Science and Technology), 2019, **50**(6): 1411 - 1418. (in Chinese))
- [9] 张明, 王菲, 杨强. 基于三轴压缩试验的岩石统计损伤本构模型[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(11): 1965 - 1971. (ZHANG Ming, WANG Fei, YANG Qiang. Statistical damage constitutive model for rocks based on triaxial compression tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(11): 1965 - 1971. (in Chinese))
- [10] DENG J, GU D S. On a statistical damage constitutive model for rock materials[J]. Computers & Geosciences, 2011, **37**(2): 122 - 128.
- [11] 周永强, 盛谦, 冷先伦, 等. 考虑残余强度和阈值影响的岩石弹性损伤统计模型[J]. 长江科学院院报, 2016, **33**(3): 48 - 53. (ZHOU Yong-qiang, SHENG Qian, LENG Xian-lun, et al. Statistical constitutive model of elastic damage for rock considering residual strength and threshold[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2016, **33**(3): 48 - 53. (in Chinese))
- [12] JEAN L. How to use damage mechanics[J]. Nuclear Engineering and Design, 1984, **80**(2): 233 - 245.
- [13] ZHAO H, SHI C J, ZHAO M H, et al. Statistical damage constitutive model for rocks considering residual strength[J]. International Journal of Geomechanics, 2017, **17**(1): 04016033.
- [14] DUNCAN J M, CHANG C Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soils[J]. Journal of the Soil Mechanics and

- Foundations Division, 1970, **96**(5): 1629 – 1653.
- [15] 胡亚元, 余启致, 张超杰, 等. 纤维加筋淤泥固化土的邓肯-张模型[J]. 浙江大学学报(工学版), 2017, **51**(8): 1500 – 1508. (HU Ya-yuan, YU Qi-zhi, ZHANG Chao-jie, et al. Duncan-Chang model for fiber reinforced solidified sludge[J]. Journal of Zhejiang University (Engineering Science), 2017, **51**(8): 1500 – 1508. (in Chinese))
- [16] XIE S J, LIN H, WANG Y X, et al. A statistical damage constitutive model considering whole joint shear deformation[J]. International Journal of Damage Mechanics, 2020, **29**(6): 988 – 1008.
- [17] 李树春, 许 江, 李克钢, 等. 基于 Weibull 分布的岩石损伤本构模型研究[J]. 湖南科技大学学报(自然科学版), 2007, **22**(4): 65 – 68. (LI Shu-chun, XU Jiang, LI Ke-gang, et al. Study on damages constitutive model of rocks based on weibull distributing[J]. Journal of Hunan University of Science & Technology (Natural Science Edition), 2007, **22**(4): 65 – 68. (in Chinese))
- [18] KAWAMOTO T, ICHIKAWA Y, KYOYA T. Deformation and fracturing behaviour of discontinuous rock mass and damage mechanics theory[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1988, **12**(1): 1 – 30.
- [19] XU Y, YANG R Z. Dynamic mechanics and damage evolution characteristics of rubber cement mortar under different curing humidity levels[J]. Journal of Materials in Civil Engineering, 2020, **32**(10): 04020309.

## 第七届全国工程安全与防护学术会议 暨中国岩石力学与工程学会工程安全与防护分会理事会换届会议

2022 年7 月22~ 24 日•苏州(二号通知)

**主办单位:** 中国岩石力学与工程学会工程安全与防护分会; 江苏省岩土力学与工程学会。

**承办单位:** 苏州科技大学。

**协办单位:** 中国岩石力学与工程学会岩石动力学专业委员会; 中国地震学会岩土防灾减灾专业委员会; 北京建筑大学湘潭大学; 三峡大学; 江苏省隧道与地下工程技术研究中心; 江苏东华测试技术股份有限公司; 昆山市建设工程质量检测中心。

**会议主题:** 爆炸冲击防灾减灾新理论、新技术。

**会议专题:** ①深部工程建设灾变机理及其动力学; ②岛礁工程长期安全保障理论与技术; ③城市地下空间安全评估与民防技术; ④偶然爆炸冲击致灾机理与灾害防控; ⑤爆炸冲击量测新技术新设备与应用; ⑥工程防震新材料、新结构和新技术; ⑦新型常规武器毁伤效应与防护技术; ⑧地下工程结构与介质相互作用机理。

**会议论文内容、格式要求与发表:** 论文内容要围绕大会主题, 提倡实用性、创新性和前瞻性, 且在国内外未正式发表过的研究成果, 请严格按照《岩石力学与工程学报》征文要求规范编辑全文。会议学术委员会将组织专家对所提交的论文进行审查, 并精选一定数量的优秀论文推荐到《岩石力学与工程学报》正刊和增刊(EI 收录)等期刊, 通过审稿程序的论文,

将在上述期刊正刊或增刊发表。本次学术会议仍对优秀论文进行评奖。

**会议内容:** 工程安全与防护分会理事会换届会议, 工程安全与防护学术交流。

**会议重要日程:** 2022年4月30日论文投稿截止; 2022年7月22日报到; 2022年7月22日晚上召开会员代表大会及分会常务理事会议; 2021年7月22~24日大会学术报告。

**会议住宿及交通:** 会议地点: 苏州王府金科大酒店, 地址: 苏州市虎丘区滨河路1969号。

**会议注册标准:** 正式代表1600元/人; 学生代表900元/人(凭有效学生证); 家属伙食费400元/人。费用包括会议资料、餐饮。会议住宿统一安排, 费用自理。会议注册缴费收款账户信息: 江苏省岩土力学与工程学会, 银行账号: 4301 0172 0910 0050 194, 开户行: 中国工商银行南京市海福巷支行。

**会议秘书处联系方式:** 王源(13951989919), 杨露(13601453240), 丁雪(17551099920), 李晓照(15811102679), 夏晨(17701370715), 李思为(18020269202), E-mail: aqfhfh@163.com, 地址: 南京市秦淮区永智路6号中国云计算创新基地B座318, 邮编: 210001。

(中国岩石力学与工程学会工程安全与防护分会  
江苏省岩土力学与工程学会 供稿)

DOI: 10.11779/CJGE202204008

# 全吸力范围非饱和土水力渗透系数的计算

翟 钱<sup>1,2</sup>, 朱益瑶<sup>1,2</sup>, 叶为民<sup>3</sup>, 杜延军<sup>4</sup>, 戴国亮<sup>1,2</sup>, 赵学亮<sup>1,2</sup>

(1. 东南大学混凝土及预应力混凝土结构教育重点实验室, 东南大学桥梁研究中心, 江苏 南京 210096; 2. 东南大学土木工程学院, 江苏 南京 210096, 3. 同济大学土木工程学院, 上海 200092, 4. 东南大学交通学院, 江苏 南京 210096)

**摘 要:** 非饱和土水力渗透系数决定了水分在非饱和土体中迁移的速率, 因此非饱和土水力渗透系数是研究水分在非饱和土中迁移规律的关键参数。一般情况, 渗流数值计算软件将水力渗透系数方程作为输入参数, 水力渗透系数方程的准确性直接影响渗流模拟结果的可靠性。常用的非饱和土水力渗透系数方程大多基于毛细水的相关理论, 在低吸力区其计算结果与试验数据吻合度较高, 但在高吸力区计算结果与试验数据差异显著。将全吸力范围分为毛细水渗流主导区、膜态水渗流主导区、气态水渗流主导区, 并分析了不同形态的水分在非饱和土体中迁移规律的控制机理。全吸力范围的非饱和土水力渗透系数定义为表观渗透系数, 其包含毛细水渗透系数、膜态水渗透系数和气态水渗透系数。通过剖析毛细水、薄膜水以及水蒸气在非饱和土体中迁移机理, 推导不同形态水分渗透系数的数学表达, 最终得出全吸力范围非饱和土的水力渗透系数计算方程。

**关键词:** 孔径分布; 渗流函数; 毛细水渗流; 膜态水渗流; 气态水渗流

**中图分类号:** TU411.4; P66; P67

**文献标识码:** A

**文章编号:** 1000-4548(2022)04-0660-09

**作者简介:** 翟 钱(1982—), 男, 博士, 副教授, 主要从事非饱和土土力学等方面的教学和科研。E-mail: 101012332@seu.edu.cn。

## Estimation of hydraulic conductivity of unsaturated soils under entire suction range

ZHAI Qian<sup>1,2</sup>, ZHU Yi-yao<sup>1,2</sup>, YE Wei-min<sup>3</sup>, DU Yan-jun<sup>4</sup>, DAI Guo-liang<sup>1,2</sup>, ZHAO Xue-liang<sup>1,2</sup>

(1. Key Laboratory of Concrete and Prestressed Concrete Structure of Ministry of Education, Southeast University, Bridge Engineering Research Center of Southeast University, Nanjing 210096, China; 2. School of Civil Engineering, Southeast University, Nanjing 210096, China; 3. School of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 4. Southeast University, Nanjing 210096, China)

**Abstract:** The hydraulic conductivity of unsaturated soils controls their water flow. Most numerical softwares adopt the hydraulic conductivity function (HCF) as the input parameter to simulate the water flow in unsaturated soils. The accuracy of the inputted HCF has significant effect on the reliability of the simulated results from the seepage analysis. It is noted that most HCFs are proposed based on the theory of capillary flow. It is observed that in the high suction range, the estimated HCF of unsaturated soils from the capillary flow is much lower than what is obtained from the experimental measurement. In this study, the water flows in unsaturated soils are categorized into three forms, including (i) capillary flow, (ii) film flow and (iii) vapour flow. The mathematical models for the HCF of soils corresponding to those three forms of water flow are proposed. Consequently, the total HCF of unsaturated soils under the entire suction range is proposed.

**Key words:** pore-size distribution; hydraulic conductivity function; capillary flow; film flow; vapour flow

## 0 引 言

非饱和土水力渗透系数是了解水分在非饱和土体中迁移规律的关键参数。近年来, 国内外对非饱和土水力渗透系数的研究取得了较为迅速的发展。非饱和土水力渗透系数通常可以通过试验直接测量或者通过模型间接测算。一般情况下, 对非饱和土的水力渗透系数试验难度较大, 成本较高。然而, 间接模型相对简单, 几乎零成本, 测算精度虽略低于试验结果, 但也基本满足工程实际需求<sup>[1]</sup>。因此, 通过间接方法获

取非饱和土水力渗透系数的研究工作得到国内外学者越来越多的重视。

本文对现有非饱和土水力渗透系数间接测算方法作较为系统全面的总结, 并指出当前采用统计模型在测算非饱和土水力渗透系数的方法可能存在的不足。根据本文研究结果, 建议将非饱和土全吸力范围分为

基金项目: 国家自然科学基金项目(42030714, 41877248, 42177133, 51878160, 52078128)

收稿日期: 2021-07-05

3 个区域: ①毛细水渗流主导区; ②膜态水渗流主导区; ③气态水渗流主导区。针对不同类型水分迁移机理, 理论推导毛细水、膜态水以及气态水这 3 类水分的渗透系数的数学表达方程。

## 1 当前国内外研究现状

Mualem<sup>[2]</sup>对非饱和土渗透系数的测算模型作了系统分析, 并将这些测算模型分为以下 3 类: ①经验模型; ②宏观模型; ③统计模型。Mualem<sup>[2]</sup>和 Leong 等<sup>[3]</sup>指出统计模型有较为严谨的理论基础, 测算结果相对可靠。

经验模型大致可分为两大类, 即用含水率表达非饱和土渗透系数 (如: Gardner<sup>[4]</sup>、Davidson 等<sup>[5]</sup>以及 Campbell<sup>[6]</sup>) 和用土吸力表达非饱和土渗透系数 (如: Richards<sup>[7]</sup>、Christensen<sup>[8]</sup>、Wind<sup>[9]</sup>、Gardner<sup>[4]</sup>、Rijtema<sup>[10]</sup>、Philip<sup>[11]</sup>以及 Leong 等<sup>[3]</sup>)。其中 Gardner<sup>[4]</sup>如式 (1), (2), 以及 Leong 等<sup>[3]</sup>如式 (3) 这 3 个公式较为常用。

$$k_w = k_s \theta_w^b, \quad (1)$$

式中,  $k_w$  为非饱和土渗透系数,  $k_s$  为饱和渗透系数,  $\theta_w$  为非饱和土体积含水率,  $b$  为模型经验参数。

$$k_w = k_s \frac{1}{1 + a \left( \frac{\psi}{\rho_w g} \right)^b}, \quad (2)$$

式中,  $k_s$  为饱和渗透系数,  $\psi$  为土吸力,  $\rho_w$  为水的密度,  $g$  为重力加速度,  $a$  和  $b$  为模型经验参数。

$$k_w = k_s \frac{1}{\left\{ \ln \left[ e + \left( \frac{\psi}{A} \right)^B \right] \right\}^C}, \quad (3)$$

式中,  $k_s$  定义饱和渗透系数,  $\psi$  定义土吸力,  $e$  为自然常数,  $A$ ,  $B$  和  $C$  为模型经验参数。

如式 (1) ~ (3) 所示, 经验模型的数学表达式相对简单, 模型参数的取值缺乏一定的理论依据。模型参数的取值误差极大程度影响模型的计算精度。因此, 当前对经验模型的研究热度降低, 经验模型在工程实践中的应用也呈下降趋势。

宏观模型将非饱和土的渗透系数与有效饱和度建立关系, 并提出以下数学表达

$$k_w = k_s S_e^\delta, \quad (4)$$

式中,  $k_s$  为饱和渗透系数,  $S_e$  为有效饱和度, 如下式 (5),  $\delta$  为模型参数。

$$S_e = \frac{S - S_r}{1 - S_r}, \quad (5)$$

式中,  $S_r$  为残余饱和度,  $S$  为土体饱和度, 当土体饱和度低于残余饱和度时, 土体中水相处于不连续状态,

土体渗透性能会大大降低。

依据试验数据, Averjanov<sup>[12]</sup>建议自然沉积土的  $\delta$  取 3.5, Irmay<sup>[13]</sup>建议颗粒均匀分布砂土的  $\delta$  取 3, Corey<sup>[14]</sup>建议土和多孔砂石的  $\delta$  取 4。参数  $\delta$  的不同取值直接影响宏观模型的测算精度。因此, 宏观模型在近期研究中应用频次呈下降趋势。

统计模型最早由 Childs 等<sup>[15]</sup>提出, 该模型采用了以下 4 条基本假定: ①土体内孔隙随机分布, 并都相互连通; ②土体内孔径分布可以用土-水特征曲线等同表达; ③水流在孔隙中的流动遵循泊肃叶定律; ④在吸力变化过程中, 土体没有明显体积变形。Childs 等<sup>[15]</sup>提出将土体单元断面上不同大小的孔径用孔径分布函数表示, 用  $a_\rho$  表示孔径  $\rho$  到  $\rho + \delta r$  在所有孔隙中所占的比例 ( $a_\rho = f(\rho) \delta r$ ), 用  $a_\sigma$  表示孔径  $\sigma$  到  $\sigma + \delta r$  在所有孔隙中所占的比例 ( $a_\sigma = f(\sigma) \delta r$ )。当水流通过两个相连通的孔隙时, 允许水流通过的面积由小孔隙的截面面积决定。最终, Childs 等<sup>[15]</sup>提出以下概率统计模型的通用表达式

$$k_w = M \sum_{\rho=0}^{\rho=R} \sum_{\sigma=0}^{\sigma=R} \sigma^2 f(\rho) \delta r f(\sigma) \delta r, \quad (6)$$

式中,  $M$  为常数,  $\rho$  和  $\sigma$  为两个随机连通孔隙的孔径半径 ( $\sigma < \rho$ ),  $f(\rho)$  和  $f(\sigma)$  为孔隙  $\rho$  和  $\sigma$  对应的孔径分布密度,  $r$  为孔隙半径,  $R$  为最大孔径。Marshall<sup>[16]</sup>、Kunze 等<sup>[17]</sup>、Fredlund 等<sup>[18]</sup>、Zhai 等<sup>[19]</sup>对 Childs 等<sup>[15]</sup>的计算方法做了改进。其中 Fredlund 等<sup>[18]</sup>提出积分形式的表达如下式:

$$k(\psi_k) = k_s \frac{\int_{\psi_k}^{\psi_r} \frac{\theta(y) - \theta(\psi_k)}{y^2} \theta'(y) dy}{\int_{AEV}^{\psi_r} \frac{\theta(y) - \theta(AEV)}{y^2} \theta'(y) dy}, \quad (7)$$

式中, AEV 为进气值,  $\psi_r$  为残余吸力,  $\psi_k$  为土吸力,  $\theta(y)$  为土吸力  $y$  时对应的土体体积含水率。

而 Zhai 等<sup>[19]</sup>提出求和形式表达如下式:

$$k(\psi_k) = \frac{k(\psi_{ref}) \sum_{i=k}^N \left\{ \left[ S(\psi_k) - S(\psi_{i+1}) \right]^2 - \left[ S(\psi_k) - S(\psi_i) \right]^2 \right\} r_i^2}{\sum_{i=1}^N \left\{ \left[ 1 - S(\psi_{i+1}) \right]^2 - \left[ 1 - S(\psi_i) \right]^2 \right\} r_i^2}, \quad (8)$$

式中,  $\psi_k$  为非饱和土的土吸力状态,  $k(\psi_{ref})$  为参考点 (通常选用进气值对应的数据点) 的渗透系数。  $S(\psi_i)$  为土吸力为  $\psi_i$  时对应的土体饱和度,  $r_i$  为基于毛细定律, 对应土吸力为  $\psi_i$  时对应的孔隙半径,  $N$  为最大分段数。

式 (7) 以积分形式表达, 求解该式需要借助编程软件, 而式 (8) 以求和形式表达, 在表达形式上虽然复杂, 但可借助常用办公软件 Excel 直接进行计算。



笔者已依据式（8）制作了测算非饱和土渗透系数的 Excel 计算页。考虑到计算的便捷性，Fredlund 等<sup>[20]</sup>建议采用内嵌 Zhai 等<sup>[19]</sup>计算公式的 Excel 计算页测算非饱和土渗透系数。

在国内，孙大松等<sup>[21]</sup>通过建立土中孔隙的分形模型推导了渗透系数的表达式，蔡国庆等<sup>[22]</sup>基于 Mualem 模型，预测不同初始孔隙比的相对渗透系数，邵龙潭等<sup>[23]</sup>利用孔隙水的微分平衡方程，推导了渗透系数计算公式。

2 不同形态水分在土体中迁移规律

渗透系数定义了单位时间穿过单位截面的水的体积，其单位为  $\text{m}^3/(\text{m}^2\cdot\text{s})$ 。在渗透系数的定义中，并未明确限定水的相态（液态或是气态），因此，在计算渗透系数时，需要综合考虑液态水和气态水的渗流。

Saarenketo<sup>[24]</sup>、Plaster<sup>[25]</sup>和 Zhai 等<sup>[26]</sup>按与土颗粒表面的距离，将土中水分分为毛细水和结合水。Zhai 等<sup>[19]</sup>也指出，土颗粒中存在部分封闭孔隙，在封闭孔隙中残存的水分主要以气态形式在土体中迁移。因此，土体中的水分大致可分为：毛细水、膜态水和气态水，如图 1 所示。毛细水的迁移通道主要是非饱和土孔隙中充满液态水的这部分孔隙，膜态水的迁移通道主要是土颗粒表面的弱结合水形成的水膜，而气态水在充满气的孔隙中（也即非饱和土孔隙中除去液态水充填的这部分孔隙）流动（迁移）。针对不同形态水分的迁移通道，本文详细介绍不同形态水在土体中的迁移规律及相应渗透系数的计算公式。

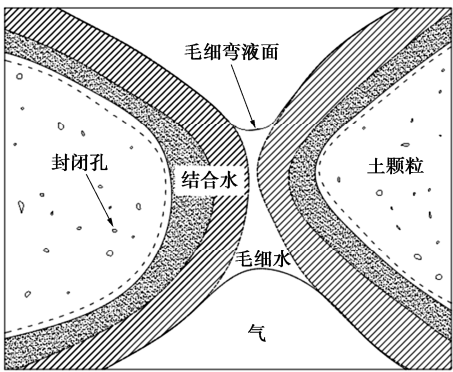


图 1 土体中不同形态水分<sup>[23, 25]</sup>

Fig. 1 Different forms of water in soils<sup>[23, 25]</sup>

2.1 毛细水迁移规律

通过修正毛细模型，Zhai 等<sup>[26]</sup>提出阀门模型，如图 2，用以解释毛细水在非饱和土中的迁移规律。非饱和土毛细水渗透系数与单元截面允许水流通过的有效面积成正比。因此，通过两种不同吸力状态下的有效面积比值就可以计算非饱和土相对渗水系数，如下

所示：

$$\frac{k(\psi_j)}{k(\psi_i)} = \frac{A(\psi_j)}{A(\psi_i)}, \tag{9}$$

式中， $\psi_i$ 、 $\psi_j$  为非饱和土状态  $i$  和  $j$  对应的土吸力， $k(\psi_i)$  和  $k(\psi_j)$  为对应土吸力为  $\psi_i$  和  $\psi_j$  时的非饱和土渗透系数， $A(\psi_i)$  和  $A(\psi_j)$  为对应土吸力为  $\psi_i$  和  $\psi_j$  时的有效渗流面积。

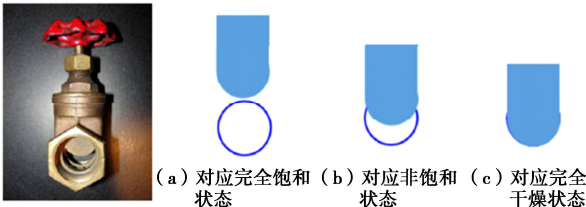


图 2 阀门模型

Fig. 2 Illustration of valve model

Zhai 等<sup>[19]</sup>分析不同孔径相联通后所产生的有效面积，发现只有当截面  $A-A$  两侧孔隙都有水时，水流才能通过截面，并且有效面积等于较小孔径的截面面积，如图 3。

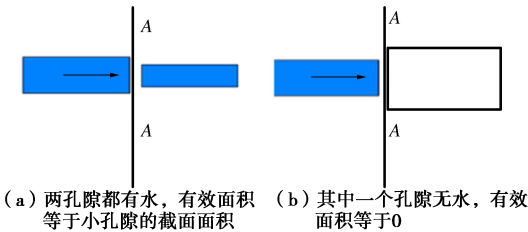


图 3 不同孔径联通产生的有效面积

Fig. 3 Illustration of effective area

Zhai 等<sup>[19]</sup>、Zhai 等<sup>[26]</sup>综合考虑不同孔径（ $r_1, r_2, \dots, r_n$ ）联通的概率，并采用列表的形式计算不同大小孔径相联通产生的有效面积，如图 4（ $r_m$  为当前土吸力（ $\psi_m$ ）所对应的毛细管半径）。

| 截面A       |   | 截面B       | $\psi_m$ 条件下允许水流通过的有效面积               |
|-----------|---|-----------|---------------------------------------|
| $r_1$     | → | $r_1$     | 0                                     |
| $r_2$     | → | $r_2$     | 0                                     |
| ...       | → | ...       | ...                                   |
| $r_{m-1}$ | → | $r_{m-1}$ | 0                                     |
| $r_m$     | → | $r_m$     | $\pi n^2 f(r_m)^2 r_m^2$              |
| $r_{m+1}$ | → | $r_{m+1}$ | $\pi n^2 f(r_m) f(r_{m+1}) r_{m+1}^2$ |
| ...       | → | ...       | ...                                   |
| $r_{n-1}$ | → | $r_{n-1}$ | $\pi n^2 f(r_m) f(r_{n-1}) r_{n-1}^2$ |
| $r_n$     | → | $r_n$     | $\pi n^2 f(r_m) f(r_n) r_n^2$         |

图 4 允许水流通过的有效面积的计算

Fig. 4 Computation of effective area allowing water to pass through

依据毛细定律, 孔径大小与土吸力成反比, Zhai 等<sup>[19]</sup>推导出式 (10) 用以计算毛细水渗透系数。

$$\frac{k(\psi_{x,d})}{k(\psi_{ref,d})} = \frac{\left\{ \sum_{i=x,d}^N \left[ \frac{(S(\psi_{x,d}) - S(\psi_i))^2 - (S(\psi_{x,d}) - S(\psi_{i+1}))^2}{(\psi_i)^2} \right] \right\}}{\left\{ \sum_{i=ref,d}^N \left[ \frac{(S(\psi_{ref,d}) - S(\psi_i))^2 - (S(\psi_{ref,d}) - S(\psi_{i+1}))^2}{(\psi_i)^2} \right] \right\}}, \quad (10)$$

式中,  $k(\psi_{x,d})$  为吸力等于  $\psi_{x,d}$  时土的渗透系数,  $k(\psi_{ref,d})$  为参考点的渗透系数, 参考点的土吸力为  $\psi_{ref,d}$ ,  $S(\psi_{x,d})$  和  $S(\psi_{ref,d})$  为吸力等于  $\psi_{x,d}$  和  $\psi_{ref,d}$  时土的饱和度,  $S(\psi_i)$  为吸力等于  $\psi_i$  时土的饱和度。

由于砂土中水分大部分为毛细水, 采用式 (10) 计算非饱和和砂土 (Brooks 等<sup>[27]</sup>) 的渗透系数, 其计算结果与试验结果较为吻合, 如图 5。

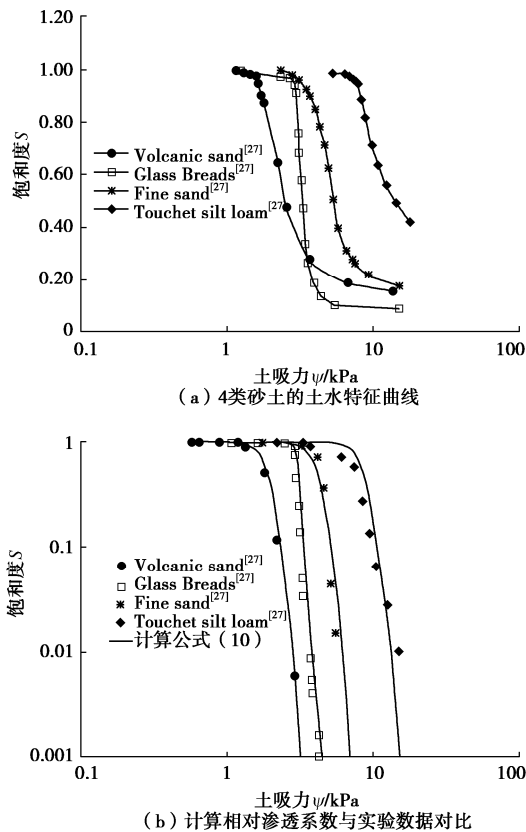


图 5 毛细渗透系数计算结果

Fig. 5 Computation of capillary conductivity

## 2.2 膜态水迁移规律

笔者<sup>[18, 28-29]</sup>采用式 (10) 对不同土质的非饱和土渗透系数进行测算, 发现式 (10) 在整体上对各类土质的渗透系数都表现出较为良好的预测。但是, 采用部分文献中的试验数据计算 (Jackso 等<sup>[30]</sup>、Mualem<sup>[31]</sup>、Pachepsky 等<sup>[32]</sup>、Vereecken 等<sup>[33]</sup>、Nemes 等<sup>[34]</sup>、Schindler 等<sup>[35]</sup>), 其结果显示: 当土吸力临近残余吸力时, 非饱和黏性土渗透系数会明显高于式 (10) 的计算结果, 如图 6。

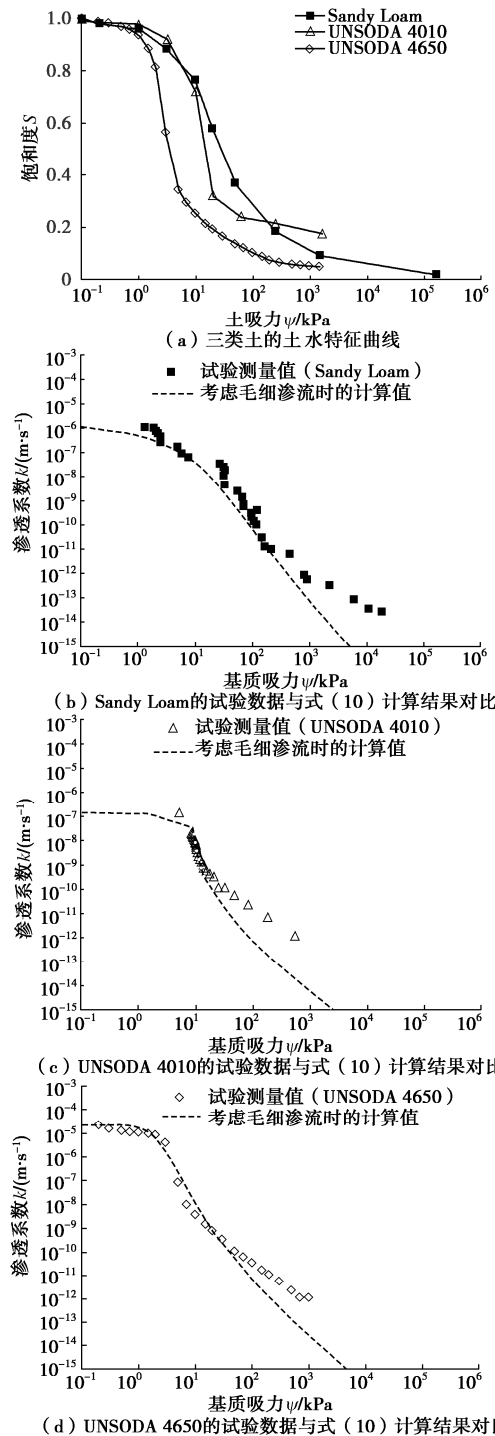


图 6 砂质黏土和粉质砂土的土水特征曲线和非饱和渗透系数

Fig. 6 Illustration of SWCCs and unsaturated hydraulic conductivities of low-plasticity clay and silty sand

众多学者对非饱和黏性土的水力渗透性能展开研究 (Tokunaga 等<sup>[36]</sup>、Tokunaga 等<sup>[37]</sup>、Liu<sup>[38]</sup>、Tokunaga<sup>[39]</sup>、Lebeau 等<sup>[40]</sup>、Tuller 等<sup>[41]</sup>、Peters<sup>[42]</sup>以及 Scarfone 等<sup>[43]</sup>), 发现试验测量的渗透系数大于概率统计模型计算结果的原因: 在黏性土颗粒表面有一层水膜, 水在水膜中的迁移规律与毛细水在土体孔隙中的迁移规律有着本质的差异。膜态水迁移效率与统计模型中有效面积没有直接关系, 而与颗粒表面水膜的厚度有着密切联系。

液态水在水化膜中迁移, 驱动机制依然是土水势能差。

Tokunaga<sup>[39]</sup>假定土体由相同粒径大小并相互接触的球体组成, 并提出计算膜态水渗透系数的计算公式如下:

$$k(\psi, d) \approx \frac{4000\pi^2 \rho g(1-n)}{\eta d} \left( \frac{\varepsilon \varepsilon_0}{2} \right)^{1.5} \left( \frac{k_B T}{ze} \right)^3 \left( \frac{2T_s}{d} + 1000\psi \right)^{-1.5} \quad (11)$$

式中  $\psi$  为土吸力;  $d$  为颗粒粒径;  $\rho$  为水的密度;  $g$  为重力加速度;  $n$  为孔隙率;  $\eta$  为水的动态黏度;  $\varepsilon$  为水的相对介电常数;  $\varepsilon_0$  为水的介电常数;  $k_B$  为波尔兹曼常数;  $T$  为绝对温度;  $z$  为颗粒表面单位离子数;  $e$  为静电电荷;  $T_s$  为表面张力。

天然土体的粒径分布较广, Tokunaga<sup>[39]</sup>基本假定明显不适用于天然土体。本文将自然土体进行碎片分割, 每个碎片用单一粒径表示。这些碎片在空间内随机分布并相互连接, 形成天然土体的空间结构。这样, 式 (11) 可用以计算单个碎片的膜态水渗透系数。对于天然土样, 土体的渗透系数不是由单个碎片的渗水性能决定, 而是由不同颗粒连接产生的不同渗流路径决定, 如图 7。比如, 颗粒粒径为  $r_1$ , 其膜态水渗透系数为  $k_1$ , 与粒径为  $r_2, r_3$  的颗粒相连接 (其膜态水渗透系数分别为  $k_2, k_3$ , 其中,  $r_3 > r_1 > r_2, k_3 < k_1 < k_2$ ), 分别形成  $a-a$  渗流路径, 和  $b-b$  渗流路径。在  $a-a$  路径, 水流从颗粒  $r_1$  流向  $r_2$ , 渗流速率由  $k_1$  和  $k_2$  两者较小值决定, 因此,  $a-a$  路径膜态水渗透系数可表达为  $k_1$ 。同理,  $b-b$  路径膜态水渗透系数可表达为  $k_3$ 。

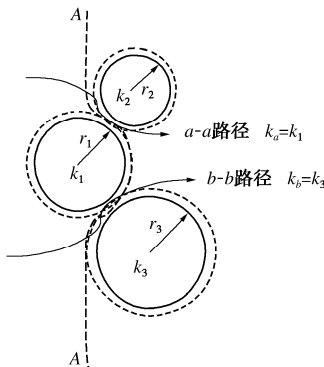


图 7 不同粒径颗粒连接造成膜态水的不同渗流路径。

Fig. 7 Illustration of seepage paths for film water due to different connecting paths between soil particles with different radii  
考虑分割碎片在土体中的随机分布, 并相互连接, 自然土体膜态水渗透系数可用下式求解:

$$k = \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N p_i p_j \min(k_i, k_j) \quad , \quad (12)$$

式中,  $k$  为膜态水渗透系数,  $p_i, p_j$  为颗粒粒径为  $d_i$  和  $d_j$  的粒径分布密度, 可以通过级配曲线估算,  $k_i, k_j$  为采用式 (11) 计算的对应碎片粒径为  $d_i$  和  $d_j$  以及

吸力为  $\psi$  时的膜态水渗透系数。

通过文献查阅图 (6) 中 3 类土体的级配曲线如图 8 (a)。笔者制作了 Excel 计算页, 采用级配图将土体级配分成 10 个片段, 采用式 (11) 计算每个片段的膜态水渗透系数, 再采用式 (12) 统计计算土体单元膜态水渗透系数。最终计算结果如图 8 (b) ~ (d) 所示。

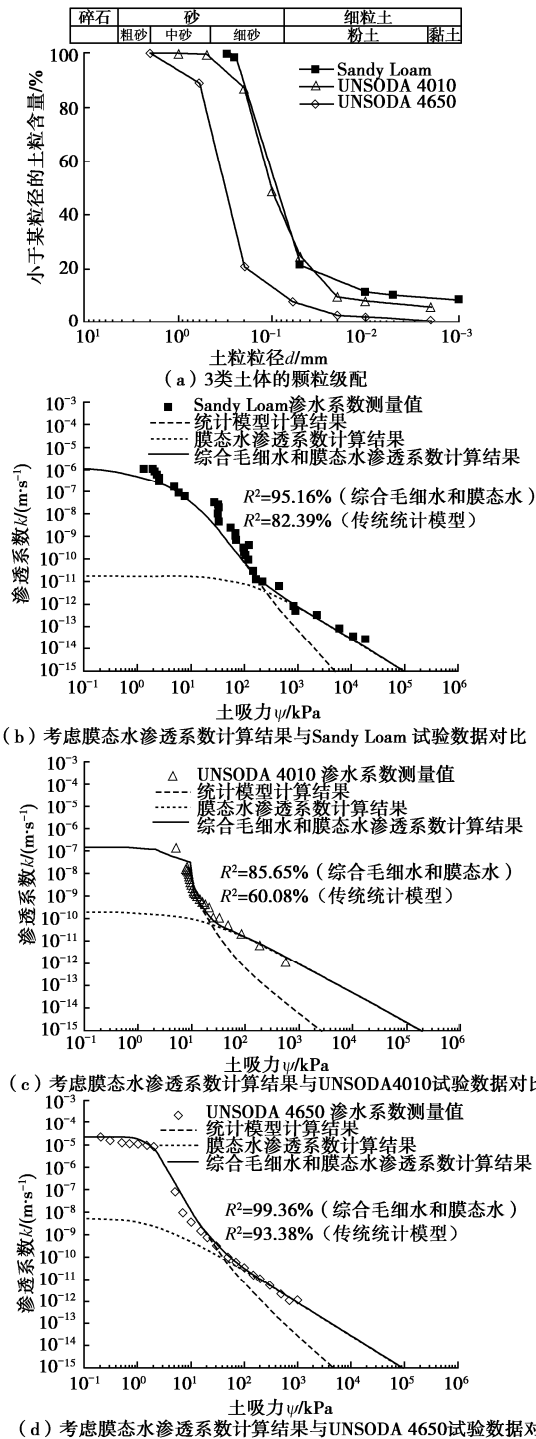


图 8 综合毛细渗流和膜态水渗流计算非饱和土渗透系数  
Fig. 8 Computation of hydraulic conductivities of unsaturated soils by considering both capillary flow and film flow

如图 8 所示, 综合考虑毛细水和膜态水计算非饱和土渗透系数的结果优于传统统计模型的计算结果。传统统计模型低估了土体在残余吸力之后的渗透系数。

2.3 气态水迁移规律

Ye 等<sup>[44]</sup>采用瞬时截面法测量高庙子 (GMZ) 膨润土在高吸力范围的渗透系数, 发现在高吸力区, 非饱和渗透系数随土吸力的增加而增加, 如图 9。毛细水渗流和膜态水渗流理论都认为非饱和渗透系数随土吸力的增加而减少, 无法解释 Ye 等<sup>[44]</sup>的试验数据。Plaster<sup>[25]</sup>和 Zhai 等<sup>[26]</sup>认为在高吸力状态, 土体中的水分主要以强结合水为主, 这部分水分主要以气态形式在土体中迁移。滕继东等<sup>[45]</sup>对气态水在土体中, 因温度场的作用产生的迁移展开较为深入研究。现有文献 (如 Penman<sup>[46]</sup>、Marshall<sup>[47]</sup>、Millington<sup>[48]</sup>、Millington 等<sup>[49]</sup>、Lai 等<sup>[50]</sup>、Abu-El-Sha’r 和 Abriola<sup>[51]</sup>、Ebrahimi-B 等<sup>[52]</sup>) 提出经验模型用以测算水蒸气在土体中的渗透系数。Ebrahimi-B 等<sup>[52]</sup>提出这些经验公式可用式(13)统一表达, 不同学者对式中 $\alpha\beta$ 的建议取值不同, 如表 1。

$$k_a = \alpha\beta D_a \frac{\omega g}{RT} \quad , \quad (13)$$

式中,  $\alpha$ 为弯曲系数,  $\beta$ 为单位面积上允许气体通过的面积,  $\beta=(1-S)n$ ,  $S$ 为饱和度,  $n$ 为孔隙率,  $\omega$ 为气体的摩尔质量,  $R$ 为气体常数,  $T$ 为绝对温度,  $g$ 为重力加速度。

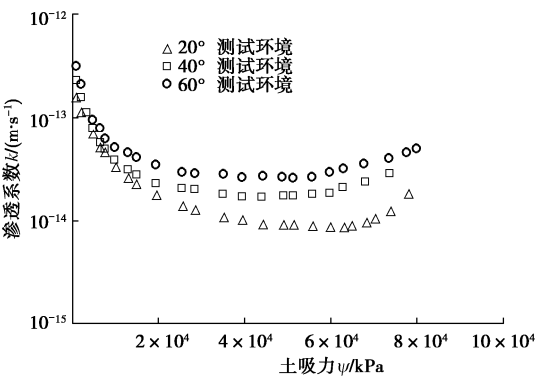


图 9 非饱和高庙子高岭土在不同温度下渗透系数  
Fig. 9 Illustration of hydraulic conductivities of unsaturated GMZ bentonite under different temperatures.

表 1 不同学者对 $\alpha\beta$ 建议值

| 参考文献                           | $\alpha\beta$      |
|--------------------------------|--------------------|
| Penman <sup>[46]</sup>         | 0.66n              |
| Marshall <sup>[47]</sup>       | $\beta^{3/2}$      |
| Millington <sup>[48]</sup>     | $\beta^{4/3}$      |
| Millington 等 <sup>[49]</sup>   | $\beta^{10/3}/n^2$ |
| Lai 等 <sup>[50]</sup>          | $\beta^{5/3}$      |
| Abu-El-Sha’r 等 <sup>[51]</sup> | 0.435n             |

表 1 中对 $\alpha\beta$ 的取值是经验性的。因此, 式 (13) 缺乏一定的理论基础。

水蒸气表现为气相, 其在土体中迁移规律和液态水在土体中迁移机理是不同的, 气态水的迁移驱动机制为气体的压力差所驱动。Zhai 等<sup>[53]</sup>研究发现气体在土体中迁移速率取决于土颗粒间孔隙的大小。水汽分界面会对气体形成一道隔断膜, 只有连贯的孔隙才能形成气态的渗透通道。Zhai 等<sup>[53]</sup>采用类似 Zhai 等<sup>[19]</sup>的计算方法, 计算了单元土截面允许气体通过的有效面积, 如图 10, 并得计算非饱和土气体渗透系数公式, 如下所示:

$$k_{ra} = \frac{\left( \sum_{i=r_m}^N [[S(\psi_m) - S(\psi_i)]^2 - [S(\psi_m) - S(\psi_{i-1})]^2] r_i^2 \right)}{\left( \sum_{i=r(AEV)}^N [[S(\psi_{AEV}) - S(\psi_i)]^2 - [S(\psi_{AEV}) - S(\psi_{i-1})]^2] r_i^2 \right)} \quad (14)$$

式中,  $k_{ra}$ 为相对气体渗透系数,  $r_i$ 为孔隙半径,  $S(\psi_i)$ ,  $S(\psi_m)$ ,  $S(\psi_{AEV})$ 为土吸力分别为 $\psi_i$ ,  $\psi_m$ ,  $\psi_{AEV}$ 的饱和度和,  $N$ 为孔隙分割数。

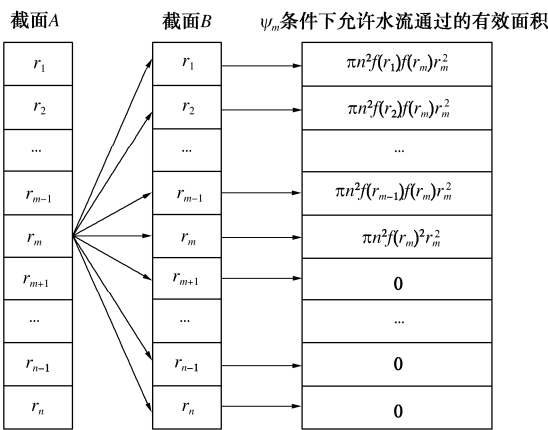


图 10 允许气体通过的有效面积计算

Fig. 10 Computation of effective area allowing air to pass through

式 (14) 定义了气体的渗透系数, 包括空气和空气中的水蒸气。空气中水蒸气的含量可以通过相对湿度计算, 并且相对湿度也可以用土吸力定义。Zhai 等<sup>[54]</sup>利用理想气体状态方程, 分析得到了标准状态下土吸力与孔隙中水蒸气压力的关系, 如下所示:

$$\psi = -\frac{RT}{v_{w0}\omega_v} \ln\left(\frac{p_i}{p_0}\right) = -\frac{RT}{v_{w0}\omega_v} \ln(RH) \quad , \quad (15)$$

式中,  $\psi$ 为土吸力,  $R$ 为通用气体常数,  $T$ 为绝对温度,  $v_{w0}$ 为水密度的倒数,  $\omega_v$ 为单位摩尔水的质量,  $p_i$ 为水蒸气压强,  $p_0$ 为饱和水蒸气压强,  $RH$ 为相对湿度。

通过土吸力的定义, 可计算不同吸力状态下空气中水蒸气的含量, 并将单位体积内的水蒸气换算成液态水的体积, 在式 (14) 的基础上得到气态水在土体中渗透系数公式如下:

$$k_{vap} = 7.4932 \times 10^{-4} e^{-7.395 \times 10^{-6} \psi} k_a \quad , \quad (16)$$

式中,  $k_{vap}$  为气态水在土体中的渗透系数,  $e$  为自然常数,  $\psi$  为土吸力,  $k_a$  为土体气体渗透系数。需要注意, 式 (16) 是在温度为 20℃ 的条件下推导出来的, 如果温度产生变化, 需要考虑温度对相对湿度和水蒸气密度的影响, 式 (16) 也需要作相应的修正。

本文利用式 (16) 对 Ebrahimi-B 等<sup>[52]</sup>的报告数据, 如图 11 (a), 进行核算。将计算值和传统经验模型进行对比, 结果如图 11 (b)。

图 11 所示, 式 (16) 的计算结果和文献中不同经验模型的计算结果比较吻合。另外, 式 (16) 较传统经验模型具有更为严谨的理论基础, 经验模型的计算结果在很大程度上取决经验参数的选取。

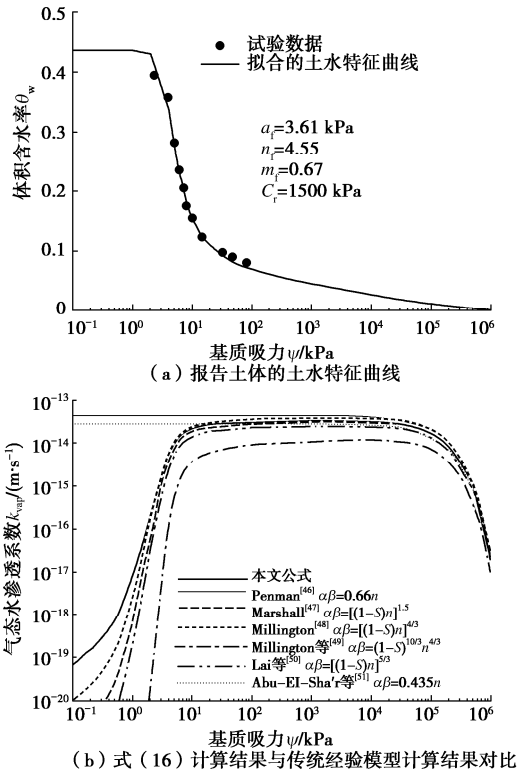


图 11 气态水渗流渗透系数的计算

Fig. 11 Computation of the hydraulic conductivity of soil due to vapour flow

3 全吸力范围非饱和土渗透系数

综上所述, 水分在非饱和土体中迁移大致可分为 3 大类: ①毛细水渗流; ②膜态水渗流; ③气态水渗流。根据不同形态水分在土体中迁移规律, 非饱和土渗透系数方程在全吸力范围大致可分为 3 个区域: ①毛细水渗流主导区; ②膜态水渗流主导区; ③气态水渗流主导区, 如示意图 12。因此, 非饱和土体的渗透系数需要综合考虑毛细水渗透系数、膜态水渗透系数以及气态水渗透系数。

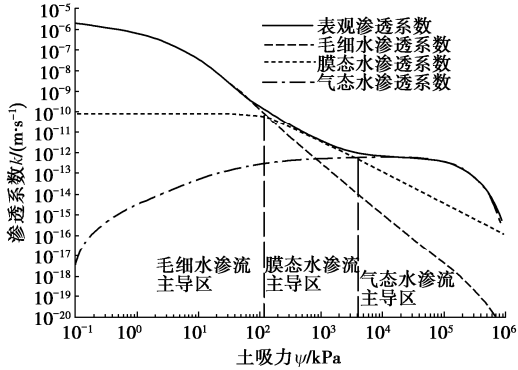


图 12 非饱和土体中不同形态水分渗流主导区域

Fig. 12 Illustration of different dominated zones in hydraulic conductivity function of unsaturated soils

4 结 语

本文系统地探讨了不同类型水分在土体中的迁移规律, 并根据迁移机理提出相应的渗透系数计算公式。研究发现, 采用传统统计模型容易低估非饱和土在高吸力区域的渗透系数。在计算非饱和土渗透系数时, 需要综合考虑①毛细水渗流、②膜态水渗流和③气态水渗流。本文提出的计算公式具有较为完整的理论基础, 计算结果与文献试验数据吻合度较高, 计算结果可靠。需要指出, 本文并未考虑土的体积变形, 对于在脱湿过程中体积变化明显的土体, 需要综合考虑体积变形对土体渗透性能的影响。该内容需要进一步研究, 本文的研究并未涉及体积变形。此外, 渗透吸力、温度、矿物的化学作用也可能会影响土体的渗透性能, 这些因素在本文中并未考虑, 有待进一步研究。

参考文献:

[1] FREDLUND D G, RAHARDJO H, FREDLUND M D. Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice[M]. Hoboken: John Wiley & Sons, Inc., 2012.

[2] MUALEM Y. Hydraulic conductivity of unsaturated soils: prediction and formulas[C]// Methods of Soil Analysis: Part 1, Physical and Mineralogical Methods, 1986, Madison.

[3] LEONG E C, RAHARDJO H. Permeability functions for unsaturated soils[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1997, 123(12): 1118 - 1126.

[4] GARDNER W R. Mathematics of Isothermal Water Conduction in Unsaturated Soils[R]. Washington D C: Highway Research Board Special Report 40, presented at the International Symposium on Physico-Chemical Phenomenon in Soils, 1958.

[5] DAVIDSON J M, STONE L R, NIELSEN D R, et al. Field measurement and use of soil-water properties[J]. Water



- Resources Research, 1969, **5**(6): 1312 – 1321.
- [6] CAMPBELL J D. Pore Pressures and Volume Changes in Unsaturated Soils[D]. Urbana-Champaign: Univ of Illinois at Urbana-Champaign, 1973.
- [7] RICHARDS L A. Capillary conduction of liquids through porous mediums[J]. Physics, 1931, **1**(5): 318 – 333.
- [8] CHRISTENSEN H R. Permeability-capillary potential curves for three prairie soils[J]. Soil Science, 1944, **57**(5): 381 – 390.
- [9] WIND G P. A field experiment concerning capillary rise of moisture in a heavy clay soil[J]. Netherlands Journal of Agricultural Science, 1955, **3**(1): 60 – 69.
- [10] RIJTAMA P E. An Analysis of Actual Evapotranspiration[R]. Wageningen: Agric Res Rep, 1965.
- [11] PHILIP J R. Linearized unsteady multidimensional infiltration[J]. Water Resources Research, 1986, **22**(12): 1717 – 1727.
- [12] AVERJANOV S F. About Permeability of Subsurface Soils in Case of Incomplete Saturation[R]. Princeton: Princeton University Press, 1950.
- [13] IRMAY S. On the hydraulic conductivity of unsaturated soils[J]. Transactions, American Geophysical Union, 1954, **35**(3): 463 – 468.
- [14] COREY A T. The interrelation between gas and oil relative permeabilities[J]. Producer's Monthly, 1954, **19**: 7 – 10.
- [15] CHILDS E C, COLLIS-GEORGE N. The permeability of porous materials[J]. Proceedings of The Royal Society of London Series A-Mathematical and Physical Sciences, 1950, **201**(1066): 392 – 405.
- [16] MARSHALL T J. A relation between permeability and size distribution of pores[J]. Journal of Soil Science, 1958, **9**(1): 1 – 8.
- [17] KUNZE R J, UEHARA G, GRAHAM K. Factors important in the calculation of hydraulic conductivity[J]. Soil Science Society of America Journal, 1968, **32**(6): 760 – 765.
- [18] FREDLUND D G, XING A Q, HUANG S Y. Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1994, **31**(4): 533 – 546.
- [19] ZHAI Q, RAHARDJO H. Estimation of permeability function from the soil-water characteristic curve[J]. Engineering Geology, 2015, **199**: 148 – 156.
- [20] FREDLUND D G, FREDLUND M D. Application of 'estimation procedures' in unsaturated soil mechanics[J]. Geosciences, 2020, **10**(9): 22.
- [21] 孙大松, 刘 鹏, 夏小和, 等. 非饱和土的渗透系数[J]. 水利学报, 2004(3): 71 – 75. (SUN Da-song, LIU Peng, XIA Xiao-he, et al. Permeability coefficient of unsaturated soils[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2004(3): 71 – 75. (in Chinese))
- [22] 蔡国庆, 盛岱超, 周安楠. 考虑初始孔隙比影响的非饱和土相对渗透系数方程[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(5): 827 – 835. (CAI Guo-qing, SHENG Dai-chao, ZHOU An-nan. Approach for predicting the relative coefficient of permeability of unsaturated soils with different initial void ratios[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(5): 827 – 835. (in Chinese))
- [23] 邵龙潭, 温天德, 郭晓霞. 非饱和土渗透系数的一种测量方法和预测公式[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(5): 806 – 812. (SHAO Long-tan, WEN Tian-de, GUO Xiao-xia. Direct measurement method and prediction formula for permeability coefficient of unsaturated soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(5): 806 – 812. (in Chinese))
- [24] SAARENKETO T. Electrical properties of water in clay and silty soils[J]. Journal of Applied Geophysics, 1998, **40**(1/2/3): 73 – 88.
- [25] PLASTER E J. Soil Science and Management[M]. Delmar: Clifton Park, 2009.
- [26] ZHAI Q, RAHARDJO H, SATYANAGA A, et al. Estimation of unsaturated shear strength from soil-water characteristic curve[J]. Acta Geotechnica, 2019, **14**(6): 1977 – 1990.
- [27] BROOKS R H, COREY A T. Hydraulic Properties of Porous Media[R]. Fort Collins: Colorado State University, 1964.
- [28] ZHAI Q, RAHARDJO H, SATYANAGA A. Effects of residual suction and residual water content on the estimation of permeability function[J]. Geoderma, 2017, **303**: 165 – 177.
- [29] ZHAI Q, RAHARDJO H, SATYANAGA A. A pore-size distribution function based method for estimation of hydraulic properties of sandy soils[J]. Engineering Geology, 2018, **246**: 288 – 292.
- [30] JACKSON R D, REGINATO R J, VAN BAVEL C H M. Comparison of measured and calculated hydraulic conductivities of unsaturated soils[J]. Water Resources Research, 1965, **1**(3): 375 – 380.
- [31] MUALEM Y. A Catalogue of the Hydraulic Properties of Unsaturated Soils[R]. Israel: Inst of Technol, 1976.
- [32] PACHEPSKY Y, SCHERBAKOV R, VARALLYAY G, et al. On obtaining soil hydraulic conductivity curves from water retention curves[J]. Pochvovedenie, 1984, **10**: 60 – 72.

- [33] VERECKEN H, MAES J, FEYEN J, et al. Estimating the soil moisture retention characteristic from texture, bulk density, and carbon content[J]. *Soil Science*, 1989, **148**(6): 389 – 403.
- [34] NEMES A, SCHAAP M G, LEIJ F J, et al. Description of the unsaturated soil hydraulic database UNSODA version 2.0[J]. *Journal of Hydrology*, 2001, **251**(3/4): 151 – 162.
- [35] SCHINDLER U G, MÜLLER L. Soil hydraulic functions of international soils measured with the Extended Evaporation Method (EEM) and the HYPROP device[J]. *Open Data Journal for Agricultural Research*, 2017, **3**: 1 – 7.
- [36] TOKUNAGA T K, WAN J M. Water film flow along fracture surfaces of porous rock[J]. *Water Resources Research*, 1997, **33**(6): 1287 – 1295.
- [37] TOKUNAGA T K, WAN J M, SUTTON S R. Transient film flow on rough fracture surfaces[J]. *Water Resources Research*, 2000, **36**(7): 1737 – 1746.
- [38] LIU H H. A constitutive-relationship model for film flow on rough fracture surfaces[J]. *Hydrogeology Journal*, 2004, **12**(2): 237 – 240.
- [39] TOKUNAGA T K. Hydraulic properties of adsorbed water films in unsaturated porous media[J]. *Water Resources Research*, 2009, **45**(6): W06415.
- [40] LEBEAU M, KONRAD J M. A new capillary and thin film flow model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media[J]. *Water Resources Research*, 2010, **46**(12): W12554.
- [41] TULLER M, OR D. Hydraulic conductivity of variably saturated porous media: film and corner flow in angular pore space[J]. *Water Resources Research*, 2001, **37**(5): 1257 – 1276.
- [42] PETERS A. Simple consistent models for water retention and hydraulic conductivity in the complete moisture range[J]. *Water Resources Research*, 2013, **49**(10): 6765 – 6780.
- [43] SCARFONE R, WHEELER S J, LLORET-CABOT M. Conceptual hydraulic conductivity model for unsaturated soils at low degree of saturation and its application to the study of capillary barrier systems[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2020, **146**(10): 04020106.
- [44] YE W M, WAN M, CHEN B, et al. Temperature effects on the unsaturated permeability of the densely compacted GMZ01 bentonite under confined conditions[J]. *Engineering Geology*, 2012, **126**: 1 – 7.
- [45] 滕继东, 贺佐跃, 张升, 等. 非饱和土水气迁移与相变: 两类“锅盖效应”的发生机理及数值再现[J]. *岩土工程学报*, 2016, **38**(10): 1813 – 1821. (TENG Ji-dong, HE Zuo-yue, ZHANG Sheng, et al. Moisture transfer and phase change in unsaturated soils: physical mechanism and numerical model for two types of “canopy effect”[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2016, **38**(10): 1813 – 1821. (in Chinese))
- [46] PENMAN H L. Gas and vapour movements in the soil: I The diffusion of vapours through porous solids[J]. *The Journal of Agricultural Science*, 1940, **30**(3): 437 – 462.
- [47] MARSHALL T J. The diffusion of gases through porous media[J]. *Journal of Soil Science*, 1959, **10**(1): 79 – 82.
- [48] MILLINGTON R J. Gas diffusion in porous media[J]. *Science*, 1959, **130**(3367): 100 – 102.
- [49] MILLINGTON R J, QUIRK J P. Permeability of porous solids[J]. *Transactions of the Faraday Society*, 1961, **57**: 1200 – 1207.
- [50] LAI S H, TIEDJE J M, ERICKSON A E. In situ measurement of gas diffusion coefficient in soils[J]. *Soil Science Society of America Journal*, 1976, **40**(1): 3 – 6.
- [51] ABU-EL-SHA'R W, ABRIOLA L M. Experimental assessment of gas transport mechanisms in natural porous media: parameter evaluation[J]. *Water Resources Research*, 1997, **33**(4): 505 – 516.
- [52] EBRAHIMI-B N, GITIRANA GFN, FRENLUND D G, et al. A lower limit for the water permeability coefficient[C]// Quebec, QC, 57th Canadian Geotechnical Conference, 2004, Canada.
- [53] ZHAI Q, RAHARDJO H, SATYANAGA A. Estimation of air permeability function from soil-water characteristic curve[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2019, **56**(4): 505 – 513.
- [54] ZHAI Q, YE W M, RAHARDJO H, et al. Theoretical method for the estimation of vapour conductivity for unsaturated soil[J]. *Engineering Geology*, 2021, **295**: 106447.

DOI: 10.11779/CJGE202204009

# 基于格子 Boltzmann 方法的土石混合体的渗流特性研究

金磊<sup>1</sup>, 曾亚武<sup>2</sup>, 程涛<sup>1</sup>, 李晶晶<sup>1</sup>

(1. 湖北理工学院土木建筑工程学院, 湖北 黄石 435003; 2. 武汉大学土木建筑工程学院, 湖北 武汉 430072)

**摘要:** 为了探究土石混合体的渗流特性, 基于颗粒离散元法和三维离散元模型虚拟切片技术建立了土石混合体的三维随机孔隙结构模型并将其体素化, 引入三维格子 Boltzmann 方法从孔隙尺度对其渗流开展了模拟, 并据此分析了块石含量、相对密实度和块石粒径对土石混合体渗透率的影响, 最后探讨了不同条件下块石含量对土石混合体渗透率存在不同影响的内在机制。研究结果表明: 当相对密实度和块石粒径不变时, 随块石含量增加, 土石混合体的渗透率总体上是逐渐增大的, 且增大的速率越来越大; 相对密实度越高, 土石混合体的渗透率越低; 块石粒径对土石混合体的渗透率存在一定程度的影响, 当块石含量小于临界值时, 块石粒径越大则渗透率越小, 而当块石含量高于临界值时, 块石粒径越大则渗透率越大; 当土石混合体中土体的密度保持不变时, 其渗透率随块石含量增加先减小后增大。

**关键词:** 土石混合体; 格子 Boltzmann 方法; 渗流特性; 渗透率; 孔隙尺度模拟

中图分类号: TU411

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2022)04-0669-09

**作者简介:** 金磊(1989—), 男, 博士, 副教授, 主要从事复杂岩土体的力学与渗流特性等方面的研究。E-mail: whujinlei@whu.edu.cn。

## Seepage characteristics of soil-rock mixture based on lattice Boltzmann method

JIN Lei<sup>1</sup>, ZENG Ya-wu<sup>2</sup>, CHENG Tao<sup>1</sup>, LI Jing-jing<sup>1</sup>

(1. School of Civil Engineering and Architecture, Hubei Polytechnic University, Huangshi 435003, China; 2. School of Civil Engineering, Wuhan University, Wuhan 430072, China)

**Abstract:** In order to explore the seepage characteristics of soil-rock mixture (SRM), random pore-structural models of SRM are constructed and voxelized based on the discrete element method and the proposed virtual slicing technique for three-dimensional discrete element model. Then, the three-dimensional lattice Boltzmann method is introduced to conduct a series of numerical simulations of the seepage flow in SRM from the pore scale, and the influences of rock content, rock size, relative density on the simulated permeability of SRM are comprehensively investigated. Finally, the internal mechanism of the influences of rock content on the permeability of SRM under different conditions is discussed. The results show that when the relative density and rock size both remain unchanged, the permeability of SRM presents a gradually increasing trend with the increase of rock content, and the increasing rate also increases. When other conditions remain unchanged, the permeability of SRM decreases with the increase of relative density. When the rock content is lower than a threshold value, the permeability decreases as the rock size increases, while this trend gets reversed when the rock content exceeds the threshold value. When the density of soils in SRM remains unchanged, the permeability of SRM decreases first and then increases with the increase of rock content.

**Key words:** soil-rock mixture; lattice Boltzmann method; seepage characteristic; permeability; pore-scale modeling

## 0 引言

土石混合体(soil-rock mixture, 简称 SRM)在自然界中分布广泛, 常见于斜坡、断层带、坝基等工程地质体。斜坡降雨入渗时的稳定性、隧道掘进中断层带的突水、坝基的渗漏等工程问题分析时都需要事先确定土石混合体的渗透性<sup>[1-3]</sup>。因此, 研究土石混合体的渗透特性具有重要意义。

近十几年来, 一些学者采用原位试验、室内试验、

数值模拟等手段对土石混合体的渗透性开展了研究。徐文杰<sup>[4]</sup>通过原位试坑单环/双环注水试验测定了土石混合体的渗透系数。王鹏飞等<sup>[5]</sup>、周中等<sup>[5]</sup>、Wang 等<sup>[6]</sup>通过室内渗透试验分析了块石含量等因素对土石

**基金项目:** 湖北省自然科学基金项目(2019CFB199); 国家自然科学基金项目(41272342, 12002121); 湖北省高等学校优秀中青年科技创新团队计划项目(T201823)

**收稿日期:** 2021-03-25

混合体渗透系数的影响。

物理试验往往耗时费力、试样尺寸受限且难以直接观察内部渗流场,而数值模拟能有效克服这些困难。作为岩土工程中最受欢迎的数值模拟方法,有限元法在土石混合体渗透性研究中也有一定的应用<sup>[1,7]</sup>。然而,土石混合体内部结构十分复杂,生成有限元网格比较费时且网格质量难以保证。为此,Chen等<sup>[8]</sup>引入基于规则网格的数值流形法对土石混合体的渗流进行了二维模拟。

已有的土石混合体渗流数值模拟研究还有一些方面亟待进一步改进。一方面,数值模型主要限于连续介质范畴,而土石混合体是典型的非连续颗粒材料。另一方面,已有数值模拟均是二维的,而实际的渗流发生于三维孔隙空间。

与传统的数值模拟方法相比,格子 Boltzmann 方法(LBM)是一种介观模拟方法,它克服了宏观连续性假设引起的计算精度问题以及微观分子动力学模型在时间和空间上的限制,具有物理条件清晰、算法简单、边界处理方便且并行性容易实现等优点<sup>[9]</sup>。基于格子 Boltzmann 方法和介质的孔隙结构模型可进行孔隙尺度的渗流模拟,进而可用于研究宏观渗流的微细观机理,该方法已在多孔介质中获得了成功的应用<sup>[10-14]</sup>。

在应用格子 Boltzmann 方法模拟渗流之前,需要建立土石混合体的孔隙结构模型。土石混合体结构模型的构建一般采用两种方法:基于数字图像处理的实测结构建模;随机结构建模。前者能较好地描述土石混合体物理模型的细观结构特征,但囿于物理模型的限制,很难在其他参数不变条件下独立改变模型的某一参量,而后者则能有效克服这一不足,能根据需要快速生成特定结构的模型。在已有的随机结构建模方法中,基于颗粒离散元法(DEM)的随机结构模型可实现土石混合体非均质非连续的内部结构特征,在土石混合体强度变形特性研究中已有较广泛的应用<sup>[15-16]</sup>,在多孔介质渗流的格子 Boltzmann 模拟中也有一定的应用<sup>[12]</sup>。

从上述分析可知,联合运用颗粒离散元法和格子 Boltzmann 方法,构建土石混合体的三维孔隙结构模型并开展渗流的孔隙尺度模拟,可有望揭示土石混合体的渗透性变化规律及其内在机制,但目前仍鲜见这方面的研究成果。

为此,本文基于颗粒离散元法建立土石混合体三维离散元随机结构模型,用立方体格子对生成的结构模型进行划分(即体素化),采用三维格子 Boltzmann 方法对土石混合体的渗流开展孔隙尺度的模拟并据此分析土石混合体的渗透特性,最后针对已有成果中块石含量对土石混合体渗透性存在的不同影响进行格子 Boltzmann 模拟并加以讨论。

## 1 土石混合体三维离散元模型

土石混合体由块石颗粒、土颗粒及孔隙组成,其物理力学特性与块石含量、块石粒径、密实程度等内部因素有密切联系。为了研究这些因素对土石混合体渗透性的影响,首先要建立相应的土石混合体孔隙结构模型。

由于土石混合体室内渗透试验的试样一般为圆柱形,这里将土石混合体 DEM 模型设为直径 0.3 m 的圆柱体。徐文杰<sup>[4]</sup>建议土石混合体的土/石阈值计算公式为

$$d_{s/RT} = (0.05 \sim 0.07)L_C, \quad (1)$$

式中,  $d_{s/RT}$  为土/石阈值,  $L_C$  为所研究问题的工程特征尺度(本文中为 0.3 m),据此将土/石阈值定为 0.015 m。考虑到后续 LBM 的计算效率,本文将土颗粒简化成直径为 0.015 m 的球体,用直径大于 0.015 m 的球体模拟块石颗粒。

为了研究块石含量对土石混合体渗透性的影响,在制样时要控制密实度等其他参量保持不变。关于密实度,一般是将不同块石含量的土石混合体试样中土体基质密度取为相同值<sup>[3,6]</sup>,但当块石含量较高(70%左右)时,土石混合体为骨架孔隙结构,此时块石之间的土体很难被击实到相同的密度。另外,周中等<sup>[5]</sup>室内试验中是使各块石含量的土石混合体试样的压实度相同(95%)。

试样的密实度可由孔隙率、密度、压实度、相对密实度等多个物理量描述。相对密实度可用于不同级配土体的松密程度的对比,实际工程中常用来衡量无黏性土(砂土和砂砾石土等)的密实度。鉴于此,本文选用相对密实度来衡量土石混合体模型的密实程度。

为了构建一定相对密实度的土石混合体离散元模型,本文引入黄青富等<sup>[17]</sup>提出的 DEM 建模方法,其核心思想是通过减小压实过程中颗粒间摩擦系数的“拟振动压实法”来模拟现实中的振动压实作用,从而可快速生成任意相对密实度的颗粒堆积体。

本文研究块石含量( $C_R$ )、块石粒径( $D$ )和相对密实度( $D_r$ )对土石混合体渗透性的影响,其中块石含量( $C_R$ )定义为块石质量与模型总质量的比值。具体的建模方案是:块石含量考虑 0, 20%, 40%, 60%, 80%和 100%共 6 种情形;块石粒径考虑 0.03, 0.04 和 0.05 m 共 3 种情形;试样密实度考虑松散( $D_r=0$ )、中密( $D_r=0.5$ )和密实( $D_r=1$ )共 3 种情形。DEM 建模过程中的细观力学参数取值与文献[17]中表 1 相同,每个方案的土石混合体模型通过设置不同的随机数种子制备了 3 个平行试样,模型高度均在 0.9 m 以上。

图1所示为  $C_R=40\%$ ,  $D=0.04$  m 时松散、中密和密实的土石混合体三维离散元模型。

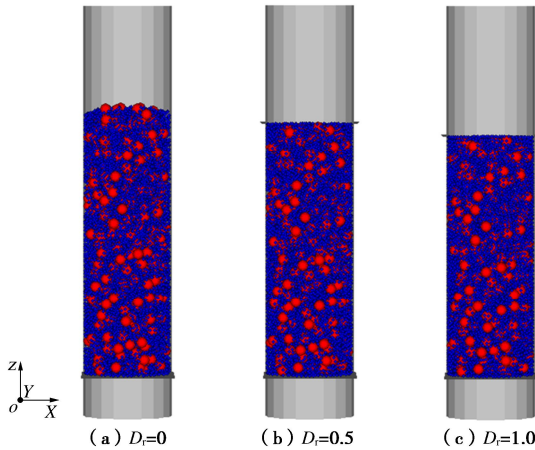


图1 土石混合体三维离散元模型 ( $C_R=40\%$ ,  $D=0.04$  m)

Fig. 1 3-D DEM models for SRM ( $C_R=40\%$ ,  $D=0.04$  m)

## 2 土石混合体渗流的 LBM 模拟

### 2.1 LBM 的基本原理

在格子 Boltzmann 方法中, 计算域由边长为  $h$  (格子步长) 的立方体格子所划分, 在每个格点上定义一个粒子分布函数  $f_\alpha(\mathbf{r}, t)$  表示在  $\mathbf{r}$  位置处  $t$  时刻运动方向沿  $\alpha$  的流体粒子的数目。在离散的每个时间步 ( $\Delta t$ ) 内, 流体粒子以离散的速度  $\mathbf{e}_\alpha$  运动到最近的格点处, 紧接着在该格点处与其它的粒子发生碰撞, 碰撞后粒子的分布函数将更新<sup>[9]</sup>, 该过程称为迁移和碰撞, 可用公式分别表示为

$$f_\alpha(\mathbf{r} + \mathbf{e}_\alpha \Delta t, t + \Delta t) = f_\alpha(\mathbf{r}, t) \quad , \quad (2)$$

$$f_\alpha(\mathbf{r}, t) = \Omega(f_\alpha(\mathbf{r}, t)) \quad , \quad (3)$$

式中,  $\Omega$  为碰撞算子, 它规定了流体粒子的碰撞行为。通过迁移与碰撞的不断循环, 流体粒子逐步趋向平衡态分布  $f_\alpha^{\text{eq}}$ 。

本文采用最为常用的碰撞算子即单松弛时间 BGK 碰撞模型<sup>[18]</sup>, 可用下式表示:

$$\Omega(f_\alpha(\mathbf{r}, t)) = f_\alpha(\mathbf{r}, t) - \frac{\Delta t}{\tau} (f_\alpha(\mathbf{r}, t) - f_\alpha^{\text{eq}}(\mathbf{r}, t)) \quad , \quad (4)$$

式中,  $f_\alpha^{\text{eq}}(\mathbf{r}, t)$  为局部平衡态分布函数,  $\tau$  为无量纲弛豫时间。

本文采用的离散速度模型为常用的 D3Q19 模型<sup>[19]</sup>, 其平衡态分布函数及相关参数如下所示:

$$f_\alpha^{\text{eq}} = \rho \omega_\alpha \left[ 1 + \frac{\mathbf{e}_\alpha \mathbf{u}}{c_s^2} + \frac{(\mathbf{e}_\alpha \mathbf{u})^2}{2c_s^4} - \frac{\mathbf{u}^2}{2c_s^2} \right] \quad , \quad (5)$$

$$c = \frac{h}{\Delta t} \quad , \quad (6)$$

$$c_s^2 = \frac{c^2}{3} \quad , \quad (7)$$

$$\omega_\alpha = \begin{cases} \frac{1}{3} & (\alpha=0) \\ \frac{1}{18} & (\alpha=1, 2, \dots, 6) \\ \frac{1}{36} & (\alpha=7, 8, \dots, 18) \end{cases} \quad . \quad (8)$$

式中  $c$  为格子速度;  $c_s$  为格子声速;  $\omega_\alpha$  为权系数;  $\rho$  为流体密度;  $\mathbf{u}$  为宏观速度。

根据质量和动量守恒定律, 模型的宏观密度  $\rho$ 、速度  $\mathbf{u}$  和压力  $p$  分别定义如下:

$$\rho = \sum_{\alpha=0}^{18} f_\alpha \quad , \quad (9)$$

$$\mathbf{u} = \frac{1}{\rho} \sum_{\alpha=0}^{18} f_\alpha \mathbf{e}_\alpha \quad , \quad (10)$$

$$p = \rho c_s^2 \quad . \quad (11)$$

此外, 流体的运动黏滞系数  $\nu$  与无量纲弛豫时间  $\tau$  及格子参数间关系为

$$\nu = c_s^2 \left( \tau - \frac{1}{2} \right) \Delta t \quad . \quad (12)$$

理论上, LBM 的 D3Q19 模型只能用于模拟可压缩流体的流动。为了保证 LBM 的数值解收敛于不可压缩流体的 Navier-Stokes 方程, 流体流动的  $M_a$  数必须足够小, 至少应小于 0.1<sup>[20]</sup>,  $M_a$  数定义为

$$M_a = \frac{u_{\max}}{c} \quad , \quad (13)$$

式中,  $u_{\max}$  为流体最大速度。

在 LBM 中, 为了计算方便, 一般都把所有的单位做无量纲处理, 即采用格子单位。格子单位与物理单位的比值为一个固定的参考量, 也就是说格子单位的变化规律与物理单位的变化规律是完全一致的。关于格子单位与物理单位的相互转化可参考文献[20]。本文中, 为方便起见, DEM 模型相关的物理量采用物理单位, LBM 模拟相关的物理量采用格子单位, 如流域尺寸 (l.u.)、流速 (l.u./t.s.)、渗透率 (l.u.<sup>2</sup>)。

### 2.2 离散元模型的体素化与 LBM 的边界条件

为了将建立的土石混合体离散元模型用于渗流的 LBM 模拟, 需先将其用立方体格子进行划分, 即体素化。本文基于数字图像处理技术来达到这一要求, 其关键在于如何获取土石混合体三维离散元模型的一系列切片图像, 而这可以利用笔者所开发的三维离散元模型虚拟切片技术, 详见文献[21]。

考虑到后续 LBM 的计算效率, 本文中渗流的 LBM 模拟选取离散元模型中离底面 0.3~0.6 m 的中间部分, 图 2 (a) 所示即为图 1 (b) 模型离底面 0.3~0.6 m 的部分。将离散元模型的这一部分沿轴向 ( $Z$  轴) 进行切割, 切片间隔 0.001 m, 每个模型共生成 300



个切片,图2(b)和图2(c)所示为图2(a)底部(原离散元模型离底面0.3 m处)的切片。由于LBM计算域一般为长方体,故在每个切片图像上固体区域还包括了圆形边界和其外切正方形之间的部分,如图2(c)所示。将每个切片图像的像素尺寸也设为0.001 m(300×300像素),这样土石混合体离散元模型就被27000000个边长为0.001 m的立方体格子( $h=0.001$  m)所划分,则LBM计算域的尺寸为300×300×300 l.u.。

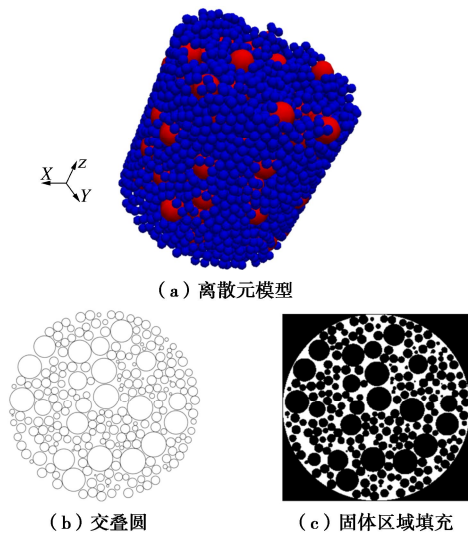


图2 土石混合体三维离散元模型切片示意图

Fig. 2 Schematic diagram of slicing of SRM model

图像的分辨率和格子的数量对LBM的计算精度有重要影响。Pan等<sup>[11]</sup>研究表明当球体的直径大于12倍的格子步长时,计算的渗透率将不随分辨率而改变。本文中格子步长0.001 m,最小固体颗粒直径为0.015 m,故满足要求。

实施渗流的LBM模拟还需要定义合适的边界条件。本文中,流体流动方向沿Z轴正方向,由入口和出口的压力差驱动,压力边界采用Zou/He边界处理方法<sup>[22]</sup>。模型四周壁面和固体颗粒表面为无滑移的流-固边界,采用反弹格式进行处理<sup>[18]</sup>。执行反弹处理之前需要确定固体格点和流体格点,判断方法是:像素值为0(黑色)的体素属于固体格点,而像素值为255(白色)的体素属于流体格点。

### 2.3 渗透率与LBM的计算参数

多孔介质的渗透性能一般用渗透率或渗透系数表征,渗透率由多孔介质自身的属性(如孔隙率、颗粒比表面积等)决定,而渗透系数除了与多孔介质自身属性有关外还与流体的属性(如密度、黏度等)有关。本文中,土石混合体的渗透性由渗透率表征。

已有的试验和理论研究表明颗粒材料渗透率的主要影响因素是孔隙率和颗粒级配特征(如平均粒径、

不均匀系数等),而颗粒级配特征实质上反映的是比表面积<sup>[23-25]</sup>。一般来说,当其它条件相同时,孔隙率越大则渗透率越大,比表面积越大则渗透率越小。为此,本文还计算了各土石混合体离散元模型的孔隙率 $n$ 和比表面积 $S_0$ (模型中固体颗粒表面积之和与模型总体积之比)。

渗透率由LBM模拟的流场通过达西定律计算得到公式为

$$k = \frac{\mu \bar{u}}{\nabla p} = \frac{\rho \nu \bar{u} l}{p_{in} - p_{out}} \quad (14)$$

式中 $\mu$ 是流体的动力黏滞系数; $\bar{u}$ 表示平均流速; $\nabla p$ 是压力梯度; $l$ 为模型沿渗流方向的尺寸; $p_{in}$ 和 $p_{out}$ 分别为渗流入口和出口的压力。

达西定律成立的前提条件是流动为层流,本文通过在模型入口和出口处施加不同的压差,计算不同压差下的渗透率,检验渗透率是否保持恒定来确认层流状态。经过测试,当压差( $p_{in} - p_{out}$ )取0.01时,本文土石混合体模型均可满足层流及2.1节中所述 $Ma$ 数的要求。

多孔介质渗流的LBM模拟中还有一个重要的计算参数,即无量纲的弛豫时间 $\tau$ ,它的取值对计算时间和精度都有重要的影响。参考Pan等<sup>[11]</sup>的研究,本文中 $\tau$ 取0.8。

LBM计算至流体达到稳定状态时停止,这里稳定状态的判断准则是一定的时步数内(本文为1000)整个计算域的动能的标准差小于平均动能的0.01%。计算收敛后,根据达西定律即可计算模型的渗透率。

## 3 LBM模拟结果及其分析

基于上述土石混合体DEM建模方法和渗流LBM模拟方法,可得到不同块石含量、不同相对密实度和不同块石粒径的土石混合体模型的渗透率,分析时取每种情况下3个平行试样所得渗透率的平均值。各土石混合体模型的渗透率见表1,各模型的孔隙率和比表面积见表2和表3。

除了渗透率,LBM模拟还能获得各模型孔隙尺度的渗流场,图3所示为其中3个模型的流速场云图。图3(a)对应的土石混合体 $C_R$ 为20%, $D$ 为0.04 m, $D_r=1$ ,其渗透率为0.099。图3(b)对应的土石混合体 $C_R$ 为20%, $D$ 为0.04 m, $D_r=0$ ,其渗透率为0.241。图3(c)对应的土石混合体 $C_R$ 为80%, $D$ 为0.04 m, $D_r=0$ ,其渗透率为0.710。由图可见,图3(b)中流动通道明显多于图3(a)中的流场,且通道中的流速较大,故其渗透率较大,而图3(c)中的流动通道更

表 1 土石混合体的渗透率 (l.u.<sup>2</sup>)  
Table 1 Simulated permeabilities of SRM (l.u.<sup>2</sup>)

| $C_R/\%$ | $D=0.03\text{ m}$ |           |         | $D=0.04\text{ m}$ |           |         | $D=0.05\text{ m}$ |           |         |
|----------|-------------------|-----------|---------|-------------------|-----------|---------|-------------------|-----------|---------|
|          | $D_r=0$           | $D_r=0.5$ | $D_r=1$ | $D_r=0$           | $D_r=0.5$ | $D_r=1$ | $D_r=0$           | $D_r=0.5$ | $D_r=1$ |
| 0        | 0.241             | 0.155     | 0.094   | 0.241             | 0.155     | 0.094   | 0.241             | 0.155     | 0.094   |
| 20       | 0.245             | 0.169     | 0.104   | 0.241             | 0.160     | 0.099   | 0.227             | 0.156     | 0.102   |
| 40       | 0.283             | 0.192     | 0.127   | 0.256             | 0.176     | 0.112   | 0.236             | 0.163     | 0.106   |
| 60       | 0.368             | 0.253     | 0.158   | 0.339             | 0.218     | 0.143   | 0.291             | 0.193     | 0.127   |
| 80       | 0.595             | 0.424     | 0.252   | 0.710             | 0.410     | 0.246   | 0.916             | 0.487     | 0.230   |
| 100      | 1.423             | 0.888     | 0.564   | 3.024             | 1.928     | 1.147   | 5.280             | 3.647     | 2.057   |

表 2 土石混合体的孔隙率  
Table 2 Porosities of SRM

| $C_R/\%$ | $D=0.03\text{ m}$ |           |         | $D=0.04\text{ m}$ |           |         | $D=0.05\text{ m}$ |           |         |
|----------|-------------------|-----------|---------|-------------------|-----------|---------|-------------------|-----------|---------|
|          | $D_r=0$           | $D_r=0.5$ | $D_r=1$ | $D_r=0$           | $D_r=0.5$ | $D_r=1$ | $D_r=0$           | $D_r=0.5$ | $D_r=1$ |
| 0        | 0.427             | 0.400     | 0.364   | 0.427             | 0.400     | 0.364   | 0.427             | 0.400     | 0.364   |
| 20       | 0.407             | 0.380     | 0.349   | 0.396             | 0.370     | 0.339   | 0.384             | 0.361     | 0.336   |
| 40       | 0.395             | 0.368     | 0.337   | 0.372             | 0.346     | 0.316   | 0.358             | 0.333     | 0.301   |
| 60       | 0.394             | 0.364     | 0.330   | 0.365             | 0.331     | 0.296   | 0.338             | 0.305     | 0.274   |
| 80       | 0.409             | 0.378     | 0.334   | 0.387             | 0.343     | 0.300   | 0.370             | 0.319     | 0.277   |
| 100      | 0.429             | 0.396     | 0.362   | 0.433             | 0.405     | 0.365   | 0.433             | 0.409     | 0.369   |

表 3 土石混合体的比表面积 (m<sup>-1</sup>)  
Table 3 Specific surface areas of SRM (m<sup>-1</sup>)

| $C_R/\%$ | $D=0.03\text{ m}$ |           |         | $D=0.04\text{ m}$ |           |         | $D=0.05\text{ m}$ |           |         |
|----------|-------------------|-----------|---------|-------------------|-----------|---------|-------------------|-----------|---------|
|          | $D_r=0$           | $D_r=0.5$ | $D_r=1$ | $D_r=0$           | $D_r=0.5$ | $D_r=1$ | $D_r=0$           | $D_r=0.5$ | $D_r=1$ |
| 0        | 210.6             | 222.7     | 237.5   | 210.6             | 222.7     | 237.5   | 210.6             | 222.7     | 237.5   |
| 20       | 194.3             | 204.2     | 217.1   | 190.3             | 200.6     | 212.9   | 186.7             | 198.5     | 208.3   |
| 40       | 173.3             | 183.3     | 193.3   | 165.7             | 174.7     | 185.6   | 161.0             | 173.0     | 181.4   |
| 60       | 150.8             | 158.1     | 167.9   | 139.9             | 146.5     | 156.5   | 135.5             | 142.9     | 148.7   |
| 80       | 123.3             | 130.0     | 141.2   | 104.3             | 112.9     | 121.5   | 93.1              | 101.4     | 107.6   |
| 100      | 96.2              | 103.2     | 110.5   | 67.3              | 73.4      | 78.7    | 52.6              | 53.7      | 60.5    |

宽, 流速也更大, 故其渗透率进一步提高。石粒径的变化绘于图 4~9 (限于篇幅, 并未给出全部情形)。

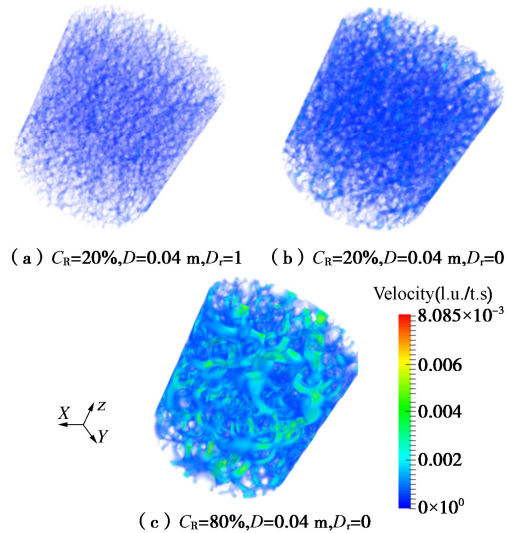


图 3 土石混合体的流场

Fig. 3 Velocity contour plots of SRM

由表 1 和图 3 可以看到, 块石含量、块石粒径和相对密实度对土石混合体宏观的渗透率及微观的渗流场都有一定的影响。下面结合孔隙率和比表面积的变化就这些因素对渗透率的影响进行分析, 为此将渗透率、孔隙率和比表面积随块石含量、相对密实度和块

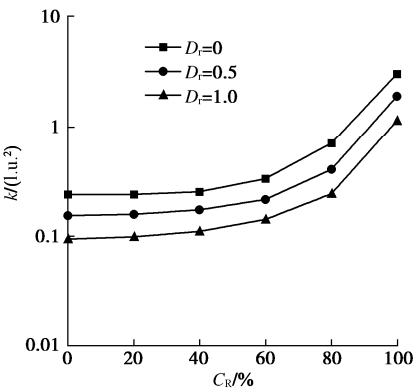


图 4 土石混合体渗透率随块石含量的变化 ( $D=0.04\text{ m}$ )

Fig. 4 Variation of permeability of SRM with rock content ( $D=0.04\text{ m}$ )

3.1 块石含量的影响

由图 4 和图 5 可见, 当相对密实度和块石粒径相同时, 随块石含量增加, 土石混合体的渗透率总体上是逐渐增大的, 且增大的速率也越来越大。这与 Zhou 等<sup>[5]</sup>的室内试验结果是基本一致的。

由图 6 和图 7 可知, 当相对密实度和块石粒径相同时, 土石混合体的孔隙率随块石含量的增加先减小

后增大, 在 60% 时取最小值。这是因为不同块石含量时土石混合体的细观结构特征不同<sup>[4, 16]</sup>, 在中低块石含量时 (<60%), 土石混合体为骨架-悬浮或骨架-密实结构, 块石的增加使孔隙率减小, 而当块石含量较高时 (>60%) 时为骨架-孔隙结构, 块石的增加使孔隙率增大。

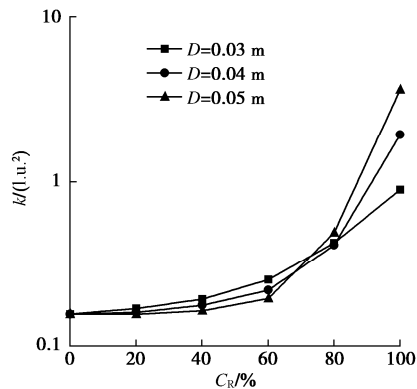


图 5 土石混合体渗透率随块石含量的变化 ( $D_r=0.5$ )

Fig. 5 Variation of permeability of SRM with rock content ( $D_r=0.5$ )

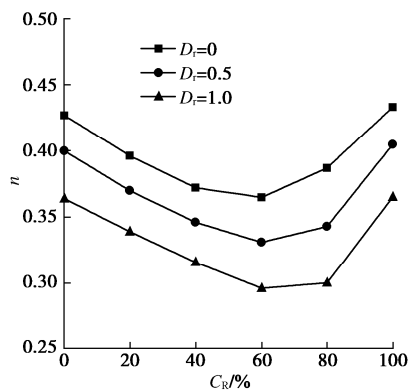


图 6 土石混合体孔隙率随块石含量的变化 ( $D=0.04$  m)

Fig. 6 Variation of porosity of SRM with rock content ( $D=0.04$  m)

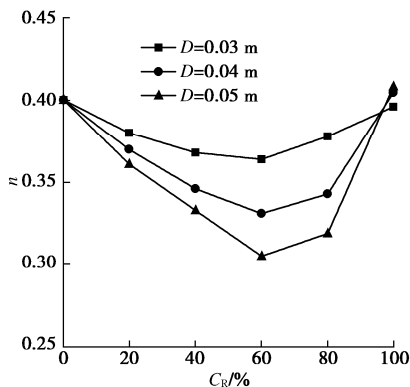


图 7 土石混合体孔隙率随块石含量变化 ( $D_r=0.5$ )

Fig. 7 Variation of porosity of SRM with rock content ( $D_r=0.5$ )

由图 8, 9 可知, 当相对密实度和块石粒径相同时,

土石混合体的比表面积随块石含量的增加而不断减小。1 个半径为  $R$  的球体的比表面积为  $3/R$ , 因此颗粒粒径越大比表面积越小, 故随块石含量增加, 粗颗粒比例增大, 模型的比表面积就逐渐减小。

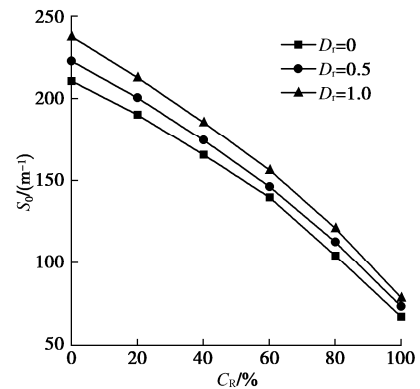


图 8 土石混合体比表面随块石含量的变化 ( $D=0.04$  m)

Fig. 8 Variation of specific surface area of SRM with rock content

( $D=0.04$  m)

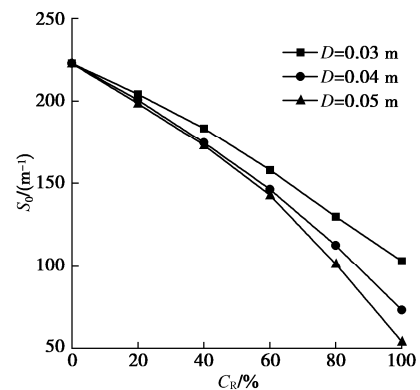


图 9 土石混合体比表面随块石含量的变化 ( $D_r=0.5$ )

Fig. 9 Variation of specific surface area of SRM with rock content

( $D_r=0.5$ )

随块石含量增加, 孔隙率先减小后增大使得渗透率有先减小后增大的趋势, 而比表面积不断减小使得渗透率有逐渐增大的趋势, 两者综合的效果是渗透率总体上逐渐增大且增大的速率逐渐增加, 到 60% 时开始显著增大。

### 3.2 相对密实度的影响

由图 4 可见, 当块石含量和粒径均相同时, 试样的相对密实度越高, 渗透率越低, 这也符合一般认识。

由图 6, 8 可知, 当其他条件相同时, 随试样相对密实度的提高, 孔隙率减小而比表面积增大, 两者都会使得渗透率有减小的趋势, 因此渗透率越来越小。

### 3.3 块石粒径的影响

由图 5 可见, 块石粒径对土石混合体的渗透率存在一定程度的影响, 且块石含量不同时其变化规律也不同。当块石含量小于某一值时, 块石粒径越大则渗透率越小, 而当块石含量高于某一值时, 块石粒径越

大则渗透率越大, 即存在一个临界值, 本文中该值在 70%~80%附近。

由图 7 可知, 当其他条件相同时, 块石粒径越大孔隙率越小 (除块石含量很高时以外), 这使得渗透率有减小的趋势。由图 9 可知, 当其他条件相同时, 随块石粒径增大, 比表面积逐渐减小, 这使得渗透率有增大的趋势。由图 7 和图 9 还可以看到: 当块石含量低于临界值时, 孔隙率随块石粒径的变化幅度较大而比表面积的变化幅度相对较小, 此时孔隙率的减小作用占主要地位, 因此总体结果是块石粒径越大渗透率越小; 而当块石含量高于临界值时, 比表面积随块石粒径的变化幅度较大, 此时其对渗透率的增大作用将占主要地位, 因此总体结果是块石粒径越大渗透率越大。

## 4 讨 论

王鹏飞等<sup>[3]</sup>、Wang 等<sup>[6]</sup>都开展了不同块石含量土石混合体试样的室内渗透试验, 并采取了同样的制样方法, 即在制样前先对不同块石含量的试样进行击实试验, 得到使其中土体密度达到相同值时各自所需要的击实次数, 并依此制备了土体基质密度相同的不同块石含量的土石混合体试样。其渗透试验结果表明随块石含量增加, 土石混合体试样的渗透系数先减小后增大, 在块石含量为 40%时达到最低。

徐文杰等<sup>[7]</sup>、Chen 等<sup>[8]</sup>分别基于有限元法和数值流行法对土石混合体随机微观结构模型的渗流进行了二维模拟, 其不同块石含量的土石混合体模型中土体基质是设为完全相同的, 模拟结果表明随块石含量增加, 土石混合体模型的渗透系数逐渐减小。

本文中, 不同块石含量的土石混合体三维模型的相对密度保持不变, LBM 模拟结果表明随块石含量增加土石混合体的渗透率总体上是逐渐增大的。结合上述室内试验和其它数值模拟的结果可以看到, 不同条件下块石含量对土石混合体渗透性的影响不尽相同, 甚至截然相反。

为了明晰不同条件下块石含量对土石混合体渗透性存在不同影响的内在机制, 这里以图 10 所示的二维简化模型为例, 借助 LBM 渗流模拟来探讨土体基质保持相同时的情形。图中较大的方块表示块石颗粒, 较小的圆盘表示土颗粒, case1 代表均质土体, case2 代表较低块石含量的土石混合体 (骨架悬浮结构), case3 代表中等块石含量的土石混合体 (骨架密实结构), case4 代表较高块石含量的土石混合体 (骨架孔隙结构), case5 代表块石体模型。模型大小均为  $200 \times 200$  l.u., 各模型中土体颗粒排列保持不变, 各

模型渗透率的 LBM 模拟值如图 11 所示。

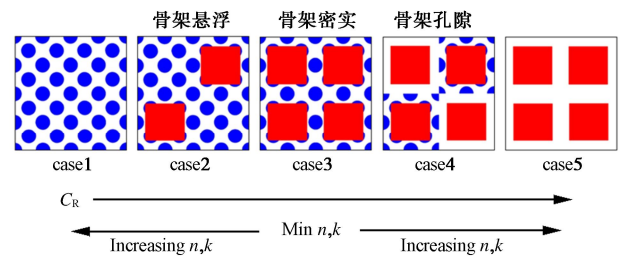


图 10 不同块石含量土石混合体的简化模型 (土体密度相同)

Fig. 10 Simplified SRM models with different rock contents (density of soil matrix remains unchanged)

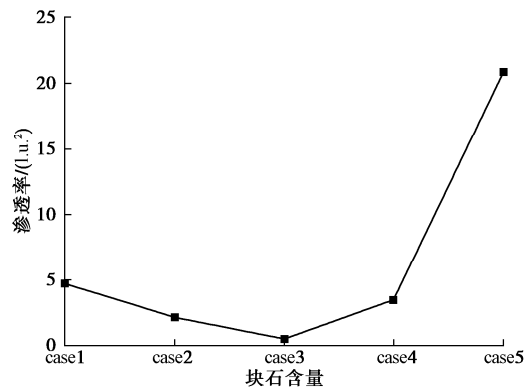


图 11 块石含量对土石混合体渗透率的影响 (土体密度相同)

Fig. 11 Effects of rock content on permeability of SRM (density of soil matrix remains unchanged)

如图 10 和图 11 所示, 从 case1 到 case3 的情形与徐文杰等<sup>[7]</sup>、Chen 等<sup>[8]</sup>数值模型中块石含量的增加本质上是一致的, 此时因大块石的加入使得模型的孔隙率减小且水流因块石阻挡更加曲折, 因此渗透率逐渐降低。王鹏飞等<sup>[3]</sup>、Wang 等<sup>[6]</sup>室内试验中块石含量小于 40%时的情况亦是如此。

从 case3 到 case4 时, 块石含量增加无法由继续增加块石来实现, 而只能相对减少土体的量, 土石混合体为骨架-孔隙结构, 因此模型的孔隙率增大, 渗透率又开始提高。

Wang 等<sup>[6]</sup>指出当块石含量大于 40%时, 随块石含量增加, 土-石界面增多, 而这些界面的流速相对较大, 故渗透性提高。本文分析认为, 尽管王鹏飞等<sup>[3]</sup>、Wang 等<sup>[6]</sup>制样时试图使各块石含量试样中土体基质的密度相同, 但实际上当块石含量较高时这是很难实现的。图 12 即是文献[6]中块石含量分别为 60%和 70%的土石混合体试样, 可以看到试样局部有一些大孔隙, 尤其是块石积聚的部位。因此, 该情形下土石混合体渗透率随块石含量增加而增大更可能是局部的骨架孔隙结构逐渐增多导致的, 这也类似于图 10 中 case3 到 case4 的情形。



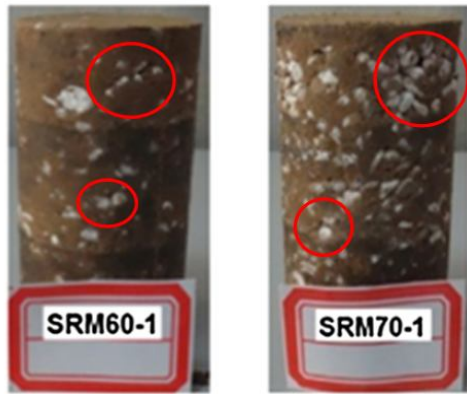


图 12 室内土石混合体试样<sup>[6]</sup>

Fig. 12 Laboratory SRM samples<sup>[6]</sup>

## 5 结 论

本文基于三维格子 Boltzmann 方法从孔隙尺度模拟了土石混合体中的渗流, 分析了块石含量、相对密实度和块石粒径对土石混合体渗透率的影响, 并对土体密度不变条件下块石含量对土石混合体渗透性的影响进行了探讨。本文的研究工作得到了以下结论:

(1) 当相对密实度和块石粒径不变时, 土石混合体的渗透率随块石含量的增加总体上呈逐渐增大的趋势, 且增大的速率也越来越大

(2) 当块石含量和块石粒径不变时, 相对密实度越高, 土石混合体的渗透率越低。

(3) 块石粒径对土石混合体的渗透率存在一定程度的影响, 当块石含量小于临界值时, 块石粒径越大则渗透率越小, 而当块石含量高于临界值时, 块石粒径越大则渗透率越大, 本文中临界块石含量在 70%~80%附近。

(4) 不同条件下块石含量对土石混合体渗透性的影响不尽相同, 当土石混合体中土体的密度保持不变时, 其渗透率随块石含量增加先减小后增大。

采用本文的土石混合体 DEM 建模方法和渗流 LBM 模拟方法可进一步研究块石级配、块石形状、块石空间分布等细观结构特征对土石混合体渗流特性的影响, 限于篇幅, 这些内容将另文研究。

## 参考文献:

[1] 廖秋林. 土石混合体地质成因、结构模型及其力学特性、固流耦合特性研究[D]. 北京: 中国科学院地质与地球物理研究所, 2006. (LIAO Qiu-lin. Geological Origin and Structure Model of Rock and Soil Aggregate and Study on Its Mechanical and MH Coupled Properties[D]. Beijing: Institute of Geology and Geophysics, Chinese Academy of Sciences, 2006. (in Chinese))

[2] 许建聪, 尚岳全. 碎石土渗透特性对滑坡稳定性的影响[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, **25**(11): 2264 - 2271. (XU Jian-cong, SHANG Yue-quan. Influence of permeability of gravel soil on debris landslide stability[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, **25**(11): 2264 - 2271. (in Chinese))

[3] 王鹏飞, 李长洪, 马学文, 等. 断层带不同含石率土石混合体渗流特性试验研究[J]. 岩土力学, 2018(增刊 2): 53 - 61. (WANG Peng-fei, LI Chang-hong, MA Xue-wen, et al. Experimental study of seepage characteristics of soil-rock mixture with different rock contents in fault zone[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018(S2): 53 - 61. (in Chinese))

[4] 徐文杰. 土石混合体细观结构力学及其边坡稳定性研究[D]. 北京: 中国科学院地质与地球物理研究所, 2008. (XU Wen-jie. Study on Meso-Structural Mechanics of Soil-Rock Mixture and Its Slope Stability[D]. Beijing: Institute of Geology and Geophysics, Chinese Academy of Sciences, 2008. (in Chinese))

[5] 周 中, 傅鹤林, 刘宝琛, 等. 土石混合体渗透性能的试验研究[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2006, **33**(6): 25 - 28. (ZHOU Zhong, FU He-lin, LIU Bao-chen, et al. Experimental study of the permeability of soil-rock-mixture[J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2006, **33**(6): 25 - 28. (in Chinese))

[6] WANG Y, LI X, ZHENG B, et al. Experimental study on the non-Darcy flow characteristics of soil-rock mixture[J]. Environmental Earth Sciences, 2016, **75**(9): 1 - 18.

[7] 徐文杰, 王永刚. 土石混合体细观结构渗流数值试验研究[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(4): 542 - 550. (XU Wen-jie, WANG Yong-gang. Meso-structural permeability of S-RM based on numerical tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(4): 542 - 550. (in Chinese))

[8] CHEN T, YANG Y T, ZHENG H, et al. Numerical determination of the effective permeability coefficient of soil-rock mixtures using the numerical manifold method[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2019, **43**(1): 381 - 414.

[9] CHEN S Y, DOOLEN G D. Lattice Boltzmann method for fluid flows[J]. Annual Review of Fluid Mechanics, 1998, **30**: 329 - 364.

[10] SUCCI S, FOTI E, HIGUERA F. Three-dimensional flows in complex geometries with the lattice Boltzmann method[J]. Europhysics Letters (EPL), 1989, **10**(5): 433 - 438.

[11] PAN C, HILPERT M, MILLER C T. Pore-scale modeling of saturated permeabilities in random sphere packings[J].



- Physical Review E, Statistical, Nonlinear, and Soft Matter Physics, 2001, **64**(6): 066702.
- [12] GHASSEMI A, PAK A. Pore scale study of permeability and tortuosity for flow through particulate media using lattice Boltzmann method[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2011, **35**(8): 886 – 901.
- [13] BORUJENI A T, LANE N M, THOMPSON K, et al. Effects of image resolution and numerical resolution on computed permeability of consolidated packing using LB and FEM pore-scale simulations[J]. Computers & Fluids, 2013, **88**: 753 – 763.
- [14] COUSINS T A, GHANBARIAN B, DAIGLE H. Three-dimensional lattice Boltzmann simulations of single-phase permeability in random fractal porous media with rough pore-solid interface[J]. Transport in Porous Media, 2018, **122**(3): 527 – 546.
- [15] XU W J, WANG S, ZHANG H Y, et al. Discrete element modelling of a soil-rock mixture used in an embankment dam[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2016, **86**: 141 – 156.
- [16] 金磊, 曾亚武. 土石混合体宏观细观力学特性和变形破坏机制的三维离散元精细模拟[J]. 岩石力学与工程学报, 2018, **37**(6): 1540 – 1550. (JIN Lei, ZENG Ya-wu. Refined simulation for macro-and meso-mechanical properties and failure mechanism of soil-rock mixture by 3D DEM[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2018, **37**(6): 1540 – 1550. (in Chinese))
- [17] 黄青富, 詹美礼, 盛金昌, 等. 基于颗粒离散单元法的获取任意相对密度下级配颗粒堆积体的数值方法[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(3): 537 – 543. (HUANG Qing-fu, ZHAN Mei-li, SHENG Jin-chang, et al. Numerical method to generate granular assembly with any desired relative density based on DEM[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(3): 537 – 543. (in Chinese))
- [18] BHATNAGAR P L, GROSS E P, KROOK M. A model for collision processes in gases: I small amplitude processes in charged and neutral one-component systems[J]. Physical Review, 1954, **94**(3): 511 – 525.
- [19] QIAN Y H, D'HUMIÈRES D, LALLEMAND P. Lattice BGK models for navier-stokes equation[J]. Europhysics Letters (EPL), 1992, **17**(6): 479 – 484.
- [20] FENG Y T, HAN K, OWEN D R J. Coupled lattice Boltzmann method and discrete element modelling of particle transport in turbulent fluid flows: computational issues[J]. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 2007, **72**(9): 1111 – 1134.
- [21] 金磊, 曾亚武, 叶阳, 等. 不规则颗粒及其集合体三维离散元建模方法的改进[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(7): 1273 – 1281. (JIN Lei, ZENG Ya-wu, YE Yang, et al. Improving three-dimensional DEM modeling methods for irregularly shaped particles and their assembly[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(7): 1273 – 1281. (in Chinese))
- [22] ZOU Q S, HE X Y. On pressure and velocity boundary conditions for the lattice Boltzmann BGK model[J]. Physics of Fluids, 1997, **9**(6): 1591 – 1598.
- [23] CARMAN P C. Fluid flow through granular beds[J]. Chemical Engineering Research and Design, 1997, **75**: S32 – S48.
- [24] KOPONEN A, KATAJA M, TIMONEN J. Permeability and effective porosity of porous media[J]. Physical Review E, 1997, **56**(3): 3319 – 3325.
- [25] CHAPUIS R P. Predicting the saturated hydraulic conductivity of sand and gravel using effective diameter and void ratio[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2004, **41**(5): 787 – 795.

DOI: 10.11779/CJGE202204010

# 黏土的结构性定量化表征及其弹塑性本构模型研究

李吴刚<sup>1</sup>, 杨庆<sup>2</sup>, 刘文化<sup>1</sup>, 杨钢<sup>2</sup>, 孙秀丽<sup>1</sup>

(1. 江南大学环境与土木工程学院, 江苏 无锡 214122; 2. 大连理工大学海岸和近海工程国家重点实验室, 辽宁 大连 116024)

**摘要:** 结构性可增强土骨架的稳定性, 在相同的应力条件下, 结构性土与重塑土相比可保持更大的孔隙比。从结构性土的形成过程出发, 详细分析了结构性对土体变形特性的影响及变形过程中结构性的衰退规律, 提出了土体结构的定量化表征参数——相对结构度, 并给出了该变量在土体变形过程中的演化方程。随后基于该参数推导了结构性土的体变方程, 该方程反映了结构性土在变形过程中土体结构对压缩特性的影响。最后, 结合修正剑桥模型推导了三轴应力状态下结构性土的本构模型, 该模型可较好地预测结构性土的力学与变形特性, 通过 3 种天然结构性土的试验结果与模型预测对比验证了本模型的合理性。

**关键词:** 结构性土; 本构模型; 体变方程; 压缩指数

**中图分类号:** TU431

**文献标识码:** A

**文章编号:** 1000-4548(2022)04-0678-09

**作者简介:** 李吴刚(1988—), 男, 助理研究员, 博士, 主要从事土的本构关系及数值算法研究。E-mail: lwgjn@jiangnan.edu.cn。

## Structured quantitative characterization and elastoplastic constitutive model of clay

LI Wu-gang<sup>1</sup>, YANG Qing<sup>2</sup>, LIU Wen-hua<sup>1</sup>, YANG Gang<sup>2</sup>, SUN Xiu-li<sup>1</sup>

(1. School of Environment and Civil Engineering, Jiangnan University, Wuxi 214122, China; 2. State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China)

**Abstract:** Soil structure can improve the stability of soil skeleton. Hence, the void ratio of structured soils is usually higher than that of the reconstituted soils under the same effective stress. Based on the process of the formation of structured soils, the influences of the soil structure on the deformation characteristics are analyzed. Besides, the destruction law of the soil structure in the process of deformation is investigated. A quantitative parameter of the soil structure (relative structure degree) is proposed. The evolution equation for the new parameter during the deformation is obtained according to the experimental data. The volume change equation for the structured soil is derived by incorporating the new parameter. The volume change equation describes the change of the soil structure and compression index of structured soils during deformation. The constitutive model under triaxial stress state for the structured soils is derived by incorporating the modified cam-clay model. The mechanical and deformation behaviors of the structured soils are captured by the proposed model. The new constitutive model is able to predict the mechanical behaviors of the structured soils through the comparisons between the numerical results and the experimental data from three kinds of natural structured soils.

**Key words:** structured soil; constitutive model; volume change equation; compression index

## 0 引言

结构性土在自然界中广泛存在, 土颗粒的排列形式和颗粒间的胶结作用导致结构性土的力学性质与重塑土相比产生较大差异。基于重塑土的试验数据建立的修正剑桥模型<sup>[1]</sup>可较好地描述重塑土的力学性质, 但由于未考虑结构性的影响, 故无法模拟结构性土的力学与变形特性<sup>[2-5]</sup>, 存在一定的局限性。结构性土在达到屈服应力后变形急剧增长, 采用不考虑结构性影响的本构关系指导土工结构设计会显著影响土工结构的可靠性。另一方面, 结构性土的峰值强度往往大于

重塑土的峰值强度, 合理利用结构性土的力学潜能, 可降低施工成本。孔令伟等<sup>[6]</sup>采用结构性软土作为防波堤的持力层时, 利用了结构性潜能, 提高了经济性。因此, 建立结构性土的本构关系对工程实践具有重要的现实意义。

近年来, 关于结构性土本构关系的研究取得了巨大的发展, 如: Liu 等<sup>[7]</sup>、Suebsuk 等<sup>[8]</sup>和 Chowdhury

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51639002, 52009049)

收稿日期: 2021-04-21

等<sup>[9]</sup>在临界状态理论的框架内建立了结构性土本构关系, 可较好地描述结构性土在屈服后压缩指数急剧增长<sup>[10-12]</sup>及在三轴剪切试验中的应变软化<sup>[13-15]</sup>等试验现象。沈珠江等<sup>[16]</sup>、蒋明镜等<sup>[17]</sup>、刘恩龙等<sup>[18]</sup>通过引入破损函数, 建立了基于破损力学理论的结构性土的本构关系。谢定义等<sup>[19]</sup>通过引入综合结构势来描述结构性土的变形与强度特性。Roainia 等<sup>[20]</sup>通过在重塑土的本构关系中引入结构性参数并给出了该参数的演化规律, 建立了结构性土的本构关系。祝恩阳等<sup>[21-22]</sup>、姚仰平等<sup>[23-25]</sup>通过将结构性衰变引起的体应变引入统一硬化模型, 建立了结构性土的本构关系。Desai 等<sup>[26]</sup>、Liu 等<sup>[27]</sup>、周成等<sup>[28]</sup>、王国欣等<sup>[29]</sup>、Ouria<sup>[30]</sup>基于扰动状态理论建立了结构性土的本构关系。

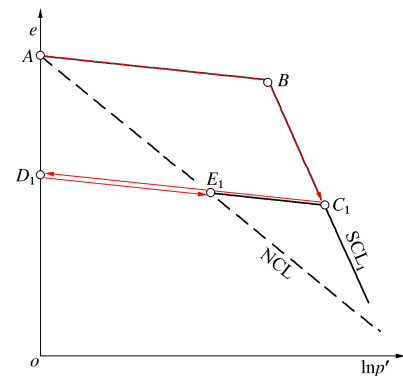
建立结构性土本构关系的关键在于如何在本构关系中考虑结构性的影响并给出变形过程中结构性的衰退规律。本文从结构性土的形成过程出发, 提出了表征土体结构的量化参数, 结合修正剑桥模型推导了结构性土的本构模型, 并对该模型进行了验证。

## 1 结构性土的变形特性

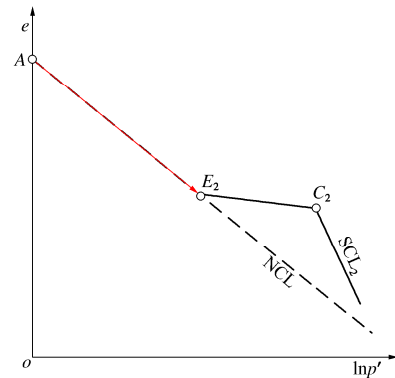
### 1.1 相对结构度

现从结构性土的形成过程出发, 探究结构性土的变形特性。假设有两个由相同土料组成的泥浆试样, 在重塑状态下试样的压缩曲线可用图 1 中的 NCL 表示。在初始状态(点 A)时, 若试样 1 的土颗粒间出现胶结性物质变为结构性土, 此时试样 1 的压缩曲线变为图 1(a)中的红实线, 在试样 1 加载至点  $C_1$  后, 再对试样 1 卸载( $C_1 \rightarrow D_1$ ), 最后对该试样进行再加载( $D_1 \rightarrow E_1$ ), 则试样 1 随后的压缩曲线可用图 1(a)中的  $SCL_1$  (从点  $E_1$  开始的压缩曲线) 表示。假设在初始状态(点 A)时试样 2 内未出现胶结性物质, 则试样 2 的压缩曲线与 NCL 重合, 在加载至点  $E_2$  后, 试样 2 内产生适量的胶结性物质, 使得试样 2 随后的压缩曲线可用图 1(b)中的  $SCL_2$  表示。虽然  $SCL_1$  和  $SCL_2$  的形态完全一致, 但试样 1 和试样 2 的土体结构具有不同的损伤程度。试样 1 的土体结构在加载阶段( $B \rightarrow C_1$ )已发生破坏, 而试样 2 是在点  $E_2$  处才变为结构性土, 且在加载阶段( $E_2 \rightarrow C_2$ )仅发生弹性变形, 故试样 2 在点  $E_2$  处时的结构性保持完整。由上述分析可知, 虽然  $SCL_1$  和  $SCL_2$  形态相同, 但试样 1 和试样 2 的土体结构的损伤程度并不相同。而实际工程中, 土体的应力历史是难以确定的, 这给评估结构性土的土体损伤情况带来困难。以图 2 中的两种结构性土为例, 原状 Corinth 泥灰土<sup>[31]</sup>与原状 Leda 黏土<sup>[32]</sup>

都有较高的结构性强度, 图 1 中所示的两种应力路径都可使 Corinth 泥灰土和 Leda 黏土表现出如图 2 所示的压缩曲线, 故仅通过压缩试验数据无法判断土体结构的损伤状况。如何对土体结构进行定量表征并建立起结构性土间的内在联系, 对评判结构性土的力学性质、建立结构性土的本构关系具有重要的意义。



(a) 试样1的应力历史



(b) 试样2的应力历史

图 1 不同应力历史条件下结构性土的压缩曲线

Fig. 1 Compression curves for structured soils with different stress histories

现假设某结构性土试样在压缩过程中其土体结构始终不发生破坏, 则其压缩曲线可用图 3 中的虚线表示, 将其定义为结构性土的本征压缩曲线 (ISCL), 该曲线表征了不发生土体结构破坏时结构性土的压缩特性。实际上结构性土在达到屈服应力后, 土体结构必然发生破坏, 故其压缩曲线 (图 3 中红实线) 在试样达到屈服应力后逐渐偏离 ISCL。当土体结构被完全破坏时, 结构性土退化为重塑土, 其压缩曲线也与重塑土的正常固结曲线 (NCL) 重合。因此, 结构性土的压缩曲线位于以 ISCL 和 NCL 为边界的区域内, 即 ISCL 和 NCL 定义了结构性土压缩曲线的边界。将相同应力条件下 ISCL 和 NCL 间的距离定义为  $e_i$ , 其值表示结构完整的结构性土所能承担的额外孔隙比。相同应力条件下结构性土的压缩曲线 (SCL) 和 NCL 间的距离定义为  $e_s$ , 其值的大小与结构的破损程度有关。当土体结构未发生破坏时  $e_i = e_s$ ; 当土体结构发

生破坏后, SCL 与 NCL 间的距离逐渐减小, 此时  $e_1 > e_s$ ; 当土体结构完全破坏时  $e_s = 0$ , 此时, 结构性土的压缩曲线与重塑土的压缩曲线重合。

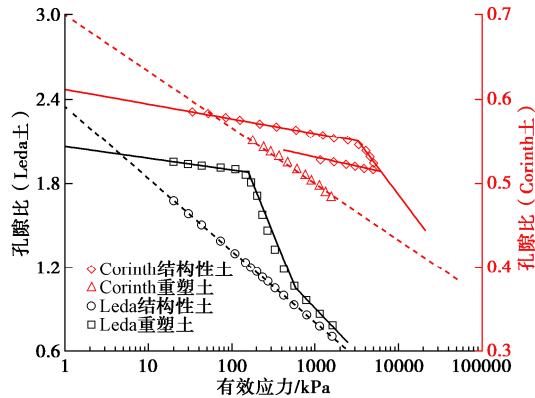


图2 两种天然结构性土的压缩曲线

Fig. 2 Compression curves for structured soils

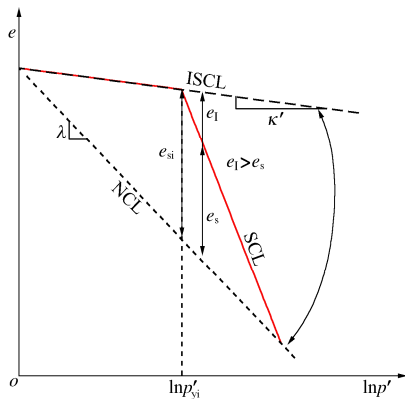


图3 结构性土的压缩特性

Fig. 3 Compression behaviors for structured soils

上述分析指出  $e_1$  和  $e_s$  值与初始结构性及土体结构的损伤程度有关。以位于本征压缩曲线之上的结构性土的土体结构为参照基准, 定义结构性土的相对结构度以定量表征土体结构:

$$\xi = \frac{e_s}{e_1} \quad (1)$$

根据式(1)的定义对图1中两种试样的结构性进行分析。试样1在应力路径(A→B)上未发生塑性变形, 故试样1在点B处的土体结构保持完整, 以试样1在点B处时的结构性作为参照基准, 则试样1在应力路径(A→B)中的相对结构度  $\xi = 1$ ; 随着荷载增大, 试样1在应力路径(B→C<sub>1</sub>)上发生塑性变形, 土体结构发生破坏, 故试样1在点C<sub>1</sub>处时的相对结构度小于1。与试样1在C<sub>1</sub>处时土体结构已产生破坏不同, 试样2在点E<sub>2</sub>处时才变为结构性土, 由于试样2在应力路径(E<sub>2</sub>→C<sub>2</sub>)上仅发生弹性变形, 故试样2在点C<sub>2</sub>处时的土体结构未发生破坏, 但因为SCL<sub>1</sub>和SCL<sub>2</sub>重合, 故试样1在C<sub>1</sub>处时的相对结构度和试样2在C<sub>2</sub>

处时的相对结构度相等。由上述分析可知, 虽然试样1和试样2的土体结构损伤程度并不相同, 但可通过相对结构度建立起两者之间的内在联系。

在建立结构性土的本构关系前需确定相对结构度  $\xi$  在土体变形过程中的发展规律。原状 Leda 黏土<sup>[32]</sup>, 原状 Bangkok 黏土<sup>[33]</sup>, 水泥固化 Ariake 黏土<sup>[34]</sup>和原状 Osakay 黏土<sup>[35]</sup>是4种典型的结构性土, 对文献中这四种结构性土的压缩试验结果重新整理, 整理后的数据(图4)表明相对结构度在结构性土的变形过程中的发展规律可采用下式表示:

$$\xi = \left( \frac{e_{si}}{e_1} \right)^\alpha \quad (2)$$

式中,  $\alpha$  为材料参数。

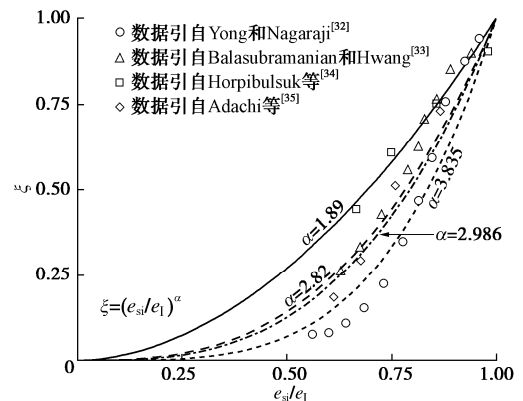


图4 相对结构度在压缩过程中的发展

Fig. 4 Development of structural index during compression

## 1.2 体变方程

重塑土的体变方程可采用下式表示:

$$e_r = e_0 - \lambda \ln \frac{p'}{p'_0} \quad (3)$$

式中,  $e_0$  为初始孔隙比,  $p'_0$  为初始平均有效应力,  $e_r$  为平均有效应力为  $p'$  时重塑土的孔隙比,  $\lambda$  为重塑土压缩曲线的斜率。由相对结构度的定义可知, 在相同的应力状态下结构性土的孔隙比  $e$  与重塑土的孔隙比  $e_r$  存在如下关系:

$$e = e_r + \xi e_1 \quad (4)$$

联立式(3), (4)可得结构性土的体变方程:

$$e = e_0 - \lambda \ln \frac{p'}{p'_0} + \xi e_1 \quad (5)$$

式中,  $\xi e_1$  表征了结构性对孔隙比的影响。当相对结构度  $\xi$  减小至 0 时, 式(5)退化为重塑土的体变方程。设结构性土的本征压缩曲线的斜率为  $\kappa'$ , 则  $e_1$  可用下式表示:

$$e_1 = (\lambda - \kappa') \ln \frac{p'}{p'_0} \quad (6)$$

联立式 (5), (6), 得到结构性土的体变方程:

$$e = e_0 - [(1 - \xi)\lambda + \xi\kappa'] \ln \frac{p'}{p_0} \quad (7)$$

将式 (7) 改写为增量形式:

$$de = -[(1 - \xi)\lambda + \xi\kappa'] \frac{dp'}{p'} + (\lambda - \kappa') \ln \left( \frac{p'}{p_0} \right) d\xi \quad (8)$$

由上式可知, 结构性土的体变由应力导致的体变和结构性衰退导致的体变组成, 如图 5 所示,  $-[(1 - \xi)\lambda + \xi\kappa'] \frac{dp'}{p'}$  表示由应力增长所导致的孔隙比的变化,  $(\lambda - \kappa') \ln \left( \frac{p'}{p_0} \right) d\xi$  表示由结构性衰退所导致的孔隙比的变化, 这两种体变构成了结构性土在压缩过程中的总体变。在相对结构度保持恒定的条件下, 结构性土压缩曲线的斜率为  $[(1 - \xi)\lambda + \xi\kappa']$ , 但结构性土在变形过程中往往伴随着土体结构的破坏, 因此结构性土压缩曲线的表现斜率大于  $[(1 - \xi)\lambda + \xi\kappa']$ 。

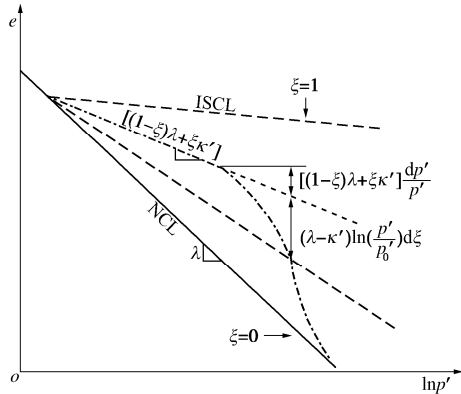


图5 结构性土的体变分解

Fig. 5 Illustration of volume change for structured soils

### 1.3 结构性土的屈服行为

采用塑性体应变作为本构模型的硬化参量, 则结构性土的屈服面与塑性体应变有关。设某结构性土试样在当前状态下 (点 A) 的孔隙比和平均有效应力分别为  $e$  和  $p'$  (图 6), 点 A 和点 B 位于同一屈服面上, 该屈服面对应的屈服应力为  $p'_s$ , 对应的重塑土等效屈服应力为  $p'_e$ 。

重塑土在压缩变形的过程中的塑性体应变可采用下式表示:

$$\varepsilon_v^p = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \ln \frac{p'_e}{p'_0} \quad (9)$$

式中,  $\kappa$  为重塑土的回弹指数。在压缩过程中结构性土的塑性体应变可采用下式表示:

$$\varepsilon_v^p = \frac{e_0 - e - \kappa_s \ln \frac{p'}{p_0}}{1 + e_0} \quad (10)$$

式中,  $\kappa_s$  为结构性土的回弹系数。Burland<sup>[2]</sup>对结构性土的压缩试验结果表明: 结构性土的回弹指数与结构

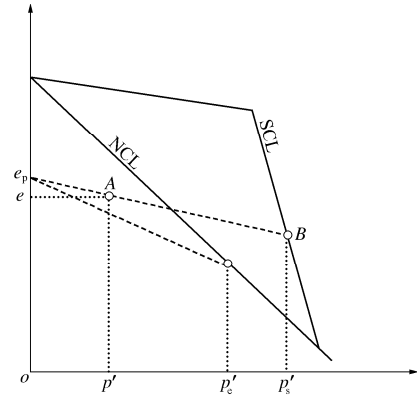


图6 结构性土的等效屈服应力

Fig. 6 Equivalent yield stress for structured soils

性相关, 本文采用线性插值的方法表示不同结构性状态下结构性土的回弹系数:

$$\kappa_s = (1 - \xi)\kappa + \xi\kappa' \quad (11)$$

当相对结构度  $\xi$  等于 0 时, 结构性土的回弹系数等于重塑土的回弹系数; 当相对结构度  $\xi$  等于 1 时, 回弹系数等于结构性土本征压缩曲线的斜率。由于结构性土的屈服应力和等效屈服应力具有相同的塑性体应变, 联立式 (9), (10) 可得

$$p'_e = p'_0 \exp \left[ \left( e_0 - e - \kappa_s \ln \frac{p'}{p_0} \right) / (\lambda - \kappa) \right] \quad (12)$$

式 (12) 给出了当前状态下结构性土的当前应力与等效屈服应力之间的关系。结构性土的塑性体应变也可采用点 B 处的屈服应力表示, 由式 (7) 可知点 B 处的塑性体应变可由下式表示:

$$\begin{aligned} \varepsilon_v^p &= \frac{[(1 - \xi)\lambda + \xi\kappa']}{1 + e_0} \ln \frac{p'_s}{p'_0} - \frac{\kappa_s}{1 + e_0} \ln \frac{p'_s}{p'_0} \\ &= \frac{(1 - \xi)(\lambda - \kappa)}{1 + e_0} \ln \frac{p'_s}{p'_0} \end{aligned} \quad (13)$$

联立式 (9), (11) 和式 (13), 得到如下关系:

$$p'_s = p'_0 \left( \frac{p'_e}{p'_0} \right)^{\frac{1}{1 - \xi}} \quad (14)$$

上式给出了结构性土的屈服应力与等效屈服应力之间的关系。设某结构性土的参考应力  $p'_0 = 1$ , 该结构性土的屈服应力  $p'_s$  分别为 100, 200, 300, 400 和 500 kPa 时的等效屈服应力结果如图 7 所示。数值计算结果表明, 在土体结构被完全破坏时, 结构性土退化为重塑土, 故相对结构度  $\xi = 0$  时, 结构性土的屈服应力与等效屈服应力相等; 结构性土的等效屈服应力随着塑性应变的增大而增大, 而塑性应变随着相对结构度  $\xi$  的增大而减小, 故等效屈服应力随着相对结构度  $\xi$  的增大而减小; 当相对结构度  $\xi$  增大至 1 时, 土体结构保持完整, 结构性土未产生塑性变形, 故此时等效屈服应力的值与参考应力  $p'_0$  相等。



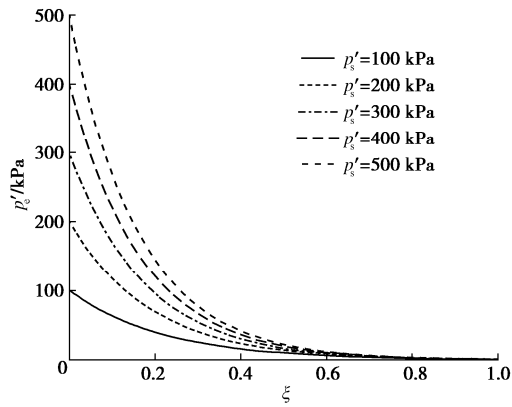


图7 相对结构度与等效屈服应力间的关系

Fig. 7 Relationship between yield stress of structured soils and structural index

## 2 三轴应力状态下的本构关系

由修正剑桥模型可知重塑土的屈服面方程可表示为如下形式:

$$f = \ln \frac{\bar{p}'}{p'_e} + \ln \left( 1 + \frac{\bar{q}^2}{M^2 \bar{p}'^2} \right) = 0 \quad (15)$$

式中,  $M$  为临界状态线的斜率,  $\bar{q}$  和  $\bar{p}'$  分别为重塑土的广义剪应力和平均主应力, 如图 8 所示。假设结构性土的屈服面与等效屈服面相似, 则有如下关系成立:

$$\frac{\bar{p}'}{p'} = \frac{\bar{q}}{q} = \frac{p'_e}{p'_s} \quad (16)$$

根据结构性土的屈服面和等效屈服面间的相似关系, 得到结构性土的屈服面方程:

$$f = \ln \frac{p'}{p'_s} + \ln \left( 1 + \frac{q^2}{M^2 p'^2} \right) = 0 \quad (17)$$

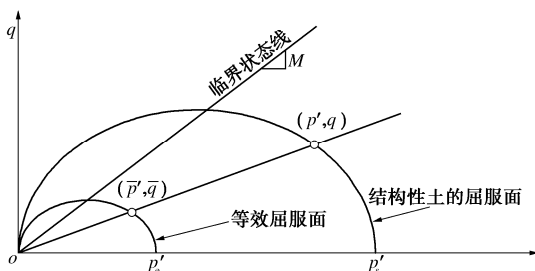


图8 结构性土的屈服面

Fig. 8 Yield surface for structured soils

根据协调方程的要求可得

$$df = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} + \frac{\partial f}{\partial p'_s} dp'_s = 0 \quad (18)$$

由式 (13) 可知

$$\frac{dp'_s}{p'_s} = \frac{1}{1-\xi} \left( \frac{1+e_0}{\lambda-\kappa} d\varepsilon_v^p + \ln \frac{p'_s}{p'_0} d\xi \right) \quad (19)$$

由式 (2) 可得

$$d\xi = -\alpha \xi \frac{de_1}{e_1} \quad (20)$$

联立式 (6) 和式 (20) 后得到

$$d\xi = -\alpha \xi \frac{dp'_s}{p'_s \ln(p'_s/p'_0)} \quad (21)$$

联立式 (19) 和式 (21) 得到结构性土在变形过程中相对结构度的演化方程:

$$d\xi = -\frac{\alpha \xi (1+e_0)}{\ln(p'_s/p'_0)(\lambda-\kappa)(1-\xi+\alpha \xi)} d\varepsilon_v^p \quad (22)$$

由于结构性土在变形过程中产生的塑性体缩或塑性体胀都可导致结构性的衰退, 故对式 (22) 中的塑性体应变取绝对值:

$$d\xi = -\frac{\alpha \xi (1+e_0)}{\ln(p'_s/p'_0)(\lambda-\kappa)(1-\xi+\alpha \xi)} |d\varepsilon_v^p| \quad (23)$$

联立式 (23) 和式 (19) 后得到

$$dp'_s = \frac{p'_s(1+e_0)}{(1-\xi)(\lambda-\kappa)} \left( d\varepsilon_v^p - \frac{\alpha \xi}{1-\xi+\alpha \xi} |d\varepsilon_v^p| \right) \quad (24)$$

联立式 (18) 和式 (24) 得到结构性土的变形协调方程为

$$df = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} + \frac{\partial f}{\partial p'_s} \frac{p'_s(1+e_0)}{(1-\xi)(\lambda-\kappa)} \left( d\varepsilon_v^p - \frac{\alpha \xi}{1-\xi+\alpha \xi} |d\varepsilon_v^p| \right) = 0 \quad (25)$$

根据相关联的流动法则, 由式 (25) 解得塑性乘子  $\Lambda$ :

$$\Lambda = \frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} E_{ijkl} d\varepsilon_{kl}}{\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} E_{ijkl} \frac{\partial f}{\partial \sigma_{kl}} - \frac{\partial f}{\partial p'_s} \frac{p'_s(1+e_0)}{(1-\xi)(\lambda-\kappa)} \left( \frac{\partial f}{\partial p'} - \frac{\alpha \xi}{1-\xi+\alpha \xi} \left| \frac{\partial f}{\partial p'} \right| \right)} \quad (26)$$

式中,  $E_{ijkl}$  为弹性模量张量。令

$$h_p = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} E_{ijkl} \frac{\partial f}{\partial \sigma_{kl}} - \frac{\partial f}{\partial p'_s} \frac{p'_s(1+e_0)}{(1-\xi)(\lambda-\kappa)} \left( \frac{\partial f}{\partial p'} - \frac{\alpha \xi}{1-\xi+\alpha \xi} \left| \frac{\partial f}{\partial p'} \right| \right) \quad (27)$$

则结构性土的应力增量和应变增量间的关系可用下式表示

$$d\sigma_{ij} = \left( E_{ijkl} - \frac{1}{h_p} E_{ijmn} \frac{\partial f}{\partial \sigma_{mn}} \frac{\partial f}{\partial \sigma_{pq}} E_{pqkl} \right) d\varepsilon_{kl} \quad (28)$$

至此, 结构性土的本构关系推导完毕。

## 3 模型验证

本文建立的本构模型共有 8 个参数, 均能够通过常规土工试验获取。其中临界应力状态比  $M$ 、参考应力状态时的孔隙比  $e_0$ 、重塑土的压缩指数  $\lambda$ 、回弹指数  $\kappa$ 、泊松比  $\nu$  与修正剑桥模型中的参数定义相同, 可采用相同的方法确定这些参数; 参数  $\kappa'$  为结构性土本征压缩曲线的斜率, 其值等于结构性土未发生塑性变形时的压缩曲线的斜率;  $e_{si}$  表征了土体的初始结构性, 其值可根据结构性土的压缩曲线与重塑土的压缩

曲线得到： $\alpha$  为材料参数，表征了相对结构度的衰减速率，可通过拟合  $\xi$  和  $e_{si}/e_l$  间的关系曲线得到该参数的值。

模型参数  $\alpha$  对结构性土的压缩特性和应力 - 应变曲线的影响分别如图 9 和图 10 所示，算例中采用的材料参数如表 1 所示。图 9 所示的计算结果表明由结构性提高的额外孔隙比随参数  $\alpha$  增大而减小，结构性的衰减速率随参数  $\alpha$  增加而增大。图 10 为结构性土的无侧限抗压强度的计算结果，参数  $\alpha$  对结构性土的峰值应力的影响较为显著，随着参数  $\alpha$  的减小，结构性土的峰值应力逐渐增大，达到峰值应力后，土体结构发生破坏，抗剪强度急剧降低，当土体结构被完全破坏时，结构性土衰变为重塑土。

表 1 模型试算采用的材料参数

Table 1 Parameters for estimating proposed constitutive model

| $\lambda$ | $\kappa$ | $M$ | $\nu$ | $\kappa'$ | $e_0$ | $e_{si}$ | $\alpha$ |
|-----------|----------|-----|-------|-----------|-------|----------|----------|
| 0.25      | 0.018    | 1.2 | 0.25  | 0.009     | 2.5   | 1.0      | 1.0      |
|           |          |     |       |           |       |          | 2.0      |
|           |          |     |       |           |       |          | 4.0      |

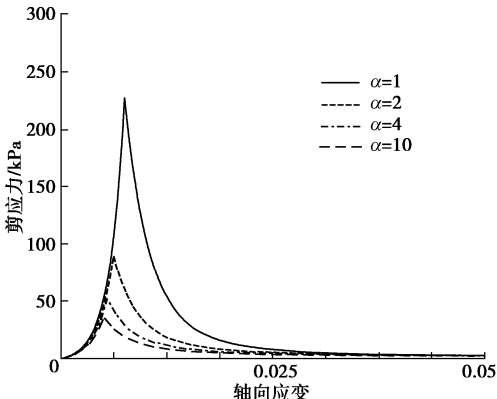


图 9 参数  $\alpha$  对结构性土压缩曲线的影响

Fig. 9 Influences of parameter  $\alpha$  on compression curves of structured soils

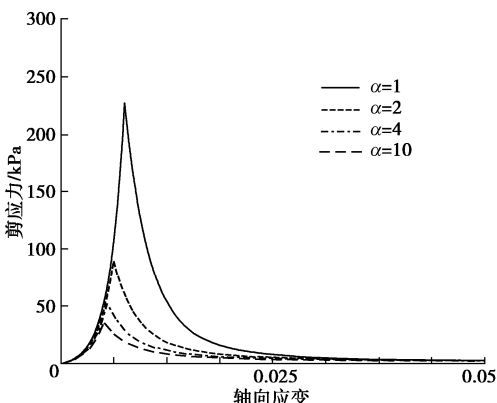


图 10 参数  $\alpha$  对结构性土无侧限抗压强度的影响

Fig. 10 Influences of parameter  $\alpha$  on unconfined compression strength of structured soils

为验证本文所提模型的正确性，采用文献中 3 种天然结构性土的压缩试验数据和三轴剪切试验数据对本文推导的本构关系进行验证。Walker 和 Raymond<sup>[36]</sup>

对 Leda 黏土进行了等应力比条件下的压缩试验，Leda 黏土的材料参数列于表 2。试样压缩过程中的应力比  $q/p$  分别为 0，0.63 和 1.0，由各向同性的压缩试验结果得到结构性土在变形的过程中相对结构度  $\xi$  与  $e_{si}/e_l$  间的关系，如图 11 所示，材料参数  $\alpha$  可根据试验结果拟合得到，其值为 2.5。结构性土的压缩试验结果与模型的预测结果如图 12 所示。

表 2 3 种结构性土的材料参数

Table 2 Parameters for three kinds of structured soils

| 模型参数      | Leda 黏土 | Corinth 灰泥土 | Pappadai 黏土 |
|-----------|---------|-------------|-------------|
| $\lambda$ | 0.25    | 0.04        | 0.2         |
| $\kappa$  | 0.018   | 0.01        | 0.05        |
| $M$       | 1.2     | 1.32        | 0.9         |
| $\nu$     | 0.25    | 0.3         | 0.25        |
| $\kappa'$ | 0.007   | 0.008       | 0.02        |
| $e_0$     | 1.94    | 0.58        | 0.90        |
| $e_{si}$  | 1.26    | 0.12        | 0.21        |
| $\alpha$  | 2.5     | 2.79        | 0.9         |

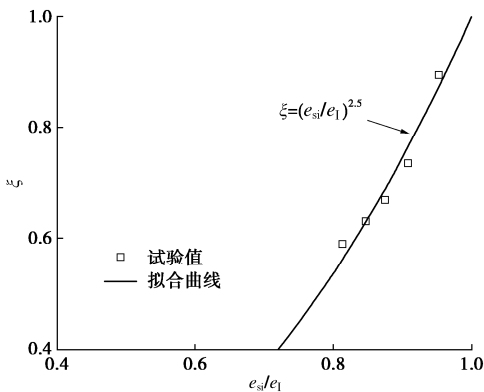


图 11 相对结构度的拟合曲线

Fig. 11 Fitting curve of the structural index

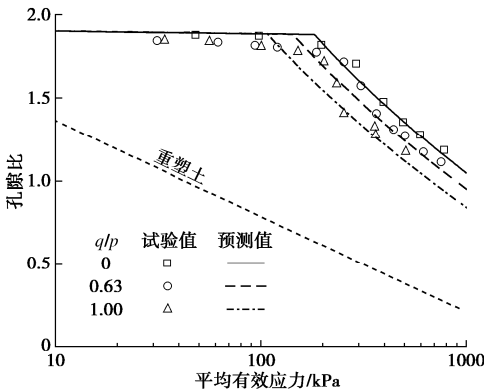


图 12 等应力比条件下压缩试验结果与模型预测结果对比

Fig. 12 Comparison between experimental data and predictions for structured soils under constant stress ratio

在试样达到屈服应力前，试样仅发生弹性变形，故在初始孔隙比相同的条件下，各试样在弹性段的压缩曲线重合。在不同的应力比条件下，各试样在刚开始屈服时的平均有效应力也并不相同，试样的应力比  $q/p$  越大，试样在屈服时的平均主应力越小，随后塑性应变随着试样的屈服而不断发展，土体结构随着塑性应变的发展而不断被破坏，使得原本由土体结构承

担的额外孔隙比随之减小, 相对结构度随着塑性应变的增加也不断减小。故在相同的平均有效应力条件下, 试样的应力比  $q/p$  越大, 变形稳定时的孔隙比越小。因此当试样的  $q/p$  分别为 0.63 和 1 时, 试样的压缩曲线位于各向等压固结的压缩曲线的下方。根据模型预测结果和试验数据间的对比可知, 本文提出的本构模型可较好地预测结构性土的压缩性质。

Anagnostopoulos 等<sup>[31]</sup>对 Corinth 泥灰土进行了三轴剪切试验。Corinth 泥灰土的材料参数可见表 2, 材料参数  $\alpha$  可根据图 13 中的等压压缩试验结果拟合得到, 其值为 2.79。分别在 294, 903, 1500 和 4000 kPa 围压条件下对 Corinth 泥灰土进行三轴排水剪切试验, 试验结果如图 14 所示。在施加围压的过程中, 试样的土体结构随着围压的增大被逐渐破坏, 导致结构性土向重塑土退化。因此, 随着围压的增大, 试样在剪切过程中的应力 - 应变关系由应变软化变为应变硬化, 试样的体变从体胀变为体缩。根据试验数据和模型预测结果间的对比可知, 本文提出的结构性土的本构关系可较好地预测结构性土的剪切变形特性, 但由于本文提出的本构模型未考虑剪应变的影响, 所以模型计算结果和试验数据之间还存在一定的偏差。

Pappadai 黏土<sup>[37]</sup>具有较强的结构性, 其液限和塑性指数分别为 65% 和 35。数值计算需要的参数可见表

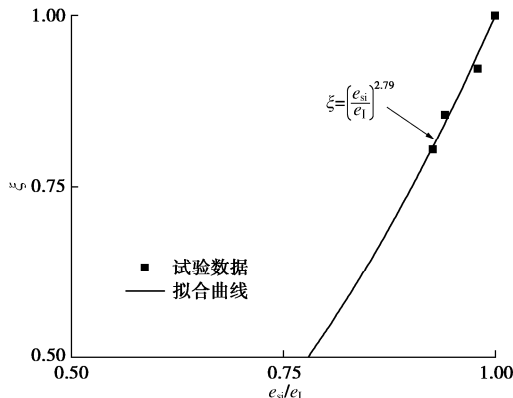
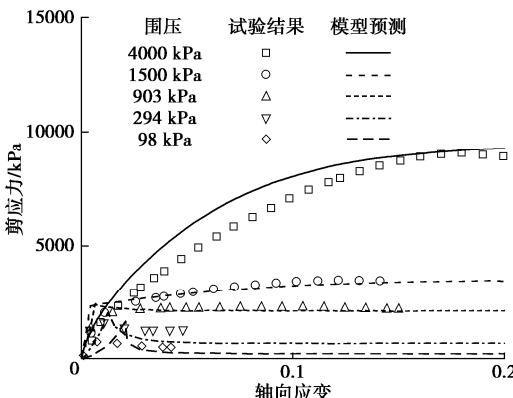
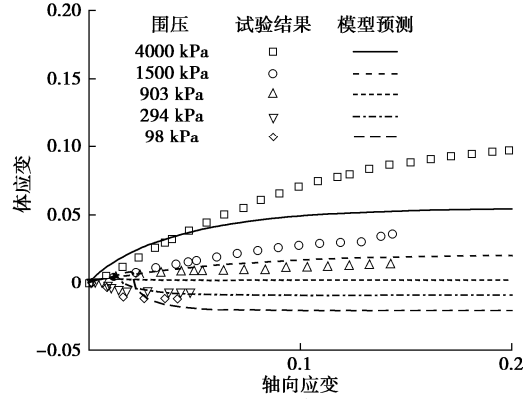


图 13 Corinth 泥灰土的模型参数拟合

Fig. 13 Fitting curve of Corinth clay



(a) 轴向应变与剪应变的关系



(b) 轴向应变与体应变的关系

图 14 围压恒定条件下三轴压缩试验结果与模型预测结果对比

Fig. 14 Comparison between experimental data and predictions for

triaxial tests under constant confining stress

2. 材料参数  $\alpha$  可根据图 15 中的等压压缩试验结果拟合得到, 其值为 0.9。Pappadai 黏土在不同围压条件下的三轴试验结果如图 16 所示。

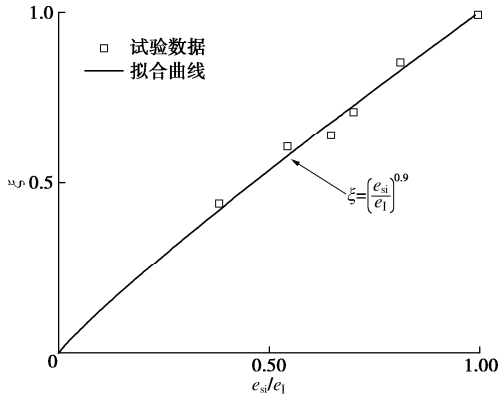


图 15 Pappadai 黏土的模型参数拟合

Fig. 15 Fitting curve of Pappadai clay

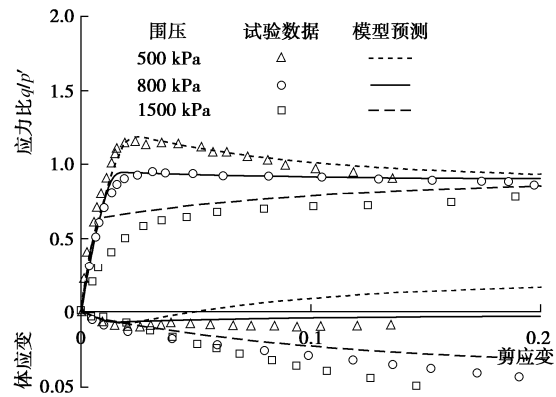


图 16 Pappadai 黏土的三轴压缩试验结果与模型预测结果对比

Fig. 16 Comparison between experimental data and predictions for

triaxial tests for Pappadai clay

由于 Pappadai 黏土在低围压条件下其土体结构相对完整, 故其应力 - 应变曲线表现为应变软化, 而在高围压条件下土体结构被破坏, 此时 Pappadai 黏土表现出类似重塑土的力学特性, 故 Pappadai 黏土的应力 - 应变曲线表现为应变硬化, 本文提出的本构模型较好

地预测了这种趋势。由体应变与剪应变之间的关系可知,低围压条件下试样在剪切过程中先剪缩后剪胀,最后趋于稳定,而在较大的围压条件下,试样在剪切过程中仅发生剪缩。根据数值计算结果和试验数据间的对比可知,本文提出的模型可较好地预测 Pappadai 黏土的强度与变形特性。

## 4 结 论

本文从结构性土的形成过程出发,提出了反映土体结构性的量化指标——相对结构度,随后根据结构性土的变形特点,确定了相对结构度的发展规律,在临界状态土力学的理论框架下,将其引入修正剑桥模型,从而建立了结构性土的弹塑性本构模型,通过数值模拟与试验结果的对比得到以下结论:

(1) 本文定义的相对结构度具有较明确的物理意义,定量表征了黏土的结构性特征,可较好地反映变形过程中土体结构破坏规律。

(2) 本文模型中的参数可通过常规土力学试验确定,较为简单方便。通过模型预测与试验数据的对比表明,本文提出的模型可较好地描述结构性土的压缩、应变硬化、应变软化、剪缩和剪胀等特性,证明了本文所提模型的合理性。

(3) 本文提出的本构模型在三轴应力状态下未考虑剪应变对结构性的影响,尚存在一定的局限性,有待在未来的研究中对其改进。

## 参考文献:

- [1] ROSCOE K H, BURLAND J B. On the Generalized Stress-Strain Behaviour of Wet Clay[M]. Cambridge: Cambridge University Press, 1968: 535 - 609.
- [2] BURLAND J B. On the compressibility and shear strength of natural clays[J]. Géotechnique, 1990, 40(3): 329 - 378.
- [3] BURGHIGNOLI A, MILIZIANO S, SOCCODATO F M. Cementation effects in two lacustrine clayey soils[J]. Geotechnical and Geological Engineering, 2010, 28(6): 815 - 833.
- [4] COTECCHIA F, CAFARO F, ARESTA B. Structure and mechanical response of sub-Apennine Blue Clays in relation to their geological and recent loading history[J]. Géotechnique, 2007, 57(2): 167 - 180.
- [5] HORPIBULSUK S, MIURA N, BERGADO D T. Undrained shear behavior of cement admixed clay at high water content[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2004, 130(10): 1096 - 1105.
- [6] 孔令伟, 吕海波, 汪稔, 等. 某防波堤下卧层软土的工程特性状态分析[J]. 岩土工程学报, 2004, 26(4): 454 - 458.
- (KONG Ling-wei, LU Hai-bo, WANG Ren, et al. Analysis on engineering property of underlying soft soil stratum of a breakwater[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, 26(4): 454 - 458. (in Chinese))
- [7] LIU M D, CARTER J P. A structured cam clay model[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2002, 39(6): 1313 - 1332.
- [8] SUEBSUK J, HORPIBULSUK S, LIU M D. Modified structured cam clay: a generalised critical state model for destructured, naturally structured and artificially structured clays[J]. Computers and Geotechnics, 2010, 37(7/8): 956 - 968.
- [9] CHOWDHURY B, HAQUE A, MUHUNTHAN B. New pressure-void ratio relationship for structured soils in the virgin compression range[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2014, 140(8): 06014009.
- [10] 王立忠, 丁利, 陈云敏, 等. 结构性软土压缩特性研究[J]. 土木工程学报, 2004, 37(4): 46 - 53. (WANG Li-zhong, DING Li, CHEN Yun-min, et al. Study on compressibility of structured soft soil[J]. China Civil Engineering Journal, 2004, 37(4): 46 - 53. (in Chinese))
- [11] 陈铁林, 周成, 沈珠江. 结构性黏土压缩和剪切特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2004, 26(1): 31 - 35. (CHEN Tie-lin, ZHOU Cheng, SHEN Zhu-jiang. Compression and shear test of structured clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, 26(1): 31 - 35. (in Chinese))
- [12] 殷杰. 土结构性对天然软黏土压缩特性的影响[J]. 岩土力学, 2012, 33(1): 48 - 52. (YIN Jie. Effect of soil structure on compression behavior of natural soft clays[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, 33(1): 48 - 52. (in Chinese))
- [13] HUANG Y H, ZHU W, QIAN X D, et al. Change of mechanical behavior between solidified and remolded solidified dredged materials[J]. Engineering Geology, 2011, 119(3/4): 112 - 119.
- [14] AMOROSI A, RAMPOLLO S. An experimental investigation into the mechanical behaviour of a structured stiff clay[J]. Géotechnique, 2007, 57(2): 153 - 166.
- [15] BO M W, ARULRAJAH A, SUKMAK P, et al. Mineralogy and geotechnical properties of Singapore marine clay at Changi[J]. Soils and Foundations, 2015, 55(3): 600 - 613.
- [16] 沈珠江, 刘恩龙, 陈铁林. 岩土二元介质模型的一般应力应变关系[J]. 岩土工程学报, 2005, 27(5): 489 - 494. (SHEN Zhu-jiang, LIU En-long, CHEN Tie-lin. Generalized stress-strain relationship of binary medium model for geological materials[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, 27(5): 489 - 494. (in Chinese))

- [17] 蒋明镜, 刘静德, 孙渝刚. 基于微观破损规律的结构性土本构模型[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(6): 1134 - 1139. (JIANG Ming-jing, LIU Jing-de, SUN Yu-gang. Constitutive model for structured soils based on microscopic damage law[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(6): 1134 - 1139. (in Chinese))
- [18] 刘恩龙, 沈珠江. 结构性土的二元介质模型[J]. 水利学报, 2005, **36**(4): 391 - 395. (LIU En-long, SHEN Zhu-jiang. Binary medium model for structured soils[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2005, **36**(4): 391 - 395. (in Chinese))
- [19] 谢定义, 齐吉琳, 张振中. 考虑土结构性的本构关系[J]. 土木工程学报, 2000, **33**(4): 35 - 41. (XIE Ding-yi, QI Ji-lin, ZHANG Zhen-zhong. A constitutive laws considering soil structural properties[J]. China Civil Engineering Journal, 2000, **33**(4): 35 - 41. (in Chinese))
- [20] ROUAINIA M, MUIR WOOD D. A kinematic hardening constitutive model for natural clays with loss of structure[J]. Géotechnique, 2000, **50**(2): 153 - 164.
- [21] 祝恩阳, 姚仰平. 结构性土 UH 模型[J]. 岩土力学, 2015, **36**(11): 3101 - 3110, 3228. (ZHU En-yang, YAO Yang-ping. A UH constitutive model for structured soils[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(11): 3101 - 3110, 3228. (in Chinese))
- [22] 祝恩阳, 李晓强. 胶结结构性土统一硬化模型[J]. 岩土力学, 2018, **39**(1): 112 - 122. (ZHU En-yang, LI Xiao-qiang. A unified hardening model considering bonding in structured soils[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, **39**(1): 112 - 122. (in Chinese))
- [23] 姚仰平. UH 模型系列研究[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(2): 193 - 217. (YAO Yang-ping. Advanced UH models for soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(2): 193 - 217. (in Chinese))
- [24] 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.
- [25] 姚仰平, 侯伟, 罗汀. 土的统一硬化模型[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, **28**(10): 2135 - 2151. (YAO Yang-ping, HOU Wei, LUO Ting. Unified hardening model for soils[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, **28**(10): 2135 - 2151. (in Chinese))
- [26] DESAI C S, MA Y Z. Modelling of joints and interfaces using the disturbed-state concept[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1992, **16**(9): 623 - 653.
- [27] LIU M D, CARTER J P, DESAI C S, et al. Analysis of the compression of structured soils using the disturbed state concept[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2000, **24**(8): 723 - 735.
- [28] 周成, 沈珠江, 陈生水, 等. 结构性土的次塑性扰动状态模型[J]. 岩土工程学报, 2004, **26**(4): 435 - 439. (ZHOU Cheng, SHEN Zhu-jiang, CHEN Sheng-shui, et al. A hypoplasticity disturbed state model for structured soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, **26**(4): 435 - 439. (in Chinese))
- [29] 王国欣, 肖树芳, 黄宏伟, 等. 基于扰动状态概念的结构粘性土本构模型研究[J]. 固体力学学报, 2004, **25**(2): 191 - 197. (WANG Guo-xin, XIAO Shu-fang, HUANG Hong-wei, et al. Study of constitutive model of structural clay based on the disturbed state concept[J]. Acta Mechanica Solida Sinica, 2004, **25**(2): 191 - 197. (in Chinese))
- [30] OURIA A. Disturbed state concept-based constitutive model for structured soils[J]. International Journal of Geomechanics, 2017, **17**(7): 04017008.
- [31] ANAGNOSTOPOULOS A G, KALTEZIOTIS N, TSIAMBAOS G K, et al. Geotechnical properties of the Corinth canal marls[J]. Geotechnical & Geological Engineering, 1991, **9**(1): 1 - 26.
- [32] YONG R N, NAGARA T S. Investigation of fabric and compressibility of a sensitive clay[C]// Proceedings of the International Symposium on Soft Clay, Asian Institute of Technology, 1997, Bangkok.
- [33] BALASUBRAMANIAM A S, ZUE-MING H. Yielding of weathered bangkok clay[J]. Soils and Foundations, 1980, **20**(2): 1 - 15.
- [34] HORPIBULSUK S, MIURA N, BERGADO D T. Undrained shear behavior of cement admixed clay at high water content[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2004, **130**(10): 1096 - 1105.
- [35] ADACHI T, Oka F, Hirata T, et al. Triaxial and torsional hollow cylinder tests on sensitive natural clay and an elasto-viscoplastic constitutive model[C]// Proc 10th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1991, Florence.
- [36] WALKER L K, RAYMOND G P. Anisotropic consolidation of Leda clay[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1969, **6**(3): 271 - 286.
- [37] COTECCHIA F, CHANDLER R J. The influence of structure on the pre-failure behaviour of a natural clay[J]. Géotechnique, 1997, **47**(3): 523 - 544.



DOI: 10.11779/CJGE202204011

# 球形蒸汽源增湿非饱和黄土水热运移规律试验研究

李建东<sup>1,2</sup>, 王旭<sup>\*1,2</sup>, 张延杰<sup>1</sup>, 蒋代军<sup>1</sup>, 刘德仁<sup>1</sup>, 胡渊<sup>1</sup>

(1. 兰州交通大学土木工程学院, 甘肃 兰州 730070; 2. 道桥工程灾害防治技术国家地方联合工程实验室, 甘肃 兰州 730070)

**摘要:** 非饱和土中的水-汽-热耦合运移是一个受多因素影响的复杂过程。利用重塑非饱和黄土填筑模型, 通入一定压力的高温水蒸气, 研究蒸汽压梯度、温度梯度和含水率梯度共同作用下重塑非饱和黄土中的热湿迁移规律, 并利用模型试验边界条件, 解得球形蒸汽源增湿非饱和黄土时水热运移主控方程的一组特解。结果表明: 球形蒸汽源在非饱和黄土中运移时, 水分和温度的迁移范围近似于椭球体。水蒸气沿径向运移时, 随着蒸汽压逐渐消散, 运移速率降低, 温度传导速率减小。蒸汽压较大时, 增湿速率、增湿范围和增湿程度都将增大; 在有效增湿范围内, 土体含水率在 11%~17% 间变化, 接近土体的最优含水率, 增湿效果较好; 高温水蒸气在土体中的传热包括高温蒸汽传热和温度梯度引起的热传导, 有效增湿范围内主要以高温蒸汽传热为主, 温度迁移速率属于快速迁移阶段。有效增湿范围外以温度梯度引起的热传导为主, 属于缓慢迁移阶段; 实测值和计算值对比发现, 代数显式解析特解能较好地反映试验中土体温度和含水率的变化规律。研究结果可为非饱和黄土中水热迁移和蒸汽增湿技术提供理论参考。

**关键词:** 非饱和黄土; 水-热运移; 增湿; 模型试验

**中图分类号:** TU431

**文献标识码:** A

**文章编号:** 1000-4548(2022)04-0687-09

**作者简介:** 李建东(1992—), 男, 讲师, 主要从事黄土地区基础工程方面的教学与研究工作。E-mail: jldi620523@163.com。

## Experimental study on thermal moisture migration of unsaturated loess humidified by spherical steam source

LI Jian-dong<sup>1,2</sup>, WANG Xu<sup>1,2</sup>, ZHANG Yan-jie<sup>1</sup>, JIANG Dai-jun<sup>1</sup>, LIU De-ren<sup>1</sup>, HU Yuan<sup>1</sup>

(1. School of Civil Engineering, Lanzhou Jiaotong University, Lanzhou 730070, China; 2. National and Provincial Joint Engineering

Laboratory of Road & Bridge Disaster Prevention and Control, Lanzhou 730070, China)

**Abstract:** The water-vapor-thermal coupling transport in unsaturated soils is a complex process affected by multiple factors. The experiment is designed to use the remolding unsaturated loess filling model, and the high-temperature steam with a certain pressure is ventilated in order to study the law of thermal mass migration in remolded unsaturated loess under the action of vapor pressure gradient, temperature gradient and water content gradient. Based on the boundary conditions of the model tests, a set of special solutions to the governing equation for heat-wet transport in unsaturated loess under humidification of spherical steam source are obtained. The results show that when the spherical steam sources diffuse in unsaturated loess, the migration range of water and temperature is similar to an ellipsoid. When the water vapor moves along the radial direction, the vapor pressure gradually dissipates, the migration rate decreases, and the temperature conduction rate decreases. When the vapor pressure is large, the humidification rate, range and degree will increase. In the effective humidification range, the moisture content of soils varies between 11% and 17%, which is close to the optimal moisture content of the soils, and the humidification effect is better. The heat transfer of high-temperature steam in the soils includes the heat transfer caused by the high-temperature steam and temperature gradient. The effective humidification range is mainly decided by the high-temperature steam heat transfer, and the temperature migration rate belongs to the rapid migration stage. The temperature migration outside the effective humidification range is mainly decided by the heat transfer caused by the temperature gradient, which belongs to the slow migration stage. The comparison between the measured and calculated values shows that the algebraic explicit analytical special solution can better reflect the variation law of soil temperature and moisture content in the experiment. The research results can provide a theoretical reference for the new technology of water-heat coupled migration and vapor humidification in unsaturated loess.

**Key words:** unsaturated loess; hydrothermal migration; humidification; model test

**基金项目:** 国家自然科学基金项目 (41662017, 51868038); 国家重点研发计划项目 (2017YFB1201204)

**收稿日期:** 2020-12-02

**\*通信作者** (E-mail: publicwang@163.com)

0 引 言

中国黄土多分布于弱降雨、强蒸发的西北干旱与半干旱地区，天然含水率较低，是典型的多孔介质，其孔隙的弯曲性、不定向性和随机性，导致水蒸气和热量的运移存在弥散效应，并受到多种因素影响<sup>[1-3]</sup>。非饱和土体中温度、湿度和气体的传递广泛存在于工农业生产的各个领域<sup>[4-6]</sup>，例如：地热源开发、油气田开采、核废料处理、植物根系吸收养分、地下污染物迁移、土体中的水热力耦合等问题<sup>[7-14]</sup>。

19世纪初，Bouyoucos等<sup>[15]</sup>学者对等温和温度梯度作用下土体中的水热迁移问题进行了理论研究。Philip等<sup>[16]</sup>结合液体流动黏性理论和蒸汽扩散理论，提出了土体中水蒸气-热耦合运移相干理论。Thomas等<sup>[17]</sup>考虑非饱和土的变形特性，提出了不同应力条件下的水-气-热耦合运移方程，但上述理论研究仍需实际资料进行验证。Tuli等<sup>[18]</sup>对原状和重塑农田土进行了渗气研究，发现土结构和孔隙几何特征对渗气系数有重要影响。Orchiston<sup>[19]</sup>研究了蒙脱石、伊利石和高岭石的水蒸气吸附等温线，提出了水蒸气物理吸附理论。Grismer<sup>[20]</sup>对水蒸气吸附动力学进行了研究，发现在相对干燥土中，蒸汽的扩散和吸附是驱动水分运移的主因。Kosmas等<sup>[21]</sup>发现土体相对湿度、颗粒大小和表面条件是水蒸气吸附的主要影响因素。

秦冰等<sup>[22]</sup>建立了考虑土体温度场、变形场、应力场及水气渗流场的非饱和土热-水-力耦合分析模型。王磊等<sup>[23]</sup>在页岩中注入高温水蒸气，发现页岩热解后形成的内部孔隙，为热解和产物运移提供了通路。王铁行等<sup>[24-25]</sup>提出水蒸气增湿土体新方法，并通过试验发现水蒸气增湿法能大幅缩短增湿时间。曾亦键等<sup>[26]</sup>结合模型试验和数值计算，对温度梯度和基质势梯度作用下，浅层包气带中液态水及汽态水通量进行了研究。陈佩佩等<sup>[27]</sup>、杨光昌等<sup>[28]</sup>、Bai等<sup>[29-30]</sup>对非饱和土中局部热源引起的水热迁移规律进行了试验和数值模拟研究，提出了非饱和土的水热力耦合模型。杨代泉等<sup>[31]</sup>提出一个可模拟非饱和土孔隙气、水、汽、热的耦合运移模型，并结合干沙试验，验证了理论模型和计算程序的可靠性。李建东等<sup>[32]</sup>、何陇霞等<sup>[33]</sup>发现水蒸气增湿黄土具有增湿速度快、效果佳、均匀性好等传统增湿方法不具备的优点，土体升温速率和增湿速率均随运移距离的增大而减小。

水蒸气增湿技术与超能强夯法联合处理湿陷性黄土，是黄土地区地基处理的新技术和新方法。其中急需解决的关键问题是探索水蒸气在土体孔隙间作连续

流动时，多物理场和相变影响下的湿热迁移机制。现有水-汽-热耦合运移研究领域，均假定土体空气压与大气压保持平衡，忽略了气压驱动下土体中气体流动对水热运移的影响。鉴于此，本文采用一定压力（压力可调）的高温水蒸气，开展非饱和重塑黄土增湿模型试验，并基于试验边界条件，解得球形蒸汽源增湿非饱和黄土时热质迁移主控方程的一组代数显式解析解，并将其与水热运移实测值对比分析，以促进非饱和黄土中传热传质学的发展，为水蒸气增湿新技术提供技术支持。

1 模型试验概况

1.1 试验设备

试验仪器主要有：蒸汽压可调的电热蒸汽发生器，其额定蒸发量为 8 kg/h，额定蒸汽温度为 120 ℃。蒸汽扩散球（ $d=4\text{ cm}$ ）沿四周对称开 4 个、球顶 1 个，共计 5 个 2 mm 的蒸汽扩散孔。模型桶为直径 2 m、高 1.2 m 的圆柱形钢桶，模型纵剖面图见图 1。

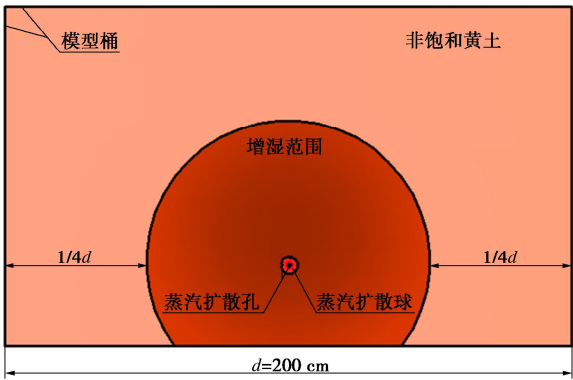


图 1 模型纵剖面图  
Fig. 1 Longitudinal profile of model

1.2 土样填筑和测试元件布置

试验用土为兰州重塑黄土，初始含水率为 7.04%，基本物理指标见表 1。如图 2 所示，控制压实度为 0.83，每层厚 10 cm，分 9 层填筑土体（蒸汽压为 0.05 MPa 时填筑 8 层）。沿深度方向控制层间距为 18 cm，布置 5 层精度为 0.01 ℃ 的 Pt100 型温度传感器。温度传感器平面布置情况如图 3 所示，半径方向 4 个（间距 18 cm），圆心 1 个，每层共计 25 个，以分析水蒸气增湿黄土时的温度迁移规律。

表 1 基本物理指标  
Table 1 Indexes of loess properties

| $w_{opt}$<br>/% | $\rho$<br>/( $\text{g}\cdot\text{cm}^{-3}$ ) | $G_s$ | $w_L$<br>/% | $w_p$<br>/% | 颗粒组成/%       |                 |              |
|-----------------|----------------------------------------------|-------|-------------|-------------|--------------|-----------------|--------------|
|                 |                                              |       |             |             | $\geq 0.075$ | 0.075~<br>0.005 | $\leq 0.005$ |
| 17.8            | 1.74                                         | 2.7   | 27.1        | 17.4        | 13           | 65              | 22           |

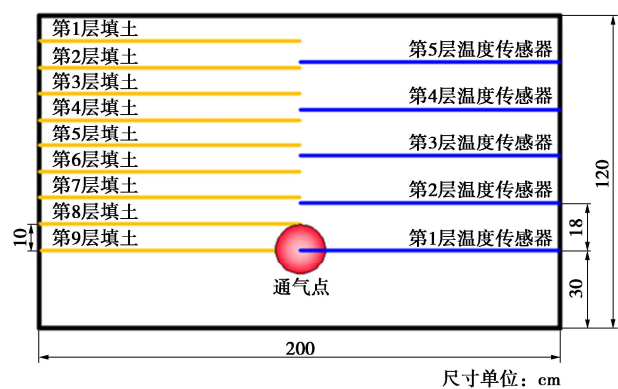


图 2 模型填筑及测试元件布置图

Fig. 2 Model filling and layout of testing elements

待距蒸汽扩散球54 cm处土体温度发生变化时(增湿6.5 h)停止通气。如图4所示, 在每层土体平面内选取9条含水率测试通道, 每条通道上选取4个含水率测点(距离18 cm), 圆心1个, 共计37个, 共取9层。利用烘干法测试各测点含水率, 并按测点与各层中心距离分类, 分别求取平均值, 作为该距离处的土体含水率, 分析水蒸气增湿非饱和黄土时的水分运移规律。

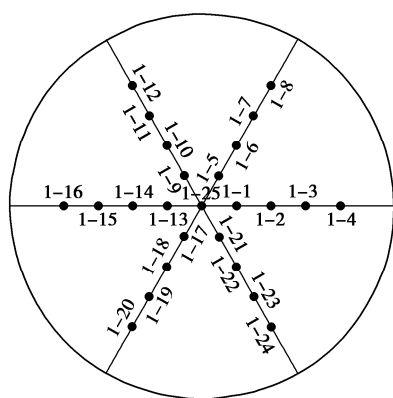


图 3 温度传感器平面布置图

Fig. 3 Layout of temperature sensors

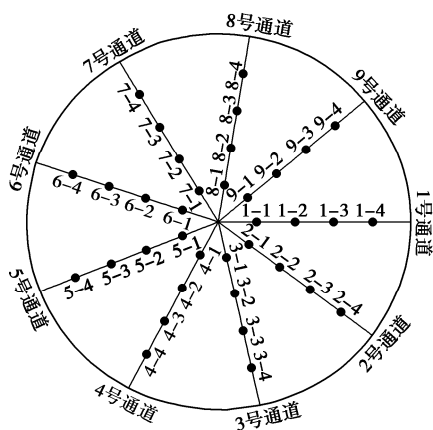


图 4 含水率测试点布置图

Fig. 4 Layout of testing points for moisture content

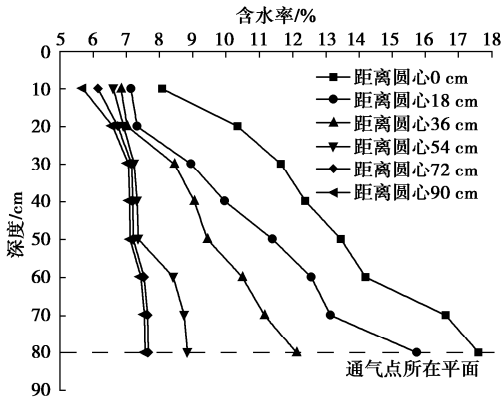
## 2 模型试验结果分析

### 2.1 水分场结果分析

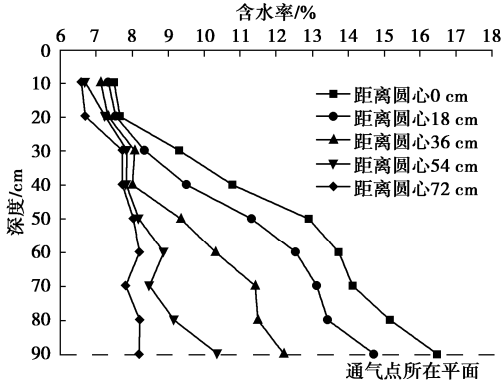
#### (1) 深度方向含水率变化规律分析

增湿 6.5 h 后停止通气, 开挖土体, 测试各层测点的含水率, 如图 5 所示, 绘制蒸汽压为 0.05, 0.10 MPa 时, 各层土体不同径向距离处的含水率沿深度变化曲线。

由图 5 (a) 可知, 同一层土体中含水率随径向距离的增大而减小, 深度范围内随埋深的增大(靠近通气点所在平面)而增大。在径向 0~18 cm、埋深 50~80 cm 范围内, 土体含水率均大于 11%, 接近最优含水率, 可判定该工况下的有效增湿范围为长短半轴分别是 30, 18 cm 的椭球体, 长短轴之比为 1.67。距离圆心 0, 18, 36 cm 处土体含水率沿深度衰减率分别为 -7.72%/cm, -8.1%/cm, -12.94%/cm, 可知衰减率随径向距离的增大而增大, 表明蒸汽增湿效果随径向距离的增大而减小。此外, 距离圆心 54~90 cm 范围内的土体含水率变化较小, 说明几乎没有水蒸气运移到该范围内, 水分的微量变化主要是由含水率梯度和毛细力引起的液态水迁移所致。



(a) 0.05 MPa



(b) 0.10 MPa

图 5 6.5 h 后含水率沿深度变化曲线

Fig. 5 Variation of radial moisture content along depth after 6.5 h

由图 5 (b) 可知, 当蒸汽压增大为 0.10 MPa 时,

增湿后土体含水率分布规律与 0.05 MPa 大体一致, 距离圆心 0, 18, 36 cm 处, 土体含水率沿深度衰减率分别为  $-8.25\%/cm$ 、 $-9.66\%/cm$ 、 $-13.79\%/cm$ 。在距离圆心 0~36 cm、埋深 50~90 cm 范围内, 土体含水率均大于 11%, 增湿效果明显, 表明该工况下有效增湿椭球体的长短半轴分别为 36, 40 cm。与 0.05 MPa 相比, 蒸汽压为 0.10 MPa 时, 有效增湿椭球体中深度方向长轴和径向短轴分别增大了 1.33 倍和 2.0 倍, 长短轴之比减小了 33.5%, 水蒸气的有效增湿范围显著增大, 其原因是水蒸气在非饱和黄土中流动时, 受土颗粒和孔隙通道的阻碍, 运移速率的大小和方向不断变化, 速度较低的水蒸气将会逐渐吸附和冷凝于土颗粒表面。当运移路径增大、蒸汽压消散时, 不同运移方向的增湿范围和增湿效果出现差异。而较大的蒸汽压减弱了这种阻碍作用, 使水蒸气更均匀地向四周扩散, 导致蒸汽压较大时椭球有效增湿区域的长短轴之比减小, 增湿范围和增湿程度增大。

## (2) 径向含水率变化规律分析

径向范围内各层土体含水率分布曲线如图 6 所示。由图 6 (a) 可得, 当蒸汽压为 0.05 MPa 时, 距离通气点 30~80 cm 的 1~5 层土体中, 除了通气点正上方 4~5 层土体中 -18~18 cm 范围内的含水率大于初始含水率外, 其余各径向测点的含水率在 7.13%~7.68% 间变化, 接近土体初始含水率, 说明水蒸气几乎没有运移到该范围内。对于 6~8 层土体, 在径向 -18~18 cm 范围内, 土体含水率均大于 11%。再次说明该工况下水蒸气的有效增湿范围为以深度方向为长半轴 (30 cm)、径向为短半轴 (18 cm) 的椭球体。此外, 距离通气点 0~30 cm 的 5~8 层中, -36~36 cm 径向范围内的土体含水率均发生明显变化, 可确定该工况下水蒸气的最大增湿范围也为椭球体, 其长短半轴分别为 36, 30 cm。

分析图 6 (b) 可得, 当蒸汽压为 0.10 MPa 时, 同样在埋深 0~40 cm 的表层土体中, 除通气点正上方 3~4 层土体中 -18~18 cm 范围外, 土体含水率接近初始值 7.04%, 增湿效果不明显。距离通气点径向 36 cm、深度方向 40 cm (4~9 层) 的范围内, 土体含水率均大于 11%, 增湿效果明显, 再次说明该工况下水蒸气的有效增湿范围是长、短半轴分别为 40, 36 cm 的椭球体。与蒸汽压 0.05 MPa 相比, 有效增湿椭球体的长、短半轴分别增大了 33.3%, 66.7%。距离通气点 0~40 cm 的 5~8 层土体, 径向 -54~54 cm 范围内的土体含水率发生显著变化, 可知该工况下水蒸气的最大增湿范围为长短半轴分别为 54, 40 cm 的椭球体。与蒸汽压 0.05 MPa 相比, 最大影响范围的长、短半轴分别增大了 50.0%, 33.3%。综上分析可知, 与有效增湿范围

相比, 最大增湿范围中的长轴变为径向, 短轴变为深度方向, 且压力改变对最大增湿范围的径向影响大于深度方向 (接近 2 倍), 其主要是由土体中水平向渗透系数大于垂直向的原因所致。

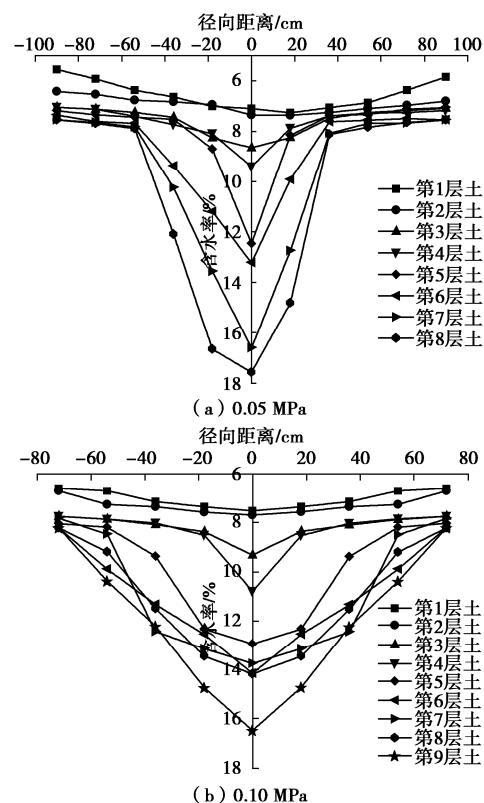


图 6 增湿 6.5 h 时各层土体径向含水率分布曲线

Fig. 6 Variation of moisture content in radial direction after humidification of 6.5 h

## (3) 通气点所在土层含水率分布图

由于蒸汽压较大时增湿程度和增湿范围较大, 以 0.10 MPa 蒸汽压为例, 根据通气点所在平面内含水率测点的测试值, 绘制图 7 所示的土体含水率分布图。可知通气点所在土层的等含水率分布曲线呈椭圆形, 且圆心处含水率最大。在以通气点为圆心, 横向 40 cm、纵向 50 cm 的椭球体内, 含水率接近土体最优含水率 17.8%, 增湿效果较佳, 且沿径向距离增大含水率逐渐减小。其原因是黄土孔隙具有弯曲性、不定向性和随机性, 导致水蒸气的流动存在弥散效应, 且当运移路径增大和蒸汽压逐渐消散时, 土颗粒阻碍作用增强, 致使较远距离处的水蒸气运移速率和数量减小, 增湿效果减弱。

## 2.2 温度场结果分析

### (1) 径向各测点温度随时间变化规律分析

水蒸气增湿过程中, 利用 Pt100 型温度传感器, 实时记录距通气点不同位置处的土体温度, 如图 8 所示, 绘制两种压力下各测点温度随时间的变化曲线,



计算一定范围内的温度传导速率<sup>[32]</sup>。

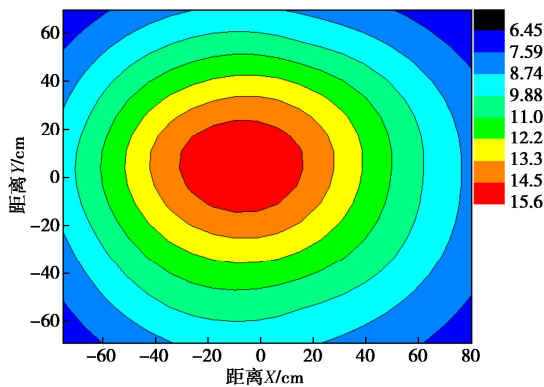


图7 通气点所在平面含水率分布图

Fig. 7 Distribution of moisture content in plane of ventilation point

由图8(a)可知,通气后0 cm处土体温度快速上升至最大值100.13℃,随后在最大值左右波动。增湿1.5, 5 h时,18, 36 cm处土体温度开始上升,可计算得0~18, 18~36 cm间的温度传导速率分别为0.2, 0.086 cm/min。在整个增湿过程中,54, 72 cm处土体温度几乎没有变化,说明水蒸气没有运移到该范围内中,再次证明了该工况下水蒸气的最大影响范围为36 cm。0, 18, 36 cm处土体温度上升速率分别为1.203, 0.198, 0.025 °C/min。可发现当水蒸气运移距离增大时,各测点土体温度上升速率和径向温度传导速率均减小。

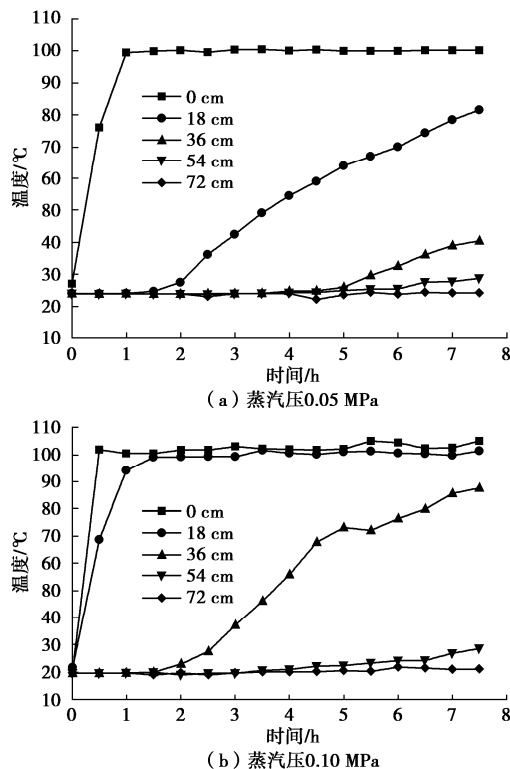


图8 温度随时间变化曲线

Fig. 8 Variation of temperature with time above ventilation point

由图8(b)可知,当蒸汽压增大为0.10 MPa时,同样0 cm处土体温度率先快速上升并达到最大值,18 cm处土体温度在1.5 h达到最大值。通气1, 5 h后,36, 54 cm处土体温度开始升高。可计算得温度在18~36, 36~54 cm间的传导速率分别为0.3 cm/min、0.075 cm/min。18, 36, 54 cm处土体温度升高速率分别为1.208, 0.304, 0.048 °C/min。与蒸汽压为0.05 MPa相比,18, 36 cm处土体温度上升速率分别扩大了1.53倍和1.93倍,18~36 cm土体间的温度传导速率增大了3.5倍。可知蒸汽压增大时,可显著提高温度传到速率。此外,在整个试验过程中,距离通气点54~72 cm范围内土体的温度仅发生较小变化,说明运移到该范围内的水蒸气较少,温度变化主要是由热传导引起的。

## (2) 通气点所在平面温度迁移分析

试验中每隔30 min采集一次温度数据,实时观测通气点所在平面土体温度随时间的变化规律。如图9所示,以压力0.10 MPa为例,绘制不同时刻通气点所在土层的等温线分布图,研究温度沿径向的扩散规律。

由图9(a)可知,增湿5 min时,整个平面内的温差较小,仅通气点附近(0~18 cm范围内)的土体温度升高。增湿时间延长时,通气点附近土体温度快速上升至最大值,等温曲线逐渐从扁椭圆向圆形发展,并进一步扩大。分析数据可知,当蒸汽压为0.05, 0.10 MPa时,接近初始温度(20℃)的25℃等温线一直存在,故选其为参考温度,如图10所示绘制不同压力下,25℃等温线扩散半径随时间的变化曲线,研究水蒸气增湿黄土时温度随时间的扩散规律,其斜率代表温度扩散速率。

由图10可知,增湿过程中25 °C等温线的运移速率可分为快速扩散和缓慢扩散阶段,其主要是由水蒸气运移时压力消散引起的。当蒸汽压为0.10 MPa时,距离通气点0~42 cm范围内,25℃等温线快速扩散,在42~60 cm内缓慢扩散。同理当蒸汽压为0.05 MPa时,25℃等温线的快速扩散和缓慢扩散范围依次为0~11 cm、11~32 cm。可发现当蒸汽压增大1倍时,温度扩散速率和扩散范围大幅增加,其中快速扩散范围增大了4倍。结合图6水分场、图8温度场运移结果可知,土体水分变化由蒸汽增湿和含水率梯度引起的水分迁移组成,温度迁移由高温蒸汽传热和温度梯度引起的热传导组成。在有效增湿范围内,土体增湿主要是水蒸气增湿,温度迁移主要是高温蒸汽传热,水分和温度运移速率较快。在有效增湿范围之外,水分运移变成含水率梯度引起的水分迁移,温度迁移以温度梯度引起的热传导为主。



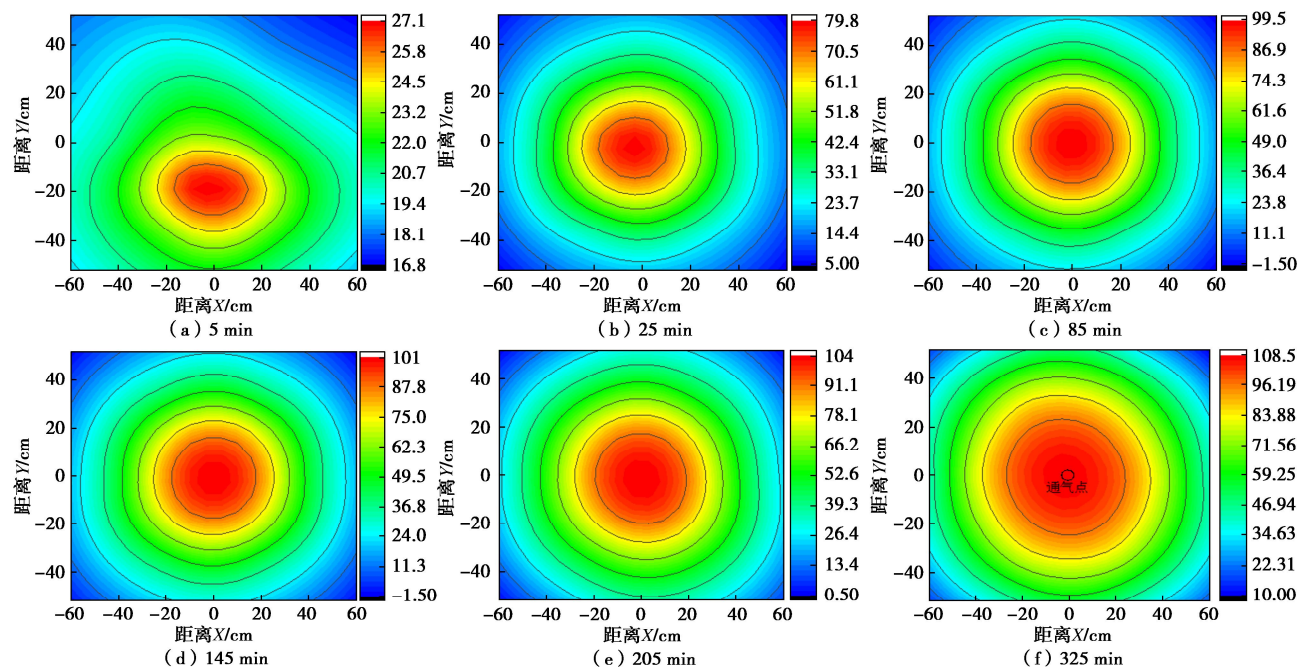


图9 通气点所在平面温度迁移图（0.10 MPa）

Fig. 9 Temperature transfer in plane of ventilation point (0.10 MPa)

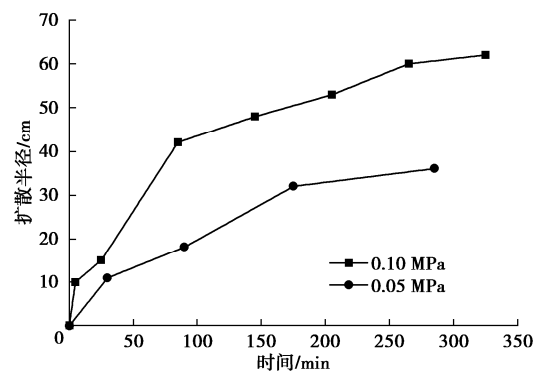


图 10 25℃等温线随时间变化图

Fig. 10 Variation of the isothermal line of 25℃with time

3 解析值与实测值对比分析

3.1 初始条件和边界条件

非饱和黄土是一种典型多孔介质，其中水-汽-热耦合运移具有多因素影响复杂性。假设土体孔隙均匀分布，土颗粒吸湿后体积不变，重力势忽略不计，常物性条件下含湿毛细多孔介质中二维热湿迁移控制方程为<sup>[34-35]</sup>

∂w/∂t = D\_m (∂²w/∂x² + ∂²w/∂y²) + D\_t (∂²θ/∂x² + ∂²θ/∂y²), (1)

∂w/∂t = α\_e (∂²θ/∂x² + ∂²θ/∂y²). (2)

采用加法分离变量法求得主控方程（1），（2）可能存在的所有解析解<sup>[32]</sup>：

w = [C\_1/D\_m - c\_2 D\_t/a\_e D\_m - C\_8] y^2/2 + C\_{10} y + C\_3 + C\_8 x^2/2 + C\_9 x + C\_1 t, (3)

θ = C\_2 t + C\_4 + C\_5 x^2/2 a\_e + C\_6 x + (C\_2 - C\_5) y^2/2 a\_e C\_7 y. (4)

式中 w, θ 分别为土体含水率与温度；t, x, y 分别为时间与几何坐标；D\_m 为质扩散系数；D\_t 为热质扩散系数；α\_e 为有效导温系数，α\_e = λ\_e / (ρ\_0 c)；λ\_e 为有效导热系数；ρ\_0 为土骨架干密度。

如表 2 所示，以蒸汽压为 0.10 MPa 工况为例，在第 9 层填土中（增湿点所在平面），选取距离蒸汽扩散球一定距离测点的土体含水率和温度值实测值为初始条件和边界条件，代入式（3），（4），解得 C\_1 ~ C\_7，得出满足本试验条件的特解，对试验实测值和计算值展开对比分析。

| Table 2 Initial and boundary conditions for model tests |           |        |        |            |           |
|---------------------------------------------------------|-----------|--------|--------|------------|-----------|
| 条件                                                      | 时间<br>t/s | 坐标/m   |        | 含水率<br>w/% | 温度<br>θ/℃ |
| 初始<br>条件                                                | 0         | 0      | 0      | 7.04       | 20        |
|                                                         | 23400     | 0.3600 | 0      | 12.20      | —         |
| 边界<br>条件                                                | 23400     | 0.5400 | 0      | 10.04      | 30        |
|                                                         | 23400     | 0      | 0.1800 | 14.14      | —         |
|                                                         | 23400     | 0      | 0.3600 | —          | 90        |
|                                                         | 23400     | 0      | 0.5400 | 10.79      | 25        |
|                                                         | 23400     | 0.1273 | 0.1273 | —          | 98        |
|                                                         | 23400     | 0.2546 | 0.2546 | 12.20      | 25        |
|                                                         | 23400     | 0.2546 | 0.2546 | 12.20      | 25        |

注：“—”表示计算时未使用该边界条件。

$$\text{Find}(C_1, C_2, C_3, C_4, C_5, C_6, C_7, C_8, C_9, C_{10}) = \left\{ \begin{array}{l} 3.281 \times 10^{-6} \\ 2.35 \times 10^{-2} \\ 0.0704 \\ 20.0 \\ 4.184 \times 10^{-3} \\ 236.558 \\ -291.316 \\ -0.1851 \\ -0.03893 \\ -0.00879 \end{array} \right\}.$$

虽然该特解不代表普遍情况，但在特定条件下具有重要的物理意义，可作为标准解，对非饱和黄土中的水热运移研究提供参考，也可作为检验和研究相关数值解精确度、收敛性与稳定性的标准解<sup>[36-37]</sup>。

3.2 计算结果分析

如图 11 所示，在第 9 层填土中(增湿点所在平面)，将距增湿点 0, 18, 36, 54, 72 cm 的 6 个温度和 9 个湿度实测值求平均值，与计算值展开对比分析。

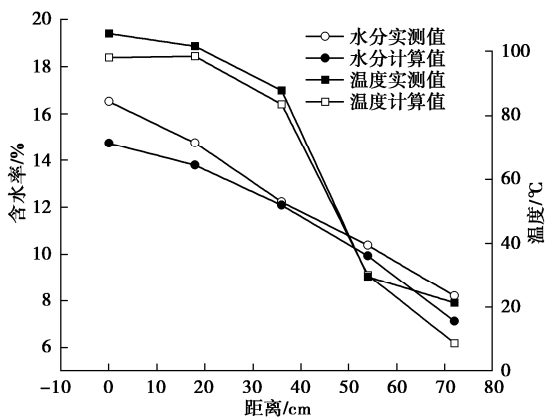


图 11 土壤温度和含水率实测值与计算值对比图  
Fig. 11 Comparison between measured and calculated soil temperatures and moisture contents

由图 11 可知，各测点温度、含水率实测值和计算值的变化趋势基本一致。在 0~36 cm 范围内，土壤温度、含水率实测值与计算值的差值先减小后增大，其原因是水热运移耦合方程主要考虑温度梯度和含水率梯度对水热运移的影响，未考虑蒸汽压梯度对水分运移的促进作用，导致温度、含水率的实测值大于计算值。然而随着水蒸气运移距离增大，蒸汽压逐渐消散，驱动作用减弱，水蒸气运移速率变缓，使得水蒸气对土壤温度、含水率的影响减弱，二者差值逐渐减小。但在整个运移过程中，土壤含水率和温度的实测值与计算值的差值较小，说明该特解与试验条件的匹配性较好。

4 结 论

(1) 球形蒸汽源增湿非饱和黄土时，水分和温度

运移范围近似于一个椭球体。当蒸汽压为 0.05 MPa 和 0.10 MPa 时，水蒸气有效增湿范围的长半轴分别为 30, 40 cm，短半轴分别为 18, 40 cm。在有效增湿范围内，土体含水率在 11%~17% 间变化，接近最优含水率，增湿效果较好。与有效增湿范围相比，最大增湿范围的长轴变为径向，短轴变为深度方向，且由于土体中水平向渗透系数大于垂直方向，使得压力改变时最大增湿范围的径向影响大于深度方向（接近 2 倍）。

(2) 与 0.05 MPa 相比，蒸汽压为 0.10 MPa 时，有效增湿椭球体中深度方向长轴和径向短轴分别增大了 1.33 倍和 2.22 倍，长短轴之比减小了 40.0%，最大影响范围的长、短半轴分别增大了 50.0%，33.3%，表明较大的蒸汽压将会减弱水蒸气运移时土颗粒和微观孔隙通道的阻碍作用，增大增湿范围和增湿程度，使水蒸气更均匀地向四周扩散。

(3) 水蒸气增湿黄土时，高温蒸汽传热和温度梯度引起的热传导共存，温度迁移速率可分为快速迁移和缓慢迁移两个阶段。有效增湿范围内主要以高温蒸汽传热为主，属于快速迁移阶段。随着运移距离增大，蒸汽压力逐渐消散，土颗粒对蒸汽的阻碍作用增强，有效增湿范围外以温度梯度引起的热传导为主，属于缓慢迁移阶段。

(4) 根据模型试验初始条件和边界条件，确定了球形蒸汽源增湿条件下，非饱和黄土中水热运移主控方程的一组特解，并将温度和含水率实测值与计算值对比分析，发现该特解能较好地反映试验中土壤温度和含水率的变化规律，可对非饱和黄土中的水热运移研究提供参考。

参考文献：

[1] 王铁行, 李 宁, 谢定义. 土体水热力耦合问题研究意义、现状及建议[J]. 岩土力学, 2005, 26(3): 488 - 493. (WANG Tie-hang, LI Ning, XIE Ding-yi. Necessity and means in research on soil coupled heat-moisture-stress issues[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, 26(3): 488 - 493. (in Chinese))

[2] 刘 峰, 朱庆杰, 程 雨, 等. 多孔介质热流固耦合问题及研究进展[J]. 岩土力学, 2009, 30(增刊 2): 254 - 256. (LIU Feng, ZHU Qing-jie, CHENG Yu, et al. Problems of fluid-solid-heat coupling for porous media and its research progress[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, 30(S2): 254 - 256. (in Chinese))

[3] 陈正汉, 郭 楠. 非饱和土与特殊土力学及工程应用研究的新进展[J]. 岩土力学, 2019, 40(1): 1 - 54. (CHEN Zheng-han, GUO Nan. New developments of mechanics and

- application for unsaturated soils and special soils[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, **40**(1): 1 - 54. (in Chinese))
- [4] 陈盼, 韦昌富, 魏厚振, 等. 残留含气量影响的非饱和和多孔介质流动过程[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, **32**(7): 1426 - 1433. (CHEN Pan, WEI Chang-fu, WEI Hou-zhen, et al. Effect of residual air entrapment on unsaturated flow in porous media[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, **32**(7): 1426 - 1433. (in Chinese))
- [5] NOVAK M D. Importance of soil heating, liquid water loss, and vapor flow enhancement for evaporation[J]. Water Resources Research, 2016, **52**(10): 8023 - 8038.
- [6] 陈正汉, 秦冰. 缓冲/回填材料的热-水-力耦合特性及其应用[M]. 北京: 科学出版社, 2017. (CHEN Zheng-han, QIN Bing. Thermo-Hydro-Mechanical Coupling Characteristics of Buffer/Backfilling Material and Its Application[M]. Beijing: Science Press, 2017. (in Chinese))
- [7] 刘广林, 徐进良, 苗政. 地热有机朗肯循环系统混合工质优化[J]. 工程热物理学报, 2015, **36**(12): 2716 - 2720. (LIU Guang-lin, XU Jin-liang, MIAO Zheng. Optimal of mixtures working fluids for geothermal organic Rankine cycle system[J]. Journal of Engineering Thermophysics, 2015, **36**(12): 2716 - 2720. (in Chinese))
- [8] 刘泉声, 崔先泽, 张程远. 多孔介质中悬浮颗粒迁移-沉积特性研究进展[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, **34**(12): 2410 - 2427. (LIU Quan-sheng, CUI Xian-ze, ZHANG Cheng-yuan. Research advances in the characterization of transportation and deposition of suspended particles in porous media[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, **34**(12): 2410 - 2427. (in Chinese))
- [9] 赵阳升, 杨栋, 冯增朝, 等. 多孔介质多场耦合作用理论及其在资源与能源工程中的应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, **27**(7): 1321 - 1328. (ZHAO Yang-sheng, YANG Dong, FENG Zeng-chao, et al. Multi-field coupling theory of porous media and its applications to resources and energy engineering[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, **27**(7): 1321 - 1328. (in Chinese))
- [10] 沈荣开, 王康, 张瑜芳, 等. 水肥耦合条件下作物产量、水分利用和根系吸氮的试验研究[J]. 农业工程学报, 2001, **17**(5): 35 - 38. (SHEN Rong-kai, WANG Kang, ZHANG Yu-fang, et al. Field test and study on yield, water use and N uptake under varied irrigation and fertilizer in crops[J]. Transactions of the Chinese Society of Agricultural Engineering, 2001, **17**(5): 35 - 38. (in Chinese))
- [11] 路建国, 张明义, 张熙胤, 等. 冻土水热力耦合研究现状及进展[J]. 冰川冻土, 2017, **39**(1): 102 - 111. (LU Jian-guo, ZHANG Ming-yi, ZHANG Xi-yin, et al. Review of the coupled hydro-thermo-mechanical interaction of frozen soil[J]. Journal of Glaciology and Geocryology, 2017, **39**(1): 102 - 111. (in Chinese))
- [12] 蔡国庆, 郭艳鑫, 李舰, 等. 热-水-力耦合作用下非饱和土变形特性的弹塑性模拟[J]. 岩土力学, 2017, **38**(4): 1060 - 1068. (CAI Guo-qing, GUO Yan-xin, LI Jian, et al. Elastoplastic modeling of volume change behaviour of unsaturated soils under thermo-hydro-mechanical coupling conditions[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, **38**(4): 1060 - 1068. (in Chinese))
- [13] 闫婷婷, 杜震宇. 日光温室土壤-空气换热器周围土壤中热湿迁移规律研究[J]. 工程热物理学报, 2018, **39**(2): 434 - 441. (YAN Ting-ting, DU Zhen-yu. Study on the heat and moisture transfer principles of soil fields surrounding the soil-air heat exchanger in solar greenhouse[J]. Journal of Engineering Thermophysics, 2018, **39**(2): 434 - 441. (in Chinese))
- [14] 刘伟, 蔡国庆, 李舰, 等. 非饱和土热-水-力全耦合本构模型及其验证[J]. 岩土工程学报, 2021, **43**(3): 547 - 555. (LIU Yi, CAI Guo-qing, LI Jian, et al. A fully coupled thermo-hydro-mechanical constitutive model for unsaturated soils and its verification[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2021, **43**(3): 547 - 555. (in Chinese))
- [15] BOUYOUCOS G J. Effect of Temperature on movement of water vapour and capillary water vapour in soil[J]. Journal of Agriculture Research, 1915, **5**(4): 141 - 172.
- [16] PHILIP J R, DE VRIES D A. Moisture movement in porous materials under temperature gradients[J]. Transactions, American Geophysical Union, 1957, **38**(2): 222 - 231.
- [17] THOMAS H R, HE Y. Analysis of coupled heat, moisture and air transfer in a deformable unsaturated soil[J]. Géotechnique, 1995, **45**(4): 677 - 689.
- [18] TULI A, HOPMANS J W, ROLSTON D E, et al. Comparison of air and water permeability between disturbed and undisturbed soils[J]. Soil Science Society of America Journal, 2005, **69**(5): 1361 - 1371.
- [19] ORCHISTON H D. Adsorption of water vapor[J]. Soil Science, 1954, **78**(6): 463 - 480.
- [20] GRISMER M E. Water vapor adsorption kinetics and isothermal infiltration[J]. Soil Science, 1988, **146**(5): 297 - 302.
- [21] KOSMAS C, MARATHIANOU M, GERONTIDIS S, et al. Parameters affecting water vapor adsorption by the soil under semi-arid climatic conditions[J]. Agricultural Water

- Management, 2001, **48**(1): 61 - 78.
- [22] 秦冰, 陈正汉, 方振东, 等. 基于混合物理论的非饱和土的热-水-力耦合分析模型 I [J]. 应用数学和力学, 2010, **31**(12): 1476 - 1488. (QIN Bing, CHEN Zheng-han, FANG Zhen-dong, et al. Analysis of coupled thermo-hydro-mechanical behavior of unsaturated soils based on theory of mixtures I [J]. Applied Mathematics and Mechanics, 2010, **31**(12): 1476 - 1488. (in Chinese))
- [23] 王磊, 赵阳升, 杨栋. 注水蒸汽原位热解油页岩微观特征研究 [J]. 岩石力学与工程学报, 2020, **39**(8): 1634 - 1647. (WANG Lei, ZHAO Yang-sheng, YANG Dong. Investigation on meso-characteristics of in situ pyrolysis of oil shale by injecting steam [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2020, **39**(8): 1634 - 1647. (in Chinese))
- [24] 王铁行, 贺再球, 赵树德, 等. 非饱和土体气态水迁移试验研究 [J]. 岩石力学与工程学报, 2005, **24**(18): 3271 - 3275. (WANG Tie-hang, HE Zai-qiu, ZHAO Shu-de, et al. Experimental study on vaporous water transference in loess and sandy soil [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, **24**(18): 3271 - 3275. (in Chinese))
- [25] 王铁行, 陆海红. 温度影响下的非饱和黄土水分迁移问题探讨 [J]. 岩土力学, 2004, **25**(7): 1081 - 1084. (WANG Tie-hang, LU Hai-hong. Moisture migration in unsaturated loess considering temperature effect [J]. Rock and Soil Mechanics, 2004, **25**(7): 1081 - 1084. (in Chinese))
- [26] 曾亦键, 万力, 苏中波, 等. 浅层包气带水汽昼夜运移规律及其数值模拟研究 [J]. 地学前缘, 2008, **15**(5): 330 - 343. (ZENG Yi-jian, WAN Li, SU Zhong-bo, et al. The diurnal pattern of soil water fluxes in subsurface zone and its simulation analysis [J]. Earth Science Frontiers, 2008, **15**(5): 330 - 343. (in Chinese))
- [27] 陈佩佩, 白冰. 内含圆柱域热源的非饱和土介质水热耦合作用的 SPH 数值模拟 [J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(6): 1025 - 1030. (CHEN Pei-pei, BAI Bing. Numerical simulation of moisture-heat coupling in porous media with circular heat source by SPH method [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(6): 1025 - 1030. (in Chinese))
- [28] 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))
- [29] BAI B, XU T, NIE Q K, et al. Temperature-driven migration of heavy metal  $Pb^{2+}$  along with moisture movement in unsaturated soils [J]. International Journal of Heat and Mass Transfer, 2020, **153**: 119573.
- [30] BAI B, YANG G C, LI T, et al. A thermodynamic constitutive model with temperature effect based on particle rearrangement for geomaterials [J]. Mechanics of Materials, 2019, **139**: 103180.
- [31] YANG Dai-quan, SHEN Zhu-jiang. Modelling fully coupled moisture, air and heat transfer in unsaturated soils [J]. 岩土工程学报, 2000, **22**(3): 357 - 361. (YANG Dai-quan, SHEN Zhu-jiang. Modelling fully coupled moisture, air and heat transfer in unsaturated soils [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2000, **22**(3): 357 - 361. (in Chinese))
- [32] 李建东, 王旭, 张延杰, 等. 水蒸气增湿非饱和黄土热湿迁移规律研究 [J]. 岩土力学, 2021, **42**(1): 186 - 192. (LI Jian-dong, WANG Xu, ZHANG Yan-jie, et al. Study of thermal moisture migration of unsaturated loess with water vapor [J]. Rock and Soil Mechanics, 2021, **42**(1): 186 - 192. (in Chinese))
- [33] 何陇霞, 王旭, 张延杰, 等. 非饱和黄土水蒸气扩散规律模型试验研究 [J]. 工程地质学报, 2018, **26**(5): 1265 - 1271. (HE Long-xia, WANG Xu, ZHANG Yan-jie, et al. Model test study on steam diffusion law of unsaturated loess [J]. Journal of Engineering Geology, 2018, **26**(5): 1265 - 1271. (in Chinese))
- [34] 王补宣. 多孔介质的传热传质 [J]. 清华大学学报(自然科学版), 1992, **32**(增刊 1): 5 - 12. (WANG Bu-xuan. Heat and mass transfer in porous media [J]. Journal of Tsinghua University (Natural Science Edition), 1992, **2**(S1): 5 - 12. (in Chinese))
- [35] WANG B X, HAN L Z, YU W P. A method for measuring simultaneously the heat and mass transport properties of moist porous media [J]. Experimental Thermal and Fluid Science, 1988, **1**(1): 93 - 98.
- [36] 蔡睿贤, 张冬阳. 两相非定常流的一些显式解析解 [J]. 机械工程学报, 2001, **37**(9): 1 - 3, 8. (CAI Rui-xian, ZHANG Dong-yang. Some explicit analytical solutions of unsteady two phase flow [J]. Chinese Journal of Mechanical Engineering, 2001, **37**(9): 1 - 3, 8. (in Chinese))
- [37] 蔡睿贤, 张娜. 含湿毛细多孔介质传热与传质基本方程的一组代数显式解析解 [J]. 机械工程学报, 2003, **39**(6): 1 - 3. (CAI Rui-xian, ZHANG Na. Algebraically explicit analytical solution for heat and mass transfer in wet porous media [J]. Chinese Journal of Mechanical Engineering, 2003, **39**(6): 1 - 3. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202204012

# 堆石料微侧壁摩擦力固结仪的研制与应用

王 龙<sup>1</sup>, 朱俊高<sup>\*1</sup>, 袁俊平<sup>1</sup>, 陆阳洋<sup>2</sup>

(1. 河海大学岩土力学与堤坝工程教育部重点实验室, 江苏 南京 210098; 2. 南京水利科学研究院岩土工程研究所, 江苏 南京 210024)

**摘 要:** 固结仪是研究堆石料长期变形特性最常用的仪器之一, 但其应用受到侧壁摩擦力的限制。针对此问题, 研制了一种加载稳定、可测量侧壁摩擦力的新型固结仪, 介绍了该仪器的结构和工作原理。采用由互不接触的尼龙片组成衬垫贴于固结仪内壁的方法减小侧壁摩擦力。对风干堆石料进行固结试验, 系统研究比较了衬垫层数为1~3层和厚度分别为0.3和0.5 mm时该方法的效果。试验结果表明, 3层0.5 mm衬垫的效果最优; 与无衬垫时相比, 该方法下试样侧壁摩擦力平均下降91%, 竖向应变是无衬垫时的1.2~1.8倍。将容器内壁覆盖3层0.5 mm衬垫作为减小侧壁摩擦力方法, 对风干堆石料分别进行了使用该方法和无衬垫条件下的流变试验。结果表明, 微侧壁摩擦力条件下试验结束时试样的竖向应变和次固结系数分别是无衬垫时的2.0和2.2倍。该仪器有效解决了侧壁摩擦力问题, 提高了长期变形试验结果的可信性。

**关键词:** 堆石料; 微侧壁摩擦力; 固结仪; 衬垫; 流变试验

中图分类号: TU431

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2022)04-0696-06

**作者简介:** 王 龙(1991—), 男, 博士研究生, 主要从事堆石料基本性质与本构关系研究。E-mail: longwang@hhu.edu.cn。

## Development and application of an oedometer with negligible side-wall friction for rockfill materials

WANG Long<sup>1</sup>, ZHU Jun-gao<sup>1</sup>, YUAN Jun-ping<sup>1</sup>, LU Yang-yang<sup>2</sup>

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

2. Geotechnical Engineering Department, Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210024, China)

**Abstract:** The oedometer is one of the most commonly used apparatuses to investigate the long-term deformation behaviors of rockfill materials. However, the side-wall friction restrains its application. To overcome this limitation, an oedometer that can provide long-term and stable loading and measure the side-wall friction is developed. The main features of the apparatus are presented. To minimize the side-wall friction, the linings that consist of spaced and greased Polyamide plates are used to cover the oedometer wall. The consolidation tests are carried out to evaluate the performance of the anti-friction linings with layers in the range of 1~3 and with layer thickness of 0.3 and 0.5 mm, respectively. The best test results are obtained by using 3 layers of 0.5 mm-thick linings. At the same vertical stress, the side-wall friction is 91% smaller on average while the vertical strain is 20%~80% larger with 3 layers of 0.5 mm-thick anti-friction linings than that without linings. Therefore, the proposed method is chosen to reduce the side-wall friction, and the creep tests are carried out on air-dried rockfill materials. The test results show that the vertical strain at the end of the tests and the coefficient of the secondary consolidation are about 1.0 and 1.2 times larger with 3 layers of 0.5 mm-thick linings than those without linings. The apparatus substantially reduces the side-wall friction and improves the accuracy of creep test results.

**Key words:** rockfill material; negligible side-wall friction; oedometer; lining; creep test

## 0 引 言

大量现场监测资料表明, 土石坝在蓄水后的几年甚至几十年内仍持续变形。土石坝的长期变形可能会引起面板的压裂或坝壳和心墙间的不协调变形, 威胁大坝安全。随着中国一系列300 m级超高土石坝的规划和建设, 土石坝长期变形问题已引起工程界和学术界的高度重视。

作为主要筑坝材料, 堆石料的长期变形与土石坝的长期变形息息相关。研究堆石料长期变形特性及揭示其机理需要开展试验研究。目前, 堆石料长期变形

**基金项目:** 长江水科学研究联合基金重点支持项目(U2040221); 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项目(U1865104); 高等学校学科创新引智计划(111计划)(B13024)  
**收稿日期:** 2021-05-07

**\*通信作者** (E-mail: zhujungao@hhu.edu.cn)



试验多使用大型三轴压缩仪和大型固结仪。三轴流变试验的优点在于可模拟现场土样的应力状态, 但几乎无法逾越的障碍是长时间试验后期由管路渗漏和温度变化引起的体积应变测量误差。而单向压缩流变试验只需测量试样的竖向变形, 具有受外界环境影响程度低、操作简单等优点, 理应受到科研人员的青睐。然而, 固结容器内壁和试样间的侧壁摩擦力大大降低了试验的准确性, 影响大型固结仪的广泛应用<sup>[1]</sup>。

国内外已有一些学者研制了可减小侧壁摩擦力的固结仪。总结后可分为两种, 第一种为传统固结仪, 但其容器内壁经过特殊处理。处理方法有朱文君等<sup>[2]</sup>、Molina 等<sup>[3]</sup>采用的在内壁贴衬垫的方法; 标准规定<sup>[4]</sup>及孙国亮<sup>[5]</sup>、曹光翎<sup>[6]</sup>采用的涂抹油脂的方法。第二种为叠环式固结仪。相较于第一种类型固结仪, 后者应用较少。就笔者所知, 国内仅有长江科学院<sup>[7]</sup>和中国水利水电科学研究院<sup>[8]</sup>使用叠环式固结仪进行了堆石料的流变试验。值得注意的是, 上述两种类型仪器均无法测量侧壁摩擦力, 因此各仪器可减小侧壁摩擦力至何种程度, 不得而知。

Marsal<sup>[9]</sup>研制了使用千斤顶加载的固结仪, 采用容器内壁贴三层聚苯乙烯衬垫的方法减小侧壁摩擦力, 此仪器可将摩擦系数降至 0.1 左右。但是此研究未进行不同层数、不同厚度衬垫下的试验, 因此是否存在更优方法不得而知。Oldecop 等<sup>[10]</sup>研制了使用气压加载并可以测量侧壁摩擦力的固结仪, 采用在容器内壁贴 2 层 0.1 mm 厚聚乙烯板的方法减小侧壁摩擦力。但笔者的经验表明, 高应力下堆石料尖锐的棱角可以轻易将此厚度的衬垫刺穿。此外, 上述两种仪器分别采用千斤顶和气压进行加载。对于试验周期动辄几天甚至几周的长期试验来说, 这些仪器是否可以提供稳定的加载值得商榷。

综上所述, 研制适用于堆石料长期变形试验的微侧壁摩擦力固结仪不仅可以丰富堆石料室内测试仪器, 而且对研究堆石料的长期变形特性十分重要。本文研制了一种满足上述要求的固结仪, 并在堆石料流变试验中进行初步应用。试验结果表明该仪器有效解决了堆石料试验的侧壁摩擦力问题, 提高了长期变形试验结果的可信性。

## 1 大型固结仪的研制

### 1.1 研制目标

研制仪器的目的是研究超高土石坝筑坝堆石料的长期变形特性。为达到此目标, 仪器应满足以下要求:

(1) 对于 300 m 级超高土石坝而言, 坝体堆石料上覆压力可达数兆帕。比如, 双江口土石坝坝体的

最大压力高达 6 MPa 以上<sup>[11]</sup>, 因此仪器应能进行压力 6 MPa 的长期变形试验。

(2) 堆石料长期变形试验周期可达几天或数周, 这要求仪器能维持长期稳定的加载。

(3) 根据现有认识, 水饱和以及干湿循环<sup>[12-13]</sup>等环境因素引起的变形可能是堆石料长期变形的重要来源。为探究这些因素的影响, 仪器应能实现试样的饱和以及排干。

(4) 仪器的一个重要特征是微侧壁摩擦力, 为此需要研究减小侧壁摩擦力的方法并进行定量评价。这要求仪器能测量侧壁摩擦力。

### 1.2 仪器结构

为满足上述要求, 在借鉴常规固结仪结构特点后研制了一种新型大型固结仪, 其示意图如图 1 所示。

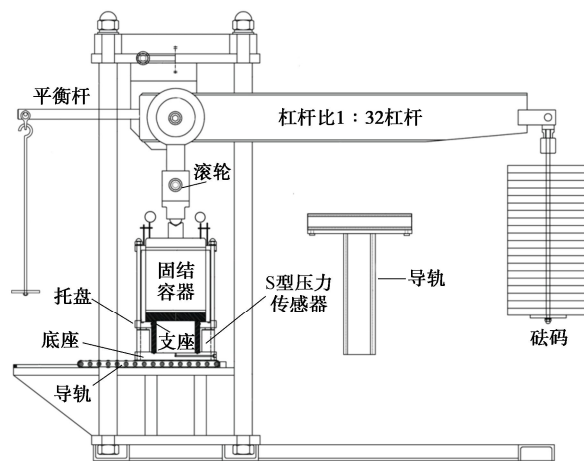


图 1 大型固结仪示意图

Fig. 1 Schematic view of large-scale oedometer

固结仪主要由加载系统、固结容器、侧壁摩擦力测量系统、竖向力调节系统和干湿循环系统组成。加载系统由加载框架、杠杆、平衡杆和加载横梁等部分组成。加载方式为机械式加载, 可保证加载的长期稳定性。设计杠杆比为 1:32, 施加的最大竖向荷载为 20 t。容器为图 2 (a) 所示钢桶, 壁厚 1.5 cm, 可容纳高度  $h=20$  cm, 直径  $\phi=20$  cm 的试样, 最大竖向荷载对应的压力约为 6.2 MPa。

侧壁摩擦力的测量通过传统固结仪的基础上增加支座、托盘和荷重传感器实现。如图 2 (b) 所示, 支座穿过中空托盘坐于底座上。试验时托盘下放置 4 个如图 2 (c) 所示荷重传感器将托盘托起, 容器放置于托盘上, 如图 2 (d) 所示。试验过程中容器和托盘等的自重以及侧壁摩擦力与荷重传感器提供的反力在竖直方向达到平衡, 因此侧壁摩擦力可通过荷重传感器所测荷重减去容器和托盘等的自重后求得。

竖向力调节系统由布置在水平和竖直方向的 4 个滚轮和 2 个导轨组成, 如图 3 所示。导轨的凹槽宽度

略大于滚轮直径, 2 个导轨分别穿过对应的 2 个滚轮后通过内六角螺丝连接。该系统限制了加载横梁水平的活动, 进而保证竖向荷载始终垂直于试样。

为保证容器的密封, 底座处与支座接触部位、托盘处与支座接触部位以及托盘处与容器接触部位设置凹槽, 凹槽内放置 O 型圈。试样饱和时, 通过放在加载框架顶部的水箱向试样供水。水由底座上的进水孔进入支座, 然后由支座的透水孔进入试样; 排干时试样中自由水则在重力作用下从底座的排水孔排出。



图 2 容器和侧壁摩擦力测量系统实物图

Fig. 2 Photos of container and measuring system for side-wall friction

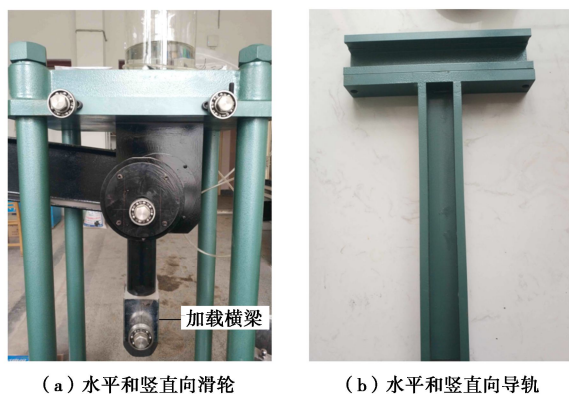


图 3 竖向力调节系统实物图

Fig. 3 Photos of regulating system for vertical load

## 2 减小侧壁摩擦力方法试验研究

### 2.1 方法的提出

如引言所述, 容器内壁贴衬垫的方法具有简单实

用且成本低的优点, 被很多学者采用。本文同样采用此方法减小侧壁摩擦力。

笔者曾使用研制的固结仪进行了堆石料的单向压缩试验, 容器内壁处理方法为贴两层尺寸为  $63\text{ cm} \times 20\text{ cm}$ , 厚  $0.2\text{ mm}$  的聚四氟乙烯薄膜覆盖容器内壁, 薄膜与内壁、薄膜之间靠涂抹凡士林固定, 试验最大压力  $6.2\text{ MPa}$ 。拆样时发现, 堆石料尖锐的棱角将薄膜多处刺穿。此外还发现, 聚四氟乙烯薄膜上出现大量褶皱, 可能是由褶皱处上下部颗粒相对运动挤压形成。褶皱可能会填充于颗粒间的孔隙, 进而阻碍试样的变形。此试验为改善衬垫效果提供了以下两点思路: ①衬垫不宜太薄; ②衬垫面积应尽量小以减小与其相接触的颗粒数量, 进而减小褶皱数量。

总结上述经验后决定采用将塑料薄膜裁剪成块状后贴于容器内壁的方法来减小侧壁摩擦力。衬垫应选用轻质材料, 防止其脱落; 此外还应具有一定的抗穿刺性。综合考虑上述因素, 最终选用尼龙 (Polyamide, 简称 PA) 66 板材作为衬垫材料。PA66 板材的相对密度为  $1.14\text{ g/cm}^3$ , 抗拉强度为  $74\text{ MPa}$ , 具有高耐热不变性。

选定衬垫材料后, 将容器内壁分别按下列方法处理:

- (1) 常规试验方法, 即不做处理。
- (2) 仅均匀涂抹 1 层白凡士林。

(3) 将裁剪后尺寸为  $5\text{ cm} \times 4.6\text{ cm}$  (下文中均使用该尺寸, 将不再进行说明), 厚度  $0.3\text{ mm}$  的 PA66 板贴满内壁作为衬垫, 衬垫层数为 1 层。为了使板与板在试验中不重叠, 各板之间留有适当的间距, 如图 4 (a) 所示。

(4) 贴 2 层  $0.3\text{ mm}$  厚衬垫, 第 1 层处理方法与方法 (3) 相同。第 2 层衬垫覆盖第 1 层衬垫的间隙, 衬垫间涂有白凡士林, 如图 4 (b) 所示。

(5) 贴 3 层  $0.3\text{ mm}$  厚衬垫, 前 2 层处理方法与方法 (4) 相同。第 3 层衬垫覆盖第 2 层衬垫的间隙, 衬垫间涂有白凡士林, 如图 4 (b) 所示。

(6) 将方法 (5) 中的衬垫厚度增至  $0.5\text{ mm}$ , 其他条件不变。

上述试验中, 方法 (1) 的目的是作为对比标准, 方法 (2) 的目的是评价标准<sup>[4]</sup>规定以及目前常用的方法是否有效; 方法 (3) ~ (5) 的目的是确定最优垫层数; 试验 (6) 的目的为确定最优衬垫厚度。

### 2.2 试验材料和试验方法

为评价上述方法的效果, 使用按上述 6 种方法处理后的固结仪分别进行两河口板岩堆石料的固结试验。试样  $h$  和  $\phi=20\text{ cm}$ , 试验土料的最大粒径为  $4\text{ cm}$ , 级配如图 5 所示。试样采用风干土料制备, 制样干密



度为  $2.06 \text{ g/cm}^3$ 。

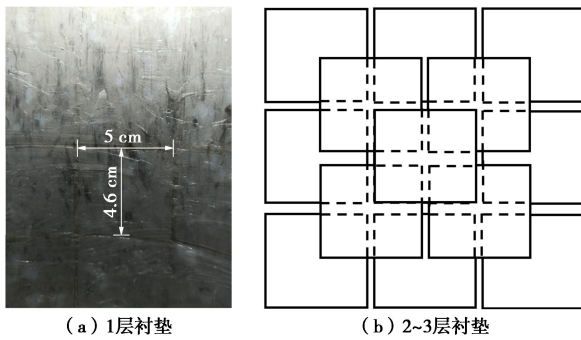


图4 衬垫排列方式

Fig. 4 Arrangement of anti-friction linings

装样后, 对试样施加  $5 \text{ kPa}$  预压力, 使试样和仪器之间接触良好, 随后分级施加压力, 压力等级为  $100, 200, 404, 812, 1628, 3212$  和  $6182 \text{ kPa}$ 。加压后用秒表计时, 每级压力下稳定  $10 \text{ min}$ 。试样的竖向变形通过 2 支对称布置的数显百分表连接电脑自动采集, 数显百分表精度为  $0.01 \text{ mm}$ ; 施加下一级压力前记录侧壁摩擦力数值。

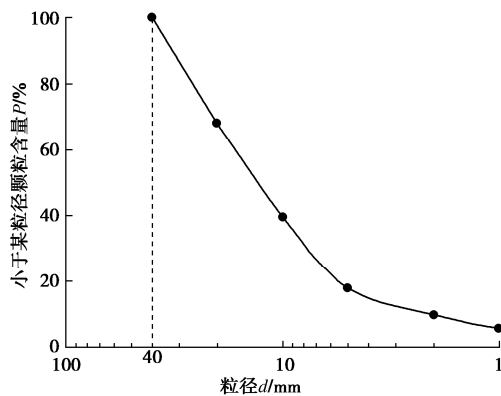


图5 试验土料级配曲线

Fig. 5 Grain-size distribution curve of test soil

### 2.3 试验结果及分析

图 6 给出了方法 (1) 下侧壁摩擦力随竖向力 (竖向力并未根据侧壁摩擦力进行修正) 的变化曲线, 如虚线所示。可以看出, 侧壁摩擦力和竖向力关系近似为一条直线。随着竖向力的变化, 侧壁摩擦力与竖向力的比值在  $30\% \sim 46\%$  之间变化, 平均值为  $42\%$ 。这表明侧壁摩擦力不可忽视, 有必要研究减小侧壁摩擦力的方法。

根据试验结果, 整理出各方法下归一化侧壁摩擦力与竖向力的关系曲线, 同样绘于图 6 中。对于给定条件和竖向力, 归一化侧壁摩擦力等于此条件下侧壁摩擦力与方法 (1) 下侧壁摩擦力之比。由图可见, 方法 (2) 下的归一化摩擦力基本维持在 1 附近, 这意味着对于本文所用土料, 标准<sup>[4]</sup>规定方法的效果极其有限。此方法对于其他堆石料是否有效, 有待进一步研

究。

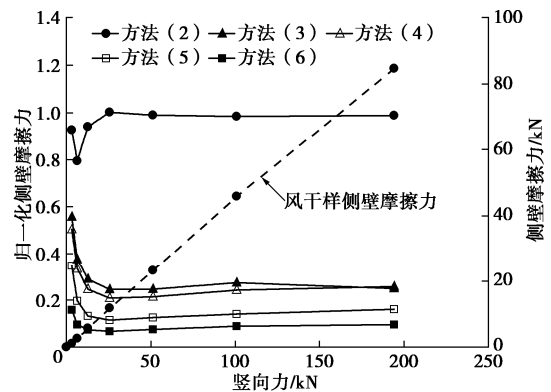


图6 不同条件下归一化侧壁摩擦力随竖向力变化曲线

Fig. 6 Variation of normalized friction force with vertical load under different conditions

对比图 6 各方法下试验结果可以发现, 即使只有 1 层  $0.3 \text{ mm}$  厚衬垫, 侧壁摩擦力也会大幅度下降, 各竖向力下归一化侧壁摩擦力的平均值只有  $32\%$  左右。当衬垫层数增加到 2 层时, 归一化侧壁摩擦力的降幅并不明显。而当衬垫数增加到 3 层时, 归一化侧壁摩擦力再次大幅度下降, 且 3 层  $0.5 \text{ mm}$  衬垫下的降幅更明显。不同压力下, 方法 (5) 下侧壁摩擦力相较于方法 (1) 下降  $65\% \sim 80\%$ , 平均值为  $83\%$ ; 使用方法 (6) 时, 下降幅度增加至  $84\% \sim 93\%$ , 平均值为  $91\%$ 。

侧壁摩擦力的变化势必会引起变形的差异。图 7 整理给出了不同方法下试样的竖向应变  $\varepsilon_z$  和压力  $\sigma_z$  的关系曲线。值得注意的是, 本文所有图表中  $\sigma_z$  都没有根据侧壁摩擦力进行修正。与图 6 的结论相对应, 相同  $\sigma_z$  时侧壁摩擦力小的试样的  $\varepsilon_z$  更大。对于使用方法 (6) 的试样而言, 这种趋势最明显。相同压力下, 使用方法 (6) 时试样的  $\varepsilon_z$  是方法 (1) 下试样的  $1.2 \sim 1.8$  倍。

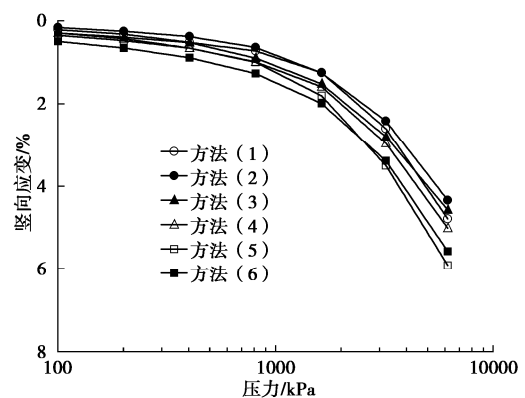


图7 竖向应变和压力关系曲线

Fig. 7 Variation of vertical strain with vertical stress for all specimens

图 8 为使用方法 (1) 时试样的  $\varepsilon_z - \lg t$  曲线, 其

他试样的  $\varepsilon_z - \lg t$  曲线规律均与之相似,限于篇幅不再列出。由图 8 可见,堆石料的主固结一般发生在 10 min 内,这表明,本文选择 10 min 的稳定时间对于固结试验是合理的。另一方面,图 8 表明试样明显存在次固结变形。尽管次固结持续时间较短,但仍为研究各处理方法对次固结系数的影响提供了可能。将不同方法下试样分级加载得到的次固结系数  $C_{\alpha\varepsilon} = \Delta\varepsilon_z / \Delta\lg t$  整理后点绘于图 9,可见方法(6)下  $C_{\alpha\varepsilon}$  的数值最大。相同压力下,方法(6)下试样的  $C_{\alpha\varepsilon}$  为方法(1)下试样的 2.0~6.1 倍,平均为 3.3 倍。

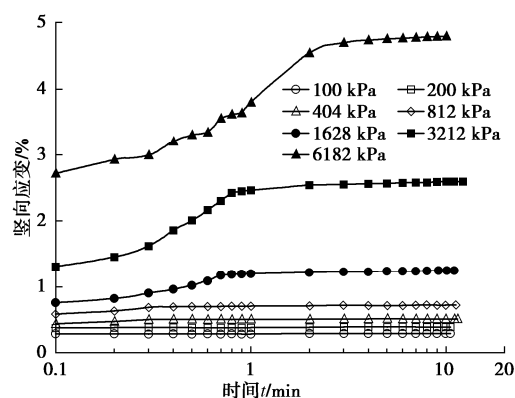


图 8 无减阻措施试样的竖向应变和时间关系曲线

Fig. 8 Variation of vertical strain with time for specimens without anti-friction treatment

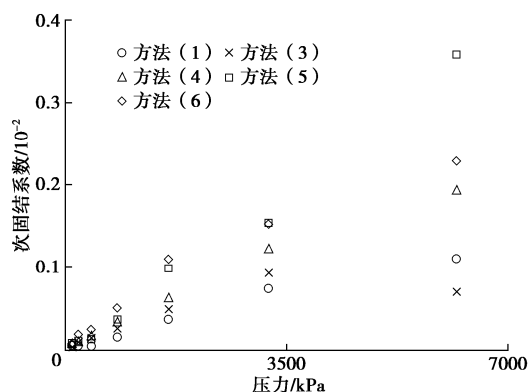


图 9 次固结系数与压力关系曲线

Fig. 9 Variation of coefficient of secondary consolidation with vertical stress for all specimens

上述分析表明,方法(6)的效果最明显,因此本文最终选择其作为减小侧壁摩擦力的方法。值得注意的是,本文没有再进行衬垫层数更多或衬垫厚度更厚条件下的试验。一方面是由于在试验中发现随着厚度的增大,板材越难弯曲,更容易从内壁脱落。另一方面,方法(6)可以降低 91% 的侧壁摩擦力,笔者认为已没有必要再花费精力验证更多衬垫数下的效果。

### 3 应用实例

为验证微侧壁摩擦力固结仪的适用性,对第 2 节

所述土料分别使用方法(1)和(6)进行了分别加载流变试验,试验压力为 3212 kPa。试验前用千斤顶将杠杆撑起,施加相应数量的砝码后拧开千斤顶阀门快速施加压力。根据流变试验结果绘制的  $\varepsilon_z - \lg t$  曲线如图 10 所示。

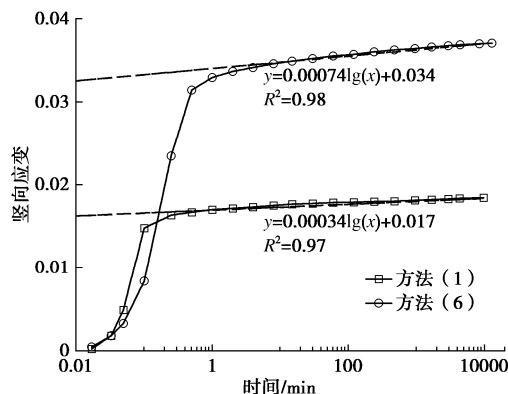


图 10 流变试验结果

Fig. 10 Creep test results

对比图 10 中两条曲线可见,相同时间时方法(1)下试样的竖向应变明显小于方法(6)下试样。试验结束时方法(6)下试样的竖向应变为 3.71%,是方法(1)下试样的竖向应变 1.85% 的 2 倍。另一方面,对  $\varepsilon_z - \lg t$  曲线直线段采用对数函数拟合,如虚线所示,拟合公式列于曲线旁。由图可见方法(6)下试样的  $C_{\alpha\varepsilon}$  值是方法(1)下试样的 2.2 倍。

上述分析表明所研制的仪器有效解决了侧壁摩擦力问题。试验结果还表明,侧壁摩擦力过大可能是导致室内长期变形试验试样很快进入稳定阶段的重要因素。

### 4 结 论

(1) 研制了一种适用于堆石料长期变形试验的固结仪。仪器相较于目前常用的固结仪,具有加载稳定、可以测量侧壁摩擦力以及保证竖向力始终垂直于试样的特点。

(2) 对于本文所用土料,容器内壁涂抹凡士林这一减小侧壁摩擦力方法的效果极其有限。

(3) 使用由互不接触尼龙板组成的衬垫来减小侧壁摩擦力的方法是可行的。当衬垫层数在 1~3 层,厚度在 0.3~0.5 mm 范围内变化时,3 层 0.5 mm 衬垫的效果最明显。与常规试验方法相比,此方法下侧壁摩擦力平均降幅达 91%,试样的竖向应变是其 1.2~1.8 倍。

(4) 进行了堆石料常规试验方法和 3 层 0.5 mm 衬垫条件下的流变试验,结果表明侧壁摩擦力对试验结果影响极大。微侧壁摩擦力条件下试验结束时试样

的竖向应变和次固结系数是常规试验方法下试样的2.0倍和2.2倍。

### 参考文献:

- [1] 郭万里, 朱俊高, 王俊杰, 等. 粗粒土静力特性及室内测试技术研究进展[J]. 岩石力学与工程学报, 2020, **39**(增刊 2): 3570 - 3585. (GUO Wan-li, ZHU Jun-gao, WANG Jun-jie, et al. Research progress on static properties and laboratory testing technology of coarse-grained soil[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2020, **39**(S2): 3570 - 3585. (in Chinese))
- [2] 朱文君, 张宗亮, 袁友仁, 等. 粗粒料单向压缩湿化变形试验研究[J]. 水利水运工程学报, 2009(3): 99 - 102. (ZHU Wen-jun, ZHANG Zong-liang, YUAN You-ren, et al. Study on wetting deformation behavior of coarse-grained materials under axial compression condition[J]. Hydro-Science and Engineering, 2009(3): 99 - 102. (in Chinese))
- [3] MOLINA S L, BRADFIELD L, FITYUS S G, et al. Design of a 720 mm square direct shear box and investigation of the impact of boundary conditions on large-scale measured strength[J]. Geotechnical Testing Journal, 2020, **43**(6): 20190344.
- [4] 土工试验方法标准: GB/T 50123—2019[S]. 2019. (Standard for Geotechnical Testing Method: GB/T 50123—2019[S]. 2019. (in Chinese))
- [5] 孙国亮. 堆石料风化过程中的抗剪强度和变形特性研究[D]. 北京: 清华大学, 2009. (SUN Guo-liang. Studies on Shear Strength and Deformation Characteristics of Rockfill During Weathering[D]. Beijing: Tsinghua University, 2009. (in Chinese))
- [6] 曹光栩. 山区机场高填方工后沉降变形研究[D]. 北京: 清华大学, 2012. (CAO Guang-xu. Study on Post-Construction Settlement of High Fill Foundation in Mountainous Airport[D]. Beijing: Tsinghua University, 2012. (in Chinese))
- [7] 石修松, 左永振, 张 婷, 等. 堆石体  $K_0$  状态单向压缩流变实验研究[J]. 煤炭学报, 2010, **35**(9): 1451 - 1455. (SHI Xiu-song, ZUO Yong-zhen, ZHANG Ting, et al. Experimental study of unidirectional compression creep in  $K_0$  state for rockfill material[J]. Journal of China Coal Society, 2010, **35**(9): 1451 - 1455. (in Chinese))
- [8] 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))
- [9] MARSAL R J. Mechanical Properties of Rockfill[M]// Embankment Dam Engineering, New York: John Wiley & Sons, 1973.
- [10] OLDECOP L A, ALONSO E E. Measurement of lateral stress and friction in rockfill oedometer tests enabling the analysis of the experimental results in the  $p'$ - $q$  space[J]. Geotechnical Testing Journal, 2017, **40**(5): 822 - 832.
- [11] 刘 君, 刘福海, 孔宪京. 考虑破碎的堆石料颗粒流数值模拟[J]. 岩土力学, 2008, **29**(增刊 1): 107 - 112. (LIU Jun, LIU Fu-hai, KONG Xian-jing. Particle flow code numerical simulation of particle breakage of rockfill[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, **29**(S1): 107 - 112. (in Chinese))
- [12] 王海俊, 殷宗泽. 堆石料长期变形的室内试验研究[J]. 水利学报, 2007, **38**(8): 914 - 919. (WANG Hai-jun, YIN Zong-ze. Experimental study on deformation of rockfill material due to long term cyclic wetting-drying[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2007, **38**(8): 914 - 919. (in Chinese))
- [13] 张丙印, 孙国亮, 张宗亮. 堆石料的劣化变形和本构模型[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(1): 98 - 103. (ZHANG Bing-yin, SUN Guo-liang, ZHANG Zong-liang. Degrading deformation of rockfill materials and its constitutive model[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(1): 98 - 103. (in Chinese))



DOI: 10.11779/CJGE202204013

# 基于 CT 扫描的砂岩主次裂纹扩展特征及影响因素研究

王 帅<sup>1, 2</sup>, 许 莹<sup>\*1, 2</sup>, 张艳博<sup>1, 2</sup>, 姚旭龙<sup>1, 2</sup>, 刘祥鑫<sup>1, 2</sup>, 梁 鹏<sup>1, 2</sup>

(1. 华北理工大学矿业工程学院, 河北 唐山 063210; 2. 华北理工大学河北省矿业开发与安全技术重点实验室, 河北 唐山 063210)

**摘 要:** 为了研究岩石在压应力条件下主次裂纹的萌生及扩展规律, 对砂岩在单轴压缩条件下的破裂过程进行 CT 扫描试验, 分析了砂岩中主次裂纹的形貌特征; 同时, 定量探讨了砂岩在不同变形阶段主裂纹的表面积和体积以及次生裂纹的分形维数, 并运用 Image pro plus 6.0 和 Image J 软件计算了砂岩在不同高度位置主次裂纹的长度和数量, 研究了主次裂纹的扩展及其影响因素。研究结果表明, 主导砂岩破裂的是萌生于砂岩表面两种不同方向的主裂纹, 主裂纹表面积和体积的增长速率随着荷载水平的增加而不同。在主裂纹的周围产生了许多次生裂纹, 次生裂纹的分形维数随着荷载水平的增加而非线性增加。不同荷载水平下, 砂岩在不同高度位置的主次裂纹长度和数量变化各不相同。在砂岩破坏前, 影响砂岩主次裂纹扩展的主要因素是主裂纹的长度, 在砂岩破坏后, 影响砂岩主次裂纹扩展的主要因素是次生裂纹的长度。该结论对未来岩石破坏失稳的预测分析奠定了理论基础。

**关键词:** CT 扫描试验; 主裂纹; 次生裂纹; 荷载水平

中图分类号: TU431

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2022)04-0702-10

**作者简介:** 王 帅(1991—), 男, 博士研究生, 主要从事岩石破裂与失稳的研究。E-mail: wangshuai@ncst.edu.cn。

## Characteristics and influencing factors for propagation of primary and secondary cracks in sandstone based on CT scan

WANG Shuai<sup>1, 2</sup>, XU Ying<sup>1, 2</sup>, ZAHNG Yan-bo<sup>1, 2</sup>, YAO Xu-long<sup>1, 2</sup>, LIU Xiang-xin<sup>1, 2</sup>, LIANG Peng<sup>1, 2</sup>

(1. College of Mining Engineering, North China University of Science and Technology, Tangshan 063210, China; 2. Mining Development and Technology Safety Key Lab of Hebei Province, North China University of Science and Technology, Tangshan 063210, China)

**Abstract:** In order to study the initiation and propagation of the primary and secondary cracks under compressive stress conditions, the CT tests are conducted on the fracture process of sandstone under uniaxial compression, and the morphological characteristics of the primary and secondary cracks in sandstone are analyzed. Meanwhile, the surface area and volume of the primary cracks and the fractal dimension of the secondary cracks are quantitatively discussed at different deformation stages of sandstone. The length and number of the primary and secondary cracks are calculated at different heights of sandstone using the software Image pro plus 6.0 and Image J to study the propagation and influencing factors of the primary and secondary cracks. The results show that the primary cracks initiate on the sandstone surface in two different directions, and the growth rates of the surface area and the volume of the primary cracks vary with the increase of the load level. Many secondary cracks are produced around the primary cracks. The fractal dimension of the secondary cracks increases nonlinearly with the increase of the load level. Under different load levels, the length and number of the primary and secondary cracks at different heights of sandstone vary. Before the failure of sandstone, the main factor affecting the propagation of the primary and secondary cracks is the length of the primary cracks. After the failure of sandstone, the main factor affecting the propagation of the primary and secondary cracks is the length of the secondary cracks. The conclusion lays a theoretical foundation for the prediction and analysis of rock failure and instability in the future.

**Key words:** CT scanning test; primary cracks; secondary crack; load level

## 0 引 言

岩石内部裂纹的萌生、扩展以及贯通是引起岩体破裂失稳的重要原因, 但是主导岩石破裂的通常是一些具有一定规模和尺度的主控裂纹。例如: 在边坡工程中, 岩石内部分布着的微裂纹或缺陷在荷载作用下

不断的扩展, 逐渐形成岩石破裂过程中的主控裂纹, 导致边坡失稳; 在煤矿开采中, 引起瓦斯突出或涌水

**基金项目:** 国家自然科学基金青年基金项目(51774138); 河北省高校基本科研业务费项目(JQN2020039)

**收稿日期:** 2021-03-08

**\*通信作者** (E-mail: xuyingddddd@163.com)

通道的形成通常是一些分布在围岩或煤岩中的主控裂纹和次生裂纹<sup>[1-3]</sup>。由此可见,岩石在破裂失稳过程中主次裂纹的萌生和扩展对于工程活动的稳定性具有重要的意义。然而,主次裂纹的萌生、扩展以及贯通发生在岩石内部,具体地分析岩石内部裂纹的变化仍具有一定的挑战性。因此,利用 X 射线计算机断层成像(CT)的可视化技术,对岩石的破裂过程进行原位测试,探索单轴压缩条件下岩石主次裂纹的萌生、扩展以及岩石的破裂过程,对于解决实际工程问题具有重要的参考价值。

岩石内部多种预先存在或应力诱导的缺陷使得岩石最初破坏基本上发生在局部范围,在荷载作用下,裂纹的萌生、累积、扩展以及聚集会使得岩石从局部破裂发展为宏观破坏。岩石内部原有的缺陷会引起局部的应力集中,从宏观上看,裂纹一般在应力集中处萌生,并逐步的扩展和合并成主控裂纹,达到极限抗压强度后,形成贯穿整个试件的破裂面<sup>[4]</sup>。Haeri 等<sup>[5]</sup>对裂纹的萌生、扩展和聚集展开了数值分析和试验研究,通过观察裂纹的扩展路径,发现微缺陷的存在是影响脆性材料发生断裂的主要原因。刘泉声等<sup>[6]</sup>基于 Griffith 强度理论和多种应变响应分析了裂纹的萌生机制,确定了岩石在缺陷端部产生了局部张拉应力集中,张拉破坏主导了裂纹的萌生。杨圣奇等<sup>[7]</sup>采用扫描电镜系统监测了含单个孔洞的大理岩在不同应力作用下裂纹的萌生、扩展、演化和贯通特征,研究发现在孔洞周边的拉伸应力集中区域萌生了裂纹,产生的裂纹随着应力的增加,逐渐地向试样端部扩展。黄彦华等<sup>[8]</sup>分析了孔槽式圆盘试样中裂纹的扩展规律,结果表明当裂隙倾角较小时,孔洞引起主裂纹的萌生,裂隙倾角较大时,裂隙引起主裂纹的萌生。师访等<sup>[9]</sup>基于扩展有限元方法模拟了含缺陷的岩石类材料在压剪破坏过程中主、次裂纹的萌生和扩展,发现 Mohr-Coulomb 准则可以用于判断粗糙裂隙面次生压剪型裂纹的萌生。上述的研究从室内试验和数值模拟的角度解释了岩石内部存在的微裂纹、孔洞等缺陷是引起裂纹萌生与扩展的主要原因,对于裂纹的萌生与动态扩展过程仅局限于推测判断,还不能直观地分析裂纹的萌生与扩展演化过程,而且很少对岩石破裂过程中主次裂纹的萌生和扩展进行三维可视化的研究。

岩石是一种不透明的脆性材料,要想真实地表征内部的结构特征具有一定的难度,但是,随着成像技术的发展, X 射线计算机断层扫描已经成为一种无损表征的新技术<sup>[10]</sup>,能够通过 CT 图像和三维重构对岩石材料内部的构造进行可视化,表征岩体内部的细观结构、裂纹形貌特征以及裂纹扩展特征<sup>[11]</sup>。Duan

等<sup>[12]</sup>基于 CT 切片和三维重构图像,定性地确定了页岩在水平和垂直方向上裂纹扩展演化特征,通过加载过程中裂纹面积的变化揭示了裂纹的扩展演化规律。Ghamgosar 等<sup>[13]</sup>运用三维 CT 扫描技术对循环加载条件下的岩石进行三维 CT 扫描图像分析,确定了岩石破裂过程中裂纹的扩展和演化模式,发现岩石破裂过程中微裂纹的萌生和聚集是岩石内部裂纹扩展的主要特征。Gupta 等<sup>[14]</sup>通过 CT 扫描技术研究层状页岩宏观破坏特征与微观微裂纹几何形态之间的相关性,页岩层理面的取向影响着微裂纹的扩展方向,垂直于层状页岩的轴向微裂纹扩展显著,而平行于层状页岩的轴向微裂纹扩展不显著。Kumari 等<sup>[15]</sup>对压缩条件下花岗岩中裂纹的扩展过程进行实时 CT 扫描,从宏观和微观尺度上研究了裂纹的扩展路径,研究表明裂纹扩展路径主要受应力状态和岩石基质的非均质性控制,裂纹倾向于沿着矿物晶界和大颗粒石英、黑云母等矿物扩展演化。付裕等<sup>[16]</sup>通过对加载前后的煤岩进行了 CT 扫描试验,分析了在不同围压作用下,原始裂隙的方向与新产生的主裂纹方向之间的关系,结果表明原始裂隙的存在会影响次生裂纹的扩展,新产生的主裂纹会沿着原有裂隙的最大方向扩展。朱红光等<sup>[17]</sup>通过 CT 图像中灰度值的变化分析了微裂纹的扩展演化过程,得出微裂纹由萌生效应转化为压缩闭合效应,再转化为后期的扩展、汇集效应。Yang 等<sup>[18]</sup>采用三维重建技术与图像阈值分割相结合的方法,从不同变形阶段的 CT 图像中提取了不同尺度的裂纹,通过记录裂纹闭合,产生,扩展以及贯通过程,发现了带状黄铁矿的存在影响着裂纹的萌生和演化。

上述的研究对于分析裂纹的萌生和扩展具有很好的参考价值,但是,在 CT 扫描试验中,采用的试验试样主要是煤岩、花岗岩、大理岩,并且这些试验试样的尺寸都比较小,很难有一定的代表性,对于分析裂纹的扩展演化过程,也是进行静态的原位扫描观察。因此,本文的主要目的是采用大尺寸的砂岩试样,在对其进行单轴压缩试验之后,利用显微 CT 系统对不同变形阶段的砂岩进行大尺度试样的动态原位扫描试验,同时运用图像阈值分割和三维重构技术,观察砂岩试样的破裂过程以及破坏后主次裂纹的形貌特征,通过计算不同变形阶段下主裂纹表面积和体积的变化以及次生裂纹分形维数的变化,研究砂岩破坏过程中主次裂纹的萌生和扩展特征。此外,基于砂岩破坏后裂纹的结构特征和二维 CT 切片中主次裂纹的长度和数量,研究了在单轴压缩条件下影响砂岩主次裂纹扩展的因素,旨在为岩石破裂过程的理论研究和工程问题的解决提供一种新的思路和方法。

# 1 单轴压缩下砂岩的 CT 扫描试验

## 1.1 试件准备

如图 1 所示的砂岩试样，均采自于江西省吉安市露天采石场。采石场内的砂岩成分以砾石为主，含有少量的石英、长石以及碳酸盐类矿物。试验中将采集的砂岩进行加工处理，在加工过程中确保加载端面的不平整度误差小于 0.05 mm，得到了尺寸为 100 mm×100 mm×100 mm 的立方体岩块。



图 1 砂岩试件

Fig. 1 Specimen of the sandstone

## 1.2 单轴压缩和 CT 扫描试验

### (1) 单轴压缩试验

首先，采用伺服控制单轴压力机对同一批次的 4 块砂岩进行单轴压缩预试验，试验中，设定法向加载速率为 0.15 mm/min，得到了每个砂岩试样的单轴抗压强度，分别为 36.32, 41.96, 49.53, 39.92 MPa，其均值为 41.93 MPa。其次，根据预试验中 4 个试样的抗压强度和岩石应力 - 应变曲线的特点，通过荷载水平确定了砂岩在试验过程中不同变形阶段的轴向加载应力，试验中每个变形阶段的轴向加载应力如表 1 所示。最后，根据不同变形阶段的加载应力对砂岩试件进行单轴加载和卸载试验，并且在每次卸载试验之后对砂岩进行 CT 扫描。为了确保砂岩破裂之后能进行 CT 扫描试验，在砂岩周围裹一层塑料薄膜，防止破坏后的碎块脱落。

岩石在破坏过程中要经历裂隙压密阶段、线弹性阶段、破裂发展阶段、软化阶段<sup>[19]</sup>，并且在各个变形阶段，岩石内部裂纹的变化各不同，因此，用荷载水平  $P$  表示岩石破坏过程中的各个变形阶段，即不同变形阶段的加载荷载与砂岩试件的极限荷载的比值，计算公式为

$$P = \frac{P_L}{P_{\max}}, \tag{1}$$

式中， $P$  为荷载水平， $P_L$  为不同变形阶段的加载荷载， $P_{\max}$  为 4 个试样极限荷载的均值，为 419.3 kN。

表 1 不同变形阶段的荷载水平和加载应力

Table 1 Load levels and loading stresses at different deformation

| stages |             |          |
|--------|-------------|----------|
| 变形阶段   | 荷载水平 $P/\%$ | 加载应力/MPa |
| 加载前    | 0           | 0        |
| 压密阶段   | 30          | 12.58    |
| 线弹性阶段  | 70          | 29.35    |
| 破裂发展阶段 | 90          | 37.74    |
| 软化阶段   | 试件破坏后       | 33.54    |

根据表 1 中不同变形阶段的加载应力，在岩石的应力 - 应变曲线图中分别标注出每个阶段对应的荷载水平和砂岩中裂纹的变化图。如图 2 所示，荷载水平  $P=30\%$  时，砂岩的破坏处于压密阶段，试样逐渐的被压密。荷载水平  $P=70\%$  时，砂岩的破坏处于线弹性阶段，在砂岩内部形成新的裂纹或起始扩展的裂纹。荷载水平  $P=90\%$  时，砂岩破坏处于破裂发展阶段，砂岩内部开始出现主裂纹，此阶段是贯通性主裂面形成的主要孕育阶段。试件破坏后阶段，砂岩处于完全破坏阶段，形成的贯通性主裂面标志着砂岩完全破坏。

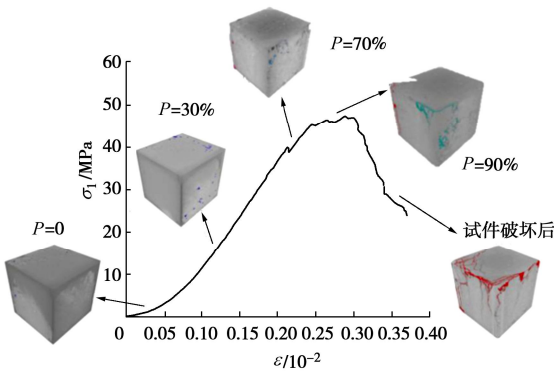


图 2 砂岩的应力 - 应变曲线

Fig. 2 Stress-strain curve of sandstone

### (2) CT 扫描试验与三维裂纹重构

CT 扫描试验采用的是德国通用电气公司生产的 Phoenix V|tome|x m 工业 X 射线 CT 机，它能够清晰地展示被检测物体内部的结构、组成、材质和缺损状况。试验中扫描得到的 CT 图像质量受试件的尺寸的影响，随着试样尺寸的增加，CT 图像质量下降<sup>[20]</sup>。

在 CT 扫描过程中，不同的矿物组分和缺陷在 CT 图像中表现为灰度值的不同，根据 CT 扫描的原理，被扫描材料对 X 射线的吸收系数与材料密度成正比<sup>[21]</sup>。根据 CT 图像中灰度值的不同，可以对砂岩在不同变形阶段中裂纹的萌生与扩展特征进行分析。

从同一个砂岩试样的加载面由上到下扫描得到不同扫描层的 CT 图像，在每个荷载水平下分别选取了在试样高度为 10, 30, 50, 70, 90 mm 的 5 个扫描层面的二维 CT 图像进行观察，图 3 为同一个试样在不同扫描层面的 CT 扫描切片图。

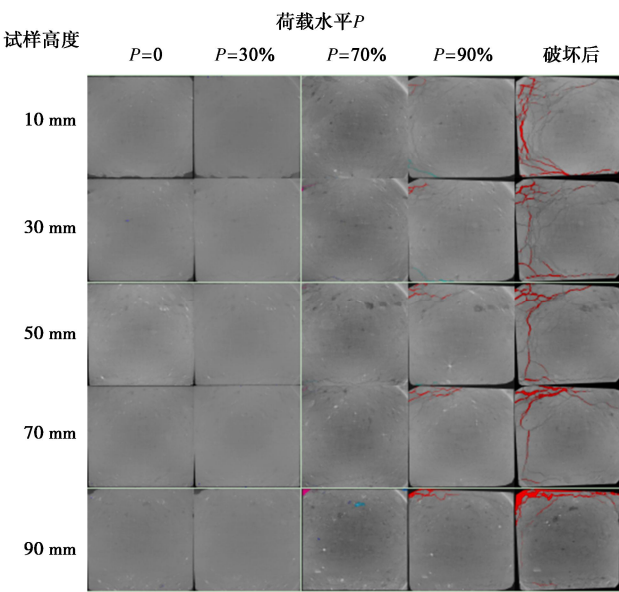


图 3 CT 扫描切片图

Fig. 3 CT scanning images

三维重构是将扫描得到的二维 CT 切片图像重构成三维立体结构模型。通过对二维 CT 切片图像中有裂纹的区域重新定义, 导入 VG Studio MAX 3.0 图像分析系统, 建立三维裂纹结构模型, 定性和定量分析不同变形阶段的裂纹特征。图 4 为上一—后—左方位的砂岩试样扫描图像和破坏后的砂岩试件。

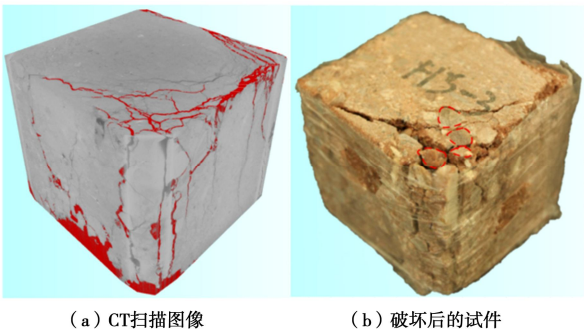


图 4 CT 扫描图像和破坏后的试件

Fig. 4 CT scanning image and damaged specimen

2 砂岩主次裂纹的萌生及扩展

2.1 砂岩破坏后裂纹的形貌特征

砂岩破坏的实质是裂纹萌生、扩展以及贯穿的过程, 随着荷载的增加, 岩石内部形成了主导砂岩破坏的主裂纹以及诱导裂纹扩展的次生裂纹, 这些主裂纹和次生裂纹使得砂岩破坏表现出复杂的形貌特征。其中主裂纹是贯通砂岩试样且能够达到稳定状态的裂纹, 次生裂纹是在主裂纹区域外产生的裂纹<sup>[22]</sup>。

图 5 为砂岩完全破坏后的裂纹形貌, 从砂岩试样不同方位的视图可知, 主导砂岩破坏的主要是贯穿于

整个砂岩试样的主裂纹。在主裂纹周围产生了次生裂纹, 它们之间相互贯通, 形成了复杂的裂纹网络。从砂岩左表面和后表面的视图看, 主裂纹贯穿了整个砂岩试样, 主导着砂岩的破坏。从砂岩的上表面和前表面视图看, 主次裂纹相互连接在一起, 相对于其他方位的视图而言, 裂纹形貌更复杂。

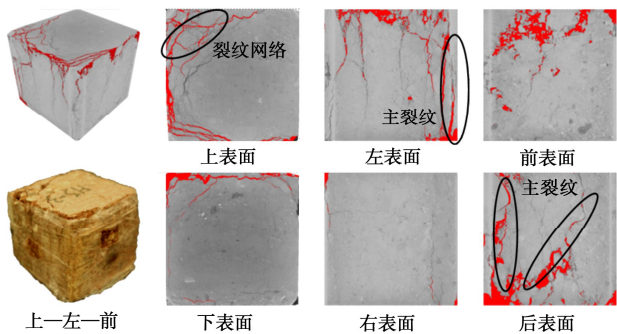


图 5 砂岩破坏后的裂纹形貌

Fig. 5 Crack morphology after sandstone failure

2.2 主次裂纹的萌生与扩展特征

基于砂岩的三维立体结构, 选取不同荷载水平下主次裂纹进行分析。在未加载前和荷载水平小于 30% 的情况下, 砂岩试样处于裂纹发育和压密阶段, 不会有明显的裂纹产生。因此, 从荷载水平大于 30% 的情况下对 CT 重构图像进行分析。图 6 为上一—左—前和上一—后—左两个不同方位的砂岩三维重构 CT 图。

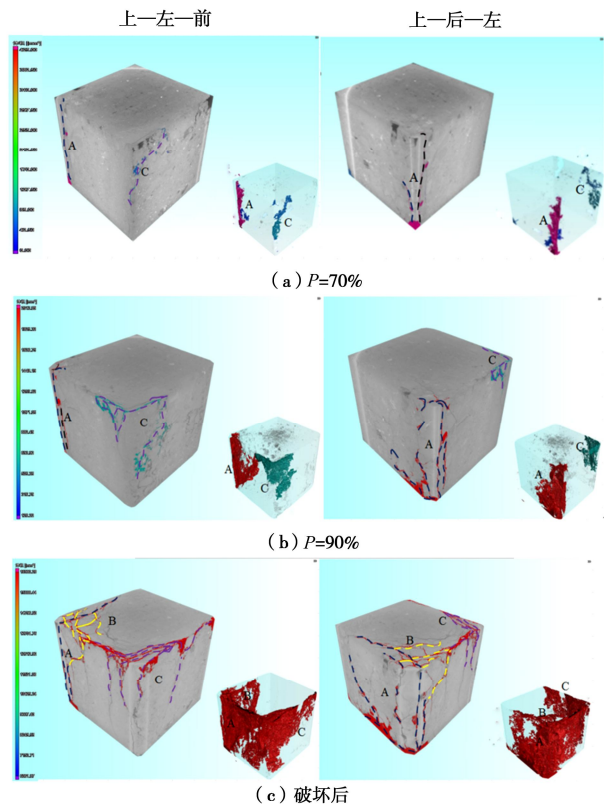


图 6 不同方位的三维重构 CT 图像

Fig. 6 Different directions of three-dimensional reconstruction CT images



(1) 主裂纹的扩展特征

从图 6 可知, 裂纹从萌生到砂岩破坏的过程中, 主导砂岩破坏的主要是分布在 A、C 区域的主裂纹, 随着荷载的增加, 主裂纹在不同方位贯穿了整个砂岩试件, 形成贯通性主裂面, 使得砂岩试件发生破裂。

为了定量地表征砂岩破坏过程中主裂纹的扩展特征, 利用 VG Studio Max 3.0 软件分别提取出 A、C 区域的主裂纹, 并且计算了主裂纹的表面积和体积。通过主裂纹表面积和体积随荷载水平的变化可知, 在不同荷载水平下, 主裂纹表面积和体积增长速率的不同表明了砂岩在破裂过程中主裂纹的扩展演化特征。

图 7 为 A、C 区域主裂纹的表面积和体积随荷载水平增加的变化曲线, 表 2 为主裂纹表面和体积的变化, 从图 7 可知, 在砂岩破坏过程中 A、C 区域的主裂纹表面积和体积都随着荷载水平的增加而增加, 表现出先轻微增加, 再缓慢增加, 最后急剧增加的变化规律。从表 2 可知, A 区域主裂纹的表面积和体积最大值分别为 213200 mm<sup>2</sup>、28170 mm<sup>3</sup>。C 区域主裂纹的表面积和体积最大值分别为 112400 mm<sup>2</sup>、15850 mm<sup>3</sup>。主裂纹扩展演化的具体特征如下:

a) 在荷载水平  $P=70\%$  时, 主裂纹开始萌生和扩展, 如图 6 (a) 所示, 主裂纹萌生在砂岩试件的表面, 形成 A、C 两个裂纹区域, 从图 7 和表 2 可知, 裂纹的表面积和体积与荷载水平  $P=30\%$  时相比, 只发生了微小的变化。

b) 在荷载水平  $P=70\%$  增加到 90% 的过程中, 主裂纹扩展演化, 如图 6 (b) 所示, A 区域的主裂纹在竖直方向上贯通了砂岩试样, 在水平方向上向试件内部扩展, C 区域的主裂纹沿着竖直方向向上扩展, 在水平方向上向试件端部位置扩展。从图 7 和表 2 可知, A、C 区域主裂纹的表面积和体积明显增加, 曲线斜率明显增大。

c) 在荷载水平  $P=90\%$  增加到试件破坏后的过程中, 主裂纹迅速扩展演化, 逐渐达到稳定状态, 如图 6 (c) 所示, A、C 区域的主裂纹贯通了整个砂岩试样, 在砂岩中形成了贯通性主裂面, 使得砂岩完全破坏。从图 7 和表 2 可知, 主裂纹表面积和体积增长量最大, 曲线的斜率最大, A 区域主裂纹的表面积和体积增长量分别为 158900 mm<sup>2</sup>, 19570 mm<sup>3</sup>, C 区域主裂纹的表面积和体积增长量分别为 86100 mm<sup>2</sup>、10150 mm<sup>3</sup>。

(2) 次生裂纹的扩展特征

如图 6 所示, 随着荷载水平的增加, A、C 区域的次生裂纹逐渐增多, A 区域产生的次生裂纹主要集中在初始主裂纹萌生的位置, C 区域产生的次生裂纹

主要分布在试件内部。在裂纹 A 区域, 产生的次生裂纹使未连接的微裂纹聚结, 形成裂纹网络 B 区域。在裂纹 C 区域, 产生的次生裂纹一部分与 A 区域和 B 区域的裂纹聚集贯通, 另一部分继续沿着试件表面延伸和扩展, 形成复杂的裂纹网络, 诱导砂岩完全破坏。

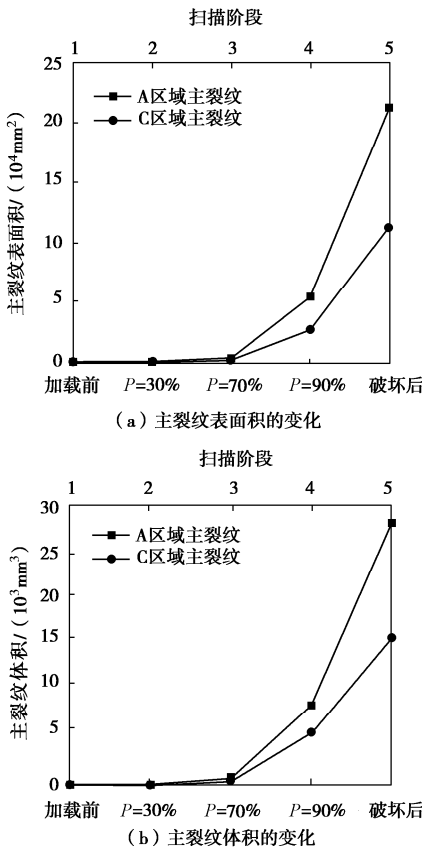


图 7 主裂纹表面积和体积随荷载水平变化的曲线

Fig. 7 Curves of surface area and volume of primary crack changing with load level

表 2 主裂纹表面和体积的变化

| Table 2 Variation of surface area and volume of primary cracks |                         |                         |                         |                         |
|----------------------------------------------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| 荷载水平                                                           | A 区域主裂纹表面积              | A 区域主裂纹体积               | C 区域主裂纹表面积              | C 区域主裂纹体积               |
| $P/\%$                                                         | $/ (10^4 \text{ mm}^2)$ | $/ (10^3 \text{ mm}^3)$ | $/ (10^4 \text{ mm}^2)$ | $/ (10^4 \text{ mm}^3)$ |
| 0                                                              | 0                       | 0                       | 0                       | 0                       |
| 30                                                             | 0                       | 0                       | 0                       | 0                       |
| 70                                                             | 0.28                    | 0.80                    | 0.11                    | 0.40                    |
| 90                                                             | 5.43                    | 8.60                    | 2.63                    | 5.70                    |
| 破坏后                                                            | 21.32                   | 28.17                   | 11.24                   | 15.85                   |

为了描述次生裂纹的扩展特征, 根据三维计盒维数法<sup>[20]</sup>, 基于 MATLAB 软件编辑的程序计算了次生裂纹的分形维数, 三维计盒维数的大小可通过如下公式计算:

$$D = \lim_{S \rightarrow 0} \frac{\lg N(S)}{\lg(1/S)}$$

(2)



式中,  $S$  为立方体的边长,  $N(S)$  为覆盖次生裂纹的立方体最小数目,  $D$  为三维分形维数。

图 8 为三维分形维数随荷载水平增加的变化曲线, 从图 8 中可知, 随着荷载水平的增加, 次生裂纹的分形维数非线性增加, 这一趋势间接地描述了次生裂纹的扩展特征, 其具体特征如下:

a) 荷载水平  $P=30\%$  到  $70\%$  阶段, 次生裂纹的三维分形维数从 0 开始增加到 2.19, 表明在荷载水平  $P=30\%$  时, 几乎没有次生裂纹的产生, 在荷载水平  $P=70\%$  时, 有次生裂纹的产生。

b) 荷载水平  $P=70\%$  到  $90\%$  阶段, 次生裂纹萌生和扩展, 分形维数从 2.19 增加到 2.28, 曲线增长缓慢, 萌生的次生裂纹较少。

c) 荷载水平  $P=90\%$  到砂岩破坏后阶段, 次生裂纹的聚集和相互贯通, 三维裂纹的分形维数从 2.28 增加到 2.74, 相对于荷载水平  $P=70\%$  到  $90\%$  阶段, 曲线斜率较大, 分形维数增长幅度增加。在砂岩破坏后阶段, 分形维数达到最大, 最大值为 2.74, 这表明砂岩完全破坏, 裂纹充分发育, 形成了复杂的裂纹网络。

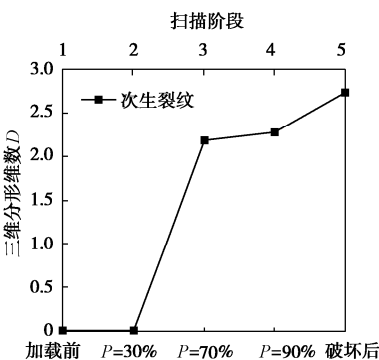


图 8 次生裂纹的三维分形维数

Fig. 8 Three-dimensional fractal dimensions of secondary cracks

3 影响主次裂纹扩展的因素

3.1 主次裂纹数量和长度的变化

为了分析主次裂纹数量和长度的变化, 利用 Image pro plus 6.0 和 Image J 软件分别测量了在荷载水平  $P$  为  $70\%$ ,  $90\%$  和试件破坏后阶段, 砂岩高度为  $10, 30, 50, 70, 90\text{ mm}$  扫描层面的二维 CT 图像中主次裂纹的长度和数量。表 3 为在荷载水平  $P$  为  $70\%$ ,  $90\%$  和试件破坏后阶段, 砂岩不同高度位置的二维裂纹切片图像, 图中红线代表主裂纹 A: 黄线代表次生裂纹 B: 黑色代表主裂纹 C。

(1) 不同砂岩高度主次裂纹数量的变化

如表 3 所示, 在砂岩破坏的整个过程, 主导砂岩破坏主要是 A, C 两条主裂纹, 随着砂岩高度的增加, 主裂纹的数量不变。表 4 为不同荷载水平下, 砂岩不

同高度位置次生裂纹数量的变化。从表 4 可知, 在 A, C 主裂纹周围, 分别产生许多次生裂纹, 次生裂纹的数量随着砂岩高度位置的增加而变化不同。荷载水平  $P=70\%$  阶段, 在砂岩高度  $70\text{ mm}$  位置, 产生一条次生裂纹。荷载水平  $P=90\%$  阶段, 在砂岩不同的高度位置都有次生裂纹的产生, 在砂岩高度为  $10\text{ mm}$  和  $70\text{ mm}$  的位置, 产生的次生裂纹数量最多。砂岩破坏后阶段, 次生裂纹的数量逐渐增多, 在砂岩高度为  $10\text{ mm}$  的位置, 产生的次生裂纹数量最多。

表 3 X-Y 切面中不同高度的 CT 切片

Table 3 CT slices of different heights in X-Y section

| 高度/mm | $P=70\%$ | $P=90\%$ | 试件破坏后 |
|-------|----------|----------|-------|
| 10    |          |          |       |
| 30    |          |          |       |
| 50    |          |          |       |
| 70    |          |          |       |
| 90    |          |          |       |

表 4 不同荷载水平下, 砂岩不同高度位置次生裂纹数量

Table 4 Number of secondary cracks at different heights of sandstone under different load levels

| 砂岩不同高度/mm | $P=70\%$ | $P=90\%$ | 试件破坏后 |
|-----------|----------|----------|-------|
|           | 次生裂纹数量/个 |          |       |
| 10        | 0        | 3        | 12    |
| 30        | 0        | 1        | 9     |
| 50        | 0        | 1        | 10    |
| 70        | 1        | 3        | 8     |
| 90        | 0        | 2        | 7     |

分析上述主次裂纹数量随砂岩高度位置的变化可知, 砂岩试样在应力的作用下, 主裂纹 A, C 贯穿了

整个砂岩试样。主裂纹 A、C 周围的次生裂纹，在砂岩不同的高度位置，其数量各不相同，表明沿着加载方向，砂岩在不同的高度位置受到的应力不同，有的次生裂纹会沿着加载方向扩展演化，有的次生裂纹会受主裂纹的影响而新产生。

（2）不同砂岩高度主次裂纹长度的变化

表 5 为不同荷载水平下，在砂岩不同高度位置主裂纹 A、C 的长度变化。图 9 为主裂纹 A、C 长度随着砂岩不同高度位置变化的曲线图。表 6 为不同荷载水平下，在砂岩不同高度位置次生裂纹的长度变化。从图 9 和表 5、6 可知，在相同荷载水平下，主次裂纹的长度随着砂岩高度位置的增加变化规律不同，其具体的变化如下：

a) 荷载水平  $P=70\%$  时，在砂岩的不同高度位置都有主裂纹的形成，主裂纹 A 的长度随着砂岩高度的增加而增加，从 11.4 mm 增加到 19.9 mm。主裂纹 C 的长度随着砂岩高度的增加先增加后减小，从 6.3 mm 增加到 18.9 mm 再减小到 0 mm。在砂岩高度为 70 mm 的位置，主裂纹 A 周围产生了长度为 7.5 mm 的次生裂纹。

b) 荷载水平  $P=90\%$  时，主裂纹 A 的长度随着砂岩高度的增加先增加后减小，从 12.7 mm 增加到 58.0 mm 再减小到 52.4 mm。主裂纹 C 的长度随着砂岩高度的增加先减小后增加，从 51.6 mm 减小到 24.3 mm 再增加到 27.1 mm。次生裂纹的总长度随着砂岩高度的增加先减小后增加再减小，从 24.2 mm 减小到 19.3 mm 后增加到 46.9 mm 再减小到 19.8 mm。

c) 在砂岩试件破坏后，主裂纹 A 的长度随着砂岩高度的增加先增加后减小再增加，从 82.8 mm 增加到 89.0 mm 后减小 72.6 mm 再增加到 83.7 mm。主裂纹 C 的长度随着砂岩高度的增加先增加后减小，从 82.3 mm 增加到 82.8 mm 再减小到 19.1 mm。次生裂纹的总长度随着砂岩高度的增加先减小后增加再减小，从 267.5 mm 减小到 175.9 mm 后增加到 189.9 mm

再减小为 185.7 mm。

3.2 主次裂纹长度的影响

为了分析不同的荷载水平下，主裂纹 A、C 长度和次生裂纹长度对裂纹扩展程度的影响，分别计算了主裂纹 A 的长度，主裂纹 C 的长度和次生裂纹的长度与裂纹总长度的比值  $\xi_1$ ， $\xi_2$ ， $\xi_3$ ，通过比值的大小来反映砂岩在破坏过程中，主次裂纹长度对裂纹扩展的影响，比值越大，表明对裂纹扩展的影响越显著，定义的比值计算公式如下：

$$\xi_1 = \frac{L_A}{L_z}, \quad \xi_2 = \frac{L_C}{L_z}, \quad \xi_3 = \frac{L_s}{L_z}, \quad (3)$$

式中， $L_A$  为主裂纹 A 的长度， $L_C$  为主裂纹 C 的长度， $L_s$  为次生裂纹的长度， $L_z$  为裂纹的总长度。

表 5 不同荷载水平下，砂岩不同高度位置主裂纹长度的变化  
Table 5 Change in length of the primary crack at different heights of sandstone under different load levels

| 高度<br>/mm | 长度/mm     |           |           |           |           |           |
|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
|           | $P=70\%$  |           | $P=90\%$  |           | 破坏后       |           |
|           | 主裂<br>纹 A | 主裂<br>纹 C | 主裂<br>纹 A | 主裂<br>纹 C | 主裂<br>纹 A | 主裂<br>纹 C |
| 10        | 11.4      | 6.3       | 12.7      | 51.6      | 82.8      | 82.3      |
| 30        | 13.1      | 9.2       | 19.4      | 24.3      | 89.0      | 82.8      |
| 50        | 14.5      | 18.9      | 51.8      | 27.1      | 85.1      | 68.5      |
| 70        | 18.0      | 11.7      | 58.0      | 0         | 72.6      | 29.0      |
| 90        | 19.9      | 0         | 52.4      | 0         | 83.7      | 19.1      |

图 10 为不同荷载水平下，比值  $\xi_1$ ， $\xi_2$ ， $\xi_3$  与砂岩不同高度位置之间的关系曲线，从图 10 可以看出，在荷载水平  $P=70\%$  阶段，主裂纹 A、C 的比值  $\xi_1$ ， $\xi_2$  比次生裂纹的比值  $\xi_3$  大；在荷载水平  $P=90\%$  阶段，在砂岩高度小于 50 mm 时，主裂纹 C 的比值  $\xi_2$  比次生裂纹的比值  $\xi_3$  大，在砂岩高度大于 50 mm 时，主裂纹 A 的比值  $\xi_1$  比次生裂纹的比值  $\xi_3$  大；在砂岩破坏后阶段，次生裂纹的比值  $\xi_3$  比主裂纹 A、C 的比值  $\xi_1$ ， $\xi_2$  大。也即在砂岩破坏前不同主裂纹均在其产生和发展区域具有比次生裂纹明显的发展趋势，而在砂岩破坏后，次生裂纹在所有区域的发展趋势均占上风。

表 6 不同荷载水平下，砂岩不同高度位置次生裂纹的条数及长度

Table 6 Number and length of secondary cracks at different heights of sandstone under different load levels

| 荷载水平<br>$P/\%$ | 不同高度位置处次生裂纹的条数及各自的裂纹长度 |                                    |       |                                   |       |                                        |       |                                    |       |                                    |
|----------------|------------------------|------------------------------------|-------|-----------------------------------|-------|----------------------------------------|-------|------------------------------------|-------|------------------------------------|
|                | 10 mm                  |                                    | 30 mm |                                   | 50 mm |                                        | 70 mm |                                    | 90 mm |                                    |
|                | 条数                     | 长度/mm                              | 条数    | 长度/mm                             | 条数    | 长度/mm                                  | 条数    | 长度/mm                              | 条数    | 长度/mm                              |
| 70             | 0                      | —                                  | 0     | —                                 | 0     | —                                      | 1     | 7.52                               | 0     | —                                  |
| 90             | 3                      | 12.11, 6.05, 6.05                  | 1     | 19.3                              | 1     | 19.3                                   | 3     | 10.47, 14.37, 22.10                | 2     | 9.14, 10.67                        |
| 破坏后            | 12                     | 18.9, 32.5, 17.2, 29.6, 40.8, 9.0, | 9     | 20.6, 20.3, 8.7, 6.6, 26.9, 22.8, | 10    | 4.4, 6.0, 47.5 22.8, 10.9, 26.9, 12.0, | 8     | 14.4, 20.1, 29.0, 14.4, 14.4, 8.1, | 7     | 19.3, 43.5, 7.5, 18.7, 41.5, 31.0, |
|                |                        | 4.9, 2.0, 37.2,                    |       | 21.2, 14.8,                       |       | 15.7, 12.8,                            |       | 39.8, 49.7                         |       | 24.2                               |
|                |                        | 5.69, 16.1, 2.4                    |       | 55.2                              |       | 16.9                                   |       |                                    |       |                                    |

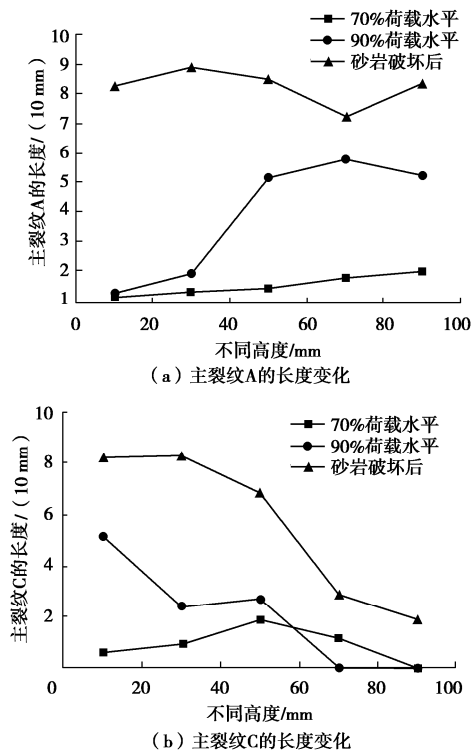


图9 主裂纹长度与砂岩不同高度的关系

Fig. 9 Relationship between length of primary cracks and different heights of sandstone

上述的分析可知, 砂岩在荷载水平  $P=90\%$  阶段之前, 也就是未达到极限抗压强度之前, 在砂岩的不同高度位置, 主裂纹 A, C 的长度占裂纹总长度的比值大。在荷载水平为 90% 时, 也就是接近极限抗压强度时, 在砂岩不同高度位置, 主裂纹 A 或者主裂纹 C 的长度占裂纹总长度的比值大。由此可知, 砂岩在破坏前, 影响砂岩主次裂纹的扩展主要是主裂纹的长度, 其主要原因是砂岩试样在未破坏前, 随着荷载的增加, 主裂纹失稳扩展并基本贯通形成。

在砂岩破坏后, 也就是达到极限抗压强度之后, 在砂岩的不同高度位置, 次生裂纹的长度占裂纹总长度的比值大, 由此可知, 砂岩在破坏后, 影响砂岩主次裂纹的扩展主要是次生裂纹的长度, 其主要原因是砂岩破坏后, 失去了承载能力, 主裂纹达到稳定状态, 在荷载作用下, 次生裂纹沿着扩展阻力最小的路径扩展, 使得次生裂纹长度和数量增加, 裂纹更容易扩展。

由此可以得出结论, 预测砂岩失稳的关键指标可以以主裂纹长度数量不再增加, 次生裂纹快速增加的微观节点来进行综合判断, 为未来岩石破坏失稳的预测分析奠定理论基础。

砂岩是一种非均质体, 由不同类型的矿物和微结构面组成, 在荷载作用下, 裂纹开始萌生和扩展, 在扩展演化过程中, 由于矿物组分、矿物大小以及微结

构的不同使得在主裂纹扩展的路径上会产生的复杂的次生裂纹, 这些次生裂纹会沿着扩展阻力最小的路径扩展, 影响着砂岩的破坏程度。因此, 对于从微观角度分析影响裂纹的萌生和扩展以及砂岩的破坏程度因素还需要进一步的研究。

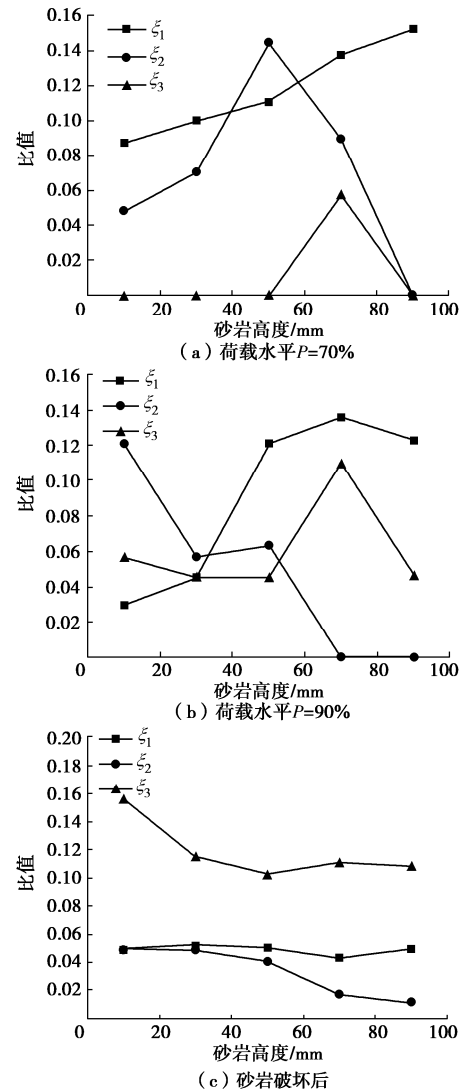


图10 比值与砂岩高度的关系

Fig. 10 Relationship between scaling coefficient and sandstone height

## 4 结 论

(1) 在不同荷载水平下, 主裂纹表面积和体积增长速率的不同反映了砂岩在破裂过程中主裂纹的扩展演化特征。主导砂岩破裂的主要是萌生于砂岩表面的主裂纹, 并且主裂纹的表面积和体积随着荷载的增加先轻微增加, 再缓慢增加, 最后急剧增加。

(2) 在主裂纹周围产生了许多次生裂纹, 形成了复杂的裂纹网络, 在不同的荷载水平下, 次生裂纹的分形维数随着荷载水平的增加而非线性增加, 在试件

破坏后, 次生裂纹的三维分形维数达到最大, 裂纹复杂程度最大。

(3) 在不同荷载水平下, 砂岩试样中产生主次裂纹的长度和数量变化存在差异, 影响着砂岩主次裂纹的扩展。在砂岩破坏前, 影响砂岩主次裂纹扩展的主要因素是主裂纹的长度, 在砂岩破坏后, 影响砂岩主次裂纹扩展的主要因素是次生裂纹的长度。对于岩石失稳预测而言, 可以以主裂纹长度数量不再增加, 次生裂纹快速增加的微观节点来进行综合判断。

## 参考文献:

- [1] 席婧仪, 陈忠辉, 朱帝杰, 等. 岩石不等长裂纹应力强度因子及起裂规律研究[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(4): 727 - 733. (XI Jing-yi, CHEN Zhong-hui, ZHU Di-jie, et al. Stress intensity factors and initiation of unequal collinear cracks in rock[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(4): 727 - 733. (in Chinese))
- [2] 付金伟, 朱维申, 谢富东, 等. 岩石中三维双裂隙组扩展和贯通过程的试验研究和弹脆性模拟[J]. 岩土力学, 2013, **34**(9): 2489 - 2495. (FU Jin-wei, ZHU Wei-shen, XIE Fu-dong, et al. Experimental studies and elasto-brittle simulation of propagation and coalescence process of two three-dimensional flaws in rocks[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(9): 2489 - 2495. (in Chinese))
- [3] 于庆磊, 杨天鸿, 郑超, 等. 岩石微观结构对其变形强度影响的数值分析[J]. 岩土力学, 2011, **32**(11): 3468 - 3472. (YU Qing-lei, YANG Tian-hong, ZHENG Chao, et al. Numerical analysis of influence of mesostructure on its deformation and strength[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, **32**(11): 3468 - 3472. (in Chinese))
- [4] LIU S X, WANG Z X, ZHANG L Y. Experimental study on the cracking process of layered shale using X-ray microCT[J]. Energy Exploration & Exploitation, 2018, **36**(2): 297 - 313.
- [5] HAERI H, MARJI M F, SHAHRIAR K, et al. On the HDD analysis of micro crack initiation, propagation, and coalescence in brittle materials[J]. Arabian Journal of Geosciences, 2015, **8**(5): 2841 - 2852.
- [6] 刘泉声, 魏莱, 刘学伟, 等. 基于 Griffith 强度理论的岩石裂纹起裂经验预测方法研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2017, **36**(7): 1561 - 1569. (LIU Quan-sheng, WEI Lai, LIU Xue-wei, et al. A revised empirical method for predicting crack initiation based on Griffith strength criterion[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2017, **36**(7): 1561 - 1569. (in Chinese))
- [7] 杨圣奇, 吕朝辉, 渠涛. 含单个孔洞大理岩裂纹扩展细观试验和模拟[J]. 中国矿业大学学报, 2009, **38**(6): 774 - 781. (YANG Sheng-qi, LÜ Zhao-hui, QU Tao. Investigations of crack expansion in marble having a single pre-existing hole: experiment and simulations[J]. Journal of China University of Mining and Technology, 2009, **38**(6): 774 - 781. (in Chinese))
- [8] 黄彦华, 杨圣奇. 孔槽式圆盘破坏特性与裂纹扩展机制颗粒流分析[J]. 岩土力学, 2014, **35**(8): 2269 - 2277, 2285. (HUANG Yan-hua, YANG Sheng-qi. Particle flow simulation of fracture characteristics and crack propagation mechanism of holed-cracked Brazilian disc specimen[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **35**(8): 2269 - 2277, 2285. (in Chinese))
- [9] 师访, 高峰, 李玺茹, 等. 模拟岩石压剪状态下主次裂纹萌生开裂的扩展有限元法[J]. 岩土力学, 2014, **35**(6): 1809 - 1817. (SHI Fang, GAO Feng, LI Xi-ru, et al. Modeling initiation and propagation of main and secondary cracks of rock under combined compression and shear loading using extended finite element method[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **35**(6): 1809 - 1817. (in Chinese))
- [10] ZHAO Z, ZHOU X P. Digital energy grade-based approach for crack path prediction based on 2D X-ray CT images of geomaterials[J]. Fatigue & Fracture of Engineering Materials & Structures, 2019, **42**(6): 1292 - 1307.
- [11] 郎颖娴, 梁正召, 董卓. 玄武岩三维细观孔隙模型重构与直接拉伸数值试验[J]. 工程科学学报, 2019, **41**(8): 997 - 1006. (LANG Ying-xian, LIANG Zheng-zhao, DONG Zhuo. Three-dimensional microscopic model reconstruction of basalt and numerical direct tension tests[J]. Chinese Journal of Engineering, 2019, **41**(8): 997 - 1006. (in Chinese))
- [12] DUAN Y, LI X, ZHENG B, et al. Cracking evolution and failure characteristics of Longmaxi shale under uniaxial compression using real-time computed tomography scanning[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2019, **52**(9): 3003 - 3015.
- [13] GHAMGOSAR M, ERARSLAN N, WILLIAMS D J. Experimental investigation of fracture process zone in rocks damaged under cyclic loadings[J]. Experimental Mechanics, 2017, **57**(1): 97 - 113.
- [14] GUPTA N, MISHRA B. Experimental investigation of the influence of bedding planes and differential stress on

microcrack propagation in shale using X-ray CT scan[J]. Geotechnical and Geological Engineering, 2021, **39**(1): 213 – 236.

[15] KUMARI W G P, RANJITH P G, PERERA M S A, et al. Hydraulic fracturing under high temperature and pressure conditions with micro CT applications: Geothermal energy from hot dry rocks[J]. Fuel, 2018, **230**: 138 – 154.

[16] 付 裕, 陈 新, 冯中亮. 基于 CT 扫描的煤岩裂隙特征及其对破坏形态的影响[J]. 煤炭学报, 2020, **45**(2): 568 – 578. (FU Yu, CHEN Xin, FENG Zhong-liang. Characteristics of coal-rock fractures based on CT scanning and its influence on failure modes[J]. Journal of China Coal Society, 2020, **45**(2): 568 – 578. (in Chinese))

[17] 朱红光, 谢和平, 易 成, 等. 岩石材料微裂隙演化的 CT 识别[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, **30**(6): 1230 – 1238. (ZHU Hong-guang, XIE He-ping, YI Cheng, et al. CT identification of microcracks evolution for rock materials[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, **30**(6): 1230 – 1238. (in Chinese))

[18] YANG B C, XUE L, ZHANG K. X-ray micro-computed tomography study of the propagation of cracks in shale during uniaxial compression[J]. Environmental Earth Sciences, 2018, **77**(18): 1 – 9.

[19] 张 萍, 刘冠国, 庞超明, 等. 试件尺寸对 X-CT 测试效果影响规律研究[J]. 混凝土, 2013(11): 56 – 57, 60. (ZHANG Ping, LIU Guan-guo, PANG Chao-ming, et al. Study of specimen size effects on the X -CT test results[J]. Concrete, 2013(11): 56 – 57, 60. (in Chinese))

[20] 张艳博, 徐跃东, 刘祥鑫, 等. 基于 CT 的岩石三维裂隙定量表征及扩展演化细观研究[J]. 岩土力学, 2021, **42**(10): 2659 – 2671. (ZHANG Yan-bo, XU Yue-dong, LIU Xiang-xin, et al. Quantitative characterization and mesoscopic study of propagation and evolution of three-dimensional rock fractures based on CT[J]. Rock and Soil Mechanics, 2021, **42**(10): 2659 – 2671. (in Chinese)).

[21] CHEN W X, HE X Q, LIU M J, et al. Meso- and macro-behaviour of coal rock: observations and constitutive model development[J]. International Journal of Mining, Reclamation and Environment, 2016, **30**(1): 13 – 24.

[22] 邓远刚, 王述红, 孟嫣然, 等. 基于 CT 扫描的致密砂岩脆性破坏裂纹扩展规律研究[J]. 水利与建筑工程学报, 2017, **15**(4): 39 – 43. (DENG Yuan-gang, WANG Shu-hong, MENG Yan-ran, et al. Crack evolution of the tight sandstone of brittle failure based on CT technology[J]. Journal of Water Resources and Architectural Engineering, 2017, **15**(4): 39 – 43. (in Chinese))



彩色插图索引

|                                          |            |
|------------------------------------------|------------|
| DOI: 10.11779/CJGE202204002 一文彩色插图 ..... | (后插 1)     |
| DOI: 10.11779/CJGE202204004 一文彩色插图 ..... | (后插 2)     |
| DOI: 10.11779/CJGE202204009 一文彩色插图 ..... | (后插 3)     |
| DOI: 10.11779/CJGE202204010 一文彩色插图 ..... | (后插 3)     |
| DOI: 10.11779/CJGE202204011 一文彩色插图 ..... | (后插 3)     |
| DOI: 10.11779/CJGE202204013 一文彩色插图 ..... | (后插 4)     |
| DOI: 10.11779/CJGE202204014 一文彩色插图 ..... | (后插 4)     |
| DOI: 10.11779/CJGE202204015 一文彩色插图 ..... | (后插 5)     |
| DOI: 10.11779/CJGE202204017 一文彩色插图 ..... | (后插 6)     |
| DOI: 10.11779/CJGE202204019 一文彩色插图 ..... | (封 3)      |
| DOI: 10.11779/CJGE202204021 一文彩色插图 ..... | (封 3)      |
| DOI: 10.11779/CJGE202204022 一文彩色插图 ..... | (封 3, 封 2) |



DOI: 10.11779/CJGE202204014

# 改进的 Picard 法在非饱和土渗流中的应用研究

朱帅润<sup>1, 2</sup>, 李绍红<sup>3</sup>, 何 博<sup>1, 2</sup>, 吴礼舟<sup>\*1</sup>

(1. 重庆交通大学山区桥梁及隧道工程国家重点实验室, 重庆 400074; 2. 成都理工大学环境与土木工程学院, 四川 成都 610059;  
3. 西南交通大学地质工程系, 四川 成都 610031)

**摘 要:** Richards 方程广泛应用于非饱和渗流的数值模拟以及其他相关领域。在数值求解中, 可以采用有限体积法进行数值离散, 进而采用 Picard 方法进行迭代求解。然而, 为了获得可靠准确的数值解, 通常均匀网格的空间步长是很小的, 特别是在一些不利的数值条件下, 比如降雨入渗于干燥土壤中, 这往往使得迭代过程耗时, 甚至不收敛。因此, 结合 Chebyshev 形式的非均匀网格, 提出了一种基于非均匀网格的两层网格校正法的改进 Picard 迭代方法 (NTG-PI)。通过 3 个非饱和渗流算例, 并与传统方法和解析解对比, 对改进方法的数值精度、收敛率和加速效果进行了验证。结果表明, 相对于传统的 Picard 方法和自适应松弛 Picard 方法, 提出的方法 NTG-PI 可以在较少的离散节点数下获得较高的数值精度, 以及较高的计算效率。该方法可以对非饱和渗流的数值模拟提供一定参考。

**关键词:** 非饱和渗流; Picard 迭代; 数值精度; 非均匀网格; 两层网格校正方法

中图分类号: TU411.4

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2022)04-0712-09

**作者简介:** 朱帅润(1992—), 男, 博士研究生, 主要从事岩土工程数值计算方法等方面的研究工作。E-mail: zhushuairun@163.com。

## Application of improved Picard method in unsaturated seepage

ZHU Shuai-run<sup>1, 2</sup>, LI Shao-hong<sup>3</sup>, HE Bo<sup>1, 2</sup>, WU Li-zhou<sup>1</sup>

(1. State Key Laboratory of Mountain Bridge and Tunnel Engineering, Chongqing Jiaotong University, Chongqing 400074, China;  
2. College of Environment and Civil Engineering, Chengdu University of Technology, Chengdu 610059, China; 3. Department of  
Geological Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China)

**Abstract:** Richards' equation is widely used in the simulation of unsaturated seepage and related fields. In the numerical solution, the finite volume method can be used for numerical discretization, and then the Picard method can be used for iterative solution. However, in order to obtain reliable and accurate numerical solutions, the spatial step size of a uniform grid is usually very small, especially under some unfavorable numerical conditions, such as rainfall infiltration into dry soil, which often makes the iterative process time-consuming or even unable to converge. Therefore, combined with the non-uniform grid in the form of Chebyshev, an improved Picard iteration method (NTG-PI) is proposed based on the non-uniform two-grid correction scheme. Through three examples of unsaturated seepage, the numerical accuracy, convergence rate and acceleration effect of the improved algorithm are validated by comparing the traditional methods and analytical solutions. The results show that compared with the traditional Picard and the adaptive relaxation Picard methods, the proposed method NTG-PI can obtain higher numerical accuracy with a smaller number of discrete nodes, and also has higher computational efficiency. The proposed method can provide a reference for the numerical simulation of unsaturated seepage.

**Key words:** unsaturated seepage; Picard iteration; numerical accuracy; non-uniform grid; two-grid correction scheme

## 0 引 言

有效地模拟非饱和渗流过程对土质边坡稳定性分析、地下污染物迁移模拟等众多领域有着重要的意义<sup>[1-4]</sup>。Richards 方程是非饱和渗流理论的基本方程<sup>[5]</sup>, 由于渗透系数函数与土水特征曲线的强烈非线性特征, 其解析解的获得通常是较困难的<sup>[6]</sup>。例如, Srivastava 等<sup>[7]</sup>使用描述土水特征曲线的指数函数和

Laplace 变换技术获得了均质和两层非饱和土中的瞬态解析解。同样地, Tracy<sup>[8]</sup>基于指数模型提出了均质土的二维和三维的解析解表达式。因此, 非饱和渗流

**基金项目:** 国家重点研发计划项目 (2018YFC1504702); 国家自然科学基金项目 (41790432); 地质灾害防治与地质环境保护国家重点实验室自主课题 (SKLGP2019Z010)

**收稿日期:** 2021-06-24

**\*通信作者** (E-mail: lzwu@cqjtu.edu.cn)

问题通常采用数值方法并结合有效的迭代方法进行求解。常用的数值离散方法包括有限差分法, 有限元法以及有限体积法等<sup>[9-10]</sup>。此外, 也有一些先进的数值方法在某种条件下表现出较好的数值精度、计算效率和易于实施的优点, 正如非正交网格的有限差分法<sup>[11]</sup>, 有限分析法<sup>[12]</sup>, 无网格方法<sup>[13]</sup>以及 Chebyshev 谱方法<sup>[14]</sup>等。

通常, 通过上述数值方法获得的非线性代数方程组需要迭代求解, 常用的方法包括 Newton 和 Picard 方法<sup>[15-16]</sup>。Newton 方法由于雅可比矩阵中的导数项增加了其代数方程的复杂度和计算成本<sup>[17]</sup>, 因此 Picard 方法是最为简便实用的。然而, 传统的有限体积法需要非常精细的网格来求解复杂的渗流区域, 这通常导致计算是费时的。对于一些不利的数值条件, 例如入渗于极端干燥土中, 这将导致传统 Picard 方法遇到数值困难甚至不收敛<sup>[18-19]</sup>。因此对 Picard 方法的数值离散和计算效率的改善有越来越多的关注和研究。例如, Chávez-Negrete 等<sup>[20]</sup>使用不规则三角形网格细化边坡表面并获得了更可靠的数值解。Dolejší 等<sup>[21]</sup>开发了各向异性网格自适应技术, 在不损失精度的情况下显著减少了自由度数和计算时间。Zha 等<sup>[18]</sup>在 Celia 提出的算法基础上<sup>[22]</sup>进行了进一步的改进, 提高了在极端干燥土壤中降雨入渗模拟的数值非收敛性。List 等<sup>[23]</sup>提出了  $L$  简化的 Picard 法在一定程度上提高了 Picard 法的收敛性和数值稳定性。陈曦等<sup>[24]</sup>提出了一种混合欠松弛法求解了非饱和和非稳态渗流问题, 并对其实用性和可靠性进行了验证。李文涛等<sup>[25]</sup>结合有限元法提出了一种自适应松弛的 Picard 法, 该方法在保证计算精度的同时可以有效地降低数值震荡, 提高了收敛率。

此外, 预处理技术可以进一步提高线性方程组求解过程的收敛性<sup>[26]</sup>。例如, Wang 等<sup>[27]</sup>提出了一类并行的多步的连续预处理策略, 可以显著提高求解线性方程组的计算效率和稳定性。Liu 等<sup>[28]</sup>采用了预处理方法改进的线性迭代法, 可以提高在渗透系数具有很大差异的分层非饱和土中地下水渗流模拟的数值收敛性。Briggs 等<sup>[29]</sup>提出了多重网格校正的方法来快速消除迭代过程中的迭代误差, 从而获得了更快的收敛率。为了更好的改进 Picard 方法, 本文结合 Chebyshev 形式的非均匀网格, 提出了一种基于非均匀网格的两层网格校正法的改进 Picard 方法 (NTG-PI), 通过非饱和和渗流算例, 并与传统方法的数值结果和解析解对比, 对改进方法的数值精度、收敛率和计算效率进行了验证。研究成果对非饱和渗流的数值模拟有一定的参考价值。

## 1 数值过程

### 1.1 控制方程与离散

Richards 方程通常可以被用于描述多孔介质中非饱和和渗流问题, 其沿垂直于水平面  $z$  方向的一维压力水头 ( $h$ ) 形式的 Richard 方程可以表示为<sup>[7, 14]</sup>

$$\frac{\partial}{\partial z} \left[ K(h) \left( \frac{\partial h}{\partial z} + 1 \right) \right] = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (1)$$

式中  $h$  为压力水头;  $K(h)$  为相对于  $z$  方向的渗透系数函数;  $\theta$  为含水率。如图 1 所示, 式 (1) 可以进一步修改以适合边坡的降雨入渗<sup>[30]</sup>, 正如:

$$\frac{\partial}{\partial z} \left[ K(h) \left( \frac{\partial h}{\partial z} + \cos \varphi \right) \right] = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (2)$$

式中,  $\varphi$  为斜坡的坡角度。

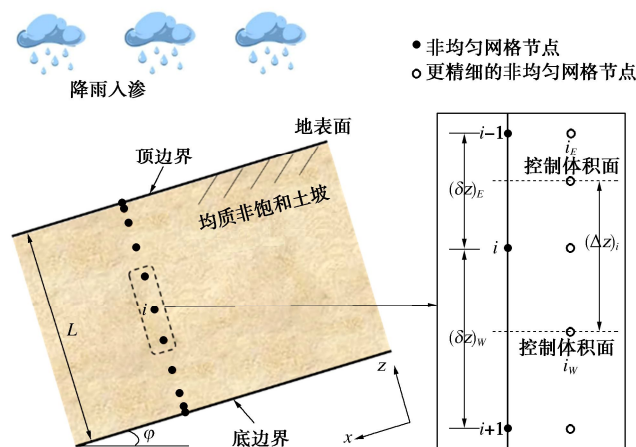


图 1 基于非均匀网格节点均质土坡的有限体积法和一维入渗模型的示意图

Fig. 1 Schematic drawing of control volume method based on non-uniform grid nodes and 1D infiltration model for homogeneous soil slope

这次研究中, 采用了有限体积方法 (FVM) 来离散式 (1) 或式 (2), 首先, 沿  $z$  轴的空间被分成  $N$  等份, 空间步长为  $\Delta z$ , 时间被分成  $M$  等份, 时间步长为  $\Delta t$ 。进而, 对式 (1) 的积分如下:

$$\int_i^{i+\Delta z} \int_t^{t+\Delta t} \frac{\partial \theta}{\partial t} dt dz = \int_t^{t+\Delta t} \int_i^{i+\Delta z} \frac{\partial}{\partial z} \left[ K(h) \left( \frac{\partial h}{\partial z} + 1 \right) \right] dz dt \quad (3)$$

简化可得

$$\begin{aligned} & \frac{K_{i+1/2}^{j+1} (h_i^{j+1} - h_i^{j+1})}{\Delta z} - \frac{K_{i-1/2}^{j+1} (h_i^{j+1} - h_{i-1}^{j+1})}{\Delta z} + K_{i+1/2}^{j+1} - K_{i-1/2}^{j+1} \\ & = \Delta z C_i^{j+1/2} \frac{h_i^{j+1} - h_i^j}{\Delta t} \quad 1 \leq i \leq N-1, 0 \leq j \leq M \end{aligned} \quad (4)$$

式中  $i$  表示离散的网格节点 (除去边界节点);  $j$  表示为时间节点;  $C$  为容水度, 其定义为  $C(h) = \partial \theta / \partial h$ ;

$K_{i+1/2}$  和  $K_{i-1/2}$  表示相邻节点对应的渗透系数的调和平均值,

$$K_{i+1/2} = \frac{2K_i K_{i+1}}{K_i + K_{i+1}}, \quad (5)$$

$$K_{i-1/2} = \frac{2K_i K_{i-1}}{K_i + K_{i-1}}. \quad (6)$$

## 1.2 $K(h)$ 和 $\theta(h)$ 的数学模型

有许多数学模型可以描述上述非饱和土中的渗透系数和含水率函数。其中, Gardner 提出了如下指数模型<sup>[31]</sup>:

$$K(h) = K_s e^{\alpha h}, \quad (7)$$

$$\theta(h) = \theta_r + (\theta_s - \theta_r) e^{\alpha h}. \quad (8)$$

式中  $K_s$  为饱和渗透系数;  $\theta_s$  和  $\theta_r$  分别为饱和含水率和残余含水率;  $\alpha$  为土性相关的模型拟合参数。

此外, 较为常用的渗透系数和含水率与压力水头之间的数学关系可以用 van Genuchten 和 Mualem 模型来描述:

$$\theta(h) = \theta_r + (\theta_s - \theta_r) \left[ 1 + (\beta |h|)^n \right]^{-m}, \quad (9)$$

$$K(h) = K_s S_e^{\frac{1}{2}} \left[ 1 - \left( 1 - S_e^{\frac{1}{m}} \right)^2 \right]^2, \quad (10)$$

式中, 有效饱和度  $S_e = 1 / [1 + (\beta |h|)^n]^m$ ,  $\beta$ ,  $n$  和  $m$  均为与土性相关的模型参数, 通常  $m = 1 - 1/n$ 。

## 1.3 Picard 迭代

根据式 (4), 标准的 Picard 迭代法 (PI) 的矩阵格式表达如下:

$$\mathbf{A}(\mathbf{h}^{j+1,k}) \mathbf{h}^{j+1,k+1} = \mathbf{f}(\mathbf{h}^{j+1,k}, \mathbf{h}^j). \quad (11)$$

式中  $k$  表示 Picard 方法的迭代次数;  $\mathbf{A}$  为对称的三对角矩阵;  $\mathbf{h}$  和  $\mathbf{f}$  均为列向量, 此外,  $\mathbf{f}$  的首尾元素包含了边界条件。

对于式 (11) 的求解过程, 首先需要在每次迭代时导出线性方程组, 然后使用相关的线性求解方法求解线性方程组。通常, 标准 PI 方法中的线性求解方法为高斯消元法。求解线性方程组后, 式 (11) 中的系数矩阵  $\mathbf{A}$  需要使用新的解向量进行更新, 进而再次求解新的线性方程组。当相对误差满足如下迭代容差时, 迭代过程终止:

$$\frac{\|\mathbf{h}^{j,k+1} - \mathbf{h}^{j,k}\|_{\infty}}{\|\mathbf{h}^{j,k}\|_{\infty}} < \varepsilon, \quad (12)$$

式中,  $\varepsilon$  为迭代容差, 在这次研究中均设置为  $10^{-8}$ 。

## 2 改进的 Picard 迭代

通常, 均匀离散过程在一些不利的数值条件下并不具有很好的数值收敛性, 例如降雨入渗到极端干燥的非饱和土壤中<sup>[18-19]</sup>。因此, 采用了 Chebyshev 形式

的非均匀网格<sup>[14]</sup>。如图 1 所示, 非均匀网格节点坐标可以表示为

$$z_i = \cos(i\pi/N) \times \frac{L}{2} + \frac{L}{2} \quad (i = N, N-1, \dots, 0), \quad (13)$$

式中,  $L$  表示土层的厚度,  $N$  表示离散节点的数量。现在, 如图 1 所示, 采用 FVM 思想对式 (1) 进行如下积分:

$$\int_{i_w}^{i_E} \int_t^{t+\Delta t} \frac{\partial \theta}{\partial t} dt dz = \int_t^{t+\Delta t} \int_{i_w}^{i_E} \frac{\partial}{\partial z} \left[ K(h) \left( \frac{\partial h}{\partial z} + 1 \right) \right] dz dt. \quad (14)$$

进而, 可以导出离散化方程,

$$C_i^{j+1/2,k} (\Delta z)_i \frac{h_i^{j+1,k+1} - h_i^j}{\Delta t} = \frac{K_{i_E}^{j+1,k} (h_{i+1}^{j+1,k+1} - h_i^{j+1,k+1})}{(\delta z)_E} - \frac{K_{i_w}^{j+1,k} (h_i^{j+1,k+1} - h_{i-1}^{j+1,k+1})}{(\delta z)_w} + K_{i_E}^{j+1,k} - K_{i_w}^{j+1,k}. \quad (15)$$

因此, 根据式 (15) 的标准 Picard 迭代法可以缩写为 N-PI。一般来说, Picard 方法结合非均匀网格的收敛速度较慢, 计算效率较低。为了提高 N-PI 的计算效率, 常用的加速方法有外推方法, Anderson 加速法<sup>[15]</sup>以及多重网格校正方法等。

### 2.1 自适应松弛法

自适应松弛方法也是一种外推方法。首先, 当式 (11) 中  $k > 1$  时, 自适应松弛方法可表达为如下形式<sup>[25]</sup>:

$$\mathbf{h}^{k+1} \leftarrow \mathbf{h}^k + \lambda_k (\mathbf{h}^{k+1} - \mathbf{h}^k) \quad \lambda_k \in (0, 2), \quad (16)$$

式中,  $\lambda_k$  为第  $k$  次迭代的松弛系数, 其大小可以根据当前迭代步增量  $\Delta \mathbf{h}$  和先前迭代步增量  $\Delta \bar{\mathbf{h}}$  的广义夹角  $\delta$  来调整:

$$\delta = \arccos \left( \frac{\Delta \mathbf{h} \cdot \Delta \bar{\mathbf{h}}}{\|\Delta \mathbf{h}\| \|\Delta \bar{\mathbf{h}}\|} \right). \quad (17)$$

式 (17) 中的夹角  $\delta$  反映了数值解的收敛趋势, 锐角时说明收敛情况较好, 钝角时则表示发生振荡。因此, 当夹角  $\delta$  为锐角时, 应适当增大松弛系数  $\lambda_k$ ; 当为钝角时, 则应适当减小  $\lambda_k$ 。经过前期试算, 采用以下形式可以得到较好的计算结果:

$$\lambda_k = \begin{cases} \sqrt{2} \lambda_{k-1} & (\delta < \pi/4) \\ \lambda_{k-1} & (\pi/4 \leq \delta < \pi/2) \\ \lambda_{k-1} / \sqrt{2} & (\delta \geq \pi/2) \end{cases}. \quad (18)$$

因此, 对于每个时间步数, 基于 Chebyshev 形式的非均匀网格的自适应松弛 Picard 迭代方法 (NAR-PI) 可以总结如下:

- (1) 给出初始解  $\mathbf{h}_0$  和迭代容差, 令  $k = 1$ 。
- (2) 求解方程 (15), 并计算当前迭代增量  $\Delta \mathbf{h}$ 。
- (3) 计算第  $k$  次迭代的松弛系数  $\lambda_k$ : 如果  $k = 1$ , 则  $\lambda_k = 1$ ; 否则, 读取先前的迭代增量  $\Delta \bar{\mathbf{h}}$  和松弛系数

$\lambda_{k-1}$ , 并根据式 (17), (18) 求得  $\lambda_k$ 。

(4) 使用式 (16) 对当前迭代步下的计算结果进行修正。

(5) 计算相对误差, 如果满足式 (12), 迭代停止; 否则, 返回步骤 (2) 继续进行下一次迭代。

## 2.2 非均匀两层网格校正法

两层网格校正法通过误差校正的过程<sup>[29]</sup>, 可以很大程度的提高 Picard 迭代法的收敛率。结合本文采用的 Chebyshev 形式的非均匀网格, 提出一种基于非均匀网格的两层网格校正法的改进 Picard 迭代方法 (NTG-PI)。

如图 2 所示, 描述了非均匀两层网格校正过程。首先, 假设细网格和粗网格的求解向量分别为  $\mathbf{h}^f$  和  $\mathbf{h}^c$ 。此外, 在 NTG-PI 中, 使用 Gauss-Seidel 迭代法代替高斯消元法作为基本的线性方程求解方法, 其迭代格式如下

$$\mathbf{h}^{k+1} = (\mathbf{D} - \mathbf{L})^{-1} \mathbf{U} \mathbf{h}^k + (\mathbf{D} - \mathbf{L})^{-1} \mathbf{f}, \quad (19)$$

式中,  $\mathbf{D}$  表示矩阵  $\mathbf{A}(\mathbf{h}^{j+1,k})$  的对角矩阵,  $\mathbf{L}$  和  $\mathbf{U}$  分别为矩阵  $\mathbf{A}(\mathbf{h}^{j+1,k})$  的下三角矩阵和上三角矩阵。因此, 对于每一时步的 NTG-PI 可以总结如下:

(1) 给出初始解  $\mathbf{h}^{f0}$  和迭代容差, 令  $k = 1$ 。

(2) 在细的非均匀网格层上, 使用初始假设解  $\mathbf{h}^{f0}$ , 并按式 (19) 对线性方程组 (15) 进行  $\mu$  次迭代, 并计算残差向量:  $\mathbf{r}^f = \mathbf{f}(\mathbf{h}^{f\mu}) - \mathbf{A}(\mathbf{h}^{f\mu})\mathbf{h}^{f\mu}$ 。

(3) 将细网格上得到的残差和解向量限制到粗网格上:  $\mathbf{r}^c = \mathbf{R}\mathbf{r}^f$ , 以及  $\mathbf{h}^c = \mathbf{R}\mathbf{h}^{f\mu}$ , 这里的  $\mathbf{R}$  表示从细网格到粗网格的限制算子。进而, 在粗网格上求解残差方程:  $\mathbf{A}(\mathbf{h}^c)\mathbf{e}^c = \mathbf{r}^c$ 。

(4) 将粗网格上得到的误差  $\mathbf{e}^c$  插值到细网格上并校正近似数值解:  $\mathbf{h}^{f\mu} \leftarrow \mathbf{h}^{f\mu} + \mathbf{I} \cdot \mathbf{e}^c$ , 这里的  $\mathbf{I}$  表示从粗网格到细网格的插值算子。

(5) 在细网格上, 使用初始假设解  $\mathbf{h}^{f\mu}$ , 并按式 (19) 对线性方程组 (15) 进行  $\mu$  次迭代,  $\mu$  通常取值为较小的自然数。

(6) 计算相对误差, 如果满足式 (12), 迭代停止; 否则,  $k = k + 1$ , 返回步骤 (2) 继续进行下一次迭代计算。

步骤 (2) 和 (5) 可以消除迭代误差的高频分量, 而步骤 (3) 和 (4) 通过粗网格校正, 可以消除迭代误差剩下的低频光滑分量。通过上述步骤的多次循环, 期望消除所有误差分量, 进而可以使得 Picard 迭代过程具有更快的收敛率。此外, 还需要进一步定义插值 ( $\mathbf{I}$ ) 和限制 ( $\mathbf{R}$ ) 算子。正如图 2 所示, 节点  $i$  处的限制算子  $\mathbf{R}$  可以表示为

$$u_i = \frac{(\Delta z)_1}{(\Delta z)_i} u_{2i-1} + \frac{(\Delta z)_2}{(\Delta z)_i} u_{2i} + \frac{(\Delta z)_3}{(\Delta z)_i} u_{2i+1} \quad (20)$$

插值算子可以表示为

$$u_{2i} = u_i, \quad (21)$$

$$u_{2i+1} = \frac{(\Delta z)_2}{(\Delta z)_1 + (\Delta z)_2} u_i + \frac{(\Delta z)_1}{(\Delta z)_1 + (\Delta z)_2} u_{i+1}, \quad (22)$$

$$u_{2i+2} = u_{i+1} \quad (23)$$

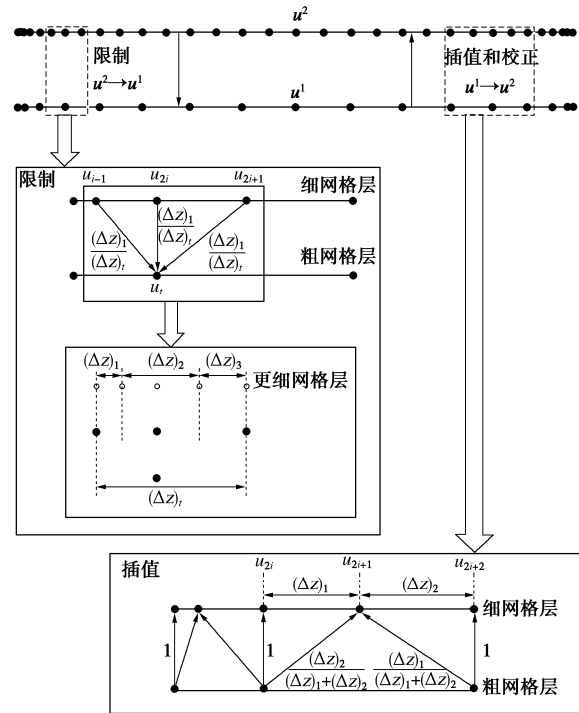


图 2 非均匀两层网格校正法的示意图

Fig. 2 Schematic drawing of non-uniform two-grid correction scheme

此外, 选择了 3 个指标, 即均方根误差 RSE, 相对误差 RE 和最大相对误差 MRE 用以验证所提出方法的计算精度, 分别表达为

$$\text{RSE} = \left[ \frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^{N-1} \left( \frac{h_i - h_i^*}{h_i^*} \right)^2 \right]^{0.5}, \quad (24)$$

$$\text{RE} = 100 \times \left[ \frac{1}{N-1} \left| \sum_{i=1}^{N-1} \left( \frac{h_i - h_i^*}{h_i^*} \right) \right| \right], \quad (25)$$

$$\text{MRE} = 100 \times \left[ \max \left| \frac{h_i - h_i^*}{h_i^*} \right|_{i=1}^{N-1} \right], \quad (26)$$

式中,  $h_i$  表示为模型数值计算值,  $h_i^*$  为模型的精确值。3 个指标的值越小, 表示模型数值计算的精度越高。为了验证其计算效率, 加速比定义如下 (以 NTG-PI 为例):

$$S_{\text{PI/NTG-PI}} = \frac{T_{\text{PI}}}{T_{\text{NTG-PI}}}, \quad (27)$$

式中,  $T_{\text{PI}}$  和  $T_{\text{NTG-PI}}$  分别为迭代方法 PI 和 NTG-PI 的运行时间。基于上述 Richards 方程的有限体积格式和改

进的 Picard 法, 使用 MATLAB (版本: R2014a) 语言开发了有关非饱和渗流的程序。其中, 计算机的 CPU 为 i5-4460。

### 3 方法验证

#### 3.1 测试 1

这个测试描述了在均质非饱和土中降雨入渗的一维瞬态渗流<sup>[28]</sup>, 数学模型如图 1 所示, 其中坡度  $\varphi=0$ , 土层的厚度  $L=10$  m。这个测试中  $K(h)$  和  $\theta(h)$  的数学模型选择为指数模型, 其中参数设置为:  $\alpha=1 \times 10^{-4}$ ,  $\theta_s=0.50$ ,  $\theta_r=0.11$ , 以及  $K_s=9 \times 10^{-5}$  m/h。模型的边界条件可以写成如下:

$$h(z=0)=h_d, \quad (28)$$

$$h(z=L)=0, \quad (29)$$

式中,  $h_d$  代表干燥土壤的压力水头值。假设初始条件  $h(z, t=0)=h_d=-10^5$  m。

此外, Tracy 给出了瞬态非饱和渗流的解析表达式<sup>[8]</sup>:

$$h_{\text{ana}}(z, t) = \frac{1}{\alpha} \lg(h_t^*(z, t) + h_s^*(z) + e^{\alpha h_d}), \quad (30)$$

式中,

$$h_s^*(z) = (1 - e^{\alpha h_d}) \times (1 - e^{-\alpha z}) / (1 - e^{-\alpha L}), \quad (31)$$

$$h_t^*(z, t) = \frac{2(1 - e^{\alpha h_d})}{Lc} e^{\alpha(L-z)/2} \cdot$$

$$\sum_{k=1}^{\infty} (-1)^k \left( \frac{\lambda_k}{\mu_k} \right) \sin(\lambda_k z) e^{-\mu_k t}, \quad (32)$$

式中,  $t$  代表的是模拟时间,  $c = \alpha(\theta_s - \theta_r) / K_s$ ,  $\lambda_k = k\pi / L$ , 以及  $\mu_k = (\alpha^2 / 4 + \lambda_k^2) / c$ 。总模拟时间设置为 10 小时, 为了验证所提方法的计算精度, 节点数分别取为 100, 200 和 400, 时间步长取为 0.1, 0.05 和 0.01 h。在这次研究中, 参数  $\mu$  设置为 1。

如图 3 所示, 将两种迭代方法在  $N=200$  和  $\Delta t=0.01$  h 下得到的数值解与精确解进行了比较。可以看到, 传统方法 PI 得到的数值解与精确解存在较大偏差, 尤其是在时间大于 4 h 后 (图 3 (a)), 这是由于初始条件  $h_0=-10^5$  与精确解存在较大偏差, 从而使得传统 Picard 方法在数值上不能得到很好的收敛。相反, NTG-PI 得到的数值解与精确解非常吻合, 随着时间的增加并没有较大的偏差 (图 3 (b)), 这说明提出的方法 NTG-PI 受初始条件的影响较小。

如表 1 所示, 当  $t=6$  h 时, 可以看到方法 NTG-PI 的 RSE 随着  $N$  的增加和  $\Delta t$  的减小而减小, 数值上更优于传统方法 PI。此外, NTG-PI 的相对误差 RE 均小于 PI 的相对误差。比较最大相对误差, 可以看到提出方法 NTG-PI 的 MRE 远小于 PI 的 MRE, 相差 10 倍以上。这说明了提出的方法相比于传统方法 PI, 可以

在较小的数值离散节点数下具有较高的数值精度。由图 4 可见, 标准的 N-PI 收敛率 (Picard 迭代次数) 最慢, 自适应松弛 Picard 法 (NAR-PI) 和改进方法 NTG-PI 的收敛率相较于 N-PI 均有很大的提高, 而 NTG-PI 比 NAR-PI 收敛率更快, 这说明了提出的改进求解方法 NTG-PI 相比于传统求解方法 N-PI 具有更快的收敛率。此外, 随着网格节点数  $N$  的变化, NTG-PI 的收敛率变化不大。正如表 2 所示, 提出方法 NTG-PI 相对于 N-PI 的加速比远远大于 NAR-PI 相对于 N-PI 的加速比, 相差近 10 倍以上。由于提出 NTG-PI 方法中参数  $\mu$  的值仅为 1 次, 且 Gauss-Seidel 迭代法的计算量低于高斯消元法, 因此所提出方法 NTG-PI 的计算效率更高。该测试表明, 改进方法 NTG-PI 可以在较少的节点数下获得较高的数值精度, 并且在降低计算成本的同时又具有较快的收敛率和较高的计算效率。

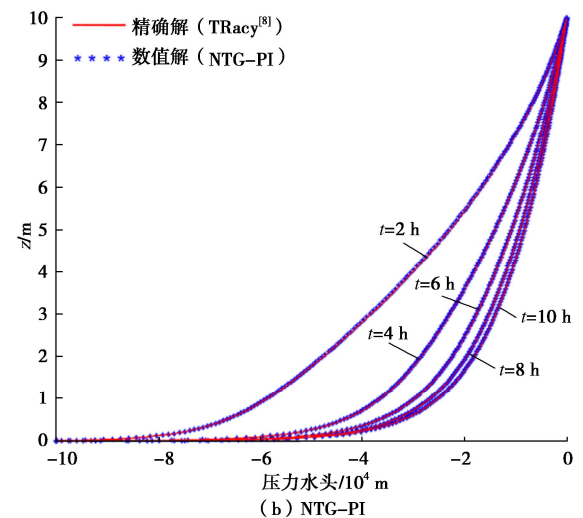
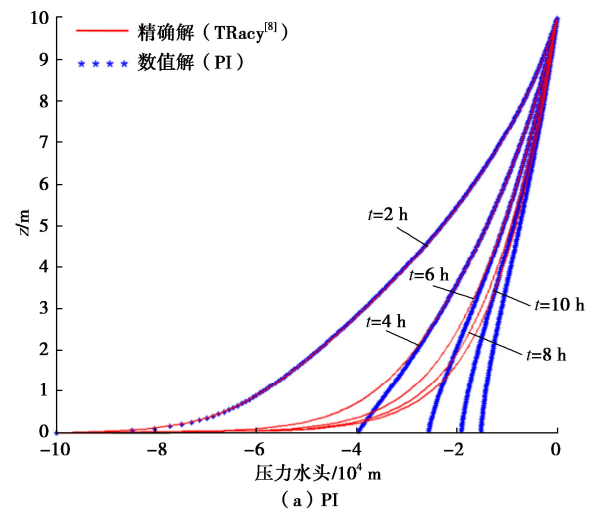


图 3 不同迭代方法下获得的数值解和精确解的比较

Fig. 3 Comparison between numerical solutions obtained using different iteration methods and exact solutions



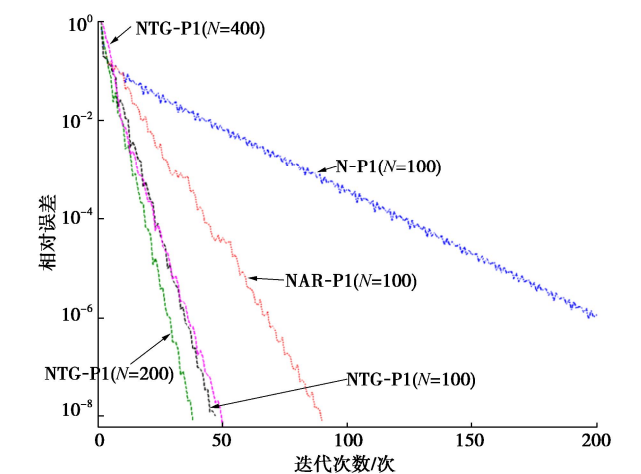


图 4 比较不同迭代方法的收敛率

Fig. 4 Comparison of convergence rates for different iteration methods

表 1  $t = 6$  h 时不同方法的数值精度对比

Table 1 Comparison of numerical accuracy of different methods at  $t = 6$  h

| 数值离散条件 |            | RSE   |                      | RE/% |        | MRE/% |        |
|--------|------------|-------|----------------------|------|--------|-------|--------|
| $N$    | $\Delta t$ | PI    | NTG-PI               | PI   | NTG-PI | PI    | NTG-PI |
| 100    | 0.10       | 0.135 | $1.6 \times 10^{-2}$ | 5.87 | 1.330  | 55.03 | 2.98   |
|        | 0.05       | 0.138 | $9.1 \times 10^{-3}$ | 6.70 | 0.570  | 55.44 | 3.25   |
|        | 0.01       | 0.141 | $5.9 \times 10^{-3}$ | 7.35 | 0.032  | 55.76 | 3.46   |
| 200    | 0.10       | 0.121 | $1.5 \times 10^{-2}$ | 4.67 | 1.460  | 56.32 | 1.87   |
|        | 0.05       | 0.123 | $7.7 \times 10^{-3}$ | 5.52 | 0.710  | 56.75 | 0.94   |
|        | 0.01       | 0.126 | $2.0 \times 10^{-3}$ | 6.19 | 0.100  | 57.09 | 0.83   |
| 400    | 0.10       | 0.090 | $1.5 \times 10^{-2}$ | 2.57 | 1.490  | 53.15 | 1.86   |
|        | 0.05       | 0.093 | $7.7 \times 10^{-3}$ | 3.44 | 0.740  | 53.67 | 0.93   |
|        | 0.01       | 0.095 | $1.6 \times 10^{-3}$ | 4.14 | 0.130  | 54.09 | 0.18   |

表 2 在  $N = 100$  时比较改进方法相对于 N-PI 的加速比

Table 2 Comparison of speed-up ratios of improved schemes relative to N-PI when  $N = 100$

| 条件         | 加速比               |                   |
|------------|-------------------|-------------------|
| $\Delta t$ | $S_{N-PI/NAR-PI}$ | $S_{N-PI/NTG-PI}$ |
| 0.1 h      | 3.33              | 46.69             |
| 0.05 h     | 1.72              | 25.99             |
| 0.01 h     | 1.07              | 14.12             |

3.2 测试 2

这个测试研究了 Richard 方程的不同土水特征曲线 (SWCC), 进而评估了所提出方法的计算性能。SWCC 的数学模型选择为 Gardner 和 van Genuchten 模型。本文根据土柱入渗试验中基质吸力和体积含水率的实测数据, 依据 2 种常见的数学理论模型, 采用最小二乘法进行了拟合, 相关拟合参数如表 3 所示。正如图 5 所示, 拟合得到的 2 种 SWCC 在趋势走向上基本一致, 都能较好的描述基质吸力与体积含水率之间的变化规律。此外, van Genuchten 模型的确定系数略大于 Gardner 模型的确定系数, 可知 van Genuchten 模型的拟合效果比 Gardner 更好。通过现场入渗过程监测,

饱和的渗透系数  $K_s$  设置为  $5.4 \times 10^{-2}$  cm/h。

进而, 利用 2 种模型的拟合参数, 采用提出的方法对两种非线性的 Richards 方程进行了数值求解。这里, 假设土层的厚度  $L = 60$  cm, 初始条件设置为  $h_0 = -100$  cm, 该模型的上下边界条件描述如下:

$$h(z = 0) = -100 \text{ cm} \quad , \quad (33)$$

$$h(z = L) = 0 \quad 。 \quad (34)$$

总模拟时间和时间步长分别设置为 160 h 和 0.1 h, 离散网格节点数分别取为 120, 240 和 480。

表 3 参数拟合值

Table 3 Fitting values of parameters

| 模型            | $\theta_r$ | $\theta_s$ | $ \alpha $ | $\beta$ | $n$  | $R^2$ |
|---------------|------------|------------|------------|---------|------|-------|
| Gardner       | 0.02       | 0.43       | 0.011      | —       | —    | 0.945 |
| van Genuchten | 0.02       | 0.43       | —          | 0.014   | 1.74 | 0.953 |

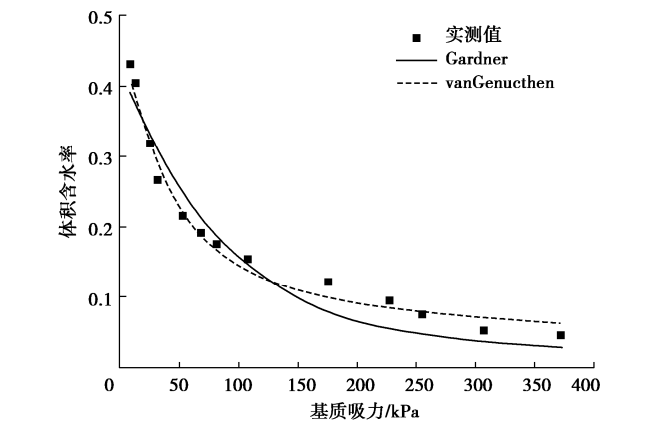


图 5 SWCC 的拟合曲线

Fig. 5 Fitting curves of SWCC

图 6 给出了不同 SWCC 下的数值结果, 可以看到两种模型所描述的 Richards 方程的压力水头均随着时间的增加而趋于稳定, 但也有一定差异, 在同一深度上, Gardner 模型所计算的压力水头随时间增加的变化程度相比于 van Genuchten 模型的要小很多。表 4 总结了提出的方法 NTG-PI 相对于传统求解方法 N-PI 的加速比。可以看到, 比较于 N-PI, 提出方法 NTG-PI 在不同的 SWCC 下均具有更高的计算效率, 其加速比随着离散节点数  $N$  的增加而增加。这个例子验证了改进方法 NTG-PI 在求解不同 SWCC 描述的 Richards 方程时均具有较高的计算效率, 尤其在较多的离散节点数下。

表 4 比较不同 SWCCs 下改进方法相对于 N-PI 的加速比

Table 4 Comparison of speed-up ratios of improved schemes relative to N-PI under different SWCCs

| 条件  | 加速比 $S_{N-PI/NTG-PI}$ |               |
|-----|-----------------------|---------------|
| $N$ | Gardner               | van Genuchten |
| 120 | 1.66                  | 1.38          |
| 240 | 2.39                  | 2.30          |
| 480 | 3.35                  | 4.23          |

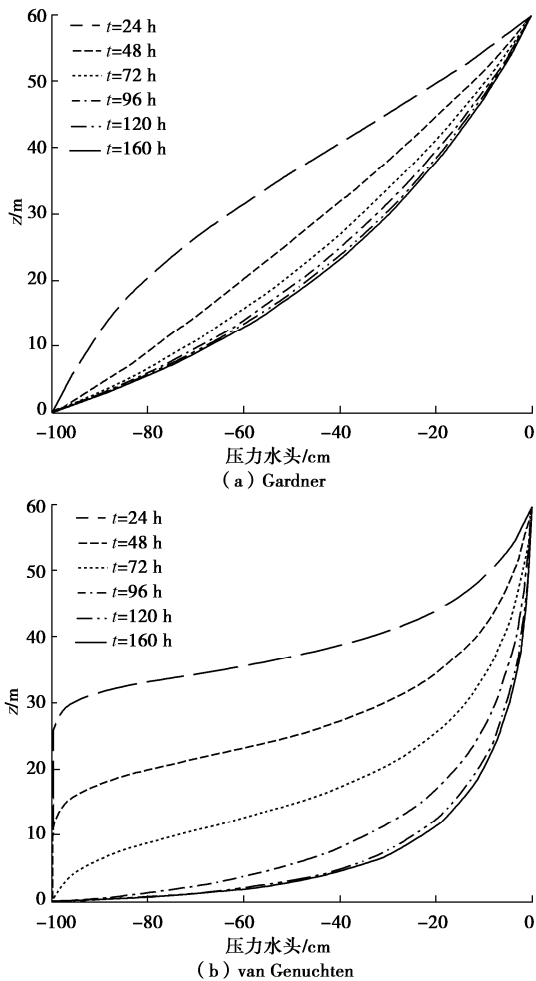


图6 不同SWCCs下的数值结果  
Fig. 6 Numerical results for different SWCCs

4 应用

这个例子将改进方法应用于两层土坡在降雨时的稳定性分析。假设土层1和土层2的厚度分别假设为3 m和2 m，坡度 $\varphi = 33^\circ$ 。此外，对于两层土，非均匀网格节点坐标可以重新定义如下：

$$z_{1i} = \cos(i\pi/N_1) \times \frac{L_1}{2} + \frac{L_1}{2} \quad (i = N_1, N_1 - 1, \dots, 0), \quad (35)$$
$$z_{2i} = \cos(i\pi/N_2) \times \frac{L_2}{2} + \frac{L_2}{2} + L_1 \quad (i = N_2 - 1, N_2 - 2, \dots, 0), \quad (36)$$

式中， $L_1$ 和 $L_2$ 分别是土层1和2的厚度， $N_1$ 和 $N_2$ 分别表示土层1和2中的离散节点数量。

如果边坡的厚度远小于边坡长度，则无限边坡理论可用于浅层边坡的稳定性分析，安全系数( $F_s$ )可以表示为<sup>[30]</sup>

$$F_s = \frac{c' + (L\gamma_t \cos^2(\varphi) - h\gamma_w \cos^2(\varphi)) \tan \phi'}{L\gamma_t \cos(\varphi) \sin(\varphi)}, \quad (37)$$

式中， $c'$ 代表有效内聚力， $\phi'$ 表示有效摩擦角， $\gamma_t$ 和 $\gamma_w$ 分别表示土壤和水的单位重度， $L$ 表示两层土质边

坡的总厚度。这里假设土壤的单位重度，有效内聚力和摩擦角分别为19.5 kN/m<sup>3</sup>、4.6 kPa和30°。

表5 两层土质边坡的模型参数

Table 5 Model parameters for two-layer soil slopes

| 土层参数 | $K_s / (\text{m} \cdot \text{h}^{-1})$ | $\theta_s$ | $\theta_t$ | $\beta$ | $n$    |
|------|----------------------------------------|------------|------------|---------|--------|
| 土层1  | $5.46 \times 10^{-3}$                  | 0.4686     | 0.106      | 1.04    | 1.3954 |
| 土层2  | $2.25 \times 10^{-1}$                  | 0.3658     | 0.0286     | 2.8     | 2.239  |

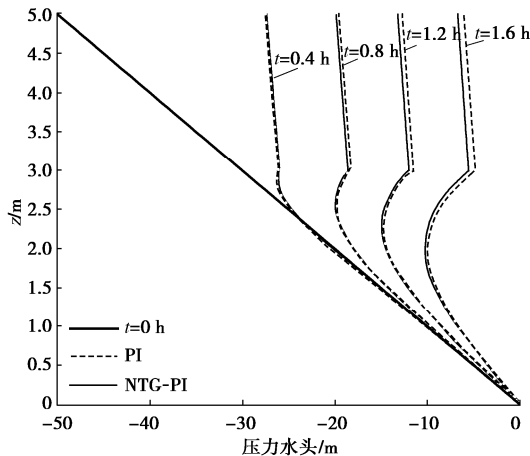


图7 两层土质边坡压力水头的计算剖面  
Fig. 7 Computed profiles of pressure head for two-layer soil slopes

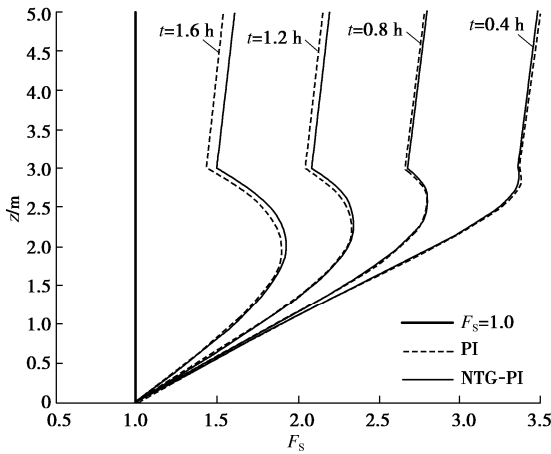


图8 两层土质边坡 $F_s$ 的计算剖面  
Fig. 8 Computed profiles of  $F_s$  for two-layer soil slopes

使用获得的数值解( $h(z,t)$ )代入式(37)可以进行边坡稳定性分析。表5给出了两土层的 van Genuchten 模型参数<sup>[10]</sup>。底边界条件是地下水位，定义为 $h(z=0,t)=0$ ，顶边界条件由下式给出：

$$\left[ K \frac{\partial h}{\partial z} + K \right]_{z=L_1+L_2} = q_t \quad (t < t_1), \quad (38)$$

$$h_{|z=L_1+L_2} = h_0 \quad (t \geq t_1), \quad (39)$$

式中， $t_1$ 代表积水时间， $q_t$ 表示当降雨时间少于积水时间时土壤表面的降雨通量， $h_0$ 表示达到积水时间后的定水头。假设 $q_t = K_{s2}/4$ ， $h_0=0$ 以及初始条件为 $h(z, t=0) = -z \times 10 \text{ m}$ 。总仿真时间和时间步长分别为2 h和0.01 h，令节点数 $N_1 = 60$ ， $N_2 = 40$ 。

图 7 显示了压力水头随降雨时间的增加而增大, 而界面处的压力水头值则有更大的增加。与 NTG-PI 相比, 传统方法 PI 得到的压力水头随着降雨时间的增加在界面处有更大的增加。这可能低估了两层土坡在界面处的安全系数, 如图 8 所示。结果表明, 降雨过程中土层结构和性质会显著影响两层土坡中压力水头的分布, 提出的方法 NTG-PI 在分层土的非饱和渗流模拟中可以获得更加可靠的数值解和更好的边坡稳定性分析。

## 5 结 论

本文结合 Chebyshev 形式的非均匀网格和两层网格校正技术提出了一种基于非均匀网格的两层网格校正法的 Picard 迭代方法, 并通过非饱和渗流算例进行了验证, 在这次研究中可得到如下结论:

(1) 非饱和渗流数值求解时, 特别是在有限体积法中, 常规均匀网格的空间步长往往较小, 才能获得可靠的数值解。在一些不利的数值条件下, 例如入渗于极端干燥土或渗透系数差异较大的分层土时, 这不仅会使得计算费时, 甚至不能很好地改善计算精度。Chebyshev 形式的非均匀网格使用余弦函数巧妙地加密边界, 同时保持离散节点的数量不变。这种方法可以大大节省计算成本并获得更可靠的数值解。

(2) 传统 Picard 方法中对线性方程组的求解方法通常采用高斯消元法, 虽然该方法得到的解理论上是准确的, 但随着离散节点数  $N$  的增加, 其计算量呈  $N^3$  数量级增加, 计算效率显著降低。改进的方法 NTG-PI 中采用 Gauss-Seidel 迭代法代替高斯消元法作为基本的线性方程求解方法, 求解速度更快, 并采用非均匀两层网格进行误差修正, 进一步使得 Picard 迭代方法获得更快的收敛率。

(3) 数值结果表明, 与 N-PI 和 NAR-PI 相比, 提出的方法 NTG-PI 具有更快的收敛率。在极端干燥的初始条件下, NTG-PI 得到的数值解与精确解具有较好的一致性。此外, NTG-PI 得到的数值解也可以很好地描述分层土中界面处压力水头的变化。总而言之, 与传统的 Picard 方法相比, NTG-PI 可以在较少的离散节点数下获得较高数值精度的数值解, 以及具有较高的计算效率。

## 参考文献:

[1] 李梦姿, 蔡国庆, 李 昊, 等. 考虑抗拉强度剪断的非饱和土无限边坡稳定性分析[J]. 岩土工程学报, 2020, 42(4): 705 - 713. (LI Meng-zi, CAI Guo-qing, LI Hao, et al. Stability of infinite unsaturated soil slopes with tensile

strength cut-off[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, 42(4): 705 - 713. (in Chinese))

- [2] 覃小华, 刘东升, 宋强辉, 等. 强降雨条件下考虑饱和渗透系数变异性的基岩型层状边坡可靠度分析[J]. 岩土工程学报, 2017, 39(6): 1065 - 1073. (QIN Xiao-hua, LIU Dong-sheng, SONG Qiang-hui, et al. Reliability analysis of bedrock laminar slope stability considering variability of saturated hydraulic conductivity of soil under heavy rainfall[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, 39(6): 1065 - 1073. (in Chinese))
- [3] WU L Z, SELVADURAI A P S, ZHANG L M, et al. Poro-mechanical coupling influences on potential for rainfall-induced shallow landslides in unsaturated soils[J]. Advances in Water Resources, 2016, 98: 114 - 121.
- [4] 陈永贵, 蔡叶青, 叶为民, 等. 处置库膨润土胶体吸附迁移性及核素共同迁移特性研究进展[J]. 岩土工程学报, 2021, 43(12): 2149 - 2158. (CHEN Yong-gui, CAI Ye-qing, YE Wei-min, et al. Progresses in researches on adsorption and migration properties of bentonite colloids and their co-migration with nuclide in repository[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2021, 43(12): 2149 - 2158. (in Chinese))
- [5] RICHARDS L A. Capillary conduction of liquids through porous mediums[J]. Physics, 1931, 1(5): 318 - 333.
- [6] WU L Z, HUANG J S, FAN W, et al. Hydro-mechanical coupling in unsaturated soils covering a non-deformable structure[J]. Computers and Geotechnics, 2020, 117: 103287.
- [7] SRIVASTAVA R, YEH T C J. Analytical solutions for one-dimensional, transient infiltration toward the water table in homogeneous and layered soils[J]. Water Resources Research, 1991, 27(5): 753 - 762.
- [8] TRACY F T. Clean two- and three-dimensional analytical solutions of Richards' equation for testing numerical solvers[J]. Water Resources Research, 2006, 42(8): 1 - 11.
- [9] PANICONI C, PUTTI M. Physically based modeling in catchment hydrology at 50: survey and outlook[J]. Water Resources Research, 2015, 51(9): 7090 - 7129.
- [10] ZHA Y Y, YANG J Z, SHI L S, et al. Simulating one-dimensional unsaturated flow in heterogeneous soils with water content-based richards equation[J]. Vadose Zone Journal, 2013, 12(2): 1 - 13.
- [11] AN H, ICHIKAWA Y, TACHIKAWA Y, et al. Three-dimensional finite difference saturated-unsaturated flow modeling with nonorthogonal grids using a coordinate

- transformation method[J]. *Water Resources Research*, 2010, **46**(11): 1 – 18.
- [12] ZHANG Z Y, WANG W K, YE H T C J, et al. Finite analytic method based on mixed-form Richards' equation for simulating water flow in vadose zone[J]. *Journal of Hydrology*, 2016, **537**: 146 – 156.
- [13] HERRERA P A, MASSABÓ M, BECKIE R D. A meshless method to simulate solute transport in heterogeneous porous media[J]. *Advances in Water Resources*, 2009, **32**(3): 413 – 429.
- [14] WU L Z, ZHU S R, PENG J B. Application of the Chebyshev spectral method to the simulation of groundwater flow and rainfall-induced landslides[J]. *Applied Mathematical Modelling*, 2020, **80**: 408 – 425.
- [15] LOTT P A, WALKER H F, WOODWARD C S, et al. An accelerated Picard method for nonlinear systems related to variably saturated flow[J]. *Advances in Water Resources*, 2012, **38**: 92 – 101.
- [16] BRENNER K, CANCE`S C. Improving Newton's method performance by parametrization: the case of the richards equation[J]. *SIAM Journal on Numerical Analysis*, 2017, **55**(4): 1760 – 1785.
- [17] ZENG J C, ZHA Y Y, YANG J Z. Switching the Richards' equation for modeling soil water movement under unfavorable conditions[J]. *Journal of Hydrology*, 2018, **563**: 942 – 949.
- [18] ZHA Y Y, YANG J Z, YIN L H, et al. A modified Picard iteration scheme for overcoming numerical difficulties of simulating infiltration into dry soil[J]. *Journal of Hydrology*, 2017, **551**: 56 – 69.
- [19] FARTHING M W, OGDEN F L. Numerical solution of richards' equation: a review of advances and challenges[J]. *Soil Science Society of America Journal*, 2017, **81**(6): 1257 – 1269.
- [20] CHÁVEZ-NEGRET C, DOMÍNGUEZ-MOTA F J, SANTANA-QUINTEROS D. Numerical solution of Richards' equation of water flow by generalized finite differences[J]. *Computers and Geotechnics*, 2018, **101**: 168 – 175.
- [21] DOLEJŠÍ V, KURAZ M, SOLIN P. Adaptive higher-order space-time discontinuous Galerkin method for the computer simulation of variably-saturated porous media flows[J]. *Applied Mathematical Modelling*, 2019, **72**: 276 – 305.
- [22] CELIA M A, BOULOUTAS E T, ZARBA R L. A general mass-conservative numerical solution for the unsaturated flow equation[J]. *Water Resources Research*, 1990, **26**(7): 1483 – 1496.
- [23] LIST F, RADU F A. A study on iterative methods for solving Richards' equation[J]. *Computational Geosciences*, 2016, **20**(2): 341 – 353.
- [24] 陈曦, 于玉贞, 程勇刚. 非饱和渗流 Richards 方程数值求解的欠松弛方法[J]. *岩土力学*, 2012, **33**(增刊 1): 237 – 243. (CHEN Xi, YU Yu-zhen, CHENG Yong-gang. Under-relaxation methods for numerical solution of Richards equation of variably saturated flow[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2012, **33**(S1): 237 – 243. (in Chinese))
- [25] 李文涛, 马田田, 韦昌富. 基于自适应松弛 Picard 法的高效非饱和渗流有限元分析[J]. *岩土力学*, 2016, **37**(1): 256 – 262. (LI Wen-tao, MA Tian-tian, WEI Chang-fu. An efficient finite element procedure for unsaturated flow based on adaptive relaxed Picard method[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2016, **37**(1): 256 – 262. (in Chinese))
- [26] BENZI M. Preconditioning techniques for large linear systems: a survey[J]. *Journal of Computational Physics*, 2002, **182**(2): 418 – 477.
- [27] WANG K, ZHANG J. MSP: a class of parallel multistep successive sparse approximate inverse preconditioning strategies[J]. *SIAM Journal on Scientific Computing*, 2003, **24**(4): 1141 – 1156.
- [28] LIU C Y, KU C Y, HUANG C C, et al. Numerical solutions for groundwater flow in unsaturated layered soil with extreme physical property contrasts[J]. *International Journal of Nonlinear Sciences and Numerical Simulation*, 2015, **16**(7/8): 325 – 335.
- [29] BRIGGS W L, HENSON V E, MCCORMICK S F. A Multigrid Tutorial, Second Edition[M]. Philadelphia: Society for Industrial and Applied Mathematics, 2000.
- [30] IVERSON R M. Landslide triggering by rain infiltration[J]. *Water Resources Research*, 2000, **36**(7): 1897 – 1910.
- [31] GARDNER W R. Some steady-state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table[J]. *Soil Science*, 1958, **85**(4): 228 – 232.

DOI: 10.11779/CJGE202204015

# 引入因子分析的结构面粗糙度 RBF 复合参数模型

尹宏, 王述红\*, 董卓然, 侯钦宽

(东北大学资源与土木工程学院, 辽宁 沈阳 110819)

**摘要:** 结构面粗糙度的表征是预测峰值剪切强度的基础性工作, 单一参数无法全面反映结构面的形貌特征, 而由各表征参数并列构成的指标系统是一个存在信息重叠的非线性系统, 为此引入因子分析通过正向标准化实现参数降维可有效剥离交叉信息, 同时将正向标准化的指标系统通过 RBF 神经网络结构实现非线性参数的线性映射, 实际运行过程中选取 6 个反映结构面粗糙度的统计参数并建立 JRC 反算关系, 构建 76 组训练样本和 37 组测试样本, 建立了一个反映结构面形貌起伏高、起伏角、接触度的多指标复合参数模型, 同时固定隐含层神经元的数目从而提高运算速度, 通过实测数据计算相对误差和决定系数进行性能评价。利用样本数据和岩石结构面直剪实验验证了模型的预测精度。最后讨论了因子分析的适用性和可能的误差分析。

**关键词:** 岩石; 结构面; 粗糙度; RBF 神经网络; 因子分析

**中图分类号:** TU452

**文献标识码:** A

**文章编号:** 1000-4548(2022)04-0721-10

**作者简介:** 尹宏(1997—), 男, 博士研究生, 主要从事岩石剪切力学方面的研究。E-mail: neuyinhong@126.com。

## RBF composite parameter model for structural surface roughness with factor analysis

YIN Hong, WANG Shu-hong, DONG Zhuo-ran, HOU Qin-kuan

(School of Resources and Civil Engineering, Northeastern University, Shenyang 110819, China)

**Abstract:** The characterization of the structural surface roughness is the groundwork for predicting the peak shear strength. The single parameter cannot fully reflect the characteristics of structural surface morphology. The index system composed of some single characterization parameters is a nonlinear system with much overlapping information. The factor analysis is conducted to reduce the dimension and strip the overlapping information by canonical normalization. At the same time, the standardized index system is transformed from nonlinear into linear by the RBF neural network structure. In practice, 6 statistical parameters reflecting the structural surface roughness are selected, the inverse calculation of JRC is established, 76 training samples and 37 group test samples are built. The multi-index composite parameters are established considering the characteristics of embossment of joints, such as height, angle and contact degree. In the mean time, the number of neurons in the hidden layer is fixed to improve the calculation speed. The prediction accuracy of the model is verified by the sample data and the direct shear tests of rock joints. The relative error and determination coefficient are calculated through the measured data to evaluate the performance. Finally, the applicability of the factor analysis and possible error analysis are discussed.

**Key words:** rock; structural surface; roughness; RBF neural network; factor analysis

## 0 引言

岩体结构受地质作用和工程行为影响常形成削弱岩体整体强度的结构面, 对岩体结构面力学特性和工程性质的研究一直是岩石力学领域的热点话题。在常见的工程地质灾害中, 结构面的峰值剪切强度是最主要的控制性指标。研究表明, 剪切性能主要受法向应力和粗糙度控制, 同时对于非吻合结构面还受充填物力学性质和充填度的影响。因此研究的核心聚焦在表征粗糙度系数(JRC), Barton 和 Choubey 基于视觉直观确定的标准轮廓线 JRC 值被国际岩石力学学会认定

为标准方法<sup>[1]</sup>, 形式上, 粗糙度系数是抗剪强度和法向应力的导出参数, 即  $f(JRC) = (\tau_f - c) / \sigma_n$ , 实质上是对结构面抵抗剪切向相对位移的几何形貌特性的描述。对于前者, 利用试验反算的办法获取精确 JRC 值是一种舍本逐末的思路<sup>[2]</sup>, 但能够为其他表征模型通过反算 JRC 建立对比验证标准, 具有一定的实际价

**基金项目:** 国家自然科学基金项目(U1602232); 中央高校基本科研业务费专项资金项目(N170108029); 辽宁省重点研发计划项目(2019JH2/10100035)

**收稿日期:** 2021-04-12

**\*通信作者** (E-mail: shwang@mail.neu.edu.cn)



值。国内外学者通过定量表征与剪切行为相关的结构面形貌特征,从而建立十多套强度预测模型。二维层面,以结构面剖面轮廓线的几何特征为参数,发展出反映起伏高(RMS、CLA、MSV、SD<sub>h</sub>)、起伏角(Z<sub>2</sub>、Z<sub>3</sub>、Z<sub>4</sub>、SD<sub>i</sub>)的统计参数<sup>[3-5]</sup>,并通过积分和差值推广到三维。利用分形思想通过试验建立分形维数  $D$  值与 JRC 映射关系能够有效避免采样间距的不利影响,但受分形方法的多样缺乏统一性。为解决分形维数对尺寸效应的敏感性,易成<sup>[6]</sup>提出了  $R_d$  指标和形状因子  $\lambda$  的双参数模型。除此之外,唐志成等<sup>[7]</sup>提出角粗糙度  $\theta_r$  反映剖切轮廓线长度和角度对粗糙度的影响,孙辅庭<sup>[8]</sup>基于分形截距  $A_0 = \ln \theta_0$  构造了引入平均抵抗角的参数 SRI。上述二维表征本质上依旧属于 JRC-JCS 模型的推广,无法反映空间几何形貌。与二维向三维展拓的思路不同,Tang 等<sup>[9]</sup>通过改变光线照射结构面表面的角度得到一系列不同光亮面积的二维图像,经计算像素点数提出了光亮面积比 BAP 参数表征粗糙度。葛云峰等<sup>[10]</sup>提出了引入能量原理的粗糙度表征思路,Chen 等<sup>[11]</sup>利用面积覆盖法提出了基于多重分形理论的粗糙度参数  $\Delta\alpha$  和  $\Delta D$  反映谱宽和广义阈值宽度。上述表征参数在理论上定义了结构面三维粗糙特性,但无法建立峰值抗剪强度模型。蔡毅等<sup>[12]</sup>利用凸体微元迎剪向和水平向的投影面积比  $I_{PAP}$  定义了反映潜在接触面积的粗糙度参数。Grasselli 等<sup>[13]</sup>在大量直剪试验的基础上,提出了耦合方位角信息的视倾角  $\theta^*$  概念,通过分布参数  $C$  和迎剪向凸体最大可能接触比  $A_0$  定义了粗糙度参数  $\theta^*/C$ ,并建立了对应的峰值剪切强度预测模型,Tatone 等<sup>[14]</sup>进一步修正为  $A_0\theta_{\max}^*/(C+1)$ ,国内外学者由此发展出一系列强度预测模型,Grasselli 粗糙度系统被认为是真正意义上的三维表征。

结构面的粗糙度是一个复杂的多元非线性特性,前述的表征无论是在二维还是三维层面都只反映了剖面轮廓线或者结构面表面微元凸体的某一特性,被广泛认可的 Grasselli 粗糙度系统实质上也是微元凸体起伏角特性在空间内面积分布的表征。Hong 等<sup>[15]</sup>报道了单一指标估算 JRC 值普遍偏低的现象。因此部分学者认为应当采用多指标表征结构面粗糙度,李化<sup>[16]</sup>选取了 12 个相关指标、宋磊博<sup>[17]</sup>提出了 3 指标联合粗糙度参数 SC、李化等<sup>[18]</sup>考虑起伏度和伸长率特征建立双参数模型,除此之外还有其他学者提出了不同的多参数表征方法<sup>[19-21]</sup>。这些模型各指标之间存在信息重叠,指标系统中存在多个描述同一个几何性质的指标,各指标在描述结构面形貌几何性质时不具有独立性而表现为表述信息的重叠,并未完全抓住本质特征,且仅通过简单回归或拟合的方法无法解决非线性

问题。

近些年,基于人工智能和深度学习的智能算法普遍应用在岩土工程领域<sup>[22-23]</sup>,为解决复杂非线性问题提供了新思路,在结构面粗糙度表征方面,Wang 等<sup>[24]</sup>利用因子分析和支持向量机开展多参数分析提供了一个有益尝试。本文以前述的结构面粗糙度参数为基础,引入因子分析降维剥离重叠信息并建立粗糙度表征的 RBF 神经网络模型,通过样本数据和实证数据基于 JRC 标准值验证模型的有效性。

## 1 因子分析

### 1.1 指标正向标准化

由多项不具有独立性的统计参数构成的指标系统,通过因子分析可以实现降维和公共因子的提取。为有效剥离逆向指标和量纲的不利影响并且尽可能多的保留原始信息,在分析过程中有必要将多项相关指标进行正向化和标准化,原理如下:

$$\left. \begin{aligned} X_{ij}^* &= (x_{ij} - \mu_i) / S_i \\ S_i &= \sqrt{\sigma_i} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{j=1}^n (x_{ij} - \mu_i)^2} \end{aligned} \right\}, \quad (1)$$

$$X_{ij}^+ = \frac{x_i^{\max} - x_{ij}}{x_i^{\max} - x_i^{\min}} \quad (2)$$

式中  $x_{ij}$  为第  $i$  个指标的第  $j$  个原始参数;  $\mu_i$  为第  $i$  个指标的平均参数;  $S_i$  为第  $i$  个指标的标准差;  $\sigma_i$  为第  $i$  个指标的方差;  $X_{ij}^*$  为指标  $x_{ij}$  的标准化参数;  $x_i^{\max}$  为第  $i$  个指标中的最大值,即  $x_i^{\max} = \max \{x_{ij}\}$ ;  $x_i^{\min}$  为第  $i$  个指标中的最小值,即  $x_i^{\min} = \min \{x_{ij}\}$ ;  $X_{ij}^+$  为指标  $x_{ij}$  的正向化参数; 其中,  $i=1,2,\dots,m$ ,  $j=1,2,\dots,n$ 。

### 1.2 公共因子的提取<sup>[25]</sup>

将标准化后的指标系统定义为一个  $n$  维总体  $X^* = (X_1^*, X_2^*, \dots, X_n^*)^T$ , 且定义

均值为  $\mu = (\mu_1, \mu_2, \dots, \mu_n)^T$ ;

协方差  $D = (\sigma_{ij})_{n \times n}$ ;

相关系数  $R = (\rho_{ij})_{n \times n}$ ;

其用于因子分析的统一形式表示为

$$X^* = \mu + \Psi F + e, \quad (3)$$

$$\left. \begin{aligned} X_1^* &= \mu_1 + \psi_{11}F_1 + \psi_{12}F_2 + \dots + \psi_{1m}F_m + e_1 \\ X_2^* &= \mu_2 + \psi_{21}F_1 + \psi_{22}F_2 + \dots + \psi_{2m}F_m + e_2 \\ &\vdots \\ X_n^* &= \mu_n + \psi_{n1}F_1 + \psi_{n2}F_2 + \dots + \psi_{nm}F_m + e_n \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

式中,  $F$  为公共因子矩阵  $F = (F_1, F_2, \dots, F_m)^T$ , 一般的  $m = n$ ;  $\Psi$  为载荷矩阵  $\Psi = (\psi_{ij})_{n \times m}$ ;  $e$  为特殊因子向量  $e = (e_1, e_2, \dots, e_m)^T$ 。

为降低运算的冗余度,通常可设定公因子和特殊

因子具有独立性, 且公因子具有标准统计量, 因此对于式 (3) 做基本假设:

(1) 对于公共因子设  $D(\mathbf{F}) = \mathbf{E}_{m \times m}$ ;

(2) 对于特殊因子设

$$\mathbf{E}(\mathbf{e}) = \mathbf{0}_{m \times 1}, \quad D(\mathbf{e}) = \text{diag}(\sigma_1^2, \sigma_2^2, \dots, \sigma_n^2);$$

(3) 对于公因子和特殊因子设  $\mathbf{Y}(\mathbf{F}, \mathbf{e}) = 0$ 。

公因子提取的核心在于载荷矩阵的确定, 主成分分析法 (PCA) 是应用范围最广的计算方法, 其基本假设在于指标系统变量构成公因子的线性组合, 以方差值作为权重, 使得公因子能够尽可能的反映指标系统的原始参数的方差, 并依次反映方差值的降序变化。计算方法如下:

(1) 构造  $\mathbf{X}^*$  的指标的系统矩阵

$$\mathbf{X}^* = \begin{bmatrix} X_1^* \\ X_2^* \\ \vdots \\ X_n^* \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} x_{11}^* & x_{12}^* & \cdots & x_{1m}^* \\ x_{21}^* & x_{22}^* & \cdots & x_{2m}^* \\ \vdots & \vdots & \cdots & \vdots \\ x_{n1}^* & x_{n2}^* & \cdots & x_{nm}^* \end{bmatrix}, \quad (5)$$

式中,  $x_{ij}^* = \frac{x_{ij} - \hat{x}_i}{\sigma_i}$ ,  $\hat{x}_i$ ,  $\sigma$  为指标系统中第  $i$  个指标的平均值和标准差。

(2) 计算  $\mathbf{X}^*$  的相关系数矩阵

$$\mathbf{P}^* = (p_{ij})_{n \times n} = \frac{\mathbf{X}^* (\mathbf{X}^*)^T}{n-1}. \quad (6)$$

(3)  $\mathbf{P}^*$  的相似对角化

$$|\mathbf{P}^* - \lambda \mathbf{E}| = 0, \quad (7)$$

$$\mathbf{P}^* = \Phi_p \Lambda_p \Phi_p^T, \quad (8)$$

式中,  $\Phi_p$  为特征向量矩阵,  $\Lambda_p$  为特征值矩阵。

(4) 计算载荷矩阵

$$\Psi = (\psi_{ij})_{n \times m}, \quad \psi_{ij} = \sqrt{\lambda_j} \xi_{ji} \quad (i=1, 2, \dots, m; j=1, 2, \dots, n). \quad (9)$$

(5) 确定  $m$  值, 设定贡献率为 90%

$$\sum_{j=1}^m \lambda_j / \sum_{j=1}^n \lambda_j \geq 0.9. \quad (10)$$

(6) 计算公共因子

$$\mathbf{F}_i = (\mathbf{X}_i^*)^T \mathbf{b}_j^0, j=1, 2, \dots, m, \quad (11)$$

$$\mathbf{b}_j^0 = \mathbf{b}_j / \|\mathbf{b}_j\|, \quad \mathbf{P}^* \mathbf{b} = \lambda_j \mathbf{b} \quad (12)$$

## 2 RBF 神经网络

RBF (radialbasisfunction) 是一种基于多变量差值径向基函数建立的神经网络结构 (图 1), 通过三层网络以此进行非线性向线性的跨层变换, 有效提升学习效率的同时避免了局部极小的问题。与隐含层神经元数目随进程反馈而变化的算法相比, 本文采用的确定

神经元算法效率更高。

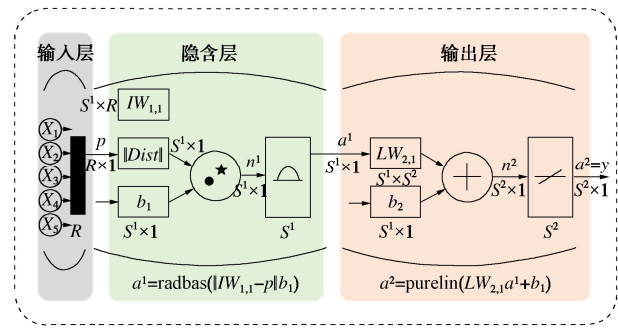


图 1 RBF 神经网络结构

Fig. 1 Structure of RBF neural network

算法的学习步骤如下:

(1) 确定径向基函数中心

定义  $\mathbf{X}^* \mathbf{Y}^*$  分别为样本输入矩阵和输出矩阵。

$$\mathbf{X}^* = \begin{bmatrix} x_{11}^* & x_{12}^* & \cdots & x_{1m}^* \\ x_{21}^* & x_{22}^* & \cdots & x_{2m}^* \\ \vdots & \vdots & \cdots & \vdots \\ x_{n1}^* & x_{n2}^* & \cdots & x_{nm}^* \end{bmatrix}, \quad \mathbf{Y}^* = \begin{bmatrix} y_{11}^* & y_{12}^* & \cdots & y_{1m}^* \\ y_{21}^* & y_{22}^* & \cdots & y_{2m}^* \\ \vdots & \vdots & \cdots & \vdots \\ y_{n1}^* & y_{n2}^* & \cdots & y_{nm}^* \end{bmatrix}. \quad (13)$$

$x_{ij}^*$  为输入样本第  $i$  个指标的第  $j$  个样本;  $y_{ij}^*$  为输出样本第  $i$  个指标的第  $j$  个样本;  $m$  为训练样本数。径向基函数中心为

$$\mathbf{C} = (\mathbf{X}^*)^T. \quad (14)$$

(2) 确定隐含层阈值

$$\mathbf{b}_1 = (b_{11}, b_{12}, \dots, b_{1m})^T, \quad (15)$$

式中,  $b_{11} = b_{12} = \dots = b_{1m} = \frac{0.8326}{sp_{\text{RBF}}}$ ,  $sp_{\text{RBF}}$  为径向基函数的扩展速度。

(3) 确定跨层权值和阈值

由式 (14), (15) 可计算隐含层的输出值:

$$\mathbf{A} = \{a_i\}, \quad i=1, 2, \dots, m \quad (16)$$

$$a_i = \exp(-\|C - \mathbf{X}_i^*\|^2 b_i)$$

式中,  $\mathbf{X}_i^* = (x_{i1}^*, x_{i2}^*, \dots, x_{im}^*)^T$  为第  $i$  个指标的训练样本向量。

引入一个连接权值矩阵  $\mathbf{W}$

$$\mathbf{W} = \begin{bmatrix} \omega_{11} & \omega_{12} & \cdots & \omega_{1m} \\ \omega_{21} & \omega_{22} & \cdots & \omega_{2m} \\ \vdots & \vdots & \cdots & \vdots \\ \omega_{n1} & \omega_{n2} & \cdots & \omega_{nm} \end{bmatrix}. \quad (17)$$

设输出层阈值为

$$\mathbf{b}_2 = (b_{21}, b_{22}, \dots, b_{2n})^T. \quad (18)$$

神经网络结构运算可得

$$[\mathbf{W} \mathbf{b}_2] \cdot [\mathbf{A}; \mathbf{E}] = \mathbf{Y}^*. \quad (19)$$

解得

$$\left. \begin{aligned} Wb &= Y^* / [A; E] \\ W &= Wb(:, 1:m) \\ b_2 &= Wb(:, m+1) \end{aligned} \right\} \quad (20)$$

式中,  $(:, 1:m)$  表示取矩阵的所有行和 1 到  $m-1$  列,  $(:, m+1)$  表示取矩阵的所有行和第  $m$  列。

因子分析将输入的多个参数转化为两个公共因子, 从而降低了输入端的维度, RBF 本质是神经网络, 输入端参数的减少将直接优化运行性能, 同时经过因子分析后的参数具有了独立性, 这对于神经网络的分析具有降低输入端模糊性的作用。

3 粗糙度 RBF 复合参数模型

3.1 指标系统及样本集构建

RBF 复合参数模型的本征目标是利用多个能够较好反映结构面某一特性的指标通过 RBF 神经网络结构预测 JRC 值 (图 2)。

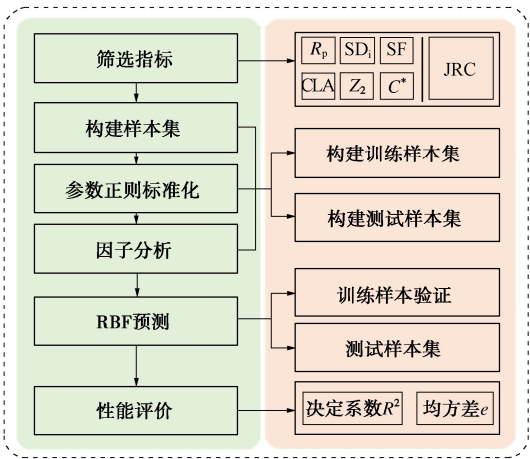


图 2 RBF 复合参数模型预测 JRC 的流程图

Fig. 2 Flow chart of JRC predicted by RBF composite parameter model

指标系统的构建需要做如下假定:

- (1) 指标系统应当符合 Barton 所建立的结构面粗糙度系数 (JRC) 的宏观物理定义。
- (2) 指标系统由表征单一物理几何特性的单参数组成, 各构成指标可具有相关性。
- (3) 构成指标能够与 JRC 建立明确的数学关系。
- (4) 指标系统尽可能涵盖已知的全部特性表征参数。

国内外学者建立了十余个粗糙度的表征参数, 通过前述约定, 本文选取表征起伏高、起伏角的 5 个二维参数  $R_{ave}$ ,  $SD_i$ ,  $SF$ ,  $i_{ave}$ ,  $Z_2$  构成指标系统, 需要说明的是  $SF$  虽然形式上被认为是一个综合参数, 但实质上可视为表征起伏高离散性特征的单一参数。同时为使指标系统能够在一定程度上反映更多的形貌特性, 在 5 个二维参数之外增加一个反映视倾角空间分

布的粗糙度指标  $\theta_{max}^* / (C+1)$ , 事实上 Grasselli 所建立的粗糙度指标依旧是从二维出发向三维的展拓, 实质上依旧是起伏角度的分布统计, 但是由于对分布规律的处理考虑到了累积的特性, 使得其二维和三维的转化依可以通过求导与积分实现, 加之充分表达了剪切方向的调制, 使得该指标具有了描述接触度的作用, 这一点也将在下文加以讨论。因此在指标系统中选用  $\theta_{max}^* / (C+1)$  的二维定义, 即

$$\theta_{max}^{*(2D)} / (C+1) \quad (21)$$

另一方面, 为简化运算, 注意到分布参数  $C$  的调控作用, 可将式 (21) 进一步简化<sup>[26]</sup>为

$$90^{o(2D)} / (C^* + 1) \quad (22)$$

式中,  $C^*$  为相对分布参数, 为方便书写将式 (22) 简化为  $C_{2D}^*$ 。至此, 构建了一个包含 6 个参数的结构面粗糙度指标系统并建立起与 JRC 的映射关系 (表 1)。

对应于指标系统的样本集的数据获取是一个核心环节, 样本集由学习样本和测试样本构成, 为充分体现学习样本的代表性, 同时间兼顾学习与测试的样本形式的一致性, 将 Barton 等<sup>[27]</sup>和 Grasselli<sup>[28]</sup>报道的 113 条 (文献中的 120 条剖面轮廓线中, 有 6 条的部分数据缺失, 长度远小于 70 mm) 剖面轮廓线分为两部分, 其中 76 条作为学习样本, 37 条作为测试样本。

需要说明的是, 不同来源的剖面轮廓线长度略有差距, 但由于均为实验室小尺度范围, 未超过尺寸效应的敏感阈值<sup>[29]</sup>。各轮廓线及与 JRC 的映射关系式的采样间距均为 0.4 mm, 同时 JRC 值均为实测值, 由直剪试验结果反算得到。

表 1 RBF 指标系统及 JRC 计算式

Table 1 RBF index system and formulas for JRC

| 指标         | 定义式                                                                                                                                                                   | JRC 计算式                       |
|------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------|
| CLA        | $\frac{1}{N} \sum_{i=1}^{i=N}  y_i $                                                                                                                                  | $2.76 + 78.87 \text{CLA}$     |
| $SD_i$     | $\begin{cases} \arctan \left[ \frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^{i=N-1} (\lambda)^2 \right]^{1/2} \\ \lambda = \frac{y_{i+1} - y_i}{x_{i+1} - x_i} - \tan i_{ave} \end{cases}$ | $1.042SD_i - 4.733$           |
| SF         | $\frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^{i=N} (y_{i+1} - y_i)^2$                                                                                                                    | $37.63 + 16.5 \lg SF$         |
| $R_p$      | $\frac{\sum_{i=1}^{i=N-1} [(x_{i+1} - x_i)^2 + (y_{i+1} - y_i)^2]^{1/2}}{\sum_{i=1}^{i=N-1} (x_{i+1} - x_i)}$                                                         | $229.44R_p - 226.94$          |
| $Z_2$      | $\sqrt{\frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^{i=N-1} \left( \frac{y_{i+1} - y_i}{x_{i+1} - x_i} \right)^2}$                                                                        | $32.69 + 32.98 \lg Z_2$       |
| $C_{2D}^*$ | $90^{o(2D)} / (C^* + 1)$                                                                                                                                              | $3.95(C_{2D}^*)^{0.7} - 7.98$ |

3.2 样本数据因子分析

将建立的样本集数据经由标准正向化(1.1节)输出吧标准化样本。经由式(6)计算得到相关系数矩阵(表2)。计算相关系数矩阵的特征值(式(8))分别为5.617, 1.041, 0.116, 0.067, 0.043, 0.008, 根据2.2节, 因子分析的实质是方差贡献率定权的过程, 在实际计算中, 转化为相关系数矩阵特征值数值百分比的计算过程。如图3所示, 公共因子1和2的累计方差贡献率超过了预设的 $m=0.9$ , 公共因子3~6的方差贡献率和累计方差贡献率都很低, 因此可将公共因子1和2列为最终公共因子 $F_1, F_2$ 。

表2 相关系数矩阵

| Table 2 Matrices of correlation coefficient |          |         |         |        |         |            |
|---------------------------------------------|----------|---------|---------|--------|---------|------------|
| 指标                                          | $^*SD_i$ | $^*R_p$ | $^*Z_2$ | $^*SF$ | $^*CLA$ | $^*C_{2D}$ |
| $^*SD_i$                                    | 1        |         |         |        |         |            |
| $^*R_p$                                     | 0.953    | 1       |         |        |         |            |
| $^*Z_2$                                     | 0.986    | 0.947   | 1       |        |         |            |
| $^*SF$                                      | 0.875    | 0.997   | 0.967   | 1      |         |            |
| $^*CLA$                                     | 0.742    | 0.756   | 0.856   | 0.84   | 1       |            |
| $^*C_{2D}$                                  | 0.642    | 0.912   | 0.653   | 0.756  | 0.954   | 1          |

事实上, 对于公因子 $F_1, F_2$ 还需要确定其对应的物理含义, 这是进行RBF神经网络运算的首要前提, 在SPASS分析软件中, 通过旋转载荷矩阵将各载荷系数向0~1靠近, 由此确定的载荷矩阵如表3所示, 这表明 $F_1$ 在大比重上表征剖面轮廓线的起伏角特征,  $F_2$ 在大比重上表征剖面轮廓线的起伏高特征。

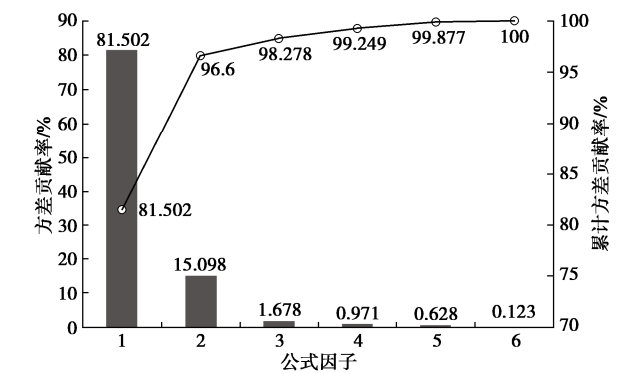


图3 公共因子的（累计）方差贡献率分布图

Fig. 3 Distribution of (cumulative) variance contribution rate of common factors

表3 旋转后的载荷系数

| Table 3 Load coefficients after rotation |         |          |         |            |        |         |
|------------------------------------------|---------|----------|---------|------------|--------|---------|
| 指标                                       | $^*Z_2$ | $^*SD_i$ | $^*R_p$ | $^*C_{2D}$ | $^*SF$ | $^*CLA$ |
| $F_1$                                    | 0.873   | 0.802    | 0.786   | 0.694      | 0.432  | 0.537   |
| $F_2$                                    | 0.462   | 0.411    | 0.364   | 0.679      | 0.927  | 0.934   |

特别注意到SF在 $F_1 \sim F_2$ 因子的趋向中具有与表征起伏高的参数CLA同样的趋势, 再一次表明前述“SF只是在形式上具有综合参数的意义, 实质上反映

的起伏高的特性”观点的正确性。计算结果显示引入的 $C_{2D}^*$ 参数在 $F_1 \sim F_2$ 因子的趋向中表现出两方面的共性, 有关分析在后文中讨论。

由表3可得到因子模型。

$$^*X = \xi F_1 + \zeta F_2 \quad (23)$$

$^*X$ 对应表中的6个指标,  $\xi, \zeta$ 对应表中的荷载系数。在MATLAB中经由最小二乘求解上述超定方程(式(23))即可得到公因子 $F_1, F_2$ 。

3.3 RBF多指标复合参数模型

利用MATLAB中的神经网络工具箱能够方便地创建RBF神经网络的学习和测试, 将经由因子分析得出的公因子 $F_1, F_2$ 作为输入参数, 对应的实测JRC值作为输出值搭建RBF神经网络。特别的, 由于RBF神经网络对隐含层神经元个数具有一定的敏感性, 通常情况下RBF神经网络默认神经元的个数会随运行过程的迭代次数逐渐增多, 与之相对应的阈值被不断重新赋值, 由此带来的附加运算时间大幅增加。因此, 本文将神经元个数固定, 即为样本数量76, 由此带来的系统误差将在下文中讨论。径向基函数的扩展速度需要通过预学习确定, 判别标准为决定系数 $R^2$ 。由图4可以看出径向基函数的扩展速度设置为0.3时, 结构的性能最佳。

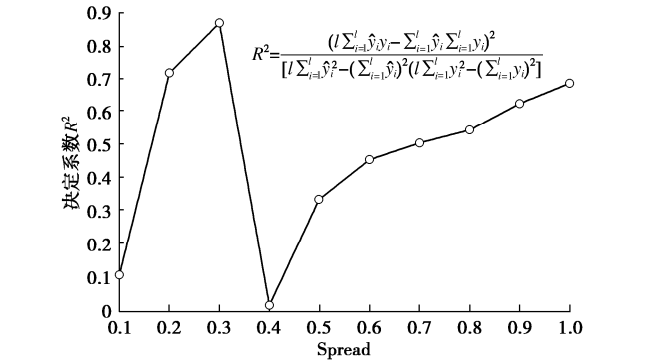


图4  $R^2$ -Spread 关系图

Fig. 4 Relationship between  $R^2$  and spread

基于上述设置和学习样本经RBF神经网络生成了一个JRC的预测模型, 其与实测值的对比见图5, 均方差为0.03, 最大相对误差为1.57, 由此表明经由RBF神经网络构建的粗糙度复合参数模型较好的反映指标参数和JRC的映射关系。

为进一步验证模型的准确性, 利用测试样本输出JRC, 并通过指标系统与JRC建立的映射关系反算单参数下同样本的JRC值, 与实测值做对比。如图6所示, 利用单参数反算得到的JRC值相较于实测值普遍偏差较大, 且对于同样表征起伏角特征的参数, 其反算值也有较大差距, 这表明利用单一统计参数表达结构面粗糙度特征的路径是困难的。



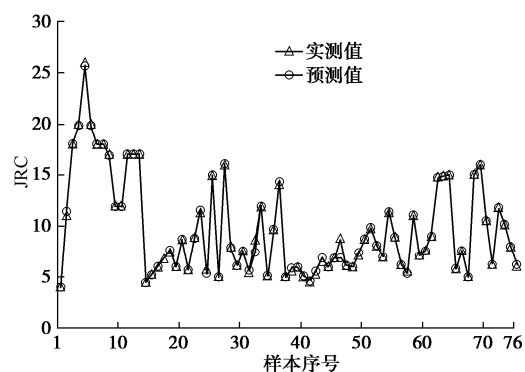


图5 基于学习样本 JRC 预测值与实测值的对比

Fig. 5 Comparison between predicted and measured values of JRC based on learning samples

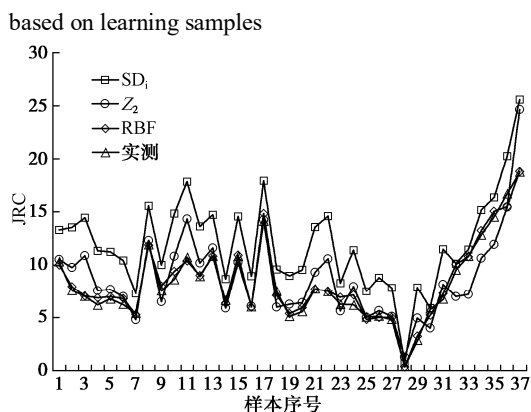


图6 基于测试样本 RBF 模型和单参数模型 JRC 预测值的对比

Fig. 6 Comparison of predicted values of JRC between RBF model and single-parameter model based on test samples

## 4 RBF 多指标复合参数模型的试验验证

3.3 节中分别利用学习样本和测试样本对 RBF 多指标复合参数模型作了两个维度的验证,一方面验证 RBF 神经网络自身的稳定性;另一方面验证了模型对于单条结构面剖面轮廓线的 JRC 值预测精度。但对于实际而言,结构面是一个三维的粗糙面,以此需要验证本文所建立的模型对于预测三维结构面粗糙度的适用性。通过岩石结构面直剪试验做进一步的直接验证。

### 4.1 试验设计

#### (1) 获取结构面物理模型

人工取石经由巴西劈裂的方法生成不规则吻合结构面。岩石选取两种岩性 4 种类型的试样共计 12 组。岩石试样中,一种岩性为砂岩,取自辽宁营口大石桥市某岩质边坡,一种岩性为花岗岩,细分为蒙古黑、大帅红、芝麻白 3 种,其抗压强度不同,均产自辽宁。首先将试样加工为  $100\text{ mm} \times 100\text{ mm} \times 100\text{ mm}$  的立方体,注意保证相对面的平齐度以及棱线的垂度,为避免无法置入剪切盒以及剪切过程中由于发生剪胀引起的塞盒,试样裁切完成后应当适当打磨。在任意平

面内确定中心线,并做标记作为巴西劈裂的施力指示。劈裂前应使用保鲜膜围裹试样以避免劈裂后试样上下盘分离坠落造成结构面的损坏。按要求依次安装试样、承压板、垫片和上下刀刃,注意试样的摆放位置务必要精准对其刀刃。劈裂过程以  $0.4\text{ mm/min}$  的位移加载速率完成结构面的生成,筛选基准面与水平面符合较好的结构面试样编号,形成样本,如图 7 所示。劈裂过程中应当同时记录极限压力以计算抗拉强度。

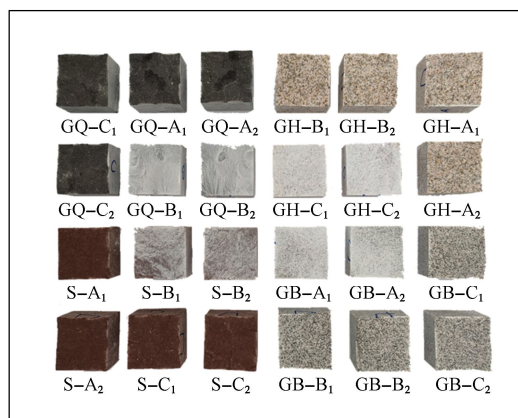


图7 经巴西劈裂产生的 12 组结构面样本

Fig. 7 12 groups of joint samples generated by Brazil splitting

需要说明的是,各岩石试样结构面分为上下两盘,按所属岩性和岩石种类做如下命名:

$$\text{MN-PX}$$

式中, M 为所属岩性,有两个定义: G 为花岗岩英文首字母, S 为砂岩英文首字母; N 为岩石种类,针对同一岩性的岩石有 3 个定义: Q 为蒙古黑所示青色的拼音首字母、H 为大帅红所示红色的拼音首字母、B 为芝麻白所示白色的拼音首字母; P 为试样序号; X 为结构面上下盘序号。

#### (2) 获取结构面数字模型

对 4 种类型 12 组共计 24 个结构面进行三维扫描。扫描设备来自东北大学土木工程系虚拟仿真试验室的三维扫描仪,型号为 VTOP 300T,采用结构光三维扫描原理,由一个数字光栅投射装置和两个工业摄像头 (CCD) 构成 (图 8),其工作机制为将编码光栅条纹投影到物体表面,左右两个工业摄像机拍将摄到的条纹图像输入到计算机中,然后根据光栅前后的形状变化利用三角法精确计算出物体表面大量采样点的空间坐标,亦即点云模型。

将前述的 12 组共计 24 个岩石结构面试样按编号依次测量,形成点云数据,为同时兼顾点云模型的质量和规模,本文所测量的结构面沿不同方向测量拼接 8~10 次,点云规模在 100~130 万个点之间。由于扫描过程无法直接略去非结构面的其余平面,因此需要利用后处理软件通过拟合平面的方式提出所需的结构



面模型; 由于形貌测量过程中, 工作环境不可避免的  
产生震动、光线和噪声影响, 由此会导致结构面模型  
发生肉眼不可查的微小抖动, 形成噪点, 也需要通过  
后处理软件降噪; 除此之外, 测量过程中为保证结构  
面形貌的完整性, 需要进行多次拼接测量, 会使得部  
分点数据重叠, 同时会有极特殊的盲区出现各次测量  
均无法测得的情况, 以及不同采样间距间点云的稀疏  
和调整都需要后处理软件进一步优化和完善。

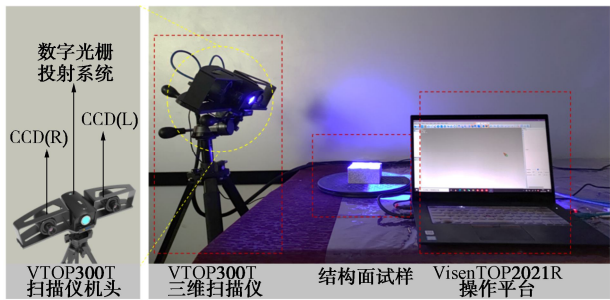


图 8 实验室获取结构面三维形貌的采集设备

Fig. 8 Equipments of obtaining three-dimensional morphology of joints in laboratory

本文的后处理软件选用 Geomagic Studio 和 Uni-  
graphics NX。Geomagic Studio 可以实现结构面点云模  
型的去噪、采样间距调整、插值封装和点云稀疏, 同  
时可以对数据坐标进行变换。Unigraphics NX 可以实  
现结构面剖面轮廓线点云数据的提取。

(3) 获取结构面近似三维预测和实测 JRC 值

以 S-A<sub>1</sub> 号结构面, 沿剪切方向以 1.6 mm 为间距  
提取 62 条剖面轮廓线 (图 9), 分别计算相关参数,  
按本所述的方法获取每条剖面轮廓线的 RBF 值, 即  
JRC 预测值, 以平均值作为结构面的三维 JRC 预测值,  
与根据对应直剪试验值, 经由式 (24) 反算出的 JRC  
值对比验证。需要说明的是按上述方法获取的 JRC 实  
测值是三维值, 本文在 3 MPa 法向压力下通过室内直  
剪试验测得其峰值剪切强度为 3.4 MPa, 利用式 (24)  
反算出的 JRC 值为 6.53, 其中 JCS 和  $\varphi$  分别基于现场  
回弹试验和倾斜试验获取。

$$JRC = \frac{\arctan(\tau / \sigma_n) - \varphi_b}{\lg(JCS / \sigma_n)} \quad (24)$$

4.2 试验结果:

利用上述的方法, 以 S~A<sub>1</sub> 号试样为例, 分别计  
算 62 条剖面线各参数的 JRC 预测值 (表 4), 与经由  
直剪试验反算的 JRC 值相比, RBF 模型反算的 JRC  
值更为精确, 误差仅为 2.9%~7.86%。

利用同样的办法可以计算得到给结构面试样的  
预测相对误差集中在 3%~11%之间。碍于篇幅, 其余  
试样的具体计算结果不再赘述。

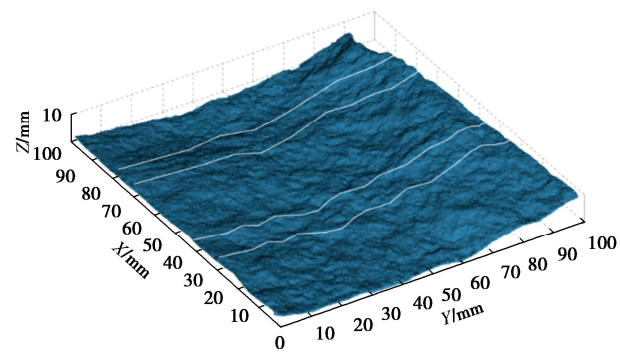


图 9 用于计算 JRC 值的剖面轮廓线提取

Fig. 9 Profile line extraction used to calculate JRC value

表 4 基于不同方法测算的 S~A<sub>1</sub> 号试样结构面 JRC 值

Table 4 JRC values of S-A<sub>1</sub> joints measured by different methods

| 指标              | 最小值  | 最大值   | 平均值  | 实测值  | 相对误差/%    |
|-----------------|------|-------|------|------|-----------|
| RBF             | 4.01 | 8.69  | 6.34 | 6.53 | 2.9~7.86  |
| Z <sub>2</sub>  | 2.13 | 9.02  | 4.78 | 6.53 | 26.7~38.1 |
| R <sub>p</sub>  | 3.87 | 9.34  | 5.20 | 6.53 | 0.3~43.02 |
| SD <sub>i</sub> | 3.45 | 10.78 | 7.94 | 6.53 | 21.6~37   |

5 讨 论

5.1 C<sub>2D</sub><sup>\*</sup> 参数的物理意义

引入的 90°<sup>(2D)</sup>/(C<sup>\*</sup>+1) 参数在因子分析的过程中  
对于提取的两个公共因子 F<sub>1</sub>, F<sub>2</sub> 同时具有较高的趋向  
性, 表明该参数可以同时反映结构面粗糙表面的起伏  
高和起伏角两个特性, 而事实上在三维层面  
 $\theta_{\max}^*/(C+1)$  反映的是结构面表面凸体微元视倾角  
的分布, 是一个表征迎剪向的起伏角面积分布的特征  
参数, 但从三维退至二维, 面积分布转化为了线分布,  
使得该指标同时具有了反映起伏高和起伏角的特性。  
进一步分析表 3 中的数据, 90°<sup>(2D)</sup>/(C<sup>\*</sup>+1) 的载荷系  
数无论对于 F<sub>1</sub> 还是 F<sub>2</sub> 均非极大值或极小值 (旋转后  
的载荷系数应当进一步向 0~1 趋近), 处于中间值,  
这表明 90°<sup>(2D)</sup>/(C<sup>\*</sup>+1) 无论是表征起伏角还是起伏高  
都不是最佳参数。进一步注意到该参数是由 Grasselli  
三维形貌参数系统构成, 这一系统最重要的的特征特  
点是定义了接触度的概念, 用最大潜在接触比表征,  
因此 90°<sup>(2D)</sup>/(C<sup>\*</sup>+1) 应当表达接触度的特征更为准  
确, 这也解释了公共因子物理特性与指标特征类别重  
合的现象, 有关接触度特征的研究有待进一步加深。

5.2 因子分析的适用性

通过因子分析, RBF 神经网络在输入端用 2 个反  
映一定物理含义的公共因子代替由 6 个指标构成的指  
标系统, 降低指标数量的同时也消除了量纲的负面影  
响, 有效改善了 RBF 神经网络的性能, 但因子分析的  
结果是否能够全面反映指标系统的特性需要进一步讨  
论。

一方面需要评估因子分析的结果对指标系统原始信息的表达程度。指标系统与 JRC 可以建立映射关系  $X \rightarrow \Omega_{JRC}$ , 需要说明的是与表 1 中的通过实证数据拟合得到的反算式相区别, 这里的映射关系反映的是两空间的实质数学关系, 不一定能够用简单的显式函数关系式表达。式 (6) 构造的相关系数矩阵实质上构造了正向标准化后的指标系统各样本值的方差, 因此该矩阵的特征值的数值大小反映的是对方差向量的影响程度, 即对方差的贡献量。方差反映某一指标在不同样本数据下的稳定程度, 再数学表达上可以找到与指标参数值的正相关关系  $\sigma \propto \Delta x$ , 由此建立下述映射关系:

$$\frac{\Delta JRC}{\Delta x} \rightarrow \frac{\Delta JRC}{\sigma} \rightarrow \frac{d\Omega_{JRC}}{\sigma} \quad (25)$$

该映射反映了指标系统的方差数据波动对 JRC 空间的影响程度, 这一数学意义支持了引入因子分析的目的, 即提取对 JRC 值影响程度较大的因子 (物理属性)。因此, 通过特征值占比反映的各因子对方差的贡献率能够衡量对原始信息的表达程度。根据图 4 可知,  $F_1, F_2$  的方差贡献率为 81.502% 和 15.098%, 累计贡献率超过 90%, 表明因子分析对于结构粗糙表征指标的信息有较好的保留。

另一方面需要评估因子分析的结果是否符合一般公理, 具体而言是提取的公因子是否能够正确反映原指标与 JRC 值的定性变化规律。为此需要对公因子与 JRC 值的变化趋势进行对比分析。将训练样本按 JRC 实测值升序排列, 同时计算对应的公因子  $F_1, F_2$ , 3 组数据同时按升序排列后的样本序号绘制在同一图中。图 10 直观显示了公共因子与 JRC 值具有相同的变化趋势, 即符合“起伏角、起伏高越大, 则对应结构面粗糙程度越大, JRC 值也越高”的一般公理。

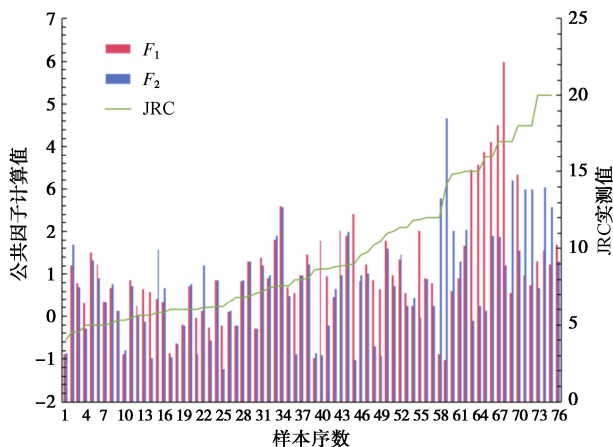


图 10 公共因子与 JRC 值趋势对比

Fig. 10 Comparison between common factor and JRC value trend  
另外本文的目的是通过多参数提升 JRC 值的预测

精度, 因此需要衡量因子分析对预测精度的影响。通过计算, 未经因子分析得出的相对误差略高于经过因子分析得出的相对误差, 高出相对误差为 3%。

综上所述, 因子分析应用于结构面粗糙度的分析重具有较高的适用性, 虽然对于预测精度提升的贡献不明显, 但能够有效改善神经网络结构的性能, 加快运算速度。同时利用因子分析找到影响结构面粗糙度的关键性因素具有重要的理论意义。

### 5.3 误差分析

RBF 复合参数模型的预测值无论是测试样本还是学习样本与实测值具有一定的误差。由 4.2 节可知因子分析过程并未大幅度影响预测误差。正向标准化的过程会产生系统性的数据信息缺失, 可以通过数学计算严格量化。最不稳定的误差来源于架构 RBF 神经网络时固定隐含层神经元个数所引起的误差, 但综合最终预测结果来看, 这种误差也是在精度允许范围内的。

## 6 结 论

(1) 引入因子分析可有效降低指标系统的维度, 同时可以大概率保留原始信息, 对于处理结构面粗糙度表征的信息重叠问题具有较高的适用性, 同时因子分析的结构也解释了  $SF$  和  $C_{2D}$  参数的表征含义。

(2) 利用 RBF 神经网络结构对具有非线性特征的结构面粗糙度指标系统进行 JRC 值预测, 形成的 RBF 复合参数模型充分反映了结构面起伏高、起伏角和接触度的性质, 实证结果的相对误差缩小至 11% 以下, 说明 RBF 复合参数模型预测 JRC 值是有效的。

(3) 通过固定 RBF 神经网络隐含层神经元的数目可以有效提升结构的性能, 缩短运算时间, 由此带来的误差属于可接受的范围。

(4) 与联合参数相比, 本文建立的复合参数可以避免权重的赋值这一主观过程。

考虑到样本自身的不稳定性, 对于 RBF 复合参数模型仍需要大量的基于实测结构面信息的学习样本, 同时将真正三维的表征参数和二维参数统一值模型中需要进一步研究, 接触度参数也值得进一步关注。

### 参考文献:

- [1] ISRM. International society for rock mechanics commission on standardization of laboratory and field tests: suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 1978, 15(6): 319 - 368.

- [2] 唐志成, 夏才初, 宋英龙, 等. Grasselli 节理峰值抗剪强度公式再探[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, **31**(2): 356 - 364. (TANG Zhi-cheng, XIA Cai-chu, SONG Ying-long, et al. Discussion about grasselli s peak shear strength criterion for rock joints[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, **31**(2): 356 - 364. (in Chinese))
- [3] AMADEI B, WIBOWO J, STURE S, et al. Applicability of existing models to predict the behavior of replicas of natural fractures of welded tuff under different boundary conditions[J]. Geotechnical and Geological Engineering, 1998, **16**(2): 79 - 128.
- [4] 杜时贵, 胡晓飞, 郭 霄, 等. JRC-JCS 模型与直剪试验对比研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, **27**(增刊 1): 2747 - 2753. (DU Shi-gui, HU Xiao-fei, GUO Xiao, et al. Comparison study of jrc-jcs model and direct shear test[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, **27**(S1): 2747 - 2753. (in Chinese))
- [5] DU S G, HU Y J, HU X F, et al. Comparison between empirical estimation by JRC-JCS model and direct shear test for joint shear strength[J]. Journal of Earth Science, 2011, **22**(3): 411 - 420.
- [6] 易 成, 王长军, 张 亮, 等. 基于两体相互作用问题的粗糙表面形貌描述指标系统的研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2006(12): 2481 - 2492. (YI Cheng, WANG Chang-jun, ZHANG Liang, et al. Study on description index system of rough surface based on bi-body interaction[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006(12): 2481 - 2492. (in Chinese))
- [7] 唐志成, 宋英龙. 一种描述结构面剖面线粗糙度的新方法[J]. 工程地质学报, 2011, **19**(2): 250 - 253. (TANG Zhi-cheng, SONG Ying-long. New method for assessing rock discontinuity roughness on linear profiles[J]. Journal of Engineering Geology, 2011, **19**(2): 250 - 253. (in Chinese))
- [8] 孙辅庭. 张拉型硬岩节理三维形貌表征及其灌浆前后抗剪强度特性试验研究[D]. 武汉: 武汉大学, 2015. (SUN Fu-ting. Experimental Research on Three-Dimensional Joint Morphology Quantification and Shear Strength Property of Tensile Hard Rock Joints with and without Cement Grouting[D]. Wuhan: Wuhan University, 2015. (in Chinese))
- [9] TANG H M, GE Y F, WANG L Q, et al. Study on estimation method of rock mass discontinuity shear strength based on three-dimensional laser scanning and image technique[J]. Journal of Earth Science, 2012, **23**(6): 908 - 913.
- [10] 葛云峰, 唐辉明, 程昊, 等. 基于直剪试验的岩体结构面表面温度与粗糙度关系研究[J]. 工程地质学报, 2015, **23**(4): 624 - 633. (GE Yun-feng, TANG Hui-ming, CHENG Hao, et al. Direct shear tests study for relationship between surface temperature and surface roughness of rock joints[J]. Journal of Engineering Geology, 2015, **23**(4): 624 - 633. (in Chinese))
- [11] CHEN S J, ZHU W C, YU Q L, et al. Characterization of anisotropy of joint surface roughness and aperture by variogram approach based on digital image processing technique[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2016, **49**(3): 855 - 876.
- [12] 蔡 毅, 唐辉明, 葛云峰, 等. 岩体结构面三维粗糙度评价的新方法[J]. 岩石力学与工程学报, 2017, **36**(5): 1101 - 1110. (CAI Yi, TANG Hui-ming, GE Yun-feng, et al. A new method for evaluating the roughness of three-dimensional discontinuity surface of rock[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2017, **36**(5): 1101 - 1110. (in Chinese))
- [13] GRASSELLI G, EGGER P. Constitutive law for the shear strength of rock joints based on three-dimensional surface parameters[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2003, **40**(1): 25 - 40.
- [14] TATONE B S A, GRASSELLI G. A method to evaluate the three-dimensional roughness of fracture surfaces in brittle geomaterials[J]. The Review of Scientific Instruments, 2009, **80**(12): 125110.
- [15] HONG E S, LEE J S, LEE I M. Underestimation of roughness in rough rock joints[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2008, **32**(11): 1385 - 1403.
- [16] 李 化, 张正虎, 邓建辉, 等. 岩石节理三维表面形貌精细描述与粗糙度定量确定方法的研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2017, **36**(增刊 2): 4066 - 4074. (LI Hua, ZHANG Zheng-hu, DENG Jian-hui et al. Precise description of rock joints' 3D superficial morphology and the quantitative determination of 3D joint roughness coefficient[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2017, **36**(S2): 4066 - 4074. (in Chinese))
- [17] 宋磊博, 江 权, 李元辉, 等. 基于剪切行为结构面形貌特征的描述[J]. 岩土力学, 2017, **38**(2): 525 - 533. (SONG Lei-bo, JIANG Quan, LI Yuan-hui, et al. Description of discontinuities morphology based on shear behavior[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, **38**(2): 525 - 533. (in Chinese))
- [18] 李 化, 黄润秋. 岩石结构面粗糙度系数 JRC 定量确定方

- 法研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, **33**(增刊 2): 3489 - 3497. (LI Hua, HUANG Run-qiu. Method of quantitative determination of joint roughness coefficient[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, **33**(S2): 3489 - 3497. (in Chinese))
- [19] GE Y F, KULATILAKE P H S W, TANG H M, et al. Investigation of natural rock joint roughness[J]. Computers and Geotechnics, 2014, **55**: 290 - 305.
- [20] KULATILAKE P H S W, BALASINGAM P, PARK J, et al. Natural rock joint roughness quantification through fractal techniques[J]. Geotechnical & Geological Engineering, 2006, **24**(5): 1181 - 1202.
- [21] 陈世江, 朱万成, 张敏思, 等. 基于数字图像处理技术的岩石节理分形描述[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(11): 2087 - 2092. (CHEN Shi-jiang, ZHU Wan-cheng, ZHANG Min-si, et al. Fractal description of rock joints based on digital image processing technique[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(11): 2087 - 2092. (in Chinese))
- [22] 王述红, 朱宝强. 山岭隧道洞口段地表沉降时序预测研究[J]. 岩土工程学报, 2021, **43**(5): 813 - 821. (WANG Shu-hong, ZHU Bao-qiang. Time series prediction for ground settlement in portal section of mountain tunnels[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2021, **43**(5): 813 - 821. (in Chinese))
- [23] 杨善统, 姜清辉, 尹涛, 等. 边坡临界滑面搜索的改进粒子群优化算法[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(8): 1411 - 1417. (YANG Shan-tong, JIANG Qing-hui, YIN Tao, et al. Search of critical slip surface of slopes using improved particle swarm optimization method[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(8): 1411 - 1417. (in Chinese))
- [24] WANG L Q, WANG C S, KHOSHNEVISAN S, et al. Determination of two-dimensional joint roughness coefficient using support vector regression and factor analysis[J]. Engineering Geology, 2017, **231**: 238 - 251.
- [25] 赵建军, 贺宇航, 黄润秋, 等. 基于因子分析法的边坡稳定性评价指标权重[J]. 西南交通大学学报, 2015(2): 325 - 330. (ZHAO Jian-jun, HE Yu-hang, HUANG Run-qiu, et al. Weights of slope stability evaluation indexes based on factor analysis method[J]. Journal of Southwest Jiaotong University, 2015(2): 325 - 330. (in Chinese))
- [26] TIAN Y C, LIU Q S, LIU D F, et al. Updates to grasselli's peak shear strength model[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2018, **51**(7): 2115 - 2133.
- [27] BARTON N, CHOUBEY V. The shear strength of rock joints in theory and practice[J]. Rock Mechanics, 1977, **10**(1/2): 1 - 54.
- [28] GRASSELLI G. Manuel rocha medal recipient shear strength of rock joints based on quantified surface description[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2006, **39**(4): 295 - 314.
- [29] 梁正召, 张永彬, 唐世斌, 等. 岩体尺寸效应及其特征参数计算[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, **32**(6): 1157 - 1166. (LIANG Zheng-zhao, ZHANG Yong-bin, TANG Shi-bin, et al. Size effect of rock masses and associated representative element properties[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, **32**(6): 1157 - 1166. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202204016

# 磨料水射流冲击孔隙岩体的 SPH 模拟研究

周新超, 马小晶\*, 廖翔云, 齐思维, 李宏煜

(新疆大学电气工程学院, 新疆 乌鲁木齐 830047)

**摘要:** 针对磨料水射流冲击含孔隙岩体的动态过程, 依据光滑粒子流体动力学 (smoothed particle hydrodynamics, SPH) 方法, 将含磨料颗粒的水射流和具有孔隙的岩体离散为一系列的粒子, 分别引入 NULL 型和 H-J-C 型本构关系描述磨料水射流和岩体的力学特性, 建立了磨料水射流冲击孔隙岩体模型, 通过模拟射流冲击岩体问题, 并与已有研究结果进行对比验证了所建模型的有效性, 在此基础上, 着重对磨料水射流冲击含孔隙岩体的动态破损过程进行模拟研究, 分析了岩体的孔隙特性和射流参数对岩体破损效果的影响。计算结果表明, 孔隙的尺寸和分布情况会影响岩体破损坑的形状, 孔隙度对岩体的破损程度影响较大, 其他因素对岩体的破损效果具有不同程度的影响。研究结果可为工程中提高射流破岩效率提供理论依据。

**关键词:** 光滑粒子流体动力学; 磨料水射流; 离散孔隙构建; 填充物; 随机分布位置

**中图分类号:** TU45; TB213 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2022)04-0731-09

**作者简介:** 周新超(1995—), 男, 硕士, 主要从事岩土力学、流固耦合和离散元模拟等方面的科研工作。E-mail: zxc13191284726@163.com。

## Numerical simulation of abrasive water jet impacting porous rock based on SPH method

ZHOU Xin-chao, MA Xiao-jing, LIAO Xiang-yun, QI Si-wei, LI Hong-yu

(College of Electrical Engineering, Xinjiang University, Urumqi 830047, China)

**Abstract:** Shale contains pores. The abrasive water jet technology is used to extract oil and gas resources inside the shale, and the impact process is affected by the pores. For the damage process of abrasive water jet impacting the pore-containing rock, according to the basic principle of smoothed particle hydrodynamics (SPH) method, the abrasive water jet and the pore-containing rock are discretized into a series of particles, and a dynamic model for the abrasive water jet impacting the pore-containing rock is established by the constitutive relationship of NULL and H-J-C to describe the mechanical properties of abrasive water jets and rock respectively. The effectiveness of the established model is verified and analyzed by simulating the impact of abrasive water jet on the rock and comparing with the existing research results. On this basis, the dynamic damage process of the abrasive water jet impacting the pore-bearing rock is simulated, and the effects of pore characteristics and jet parameters on the damage degree of rock are also analyzed. The simulated results show that the velocity of abrasive water jet and porosity of rock have significant effects on the breaking process of the rock, while the size and distribution of the pores can affect the breaking shape of the rock, and other factors have different influences on the damage degree of rock. The research conclusion can provide theoretical support for improving the rock-breaking efficiency of water jet in engineering.

**Key words:** SPH method; abrasive water jet; construction of discrete pore; filler; random distribution location

## 0 引言

页岩油是一种在中国存储量较丰富且仅次于石油的油气资源<sup>[1]</sup>。为了满足中国日益增长的能源需求, 大力发展页岩产业和页岩开采技术是十分必要的。射流破岩技术能够大面积且有导向地碎裂储层岩体, 方便页岩气和煤层气等油气资源的解吸与渗流, 已被广泛应用于页岩的开采领域<sup>[2-3]</sup>。

目前, 国内外学者已对磨料水射流破岩问题展开

了大量的研究<sup>[4-6]</sup>, 但由于射流和岩体具有不同的物理属性和力学性能, 尤其是岩体中还存在着大量的孔隙<sup>[7]</sup>, 再加上磨料颗粒对岩体的冲蚀作用, 使得岩体的变形破损机制变得极其复杂<sup>[8]</sup>。因此, 开展磨料水射流冲

**基金项目:** 国家自然科学基金项目 (11762021, 12002296); 新疆大学大学生创新训练计划项目 (202010755006)

**收稿日期:** 2021-06-07

**\*通信作者** (E-mail: maxiaojing1983@xju.edu.cn)



击破岩的研究,并对含有孔隙结构岩体的破损过程进行分析,能够为射流破岩开采技术的优化和完善提供一定的理论依据。

随着计算机技术的发展,数值模拟方法已经成为研究射流破岩问题的有效手段之一<sup>[9-10]</sup>。黄中伟等<sup>[11]</sup>基于有限元法模拟了液氮磨料射流冲击岩体的过程,发现冲击是岩体破损的主要因素。庄欠伟等<sup>[12]</sup>应用有限元方法模拟研究了磨料水射流冲击钢筋和混凝土的过程。穆朝民等<sup>[13]</sup>使用网格法构建了岩体,并分析了在受到磨料水射流冲击后岩体的损伤演化过程。由于网格类的数值方法在模拟大变形等问题时存在着网格畸变的情况,因此,近年来无网格方法得到了大量的关注并广泛应用于射流破岩问题的研究。

光滑粒子流体动力学(smoothed particle hydrodynamics, SPH)方法作为一种典型的无网格粒子方法,在处理大变形、应力局部化等问题中具有一定的优势,被广泛采纳并应用于冲击大变形和流固耦合等领域。刘勇等<sup>[14]</sup>运用 SPH 方法模拟分析了磨料空气射流破岩的冲蚀过程。李世杰等<sup>[15]</sup>采用 SPH 方法模研究了不同直径的水射流对土壤冲蚀坑的影响。赵健等<sup>[16]</sup>将 SPH 方法和有限元方法进行耦合,模拟分析了磨料水射流冲击下岩体的损伤演化机制。虽然目前有许多学者已采用 SPH 方法模拟研究了不同的射流破岩问题,但针对射流冲击下含孔隙岩体的破损过程以及孔隙结构对破岩效果影响的研究相对较少。鉴于实际岩体中含有孔隙结构,本文在岩体模型的内部引入了孔隙,模拟研究了磨料水射流冲击含孔隙岩体的破损过程,并分析了多种孔隙特性对射流破岩效果的影响。

本文依据 SPH 方法的基本理论,分别引入描述射流和岩体力学特性的 NULL 型和 H-J-C 型本构模型,建立磨料水冲击含孔隙岩体的数值模型。通过模拟磨料水射流破岩问题,验证了方法和模型的有效性。在此基础上,加入随机混合的孔隙,构建出磨料水射流冲击含孔隙结构岩体的动力学模型,对射流破岩的动态过程进行模拟研究,分析了岩体的孔隙特性(孔隙尺寸、孔隙度和孔隙填充物)以及射流参数(射流速度和磨料浓度)对岩体破损效果的影响,为深入理解射流开采中岩体的破损机理和提高开采效率提供了一定的理论依据。

## 1 模型的建立

### 1.1 SPH 方法的基础理论

SPH 方法是一种通过利用离散点来构造近似函数的纯拉格朗日方法。对于磨料水射流冲击含孔隙岩体的问题而言,可将含磨料颗粒的水射流和具有孔隙结

构的岩体离散为一系列的粒子,通过差值求解非稳态 N-S 控制方程即可得到粒子的物理属性。因此,宏观变量可通过计算域内离散点的积分插值得到,质点的近似函数为<sup>[17]</sup>

$$f(x) = \int_{\Omega} f(x') W(x-x', h) dx' \quad (1)$$

式中  $f(x)$  为三维坐标向量  $x$  的函数;  $\Omega$  为  $x$  的支持域;  $x-x'$  为粒子间距离;  $h$  为 SPH 粒子光滑长度,光滑长度随时间和空间变化,如图 1 所示;  $W(x-x', h)$  为核函数,用辅助函数  $\theta(x-x')$  定义:

$$W(x-x', h) = \frac{1}{h(x-x')^d} \theta(x-x') \quad (2)$$

式中,  $d$  为空间维数。用粒子近似法将连续形式积分方程换算为离散形式的方程,即

$$f(x) = \sum_{i=1}^n \frac{m_i}{\rho_i} \frac{1}{h(x-x')^d} \theta(x-x') \quad (3)$$

式中,  $\rho_i$  为粒子  $i$  的密度,  $m_i$  为粒子  $i$  的质量。

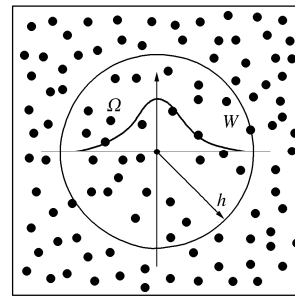


图 1 粒子近似法

Fig. 1 Particle approximation

SPH 方法下的 N-S 方程中质量守恒方程为

$$\rho_i = \frac{\sum_{j=1}^n m_j W_{ij}}{\sum_{j=1}^N \frac{m_j}{\rho_j} W_{ij}} \quad (4)$$

动量守恒方程为

$$\frac{Dv_i^\alpha}{Dt} = \sum_{j=1}^N m_j \left( \frac{\sigma_i^{\alpha\beta}}{\rho_i^2} + \frac{\sigma_j^{\alpha\beta}}{\rho_j^2} \right) \frac{\partial W_{ij}}{\partial x_i^\beta} \quad (5)$$

能量守恒方程为

$$\frac{De_i}{Dt} = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^N m_j \left( \frac{P_i + P_j}{\rho_i \rho_j} \right) v_{ij}^\beta \frac{\partial W_{ij}}{\partial x_i^\beta} + \frac{\mu_i}{2\rho_i} \varepsilon_i^{\alpha\beta} \varepsilon_j^{\alpha\beta} \quad (6)$$

式中,  $v$  为速度,  $e$  为热能,  $\sigma$  为应力张量,  $P$  为压力,  $m$  为质量,  $\rho$  为密度,  $\mu$  为动力黏度系数,  $\varepsilon$  为应变率,  $N$  为质点总数,  $x$  为坐标轴符号,  $\alpha, \beta$  代表不同坐标轴,  $i, j$  代表不同质点。

为了保证计算中的精度和稳定性,提高计算效率,研究采用了应用较广的三次 B 样条核函数<sup>[17]</sup>。

## 1.2 磨料和水的本构模型

研究采用了LS-DYNA中的NULL本构模型描述水和磨料,塑性材料是一种在外力的作用下,能够产生显著变形而不被破坏的材料,由于在射流破岩问题中,磨料和水较符合塑性材料的特性<sup>[2]</sup>,因此本文在仿真模拟中将两者都视为完全塑性材料并赋予Gruneisen状态方程<sup>[18]</sup>,即

$$p = \frac{\rho_0 C^2 \mu \left[ 1 + \left( 1 - \frac{\gamma_0}{2} \right) \mu - \frac{a}{2} \mu^2 \right]}{\left[ 1 - (S_1 - 1) \mu - S_2 \frac{\mu^2}{\mu + 1} - S_3 \frac{\mu^3}{(\mu + 1)^2} \right]} + (\gamma_0 + a \mu) E a. \quad (7)$$

式中  $C$  为冲击波速度与质点速度变化曲线截距; $S_1, S_2, S_3$  为冲击波与质点速度变化曲线的斜率系数; $\gamma_0$  为 Gruneisen 常数; $a$  为  $\gamma_0$  和  $\mu = \rho / \rho_0 - 1$  的一阶体积修正量。水和磨料颗粒的本构模型参数<sup>[16]</sup>如表1所示。为了实现磨料粒子在流场中的真实分布情况,从射流粒子中进行随机抽样,并赋予磨料的属性,实现射流中磨料颗粒的随机混合。

表1 水和磨料本构模型的参数

Table 1 Parameters of constitutive model for water and abrasive

| 名称 | $\rho_0 / (\text{g} \cdot \text{cm}^{-3})$ | $C / (\text{m} \cdot \text{s}^{-1})$ | $S_1$ | $S_2$  | $S_3$ |
|----|--------------------------------------------|--------------------------------------|-------|--------|-------|
| 水  | 1.0                                        | 1480                                 | 2.56  | -1.986 | 0.228 |
| 磨料 | 3.5                                        | 4569                                 | 1.49  | 0      | 0.460 |

## 1.3 岩体的本构模型

在射流的冲击作用下,不同性质的岩体会呈现出不同程度的破损。研究选用页岩材料,并使用H-J-C本构模型描述,页岩本构模型的参数<sup>[19]</sup>如表2所示。H-J-C本构模型综合考虑了岩石材料损伤、应变率和静水压力对屈服力的影响,是一种能够在岩体大变形、高应变率 and 高压等情况下应用的模型,其等效强度通过应力、应变速率和损伤状态来描述,屈服面的方程为<sup>[20]</sup>

$$\sigma^* = [A(1-D) + Bp^{*N}](1 - C \ln \bar{\epsilon}^*) \quad (8)$$

式中  $\sigma^*$  为岩体冲击载荷作用下等效应力与静态屈服强度之比;  $p^*$  为岩体实际压力与静态屈服强度之比;  $\bar{\epsilon}^*$  为冲击载荷作用下岩体应变率与静态应变率之比;  $A, B, N$  和  $c$  为材料的强度参数。

表2 页岩本构模型的参数

Table 2 Parameters of constitutive model for shale

| 岩石 | $\rho / (\text{g} \cdot \text{cm}^{-3})$ | $G / \text{GPa}$ | $f_c / \text{GPa}$ | $T / \text{GPa}$ | $\mu_{\text{crush}}$ |
|----|------------------------------------------|------------------|--------------------|------------------|----------------------|
| 页岩 | 2.44                                     | 13.6             | 0.0048             | 0.004            | 0.001                |

损伤因子  $D$  通过等效塑性应变和塑性体积应变累计得到

$$D = \sum \frac{\Delta \epsilon_p + \Delta \mu_p}{D_1(p^* + T^*)^{D_2}} \quad (9)$$

式中  $\Delta \epsilon_p$  和  $\Delta \mu_p$  分别为一个计算循环内的等效塑性应变和塑性体积应变;  $D_1$  与  $D_2$  为损伤常数;  $T^* = T / f_c$ ,  $T$  为材料的最大拉伸强度,  $f_c$  为材料静态抗压强度。

## 1.4 孔隙的构建

为了构建与天然岩体更接近并且能够进行数值计算的孔隙结构,研究中参考最大球算法<sup>[21]</sup>建立孔隙的过程和随机堆积球模型<sup>[22-24]</sup>,将孔隙离散为球体,允许孔隙相互重叠,重叠程度与孔隙自身相比较小,如图2所示。

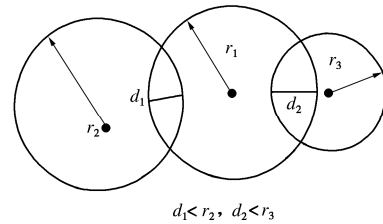


图2 球体重叠程度

Fig. 2 Sphere overlap

在使用SPH方法将岩体与孔隙的离散后,空间中的任意一个代表孔隙中心位置的粒子,与最近岩体粒子的欧氏距离,为球心与岩体表面相切的最大球的半径,计算公式如下:

$$R = \sqrt{(x_1 - x_2)^2 + (y_1 - y_2)^2 + (z_1 - z_2)^2} \quad (10)$$

式中,  $(x_1, y_1, z_1)$  为孔隙中心点的坐标,  $(x_2, y_2, z_2)$  为岩体点的坐标。

根据岩体与孔隙的质量比  $\alpha$  能够确定出页岩的孔隙度  $\beta$ , 之后通过  $\beta$  即可确定出孔隙的个数:

$$\alpha = \frac{m_a}{m_w + m_a} = \frac{V_a \rho_a}{V_w \rho_0 + V_a \rho_a} \quad (11)$$

$$\beta = \frac{V_w}{V_a} = \frac{\alpha \rho_0}{1 - \alpha \rho_0} \quad (12)$$

$$n_a = \frac{3d_w^3 \beta}{4\pi R^3} \quad (13)$$

式中  $m_a, m_w$  分别为岩体与孔隙的质量;  $V_a, V_w$  分别为岩体与孔隙的体积;  $\rho_a, \rho_0$  分别为岩体与孔隙的密度;  $n_a$  为页岩模型中孔隙的个数;  $d_w$  为岩体的边长,  $R$  为孔隙最大内切球的半径。

页岩等沉积岩的形成过程十分复杂,因此在建立孔隙结构需要有以下特征<sup>[25]</sup>: ①随机性。在岩石的沉积过程中,孔隙在岩体中随机生成,且在任何点都有均等形成的机会。②独立性。孔隙生成在岩体中达到平衡且静止的状态,不会受到其他孔隙的影响。③长周期性。在岩体沉积、形成的过程中,孔隙生成的方向为重力势能梯度最大的方向,选取的孔隙的位置需要符合此规律。研究中采用了蒙特卡洛法随机生成孔隙,对于空间内任意一个SPH粒子,具有相同的概率

被采样, 能够使需要生成的  $n_a$  个孔隙均匀的分布在岩体内部, 被选取的单个孔隙位置表示为  $P_i(x, y, z)$ , 其描述如下:

$$P_i(x, y, z) = \{x, y, z = \text{Random}(L)\}, i \leq n_a, \quad (14)$$

式中,  $\text{Random}(L)$  是能够满足孔隙分布的随机函数,  $x, y, z$  为坐标信息。

在随机得到的  $P_i(x, y, z)$  位置上生成一个 SPH 粒子之后, 沿着  $X, Y, Z$  三个方向继续增加粒子, 最终生成单个孔隙, 演化过程如图 3 所示。

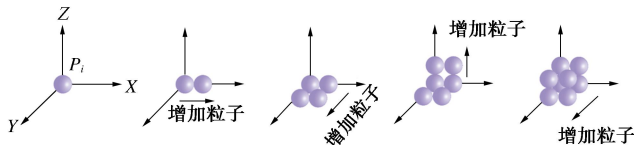


图 3 孔隙生成过程

Fig. 3 Formation process of pore

本文离散球体的规则与 SILIN 等<sup>[21]</sup>和文献[22, 23]一致。为了比较不同尺寸的孔隙之间的差异, 建立球体大小相等的孔隙模型, 如图 4 所示。孔隙的本构模型及状态方程与水相同

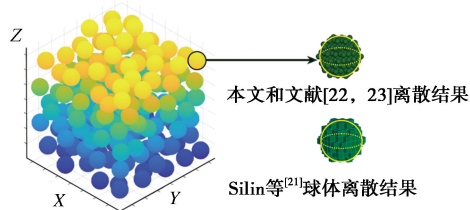


图 4 球体的离散与分布

Fig. 4 Dispersion and distribution of sphere

经过对比, 发现在相同参数下的构建的岩体仿真模型与真实岩体的孔隙分布<sup>[26]</sup>基本相同, 并且通过三轴压缩试验, 得到了在载荷作用下孔隙岩体模型的应力应变曲线, 如图 5 所示。经计算得知, 该模型的弹性模量与文献[27]中真实孔隙岩体相差 1%, 其他力学参数基本一致, 说明了构建的孔隙岩体模型能够非常接近真实岩体孔隙结构。

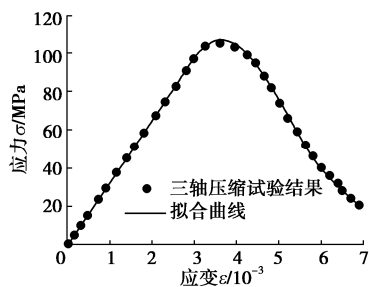


图 5 孔隙岩体模型的应力应变曲线

Fig. 5 Stress-strain curve of model for porous rock

### 1.5 磨料水射流冲击孔隙岩体模型

针对所研究的磨料水射流冲击含孔隙岩体的问题, 进行如下的简化假设: ①磨料水射流破岩过程中

忽略气相环境的影响, 只包含水射流、磨料颗粒、岩体和孔隙 4 种物质; ②磨料颗粒与水粒子为相同直径的球体。

为了保证计算效率, 采用了 1/4 的对称模型, 对称面设置为 SPH\_SYMMETRY\_PLANE 对称约束, 并在对称面的基础上增加 SPH\_NON\_REFLECTING 约束来模拟岩石无限大的情况。对称后岩体为 50 mm × 50 mm × 25 mm 的立方体, 孔隙的直径介于 0.3 ~ 2 mm, 射流喷距为 1 mm, 模型共由 424395 个光滑粒子构成, 其中 2394 个为射流粒子, 包含了水与磨料。磨料水射流冲击孔隙岩体的几何模型如图 6 所示。

研究中选取了影响岩体破损效果的以下因素进行分析: 孔隙特性 (孔隙尺寸  $\phi$ 、孔隙度  $\beta$  和孔隙填充物) 以及射流参数 (射流速度  $v$  和磨料浓度  $\delta$ )。

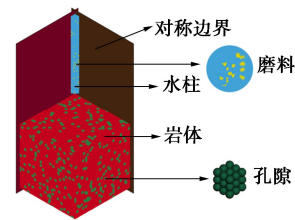


图 6 磨料水射流冲击孔隙岩体模型

Fig. 6 Model for abrasive water jet impacting pore rock

### 1.6 模型的验证

为了验证所建模型的有效性, 对李井慧<sup>[28]</sup>所研究的磨料水射流冲击大理石过程进行了模拟, 各项参数均与文献[28]保持一致, 图 7 为不同射流压力下破坏坑截面演化图, 由图 7 可以看出, 随着射流压力的增加, 大理石的侵入深度在逐渐的增大。

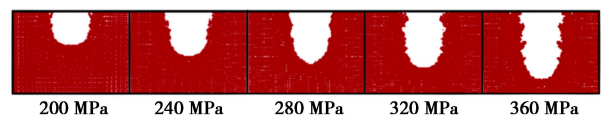


图 7 不同射流压力下破坏坑演化图

Fig. 7 Evolution of damaged pits under different jet pressures

图 8 为试验与模拟结果对比图。由图 8 可知, 由于真实试验的冲击时间大于仿真模拟, 且试验中的磨料水射流能够持续冲击岩体, 导致试验切割深度整体大于模拟结果, 但岩体的切割深度随射流压力的变化趋势基本相同, 均随着射流压力的增加而增大, 验证了本文所构建的磨料水射流模型的有效性。

本文还对林晓东等<sup>[29]</sup>所研究的磨料水射流冲击灰岩问题进行了模拟, 对岩体破损形状进行分析和验证。射流直径为 4 mm, 射流高度为 75 mm, 磨料浓度为 30%, 均与文献[29]保持一致。射流冲击灰岩破坏坑截面演化过程如图 9 所示, 当射流撞击岩体的瞬间, 受到冲击的区域出现了破坏坑, 随着冲击时间的

增加, 破损坑逐渐扩大, 最终接近子弹型。由于林晓东等<sup>[29]</sup>采用网格法描述岩体, 受到冲蚀作用的岩石网格单元破坏失效后删除, 而本文采用 SPH 方法对岩体进行了离散, 使得破损坑的形状略有差异, 但冲孔截面形态基本相同, 与试验的冲孔扫描结果<sup>[29]</sup>吻合, 说明使用 SPH 方法替代网格法构建岩体是可行的。

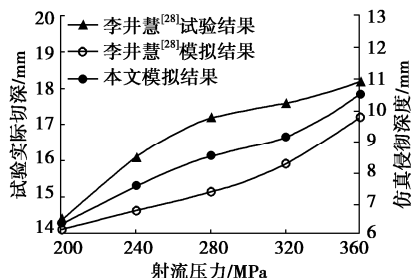


图8 试验与模拟结果对比

Fig. 8 Comparison between experimental and simulation results

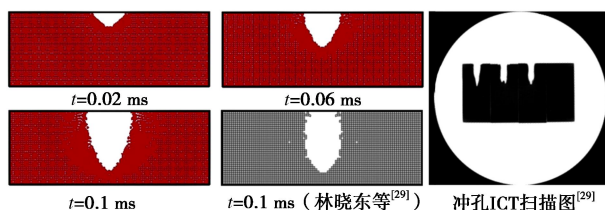


图9 灰岩破损坑对比图

Fig.9 Comparison of damaged limestone pits

图10给出了射流速度模拟结果对比, 由图10可知, 当射流速度小于200 m/s时, 冲击速度对破损坑半径的影响较小; 当射流速度超过200 m/s时, 破损坑半径随着射流速度的增加急剧增大, 不同模拟方法所得的岩体冲孔半径随冲击速度的变化趋势较为相似, 进一步验证了本研究基于 SPH 方法建立的数值模型的有效性。后续关于磨料水射流冲击含孔隙岩体的研究以此模型为基础, 为了更好的观察破损坑形态的变化, 射流高度调整为25 mm。

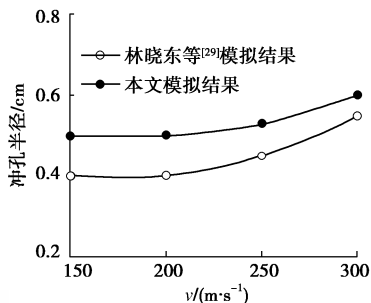


图10 射流速度模拟结果对比

Fig. 10 Comparison of simulated results of jet velocity

## 2 破岩指标参数定义

为了全面分析岩体的破损情况, 对不同工况下的破岩过程进行了模拟, 并提取了岩体破损图像的特征,

研究表明破损坑深和破损面积的变化规律基本一致, 因此本文选取了表面坑径 ( $r/R$ ) 和破损面积 ( $s/S$ ) 为岩体破损指标, 并进行了无量纲处理, 如图11所示, 其中  $r$ ,  $s$  分别为岩体破损坑的表面坑径和纵截面积,  $R$ ,  $S$  分别是岩体的宽度和纵截面积。

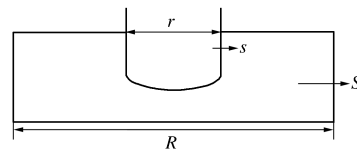


图11 破岩指标参数示意图

Fig. 11 Diagram of rock breaking index parameters

## 3 Von-Mises 应力分析

选取孔隙度  $\beta=10\%$ , 孔隙尺寸为  $1 \text{ mm}^3$ , 孔隙填充物为水, 射流速度  $v=500 \text{ m/s}$ , 磨料浓度  $\delta=5\%$  的数值模型进行 Von-Mises 应力分析, 图12为射流冲击过程的 Von-Mises 应力演化图。

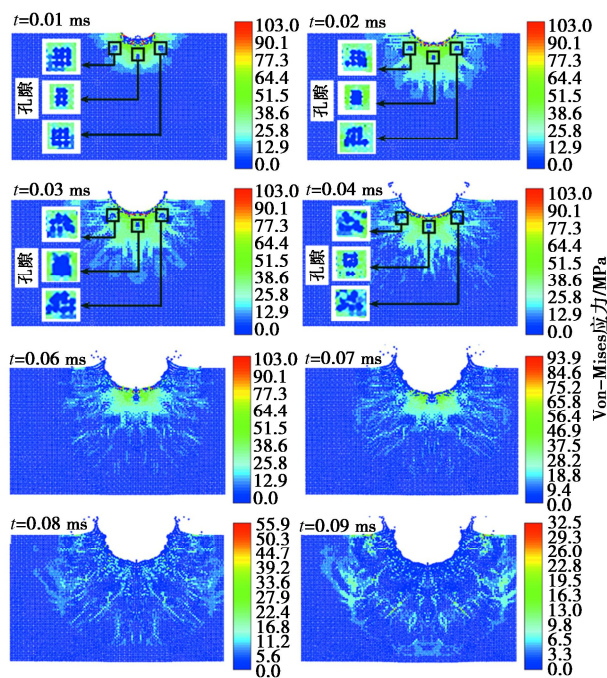


图12 Von-Mises 应力演化图

Fig. 12 Evolution diagram of Von Mises stress

由图12可知, 射流撞击到岩体的瞬间, 受到冲击的岩体区域出现了较大的应力集中现象, 当 Von-Mises 应力超过岩体的强度极限时, 会导致岩体与射流的接触区域破损。由于岩体部分采用了脆性较高的页岩, 当  $t=0.03 \text{ ms}$  时, 应力波开始呈现出裂纹状; 距离射流较近的孔隙边缘出现了应力集中现象, 并且孔隙的形状发生了改变, 因孔隙填充物为水, 导致孔隙内部应力较小。随着冲击时间的增加, 冲击区域两侧的孔隙持续受到岩体挤压。当  $t \geq 0.06 \text{ ms}$  时, 孔隙被完全压碎, 导致无法看出孔隙具体的形状和位置, 岩体的破损程



度不断加剧, 应力波在岩体内部向四周传播并且以裂纹状继续扩散。

## 4 孔隙特性及射流参数的影响

### 4.1 孔隙尺寸

孔隙的尺寸会影响射流破岩的效率和岩体的破坏程度。研究中取孔隙尺寸  $\varphi=1\sim 6$  (以  $\varphi=3$  为例说明, 孔隙直径离散为 3 个粒子), 如图 13 所示。孔隙度  $\beta=15\%$ , 孔隙填充物为水, 磨料体积浓度  $\delta=5\%$ , 射流速度  $v=500$  m/s。

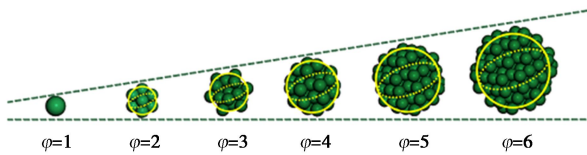


图 13 孔隙尺寸示意图

Fig.13 Diagram of pore size

图 14 给出了不同孔隙尺寸下  $t=0.1$  ms 时岩体破坏区域与破坏指标随冲击时间的变化曲线。由图 14 (a) 可看出, 在相同的孔隙度下, 当孔隙尺寸较小时 ( $\varphi \leq 4$ ), 岩体内孔隙数量较多, 能够均匀的分布在岩体中, 随着孔隙体积的增大, 岩体破坏加剧; 当孔隙尺寸  $\varphi \geq 5$  时, 岩体的破坏坑的形状变化较大。由图 14 (b) 可以看出, 随着射流冲击时间的增加, 岩体破坏坑的表面坑径和破坏面积都逐渐增大。当孔隙较小时 ( $\varphi \leq 4$ ), 随着孔隙尺寸的增加, 破坏面积不断增大, 但表面坑径之间的差异较小; 当孔隙尺寸  $\varphi \geq 5$  时, 表面坑径之间出现了较大的差异。

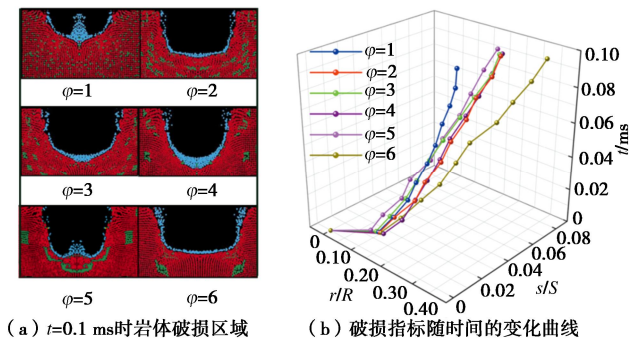


图 14 不同孔隙尺寸

Fig. 14 Different pore sizes

为了探究岩体的破坏是否受到孔隙分布位置的影响, 研究中对孔隙尺寸  $\varphi \leq 4$  的 4 种情况进行了多次模拟并进行了对比, 发现在相同孔隙尺寸下, 岩体的破坏情况受到孔隙分布位置的影响较小。在孔隙尺寸较大的两种情况下 ( $\varphi \geq 5$ ), 分别增加 3 种不同的孔隙随机分布。图 15 为不同的孔隙分布位置下  $t=0.1$  ms 时岩体破坏区域与破坏指标随冲击时间的变化曲线。

结合图 14, 15 可以得知, 当孔隙较大并且在相同的孔隙度下, 不同孔隙分布位置的破坏坑形状有显著的差别。当孔隙尺寸  $\varphi \geq 5$  时, 不同的孔隙分布位置下破坏坑的表面坑径以及破坏面积差异较大, 说明了在磨料水射流冲击的过程中含大孔隙岩体的破坏受到孔隙随机分布位置的影响, 因此后续的研究中孔隙尺寸选取为  $1 \text{ mm}^3$  ( $\varphi=3$ )。

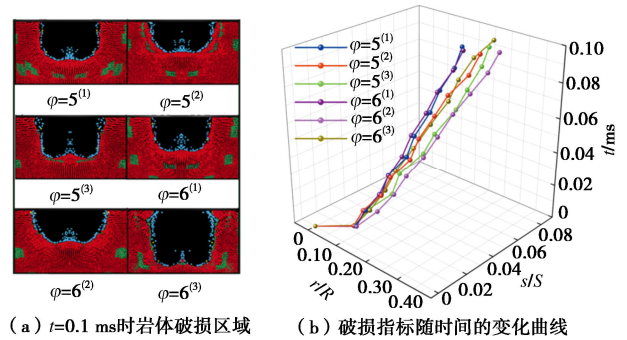


图 15 不同孔隙分布位置

Fig. 15 Distribution location of different pores

### 4.2 孔隙度

孔隙度是影响岩体破坏的重要原因。研究中取孔隙度  $\beta=0\sim 25\%$ , 孔隙尺寸为  $1 \text{ mm}^3$  ( $\varphi=3$ ), 孔隙填充物为水, 射流速度  $v=500$  m/s, 磨料体积浓度  $\delta=5\%$ 。图 16 给出了不同孔隙度下  $t=0.1$  ms 时岩体破坏区域与破坏指标随冲击时间的变化曲线。从图 16 可以看出, 随着岩体内部孔隙的增多, 在磨料水射流的冲击作用下岩体破坏坑的表面坑径和破坏面积均增大, 尤其是破坏面积急剧增加, 说明孔隙率越高的岩体越容易破碎。当岩体内不含孔隙 ( $\beta=0\%$ ) 时, 岩体的破坏面积略大于含孔隙较少的岩体 ( $0\% < \beta \leq 10\%$ ), 这也说明少量的孔隙及其填充物可能会对磨料水射流产生干扰并起到一定的缓冲作用, 降低了射流的冲击破岩能力。

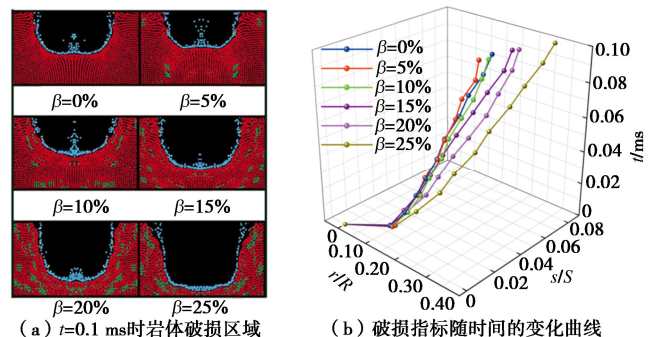


图 16 不同孔隙度

Fig. 16 Different porosities

### 4.3 孔隙填充物

不同区域的页岩孔隙中蕴藏着不同的填充物质。研究选取了水、轻油、重油和空气 4 种孔隙填充物,



由于空气的密度与液体相比非常小, 可近似忽略, 因此将孔隙粒子删除视为空气, 填充物的参数<sup>[30]</sup>如表 3 所示, 孔隙尺寸为 1 mm<sup>3</sup> ( $\varphi=3$ ), 孔隙度  $\beta=15\%$ , 孔隙的分布位置完全相同; 射流速度  $v=500$  m/s, 磨料体积浓度  $\delta=5\%$ 。

| 表 3 孔隙填充物的参数                       |                                      |                                     |
|------------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|
| Table 3 Parameters of pore fillers |                                      |                                     |
| 材料                                 | $\rho/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$ | 动力黏度系数/( $\text{pa}\cdot\text{s}$ ) |
| 水                                  | 1.00                                 | $1.009\times 10^{-3}$               |
| 重油                                 | 1.10                                 | $2.5\times 10^{-3}$                 |
| 轻油                                 | 0.85                                 | $2.5\times 10^{-3}$                 |

图 17 给出了不同填充物下  $t=0.1$  ms 时岩体破损区域与破损指标随冲击时间的变化曲线。由图 17 可以看出, 当填充物为液体时, 岩体破损坑的形状较为相似, 表面坑径以及破损面积差异较小; 当孔隙填充物为空气时, 岩体破损坑的面积最大, 但表面坑径最小, 这也说明与其他填充物相比, 含气体的岩体更容易沿着磨料水射流的冲击方向发生破损。

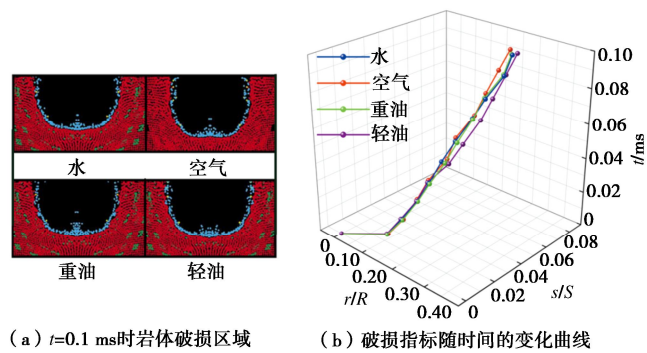


图 17 不同孔隙填充物  
Fig. 17 Different pore fillers

4.4 射流速度

射流速度是决定开采破损效率的重要因素。射流速度取  $v=100\sim 500$  m/s, 磨料浓度  $\delta=5\%$ , 孔隙尺寸为 1 mm<sup>3</sup> ( $\varphi=3$ ), 孔隙度  $\beta=15\%$ , 孔隙填充物为水。图 18 给出了不同射流速度下  $t=0.1$  ms 时岩体的破损区域与破损指标随冲击时间的变化曲线。由图 18 可以看出, 岩体破损坑的表面坑径和破损面积随着射流速度的增大而增加。当射流速度  $v>200$  m/s 时, 表面坑径和破损面积急剧增加, 说明磨料水射流速度越高, 破损孔隙岩体能力越强。

4.5 磨料浓度

磨料浓度也是影响射流破岩效率和破损精度的重要因素之一。根据实际磨料水射流破岩过程中的磨料颗粒体积占比, 磨料浓度  $\delta=0\sim 25\%$ , 射流速度  $v=500$  m/s, 孔隙尺寸为 1 mm<sup>3</sup> ( $\varphi=3$ ), 孔隙度  $\beta=15\%$ , 孔隙填充物为水。图 19 给出了不同磨料浓度下  $t=0.1$  ms 时岩体的破损区域与破损指标随冲击时间的变化曲

线。

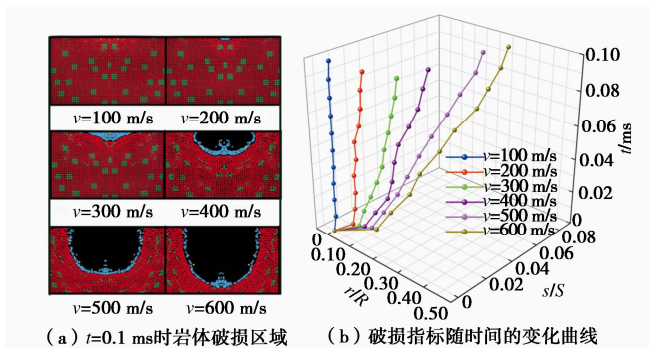


图 18 不同射流速度  
Fig. 18 Different jet velocities

由图 19 可知, 随着磨料浓度的增加, 岩体破损坑的纵截面形状发生了明显的改变。当水射流中添加磨料颗粒后, 岩体破损坑的表面坑径急剧减小, 磨料浓度越大, 岩体破损坑的表面坑径和破损面积越小; 当磨料浓度增大到 10% 以上时, 各浓度之间的表面坑径以及破损面积差异较小。

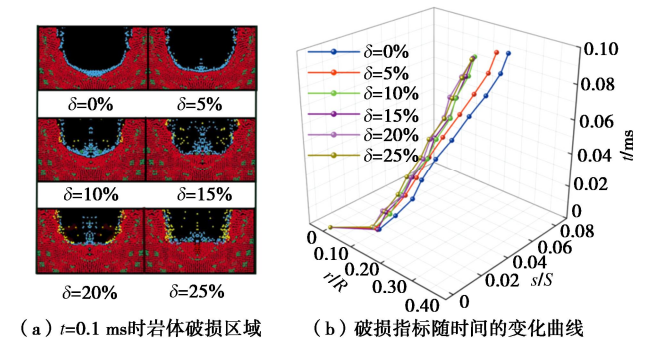


图 19 不同磨料浓度  
Fig. 19 Different abrasive concentrations

为了深入分析磨料浓度对岩体破损效果的影响, 给出了底部坑径 ( $l/R$ ) 指标, 如图 20 所示。

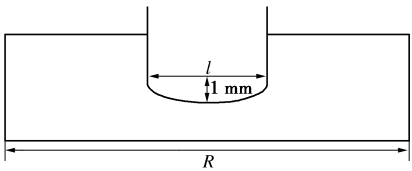


图 20 底部坑径示意图

Fig. 20 Diagram of diameter of bottom pit

图 21 为不同磨料浓度下底部坑径随冲击时间的变化曲线, 由图 21 可知, 当水射流中混有磨料颗粒时, 岩体破损坑的底部坑径急剧增加, 并且随着磨料浓度的增加而增大。结合图 19 (a) 可知, 磨料颗粒主要集中在破损坑四周的表面上并产生冲蚀作用, 使破损坑的表面坑径和底部坑径相差较小, 说明添加磨料后能够有效的提高射流破岩的精准性。

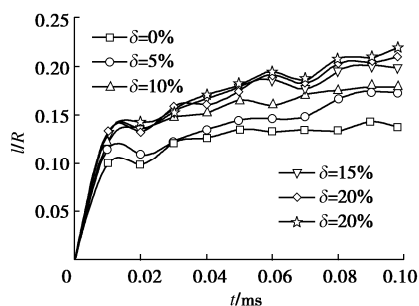


图 21 不同磨料浓度下底部坑径随冲击时间的变化曲线

Fig. 21 Variation curves of diameter of bottom pit with impact time under different abrasive volume concentrations

## 5 结 论

(1) 模拟分析了射流冲击岩体过程的破损形态和指标, 通过与已有研究结果进行对比, 验证了本研究所建模型的有效性。

(2) 文中采用 PYTHON 语言编写离散后的球体孔隙, 并实现随机分布, 采用该方法可以对数值模拟中的孔隙特性实现精准的控制。

(3) 模拟研究了孔隙特性和射流参数对岩体破损的影响。孔隙尺寸和孔隙分布情况会显著影响岩体的破损形状; 当孔隙度介于 0~25% 时, 相同的孔隙尺寸下, 岩体孔隙度越大, 岩体破损坑的表面坑径和破损面积越大; 当孔隙填充物之间的密度以及动力黏度系数相对接近时, 填充物对岩体破损的影响相对较小, 其中当填充物为气体时, 岩体则更容易沿着射流冲击方向发生破损变形。射流的初始速度和磨料浓度也是影响岩体破损情况的主要因素, 射流初速度越大, 射流的冲击能力越强, 岩体破损坑的表面坑径和破损面积也随之增大; 对于多孔岩体而言, 冲击过程中的磨料颗粒主要集中在破损坑四周的壁面上, 随着磨料浓度的增大, 磨料颗粒对破损坑壁面的冲蚀效果越强, 坑底部的直径明显增大。

## 参考文献:

- [1] 侯冰, 武安安, 常智, 等. 页岩油储层多甜点压裂裂缝垂向扩展试验研究[J]. 岩土工程学报, 2021, 43(7): 1322 - 1330. (HOU Bing, WU An-an, CHANG Zhi, et al. Experimental study on vertical propagation of fractures of multi-sweet of spots shale oil reservoir[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2021, 43(7): 1322 - 1330. (in Chinese))
- [2] 司鹤, 谢延明, 杨春和. 磨料水射流作用下岩石损伤场的数值模拟[J]. 岩土力学, 2011, 32(3): 935 - 940. (SI Hu, XIE Yan-ming, YANG Chun-he. Numerical simulation of rock damage field under abrasive water jet[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(3): 935 - 940. (in Chinese))
- [3] ZHANG T T, LIU Z Y, XIE Z X, et al. Numerical simulation of oil shale in situ mining using fluid-thermo-solid coupling[J]. Global Geology, 2020, 23(4): 247 - 254.
- [4] 夏彬伟, 刘浪, 彭子烨, 等. 致密砂岩水平井多裂缝扩展及转向规律研究[J]. 岩土工程学报, 2020, 42(8): 1549 - 1555. (XIA Bin-wei, LIU Lang, PENG Zi-ye, et al. Multi-fracture propagation and deflection laws of horizontal wells in tight sandstone[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, 42(8): 1549 - 1555. (in Chinese))
- [5] LIU W, BELL A, WANG Z M, et al. Evaluation of the slurry erosion resistance of the body materials of oil & gas drill bits with a modified abrasive waterjet[J]. Wear, 2020, 456/457: 203364.
- [6] QIANG C H, WANG F C, GUO C W. Study on cutting speed and energy utilization rate in processing stainless steel with abrasive water jet[J]. The International Journal of Advanced Manufacturing Technology, 2020, 108(5/6): 1875 - 1886.
- [7] 陈国庆, 简大华, 陈宇航, 等. 不同含水率冻融后红砂岩剪切蠕变特性[J]. 岩土工程学报, 2021, 43(4): 661 - 669. (CHEN Guo-qing, JIAN Da-hua, CHEN Yu-hang, et al. Shear creep characteristics of red sandstone after freeze-thaw with different water contents[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2021, 43(4): 661 - 669. (in Chinese))
- [8] 程晓泽, 任福深, 方天成, 等. 粒子射流耦合冲击破岩实验[J]. 石油学报, 2018, 39(2): 232 - 239. (CHENG Xiao-ze, REN Fu-shen, FANG Tian-cheng, et al. Experiment of rock breaking by particle-jet coupling impact[J]. Acta Petrolei Sinica, 2018, 39(2): 232 - 239. (in Chinese))
- [9] MA G W, WANG X J, REN F. Numerical simulation of compressive failure of heterogeneous rock-like materials using SPH method[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2011, 48(3): 353 - 363.
- [10] POZZETTI G, PETERS B. A numerical approach for the evaluation of particle-induced erosion in an abrasive waterjet focusing tube[J]. Powder Technology, 2018, 333: 229 - 242.
- [11] 黄中伟, 张世昆, 李根生, 等. 液氮磨料射流破碎高温花岗岩机理[J]. 石油学报, 2020, 41(5): 604 - 614. (HUANG Zhong-wei, ZHANG Shi-kun, LI Gen-sheng, et al. Breakage mechanism of high-temperature granite by abrasive liquid nitrogen jet[J]. Acta Petrolei Sinica, 2020, 41(5): 604 - 614. (in Chinese))
- [12] 庄欠伟, 袁一翔, 徐天明, 等. 射流联合盾构切削钢筋混凝土仿真与试验[J]. 岩土工程学报, 2020, 42(10): 1817 - 1824. (ZHUANG Qian-wei, YUAN Yi-xiang, XU

- Tian-ming, et al. Simulation and experiment on cutting reinforced concrete with jet combined shield method[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, **42**(10): 1817 - 1824. (in Chinese))
- [13] 穆朝民, 戎立帆. 磨料射流冲击岩石损伤机制的数值分析[J]. 岩土力学, 2014, **35**(5): 1475 - 1481. (MU Chao-min, RONG Li-fan. Numerical simulation of damage mechanism of abrasive water jet impact on rock[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **35**(5): 1475 - 1481. (in Chinese))
- [14] 刘勇, 李志飞, 魏建平, 等. 磨料空气射流破煤冲蚀模型研究[J]. 煤炭学报, 2020, **45**(5): 1733 - 1742. (LIU Yong, LI Zhi-fei, WEI Jian-ping, et al. Erosion model of abrasive air jet used in coal breaking[J]. Journal of China Coal Society, 2020, **45**(5): 1733 - 1742. (in Chinese))
- [15] 李世杰, 王艾伦, 刘向军, 等. 基于 SPH 算法土壤水射流冲击演化数值仿真研究[J]. 计算机仿真, 2019, **36**(3): 243 - 247, 384. (LI Shi-jie, WANG Ai-lun, LIU Xiang-jun, et al. Numerical simulation of soil water jet impact evolution based on SPH algorithm[J]. Computer Simulation, 2019, **36**(3): 243 - 247, 384. (in Chinese))
- [16] 赵健, 张贵才, 徐依吉, 等. 基于 SPH 方法粒子射流破岩数值模拟与实验研究[J]. 爆炸与冲击, 2017, **37**(3): 479 - 486. (ZHAO Jian, ZHANG Gui-cai, XU Yi-ji, et al. SPH-based numerical simulation and experimental study on rock breaking by particle impact[J]. Explosion and Shock Waves, 2017, **37**(3): 479 - 486. (in Chinese))
- [17] LIU M B, LIU G R. Smoothed particle hydrodynamics (SPH): an overview and Recent developments[J]. Archives of Computational Methods in Engineering, 2010, **17**(1): 25 - 76.
- [18] HEUZÉ O. General form of the Mie-Grüneisen equation of state[J]. Comptes Rendus Mécanique, 2012, **340**(10): 679-687.
- [19] 许传波. 页岩气藏地层特性分析及爆炸压裂适应性研究[D]. 东营: 中国石油大学(华东), 2014. (XU Chuan-bo. The Study of Shale Gas Reservoir Characteristics and Adaptability of Explosive Fracturing[D]. Dongying: China University of Petroleum (Huadong), 2014. (in Chinese))
- [20] IQBAL M A, KUMAR V, MITTAL A K. Experimental and numerical studies on the drop impact resistance of prestressed concrete plates[J]. International Journal of Impact Engineering, 2019, **123**: 98 - 117.
- [21] SILIN D, PATZEK T. Pore space morphology analysis using maximal inscribed spheres[J]. Physica A: Statistical Mechanics and Its Applications, 2006, **371**(2): 336 - 360.
- [22] 饶登宇, 白冰. 孔隙尺度下三维多孔介质扩散迂曲度的 SPH 计算[J]. 岩土工程学报, 2020, **42**(5): 961-967. (RAO Deng-yu, BAI Bing. Pore-scale SPH simulations of diffusive tortuosity in 3-D porous media[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, **42**(5): 961-967. (in Chinese))
- [23] RAO D Y, BAI B. Study of the factors influencing diffusive tortuosity based on pore-scale SPH simulation of granular soil[J]. Transport in Porous Media, 2020, **132**(2): 333 - 353.
- [24] BAI B, RAO D Y, XU T, et al. SPH-FDM boundary for the analysis of thermal process in homogeneous media with a discontinuous interface[J]. International Journal of Heat and Mass Transfer, 2018, **117**: 517 - 526.
- [25] 王冬欣. 基于 Micro-CT 图像的数字岩心孔隙级网络建模研究[D]. 长春: 吉林大学, 2015. (WANG Dong-xin. The Research of Digital Core Network Extraction Based on Micro-CT Images[D]. Changchun: Jilin University, 2015. (in Chinese))
- [26] 张鹏伟, 胡黎明, Jay N Meegoda, 等. 基于岩土介质三维孔隙结构的两相流模型[J]. 岩土工程学报, 2020, **42**(1): 37 - 45. (ZHANG Peng-wei, HU Li-ming, MEEGODA J N, et al. Two-phase flow model based on 3D pore structure of geomaterials[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, **42**(1): 37 - 45. (in Chinese))
- [27] 王金波. 岩石孔隙结构三维重构及微观渗流的数值模拟研究[D]. 北京: 中国矿业大学(北京), 2014. (WANG Jin-bo. 3d Reconstruction of Porous Rock and Numerical Simulations of Fluid Flow at Mesoscale Levels[D]. Beijing: China University of Mining & Technology, Beijing, 2014. (in Chinese))
- [28] 李井慧. 磨料水射流切割大理石的试验及仿真研究[D]. 哈尔滨: 哈尔滨理工大学, 2015. (LI Jing-hui. Research on Simulation and Experiment of AWJ Cutting Marble[D]. Harbin: Harbin University of Science and Technology, 2015. (in Chinese))
- [29] 林晓东, 卢义玉, 汤积仁, 等. 基于 SPH-FEM 耦合算法的磨料水射流破岩数值模拟[J]. 振动与冲击, 2014, **33**(18): 170 - 176. (LIN Xiao-dong, LU Yi-yu, TANG Ji-ren, et al. Numerical simulation of abrasive water jet breaking rock with SPH-FEM coupling algorithm[J]. Journal of Vibration and Shock, 2014, **33**(18): 170 - 176. (in Chinese))
- [30] 原油和石油产品 密度在 638 kg/m<sup>3</sup> 到 1074 kg/m<sup>3</sup> 范围内的 压缩系数: GB/T 21450—2008[S]. 2008. (Crude Petroleum and Petroleum Products-Compressibility Factors for Hydrocarbons in the Range 638 kg/m<sup>3</sup> to 1074 kg/m<sup>3</sup>: GB/T 21450—2008[S]. 2008. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202204017

# 考虑软土软化效应时单桩基础水平循环受荷的有限元数值模拟

慕东霖<sup>1</sup>, 田英辉<sup>2</sup>, 王乐<sup>1</sup>, 肖忠<sup>\*1</sup>

(1. 天津大学水利工程仿真与安全国家重点实验室, 天津 300072; 2. 墨尔本大学基础设施工程系, 澳大利亚 墨尔本)

**摘要:** 海洋环境中的单桩基础受到风、波浪、海流等循环荷载长期作用, 在循环荷载作用下桩和软土之间的接触面上的剪应力和桩周软土的剪切强度均会降低, 从而影响桩基的承载特性。结合试验手段, 通过界面剪切试验获得了 Q235 钢与天津滨海淤泥质软黏土之间的循环界面摩擦系数, 通过动三轴试验获得了天津滨海淤泥质软黏土的循环软化参数, 为量化桩土界面循环摩擦特性和桩周软土循环软化特性提供了一种参数获取方法。在此基础上, 结合可考虑软土应变软化效应的软土本构模型, 建立了不排水软基上单桩基础受水平循环荷载作用的有限元模型, 研究了单桩在受到水平循环荷载作用下的桩头位移-反力响应与桩身截面弯矩的发展规律, 并获得了循环荷载作用后桩周土体软化区域的发展规律。计算结果表明: 随着循环振次的增加, 桩基周围土体软化区域不断发展, 高水平循环位移作用下土体软化区域沿深度发展程度高, 对应桩身最大弯矩出现位置下移。

**关键词:** 有限元数值分析; 界面剪切试验; 动三轴试验; 单桩基础

中图分类号: TU447

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2022)04-0740-09

**作者简介:** 慕东霖(1995—), 男, 硕士研究生, 主要从事土与结构相互作用等方面的科研工作。E-mail: mudl44738945@tju.edu.cn。

## Finite element numerical simulation of single pile under horizontal cyclic loading considering softening effect of soft soil

MU Dong-lin<sup>1</sup>, TIAN Ying-hui<sup>2</sup>, WANG Le<sup>1</sup>, XIAO Zhong<sup>1</sup>

(1. State Key Laboratory of Hydraulic Engineering Simulation and Safety, Tianjin University, Tianjin 300072, China; 2. Department of Infrastructure Engineering, The University of Melbourne, Melbourne Australia)

**Abstract:** The single pile foundation in marine environment is subjected to long-term cyclic loading due to wind, waves and currents. Under the cyclic loading, the interface shear stress between pile and soft soil and the shear strength of soft soil around the pile will decrease, thus affecting the bearing characteristics of pile foundation. The cyclic interface friction coefficient between Q235 steel and Tianjin coastal soft clay is obtained through the interface shear tests, and the cyclic softening parameters of Tianjin coastal soft clay are obtained through the dynamic triaxial tests, which provides a method to obtain the parameters for quantifying the cyclic friction characteristics of pile-soil interface and the cyclic softening characteristics of soft soil around piles. On this basis, a finite element model for single pile foundation in undrained soft foundation under horizontal cyclic loading is established with the combination of the constitutive model for soft soil, which can consider the strain softening effect of soft soil. The development laws of pile head displacement and reaction response and pile section bending moment under horizontal cyclic loading are studied while the development law of softening area of soil around the pile under cyclic loading is obtained. The calculated results show that the softening area of soil around the pile foundation develops continuously with the increase of cyclic number. Meanwhile, the softening zone of soil has a high degree of development along the depth under the action of high horizontal cyclic displacement. The position corresponding to the maximum bending moment of pile body moves downward.

**Key words:** finite element numerical analysis; interface shear test; dynamic triaxial test; single pile foundation

## 0 引言

单桩基础在海洋风电基础工程中得到广泛应用。

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51879187, 51890915)

收稿日期: 2021-06-04

\*通信作者 (E-mail: tjuzhongxiao@tju.edu.cn)

在正常使用期间, 不仅要承受上部结构自重引起的竖向荷载, 同时也要承受由风、浪、流等环境条件产生的水平循环荷载。长期循环荷载作用下软土的软化是单桩基础承载力的安全隐患。

传统桩基设计过程中常采用  $p-y$  曲线计算方法, 该方法经由 McClelland 等<sup>[1]</sup>、Matlock<sup>[2]</sup>、Moss 等<sup>[3]</sup>以及国内学者田平等<sup>[4]</sup>、张陈蓉等<sup>[5]</sup>的发展, 已经成为 API 规范<sup>[6]</sup>与国内相关规范<sup>[7]</sup>的推荐方法。但是, 众多学者进行的试验研究<sup>[8-12]</sup>表明, 单桩在循环荷载作用下承载能力将减弱。API 规范<sup>[6]</sup>中针对  $p-y$  曲线中的  $p$  进行削减以考虑循环效应, 却无法考虑循环次数的影响。夏华盛等<sup>[13]</sup>与黄茂松等<sup>[14]</sup>通过削减桩身周围土体不排水抗剪强度, 提出预测黏土中单桩受水平循环荷载的承载特性的循环  $p-y$  方法; 朱斌等<sup>[10]</sup>通过其所开展的现场试验结果, 建立了水平循环荷载作用下的桩基双曲线型  $p-y$  曲线分析模型; Rajashree 等<sup>[15]</sup>提出与循环次数相关的单桩水平循环极限承载力退化公式。

上述研究表明: 选择合适的土强度退化模型是进行单桩基础循环承载特性数值模拟的关键。Einav 等<sup>[16]</sup>提出一个考虑应变软化、应变率效应的黏土强度演化模型(以下简称 E-R 模型)。同时 Xiao 等<sup>[17]</sup>的研究表明, 该模型可量化软黏土海床上浅基础受循环荷载时破坏包络面的发展规律; Zhou 等<sup>[18]</sup>证明该模型可以准确拟合 T-bar 贯入阻力退化曲线; Cheuk 等<sup>[19]</sup>使用该模型模拟软黏土海床上管道动态铺设过程及小振幅振动下的管道埋置特性。该模型可准确模拟软黏土海床受循环荷载时的抗剪强度的软化规律, 且参数少, 物理意义明确, 参数通过室内试验易获得。

桩-土之间的界面摩擦行为不仅影响着单桩基础的贯入阻力和竖向承载能力, 对于其水平反力也有影响。Donna 等<sup>[20]</sup>指出软黏土与界面材料间的单调界面摩擦系数与循环界面摩擦系数存在较大差异。Hammoud 等<sup>[21]</sup>提出在较低的法向应力水平下, 界面材料与土样之间主要发生的是界面剪切行为。因此有必要研究单桩与软黏土界面之间的循环摩擦行为。

本文首先通过界面剪切试验确定了单桩与软土之间的循环界面摩擦系数, 其次通过应变控制式动三轴试验获得了软土 E-R 模型的软化参数。通过二次开发将 E-R 模型嵌入到 ABAQUS 有限元软件中, 建立了单桩基础循环受荷的有限元模型, 研究了其受水平循环荷载时桩头位移-反力的响应与桩身截面弯矩的变化, 并分析了桩周土体软化区域随振次的发展规律。

1 循环界面剪切试验

采用 GDS 界面剪切仪进行了天津滨海淤泥质软

黏土与单桩基础常用钢材料 Q235 钢之间的界面循环剪切试验, 试验仪器如图 1 所示。

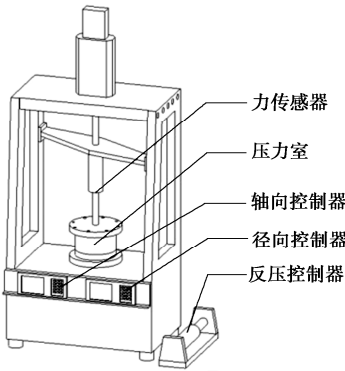


图 1 GDS 界面剪切仪

Fig. 1 GDS interface shear instrument

试验所用软黏土的物理力学性质如表 1 所示。Q235 钢的屈服强度为 238 MPa, 弹性模型为 220 GPa, 表面光滑, 没有进行表面喷砂处理。

表 1 试验所用黏土的物理力学性质

Table1 Physical and mechanical properties of clay

| 含水率<br>$w/\%$ | 塑限<br>$w_L/\%$ | 液限<br>$w_p/\%$ | 相对质量<br>密度<br>$G_s$ | 密度 $\rho$<br>$/(g \cdot cm^{-3})$ | 孔隙<br>比 $e$ | 不排水抗<br>剪强度<br>$c_u/kPa$ |
|---------------|----------------|----------------|---------------------|-----------------------------------|-------------|--------------------------|
| 17            | 18.6           | 34.2           | 2.72                | 1.89                              | 0.665       | 15                       |

1.1 试验方案

试验过程中轴向加载装置通过压力杆将轴压施加于土样上, 土样在径向控制器带动下发生转动, 从而使上表面与压力杆上的界面材料发生摩擦。由于试样尺寸相较于宏观桩土模型足够小, 在摩擦剪切过程中, 假定上表面受到均匀分布的界面剪应力  $\tau_{int}$ , 如图 2 所示, 上表面半径为  $R$ , 在距圆心  $r$  处取宽度为  $dr$  的微小圆环, 则该微小圆环上受到的界面摩擦力为

$$dF = 2\pi r dr \times t \quad , \quad (1)$$

该圆环上的扭矩  $dM$  为

$$dM = dF \times r = 2\pi r^2 dr \times r \quad , \quad (2)$$

由定积分可得在剪切面上平均分布的界面剪应力  $\tau_{int}$

$$\tau_{int} = \frac{M}{\int_0^R 2\pi r^2 dr} = \frac{3M}{2\pi R^3} \quad , \quad (3)$$

剪切面平均半径  $R_{aver}$  为

$$R_{aver} = \frac{\int_0^R 2\pi R_{aver}^2 dR_{aver}}{\pi R^2} = \frac{2}{3} R \quad , \quad (4)$$

则剪切位移  $s$  为

$$s = \frac{\pi}{180} \omega R_{aver} t = \frac{\pi}{270} \omega R t \quad , \quad (5)$$

式中,  $\omega$  为角速度,  $t$  为试验时间。界面材料与试样间的界面摩擦因子由下式确定:



$$\alpha = \frac{\tau_{int}}{\sigma_v} \quad , \quad (6)$$

式中， $\sigma_v$  为轴向压力。试样尺寸为  $\Phi 70\text{ mm} \times 22\text{ mm}$ ，试验前根据《土工试验方法标准：GB/T 50123—2019》的<sup>[22]</sup>规定对试样进行抽真空饱和。按要求装样完毕后，通过轴压控制器对试样施加 10 kPa 的轴向应力，同时通过反压控制器控制压力室内水压保持不变，在侧限状态下对试样进行固结。根据文献<sup>[22]</sup>，当试验中试样的轴向变形不大于 0.005 mm/h 时，可认为固结完成，固结试验中试样轴向变形与试验时间的关系如图 3 所示，固结试验开始前后试样形状对比如图 4 所示。

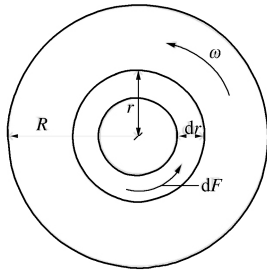


图 2 循环界面剪切试验剪切面示意图

Fig. 2 Diagram of shear plane of cyclic interfacial shear tests

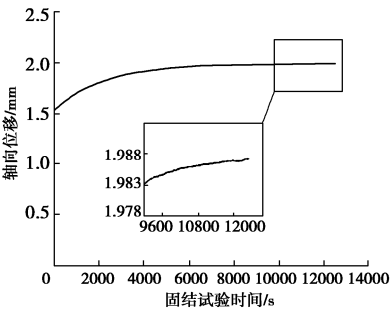


图 3 固结试验中试样轴向变形与试验时间关系曲线

Fig. 3 Relation curves between axial deformation of specimen and test time in consolidation tests

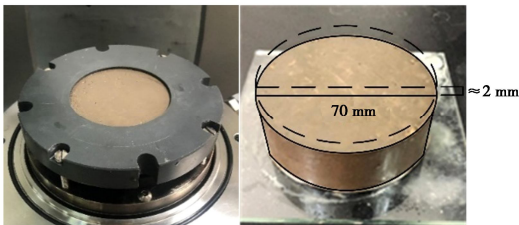


图 4 固结试验开始前与结束后试样形状对比

Fig. 4 Comparison of specimen shape before and after consolidation test

1.2 试验结果分析

固结完成后，维持轴向固结压力不变，在恒定的速率下进行循环界面剪切试验。选择 16 s 作为本次界面剪切试验循环周期，循环位移幅值为 2 mm，循环

次数为 40 次。图 5 为 Q235 钢与试样的界面剪切位移与界面剪应力的关系曲线；图 6 为界面剪应力随时间的变化曲线。由图 5，6 可见，Q235 钢与试样的初始界面剪应力与循环界面剪应力有较大差异，在第二周循环后界面剪应力保持稳定。由于试验过程中界面剪应力远小于土的不排水抗剪强度，因此可以判断出界面剪应力先增大后减小的现象，是界面摩擦由静摩擦转变为动摩擦导致，并非土体内部发生软化，界面动摩擦逐渐降低至不再发生变化，则可以确定，Q235 钢与试样间的循环摩擦系数为 0.2。

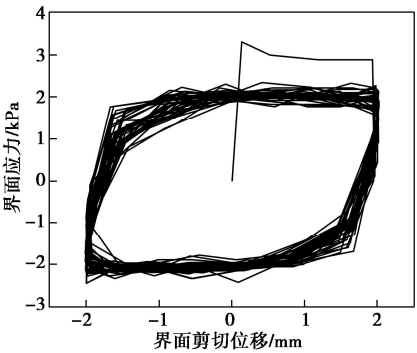


图 5 界面剪切位移与界面剪应力关系曲线

Fig. 5 Relationship between interfacial shear displacement and interfacial shear stress

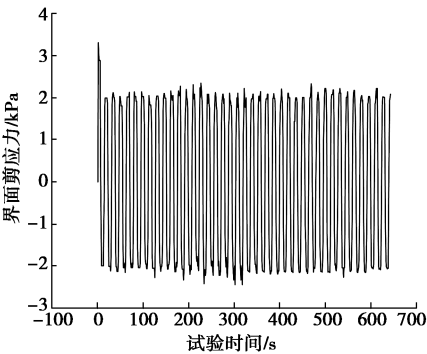


图 6 界面剪应力随时间的变化曲线

Fig. 6 Relationship between test time and interfacial shear stress

2 应变控制式动三轴试验

本试验的目的是通过对软黏土试样施加相同应变幅值的循环荷载，根据测得的初始最大剪应力与多次循环后的残余最大剪应力，确定饱和黏土的灵敏度  $S_l$ ；根据试样发生 95% 重塑时的循环振次确定发生 95% 重塑时的累积塑性应变  $\xi_{95}$ ，为考虑软土软化效应的有限元数值模型计算提供软化参数。

2.1 试验方案

对所用黏土进行饱和，在 10 kPa 的围压下固结，固结过程中试样孔隙水压力与试验时间关系曲线如图

7 所示。此时维持固结围压不变, 对试样施加应变幅值为 5%、周期为 6 s (考虑为循环波浪力的周期) 的应变控制式循环加载, 共计 200 次。

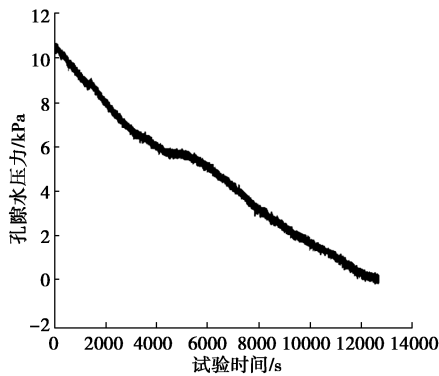


图7 三轴固结过程中孔隙水压力与试验时间关系曲线

Fig. 7 Relation curve between pore water pressure and test time during triaxial consolidation

如图 8, 根据初始最大剪应力与完全重塑后的残余最大剪应力, 可得试验黏土的灵敏度为

$$S_t = \frac{\tau_0}{\tau_{rem}} \quad (7)$$

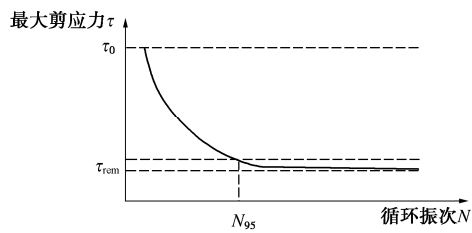


图8 动三轴试验参数确定示意图

Fig. 8 Diagram of parameter determination for dynamic triaxial tests

由图 8 可以确定软黏土试样发生 95% 重塑时对应的循环振次  $N_{95}$ , 进而通过下式确定黏土试样发生 95% 重塑时的累积塑性应变  $\xi_{95}$ :

$$\xi_{95} = 2 \times N_{95} \times \varepsilon_{cyc} \quad (8)$$

式中,  $\varepsilon_{cyc}$  为试验中施加的循环动应变幅值。

## 2.2 试验结果分析

图 9 为黏土试样最大剪应力随轴向应变变化的关系曲线, 应力应变形成的滞回圈呈现内缩的现象, 并随振次的增加, 滞回圈内缩的程度越来越低并最终保持稳定, 试样达到完全重塑状态。图 10 为最大剪应力随时间的变化曲线, 可见随时间的增加, 最大剪应力下降程度逐渐减小, 并趋于平缓, 最终残余最大剪应力为 4 kPa, 如图中红实线所示, 得出该黏土试样的灵敏度  $S_t = 6$ ,  $\xi_{95} = 11$ 。

## 3 数值模型验证

### 3.1 E-R 软土强度演化模型简介

E-R 模型综合考虑应变软化 (使土体不排水抗剪强度降低) 与应变率效应 (使土体不排水抗剪强度升高) 的影响, 其与 Tresca 模型相结合可描述软土不排水抗剪强度的演化规律。Xiao 等<sup>[17]</sup>通过 ABAQUS 中的 USDFLD 子程序, 二次开发将 E-R 模型应用到有限元数值计算中, 本文采用 Xiao 等<sup>[17]</sup>提出的方法进行数值模拟。E-R 模型具体形式为

$$s_u = \beta_s \beta_r s_{u0} \quad (9)$$

式中,  $s_{u0}$  为土体初始不排水抗剪强度,  $\beta_s$  与  $\beta_r$  分别为应变软化效应与应变率效应系数, 如下所示:

$$\beta_s = \delta_{rem} + (1 - \delta_{rem}) e^{-3\xi/\xi_{95}} \quad (10)$$

$$\beta_r = 1 + \mu \lg \left( \frac{\max(|\dot{\gamma}_{max}|, \dot{\gamma}_{ref})}{\dot{\gamma}_{ref}} \right) \quad (11)$$

式中,  $\delta_{rem}$  为灵敏度  $S_t$  的倒数,  $\xi$  为当前累积塑性应变,  $\dot{\gamma}_{max}$  为当前增量步的最大剪应变率,  $\dot{\gamma}_{ref}$  为参考剪应变率, 通常取值为  $3 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ ,  $\mu$  表示土体每 10 a 强度增长率, 建议取值为 0.05~0.2<sup>[23-25]</sup>。

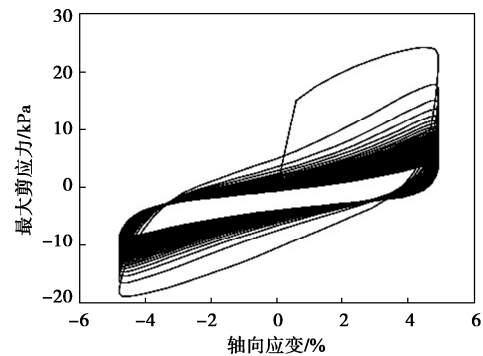


图9 轴向应变与最大剪应力关系曲线

Fig. 9 Relationship between axial strain and maximum shear stress

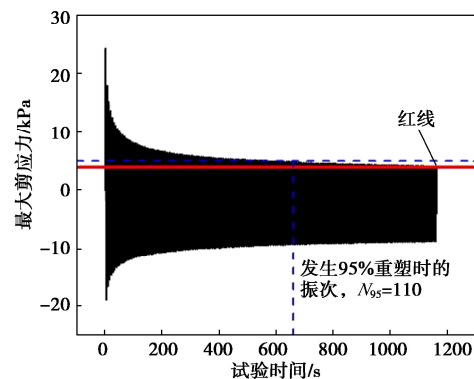


图10 最大剪应力随时间的变化曲线

Fig. 10 Relationship between test time and maximum shear stress

### 3.2 动三轴试验有限元数值验证

建立土单元应变控制式动三轴试验数值模型, 如图 11, 数值模型与试验土单元尺寸完全一致。试样为高 80 mm, 直径 39.1 mm 的圆柱。土单元模型下表面进行 X, Y, Z 方向的约束, 对土单元上表面施加幅值为 4 mm, 即幅值为 5% 的应变, 采用正弦波形, 周

期为 6 s, 单元类型为 C3D8。土体泊松比  $\nu=0.49$ ; 初始不排水抗剪强度  $c_{u0}=15$  kPa, 弹性模量  $E$  与不排水抗剪强度  $s_u$  之比保持为定值, 取  $E/c_u=200$ ; 土发生 95% 重塑时的累积塑性应变  $\xi_{95}=11$ , 土的每 10 年强度增长率  $\mu=0.05$ 。最终土单元的最大剪应力与试验时间的关系曲线如图 12 所示, 其中虚线为数值模拟的结果, 实线为试验结果。试验结果与数值模拟结果拟合程度高, 且满足该模型的建议取值<sup>[23-25]</sup>。

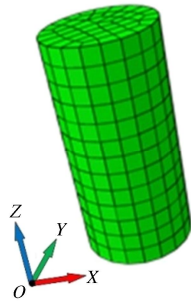


图 11 动三轴试验数值模型

Fig. 11 Numerical model for dynamic triaxial test

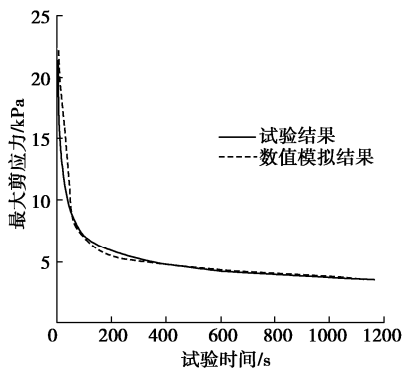


图 12 动三轴试验与数值计算结果对比

Fig. 12 Comparison between dynamic triaxial test and numerical results

### 3.3 单桩基础水平循环受荷有限元数值模型验证

由于竖直单桩的完全对称性, 并考虑到计算效率问题, 取一半单桩进行三维建模, 与 Zhang 等<sup>[12]</sup>进行的离心机试验结果进行对比。离心机试验重力加速度为 50g。在 ABAQUS 中建立的数值模型中单桩尺寸与离心机试验对应的单桩原尺寸完全相同, 土体的参数与离心机试验所用土样参数完全相同, 具体数值如下。

模型尺寸: 单桩高 4.5 m, 直径为 0.6 m, 入土深度为 3 m。数值模型中单桩外侧距离土体边界 24 m, 土体区域足够大, 可以避免边界效应的影响。数值模型中坐标轴  $Y$  方向为半模型对称面的法线方向, 对称面限制  $Y$  方向位移以满足对称性; 土体侧向边界约束  $X$  与  $Z$  方向位移; 土体底部约束 3 个方向的平移。

模型参数: 饱和不排水黏土假定为理想弹塑性材料, 满足 Tresca 屈服准则, 泊松比  $\nu=0.49$ 。离心机试验前土体经过 100g 重力加速度固结 4 d 后, 经过

T-bar 贯入测得土体的不排水抗剪强度  $s_u$  满足:

$$s_{u,z} = 2.2 + 3.3z^{0.9} \quad (12)$$

式中  $z$  为距离土体上表面的深度 (m);  $s_{u,z}$  为距土表以下  $z$  深度土的不排水抗剪强度 (kPa)。土体刚度系数  $E/s_u=95$ ; 土体灵敏度  $S_l=2.5$ 。根据文献[16]提出的方法确定所使用的黏土  $\xi_{95}=25$ 。

对桩头施加幅值为 0.075 m、周期为 300 s 的双向循环位移, 共计 20 次。提取桩头反力进行无量纲化处理并与离心机试验结果对比, 比较吻合, 如图 13 所示。

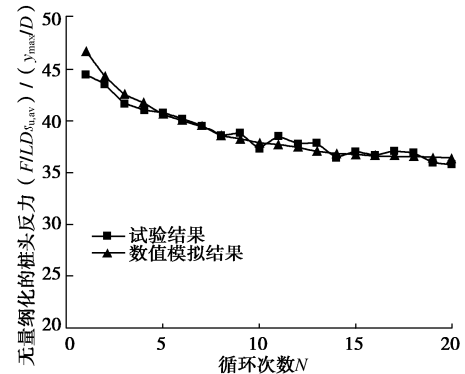


图 13 单桩离心机试验与数值模拟结果对比

Fig. 13 Comparison between single pile centrifuge test and numerical results

## 4 单桩受水平循环加载数值计算

针对界面剪切试验与动三轴试验所获得的天津滨海淤泥质软黏土参数, 结合 E-R 模型, 对于柔性桩受水平循环荷载进行有限元三维建模。

模型尺寸: 桩外壁直径  $D$  为 1.114 m, 壁厚为 0.095 m, 总长度为 21.6 m, 埋置长度为 18.24 m。桩外壁至模型边界的距离为 20 倍的桩的外直径长度; 桩底部至模型下边界的距离为 10 倍的桩外直径长度。

边界条件: 土体竖向外边界施加  $X$  与  $Y$  水平方向约束, 对称边界施加  $Y$  方向 (垂直于对称面方向) 的水平方向约束, 土体下表面施加  $Z$  方向 (竖直方向) 约束。空心桩对称边界施加  $Y$  方向的水平方向约束。在桩头上表面几何中心位置设置加载点。使用 sectionprint 指令设置桩截面并输出截面弯矩。

接触条件: 采用主-从接触算法, 以刚度较大的桩外壁为主面, 与其直接接触的土为从面。法向接触行为设置允许分离, 切向接触行为设置为库仑摩擦模型, 桩土界面摩擦系数由界面剪切试验确定为 0.2。

模型参数: 土体不排水抗剪强度  $c_u=5+2z$ ; 弹性模量  $E/c_u=200$ ; 泊松比  $\nu=0.49$ ; 浮重度  $\gamma'=8.9$  kN/m<sup>3</sup>; 灵敏度  $S_l=6$ ; 每 10 a 强度增长率  $\mu=0.05$ ; 土发生 95% 重塑时的累积塑性应变  $\xi_{95}=11$ ; 参考剪应变速率  $\dot{\gamma}_{ref}=3 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ 。

#### 4.1 单桩在低水平位移循环工况下的响应

荷载条件: 对桩头施加 0.02 m 的双向循环位移, 加载过程保持匀速, 周期为 80 s, 循环次数 400 次。图 14 为 400 次水平循环加载过程中, 桩头的位移与反力关系曲线。从图 14 中可以看出, 由于水平位移幅度较小 (0.02 倍桩直径), 桩头水平位移与反力的滞回关系并不明显, 但仍可以看出随着循环振次的增加, 桩头反力呈现出先下降后逐渐趋于一稳定值的趋势。图 15 为循环振次与桩身截面弯矩的关系曲线。桩身最大弯矩出现在桩头以下 7 m 处, 即泥面以下 3.84 m 处。在前 100 振次中桩身截面最大弯矩增长幅度较高, 100 次以后随循环振次发展, 桩身界面弯矩将趋于稳定。图 16 为单桩受到 400 次水平循环荷载后, 桩周围土体变形与软化区域的发展, 软化区域由式 (10) 中的应变软化系数  $\beta_s$  确定, 可见土体变形与软化区域分布以整体中心为轴呈两侧对称分布, 软化区域边缘 (即软化系数为 0.9 时, 也即图中红色区域) 距离单桩外壁  $0.5D$ , 从土表向下沿深度发展约  $4D$ , 软化程度最高的区域 (即软化系数为 0.1 时, 也即图中深蓝色区域) 位于紧靠单桩外壁土表以下  $D$  的区域。

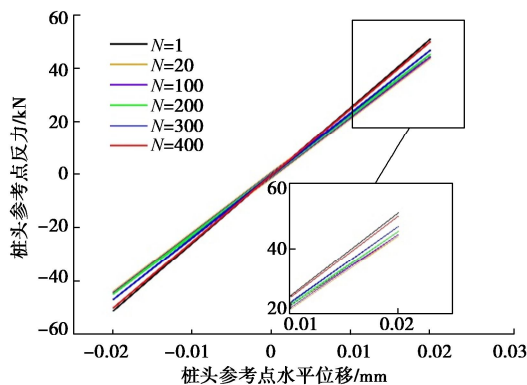


图 14 低水平位移循环工况下参考点水平位移与反力关系曲线  
Fig. 14 Relationship between horizontal displacement and reaction force of reference point under low horizontal displacement cyclic loading

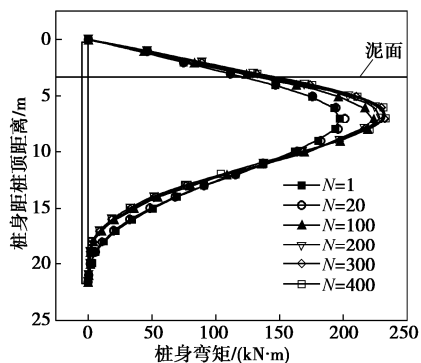


图 15 低水平位移循环工况下桩身截面弯矩分布曲线  
Fig. 15 Distribution curves of bending moment of pile section under low horizontal displacement cyclic loading

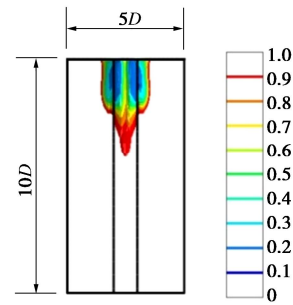


图 16 单桩在低水平位移循环工况下土体软化系数

Fig. 16 Soil softening coefficient of single pile under low horizontal displacement cyclic loading

#### 4.2 单桩在高水平位移循环工况下的响应

荷载条件: 对桩头施加 0.1 m 的双向循环位移, 加载过程保持匀速, 周期为 160 s, 循环次数 100 次。图 17 为第 100 次循环过程中桩头位移达到最大时土体区域的位移场与应力场, 可见数值模型所选用的土体区域足够大, 可避免边界效应的影响。图 18 为循环荷载作用下桩头水平位移与反力关系曲线, 可见桩头水平位移与反力在循环荷载作用初期呈明显的滞回关系, 随着振次的增加这种滞回关系逐渐消失, 而桩头反力稍有下降。图 19 为循环振次与桩身截面弯矩的关系曲线。桩身最大弯矩在桩头以下 9 m 处。在前 25 振次中桩身截面最大弯矩增长幅度较高, 之后该增长趋势逐渐放缓。

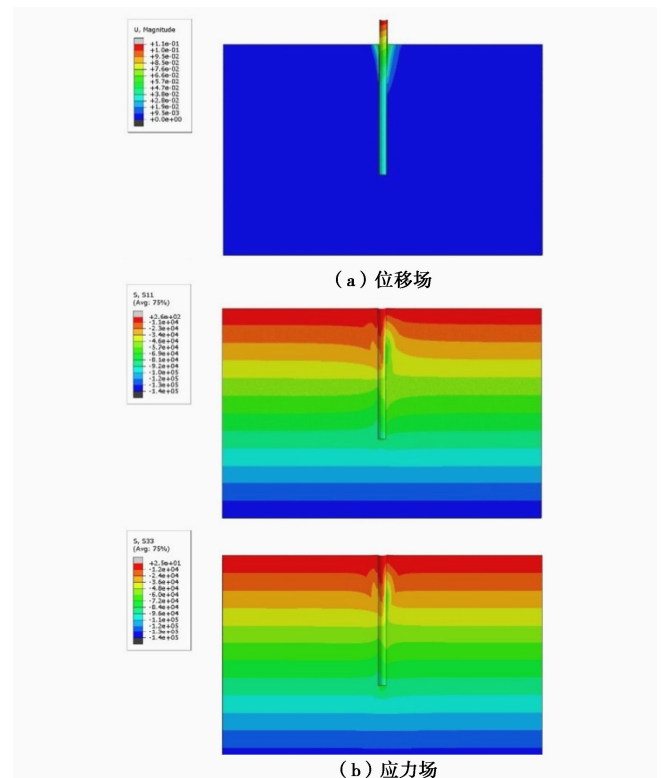


图 17 第 100 次循环时土体的位移场与应力场

Fig. 17 Displacement field and stress field of soil at the 100th cycle



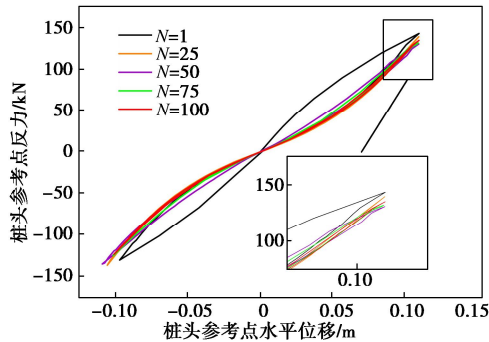


图 18 高水平位移循环工况下参考点水平位移与反力关系曲线  
Fig. 18 Relationship between horizontal displacement and reaction force of reference point under high horizontal displacement cycle

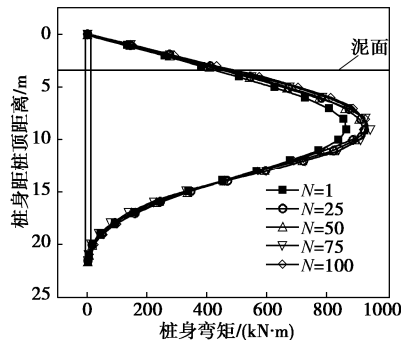


图 19 高水平位移循环工况下桩身截面弯矩分布曲线  
Fig. 19 Distribution curves of bending moment of pile section under high horizontal displacement cycle

图 20 为土体软化区域发展局部放大图, 在 100 次循环结束后, 土体软化区域分布以整体中心为轴呈两侧对称分布, 相对于低水平循环位移, 高水平循环位移工况下土体强度下降速度更快。

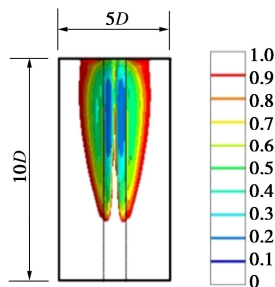


图 20 单桩在高水平循环位移工况下土体软化系数  
Fig. 20 Soil softening coefficient of single pile under high horizontal displacement cyclic loading

#### 4.3 单桩在水平循环力工况下的响应

荷载条件: 对桩头施加 153 kN 的双向循环荷载, 周期为 160 s。图 21 为桩头的荷载位移曲线数值模拟结果, 由于有限元数值模型为对称模型, 荷载最终结果为数值模拟结果的两倍。结果表明水平循环加载初期, 桩头产生幅度较大的双向水平位移, 荷载-位移曲线显示出明显的循环滞回特性。随着循环次数逐渐增加, 水平位移增量发展趋势逐渐变缓并趋于稳定, 经过 100 次循环荷载作用后桩头水平位移达到 0.13 m。

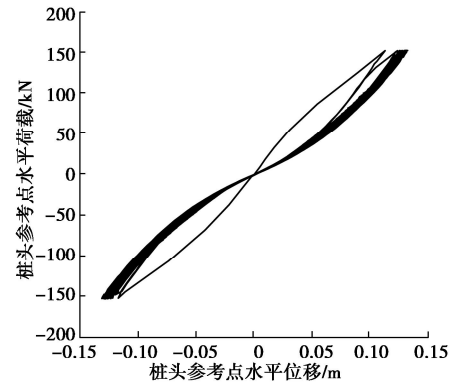


图 21 水平循环力工况下参考点水平位移与反力关系曲线  
Fig. 21 Relationship between horizontal displacement and cyclic loading of reference point under horizontal cyclic force

桩身沿深度分布的各截面弯矩随水平循环加载振次的变化曲线如图 22 所示, 可见桩身峰值弯矩的截面出现在桩头下方 9 m 处, 且峰值位置不随循环振次的增加而改变。在循环加载 25 振次前, 桩身弯矩增加幅度较大, 随循环振次增加而逐渐趋于稳定。图 23 为单桩受到 100 次水平循环荷载后, 桩周围土体的软化系数分布, 可见软化区域分布呈对称分布, 土软化程度沿桩外壁向外侧呈逐渐减小的趋势, 与高水平循环位移作用下结果较为相似。

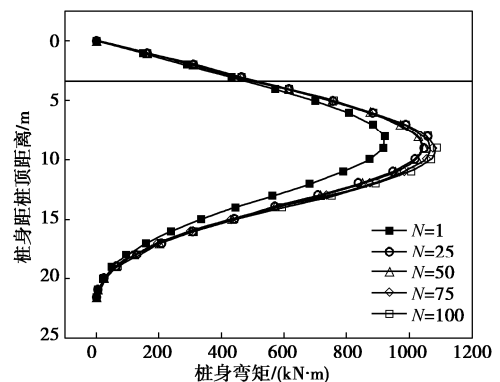


图 22 水平循环力工况下桩身截面弯矩分布曲线  
Fig. 22 Distribution curves of bending moment of pile section under horizontal cyclic force

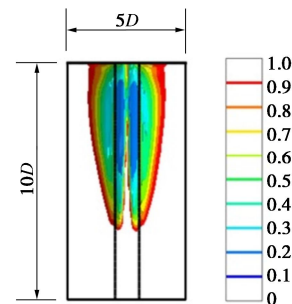


图 23 单桩在水平循环力工况下土体软化系数  
Fig. 23 Soil softening coefficient of single pile under horizontal cyclic force



## 5 结 论

(1) 为了量化桩周软土循环软化特性和桩土间的界面循环摩擦特性对单桩基础水平循环承载特性的影响, 本文结合界面剪切试验, 应变控制式动三轴试验和可考虑软土应变软化效应的软土本构模型, 建立了可考虑软土应变软化效应和桩土间界面循环摩擦特性的单桩基础水平循环受荷模拟的有限元方法; 相较于现有单桩基础设计规范<sup>[6-7]</sup>, 该方法能考虑软土应变软化效应对单桩水平循环承载力的影响。

(2) 饱和黏土的循环界面摩擦系数明显小于单调加载时的界面摩擦系数, 并且在第一周循环内就完成了由静摩擦向动摩擦的转变, 界面摩擦系数迅速降低。

(3) 单桩受水平循环荷载作用初期, 桩周围土体不排水抗剪强度下降程度较高, 随循环振次发展, 桩周围土体的不排水抗剪强度将逐渐趋于一稳定值。

(4) 桩身最大弯矩出现位置与桩周围土体软化区域发展范围相关, 随土体软化区域沿深度向下发展, 桩身最大弯矩出现位置也将下移。

## 参考文献:

- [1] MCCLELLAND B, FOCHT J. Soil modulus for laterally loaded piles[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 1956, **82**(4): 1 - 22.
- [2] MATLOCK H. Correlation for design of laterally loaded piles in soft clay[C]// Proceeding of 2nd Offshore Technology Conference, 1970, Houston.
- [3] MOSS R E S, CALIENDO J A, ANDERSON L R. Investigation of a cyclic laterally loaded model pile group[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1998, **17**(7/8): 519 - 523.
- [4] 田 平, 王惠初. 黏土中横向周期性荷载桩的  $P-Y$  曲线统一法[J]. 河海大学学报, 1993, **21**(1): 9 - 14. (TIAN Ping, WANG Hui-chu. A unified method of  $P-Y$  curves for laterlly and periodically loaded piles in clay[J]. Journal of Hohai University (Natural Sciences), 1993, **21**(1): 9 - 14. (in Chinese))
- [5] 张陈蓉, 俞 剑, 黄茂松. 软黏土中水平循环荷载作用下刚性短桩的  $p-y$  曲线分析[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(增刊 2): 78 - 82. (ZHANG Chen-rong, YU Jian, HUANG Mao-song.  $P-y$  curve analyses of rigid short piles subjected to lateral cyclic load in soft clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(S2): 78 - 82. (in Chinese))
- [6] Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms-Working Stress Design: API RP—2A—WSD[S]. 2002.
- [7] 码头结构设计规范: JTS 167—2018[S]. 2018. (Design Code for Wharf Structures: JTS 167—2018[S]. 2018. (in Chinese))
- [8] 刘晓强, 赵 楠, 夏开文, 等. 循环荷载作用下桩周土体强度弱化特性试验研究[J]. 地震工程学报, 2014, **36**(4): 987 - 990. (LIU Xiao-qiang, ZHAO Nan, XIA Kai-wen, et al. Test and study on strength weakening behavior of soil around a pile under cyclic loading[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2014, **36**(4): 987 - 990. (in Chinese))
- [9] 李 森, 俞 剑, 黄茂松. 饱和黏土中不同刚度单桩水平循环加载离心试验[J]. 岩土工程学报, 2021, **43**(5): 948 - 954. (LI Sen, YU Jian, HUANG Mao-song. Centrifuge test on single pile with different rigidities in saturated clay under cyclic lateral loading[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2021, **43**(5): 948 - 954. (in Chinese))
- [10] 朱 斌, 杨永垚, 余振刚, 等. 海洋高桩基础水平单调及循环加载现场试验[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(6): 1028 - 1037. (ZHU Bin, YANG Yong-yao, YU Zhen-gang, et al. Field tests on lateral monotonic and cyclic loadings of offshore elevated piles[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(6): 1028 - 1037. (in Chinese))
- [11] 俞 剑, 黄茂松, 张陈蓉. 黏土中两种不同直径单桩水平循环加载模型试验与分析[J]. 岩土力学, 2016, **37**(4): 973 - 980. (YU Jian, HUANG Mao-song, ZHANG Chen-rong. Model tests and analysis of single piles with two different diameters subjected to cyclic lateral loadings in clay[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, **37**(4): 973 - 980. (in Chinese))
- [12] ZHANG C R, WHITE D, RANDOLPH M. Centrifuge modeling of the cyclic lateral response of a rigid pile in soft clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2011, **137**(7): 717 - 729.
- [13] 夏华盛, 张陈蓉, 俞 剑, 等. 海上风电桩基水平承载力循环衰减二维简化分析[J]. 岩土力学, 2012, **33**(增刊 1): 303 - 308. (XIA Hua-sheng, ZHANG Chen-rong, YU Jian, et al. 2D simplified analysis of cyclic degradation of lateral bearing capacity for the pile foundation of offshore wind turbine[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, **33**(S1): 303 - 308. (in Chinese))
- [14] 黄茂松, 马 昊, 李 森, 等. 软黏土中水平受荷桩的静力和循环  $p-y$  曲线[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(增刊 2):

- 9 - 12. (HUANG Mao-song, MA Hao, LI Sen, et al. Static and cyclic  $p$ - $y$  curves for laterally loaded piles in soft clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(S2): 9 - 12. (in Chinese))
- [15] RAJASHREE S S, SUNDARAVADIVELU R. Degradation model for one-way cyclic lateral load on piles in soft clay[J]. Computers and Geotechnics, 1996, **19**(4): 289 - 300.
- [16] EINAV I, RANDOLPH M F. Combining upper bound and strain path methods for evaluating penetration resistance[J]. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 2005, **63**(14): 1991 - 2016.
- [17] XIAO Z, TIAN Y H, GOURVENEC S. A practical method to evaluate failure envelopes of shallow foundations considering soil strain softening and rate effects[J]. Applied Ocean Research, 2016, **59**: 395 - 407.
- [18] ZHOU H, RANDOLPH M F. Numerical investigations into cycling of full-flow penetrometers in soft clay[J]. Géotechnique, 2009, **59**(10): 801 - 812.
- [19] CHEUK C Y, WHITE D J. Modelling the dynamic embedment of seabed pipelines[J]. Géotechnique, 2011, **61**(1): 39 - 57.
- [20] DONNA D A, FERRARI A, LALLOUI L. Experimental investigations of the soil-concrete interface: physical mechanisms, cyclic mobilization, and behaviour at different temperatures[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2016, **53**(4): 659 - 672.
- [21] HAMMOUD F, BOUMEKIK A. Experimental study of the behaviour of interfacial shearing between cohesive soils and solid materials at large displacement[J]. Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing), 2006, **7**(1): 63 - 80.
- [22] 土工试验方法标准: GB/T 50123—2019[S]. 2019. (Standard for Geotechnical Testing Method: GB/T 50123—2019[S]. 2019. (in Chinese))
- [23] DAYAL U, ALLEN J H. The effect of penetration rate on the strength of remolded clay and sand samples[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1975, **12**(3): 336 - 348.
- [24] GRAHAM J, CROOKS J H A, BELL A L. Time effects on the stress-strain behaviour of natural soft clays[J]. Géotechnique, 1983, **33**(3): 327 - 340.
- [25] CHANEY R C, DEMARS K R, BISCONTIN G, et al. Influence of peripheral velocity on vane shear strength of an artificial clay[J]. Geotechnical Testing Journal, 2001, **24**(4): 423 - 429.

## 《岩土工程学报》征订启事

《岩土工程学报》创办于 1979 年, 是我国水利、土木、力学、建筑、水电、振动等六个全国性学会联合主办的学术性科技期刊。由南京水利科学研究院承办, 国内外公开发行。主要刊登土力学、岩石力学领域中能代表当今先进理论和实践水平的科学研究和工程实践成果等。报道新理论、新技术、新仪器、新材料的研究和应用。欢迎国家自然科学基金项目及其他重要项目的研究成果向本刊投稿, 倡导和鼓励有实践经验的作者撰稿, 并优先刊用这些稿件。主要栏目有黄文熙讲座、综述、论文、短文、工程实录、焦点论坛、讨论和简讯等。

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

库”和“日本科学技术振兴机构数据库 JST”等国际数据库收录。本刊网址 ([www.cgejournal.com](http://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](mailto:ge@nhri.cn)。

(本刊编辑部)

DOI: 10.11779/CJGE202204018

# 基于分数阶黏弹性地基模型的群桩时效行为研究

艾智勇<sup>1,2</sup>, 叶梓坤<sup>1,2</sup>, 刘文杰<sup>1,2</sup>

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

**摘要:** 基于有限单元法, 将群桩划分为有限个 2 节点单元, 从而构建了竖向受荷群桩的有限元求解方程; 为了模拟饱和软黏土的流变特性, 通过 Laplace 变换, 推导了分数阶导数 Merchant 模型中的应力-应变关系; 引入弹性-黏弹性对应原理, 得到横观各向同性分数阶黏弹性饱和软土地基的边界元解答; 考虑桩-土界面处的位移协调, 将群桩有限元求解方程和地基边界元解答进行耦合, 推导出群桩-土相互作用方程; 再根据群桩承台的位移协调条件, 求解得到群桩基础状态量的时变解答; 基于以上理论, 设计了数值算例, 以验证方法的正确性, 并分析了分数阶对群桩时效行为的影响。

**关键词:** 分数阶导数; 黏弹性; 横观各向同性; 多层饱和软土地基; 轴向受荷群桩; 边界元-有限元耦合法

**中图分类号:** TU431

**文献标识码:** A

**文章编号:** 1000-4548(2022)04-0749-06

**作者简介:** 艾智勇(1966—), 男, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事岩土及地下工程方面的教学与研究工作。E-mail: zhiyongai@tongji.edu.cn。

## Time-behavior of pile groups based on fractional derivative soil model

AI Zhi-yong<sup>1,2</sup>, YE Zi-kun<sup>1,2</sup>, LIU Wen-jie<sup>1,2</sup>

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

**Abstract:** Based on the finite element method, the finite element equations for the vertically loaded pile groups are established by dividing the pile groups into a number of 2-node elements. To simulate the rheologic properties of saturated soft soils, the stress-strain relationship of the fractional Merchant model is derived by the Laplace transform. The elastic-viscoelastic correspondence principle is introduced to obtain the boundary element solutions for the fractional transversely isotropic viscoelastic saturated soft soils. In light of the displacement continuity of pile-soil interfaces, the governing equation for the interaction between the pile groups and the soils is derived by coupling the finite element equations for the pile groups and the boundary element ones for the soils. Later, the time behaviors of each state variable for the pile groups can be solved by introducing the displacement conditions of the pile cap. Based on the foregoing theory, numerical examples are given to verify the rationality of the proposed method, and then the influences of fractional numbers on the time-dependent behaviors of the pile groups are discussed.

**Key words:** fractional derivative; viscoelasticity; transverse isotropy; layered saturated soft soils; axially loaded piles; boundary element-finite element coupling method

## 0 引言

群桩基础已成为软土地区广泛采用的基础形式之一。目前, 诸多学者已对群桩基础进行深入的研究, 例如程泽海等<sup>[1]</sup>、崔春义等<sup>[2]</sup>、梁发云等<sup>[3]</sup>。但已有的研究<sup>[1-3]</sup>仅针对饱和地基固结效应, 无法考虑其长期流变性质。实际上, 软土骨架在应力作用下, 颗粒的重新排列和骨架错动具有明显的时间效应, 土体变形和内部应力重新调整, 表现为土体的流变现象<sup>[4-5]</sup>。饱和软黏土中群桩基础的固结流变效应十分显著, 为了避免过大的长期沉降和不均匀沉降, 研究饱和软黏土中

群桩基础的固结流变效应具有重要意义。针对群桩基础与黏弹性地基共同作用问题, 陆建飞等<sup>[6]</sup>利用边界积分方程法求解了黏弹性均质饱和半空间中的竖向受荷群桩。曾庆有等<sup>[7]</sup>采用 Mesri 蠕变模型模拟土体的流变性质, 提出了一种计算桩基长期沉降的方法。Ai 等<sup>[8]</sup>采用有限元-边界元耦合的方法, 对层状黏弹性饱和土中竖向受荷群桩的时变行为进行了研究。然而, 这些研究<sup>[6-8]</sup>均基于经典整数阶导数模型来描述土的

基金项目: 国家自然科学基金项目 (41672275, 50578121)

收稿日期: 2021-01-06

流变特性。近来,一些试验结果<sup>[9-10]</sup>表明分数阶导数模型能以少量的参数准确描述软土蠕变曲线;为此凭借分数阶导数模型的优势,Ai等<sup>[11-12]</sup>采用精细积分法求得了多层分数阶黏弹性地基的三维固结解答。

在作者已有工作的基础<sup>[11-12]</sup>上,本文引入分数阶导数 Merchant 模型描述饱和软黏土的固结流变效应,再耦合边界元法与有限元法,对多层饱和软土与群桩相互作用进行研究,并讨论分数阶次对群桩时效行为的影响。

## 1 竖向受荷群桩的有限元求解方程

对于本文所研究的桩基,桩长要远大于截面尺寸,因此本文将桩基础简化为一维有限元模型,以避免将桩基假设为三维模型时繁杂的运算。将轴向受荷单桩模拟为一维单元杆件时,2节点轴力杆中单元 $e$ 的刚度矩阵为

$$\mathbf{K}_p^{(e)} = \frac{E_p A_p}{L^{(e)}} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix}, \quad (1)$$

式中, $E_p$ 和 $A_p$ 分别代表单桩的弹性模量和横截面积, $L^{(e)}$ 为桩单元 $e$ 的长度。

考虑 $N$ 根群桩中轴向受荷单桩的受力平衡条件,采用以下总集刚度矩阵可求得第 $j$ 根桩的节点位移<sup>[8]</sup>:

$$\mathbf{K}_{pj} \mathbf{U}_{pj}(t) = \mathbf{F}_{pj}(t) - \mathbf{Q}_{pj}(t), \quad (2)$$

式中  $\mathbf{U}_{pj} = \sum_e \mathbf{U}_{pj}^{(e)}$ ,  $\mathbf{Q}_{pj} = \sum_e \mathbf{Q}_{pj}^{(e)}$  和  $\mathbf{K}_{pj} = \sum_e \mathbf{K}_{pj}^{(e)}$

分别代表了单桩总的节点位移向量、总的等效边界力向量和总集刚度矩阵; $\mathbf{F}_{pj}$ 为外荷载等效节点向量; $\mathbf{U}_{pj}^{(e)} = [u_{z1} \ u_{z2}]^T$ 和 $\mathbf{Q}_{pj}^{(e)} = [Q_{z1} \ Q_{z2}]^T$ 分别为单元节点位移向量和等效节点向量,下标 $z1$ 和 $z2$ 分别对应单元 $e$ 上下节点坐标; $t$ 为时间。

Laplace 变换及其逆变换定义为<sup>[13]</sup>

$$\tilde{f}(s) = \int_0^\infty f(t) e^{-st} dt, \quad (3)$$

$$f(t) = \frac{1}{2\pi i} \int_{c-i\infty}^{c+i\infty} \tilde{f}(s) e^{st} ds, \quad (4)$$

式中, $\tilde{f}(s)$ 是 $f(t)$ 经过 Laplace 变换的函数, $s$ 为 Laplace 变换的参数, $i$ 为单位虚数。

对式(2)进行 Laplace 变换,并总集 $N$ 根桩的平衡控制方程可得

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K}_{p1} & \cdots & \mathbf{0} & \cdots & \mathbf{0} \\ \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \mathbf{0} & \cdots & \mathbf{K}_{pj} & \cdots & \mathbf{0} \\ \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \mathbf{0} & \cdots & \mathbf{0} & \cdots & \mathbf{K}_{pN} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \tilde{\mathbf{U}}_{p1} \\ \vdots \\ \tilde{\mathbf{U}}_{pj} \\ \vdots \\ \tilde{\mathbf{U}}_{pN} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \tilde{\mathbf{F}}_{p1} \\ \vdots \\ \tilde{\mathbf{F}}_{pj} \\ \vdots \\ \tilde{\mathbf{F}}_{pN} \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} \tilde{\mathbf{Q}}_{p1} \\ \vdots \\ \tilde{\mathbf{Q}}_{pj} \\ \vdots \\ \tilde{\mathbf{Q}}_{pN} \end{bmatrix}. \quad (5)$$

将式(5)写为矩阵形式,即得竖向受荷群桩的有限元求解方程:

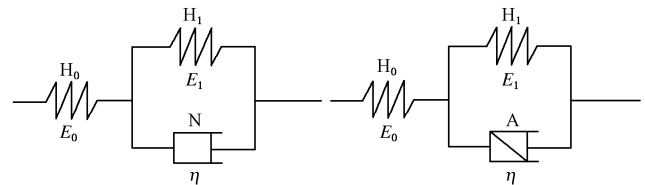
$$\mathbf{K}_g \tilde{\mathbf{U}}_g(s) = \tilde{\mathbf{F}}_g(s) - \tilde{\mathbf{Q}}_g(s), \quad (6)$$

式中, $\tilde{\mathbf{U}}_g(s)$ 和 $\mathbf{K}_g$ 分别为 Laplace 变换域内群桩总集位移向量和群桩总集刚度矩阵, $\tilde{\mathbf{F}}_g(s)$ 和 $\tilde{\mathbf{Q}}_g(s)$ 分别为 Laplace 变换域内群桩所受外荷载和等效边界力向量。

## 2 分数阶黏弹性地基的边界元解

### 2.1 分数阶黏弹性模型

为描述土的流变固结特性,常采用元件模型以模拟土的松弛蠕变现象,而 Merchant 模型是岩土工程中应用最广泛的黏弹性模型之一<sup>[11-12]</sup>。如图1(a)所示,经典的整数阶 Merchant 模型由弹簧元件和 Kelvin 元件串联而成。该模型含有两个胡克弹性体 $H_0$ 和 $H_1$ 以及一个牛顿黏壶 $N$ 。其中, $E_0$ 和 $E_1$ 分别为弹簧元件和 Kelvin 元件对应的弹性模量, $\eta$ 为黏滞系数。



(a) 经典Merchant模型 (b) 分数阶Merchant模型

图1 黏弹性本构模型

Fig. 1 Viscoelastic constitutive model

经典 Merchant 模型的应力-应变关系为<sup>[8]</sup>

$$\sigma' + \frac{\eta}{E_0 + E_1} \frac{d\sigma'}{dt} = \frac{E_0 E_1}{E_0 + E_1} \varepsilon + \frac{\eta E_0}{E_0 + E_1} \frac{d\varepsilon}{dt}, \quad (7)$$

式中, $\sigma'$ 为有效应力,  $\varepsilon$ 为应变。

如图1(b)所示,将牛顿黏壶 $N$ 替换为 Abel 黏壶 $A$ 后,改进的分数阶 Merchant 模型应力-应变关系为<sup>[11]</sup>

$$\sigma' + \frac{\eta}{E_0 + E_1} \frac{d^\alpha \sigma'}{dt^\alpha} = \frac{E_0 E_1}{E_0 + E_1} \varepsilon + \frac{\eta E_0}{E_0 + E_1} \frac{d^\alpha \varepsilon}{dt^\alpha}, \quad (8)$$

式中, $d^\alpha / dt^\alpha$ 为 $\alpha$ 阶分数阶导数( $0 < \alpha \leq 1$ )。

此处分数阶导数采用 Riemann-Liouville 定义<sup>[14]</sup>:

当 $t \in (0, T)$ 时,函数 $f(t)$ 的分数阶导数为

$$\frac{d^\alpha}{dt^\alpha} f(t) = \frac{d^m}{dt^m} \left[ \frac{1}{\Gamma(m-\alpha)} \int_0^t \frac{f(\tau)}{(t-\tau)^{\alpha+1-m}} d\tau \right] \quad (m-1 < \alpha \leq m, m \in N^+) \quad (9)$$

式中, $\Gamma(x)$ 为 Gamma 函数,其定义如下:

$$\Gamma(z) = \int_0^\infty e^{-t} t^{z-1} dt, \quad \text{Re}(z) > 0, \quad (10)$$

$$\Gamma(1+x) = x \cdot \Gamma(x). \quad (11)$$

根据分数阶导数的定义(9),Laplace 变换域内的式(8)可写为

$$\frac{\tilde{\varepsilon}(s)}{\tilde{\sigma}(s)} = \frac{1}{E_0} + \frac{1}{E_1 + \eta s^\alpha}. \quad (12)$$

## 2.2 饱和软土地基的黏弹性解答

竖向荷载  $V$  作用下群桩 - 土相互作用问题如图 2 (a) 所示。假定刚性承台连接各桩, 且未与地基相接触; 地基划分为  $n$  层横观各向同性黏弹性土层, 底部为固定不透水边界。其中,  $\alpha$ ,  $E_0$ ,  $E_1$  和  $\eta$  为式 (8) 中的分数阶黏弹性模型参数;  $\nu_h$  为水平向应力引起竖向应变的泊松比;  $\nu_{vh}$  为竖向向应力引起水平向应变的泊松比;  $k_v$  和  $k_h$  分别为竖向向和水平向的渗透系数;  $L$  和  $D$  分别为桩长和桩直径。

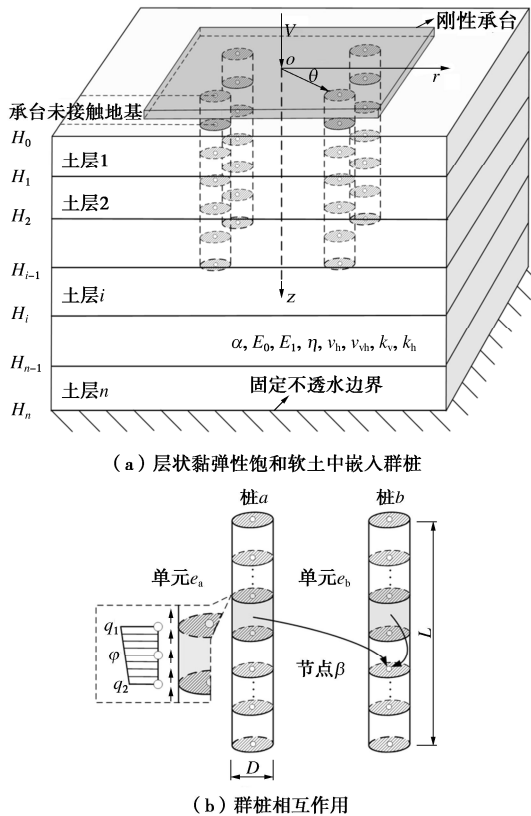


图 2 层状地基与群桩模型示意图

Fig. 2 Diagram of layered soils and pile groups

根据弹性 - 黏弹性对应原理<sup>[15]</sup>, 式 (12) 所获得的应力 - 应变关系参数替换弹性地基中相关弹性参数, 即可获得横观各向同性分数阶黏弹性饱和软土地基的解答<sup>[11-12]</sup>。基于该解答, 可导出地基内 Laplace 变换域内的柔度系数, 即地基中  $\varphi$  处作用一  $z$  向单位环向荷载引起节点  $\beta$  处 Laplace 变换域内的竖向位移  $\tilde{G}(\varphi, \beta, s)$  和超孔压  $\tilde{R}(\varphi, \beta, s)$ 。

如图 2 (b) 所示, 本文基于有限单元法划分竖向受荷群桩, 桩 - 土界面也被划分为相应的空间环状曲面单元。对于单元  $e$ , 利用拉格朗日插值, 环状表面上  $\varphi$  点的侧摩阻力  $\tilde{q}^{(e)}$  可表示为<sup>[8]</sup>

$$q^{(e)}(\varphi, t) = N^{(e)} q^{(e)}(t) \quad (13)$$

式中,  $N^{(e)} = [N_1 \ N_2]$  为两节点拉格朗日单元插值函数构成的向量,  $q^{(e)} = [q_1 \ q_2]^T$  为单元  $e$  环状表面上下

边缘所受到的边界力所构成的向量。

结合变换域内的柔度系数  $\tilde{G}(\varphi, \beta, s)$  和  $\tilde{R}(\varphi, \beta, s)$ , 本文利用边界元法的基本思想, 将桩 - 土界面上侧摩阻力的作用表达为边界积分方程, 再将积分区间离散为桩单元  $e$  的长度  $L^{(e)}$ , 以便与群桩有限元解答 (6) 相互耦合。每一根桩含有  $M$  个  $L^{(e)}$  段单元, 则对于  $N$  根桩中所有单元  $e$  上的侧摩阻力  $\tilde{q}^{(e)}$  引起  $\beta$  处的位移  $\tilde{u}_z(\beta, s)$  和超孔压  $\tilde{\sigma}(\beta, s)$ , 可通过如下积分求和得到<sup>[8]</sup>

$$\tilde{u}_z(\beta, s) = \sum_{i=1}^M \sum_{j=1}^N \int_{L^{(e)}} s \tilde{G}(\varphi, \beta, s) \tilde{q}_{ij}^{(e)}(\varphi, s) dL^{(e)} \quad (14a)$$

$$\tilde{\sigma}(\beta, s) = \sum_{i=1}^M \sum_{j=1}^N \int_{L^{(e)}} s \tilde{R}(\varphi, \beta, s) \tilde{q}_{ij}^{(e)}(\varphi, s) dL^{(e)} \quad (14b)$$

对式 (13) 进行 Laplace 变换, 代入式 (14) 可得

$$\tilde{u}_z(\beta, s) = \sum_{i=1}^M \sum_{j=1}^N \int_{L^{(e)}} s \tilde{G}(\varphi, \beta, s) N^{(e)} \tilde{q}_{ij}^{(e)}(s) dL^{(e)} \quad (15a)$$

$$\tilde{\sigma}(\beta, s) = \sum_{i=1}^M \sum_{j=1}^N \int_{L^{(e)}} s \tilde{R}(\varphi, \beta, s) N^{(e)} \tilde{q}_{ij}^{(e)}(s) dL^{(e)} \quad (15b)$$

式 (15) 按照式 (1) ~ (6) 的组装方式转化为矩阵表达:

$$\tilde{W}_g(s) = \tilde{G}_g \tilde{q}_g(s) \quad (16a)$$

$$\tilde{\sigma}_g(s) = \tilde{R}_g \tilde{q}_g(s) \quad (16b)$$

式中,  $\tilde{W}_g(s)$ ,  $\tilde{\sigma}_g(s)$  和  $\tilde{q}_g(s)$  分别为群桩节点竖向位移、超孔压和边界力向量,  $\tilde{G}_g$  和  $\tilde{R}_g$  分别是群桩地基对应的总位移柔度矩阵和总孔压柔度矩阵。

## 3 有限元与边界元耦合

边界元方程 (16) 中的边界力向量  $\tilde{q}_g(s)$  代表了节点处的侧摩阻力值, 而为了将连续分布的侧摩阻力等效至节点处, 单元  $e$  上的等效节点力向量  $\tilde{Q}^{(e)}$  可通过单元转换矩阵得到<sup>[8]</sup>

$$\tilde{Q}^{(e)}(s) = T^{(e)} \tilde{q}^{(e)}(s) \quad (17)$$

式中,  $T^{(e)} = \int_{L^{(e)}} N^T N dL^{(e)}$  代表单元  $e$  的转换矩阵。

借鉴组装有限元总刚度矩阵的方法, 群桩有限元方程 (6) 中  $\tilde{Q}_g(s)$  可根据式 (17) 建立与边界元方程 (16) 中  $\tilde{q}^{(e)}(s)$  的联系, 即

$$\tilde{Q}_g(s) = T_g \tilde{q}_g(s) \quad (18)$$

式中,  $T_g$  为群桩总体转换矩阵。

由桩 - 土界面处的位移连续条件可知

$$W_g(t) = U_g(t) \quad (19)$$

于是联立式 (6), 式 (16a), 式 (18) 和 Laplace 变换后的式 (19), 可将有限元方程 (6) 与边界元方程 (16a) 耦合成群桩 - 土相互作用方程:

$$(K_g + T_g \tilde{G}_g^{-1}) \tilde{U}_g(s) = \tilde{F}_g(s) \quad (20)$$



#### 4 群桩承台中的位移协调

求解群桩-土相互作用方程(20)得

$$\tilde{U}_g(s) = \tilde{D}_g \tilde{F}_g(s), \quad (21)$$

式中, 逆矩阵  $\tilde{D}_g = (\mathbf{K}_g + \mathbf{T}_g \tilde{G}_g^{-1})^{-1}$ 。

群桩的荷载  $V$  直接作用于承台, 再由承台再分配给各基桩桩顶, 因此只考虑  $\tilde{U}_g(s)$  中桩顶节点的位移; 消去  $\tilde{F}_g(s)$  中的零值, 同时缩减矩阵  $\tilde{D}_g(s)$ , 那么式(21)可以改写为各基桩桩顶位移与桩顶力之间的关系:

$$\tilde{U}_d(s) = \tilde{D}_d \tilde{F}_d(s), \quad (22)$$

式中,  $\tilde{U}_d(s)$  和  $\tilde{F}_d(s)$  分别为各基桩桩顶位移和桩顶力向量,  $\tilde{D}_d$  中保留了矩阵  $\tilde{D}_g$  中桩顶节点所对应行列的元素。

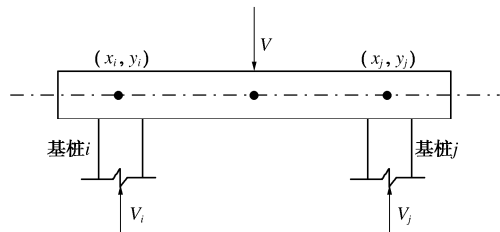


图3 群桩承台受力变形示意图

Fig. 3 Stresses and deformations of cap for pile group

如图3所示, 刚性承台受到竖向集中荷载  $V$  时, 各基桩的桩顶力有如下关系:

$$\tilde{V}(s) = \mathbf{B} \tilde{F}_d(s), \quad (23)$$

式中,  $\mathbf{B} = [1 \ 1 \ \dots \ 1]$  为  $N$  维行向量。

由承台底部与各基桩桩顶的位移协调条件可得

$$\tilde{U}_d(s) = \mathbf{B}^T \tilde{U}_a(s), \quad (24)$$

式中,  $\tilde{U}_a(s)$  为 Laplace 变换域内承台的竖向位移。

联立式(22)~(24)得到

$$\tilde{U}_a(s) = (\mathbf{B} \mathbf{D}_d^{-1} \mathbf{B}^T)^{-1} \tilde{V}(s). \quad (25)$$

式(25)求得承台位移  $\tilde{U}_a(s)$ , 然后利用式(24)求得各基桩的桩顶位移  $\tilde{U}_d(s)$ ; 进而通过式(22)即可获得各基桩的桩顶反力  $\tilde{F}_d(s)$ 。以上均为 Laplace 变换域内的解, 通过数值逆变换<sup>[16]</sup>, 可求得其在物理域内的解。

#### 5 数值计算与分析

目前, 分数阶黏弹性饱和地基与群桩共同作用研究鲜有报道。陆建飞等<sup>[6]</sup>采用边界积分方程法推导出整数阶 Merchant 模型黏弹性饱和地基与群桩共同作用解答, 显然该解答可视为本文分数阶黏弹性地基的特殊情况 ( $\alpha = 1.0$ )。鉴于 Ai 等<sup>[11-12]</sup>已验证了分数阶黏弹性饱和地基解答的正确性, 故本文仅对整数阶黏

弹性地基中的群桩解答进行验证, 以表明本文理论的正确性。验证算例中, 泊松比  $\nu = 0.49$ , 渗透系数  $k = 1.0 \times 10^{-7} \text{ m/s}$ , 桩间距与桩径比  $s_p/D = 5$ , 长径比  $L/D = 15$ ,  $R_p = 0.5D$ ,  $E_p/E_0 = 250$ ,  $E_p/E_1 = 1000$ ,  $R_p E_p/k\eta = 5.0 \times 10^4$ 。无量纲时间  $\tau = 2\zeta_v E_1 k t / \gamma_w R_p^2$ ,  $\zeta_v = (1-\nu)/(1-2\nu)$ , 水重度  $\gamma_w = 0.01 \text{ MN/m}^3$ ; 第  $i$  根桩的无量纲轴力为  $V_i^* = 9V_i/V$ ; 承台无量纲位移  $U_a^* = 9E_1 R_p U_a/V$ 。

表1列举了不同时刻群桩刚性承台的位移, 而各桩沿深度变化的轴力见图4。由图4可知, 本文基于边界元-有限元耦合法求解群桩时效行为(桩单元离散数量  $M = 10$ ), 与文献[6]积分方程法所得结果吻合得较好, 这也证明本文将桩模拟为一维杆件的合理性。

表1 不同时刻下刚性承台无量纲位移

Table 1 Non-dimensional displacements at different time

| 文献                  | $\tau_1 = 5.1 \times 10^{-3}$ | $\tau_2 = 5.1 \times 10^4$ |
|---------------------|-------------------------------|----------------------------|
| 陆建飞等 <sup>[6]</sup> | 0.0384                        | 0.1737                     |
| 本文                  | 0.0402                        | 0.1749                     |

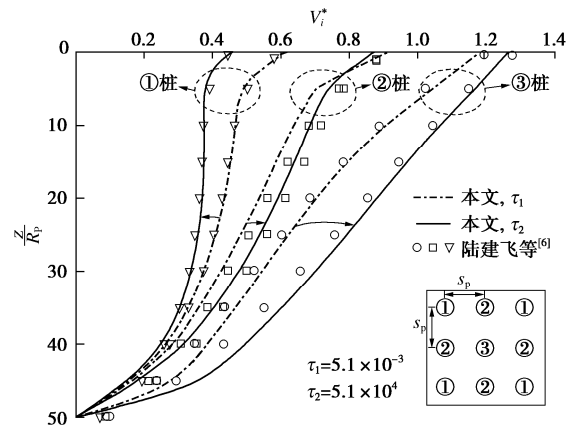


图4 不同时刻下黏弹性地基中桩身轴力

Fig. 4 Axial forces of each pile in viscoelastic soils

Ai 等<sup>[8]</sup>研究了基于整数阶黏弹性地基模型中群桩时效行为, 并分析了地基黏滞系数、横观各向同性参数、分层性、群桩长径比和桩间距的影响, 因此, 本文仅对分数阶的影响进行研究。关于分数阶黏弹性参数如何选取, 可参考文献[9, 10]中的试验方法: 利用三轴固结试验获得土的蠕变曲线, 再根据应力松弛公式拟合分数阶黏弹性模型参数。为了研究分数阶的影响, 本文采用3个不同阶次的分数阶黏弹性地基模型 ( $\alpha = 0.7, 0.8, 1.0$ ) 模拟饱和软土的固结流变特性。算例考虑竖向荷载  $V$  作用在群桩承台上, 群桩布置如图4所示。三层饱和软土地基参数如表2所示, 厚度分别为  $h_1 = h_2 = 15D$ ,  $h_3 = 200D$ , 桩直径  $D = 0.5 \text{ m}$ , 桩间距  $s_p/D = 4$ , 桩身模量  $E_p/E_{ov1} = 2000$ , 长径比  $L/D = 30$ , 泊松比分别为  $\nu_1 = 0.25$ ,  $\nu_2 =$

0.3889 和  $v_3 = 0.3158$ , 无量纲时间  $\tau^* = E_{0vi}k_1t/\gamma_w D^2$ , 无量纲孔压  $\sigma(z)\pi DL/V$ , 无量纲承台位移  $w^* = 9DE_{0vi}U_a/V$ 。其它参数为:  $k_1 = 2.0 \times 10^{-7} \text{ m/s}$ ,  $k_2 = 6.0 \times 10^{-8} \text{ m/s}$ ,  $k_3 = 1.0 \times 10^{-7} \text{ m/s}$ ,  $\zeta_G = G_v/E_v$ ,  $\zeta_E = E_h/E_v$ 。

表 2 多层黏弹性地基参数

| Table 2 Parameters of layered viscoelastic soils |           |           |                      |                      |                                            |
|--------------------------------------------------|-----------|-----------|----------------------|----------------------|--------------------------------------------|
| 土层                                               | $\zeta_E$ | $\zeta_G$ | $E_{0vi}/\text{MPa}$ | $E_{1vi}/\text{MPa}$ | $\eta_{li}/(\text{MPa}\cdot\text{s}^{-1})$ |
| 1                                                | 2.0       | 0.40      | 10                   | 8                    | $2 \times 10^7$                            |
| 2                                                | 1.5       | 0.36      | 20                   | 5                    | $5 \times 10^7$                            |
| 3                                                | 1.7       | 0.38      | 25                   | 5                    | $1 \times 10^8$                            |

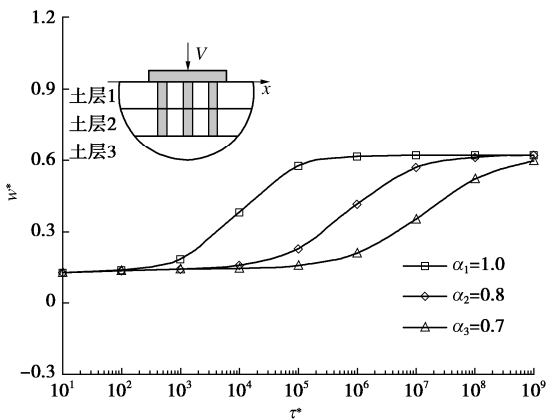


图 5 承台竖向位移随时间的变化

Fig. 5 Variation of vertical displacement of the pile cap with time

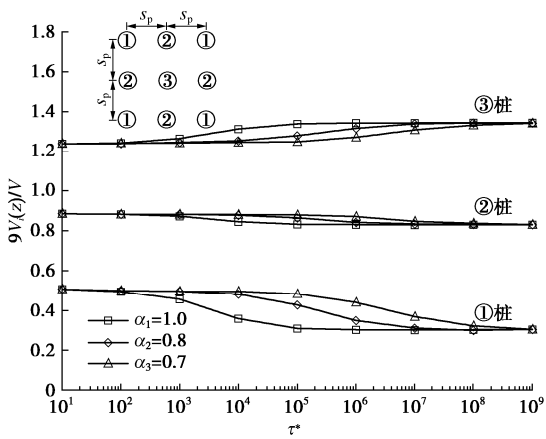


图 6 群桩桩顶轴力分配随时间的变化

Fig. 6 Variation of distribution of axial force at pile top with time

图 5、6 分别给出了承台竖向位移和群桩桩顶轴力分配随时间的变化。相较于整数阶黏弹性地基 ( $\alpha = 1.0$ ), 本文理论可根据软土蠕变曲线确定分数阶地基参数, 从而更好地预测饱和和软黏土的蠕变对群桩基础时效行为的影响。随着时间的变化, 承台竖向位移逐渐增大, 而边桩与中心桩的轴力逐渐转移由角桩承担; 同时, 随着分数阶次减小, 固结流变所需时间呈指数级增长, 而且软土蠕变过程的时间越长, 承台竖向位移和轴力分配达到稳定的时间就越长; 此外,

不同的分数阶次不影响初始阶段和最终阶段承台竖向位移和各基桩桩顶的轴力。现有的建筑桩基技术规范<sup>[17]</sup>对桩基础的设计计算进行了简化, 只考虑了最终阶段的沉降和桩顶轴力, 而本文方法能够考虑沉降和桩顶轴力随时间的变化, 在各个时间段对群桩基础进行沉降和受力分析。显然, 这对工程精细化设计以及全过程质量监测具有重要的指导意义。图 7 表明, 超孔隙水压力的消散不受分数阶次的影响, 这是因为饱和和软黏土中超孔隙水压力的消散集中在固结过程; 而蠕变过程由分数阶次描述, 故图 7 中不同分数阶次同一时刻的超孔隙水压力曲线重合。

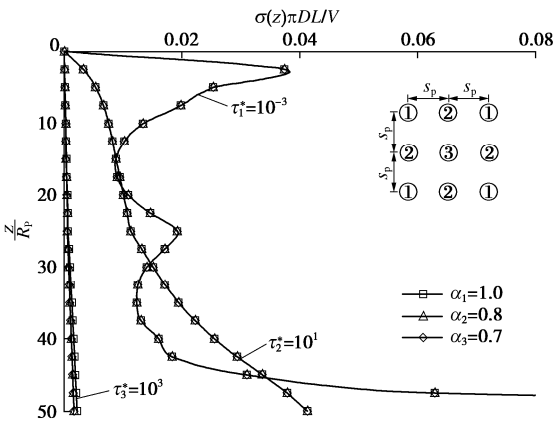


图 7 超孔隙水压力沿中心桩轴线变化情况

Fig. 7 Distribution of pore water pressure along axis of central pile

6 结 论

为了更好地模拟饱和和软黏土的蠕变对群桩基础时效的影响, 本文引入分数阶导数 Merchant 模型研究层状饱和和软黏土中群桩基础的时效行为, 数值算例的结果表明:

- (1) 分数阶次的大小显著影响了土体固结流变的进程。分数阶次越小, 软土流变过程的时间越长, 群桩轴力分配达到稳定所需要的时间越长。
- (2) 对于分数阶 Merchant 模型而言, 分数阶次的改变, 不影响初始阶段和最终阶段的桩顶轴力值。
- (3) 相较于现有规范<sup>[17]</sup>, 本文方法能够综合考虑软土固结流变过程对群桩基础沉降和各基桩轴力变化的影响, 这有助于工程精细化设计以及全过程的质量监测。

参考文献:

[1] 程泽海, 凌道盛, 陈云敏. 桩筏基础在竖向荷载作用下的时间效应[J]. 土木工程学报, 2004, 37(2): 73 - 77. (CHENG Ze-hai, LING Dao-sheng, CHEN Yun-min. Time effects on piled raft foundation under vertical loading[J]. China Civil Engineering Journal, 2004, 37(2): 73 - 77. (in Chinese))

- [2] 崔春义, 栾茂田, 杨 庆, 等. 结构-桩筏-地基体系时间效应的三维数值分析[J]. 岩土工程学报, 2007, **29**(8): 1244 - 1250. (CUI Chun-yi, LUAN Mao-tian, YANG Qing, et al. 3D numerical analysis of time effect of superstructure-piled raft-foundation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, **29**(8): 1244 - 1250. (in Chinese))
- [3] 梁发云, 宋 著, 郭蔚东. 考虑固结群桩竖向应力相互作用的积分方程分析方法[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(5): 847 - 854. (LIANG Fa-yun, SONG Zhu, GUO Wei-dong. Integral equation method for interaction effect of stress of vertically loaded pile groups considering consolidation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(5): 847 - 854. (in Chinese))
- [4] 陈宗基, 刘恢先. 黏土层沉降(由于固结和次时间效应)的二维问题[J]. 力学学报, 1958(1): 1 - 10. (CHEN Zong-ji, LIU Hui-xian. Two dimensional problems of settlements of clay layers due to consolidation and secondary time effects[J]. Acta Mechanica Sinica, 1958(1): 1 - 10. (in Chinese))
- [5] 钱家欢, 殷宗泽. 土工原理与计算[M]. 2版. 北京: 中国水利水电出版社, 1996. (QIAN Jia-huan, YIN Zong-ze. Geotechnical Principle and Calculation[M]. Beijing: China Water Power Press, 1996. (in Chinese))
- [6] 陆建飞, 王建华, 沈为平. 考虑固结和流变的群桩的积分方程解法[J]. 岩土工程学报, 2000, **22**(6): 650 - 653. (LU Jian-fei, WANG Jian-hua, SHEN Wei-ping. The integral equation method to solve pile group problem considering the consolidation and rheology of soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2000, **22**(6): 650 - 653. (in Chinese))
- [7] 曾庆有, 周 健, 屈俊童. 考虑应力应变时间效应的桩基长期沉降计算方法[J]. 岩土力学, 2005, **26**(8): 1283 - 1287. (ZENG Qing-you, ZHOU Jian, QU Jun-tong. Method for long-term settlement prediction of pile-foundation in consideration of time effect of stress-strain relationship[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, **26**(8): 1283 - 1287. (in Chinese))
- [8] AI Z Y, GUI J C, CHENG Y C. Performance of vertically loaded pile group embedded in layered transversely isotropic saturated viscoelastic soils[J]. Engineering Analysis with Boundary Elements, 2020, **110**: 112 - 123.
- [9] 何利军, 孔令伟, 吴文军, 等. 采用分数阶导数描述软黏土蠕变的模型[J]. 岩土力学, 2011, **32**(增刊 2): 239 - 243, 249. (HE Li-jun, KONG Ling-wei, WU Wen-jun, et al. A description of creep model for soft soil with fractional derivative[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, **32**(S2): 239 - 243, 249. (in Chinese))
- [10] YIN D S, WU H, CHENG C, et al. Fractional order constitutive model of geomaterials under the condition of triaxial test[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2013, **37**(8): 961 - 972.
- [11] AI Z Y, ZHAO Y Z, LIU W J. Fractional derivative modeling for axisymmetric consolidation of multilayered cross-anisotropic viscoelastic porous media[J]. Computers & Mathematics with Applications, 2020, **79**(5): 1321 - 1334.
- [12] AI Z Y, HU K X, LI P C. Fractional non-axisymmetric consolidation of stratified cross-anisotropic visco-poroelastic media[J]. Applied Mathematical Modelling, 2020, **87**: 372 - 388.
- [13] SNEDDON I N. The Use of Integral Transforms[M]. New York: McGraw-Hill, 1972.
- [14] 陈 文, 孙洪广, 李西成. 力学与工程问题的分数阶导数建模[M]. 北京: 科学出版社, 2010. (CHEN Wen, SUN Hong-guang, LI Xi-cheng. Fractional Derivative Modeling of Mechanics and Engineering Problems[M]. Beijing: Science Press, 2010. (in Chinese))
- [15] 魏培君, 张双寅, 吴永礼. 黏弹性力学的对应原理及其数值反演方法[J]. 力学进展, 1999, **29**(3): 317 - 330. (WEI Pei-jun, ZHANG Shuang-yin, WU Yong-li. Correspondence principles and numerical methods of inverse integral transformation in viscoelastic mechanics[J]. Advances in Mechanics, 1999, **29**(3): 317 - 330. (in Chinese))
- [16] SCHAPERY R A. Approximate methods of transform inversion for viscoelastic stress analysis[J]. 4th U S National Congress Applied Mechanics, 1962, **2**: 1075 - 1085.
- [17] 建筑桩基技术规范: JGJ 94—2008[S]. 2008. (Technical Code for Building Pile Foundations: JGJ 94—2008[S]. 2008. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202204019

# 黏土在不同应力条件下的渗透过程分析

宋林辉<sup>1</sup>, 王兴亚<sup>1</sup>, 吴昊宇<sup>1</sup>, 周克发<sup>2</sup>, 梅国雄<sup>3</sup>

(1. 南京工业大学数理科学学院, 江苏 南京 211800; 2. 南京水利科学研究院大坝安全与管理研究所, 江苏 南京 210029;

3. 广西大学土木建筑工程学院, 广西 南宁 530004)

**摘要:** 渗透性是黏土的重要工程性质之一, 通过渗透系数进行表征, 其机理在于水在黏土中的渗透过程。采用研制的刚性壁固结渗透装置, 开展 9 种应力条件下的黏土渗流试验, 并运用荧光示踪技术定量分析试样不同位置处的过水率和流道率, 以刻画黏土的渗透过程。试验结果表明, 试样同一横截面上的过水率变化范围很大, 分布很不均匀, 水在渗流过程中容易出现优势流道, 且优势流道的分布呈随机无规律性; 受水力渗透固结的影响, 不同横截面上的过水率和流道率也存在差异, 靠近水体的土层的参数值最大, 沿渗流方向呈递减趋势; 黏土的过水率和流道率均随水力梯度的增加而增加、随固结压力的增加而减小, 但就影响程度而言, 水力梯度较固结压力更显著。

**关键词:** 黏土; 渗透过程; 荧光示踪; 过水率; 流道率

中图分类号: TU433

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2022)04-0755-07

**作者简介:** 宋林辉(1980—), 男, 博士, 副教授, 主要从事岩土力学方面的研究工作。E-mail: h27991@163.com。

## Permeation process of clay under different stresses

SONG Lin-hui<sup>1</sup>, WANG Xing-ya<sup>1</sup>, WU Hao-yu<sup>1</sup>, ZHOU Ke-fa<sup>2</sup>, MEI Guo-xiong<sup>3</sup>

(1. School of Physical and Mathematical Sciences, Nanjing TECH University, Nanjing 211800, China; 2. Dam Safety Management

Department, Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210029, China; 3. College of Civil Engineering and Architecture, Guangxi University, Nanning 530004, China)

**Abstract:** Permeability is one of the important engineering properties of clay. It is characterized by the permeability coefficient, and its mechanism lies in the permeability process of water in clay. In order to describe the permeation process of clay, the developed rigid wall consolidation infiltration device is used to carry out clay seepage tests under 9 stress conditions. The water transfer rate and flow rate at different positions of the clay are quantitatively analyzed by the fluorescence tracing technique. The results show that the water transfer rate on the same cross section of the sample varies widely, and the distribution is very uneven. The dominant channel is easy to appear in the seepage process, and the distribution of the dominant channel is random and irregular. Under the influences of hydraulic seepage consolidation, there are also differences in permeable rate and flow rate on different cross sections. The parametric value of the soil layer near the water body is the largest and shows a decreasing trend along the seepage direction. The permeable rate and flow rate of clay both increase with the increase of hydraulic gradient and decreases with the increase of consolidation pressure, but the hydraulic gradient is more significant than consolidation pressure in terms of influence degree.

**Key words:** clay; permeation process; fluorescence tracer; permeable rate; flow rate

## 0 引言

土体渗透性是岩土工程的研究热点, 国内外学者对渗透系数的计算方法进行了大量研究。Mesri<sup>[1]</sup>、Nagaraj 等<sup>[2]</sup>均通过系列试验提出了渗透系数与孔隙比的关系式, 目前此类关系式已成为经典并被不断完善<sup>[3]</sup>; 还有探讨渗透系数与固结应力<sup>[4]</sup>、水力梯度<sup>[5]</sup>、颗粒粒径和吸附水膜<sup>[6]</sup>之间关系的研究。除了上述基于土体物理指标和外部应力条件从不同角度计算渗透系数的研究外, 水在介质中的渗透过程也被关注, 并

通过数值模拟、基于温度和电导率等参数的试验测试、以及示踪技术等手段进行研究<sup>[7]</sup>。其中, 周健等<sup>[8]</sup>基于散体介质理论, 利用 PFC 模拟不同水压下渗流引起砂土特性变化的全过程; 孙强等<sup>[9]</sup>通过砂岩地层渗透过程中不同部位的地电场响应特点试验, 判定砂层中水的渗流方向、渗流速度和渗漏点位置; 程竹华等<sup>[10]</sup>和刘目兴等<sup>[11]</sup>利用剖面染色与图像分析相结合的方

**基金项目:** 国家自然科学基金项目 (51578164); 江苏省研究生科研与实践创新计划项目 (KYCX20-1061)

**收稿日期:** 2021-06-15

法对土壤大孔隙及优先流开展的试验研究,分析优先流路径对剖面水分入渗过程的影响;Bai 等<sup>[12]</sup>利用示踪剂研究了不同粒径悬浮颗粒在饱和多孔介质中的迁移特性;张文杰等<sup>[13]</sup>设计了一种垃圾染色剖面的试验方法,研究了垃圾中优先流特征。可见,示踪技术主要用于分析优势渗流模式并定量评估优势流发育程度,研究对象包括地表土壤、填埋垃圾和岩石等,较少涉及不同应力下的黏土渗流通道。

本文运用荧光示踪表征技术,针对不同应力状态下黏土的渗流通道开展试验研究。以深基础下的黏土地基为研究对象,在施加有效应力完成土体固结的基础上,注入含荧光剂的水、并施加一定的水压在土体中形成稳定渗流,然后分析土体中不同位置处的荧光剂含量,进而判断出该处是否有水渗流通过,并计算出渗水量,进一步对数据进行整理和分析,刻画出水在黏土中的渗透过程。

1 试验方案

1.1 试验工况

选取 100, 200, 300 kPa 3 种固结压力作用下的土体开展试验,并按照固结压力与渗透水压之比为 1 : 0.5, 1 : 1.0, 1 : 1.5 施加渗透水压,共进行 9 组试验(T1~T9),试验加载方案如表 1 所示。

表 1 试验加载方案

Table 1 Loading schemes of tests

| 试验编号 | 固结压力 $p_c/\text{kPa}$ | 渗透水压 $p_w/\text{kPa}$ | 压力比     |
|------|-----------------------|-----------------------|---------|
| T1   | 100                   | 50                    | 1 : 0.5 |
| T2   | 100                   | 100                   | 1 : 1.0 |
| T3   | 100                   | 150                   | 1 : 1.5 |
| T4   | 200                   | 100                   | 1 : 0.5 |
| T5   | 200                   | 200                   | 1 : 1.0 |
| T6   | 200                   | 300                   | 1 : 1.5 |
| T7   | 300                   | 150                   | 1 : 0.5 |
| T8   | 300                   | 300                   | 1 : 1.0 |
| T9   | 300                   | 450                   | 1 : 1.5 |

1.2 试验土体

试验用土取自南京市江北新区的一个基坑场地,勘察报告显示为可塑状的灰色黏土,将其运至实验室,做晾干、粉碎处理后,进行常规土工试验,具体指标如表 2 所示,粒径含量如表 3 所示。

表 2 土体物理参数

Table 2 Physical parameters of soil

| 土颗粒相对质量密度 | 液限 $w_L/\%$ | 塑限 $w_P/\%$ | 塑性指数 $I_P$ |
|-----------|-------------|-------------|------------|
| 2.68      | 38.3        | 19.3        | 19.0       |

表 3 黏土粒径的百分含量

Table 3 Percentages of particle size of clay

| 粒径范围/mm | > 1.0 | 1.0~0.5 | 0.5~0.25 | 0.25~0.075 | 0.075~0.005 | < 0.005 |
|---------|-------|---------|----------|------------|-------------|---------|
| 含量/%    | 0.0   | 0.5     | 1.9      | 3.4        | 67.3        | 26.9    |

由上述参数可判断试验土体为低液限黏土。

1.3 试验设备

依据试验要求研制了一套刚性壁固结渗透装置,包括渗透测试筒、施加固结压力的杠杆和施加水压的气泵,其中的渗透测试筒是关键部件,如图 1 所示。

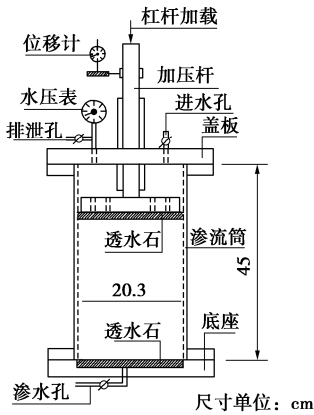


图 1 渗透测试筒

Fig. 1 Container of penetration tests

由图 1 可见,渗透测试筒由底座、渗流筒和盖板组成,三者可装配形成密闭腔体。底座底部留有渗水孔;筒体总高 45 cm、内径 20.3 cm;盖板中间设有加压杆套,加压杆(上有镶嵌密封橡胶圈的环状凹槽)通过杆套穿过盖板传递杠杆施加固结压力,加压杆上加装了位移测试板,用于放置位移计;盖板上设有两个孔道,一个是带水压表的排泄孔,用来排气排水,另一个是进水孔,用于试验过程中的注水和加压。3 个孔均设有阀门,可按需开启和关闭。

水压是由气泵经密闭罐施加的,密闭罐内部由气囊分成气室和水室,其中气室的进气口接气泵,水室储存有含荧光剂的水,其出水口接渗流筒盖板上的进水孔,气泵加压后,气室的压力传递到水室实现加压,且可避免气体混入水中。

示踪剂采用的是荧光素钠,易溶于水,为水溶性荧光剂,最大吸收波长为 493.5 nm。光度计是上海菁华科技仪器有限公司生产的紫外可见分光光度计,波长范围为 190~1100 nm。

1.4 试验步骤

依据试验工况,每组试验可细分为 9 个步骤。

(1)准备工作:组装试验装置并进行密封性检测,确保试验过程中不漏水;同时将粉碎后的黏土放入饱和桶中抽气饱和,不少于 24 h;配置好荧光剂溶液(溶液质量分数为 1.67 mL·L<sup>-1</sup>),并注入密闭罐。

(2)土体填筑:先在渗流筒内壁涂抹一层凡士林,以避免筒壁与土体界面间的渗漏,并将滤纸放置在底部透水石上。将饱和好的黏土浆分层填入渗流筒内,打开底座的渗水孔,静置 24 h 以上,以使土体在自重



下沉淀析水。

(3) 加压固结：饱和黏土浆经自重沉淀后，将析出的水抽掉，放入滤纸和透水石，通过杠杆逐级施加荷载（每级荷载时间不少于 24 h）直至达到表 1 中所要求的固结压力（该固结压力在试验过程中一直保持），要求加水压前该固结压力下土体沉降达到稳定状态，即变形小于 0.01 mm/h。

(4) 施加水压：连接密闭罐与进水孔，打开排泄孔，将土体顶部的空间注满荧光剂溶液，然后关闭排泄孔，在底部渗水孔处接带荷重传感器的水桶；之后按表 1 方案施加水压形成渗流，通过渗水量和渗出水中荧光剂的浓度来判断试验是否达到稳定状态，即渗水量随时间呈线性变化，且渗出水中的荧光剂浓度不变。

(5) 切样与试验：渗流试验结束后，将渗流筒中的黏土样取出，进行称重、测高、并将土样顶面刮平，然后沿高度将土样切成 3 层，每层厚度约为 60 mm，如图 2 所示，然后按图 3 所示平面尺寸切成 17 小块，并将每块上下表面约 10 mm 厚削除（尽量避免分层切土的影响），使得每小块土样厚约 30 mm。除#1 小块外，其余 16 块均称重后放入 3 倍重的水中浸散；#1 小块用环刀取样，获得其密度后，再和其余 16 块一样，连同环刀一起放入 3 倍重的水中浸散。从 17 小块土样切削下来的土体中挑一部分用作含水率试验。

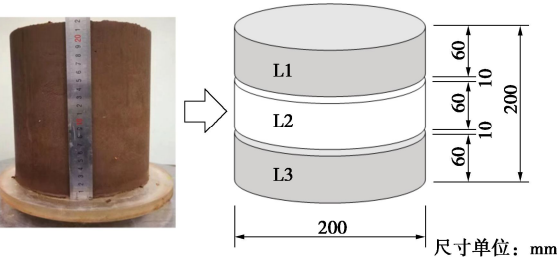


图 2 试样照片及纵向切割方式

Fig. 2 Photo of sample and longitudinal cutting method

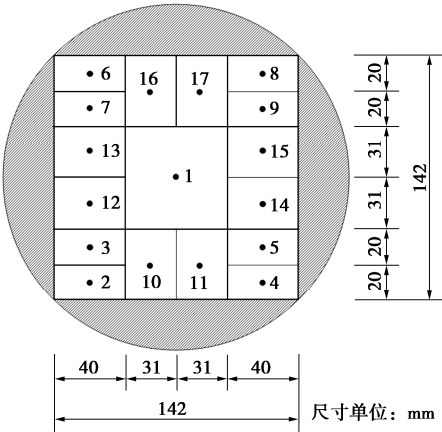


图 3 土样横截面切割方式和编号

Fig. 3 Cutting method and numbering of cross section of soil sample

(6) 提取荧光剂溶液：待上述土块在水中浸散后（需 12 h 以上），用玻璃棒对其进行多次搅拌，每次搅拌的方向均相反且持续的时间为 5 min 以上，相邻两次搅拌的时间间隔为 3 min，直至将黏土与水搅拌成泥浆状为止，使得赋存于小土块孔隙中的荧光剂扩散到水中，再静置 12 h 以上，等待土颗粒下沉，然后用针管将上层的荧光剂溶液吸出，并注入比色管中待检，试验照片如图 4 所示。

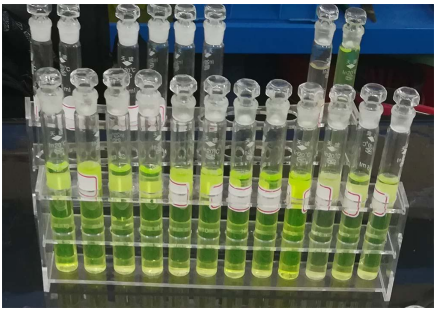


图 4 提取荧光剂溶液的照片

Fig. 4 Photos of extracting fluorescent solution

(7) 溶液浓度测量：启动紫外可见分光光度计，进行调波长和校零等操作后，将比色管中待检溶液逐一倒入比色皿中进行吸光度测量，测量结束后，利用标准曲线，基于朗伯比尔定律将吸光度换算成溶液浓度。

(8) 计算孔隙透水量：根据已测得的溶液浓度可计算出各小块土体中的荧光剂含量，再基于试验前所配置的荧光剂溶液浓度大小，可算得穿透孔隙的水量。

(9) 数据处理与分析：得到各土块的透水量后，对数据做进一步分析，以描述水在黏土中的渗透情况。

2 数据处理方法

依据试验步骤（1）～（5），可制作完成 9 种应力工况下的土体试样，并通过常规土工试验获得其物理参数，如表 4 所示；再依据试验步骤（6），可提取到不同试样的荧光剂溶液。

| 表 4 固结后土体的物理参数                                          |                                          |      |      |            |      |      |
|---------------------------------------------------------|------------------------------------------|------|------|------------|------|------|
| Table 4 Physical parameters of soil after consolidation |                                          |      |      |            |      |      |
| 试验<br>编号                                                | 密度 $\rho /(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$ |      |      | 含水率 $w/\%$ |      |      |
|                                                         | L1                                       | L2   | L3   | L1         | L2   | L3   |
| T1                                                      | 1.97                                     | 1.98 | 1.98 | 32.3       | 30.4 | 29.8 |
| T2                                                      | 1.98                                     | 1.99 | 1.99 | 30.5       | 30.1 | 29.5 |
| T3                                                      | 1.98                                     | 1.99 | 2.00 | 28.9       | 27.3 | 26.9 |
| T4                                                      | 2.00                                     | 2.01 | 2.01 | 26.2       | 25.9 | 25.4 |
| T5                                                      | 2.00                                     | 2.01 | 2.02 | 26.1       | 25.6 | 25.3 |
| T6                                                      | 2.01                                     | 2.01 | 2.02 | 26.0       | 25.4 | 25.1 |
| T7                                                      | 2.01                                     | 2.02 | 2.03 | 25.5       | 24.2 | 23.7 |
| T8                                                      | 2.02                                     | 2.02 | 2.03 | 25.3       | 23.5 | 23.3 |
| T9                                                      | 2.04                                     | 2.05 | 2.05 | 24.1       | 23.1 | 23.1 |

依据试验步骤(7),通过分光光度计可确定所提取溶液的荧光剂浓度,但试验前需先绘制荧光剂标准曲线,即溶液浓度与吸光度之间的换算关系。在朗伯-比耳定律有效吸光度区间范围内,用移液管、比色管以自来水为溶剂从低至高配 30 个不同浓度的荧光剂溶液,然后将紫外可见分光光度计波长设置为 493.5 nm,调好 100%T/0A,将配好的已知浓度的荧光剂溶液放入光度计中进行逐一测量,对应记录下它们的吸光度值  $A$ ,并拟合试验值得到溶液浓度  $C$  与吸光度  $A$  间的换算关系式:

$$C = 0.07052 \times A \quad (1)$$

依据小块湿土样浸泡前含有的水量  $V_w$  和浸散土样时加入的水量  $V_a$ ,采用下式可计算出该小块土样中的荧光剂含量  $V_f$ :

$$V_f = C \times (V_w + V_a) \quad (2)$$

$V_w$  可根据试验测得的土样质量  $m$ 、密度  $\rho$  和含水率  $w$  计算得到

$$V_w = \frac{mw}{\rho(1+w)} \quad (3)$$

基于试验前所配置的荧光剂溶液质量分数为  $1.67 \text{ mL} \cdot \text{L}^{-1}$ ,依据下式可计算出渗流至该小块土样中含荧光剂的水量,将其定义为透水量  $V_p$ :

$$V_p = V_f / 1.67 \quad (4)$$

为进一步分析土样横截面上不同位置处的透水量情况,将每个小块土样的透水量除以该小块土样的体积可得到单位体积的透水量,将其定义为过水率  $R_p$ ,具体计算式为

$$R_p = \frac{V_p}{V} = \frac{\rho V_p}{m} \times 100\% \quad (5)$$

从黏土的细观角度看,并不是所有孔隙都是连通成水流通道的,为探讨形成水流通道的孔隙比例,定义流道率  $\eta$ ,其为已形成流道的孔隙体积与总孔隙体积之比,考虑到饱和黏土中的孔隙均被水填充,总孔隙体积  $V_v$  即为所含水的体积  $V_w$ ,前述透水量  $V_p$  即为已形成流道的孔隙体积,则流道率  $\eta$  可通过下式计算得到

$$\eta = \frac{V_p}{V_w} \times 100\% \quad (6)$$

因  $V_p = V \cdot R_p$ ,  $V_w = V \cdot n$  ( $n$  为孔隙率),代入式(6)可得

$$\eta = \frac{R_p}{n} \times 100\% \quad (7)$$

以下将基于试验测试得到的吸光度  $A$ 、各小块土样质量  $m$ 、密度  $\rho$ 、含水率  $w$ 、稀释水量  $V_a$  及推算的孔隙率  $n$  等数据,利用上述公式计算过水率  $R_p$  和流道率  $\eta$  两个参数,以分析黏土的渗透过程。

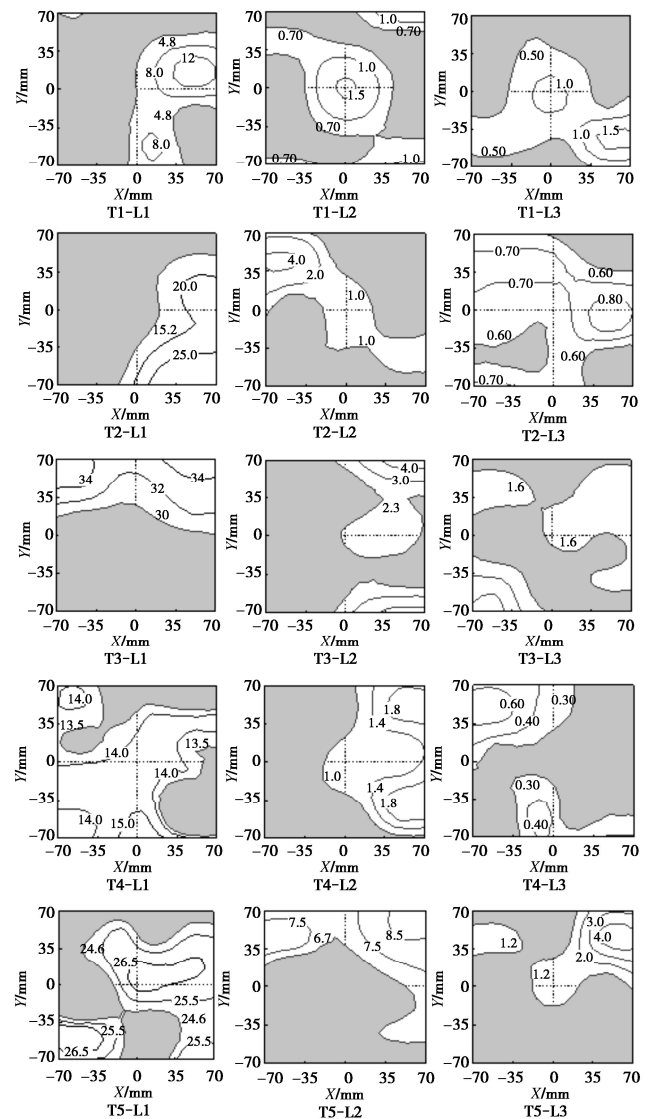
### 3 试验结果分析

基于 9 组试验的测试数据和前述计算公式,可得到各试样不同位置处的过水率和流道率大小,并以此刻画其渗透过程,在此基础上开展对比分析,可得到黏土渗透过程的影响因素和影响程度。

#### 3.1 过水率分析

通过对各试样每层的 17 个小块土样测试和计算,可得到试样不同位置处的过水率。为便于观察,以各小块土样中心点为  $XY$  向坐标位置,以过水率值为  $Z$  向绘制等高线图,同时以过水率均值为界线,将小于均值的部分填充灰色阴影,以直观显示优势流道区的分布,如图 5 所示。

由图 5 可见,同一横截面上的过水率变化范围很大、分布不均匀;另外,27 张分布图中,除 T2-L3 和 T4-L1 中大于均值的白色区域分布比较分散外,其余都呈集中成片分布特点,表明水在渗流过程中容易出现优势流道,且大部分水流从优势流道中穿过。



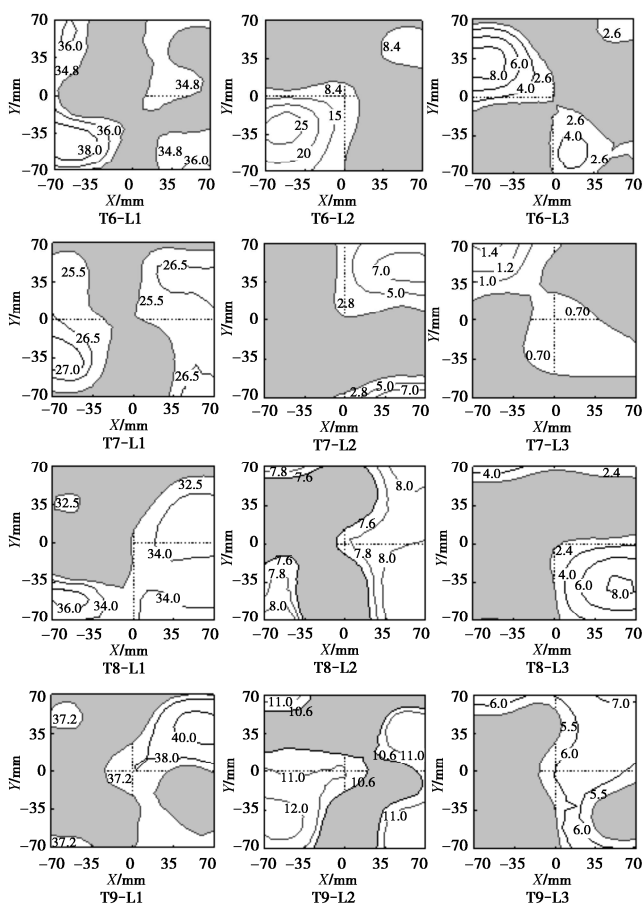


图 5 各层土样的过水率分布

Fig. 5 Distribution of permeable rate of each soil layer

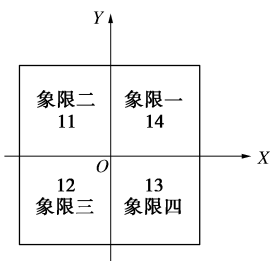


图 6 优势流道区的分布统计

Fig. 6 Distribution statistics of dominant channel area

为统计优势流道在土样横截面上的分布规律, 基于  $X, Y$  轴将截面分成 4 个象限, 对照图 5, 以优势流道区面积超过所统计象限面积一半以上计数, 可统计出优势流道区在 4 个象限出现的次数依次为 14, 11, 12, 13, 如图 6 所示。基于现有的样本数, 从统计学而言, 其分布是比较均匀的, 符合随机分布的规律。上述分析表明渗透过程中, 土层横截面上的优势流道是无规律随机分布的。

为便于进一步对比, 将图 5 中 27 层土样的过水率平均值按土层中心所处位置绘制成图 7。可见, 各试样不同横截面上的过水率相差也很大, 总体而言, 靠近水压施加面的 L1 层土体的过水率最大, L2 层土体

次之, L3 层土体最小。

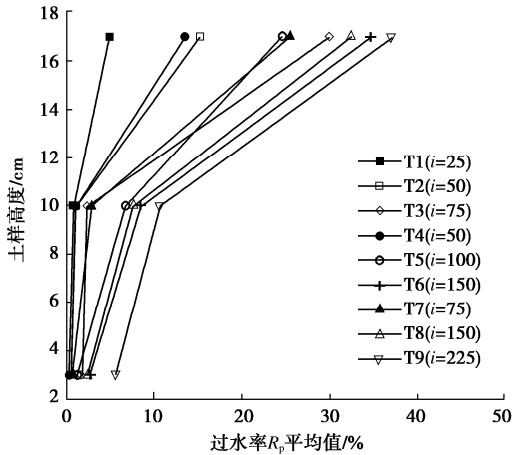


图 7 过水率均值随高度的变化

Fig. 7 Variation of average permeable rate with height

另外, 变化趋势方面, 上段直线的斜率较小、下段直线的斜率较大, 明显对比出 L1 层到 L2 层的过水率存在剧减, 而 L2 层到 L3 层的过水率变化相对小得多, 说明靠近水体的土层最先被水透过。对于相同固结压力、不同渗透压力的试样 (如 T1~T3、T4~T6、T7~T9), 随着水力梯度的增加, 各层的过水率也在增加, 尤其是 L1 层增量最大; 就 9 组试样而言, 虽然固结压力也在增大, 但过水率随水力梯度的增加依然呈明显增长趋势, 水力梯度的影响更大。对于相同水力梯度、不同固结压力的试样 (如 T2 与 T4、T3 与 T7、T6 与 T8), 可见固结压力大的试样的过水率稍小, 因为土体相对较密实, 但数值相差不大。

### 3.2 流道率分析

依据试样的土工试验数据, 可计算得到各试样每层的孔隙率, 基于式 (7) 可进一步计算得到各试样每层的流道率平均值, 同样将其按土层中心所处位置绘制成图 8。

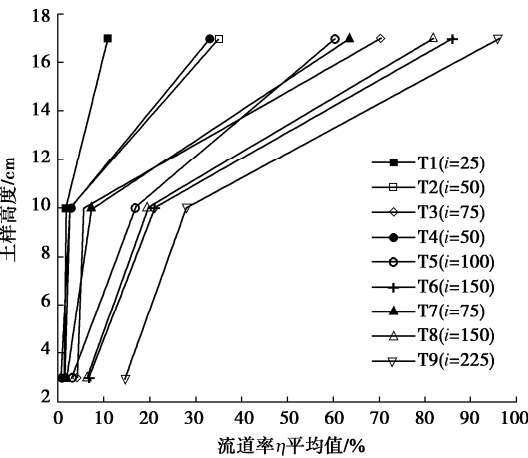


图 8 流道率均值随高度的变化

Fig. 8 Variation of average flow rate with height

由图 8 可见, 流道率的大小分布规律总体上与过

水率相同, 靠近水压施加面的 L1 层土体的最大, 且远大于 L2 和 L3 层土体的流道率; 变化趋势上也是上段直线的斜率较小、下段直线的斜率较大, 说明靠近水体的土层孔隙更易形成渗流通道。

为分析水力梯度和固结压力对流道率的影响程度, 将流道率平均值按土层编号绘成图 9, 10。

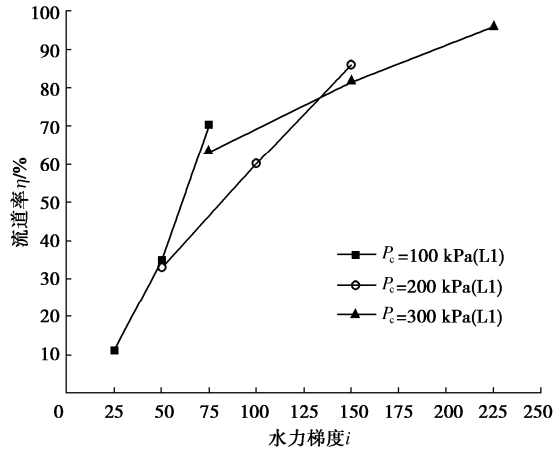


图 9 L1 土层流道率随水力梯度的变化

Fig. 9 Variation of channel rate of soil layer L1 with hydraulic gradient

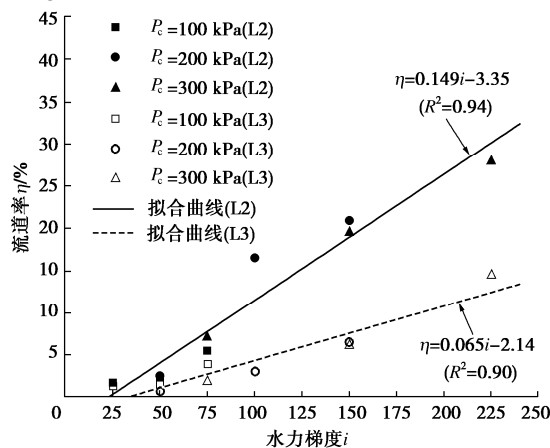


图 10 L2 和 L3 土层流道率随水力梯度的变化

Fig. 10 Variation of channel rate of soil layers L2 and L3 with hydraulic gradient

由图 9 可见, 3 种固结压力下的 L1 层土的流道率均随水力梯度呈线性增长, 表明水力梯度起增加流道率的作用; 不过, 随着固结压力的增大, 土体孔隙比减小, 使得流道率随水力梯度的增速变缓。至于两者的影响程度可通过两组数据来对比体现, 如 T3 和 T7, 水力梯度相同, 固结压力分别为 100 kPa 和 300 kPa (比值为 3), L1 层的流道率降低 6.9%; 而 T4 和 T6 中, 固结压力相同, 水力梯度分别为 50 和 150 (比值也是 3), 但 L1 层的流道率增长 52.9%, 可见, 水力梯度对流道率的影响远大于固结压力的影响。

由图 10 可见, 3 种固结压力下的 L2 和 L3 层土的流道率随水力梯度整体呈线性增长, 但 L3 层土的增

速较 L2 层土要小。

### 3.3 渗流过程影响因素分析

本试验中影响渗流过程的因素主要包括固结压力和水力梯度。综上可知, 当黏土所受的固结压力不变时, 增大水力梯度会使黏土的透水率和流道率增加, 该现象与 Bai 等<sup>[14]</sup>在研究渗流速度对多孔介质中悬浮颗粒影响的结论一致, 即增大水力梯度会使流道内的孔隙水流动速率加快, 使流道四周的土颗粒发生迁移, 进而增大现有流道或打通新流道; 当在黏土上作用的水力梯度相同时, 所受固结压力越大、透水率和流道率越小, 主要是固结压力越大土体越密实、孔隙越少, 则渗流通道自然减少; 在对透水率和流道率的影响程度上, 水力梯度的影响较固结压力要大。

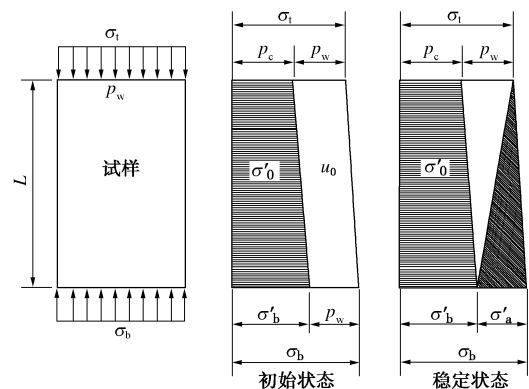


图 11 试样渗透受力图

Fig. 11 Force diagram of sample seepage in soil

基于图 7 中过水率和图 8 中流道率随高度的变化规律、以及图 9, 10 中不同土层的流道率变化规律可知, 自上而下的 L1~L3 土层的透水率和流道率呈递减趋势, 这种现象主要是由施加水压形成的渗透力所致。试验中, 水压施加后在试样中产生自上而下的渗流, 同时水力渗透会诱发固结, 具体如图 11 所示, 试样在水压施加瞬间的初始状态, 顶部的总应力  $\sigma_t$  由固结压力  $p_c$  (即初始有效应力) 和施加的水压  $p_w$  组成, 底部的总应力  $\sigma_b$  由初始有效应力  $\sigma'_0$  与超静孔隙水压力  $p_w$  组成, 则横线阴影区为初始有效应力  $\sigma'_0$  部分, 空白区为超静孔隙水压力  $u_0$  部分。随着固结进行直至稳定渗流状态, 试样顶部的受力状态保持不变, 底部的超静孔隙水压力消散为零, 有效应力增加了  $\sigma'_a$ , 数值上等于水压  $p_w$ , 试样应力图上的斜线阴影区即为增加的有效应力三角形。由此可见, 试样中的有效应力自上而下有个三角形增量, 使得试样被压密, 这一点可通过水压施加过程中量测到的土样沉降所证实; 由于底部的有效应力增量, 即试样下部比上部承受的固结压力大, 故透水率和流道率呈现出上大下小的特征, 这一点与固结压力的影响特点相符。



## 4 结 论

在开展9种应力条件下的黏土渗流试验基础上,运用荧光示踪表征技术定量分析黏土试样中不同位置处的过水率和流道率,以此刻画黏土的渗流过程,并通过对比得出如下结论:

(1) 各试样同一横截面上的过水率变化范围很大、分布很不均匀,水在渗流过程中容易出现优势流道,且优势流道的分布呈随机无规律性。

(2) 受水力渗透固结的影响,土层不同横截面上的过水率和流道率也存在差异,靠近水体的土层的参数值最大,然后沿渗流方向呈递减趋势。

(3) 土层的过水率和流道率大小均受水力梯度和固结压力的共同影响,其中水力梯度使两者数值增加,固结压力则使两者数值减小,影响效应相反,但水力梯度的增长作用更显著。

### 参考文献:

- [1] MESRI G. Mechanisms controlling the permeability of clays[J]. *Clays and Clay Minerals*, 1971, **19**(3): 151 - 158.
- [2] NAGARAJ T S, PANDIAN N S, NARASHIMHA R P S R. Stress state-permeability relationships for fine-grained soils[J]. *Géotechnique*, 1993, **43**(2): 333 - 336.
- [3] 曾玲玲,洪振舜,陈福全. 压缩过程中重塑黏土渗透系数的变化规律[J]. *岩土力学*, 2012, **33**(5): 1286 - 1292. (ZENG Ling-ling, HONG Zhen-shun, CHEN Fu-quan. A law of change in permeability coefficient during compression of remolded clays[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2012, **33**(5): 1286 - 1292. (in Chinese))
- [4] 梁健伟,房莹光. 极细颗粒黏土渗流特性试验研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2010, **29**(6): 1222 - 1230. (LIANG Jian-wei, FANG Ying-guang. Experimental study of seepage characteristics of tiny-particle clay[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2010, **29**(6): 1222 - 1230. (in Chinese))
- [5] 宋林辉,黄强,闫迪,等. 水力梯度对黏土渗透性影响的试验研究[J]. *岩土工程学报*, 2018, **40**(9): 1635 - 1641. (SONG Lin-hui, HUANG Qiang, YAN Di, et al. Experimental study on effect of hydraulic gradient on permeability of clay[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2018, **40**(9): 1635 - 1641. (in Chinese))
- [6] 党发宁,刘海伟,王学武,等. 基于有效孔隙比的黏性土渗透系数经验公式研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2015, **34**(9): 1909 - 1917. (DANG Fa-ning, LIU Hai-wei, WANG Xue-wu, et al. Empirical formulas of permeability of clay based on effective pore ratio[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2015, **34**(9): 1909 - 1917. (in Chinese))
- [7] RENSHAW C E, DADAKIS J S, BROWN S R. Measuring fracture apertures: a comparison of methods[J]. *Geophysical Research Letters*, 2000, **27**(2): 289 - 292.
- [8] 周健,姚志雄,张刚. 砂土渗流过程的细观数值模拟[J]. *岩土工程学报*, 2007, **29**(7): 977 - 981. (ZHOU Jian, YAO Zhi-xiong, ZHANG Gang. Mesomechanical simulation of seepage flow in sandy soil[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2007, **29**(7): 977 - 981. (in Chinese))
- [9] 孙强,刘盛东,姜春露,等. 砂岩地层渗流过程非饱和和厚度变化的地电测试[J]. *岩土工程学报*, 2013, **35**(7): 1350 - 1354. (SUN Qiang, LIU Sheng-dong, JIANG Chun-lu, et al. Electric response tests on unsaturated layer thickness in course of seepage of sandstone[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2013, **35**(7): 1350 - 1354. (in Chinese))
- [10] 程竹华,张佳宝,徐绍辉. 黄淮海平原三种土壤中优势流现象的试验研究[J]. *土壤学报*, 1999, **36**(2): 154 - 161. (CHENG Zhu-hua, ZHANG Jia-bao, XU Shao-hui. Experimental studies on preferential flow in three soils in hunag-Huai-Hai plain[J]. *Acta Pedologica Sinica*, 1999, **36**(2): 154 - 161. (in Chinese))
- [11] 刘目兴,杜文正. 山地土壤优先流路径的染色示踪研究[J]. *土壤学报*, 2013, **50**(5): 871 - 880. (LIU Mu-xing, DU Wen-zheng. To investigate soil preferential flow paths in mountain area using dye tracer[J]. *Acta Pedologica Sinica*, 2013, **50**(5): 871 - 880. (in Chinese))
- [12] BAI B, XU T, GUO Z G. An experimental and theoretical study of the seepage migration of suspended particles with different sizes[J]. *Hydrogeology Journal*, 2016, **24**(8): 2063 - 2078.
- [13] 张文杰,严宏罡,孙铖. 城市生活垃圾中优先流规律的穿透试验研究[J]. *岩土工程学报*, 2018, **40**(7): 1316 - 1321. (ZHANG Wen-jie, YAN Hong-gang, SUN Cheng. Breakthrough tests on preferential flow in municipal solid waste[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2018, **40**(7): 1316 - 1321. (in Chinese))
- [14] BAI B, XU T, LI H W. The semi-analytical solution of particle transport in porous media induced by seepage[J]. *Fresenius Environmental Bulletin*, 2017, **26**(10): 6286 - 6294.



DOI: 10.11779/CJGE202204020

# 基于岩石峰前起裂及峰后特征的脆性评价方法

高美奔<sup>1, 2</sup>, 李天斌<sup>\*2</sup>, 陈国庆<sup>2</sup>, 孟陆波<sup>2</sup>, 马春驰<sup>2</sup>, 张岩<sup>2</sup>, 阴红宇<sup>2</sup>, 钟雨奕<sup>2</sup>

(1. 西华大学应急学院, 四川 成都 610039; 2. 成都理工大学地质灾害防治与地质环境保护国家重点实验室, 四川 成都 610059)

**摘要:** 现有研究表明岩石脆性与其内部微裂纹起裂、扩展有密切联系, 但考虑岩石起裂特征的脆性评价指数并不多见, 在对脆性理论以及起裂特征分析的基础上, 提出了一种基于岩石峰前起裂及峰后特征的脆性评价方法。首先, 结合 George 和 Tarasov & Potvin 等对脆性的描述和定义, 从理论上分析了基于岩石峰前起裂及峰后特征脆性评价方法的可行性。其次, 构建了表征岩石峰前脆性特征的分量  $B_i$  和表征岩石峰后脆性特征的分量  $B_{ii}$ , 并将两者之积作为表征峰前起裂和峰后应力跌落特征的脆性指数  $B_I$ 。最后, 结合不同加载方式、围压以及岩性条件下花岗岩、砂岩和大理岩试验数据对其进行了验证。结果显示: 围压 5~35 MPa 时, 大理岩脆性与围压呈负相关关系; 围压 5 MPa 时, 三轴卸荷试验条件下花岗岩脆性比三轴压缩试验条件下大。花岗岩、砂岩、大理岩相应的脆性指数  $B_I$  值分别为 0.684, 0.336, 0.186, 计算结果与试验结果吻合。提供了一种从起裂和应力跌落角度评价岩石脆性的新思路, 对丰富室内岩石脆性分析与评价具有一定指导意义。

**关键词:** 岩石力学; 硬岩; 起裂; 脆性指数; 峰后特征

**中图分类号:** TU452

**文献标识码:** A

**文章编号:** 1000-4548(2022)04-0762-07

**作者简介:** 高美奔(1988—), 男, 讲师, 主要从事岩石力学与岩土工程方面的教学与研究工作。E-mail: 578209337@qq.com。

## Brittleness evaluation method based on pre-peak crack initiation and post-peak characteristics of rock

GAO Mei-ben<sup>1, 2</sup>, LI Tian-bin<sup>2</sup>, CHEN Guo-qing<sup>2</sup>, MENG Lu-bo<sup>2</sup>, MA Chun-chi<sup>2</sup>, ZHANG Yan<sup>2</sup>,  
YIN Hong-yu<sup>2</sup>, ZHONG Yu-yi<sup>2</sup>

(1. School of Emergency Science, Xihua University, Chengdu 610039, China; 2. State Key Laboratory of Geohazard Prevention and Geoenvironment Protection, Chengdu University of Technology, Chengdu 610059, China)

**Abstract:** The existing researches show that the brittleness of rock is closely related to the initiation and propagation of internal microcracks, but there are few brittleness evaluation indexes considering the characteristics of rock initiation. Based on the theoretical analysis of brittleness and the characteristics of rock initiation, a brittleness evaluation method is proposed based on the pre-peak initiation and post-peak characteristics of rocks. Firstly, based on the descriptions and definitions of brittleness by George, Tarasov & Potvin et al., the feasibility of evaluation method based on the pre-peak crack initiation and post-peak characteristic brittleness is theoretically analyzed. Secondly, component  $B_i$  representing pre-peak brittleness of rocks and component  $B_{ii}$  representing the post-peak brittleness of rocks are constructed, and the product of the two is the brittleness index  $B_I$  representing the pre-peak fracture initiation and post-peak stress drop. Finally, it is verified based on the test data of granite, sandstone and marble under different loading methods, confining pressures and lithology conditions. The results show that the brittleness of marble decreases with the increase of confining pressure from 5 to 35 MPa. At confining pressure of 5 MPa, the brittleness of granite under the triaxial unloading tests is greater than that under the triaxial compression tests. The values of the corresponding brittleness index  $B_I$  of granite, sandstone and marble are 0.684, 0.336 and 0.186 respectively, and the calculated results are consistent with the experimental ones. This study provides a new way to evaluate the rock brittleness from the perspective of crack initiation and stress drop, which has guiding significance to enrich the analysis and evaluation of indoor rock brittleness.

**Key words:** rock mechanics; hard rock; crack initiation; brittleness index; post-peak characteristic

基金项目: 国家自然科学基金项目 (42130719, U19A20111)

收稿日期: 2021-03-11

\*通信作者 (E-mail: ltb@cdut.edu.cn)

## 0 引言

岩石脆性作为其材料的基本属性之一, 是评价岩石性能的关键指标, 准确评价岩石脆性对矿藏油气资源有效开发利用、地下工程建设以及地质灾害防灾减灾具有重要的指导意义<sup>[1-2]</sup>。脆性是岩石在不同应力状态、不同物理环境下综合力学特征的表现<sup>[3-4]</sup>。虽然目前对于岩石脆性没有得到大家一致认可的定义, 但大量学者基于不同的研究领域, 对脆性表征行为给出了各自的描述。代表性学术观点有: 从应变角度, Morley<sup>[5]</sup>和 Hetenyi 等<sup>[6]</sup>将脆性定义为材料塑性的缺失; 从强度角度, Ramsey<sup>[7]</sup>认为岩石黏聚力丧失时, 材料即发生脆性破坏。另外, 岩石脆性也与破裂特征有关, 如, 李庆辉等<sup>[1]</sup>从岩石非均质性、应力、破裂特征的角度认为脆性是其综合特性。同时, 岩石脆性与其微观结构的非均质性相关<sup>[8]</sup>。

多年来, 根据上述特征学者们提出了许多定量评价岩石脆性的方法, 并对其影响因素进行了分析。如, 史贵才等<sup>[9]</sup>获得了大理岩的应力脆性跌落系数, 并讨论了其与围压的关系。周辉等<sup>[10]</sup>通过考虑峰后应力降的相对大小和绝对速率, 建立了可评价简单及复杂应力条件下岩石脆性评价指数。夏英杰等<sup>[11]</sup>从岩石峰后应力跌落速率及能量比的角度建立了新的脆性指数。侯鹏等<sup>[12]</sup>结合红砂岩和花岗岩试验提出了基于声发射和能量演化规律评价岩石脆性的方法。侯振坤等<sup>[13]</sup>基于室内页岩提出了包含多参数的综合脆性指标, 并从扩容拐点、残余强度、全过程曲线等多角度对脆性指标进行了诠释。

随着岩石起裂的深入研究发现, 脆性岩石破坏征兆和断裂能及起裂密切相关<sup>[14]</sup>。如 George<sup>[15]</sup>指出岩石脆性是指岩石内部微裂纹产生并引起非永久形变而连续变形的能力。据此可知, 岩石的脆性与微裂纹产生有关, 这就包括起裂时的特征应力和应变。另外, 岩石脆性也是指其在特定条件下经能量积累和峰后过程自我维持宏观破坏的能力<sup>[16]</sup>。从这个定义看出, 岩石的脆性和材料弹性能量积累有关。纵观岩石破坏全过程, 岩石破坏可以认为是微裂纹压密、起裂、发展、汇合并贯通的过程, 同时又是能量积累、消耗的过程。在微裂纹起裂前, 或在应力水平低于起裂应力水平前, 岩石内部微裂纹不扩展, 是弹性能量积累的过程; 当应力水平高于起裂应力时, 岩石内部微裂纹开始起裂和发展, 在裂纹起裂初始阶段, 外界荷载做功将转化为压缩的弹性能和维持裂纹扩展的消耗能, 弹性能持续增加但增长速率降低; 当应力水平达到屈服时, 岩石内部裂纹快速扩展, 外界荷载做功主要转化为消耗能;

当岩石破坏时, 外界做功总能量均转化为消耗能, 亦不存在弹性势能。这就可以认为在微裂纹起裂前, 微裂纹闭合, 外界做功转化为弹性能; 之后微裂纹起裂并扩展, 外界做功部分转化为消耗能, 直至最后破坏全部转化为消耗能。结合 George<sup>[15]</sup>和 Tarasov 等<sup>[16]</sup>对脆性的定义, 以及岩石破坏微裂纹发展和能量转化过程, 认为可以从岩石起裂以及峰后特征的角度对岩石脆性进行评价。如王宇等<sup>[17]</sup>从起裂应力的角度建立了新的岩石脆性指数。但从起裂应变的角度建立岩石峰前脆性特征评价指数的研究鲜有报道。本文拟从起裂应变的角度建立岩石峰前脆性评价分量, 然后结合峰后应力跌落特征建立峰后脆性评价分量, 并综合峰前和峰后脆性评价分量建立基于岩石峰前起裂及峰后应力跌落特征的脆性评价指数。

## 1 现有脆性评价方法简述

大量学者从强度、应变、能量、硬度等角度对脆性指数进行了分类评述, 详见文献[1, 10]。本文简述如下: 基于强度的脆性指标因参数获取方便, 被广泛地运用于岩石工程脆性评价, 但该类指数忽略了应变-强度间的内在联系, 存在一定的内在矛盾。大部分基于应变的脆性指标没有综合考虑岩石应力-应变全过程曲线, 存在一定局限性。基于应变能的脆性指标是目前的一个发展趋势。基于硬度的脆性指标对非匀质性、各向异性的岩石测定结果差异大。基于莫尔包络线的脆性指标但受试验情况影响。基于特殊试验的脆性指标鉴于各种原因并未被广泛采用。

## 2 岩石峰前起裂特征分析方法

目前, 关于岩石起裂特征的分析方法主要有观察法, 裂纹体积应变法、和声发射方法。其中以裂纹体积应变法运用最为广泛。本文将结合裂纹体积应变法判定岩石起裂特征。

裂纹体积应变法最早由 Martin<sup>[18]</sup>中提出。该方法确定起裂应力的思想为, 裂纹体积应变 ( $\varepsilon_v$ ) 由体积应变 ( $\varepsilon_v$ ) 减去弹性体积应变 ( $\varepsilon_{v \text{ elastic}}$ )。其中, 体积应变 ( $\varepsilon_v$ ) 通过试验中测量的轴向 ( $\varepsilon_{\text{axial}}$ ) 和横向 ( $\varepsilon_{\text{lateral}}$ ) 应变计算得出, 弹性体积应变由试验相应阶段应力状态 ( $\sigma_1$ ,  $\sigma_3$ ) 和弹性参数 ( $E$ ,  $\mu$ ) 计算求得, 各应变计算公式如下:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_{\text{axial}} + 2\varepsilon_{\text{lateral}}, \quad (1)$$

$$\varepsilon_{v \text{ elastic}} = (1 - 2\mu)(\sigma_1 - \sigma_3)/E, \quad (2)$$

$$\varepsilon_{v \text{ crack}} = \varepsilon_v - \varepsilon_{v \text{ elastic}}. \quad (3)$$

图1为裂纹体积应变特征。岩石压密过程中, 岩

石内部微裂纹、空洞和空隙体积被不断压缩。到线弹性变形阶段, 裂纹体积被压缩至极限状态, 岩石类似于各向同性材料, 仅有弹性体积应变, 没有裂纹体积应变。之后, 随着应力增加, 荷载应力达到岩石起裂应力时, 岩石内部裂纹开始扩展, 裂纹体积逐渐增大。

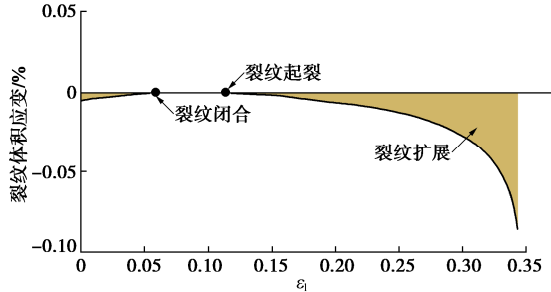


图1 裂纹体积曲线特征<sup>[18]</sup>

Fig. 1 Characteristics of crack volumetric strain<sup>[18]</sup>

### 3 基于岩石峰前起裂及峰后跌落特征的脆性评价方法构建

岩石压缩过程中, 起裂应力是裂纹压密和扩展的分界点, 若脆性表征的是岩石维持裂纹压密状态弹性能聚集的能力, 则此时弹性能增长速率达到峰值, 之后增长速率降低, 微裂纹扩展。若将起裂应变  $\varepsilon_{ci}$  表征岩石前期可压密状态的能力, 而将峰值应变与起裂应变的差值 ( $\Delta\varepsilon = \varepsilon_c - \varepsilon_{ci}$ ) 表征裂纹扩展的能力, 其应变比 ( $\varepsilon_{ci}/\Delta\varepsilon$ ) 就可以表征岩石维持内部裂纹压密状态的能力。起裂应变  $\varepsilon_{ci}$  越大, 表明岩石压缩做功过程越长, 弹性能积累越久, 裂纹可压密状态能力越强;  $\Delta\varepsilon$  越小, 表明岩石裂纹扩展迅速;  $\varepsilon_{ci}/\Delta\varepsilon$  越大, 表明岩石维持裂纹压密状态的能力越大。可以用  $\varepsilon_{ci}/\Delta\varepsilon$  来表征岩石峰前的脆性特征 (图2)。

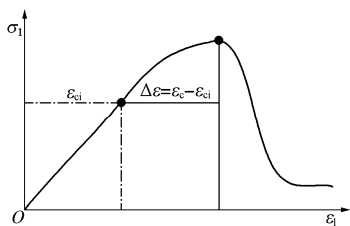


图2 岩石峰前脆性表征示意图

Fig. 2 Schematic diagram of brittleness for pre-peak

一般而言, 岩石在经历压缩试验后, 破坏形式有 I、II 两种情况, (图3(a))。通常认为 II 型破坏是非稳定的, 脆性较强, 脆而坚硬的岩石往往属于此种变形破坏型式。为此, 结合岩石破坏后其应力-应变曲线特征, 若岩石脆性特征越明显, 则其峰后应力跌落越明显。如图3(b)所示, 峰后曲线跌落越陡, 则峰后曲线与斜边 MN 所组成的区域面积 S 越大, 可以用  $S/S_\Delta$  ( $S_\Delta$  为图3(b)中红色和蓝色区域面积) 来表征

岩石峰后的脆性特征。其中, 关于图3(b)中斜边 M、N 的确定, M 为应力应变曲线峰值点, N 为应力应变曲线的终点。同时三角形 MCN 为直角三角形。

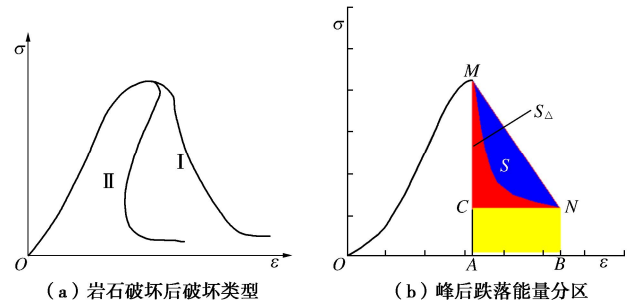


图3 岩石峰后特征及峰后脆性表征示意图

Fig. 3 Post-peak characteristics and schematic diagram of brittleness for post-peak

基于岩石起裂及峰后特征的脆性评价方法如下:

(1) 根据岩石应力-应变曲线所反映的特征, 初步判别其脆性特征。

(2) 结合试验结果和式(1)~(3), 求解起裂应变  $\varepsilon_{ci}$ 。具体如下:

根据试验过程中量测的轴向、横向应变和式(1), 计算体积应变  $\varepsilon_v$ ;

根据试验结果, 计算弹性模量 E 和泊松比  $\nu$ , 并结合式(2), 计算弹性应变;

最后结合式(3), 裂纹体积应变为体积应变减去弹性应变。初始阶段体积被压缩, 体积应变逐渐减小。当处于线弹性阶段时, 该阶段岩石可视为弹性体, 裂纹不再被压缩, 体积应变为 0, 并持续到线弹性阶段结束。在线弹性结束时, 开始起裂, 裂纹体积应变偏离 0, 该点也就是起裂点, 据该特征确定起裂应变  $\varepsilon_{ci}$ 。

(3) 结合峰值应变  $\varepsilon_c$ , 求取峰前脆性特征评价值  $B_i = \varepsilon_{ci}/\Delta\varepsilon$ 。

(4) 结合峰后特征, 求取面积 S 和面积  $S_\Delta$ , 并计算峰后脆性特征评价值  $B_{ii} = S/S_\Delta$ 。具体过程见下式:

$$S_{ACMNB} = \int \sigma_i d\varepsilon_i \quad (4)$$

$$S_{ACNB} = \sigma_N (\varepsilon_N - \varepsilon_M) \quad (5)$$

$$S_\Delta = (\varepsilon_N - \varepsilon_M)(\sigma_M - \sigma_N)/2 \quad (6)$$

$$S = S_\Delta - (S_{ACMNB} - S_{ACNB}) \quad (7)$$

式中,  $S_{ACMNB}$  为  的面积,  $S_{ACNB}$  为  的面积,  $S_\Delta$  为三角形  的面积, S 为  的面积。

(5) 基于岩石起裂及峰后特征的脆性评价方法其计算表达式如下:

$$B_i = B_i \cdot B_{ii} \quad (8)$$

式中,  $B_i$  和  $B_{ii}$  分别为岩石峰前和峰后脆性特征值。用岩石峰前和峰后特征表征岩石全过程脆性特征有多种

组合方式, 如  $B_i+B_{ii}$ 、 $B_i \cdot B_{ii}$  或者指数等其他表达形式。将峰前峰后特征评价之和作为脆性评价指数的有李庆辉等<sup>[1]</sup>、夏英杰等<sup>[11]</sup>; 采用积的形式作为脆性评价指数的有周辉等<sup>[10]</sup>。本文采用积的形式表征其脆性评价指数主要是基于以下因素考虑的,  $B_i=\varepsilon_{ci}/\Delta\varepsilon$  作为峰前脆性评价是基于其维持裂纹处于压密状态的能力, 一般而言, 脆性岩石在经历屈服后, 在较小应变内, 应力快速跌落,  $\Delta\varepsilon$  较前期起裂应变  $\varepsilon_{ci}$  小, 其比值  $B_i$  通常要大于 1; 而  $B_{ii}$  作为峰后脆性评价, 其通常要小于 1。若将两者之和 ( $B_i+B_{ii}$ ) 作为脆性评价指数, 则主要体现的是峰前脆性特征, 因为峰前脆性特征值  $B_i$  将明显大于峰后脆性特征值  $B_{ii}$ , 这显得有失合理。若将两者之积 ( $B_i \cdot B_{ii}$ ) 作为脆性评价指数, 据前面分析, 岩石脆性越大,  $B_i$  和  $B_{ii}$  值都将越大, 两者乘积也越大, 这样可以消除两者量值大小明显差异带来的不利影响。

4 脆性指数验证

结合岩石变形及起裂特征资料, 求取  $B_i$  和  $B_{ii}$  值及其乘积。然后从不同围压、加载方式及岩性的角度对基于岩石起裂及峰后特征脆性评价方法进行验证。

4.1 不同围压下岩石脆性评价方法验证

图 4 给出了 5~35 MPa (90℃) 条件下大理岩三轴压缩试验曲线。据图 4, 在 90℃ 条件下大理岩随着围压的增加塑性增强, 在 5 MPa 时, 峰后有一小段应力的特征, 之后呈现出软化性质。15~35 MPa 时, 随着围压的增大, 塑性变形区间增大, 塑性增强。从定性角度认为, 大理岩 90℃ 时, 塑性随着围压的增大而增大, 这与人研究成果一致。表 1 给出了对应条件下脆性指数  $B_i$  的计算参数及结果, 脆性指数  $B_i$  的值在 5~35 MPa 下分别为 0.152, 0.110, 0.082, 0.078, 脆性指数  $B_i$  值随着围压的增大而逐步降低, 计算结果与试验结果吻合, 有效地体现了脆性指数随围压的变化。

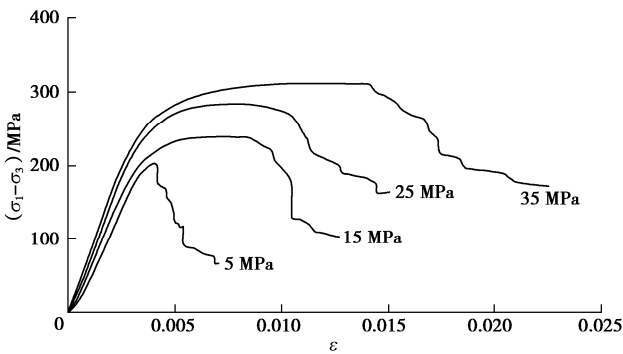


图 4 90℃ 各围压条件下大理岩三轴压缩试验曲线图

Fig. 4 Curves of conventional triaxial compression tests on marble under various confining pressures at 90℃

表 1 大理岩常规三轴压缩试验  $B_i$  计算结果表(90℃)

Table 1 Calculated results of  $B_i$  of marble under conventional triaxial compression test (90℃)

| 围压<br>MPa | 应变比<br>$B_i=\varepsilon_{ci}/\Delta\varepsilon$ | 面积比<br>$B_{ii}$ | 脆性指数<br>$B_i=B_i \cdot B_{ii}$ | 试验曲线<br>定性分析 |
|-----------|-------------------------------------------------|-----------------|--------------------------------|--------------|
| 5         | 0.46                                            | 0.33            | 0.152                          | 弹-脆-塑性       |
| 15        | 0.43                                            | 0.25            | 0.110                          | 弹-塑性         |
| 25        | 0.48                                            | 0.17            | 0.082                          | 弹-塑性         |
| 35        | 0.30                                            | 0.26            | 0.078                          | 弹-塑性         |

4.2 不同加载方式下岩石脆性评价方法验证

图 5 和表 2 给出了 5 MPa 围压 90℃、130℃ 条件下三轴压缩和卸荷试验曲线和  $B_i$  的计算结果。据图 5, 在 90℃ 加载条件下, 黑色曲线峰值后首先表现出应变软化的特征, 然后有一段应力跌落的阶段, 最后进入残余阶段, 总体表现为应变软化的特征; 在 90℃ 卸荷条件下, 红色曲线峰后应力垂直跌落, 之后进入残余阶段, 表现出明显的脆性特征。在 130℃ 加载条件下, 绿色曲线总体表现出典型应变软化的特征, 表现为应变软化; 在 130℃ 卸荷条件下, 蓝色曲线峰后应力跌落明显, 且曲线“左凸”, 脆性特征最为明显。结合曲线变形特征认为这 4 个试样脆性由大到小分别为卸荷 130℃ > 卸荷 90℃ > 加载 90℃ > 加载 130℃, 其  $B_i$  值分别对应为 0.94, 0.65, 0.44, 0.40, 计算结果和试验曲线结果一致, 有效反映了卸荷条件下岩石脆性比加载条件下岩石脆性强的事实。

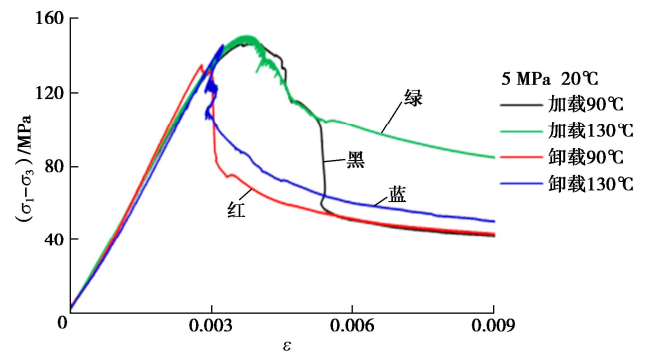


图 5 不同加载方式件下花岗岩试验曲线图

Fig. 5 Granite test curves under different loading modes

表 2 不同加载方式下花岗岩脆性指数  $B_i$  计算结果表(5 MPa)

Table 2 Calculated results of  $B_i$  of granite under different loading modes (5 MPa)

| 围压    | 温度<br>/℃ | 应变比<br>$B_i=\varepsilon_{ci}/\Delta\varepsilon$ | 面积比<br>$B_{ii}$ | 脆性指数<br>$B_i=B_i \cdot B_{ii}$ | 试验曲线<br>定性分析 |
|-------|----------|-------------------------------------------------|-----------------|--------------------------------|--------------|
| 加载    | 90       | 0.74                                            | 0.6             | 0.44                           | 弹-软-塑性       |
| 5 MPa | 130      | 0.93                                            | 0.43            | 0.40                           | 应变软化         |
| 卸荷    | 90       | 0.88                                            | 0.74            | 0.65                           | 弹-脆-塑性       |
| 5 MPa | 130      | 1.29                                            | 0.73            | 0.94                           | 脆性           |

4.3 不同岩性条件下脆性评价方法验证

图 6 和表 3 给出了 60℃、5 MPa 条件下各岩性三



轴压缩试验曲线和  $B_1$  的计算结果。据曲线图,蓝色花岗岩曲线峰后应力跌落较砂岩、大理岩明显,同时具有一定“左凸”现象,是脆性特征的表现;黑色砂岩曲线峰后表现出分级跌落的特征,但每次跌落范围较小,整体上显示的是应变软化的特征;红色大理岩曲线为明显的应变软化特征。总体可以认为 3 种岩性 60℃、5 MPa 条件下脆性由大到小为花岗岩>砂岩>大理岩。表 3 给出了脆性指数  $B_1$  计算参数及结果, $B_1$  值由大到小分别为 0.684, 0.336, 0.186, 分别对应花岗岩、砂岩、大理岩,计算结果和试验曲线结果一致。

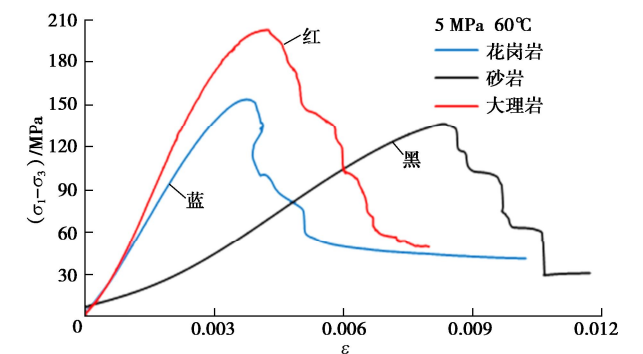


图 6 不同岩性条件下三轴压缩试验曲线图

Fig. 6 Curves of conventional triaxial compression tests under different lithologic conditions

表 3 不同岩性三轴压缩试验脆性指数  $B_1$  计算结果表(5 MPa)  
Table 3 Calculated results of  $B_1$  for different lithologies under conventional triaxial compression test conditions (5 MPa)

| 岩性  | 温度<br>/℃ | 应变比<br>$B_i = \varepsilon_{ci} / \Delta \varepsilon$ | 面积比<br>$B_{ii}$ | 脆性指数<br>$B_1 = B_i \cdot B_{ii}$ | 试验曲线<br>定性分析 |
|-----|----------|------------------------------------------------------|-----------------|----------------------------------|--------------|
| 花岗岩 | 60       | 0.94                                                 | 0.73            | 0.684                            | 弹-脆-塑性       |
| 砂岩  | 60       | 1.40                                                 | 0.24            | 0.336                            | 应变软化         |
| 大理岩 | 60       | 0.84                                                 | 0.22            | 0.186                            | 应变软化         |

## 5 讨 论

目前,岩石脆性评价指数较多,本文将选取现有常用 5 种脆性评价指数与新建立的脆性评价指数( $B_1$ )进行对比分析。鉴于岩石材料本身的非均质性和各项异性,为此选取基于同一试样或基于应力应变的脆性评价指数作为对比讨论分析的对象。选取的 5 种脆性指数表达式见下表 4。图 7 给为脆性指数  $B_{31}$ 、 $B_{35}$  和  $B_{38}$  的计算模型示意图。

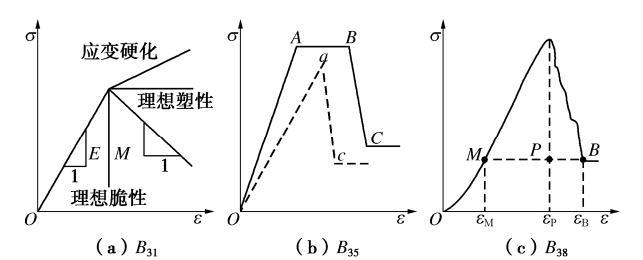


图 7 部分脆性评价指数计算模型示意图

Fig. 7 Schematic diagram of some brittleness evaluation indices

| 表 4 用于对比分析的脆性指数列表<br>Table 4 Brittleness indices for comparative analysis |                            |                                                                                    |                                                                           |
|---------------------------------------------------------------------------|----------------------------|------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------|
| 脆性指数                                                                      | 来源                         | 公式                                                                                 | 变量含义                                                                      |
| $B_{31}$                                                                  | 刘恩龙等 <sup>[19]</sup>       | $B_{31} = 1 - \exp(M/E)$                                                           | $M$ 为软化模量, $E$ 为弹性模量                                                      |
| $B_{35}$                                                                  | 周辉等 <sup>[10]</sup>        | $B_{35} = \frac{\tau_p - \tau_r}{\tau_p} \lg \frac{k_{ac(AC)}}{10}$                | $\tau_p, \tau_r$ 分别为峰值强度和残余强度, $k_{ac(AC)}$ 为屈服起始点至残余起始点连线的斜率             |
| $B_{36}$                                                                  | Altindag 等 <sup>[20]</sup> | $B_{36} = (\tau_p - \tau_r) / \tau_p$                                              | $\tau_p, \tau_r$ 分别为峰值强度和残余强度                                             |
| $B_{37}$                                                                  | Altindag 等 <sup>[20]</sup> | $B_{37} = (\varepsilon_p - \varepsilon_r) / \varepsilon_p$                         | $\varepsilon_p, \varepsilon_r$ 分别为峰值应变和残余应变                               |
| $B_{38}$                                                                  | 史贵才等 <sup>[9]</sup>        | $B_{38} = \frac{(\varepsilon_B - \varepsilon_p)}{(\varepsilon_p - \varepsilon_M)}$ | $\varepsilon_p, \varepsilon_B$ 分别为峰值应变和残余应变, $\varepsilon_M$ 为残余强度对应的峰前应变 |

同时,刘恩龙等<sup>[19]</sup>基于脆性指数  $B_{31}$  的研究结果,建立了相应的脆性评价等级分类建议值,结果分为 6 个等级,见表 5。

表 5 脆性指数  $B_{31}$  分类等级及描述<sup>[19]</sup>  
Table 5 Classification and descriptions of brittleness index  $B_{31}$ <sup>[19]</sup>

| 等级 | 脆性指数 $B_{31}$ | 脆性描述                           |
|----|---------------|--------------------------------|
| 1  | 1             | $M \rightarrow -\infty$ , 理想脆性 |
| 2  | 0.6321 ~ 1    | $-\infty < M < -E$ , 脆性很大      |
| 3  | 0.6321        | $M = -E$                       |
| 4  | 0 ~ 0.6321    | $-E < M < 0$ , 脆性很小            |
| 5  | 0             | $M = 0$ , 理想塑性                 |
| 6  | < 0           | $M > 0$ , 应变硬化                 |

下面将从不同围压、加载方式、岩性角度对比分析  $B_m, B_{31}, B_{35} \sim B_{38}$  的脆性评价结果。

图 8 给出了 90℃ 各围压条件下大理岩三轴压缩试验不同脆性评价方法的结果。 $B_{31}, B_{35}$  和  $B_{36}$  等 3 个脆性评价指数随围压增加,总体呈降低特征,能表达出大理岩随围压升高而降低的性质,结合表 5,可知  $B_{31}$  的评价和试验结果吻合较好。 $B_{37}$  随围压增大呈现增大趋势,据  $B_{37}$  表达式可知其值越小脆性越明显,也能在一定程度上体现大理岩随围压升高脆性降低的特点。但  $B_{38}$  计算值对大理岩在 90℃ 各围压条件下的脆性评价不是十分敏感。对比分析认为  $B_1, B_{31}, B_{35} \sim B_{37}$  能用于评价岩石脆性随围压的变化,  $B_{38}$  有待进一步分析。

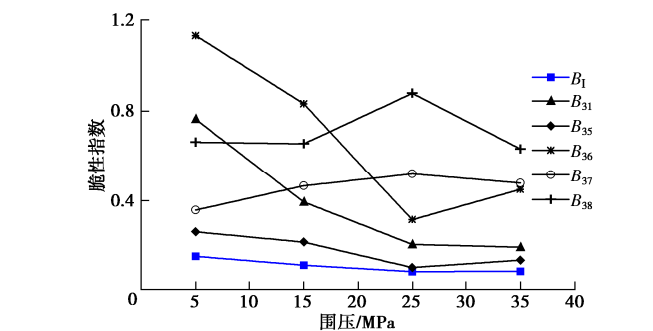


图 8 大理岩常规三轴压缩试验各脆性指数计算结果图(90℃)  
Fig. 8 Calculated results of each brittleness index for marble under conventional triaxial compression test (90℃)



图9给出了围压5 MPa不同加载方式下花岗岩各脆性评价方法的结果。 $B_{31}$ 在卸荷条件下其值明显大于压缩条件下计算值,最大最为90℃时的0.73,据表5可判定其脆性很大。但针对卸荷5 MPa 130℃时的评价与试验实际不符(计算值0.57,据表5应为脆性很小,实际试验脆性特征明显)。总体上 $B_{31}$ 能在一定程度上体现不同加载方式对岩石脆性的影响。 $B_{35} \sim B_{38}$ 在评价不同加载方式对岩石脆性影响时,计算结果规律性不强,对加卸载条件下岩石脆性评价有一定价值,但规律性不敏感。据图9可认为, $B_1$ 和 $B_{31}$ 可体现不同岩性其脆性的差别。

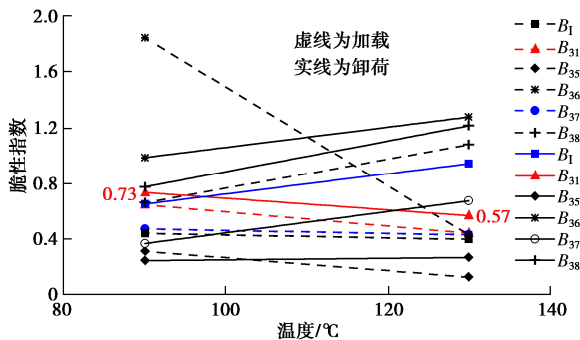


图9 不同加载方式下花岗岩各脆性指数计算结果图

Fig. 9 Calculated results of each brittleness index for granite under different loading modes

图10给出了5 MPa、60℃三轴压缩条件下不同岩性各脆性评价方法的结果。据试验结果可知,在5 MPa三轴压缩条件下各岩性脆性关系为花岗岩>砂岩>大理岩。 $B_{31}$ 中砂岩计算值最大(0.88),若据表5可以判断其为理想脆性,与实际试验不符,对花岗岩和大理岩评价准确。 $B_{35} \sim B_{38}$ 计算结果规律性不强,计算结果与试验有一定差异,对不同岩性评价不敏感。据图10可知, $B_1$ 可体现不同岩性脆性的差别。

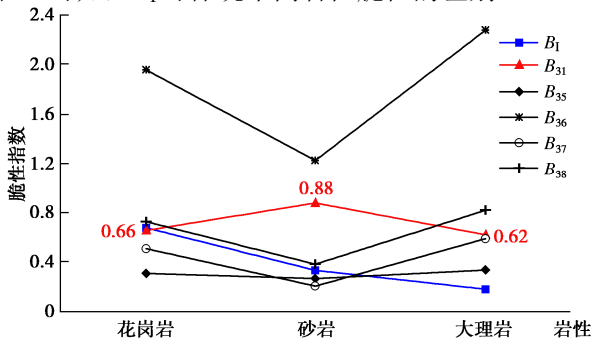


图10 不同岩性常规三轴压缩试验各脆性计算图(5 MPa)

Fig. 10 Calculated results of each brittleness index for different lithologies (5 MPa)

## 6 结 论

(1) 将起裂应变 $\varepsilon_{ci}$ 表征岩石前期可压密状态的能力,将峰值应变与起裂应变的差值( $\Delta\varepsilon = \varepsilon_c - \varepsilon_{ci}$ )

表征裂纹扩展的能力,提出了表征岩石峰前脆性特征的分量 $B_i$ ( $B_i = \varepsilon_{ci} / \Delta\varepsilon$ )。若 $\varepsilon_{ci} / \Delta\varepsilon$ 越大,表明岩石维持裂纹压密状态的能力越大,峰前脆性越大。

(2) 基于岩石应力-应变曲线峰后应力跌落越明显其脆性越大的特征,提出了表征岩石峰后脆性特征的分量 $B_{ii}$ ( $B_{ii} = S/S_\Delta$ )。若 $S/S_\Delta$ 越大,表明岩石峰后应力跌落越迅速,峰后脆性越大。

(3) 建立了可表征峰前起裂及峰后应力跌落特征的脆性指数 $B_1$ ( $B_1 = B_i \cdot B_{ii}$ )。

(4) 脆性指数 $B_1$ 能有效体现不同加载方式、围压以及岩性对岩石脆性的影响。其他条件相同的情况下,三轴卸荷条件下岩石脆性比三轴压缩条件下大,低围压下岩石脆性比高围压下大。

## 参考文献:

- [1] 李庆辉, 陈 勉, 金 衍, 等. 页岩脆性的室内评价方法及改进[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, 31(8): 1680 - 1685. (LI Qing-hui, CHEN Mian, JIN Yan, et al. Indoor evaluation method for shale brittleness and improvement[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, 31(8): 1680 - 1685. (in Chinese))
- [2] 陈国庆, 陈 毅, 孙 祥, 等. 开放型岩桥裂纹贯通机理及脆性破坏特征研究[J]. 岩土工程学报, 2020, 42(5): 908 - 915. (CHEN Guo-qing, CHEN Yi, SUN Xiang, et al. Crack coalescence and brittle failure characteristics of open rock bridges[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, 42(5): 908 - 915. (in Chinese))
- [3] 刘新荣, 刘 俊, 冯 昊, 等. 不同初始卸荷水平和水压下砂岩卸荷力学特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2018, 40(6): 1143 - 1151. (LIU Xin-rong, LIU Jun, FENG Hao, et al. Experimental research on unloading mechanical properties of sandstone under different initial unloading levels and pore pressures[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, 40(6): 1143 - 1151. (in Chinese))
- [4] 赵毅鑫, 王小良, 郭延定, 等. 基于能量释放率的不同赋存深度砂岩脆性指数研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2021, 40(2): 248 - 262. (ZHAO Yi-xin, WANG Xiao-liang, GUO Yan-ding, et al. Brittleness index of sandstones from different buried depths based on energy release rate[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2021, 40(2): 248 - 262. (in Chinese))
- [5] MORLEY A. Strength of Materials[M]. London: Longman Green, 1944: 71 - 72.
- [6] HETÉNYI M. Handbook of Experimental Stress Analysis[M]. New York: John Wiley, 2017.

- [7] Ramsey J G. Folding and Fracturing of Rocks[M]. London: McGraw-Hill, 1967: 44 - 47.
- [8] 胡训健, 卞康, 谢正勇, 等. 细观结构的非均质性对花岗岩强度及变形影响的颗粒流模拟[J]. 岩土工程学报, 2020, **42**(8): 1540 - 1548. (HU Xun-jian, BIAN Kang, XIE Zheng-yong, et al. Influence of meso-structure heterogeneity on granite strength and deformation with particle flow code[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, **42**(8): 1540 - 1548. (in Chinese))
- [9] 史贵才, 葛修润, 卢允德. 大理岩应力脆性跌落系数的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, **25**(8): 1625 - 1631. (SHI Gui-cai, GE Xiu-run, LU Yun-de. Experimental study on coefficients of brittle stress drop of marble[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, **25**(8): 1625 - 1631. (in Chinese))
- [10] 周辉, 孟凡震, 张传庆, 等. 基于应力-应变曲线的岩石脆性特征定量评价方法[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, **33**(6): 1114 - 1122. (ZHOU Hui, MENG Fan-zhen, ZHANG Chuan-qing, et al. Quantitative evaluation of rock brittleness based on stress-strain curve[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, **33**(6): 1114 - 1122. (in Chinese))
- [11] 夏英杰, 李连崇, 唐春安, 等. 基于峰后应力跌落速率及能量比的岩体脆性特征评价方法[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, **35**(6): 1141 - 1154. (XIA Ying-jie, LI Lian-chong, TANG Chun-an, et al. Rock brittleness evaluation based on stress dropping rate after peak stress and energy ratio[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, **35**(6): 1141 - 1154. (in Chinese))
- [12] 侯鹏, 高峰, 张志镇, 等. 基于声发射和能量演化规律评价岩石脆性的方法[J]. 中国矿业大学学报, 2016, **45**(4): 702 - 708. (HOU Peng, GAO Feng, ZHANG Zhi-zhen, et al. Evaluation method of rock brittleness based on acoustic emission and energy evolution[J]. Journal of China University of Mining & Technology, 2016, **45**(4): 702 - 708. (in Chinese))
- [13] 侯振坤, 杨春和, 王磊, 等. 基于室内试验的页岩脆性特征评价方法[J]. 东北大学学报(自然科学版), 2016, **37**(10): 1496 - 1500, 1506. (HOU Zhen-kun, YANG Chun-he, WANG Lei, et al. Evaluation method of shale brittleness based on indoor experiments[J]. Journal of Northeastern University (Natural Science), 2016, **37**(10): 1496 - 1500, 1506. (in Chinese))
- [14] 刘泉声, 魏莱, 雷广峰, 等. 砂岩裂纹起裂损伤强度及脆性参数演化试验研究[J]. 岩土工程学报, 2018, **40**(10): 1782 - 1789. (LIU Quan-sheng, WEI Lai, LEI Guang-feng, et al. Experimental study on damage strength of crack initiation and evaluation of brittle parameters of sandstone[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(10): 1782 - 1789. (in Chinese))
- [15] GEORGE E A. Brittle Failure of Rock Material-Test Results and Constitutive Models[M]. Rotterdam: A A Balkema Publishers, 1995: 123 - 128.
- [16] TARASOV B, POTVIN Y. Universal criteria for rock brittleness estimation under triaxial compression[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2013, **59**: 57 - 69.
- [17] 王宇, 李晓, 武艳芳, 等. 脆性岩石起裂应力水平与脆性指标关系探讨[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, **33**(2): 264 - 275. (WANG Yu, LI Xiao, WU Yan-fang, et al. Research on relationship between crack initiation stress level and brittleness indices for brittle rocks[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, **33**(2): 264 - 275. (in Chinese))
- [18] MARTIN C D. The Strength of Massive Lac Du Bonnet Granite around Underground Opening[D]. Winnipeg: University of Manitoba, 1993.
- [19] 刘恩龙, 沈珠江. 岩土材料的脆性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, **24**(19): 3449 - 3453. (LIU En-long, SHEN Zhu-jiang. Study on brittleness of geomaterials[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, **24**(19): 3449 - 3453. (in Chinese))
- [20] ALTINDAG R, GUNEY A. Predicting the relationships between brittleness and mechanical properties (UCS, TS and SH) of rocks[J]. Scientific Research and Essays, 2010, **5**(16): 2107 - 2118.

DOI: 10.11779/CJGE202204021

# 上海地区软土旁压加卸载变形特性试验研究

张 晗<sup>1, 2, 4</sup>, 杨石飞<sup>1, 4</sup>, 王 琳<sup>\*1, 2, 4</sup>, 林天翔<sup>3, 4</sup>

(1. 上海勘察设计院(集团)有限公司博士后科研工作站, 上海 200093; 2. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092;

3. 上海交通大学土木工程系, 上海 200240; 4. 上海岩土与地下空间综合测试工程技术研究中心, 上海 200093)

**摘 要:** 软土具有强度低、压缩性高的特点, 在不同应力状态、应力路径下其变形呈现明显不同的非线性特征, 研究软土的原位变形特性对各类地下工程土体变形的控制具有重要意义。通过对上海地区不同深度土体进行原位旁压加卸载试验, 从加载及卸载两个维度对原位土体的变形特性进行描述。通过旁压加载试验结合室内小应变三轴试验, 获取了土体剪切模量  $G$  随剪应变  $\gamma$  的变化规律; 通过旁压卸载试验研究软土原位卸荷回弹变形特性, 探讨了各层土不同卸载前载荷水平及卸载等级下, 土体模量比  $E_v$  与卸载比  $R$  之间的内在关系。研究结果揭示了软土在加载情况下的刚度衰减规律及卸荷条件下影响刚度特性的关键因素, 为控制地下空间开发中的土体变形问题提供借鉴。

**关键词:** 软土; 旁压加卸载试验; 刚度衰减; 卸载等级; 卸载前载荷水平

中图分类号: TU433

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2022)04-0769-09

**作者简介:** 张 晗(1992—), 男, 博士后, 工程师, 主要从事岩土工程、地下工程等领域的科研工作。E-mail: zhanghan@sgidi.com。

## Experimental researches on in-situ loading and unloading deformation characteristics of soft soil based on pressuremeter tests in Shanghai area

ZHANG Han<sup>1, 2, 4</sup>, YANG Shi-fei<sup>1, 4</sup>, WANG Lin<sup>\*1, 2, 4</sup>, LIN Tian-xiang<sup>3, 4</sup>

(1. Postdoctoral Programme, SGIDI Engineering Consulting (Group) Co., Ltd., Shanghai 200093, China; 2. Department of Geotechnical

Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. Department of Civil Engineering, Shanghai Jiao Tong University, Shanghai

200240, China; 4. Shanghai Engineering Research Centre of Geotechnical Test for Underground Space, Shanghai 200093, China)

**Abstract:** The quality of the soft soil includes low strength and high compressibility, and the deformation shows obviously different nonlinear characteristics under different stress states and paths. It is of great significance to study the in-situ deformation characteristics of soft soil for controlling the deformation in various underground projects. In this study, such deformation characteristics are well described from two aspects of loading and unloading through PMT in Shanghai area. The relationship between shear modulus  $G$  and shear strain  $\gamma$  is obtained by the pressuremeter loading tests combined with laboratory small-strain tests. At the same time, the internal relationship between modulus ratio  $E_v$  and unloading ratio  $R$  is studied under different maximal unloading pressures and unloading levels by the pressuremeter unloading tests. The results reveal the stiffness degradation law for loading tests and the key factors determining the stiffness characteristics for unloading tests, which will provide the relevant reference for controlling soil deformation in the development of underground space.

**Key words:** soft soil; pressuremeter loading and unloading test; stiffness degradation; unloading level; maximal unloading pressure

## 0 引 言

近年来,随着中国城市化进程的不断推进,地下结构的开挖深度和面积不断增大<sup>[1-2]</sup>。以上海地区为例,由于地下空间开发影响范围内广泛分布高压缩性、低承载力的软土层,工程建设存在一系列潜在的地质安全问题<sup>[3-4]</sup>。研究各类工况下软土的变形规律,对于控制工程风险以及减小对周围环境的影响都具有非常重要的意义。

目前,学者们针对软土地区的土体强度及变形特性进行了较为深入的研究,考虑了包括应力路径、载荷条件、蠕变等各类因素的作用,取得了丰富的研究成果<sup>[5-7]</sup>。例如,王卫东等<sup>[8]</sup>通过 GDS 的三轴固结排

**基金项目:** 国家自然科学基金青年基金项目(42002272);上海市“超级博士后”激励计划项目(2019327)

**收稿日期:** 2021-06-20

**\*通信作者** (E-mail: 17644017709@163.com)

水剪切试验、三轴固结排水卸载—再加载试验及标准固结试验确定了上海地区典型软土地层的 HS 模型参数;周秋娟等<sup>[9]</sup>基于室内三轴试验,重点研究分析了不同条件下软土的流变特性,给出了土体应变率随时间发展的规律;李德宁等<sup>[10]</sup>针对上海软土开展一系列  $K_0$  固结不排水三轴卸荷试验,总结了卸荷模量、回弹率等与土体的应力路径、预压荷载之间的关系,得到了不同深度土层典型卸荷应力路径下的变形特性。上述室内试验受限于试样尺寸、岩土体扰动及天然应力状态改变等问题,其测试结果仍存在一定的局限性。

旁压试验是一种有效获取土体原位力学特性的测试方法,国内、外诸多学者对旁压试验机理及应用进行了大量的研究工作。Gibson 等<sup>[11]</sup>假设被测土体无体积变化,利用弹塑性理论求解扩张状态下的旁压试验问题;Baguelin<sup>[12]</sup>结合自钻式旁压试验,提出了无体积变化的等容剪切理论,对由扰动造成的孔周应力—应变场变化做出了评价,并对旁压探头周边土的膨胀效应作了详细的分析;Collins 等<sup>[13]</sup>针对自钻式旁压试验,首次采用包括剑桥黏土模型、修正剑桥模型和剑桥黏土—伏斯列夫屈服面的组合模型等在内的几种临界状态模型进行分析,给出了考虑大应变情况下正常固结土和超固结黏土中不排水圆孔扩张的解析解;Yu<sup>[14]</sup>利用旁压试验结果来推求砂土的状态参数方程,相关研究结果具有较大的应用价值。国内的赵善锐等<sup>[15]</sup>分析了砂性土地基变形模量和旁压测试结果之间的内在联系;刘小生等<sup>[16]</sup>提出了一种基于旁压试验的土体本构参数反分析方法。近些年,也有不少学者提出利用旁压试验获取原位土体刚度变化的方法,例如:Fahey 等<sup>[17]</sup>提出了一种通过旁压卸载—再加载循环曲线获取土体加卸载剪切模量  $G_{ur}$  与  $G_{max}$  关系的方法;安然等<sup>[18]</sup>在典型花岗岩残积土地层上开展自钻旁压试验和地震扁铲试验,同时结合室内共振柱试验提出获取原位剪切模量—剪应变衰减曲线的建议方法。以上专家、学者的精心研究,为旁压试验机理及应用做出了重要的贡献,但目前对原位剪切模量随剪应变衰减的研究开展较少,且鲜见从原位试验的角度对软土变形特性进行专门研究。

本文以上海地区典型软土为研究对象,进行了一系列的旁压试验,从加载及卸载两个维度对原位土体的变形特性进行分析,得到了原位土体加载情况下的刚度衰减规律及卸荷条件下影响刚度特性的关键因素。该问题的研究丰富了研究人员关于软土特性的认知,为控制地下空间开发中的土体变形问题提供了借鉴。

## 1 试验方案与分析方法

对上海地区软土开展原位旁压加卸载与室内小应变试验,2 个试验区域地层的特性如下表 1 所示。其中浦东机场区域的旁压试验点分布在②<sub>1</sub> 层至⑤<sub>3-1</sub> 层之间;宝山试验区域的旁压试验点分布在③<sub>1</sub> 层至⑧<sub>1</sub> 层之间,测试地层均为典型的软土。对于加载部分,采用非线性分析方法,利用旁压加载试验数据获取土体的原位剪切刚度  $G$  随剪应变  $\gamma$  的变化规律,对比室内小应变测试结果,验证其原位剪切模量  $G$  随剪应变  $\gamma$  衰减曲线的合理性。对于卸载部分,考虑原位土体卸载过程中卸载模量的非线性,研究各类土层不同卸载等级条件下土体的回弹模量与加载模量之间的内在联系。

### 1.1 旁压加卸载试验方案

采用图 1 所示的法国梅纳 G 型预钻式旁压仪进行 PMT 试验。利用特制的钻头(钻头直径比旁压器直径大 6 mm)成孔,泥浆中加入膨润土进行护壁,保证成孔质量。测试前需要对旁压膜及仪器综合管路进行校订,测试时需要保证每个测试点位于同一土层中且测试点间距不小于 1.5 m。试验点的加压等级根据该土层的物理力学性质确定。

对于旁压卸载试验,首先按照旁压加载试验步骤加载至土体稳定扩张阶段,然后逐步卸载至加载前荷载水平,最后重新加载至土体破坏阶段,获取旁压卸载试验曲线。本次旁压卸载试验,其卸载等级根据土层性质及荷载水平取 25, 50, 75, 100 kPa。设定每次卸载之后的观测时间为 5 min 以保证土体与旁压膜受力达到完全平衡状态。

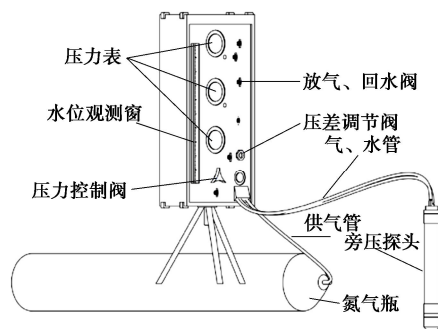


图 1 法国梅纳 G 型预钻式旁压仪组成示意图

Fig. 1 Schematic diagram of pre-drilled pressuremeter (G type)

### 1.2 室内小应变试验方案

本文利用薄壁取样器,在旁压试验相同深度处钻取相应的土样进行室内  $K_0$  固结不排水剪切试验。试验采用轴向安装有高精度 LVDT 局部位移传感器的三轴仪,可准确记录取试验过程中测试土样的轴向位移,进而获取土体从小应变到大应变阶段剪切模量变化规

表 1 试验区域地层特性表

Table 1 Formation characteristics in test areas

| 试验区域      | 地质时代                        | 土层层号             | 土层名称      | 层底深度/m | 成因类型  | 土层描述                                      |
|-----------|-----------------------------|------------------|-----------|--------|-------|-------------------------------------------|
| 浦东<br>试验区 | Q <sub>4</sub> <sup>3</sup> | ① <sub>1-1</sub> | 填土        | 1.8    | 人工    | 以黏性土为主, 含植物根茎、碎石等杂质, 结构松散                 |
|           |                             | ② <sub>1</sub>   | 粉质黏土      | 3.3    | 滨海—河口 | 含氧化铁条纹及铁锰质结核                              |
|           |                             | ② <sub>3</sub>   | 砂质粉土      | 6.8    | 滨海—河口 | 含云母, 夹层状黏性土, 土质不均匀                        |
|           |                             | ③ <sub>1</sub>   | 淤泥质粉质黏土   | 8.5    | 滨海—浅海 | 含云母、有机质, 夹薄层粉性土, 土质不均匀                    |
|           | Q <sub>4</sub> <sup>2</sup> | ③ <sub>2</sub>   | 砂质粉土      | 10.9   | 滨海—浅海 | 含云母, 夹粉砂、细砂及层状黏性土, 土质不均匀                  |
|           |                             | ④                | 淤泥质黏土     | 20.0   | 滨海—浅海 | 含云母、有机质、贝壳碎屑, 夹薄层粉砂                       |
|           | Q <sub>4</sub> <sup>1</sup> | ⑤ <sub>1</sub>   | 黏土        | 31.0   | 滨海、沼泽 | 含云母、有机质, 夹薄层粉性土, 局部为粉质黏土                  |
|           |                             | ⑤ <sub>3-1</sub> | 粉质黏土      | 40.9   | 溺谷    | 含云母、有机质, 土质不均                             |
|           |                             | ⑤ <sub>4</sub>   | 粉质黏土      | 44.4   | 溺谷    | 含氧化铁条纹及铁锰质结核, 夹粉性土                        |
|           | Q <sub>3</sub> <sup>2</sup> | ⑦ <sub>2-2</sub> | 粉砂        | 75.0   | 滨海—河口 | 含云母, 颗粒组成成分主要以石英、长石等为主, 夹粉性土、细砂           |
| 宝山<br>试验区 | Q <sub>4</sub> <sup>3</sup> | ① <sub>1</sub>   | 杂填土       | 4.0    | 人工    | 上部夹植物根茎, 含少量氧化铁斑纹, 结构松散                   |
|           |                             | ② <sub>1</sub>   | 粉质黏土      | 5.5    | 滨海—河口 | 含铁锰质结核及氧化铁锈斑, 夹少量粉土条带, 土质不均               |
|           | Q <sub>4</sub> <sup>2</sup> | ③ <sub>1</sub>   | 淤泥质粉质黏土   | 8.6    | 滨海—浅海 | 含云母及少量有机质斑丝, 夹微薄层状粉土, 土质不均                |
|           |                             | ④                | 淤泥质黏土     | 18.3   | 滨海—浅海 | 含云母及少量有机质斑丝, 切面光滑, 土质均匀                   |
|           | Q <sub>4</sub> <sup>1</sup> | ⑤ <sub>1</sub>   | 黏土        | 22.0   | 滨海、沼泽 | 含云母, 有机质, 见腐殖物及半腐殖物根茎, 下部为粉质黏土, 土质不均      |
|           |                             | ⑤ <sub>3</sub>   | 粉质黏土      | 31.5   | 溺谷    | 含云母, 有机质, 见腐殖物及半腐殖物根茎, 局部为黏质粉土或砂质粉土, 土质不均 |
|           | Q <sub>3</sub> <sup>2</sup> | ⑧ <sub>1</sub>   | 粉质黏土      | 46.7   | 滨海—浅海 | 含云母, 夹粉砂薄层, 土质不均                          |
|           |                             | ⑧ <sub>2</sub>   | 粉质黏土与粉砂互层 | 72.0   | 滨海—浅海 | 含云母, 有机质, 氧化铁条文, 夹薄层粉性土, 土质不均             |

律。小应变三轴仪的详细介绍以及具体试验步骤可参照有关文献[19, 20]。

1.3 分析方法

(1) 基于旁压加载试验的软土剪切模量  $G$  随剪应变  $\gamma$  衰减分析

众多研究表明, 在一定的剪应变  $\gamma$  区间内 ( $\gamma=10^{-5}\sim10^{-1}$ ), 土体的原位剪切模量  $G$  与剪应变  $\gamma$  之间存在非线性关系<sup>[21-22]</sup>。对于旁压试验而言, 根据柱孔扩张理论, 由于旁压探头的总长度与直径的比值大于 6, 可将问题视为平面应变问题, 则剪应变  $\gamma$  的表达方式为

$$\gamma = \frac{\Delta S}{S} = \frac{r^2 - r_0^2}{r^2} = \frac{V - V_0}{V} \quad (1)$$

式中  $S$ ,  $\Delta S$  分别为旁压加载过程中, 探头接触到土体开始扩张时的横截面积以及后续的横截面积变化量;  $r$ ,  $r_0$  分别为旁压加载过程中, 探头接触到土体开始扩张时的半径以及初始半径;  $V_0$ ,  $V$  分别为旁压加载过程中, 探头接触到土体开始扩张时的体积以及当前体积。

已有研究表明<sup>[21]</sup>, 在旁压扩孔过程中, 其扩孔压

力  $P$  与剪应变  $\gamma$  之间满足幂律函数关系:

$$P = \eta \gamma^\beta \quad (2)$$

将其进行对数转化可得

$$\ln P = \ln \eta + \beta \ln \gamma \quad (3)$$

式中,  $\eta$  和  $\beta$  为待定系数,  $\beta$  为弹性指数。

进一步地, 根据 Bolton 提出的理论可以得出表征土体刚度特性的割线剪切模量  $G_s$  与切线剪切模量  $G_t$ :

$$G_s = \alpha \gamma^{\beta-1} \quad (4)$$

$$G_t = \alpha \beta \gamma^{\beta-1} \quad (5)$$

式中,  $\alpha$  为刚度常数,  $\alpha = \beta \eta$ 。

通过现场测试可获取各土层扩孔压力  $P$  与体积  $V$  变化关系的旁压加载试验曲线, 通过选取合适的拟合方程, 该曲线可通过上述分析过程转换成土体的原位剪切模量  $G$  随剪应变  $\gamma$  衰减曲线。同时, 利用室内小应变三轴仪的试验结果获取轴向应力和轴向位移, 计算出试样的变形模量, 进一步推导得出试样的剪切模量  $G$ , 试样的剪应变  $\gamma$  取轴向应变的 1.5 倍<sup>[20]</sup>。由此获得原位与室内试验分别测得的土体剪切模量  $G$  随剪应变  $\gamma$  衰减曲线, 两者可进行相互对比验证。

(2) 基于旁压卸载试验的软土回弹分析



土体在卸荷条件下的回弹呈非线性变化, 本次分析采用曲线斜率比值的方法来研究旁压加卸载阶段的模量变化规律, 具体为

(1) 按照规范<sup>[23]</sup>, 根据旁压加载曲线确定试验点土体的旁压模量, 计算公式如下:

$$E_m = 2(1 + \nu) \left( V_c + \frac{V_0 + V_f}{2} \right) \frac{\nabla P}{\nabla V} \quad (6)$$

式中  $\nu$  为土体的泊松比;  $V_c$  为旁压测试腔的固有体积;  $P_0$  和  $P_f$  分别为原位侧向应力及临塑压力;  $V_0$  和  $V_f$  分别为原位侧向应力及临塑压力对应的体积。

(2) 为了对比旁压加卸载两种情况下曲线斜率的变化, 在旁压加载点相同深度的邻近钻孔实施旁压卸载。由上述公式可知, 同一土层相同深度处的土体参数  $\nu$ ,  $V_c$ ,  $V_0$  和  $V_f$  是固定的, 因此  $\nabla P / \nabla V$  是影响旁压模量  $E_m$  的决定性因素。此时旁压加卸载曲线上加载段与卸载段的切线斜率的比值 (如图 2,  $K_1 / K_2$ ) 可以一定程度上代表旁压加载模量与卸载模量内在联系。根据相关规范<sup>[23]</sup>, 旁压模量  $E_m$  可以通过经验系数的换算公式得到该处土体的压缩模量  $E_s$ , 当假定旁压加卸载试验推算的卸载模量与回弹模量之间存在相同的关系时, 下式恒成立:

$$E_v = E_{mur} / E_m = E_{ur} / E_s \quad (7)$$

式中,  $E_v$  为模量比,  $E_{mur}$  为根据旁压试验得到的当前卸载模量,  $E_m$  为当前旁压模量,  $E_s$  和  $E_{ur}$  分别为由旁压试验得出的压缩模量与卸载模量。

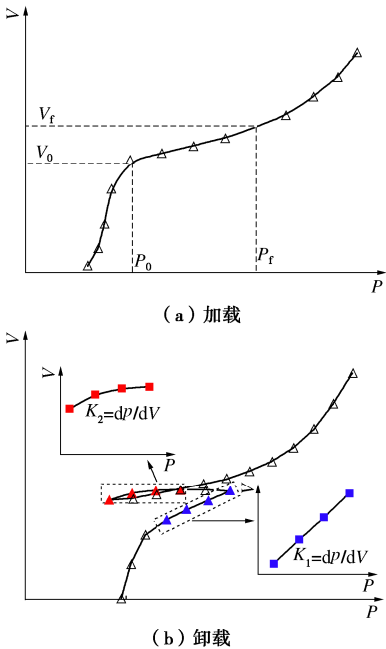


图 2 某深度处典型旁压加载及卸载试验曲线

Fig. 2 Typical curves of pressuremeter tests at a certain depth

(3) 按照有关研究<sup>[12]</sup>, 定义卸载比  $R$ :

$$R = (P_{max} - P_i) / P_{max} \quad (8)$$

式中,  $P_{max}$  为卸载前的最大加载压力,  $P_i$  为当前压力。

此时综合式 (2), (3), 将卸载比  $R$  定义为自变量, 模量比  $E_v$  定义为因变量, 可以得到不同卸载条件下, 土体卸载模量随着卸载比的变化规律。

2 试验结果分析

2.1 旁压加载试验结果分析

(1) 上海地区软土原位剪切模量  $G$  随剪应变  $\gamma$  衰减曲线

在上海浦东机场与宝山两个区域共进行 14 组旁压加载试验, 曲线如图 3 所示。利用 1.3 节中 (1) 部分章节中提及的数据处理方式, 得到了各试验点扩孔压力  $P$  与剪应变  $\gamma$  之间双对数曲线, 如图 4 所示。

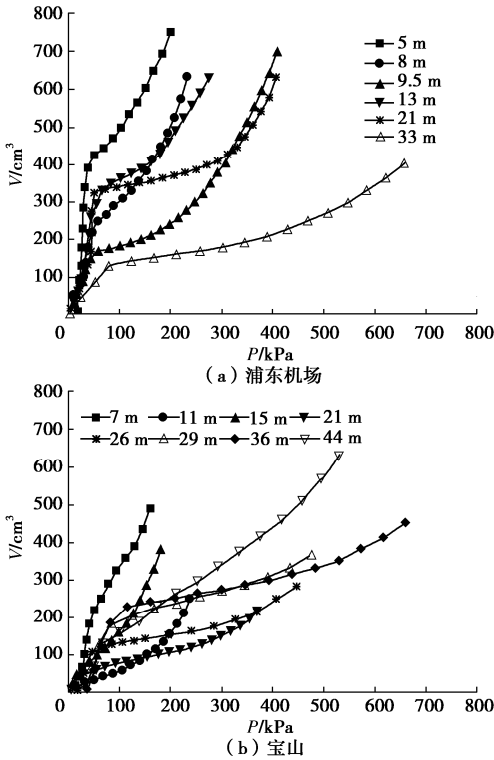
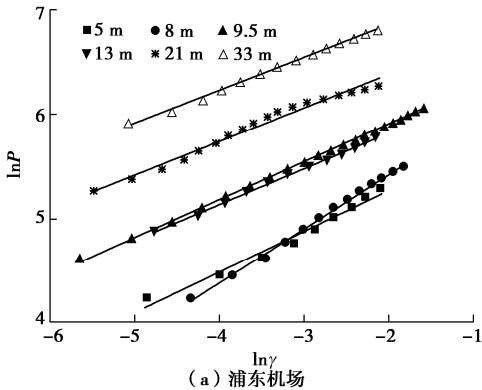


图 3 试验区域各试验点旁压加载曲线

Fig. 3 Results of pressuremeter tests at a certain depth



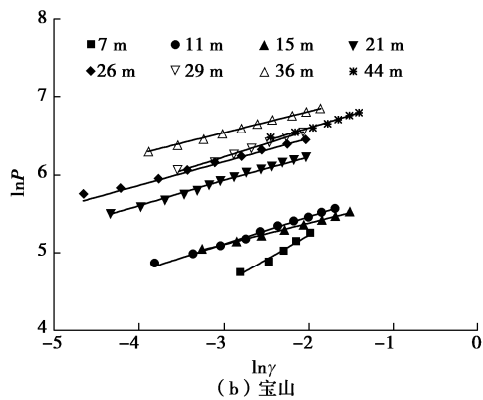


图 4 试验区各试验点  $P-\gamma$  双对数曲线

Fig. 4 Double logarithmic curves of  $P-\gamma$  at a certain depth

由图 4 可知, 旁压试验成果换算的  $P-\gamma$  双对数曲线呈直线, 采用线性拟合的方式可得各曲线拟合参数, 见表 2。

表 2 试验区各试验点  $P-\gamma$  双对数曲线拟合方程参数表

Table 2 Fitting parameters for double-logarithmic curve of  $P-\gamma$

at each test site

| 试验区域 | 深度/m | $\beta$ | $\ln \eta$ | $\alpha$ /MPa | $\alpha\beta$ |
|------|------|---------|------------|---------------|---------------|
| 浦东机场 | 5.0  | 0.410   | 5.90       | 0.15          | 0.062         |
|      | 8.0  | 0.550   | 6.23       | 0.28          | 0.154         |
|      | 9.5  | 0.380   | 6.45       | 0.24          | 0.091         |
|      | 13.0 | 0.350   | 6.34       | 0.20          | 0.070         |
|      | 21.0 | 0.330   | 6.87       | 0.32          | 0.106         |
|      | 33.0 | 0.330   | 7.30       | 0.49          | 0.162         |
| 宝山   | 7.0  | 0.630   | 6.50       | 0.42          | 0.264         |
|      | 11.0 | 0.338   | 6.13       | 0.16          | 0.052         |
|      | 15.0 | 0.277   | 5.90       | 0.10          | 0.028         |
|      | 21.0 | 0.330   | 6.90       | 0.33          | 0.108         |
|      | 26.0 | 0.277   | 7.00       | 0.30          | 0.084         |
|      | 29.0 | 0.338   | 7.23       | 0.47          | 0.158         |
|      | 36.0 | 0.283   | 7.40       | 0.46          | 0.131         |
|      | 44.0 | 0.310   | 7.20       | 0.42          | 0.129         |

进一步地, 在  $P-\gamma$  双对数曲线线性拟合的基础上, 可以获取表征土体刚度特性的割线剪切模量  $G_s$  与切线剪切模量  $G_t$  随剪应变  $\gamma$  的变化关系, 如图 5 所示。

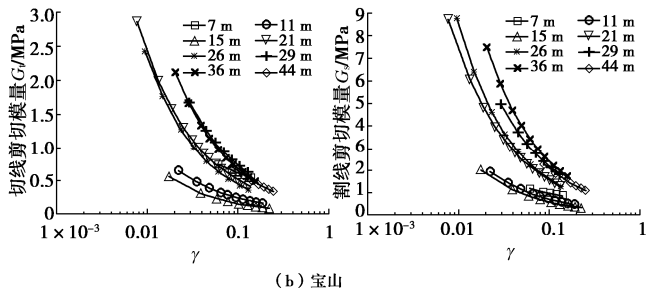
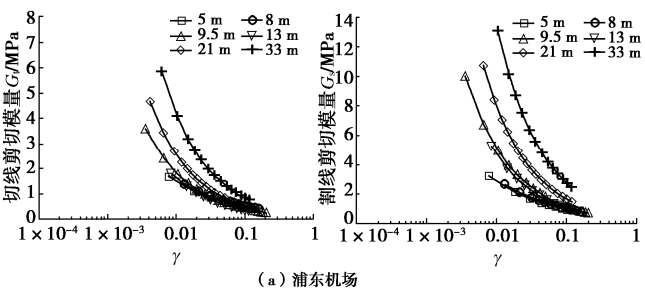


图 5 试验区各深度  $G_t$  与  $G_s$  随剪应变  $\gamma$  的变化关系图

Fig. 5 Changing curves of  $G_t$  and  $G_s$  with  $\gamma$

若干研究表明<sup>[20, 22]</sup>, 当采用剪切模量与剪应变方式来描述土体非线性变化时, Stokoe 方程及 Hardin-Drnevich 方程可以很好地表示土体剪切模量  $G$  随剪应变  $\gamma$  衰减的整个过程。本文通过比选, 采用 Stokoe 方程来拟合原位测试数据, 其方程的基本表达式如下式所示:

$$G = \frac{G_{\max}}{\left(1 + \frac{\gamma}{\gamma_f}\right)^c}, \quad (9)$$

式中,  $G_{\max}$  为土体小应变初始剪切模量,  $\gamma_f$  为参考剪应变,  $c$  为特定参数, 决定了曲线弯曲程度。

利用试验区各深度  $G_t$  随剪应变  $\gamma$  的变化数据反演得出 Stokoe 方程描述原位剪切模量  $G$  随剪应变  $\gamma$  衰减曲线各参数取值, 如表 3 所示。

表 3 Stokoe 方程描述原位剪切模量  $G$  随剪应变  $\gamma$  衰减曲线参数表

Table 3 Fitting parameters of  $G-\gamma$  curve at each test site

| 试验区域 | 深度/m | $G_{\max}$ /MPa | $\gamma_f$ /(10 <sup>-5</sup> ) | $c$   |
|------|------|-----------------|---------------------------------|-------|
| 浦东机场 | 5.0  | 13.7            | 11.0                            | 0.590 |
|      | 8.0  | 22.7            | 1.5                             | 0.450 |
|      | 9.5  | 48.0            | 4.1                             | 0.620 |
|      | 13.0 | 23.8            | 13.0                            | 0.650 |
|      | 21.0 | 68.5            | 6.0                             | 0.670 |
|      | 33.0 | 54.2            | 17.6                            | 0.674 |
| 宝山   | 7.0  | 7.4             | 12.7                            | 0.372 |
|      | 11.0 | 20.0            | 12.9                            | 0.664 |
|      | 15.0 | 22.7            | 11.0                            | 0.725 |
|      | 21.0 | 77.0            | 5.8                             | 0.670 |
|      | 26.0 | 75.3            | 8.5                             | 0.726 |
|      | 29.0 | 57.6            | 14.0                            | 0.664 |
|      | 36.0 | 54.4            | 23.0                            | 0.720 |
|      | 44.0 | 10.6            | 182.0                           | 0.700 |

Stokoe 方程描述的试验区各深度原位剪切模量  $G$  随剪应变  $\gamma$  衰减曲线如图 6 所示。

由图 6 可知, 利用 Stokoe 方程能够合理描述旁压试验结果, 但需指出, 利用 G 型预钻式旁压仪获取的试验数据其土体剪应变测量精度只能达到  $10^{-3}$  数量级。为了进一步验证该拟合的合理性, 在同一土层相同或相近深度钻取土样, 进行室内小应变测试。

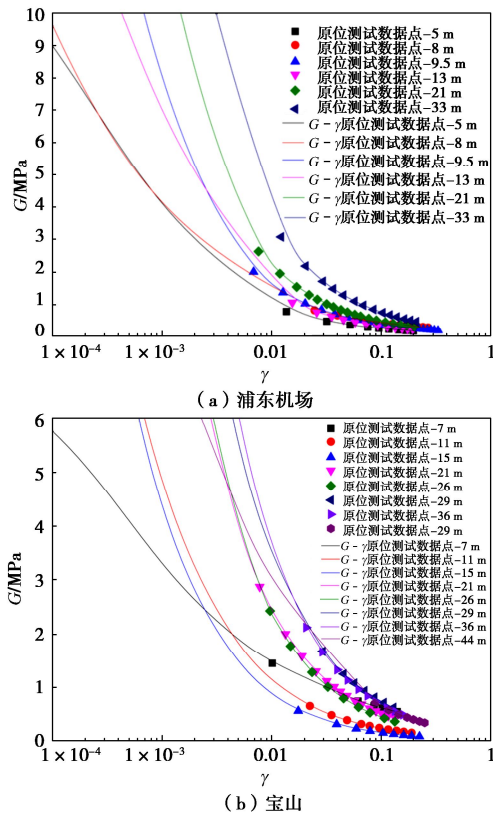


图6 浦东机场及宝山试验区各深度剪切模量  $G$  随剪应变  $\gamma$  衰减拟合曲线

Fig. 6 Fitted curves of  $G - \gamma$  at a certain depth in Pudong Airport and Baoshan plot

## (2) 室内小应变与原位测试结果对比分析

为了验证利用旁压加载试验数据推得土体剪切模量  $G$  随剪应变  $\gamma$  衰减的合理性, 在试验区若干对应深度取样并进行室内小应变测试, 试验结果如图7所示。其中, 浦东机场试验区土体的取样深度为 13.5, 21.0, 33.5 m, 分别对应浦东机场试验区旁压试验深度 13.0, 21.0, 33.0; 宝山试验区土体的取样深度为 15.5, 28.0, 34.5 m, 分别对应宝山试验区旁压试验深度 15.0, 29.0, 36.0 m。

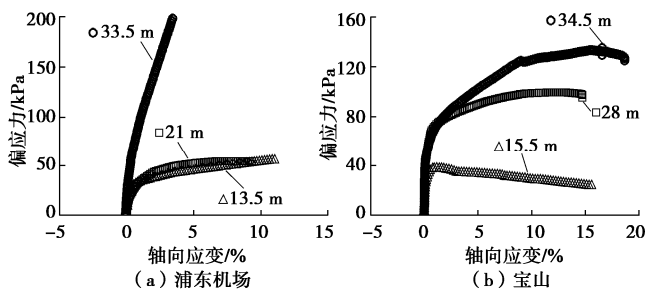


图7 浦东机场及宝山试验区小应变三轴剪切试验应力-应变关系曲线

Fig. 7 Strain-stress curves of triaxial CD tests in Pudong Airport and Baoshan plot

通过 Stokoe 方程拟合的旁压测试曲线与室内试

验小应变测试结果在本次研究中表现出较好的一致性, 如图8, 9所示。拟合曲线基本上能够对应小应变刚度随着剪应变的变化规律, 推求的初始剪切刚度也与室内测试结果大致相当。两种方式的对比结果基本上验证了针对上海地区软土, 利用旁压试验推求土体原位剪切模量  $G$  随剪应变  $\gamma$  衰减规律的合理性。

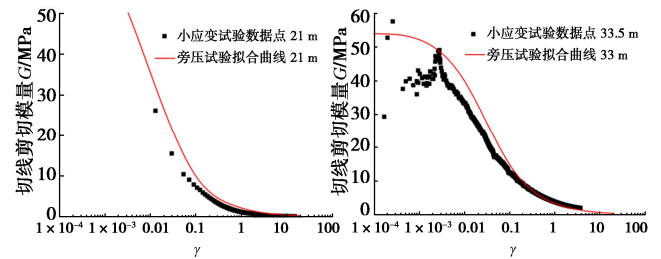


图8 浦东机场深度 21 m 及 33/33.5 m 原位旁压试验拟合曲线与小应变数据对比

Fig. 8 Comparison of PMT fitted curves of  $G - \gamma$  at depth of 21 m and 33/33.5 m with small-strain test data in Pudong Airport plot

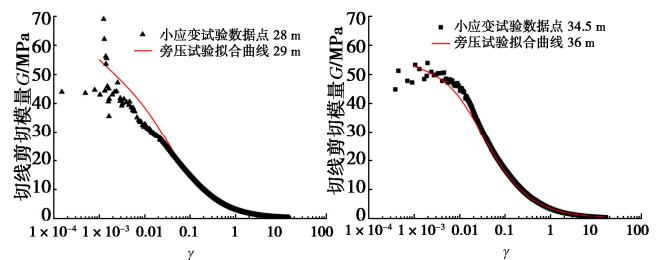


图9 宝山深度 28/29 m 及 34.5/36 m 原位旁压试验拟合曲线与小应变数据对比

Fig. 9 Comparison of PMT fitted curves of  $G - \gamma$  at depth of 28/29 m and 34.5/36 m with small-strain test data in Baoshan plot

与此同时, 需要注意到, 浦东机场试验区 13 m 及宝山试验区 15 m 两个测试点的拟合曲线与小应变测试结果具有较大的差异, 如图10所示。其中浦东机场原位拟合曲线在土体小应变  $\gamma > 0.001$  的范围内与室内测试结果较为吻合, 但在更小的剪应变区间逐步产生差异, 原位拟合曲线明显大于室内小应变测试结果, 两者初始剪切模量相差近1倍, 分析认为: 造成该试验点曲线差异的主要原因是室内试验取样过程中土样受到一定程度的扰动, 扰动对土样小应变阶段刚度特性影响明显。宝山试验区原位拟合曲线其初始剪切模量与室内测试结果相当, 但刚度随剪应变的衰减过程明显不同: 旁压拟合曲线的衰减趋势更加明显, 整个剪应变阶段对应的剪切模量均小于室内测试结果。曲线出现这种趋势差异的主要原因是孔壁钻探扰动程度相较于室内样品扰动要更大。总的来说, 浦东机场及宝山两地该试验点土层属于④层淤泥质土, 无论是原位钻探或薄壁取样, 土体易受到一定程度的扰

动, 扰动因素对土体在小应变阶段刚度特性有显著影响。

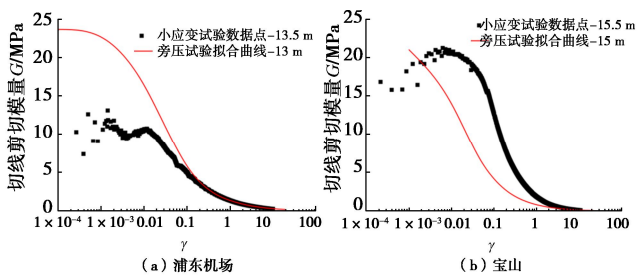


图 10 原位旁压试验拟合曲线与小应变数据对比  
Fig. 10 Comparison of PMT fitted curves of  $G - \gamma$  with small-strain test data

综上所述, 通过旁压试验能够合理地获取上海软土原位剪切模量  $G$  随剪应变  $\gamma$  衰减规律。同时, 由于软土是一种结构性土, 扰动对于土体刚度特性的影响不可忽视, 相对而言其刚度特性在剪应变较大条件下预测更为准确。

2.2 旁压卸载试验结果分析

为了研究土体原位卸荷回弹变形特性, 在若干地块进行旁压卸载试验, 详细的试验参数见表 4。

采用本文提出的关于旁压卸载数据的处理方式, 获得了上海几个典型软土地层  $R - \lg E_v$  关系曲线, 如图 11 所示。由图 11 可知, ④层、⑤<sub>1</sub>层、⑤<sub>2</sub>层及⑤<sub>3</sub>层土体模量比  $E_v$  的对数与卸载比  $R$  之间呈明显的线性变化关系, 且随着卸载比的增大, 土体的模量比逐渐减小, 即随着卸载的增大, 土体的回弹模量逐渐减小, 土体的回弹变形更大。

表 4 旁压卸载试验参数取值表

Table 4 Parameters setting for unloading pressuremeter tests

| 土层                        | 浦东机场   |          | 御桥     |          | 提篮桥    |          | 前滩     |          |
|---------------------------|--------|----------|--------|----------|--------|----------|--------|----------|
|                           | 测试深度/m | 卸载等级/kPa | 测试深度/m | 卸载等级/kPa | 测试深度/m | 卸载等级/kPa | 测试深度/m | 卸载等级/kPa |
| ④层淤泥质黏土                   | 11.0   | 25       |        |          | 16.0   | 25       |        |          |
|                           | 15.3   | 50       | 16     | 50       | 17.5   | 75       | —      | —        |
|                           | 18.0   | 50       |        |          | —      | —        |        |          |
| ⑤ <sub>1</sub> 层粉质黏土      | 24.2   | 50       |        |          | 22.0   | 75       |        |          |
|                           | 27.0   | 50       | 21     | 25       | 22.5   | 50       | —      | —        |
|                           | 27.4   | 25       |        |          | 23.5   | 100      |        |          |
| ⑤ <sub>2</sub> 层砂质粉土夹粉质黏土 | —      | —        | 24.8   | 50       | —      | —        | 24     | 100      |
|                           |        |          |        |          |        |          |        |          |
| ⑤ <sub>3</sub> 层粉质黏土      | 38.0   | 50       |        |          | 32     | 50       |        |          |
|                           | 37.1   | 100      | —      | —        | 33     | 75       | —      | —        |
|                           | —      | —        |        |          | 34     | 100      |        |          |

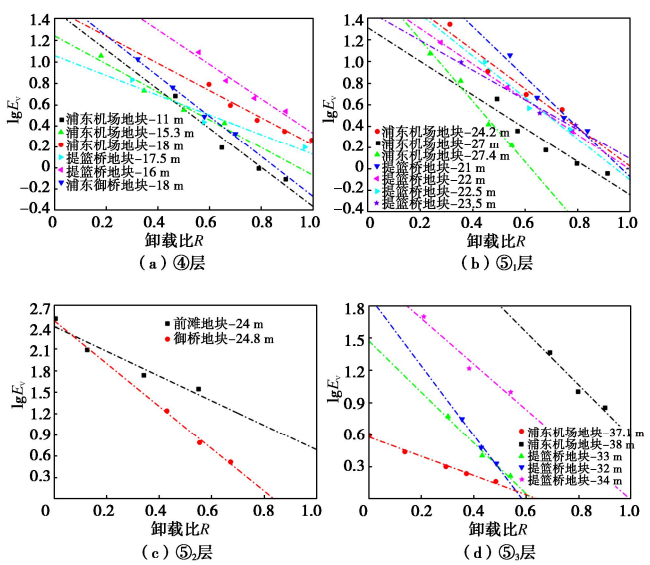


图 11 基于旁压卸载试验的上海软土  $R - \lg E_v$  关系曲线

Fig. 11 Fitted curves of  $R - \lg E_v$  based on unloading pressuremeter tests

由于每层土的旁压试验深度及卸载等级均有所不同, 获取的同一土层的  $R - \lg E_v$  关系曲线也各有差异, 但均可用下式进行描述:

$$\lg E_v = m \times R + n \quad , \quad (10)$$

即

$$E_v = 10^n \times 10^{m \cdot R} \quad , \quad (11)$$

式中,  $m$  为卸载等级指数,  $n$  为载荷指数。

根据式 (10), 对  $R - \lg E_v$  关系曲线进行拟合, 得到若干典型深度的曲线拟合参数, 见表 5。由表 5 可知, 对于同一土层相同卸载等级,  $R - \lg E_v$  关系曲线表征斜率的  $m$  值大致相当, 例如: 浦东机场④层试

验深度 15.3 m 与 18 m 两组试验,  $m$  值相差 2.3%; ⑤<sub>1</sub> 层试验深度 24.2 m 与 27 m 两组试验,  $n$  值相差 3.6%。有理由确定旁压试验的卸载等级决定了  $R - \lg E_v$  关系曲线的斜率。上述两组试验曲线截距  $n$  值并没有表现出明显的关联性(浦东机场④层试验深度 18 m 处的拟合曲线  $n$  值较 15.3 m 更大,而在⑤<sub>1</sub> 层试验深度 27 m 处数值较 24.2 m 却更小)。根据试验记录: ④层深度 18 m 处土体卸载前的最大载荷为 222 kPa, 15.3 m 处对应的载荷为 280 kPa; ⑤<sub>1</sub> 层深度 27 m 处土体卸载前的最大载荷为 406 kPa, 24.2 m 处对应的载荷为 327 kPa。由此可推测,截距  $n$  值与试验点深度无直接关联,主要受卸载前的载荷水平影响且载荷越大,  $R - \lg E_v$  拟合曲线截距越小。

对于同一土层近似深度的拟合数据(提篮桥地块⑤<sub>1</sub> 层及⑤<sub>3</sub> 层试验数据)可知: 随着卸载等级的增大,  $m$  的绝对值逐级减小,拟合曲线趋向于平缓,这也从侧面证明了土体回弹模量的减小。

表 5  $R - \lg E_v$  关系曲线拟合参数表

| Table 5 Fitting parameters of $R - \lg E_v$ curve at each test depth |                  |        |          |       |      |
|----------------------------------------------------------------------|------------------|--------|----------|-------|------|
| 试验区域                                                                 | 土层               | 试验深度/m | 卸载等级/kPa | $m$   | $n$  |
| 浦东机场                                                                 | ④层               | 15.3   | 50       | -1.31 | 1.25 |
|                                                                      |                  | 18     | 50       | -1.28 | 1.5  |
|                                                                      | ⑤ <sub>1</sub> 层 | 24.2   | 50       | -1.71 | 1.83 |
|                                                                      |                  | 27     | 50       | -1.65 | 1.3  |
| 提篮桥                                                                  | ⑤ <sub>1</sub> 层 | 21     | 25       | -2.33 | 2.25 |
|                                                                      |                  | 22     | 75       | -1.64 | 1.63 |
|                                                                      |                  | 22.5   | 50       | -1.92 | 1.82 |
|                                                                      | ⑤ <sub>3</sub> 层 | 32     | 50       | -3.23 | 1.89 |
|                                                                      |                  | 33     | 75       | -2.37 | 1.47 |
|                                                                      |                  | 34     | 100      | -2.01 | 2.10 |

总的来说,对于土体卸载而言,可依据原位测试结果,参照本文的推荐方法(结合式(7),(11)),在确定某深度处土体压缩模量  $E_s$  的基础上,大致确定该处土体回弹模量  $E_{ur}$  的大小。

3 结 论

针对上海地区典型软土地层开展一系列旁压加卸载试验,得到了关于原位土体变形特性的 3 点结论,可为实际工程设计与施工提供相关依据:

(1) 可利用旁压加载试验获取土体剪切模量  $G$  与剪应变  $\gamma$  之间的非线性变化关系,采用 Stokoe 方程能够很好的描述软土剪切模量  $G$  随剪应变  $\gamma$  衰减过程。但本次原位测试结果,其土体剪应变  $\gamma$  测量精度只能达到  $10^{-3}$  数量级。

(2) 与室内小应变测试结果的对比分析表明了原位剪切模量  $G$  随剪应变  $\gamma$  衰减曲线的合理性,但对于④层淤泥质土,无论是原位钻探或薄壁取样,土体易受到一定程度的扰动,扰动因素对土体在小应变阶段

刚度特性有显著影响。

(3) 上海地区软土的旁压卸载试验表明: 对于同一土层,随着卸载的增大,土体的回弹模量逐渐减小。土体  $R - \lg E_v$  拟合曲线呈线性关系,曲线的斜率与截距分别与土体卸载等级和卸载前载荷水平有关,具体关系还需后续研究加以揭示。

参考文献:

[1] 高峰. 深基坑开挖对相邻建筑结构内力影响的研究[D]. 北京: 北京工业大学, 2007. (GAO Feng. Study of the Effect on Inner Force of Adjacent Building Caused by Deep Excavation Engineering[D]. Beijing: Beijing University of Technology, 2007. (in Chinese))

[2] 汪小兵, 贾 坚. 深基坑开挖对既有地铁隧道的影响分析及控制措施[J]. 城市轨道交通研究, 2009, 12(5): 52 - 57. (WANG Xiao-bing, JIA Jian. The influence of deep foundation pit excavation on nearby metro tunnel[J]. Urban Mass Transit, 2009, 12(5): 52 - 57. (in Chinese))

[3] 王如路, 张冬梅. 超载作用下软土盾构隧道横向变形机理及控制指标研究[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(6): 1092 - 1101. (WANG Ru-lu, ZHANG Dong-mei. Mechanism of transverse deformation and assessment index for shield tunnels in soft clay under surface surcharge[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(6): 1092 - 1101. (in Chinese))

[4] 徐中华, 宗露丹, 沈 健, 等. 邻近地铁隧道的软土深基坑变形实测分析[J]. 岩土工程学报, 2019, 41(增刊 1): 41 - 44. (XU Zhong-hua, ZONG Lu-dan, SHEN Jian, et al. Deformation of a deep excavation adjacent to metro tunnels in soft soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, 41(S1): 41 - 44. (in Chinese))

[5] 王学营, 岳夏冰, 惠 冰. 轴向循环加载卸载条件下饱和软土变形特性试验研究[J]. 水资源与水工程学报, 2019, 30(5): 230 - 235. (WANG Xue-ying, YUE Xia-bing, HUI Bing. Study of deformation of saturated soft soil under axial cyclic loading and unloading[J]. Journal of Water Resources and Water Engineering, 2019, 30(5): 230 - 235. (in Chinese))

[6] 何程铃, 刘红军. 珠三角西部软土变形特性试验研究[J]. 五邑大学学报(自然科学版), 2019, 33(4): 29 - 34. (HE Cheng-ling, LIU Hong-jun. An experimental study of deformation characteristics of soft soil in the western Pearl River Delta[J]. Journal of Wuyi University (Natural Science Edition), 2019, 33(4): 29 - 34. (in Chinese))

[7] 罗智斌. 基于有限特征比理论的软土变形特性研究[D]. 广州: 广东工业大学, 2015. (LUO Zhi-bin. Finite Characteristic



- Ratio Theory Study on the Deformation Behavior of Soft Soil[D]. Guangzhou: Guangdong University of Technology, 2015. (in Chinese))
- [8] 王卫东, 王浩然, 徐中华. 基坑开挖数值分析中土体硬化模型参数的试验研究[J]. 岩土力学, 2012, **33**(8): 2283 - 2290. (WANG Wei-dong, WANG Hao-ran, XU Zhong-hua. Experimental study of parameters of hardening soil model for numerical analysis of excavations of foundation pits[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, **33**(8): 2283 - 2290. (in Chinese))
- [9] 周秋娟, 陈晓平. 典型基坑开挖卸荷路径下软土三轴流变特性研究[J]. 岩土力学, 2013, **34**(5): 1299 - 1305. (ZHOU Qiu-juan, CHEN Xiao-ping. Research on rheological properties of soft clay under typical pit unloading paths[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(5): 1299 - 1305. (in Chinese))
- [10] 李德宁, 楼晓明, 杨 敏. 上海地区基坑开挖卸荷土体回弹变形试验研究[J]. 岩土力学, 2011, **32**(增刊 2): 244 - 249. (LI De-ning, LOU Xiao-ming, YANG Min. Experimental researches on unloading resilient deformation properties during excavations in Shanghai area[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, **32**(S2): 244 - 249. (in Chinese))
- [11] GIBSON R E, ANDERSON W F. In situ measurement of soil properties with the pressuremeter[J]. Civil Engineering Public Works Review, 1961, **56**: 615 - 618.
- [12] BAGUELIN F. The pressuremeter and foundation engineering[J]. Engineering Geology, 1978, **17**(1): 67 - 69.
- [13] COLLINS I F, YU H S. Undrained cavity expansions in critical state soils[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1996, **20**(7): 489 - 516.
- [14] YU H S. Interpretation of pressuremeter unloading tests in sands[J]. Géotechnique, 1996, **46**(1): 17 - 31.
- [15] 赵善锐, 楚华栋. 用旁压剪切模量推算砂性土地基的变形模量[J]. 西南交通大学学报, 1993, **28**(3): 10 - 14. (ZHAO Shan-rui, CHU Hua-dong. Estimation of the deformation-modulus in sandy soils by the shear-modulus of pressuremeter test[J]. Journal of Southwest Jiaotong University, 1993, **28**(3): 10 - 14. (in Chinese))
- [16] 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))
- [17] FAHEY M, SCHNEIDER J A, LEHANE B M. Self-boring pressuremeter testing in spearwood dune sands[J]. Australian Geomechanics, 2007, **42**(4): 57 - 71.
- [18] 安 然, 孔令伟, 黎澄生, 等. 确定残积土原位  $G$ - $\gamma$  衰减曲线的建议方法与适宜性分析[J]. 岩土力学, 2018, **39**(12): 4429 - 4436. (AN Ran, KONG Ling-wei, LI Cheng-sheng, et al. A proposed method to determine in situ shear modulus and its degradation for granite residual soil and the suitability analysis[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, **39**(12): 4429 - 4436. (in Chinese))
- [19] 陈超斌, 武朝军, 叶冠林, 等. 小应变三轴试验方法及其在上海软土的初步应用[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(增刊 2): 37 - 40. (CHEN Chao-bin, WU Chao-jun, YE Guan-lin, et al. Small-strain triaxial test method and its preliminary application in Shanghai soft clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(S2): 37 - 40. (in Chinese))
- [20] 杨同帅, 叶冠林, 顾琳琳. 上海软土小应变三轴试验及本构模拟[J]. 岩土工程学报, 2018, **40**(10): 1930 - 1935. (YANG Tong-shuai, YE Guan-lin, GU Lin-lin. Small-strain triaxial tests and constitutive modeling of Shanghai soft clays[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(10): 1930 - 1935. (in Chinese))
- [21] BOLTON M D, WHITTLE R W. A non-linear elastic/perfectly plastic analysis for plane strain undrained expansion tests[J]. Géotechnique, 1999, **49**(1): 133 - 141.
- [22] 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))
- [23] 地基旁压试验技术标准: JGJ/T 69—2019[S]. 2019. (Technical Standard for Foundation Pressuremeter Test: JGJ/T 69—2019[S]. 2019. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202204022

# 饱和砂土坝基液化超重力振动台试验研究

杨凯文<sup>1, 2</sup>, 李俊超<sup>1, 2</sup>, 王 锋<sup>3</sup>, 陈 涛<sup>4</sup>, 汪玉冰<sup>\*1, 2</sup>, 邹德高<sup>5</sup>, 刘京茂<sup>5</sup>

(1. 浙江大学超重力研究中心, 浙江 杭州 310058; 2. 浙江大学软弱土与环境土工教育部重点实验室, 浙江 杭州 310058;

3. 中国电建集团成都勘测设计研究院有限公司, 四川 成都 610072; 4. 四川华能泸定水电有限公司, 四川 成都 610041;

5. 大连理工大学水利工程学院, 辽宁 大连 116024)

**摘 要:** 坝基作为水利水电工程重要基础设施的核心部分, 其在地震作用下的动力响应和稳定性受到广泛关注。针对饱和砂土坝基的动力响应和液化规律, 开展了两组超重力振动台试验, 分析了饱和砂土地基在坝闸荷载作用下的地震响应规律。根据两组离心试验结果, 地震作用下自由场地地基层土体发生软化, 上层土体发生液化喷砂, 加速度放大系数和超静孔压比沿深度方向呈现先减小后增大的趋势; 坝基在荷载边缘的土体中出现液化现象, 加速度放大系数随深度逐渐减小而土体超静孔压比随深度逐渐增大。坝闸荷载能够增大坝基土体中的有效应力, 减小超静孔压比。超静孔压消散后土体的密实度、刚度提高。最后, 基于非线性有限元分析软件 GEODYNA, 对两组离心机试验进行了数值模拟, 结果吻合较好。试验结果和数值模拟结果为饱和砂土坝基的设计与加固提供了依据。

**关键词:** 坝基; 液化; 上覆荷载; 地震响应; 离心模拟

中图分类号: TU435

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2022)04-0778-09

**作者简介:** 杨凯文(1996—), 男, 博士研究生, 主要从事地基动力响应和桩土动力相互作用等方面的研究。E-mail: 12012001@zju.edu.cn。

## Centrifugal shaking table tests on saturated sand foundation under dam

YANG Kai-wen<sup>1, 2</sup>, LI Jun-chao<sup>1, 2</sup>, WANG Feng<sup>3</sup>, CHEN Tao<sup>4</sup>, WANG Yu-bing<sup>1, 2</sup>, ZOU De-gao<sup>5</sup>, LIU Jing-mao<sup>5</sup>

(1. Center for Hypergravity Experimental and Interdisciplinary Research, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 2. MOE Key

Laboratory of Soft Soils and Geoenvironmental Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 3. Chengdu Survey, Design

and Research Institute Co., Ltd. of China Power Construction Group, Chengdu 610072, China; 4. Sichuan Huaneng Luding Hydropower

Co., Ltd., Chengdu 610041, China; 5. School of Hydraulic Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China)

**Abstract:** As the core part of the important infrastructure of water conservancy and hydropower projects, the stability of dam foundation under earthquake is widely concerned. In order to solve the problem of the dynamic response and liquefaction law of saturated sand foundation under dam, two groups of centrifugal shaking table tests are carried out to analyze the influences of overlying loads on the seismic response of this foundation. The test results show that when there are no overlying loads on the foundation, the soil in the lower layer is softened during the vibration, while the soil in the upper layer is liquefied during the vibration, and the acceleration magnification factor of the foundation and the excess pore pressure ratio of the soil first decrease and then increase along the depth direction. When the foundation has overlying loads, liquefaction occurs in the soil at the edge of the overlying loads, and the acceleration magnification factor of the foundation increases gradually along the depth direction and the ratio of excess pore water pressure decreases gradually along the depth direction. The existence of overlying loads of dam can increase the effective stress of soil and reduce the excess pore pressure ratio. After the dissipation of excess pore pressure, the compactness and stiffness of soil is improved. Finally, based on the nonlinear finite element software GEODYNA, the numerical simulation of the two centrifuge tests is carried out, and the results are in good agreement. The results of the tests and the numerical simulation provide the basis for the design and reinforcement of the saturated sand dam foundation.

**Key words:** dam foundation; liquefaction; overlying load; seismic response; centrifuge modelling

## 0 引 言

在岩土工程领域, 人们对于地基土的地震液化问题一直保持着相当程度的关注, 历史上的多起地震中

基金项目: 国家自然科学基金青年科学基金项目(51808490)

收稿日期: 2021-05-31

\*通信作者(E-mail: wangyubing@zju.edu.cn)

也报道了地震液化现象及相关灾害, 如中国唐山地震(1976年)、汶川地震(2008年), 国外的日本神户地震(1995年)等。地震液化往往会造成地基与结构物的重大损坏<sup>[1-2]</sup>。在汶川地震中公路、建筑、农田均因土体液化遭受了巨大的损坏, 在这些出现液化的地方, 震害更加严重。

坝基作为水利水电工程重要基础设施的核心部分, 地基土体地震液化会导致水工建筑物出现开裂、破坏等严重影响安全的问题<sup>[3-7]</sup>。研究地基土体地震动力响应对饱和砂土地基抗液化处理和抗震设计具有重要的工程实践意义<sup>[8-11]</sup>。

目前国内外学者针对饱和砂土地基地震响应的研究往往是采用常重力振动台和超重力振动台试验。

常重力振动台试验凭借试验周期短、便于获取大量数据等优势, 常被用于土体地震响应研究中。Seed等<sup>[12]</sup>利用双向振动台对饱和砂土进行了动力特性进行了研究, 并指出相比于单向振动饱和砂土在双向振动下其产生的超静孔压和沉降将提高一倍; 黄春霞等<sup>[13]</sup>通过自主研制的单向振动台对饱和砂土地基进行了研究, 并指出超静孔压的增长随深度增大, 而位于深层处的土体孔压最先开始消散; Varghese等<sup>[14]</sup>对砂土地基抗液化性能展开了研究, 并利用试验验证了密实化是一种有效的抗液化措施。

超重力振动台是利用离心机高速旋转产生超重力场从而能够还原土体原型的应力场, 成为了探究土体地震过程中动力响应和液化特征的有效手段<sup>[15-18]</sup>。Hushmand等<sup>[9]</sup>首次在超重力振动台试验中还还原了砂土液化现象, 其采用了层状剪切模型箱; Adalier等<sup>[19]</sup>利用离心机振动台试验发现了土体在发生液化后土体加速度响应与土体形状的变化, 总结了其变化规律。苏栋等<sup>[20]</sup>通过对自由场地地基的离心模拟试验, 指出当砂土地基临近液化时其振动响应会减小, 而土体在经历较小的地震动后其地震稳定性将提高。蔡正银等<sup>[21]</sup>利用离心机振动台对振动频率进行了研究, 指出较低频率的振动更有利于超静孔压的积累, 引起土体最终的液化。上述研究基本都是针对自由场地砂土地基, 目前关于饱和砂土坝基地震动力响应的相关试验研究相对较少, 坝基在坝闸荷载作用下应力分布发生改变, 在地震荷载作用下其无论孔压响应还是最终的变形都将不同, 因此对于饱和砂土坝基地震动力响应的研究是有必要的。

本文基于“大渡河硬梁包水电站”工程项目, 结合实际工况进行了两组离心机振动台试验, 同时, 利用非线性有限元分析软件 GEODYNA 对两组饱和砂土地基液化离心机试验进行了数值模拟, 分析了饱和

砂土坝基在坝闸荷载作用下的地震响应规律, 揭示了坝基加速度、超静孔压、位移变化规律, 探究了地基液化可能性与坝闸荷载抗液化效果, 为坝基的抗震设计及加固提供了科学依据和理论指导。

## 1 离心模型试验

### 1.1 试验设备

本次试验在浙江大学软弱土与环境土工教育部重点实验室 ZJU-400 土工离心机振动台进行。ZJU-400 土工离心机能够提供的最大有效载荷为 400 g·t, 其拥有 4.5 m 有效旋转半径。当进行动力试验时能够提供 100g 的最大离心加速度。离心机上搭载有振动台, 其采用机载液压施加地震荷载, 能够提供 10~200 Hz 范围的振动频率, 0.5 kN 的有效负重, 40g 的最大振动加速度和 6 mm 的振动位移<sup>[22]</sup>。

在试验中采用柔性剪切模型箱, 内部尺寸长×宽×高为 740 mm×340 mm×425 mm, 模型箱通过 12 层矩形剪切环叠合的方式为岩土体提供柔性的约束边界条件。剪切环内表面铺设 2 层 2.5 mm 橡胶模, 保证模型箱的密封性和防止土颗粒进入剪切环中。

### 1.2 试验安排

针对坝闸荷载对饱和砂土坝基地震响应规律影响, 两组离心机振动台试验均在 50g 下开展。坝基模型图如图 1 所示。Test1 为自由场地地基, Test 2 为有坝闸荷载地基(以下简称坝下地基)。饱和砂土地基下层为厚 300 mm, 相对密实度为 63%, 对应原型地基厚度 15 m; 上层土体为厚 100 mm, 相对密实度为 74%, 对应原型地基厚度 5 m。利用在地基表面放置钢板的方式模拟坝闸荷载和坝基。本次试验安排见表 1 所示。

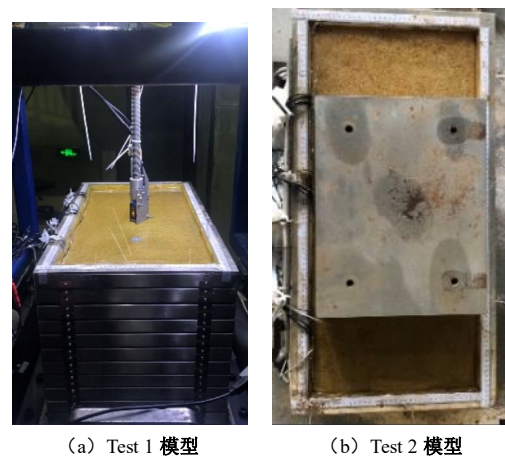


图 1 模型实物图

Fig. 1 Picture of centrifuge model

### 1.3 试验模型与材料

模型地基所用材料为根据现场砂颗粒级配配置而

成, 由于粒径大于 2 mm 的颗粒将在离心作用下产生不可忽略尺寸效应, 因此采用剔除法剔除粒径大于 2 mm 的颗粒, 图 2 为试验中砂土的颗粒级配, 表 2 为试验中砂土的物理力学性质。

表 1 试验安排

| 试验组别   | 离心机加速度 /g | 上层砂土  |         | 下层砂土  |         | 钢板厚度/mm |
|--------|-----------|-------|---------|-------|---------|---------|
|        |           | 厚度/mm | 相对密实度/% | 厚度/mm | 相对密实度/% |         |
| Test 1 | 50        | 100   | 74      | 300   | 63      | —       |
| Test 2 | 50        | 100   | 74      | 300   | 63      | 106.5   |

表 2 模型试验中砂土材料基本物理性质

| Table 2 Basic physical properties of sand in model tests |       |           |           |                                   |                                   |                         |            |
|----------------------------------------------------------|-------|-----------|-----------|-----------------------------------|-----------------------------------|-------------------------|------------|
| 土层                                                       | $G_s$ | $e_{max}$ | $e_{min}$ | $\rho_{dmax} / (g \cdot cm^{-3})$ | $\rho_{dmin} / (g \cdot cm^{-3})$ | $k / (cm \cdot s^{-1})$ | $D_r / \%$ |
| 上层土                                                      | 2.64  | 0.711     | 0.342     | 1.968                             | 1.544                             | $1.89 \times 10^{-2}$   | 74         |
| 下层土                                                      | 2.66  | 1.147     | 0.527     | 1.742                             | 1.239                             | $1.001 \times 10^{-3}$  | 63         |

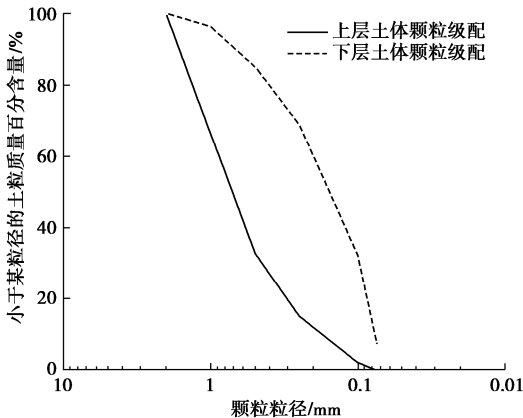


图 2 模型试验中砂土颗粒级配曲线

Fig. 2 Grain-size distribution curves of sand in model tests

该试验原型为成都大渡河硬梁包水电站, 原型混凝土坝闸高 30.5 m。为保证与原型基底应力相同以及考虑到模型重量对试验安全影响, 试验中采用矩形钢板代替混凝土坝闸。地震过程时间很短, 土层孔隙水难以迅速从混凝土坝闸底部排出, 故混凝土坝闸底部近似为不排水边界, 离心模拟试验中钢板底部排水条件与其相似。本文主要研究坝闸荷载对砂土地基地震液化特性的影响, 相比于砂土地基, 混凝土坝体可视为刚体, 其高度对于地基土动力响应及液化的影响相对较小; 同时受试验模型箱空间限制, 难以还原原型坝闸高度。故试验基于砂土地基中坝下中心、边缘位置应力与实际工况等效的原则, 计算得到的钢板高度为 106.5 mm, 原型坝基中心与边缘应力分别为 401.1, 1058.2 kPa, 离心模型中分别为 375.3, 1189.7 kPa, 模型试验与原型地基中附加应力分布示意图见图 3, 对钢板底部打毛以增加摩擦力。超重力下渗流速度是运动速度的  $N$  (施加的  $g$  值) 倍, 为解决超重力动力模

型试验中震动比尺与渗流比尺之间的矛盾, 本次试验中采用 50 cst 的硅油对地基砂土进行饱和。

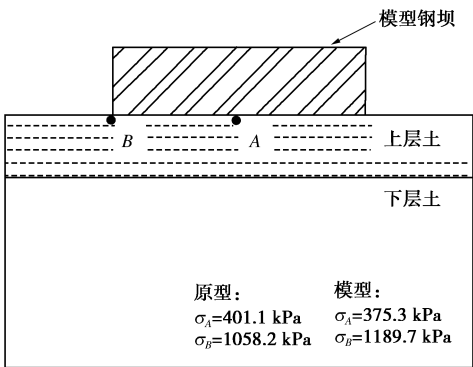
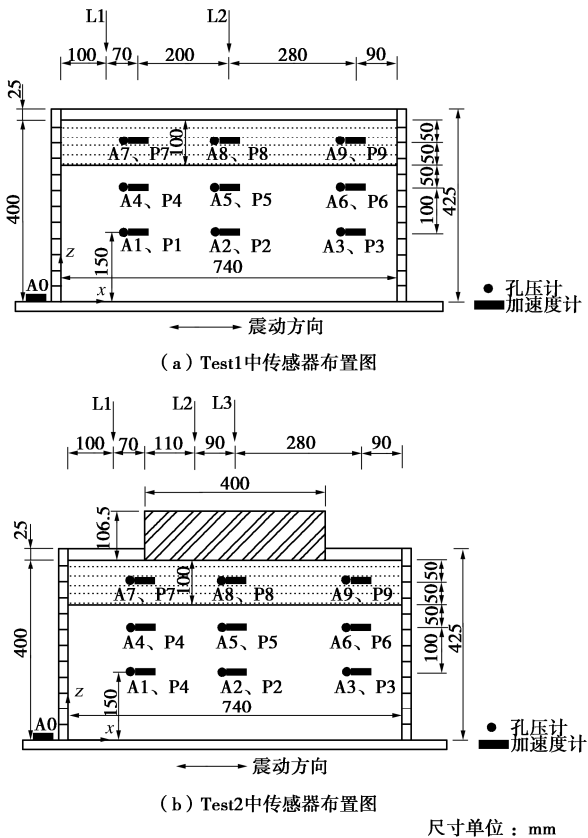


图 3 原型与模型试验坝下地基附加应力分布示意图

Fig. 3 Distribution of additional stress of foundation under dam in prototype and model tests

1.4 传感器布置

图 4 为两组试验中的传感器布置示意图。试验中在模型箱外出底面上安装一个三向加速度传感器 A0, 用于监测实际输入至模型箱底部的加速度。在土体中布置 3 层共 9 个加速度传感器 (A1~A9)、9 个孔压计 (P1~P9), 分别用于监测土体中不同位置的加速度响应和孔压响应。利用激光位移计监测地基土体在地震作用下的沉降, 在 Test 1 中布置两个激光位移计 (L1、L2), 在 Test 2 中布置 3 个激光位移计 (L1~L3)。



(b) Test2中传感器布置图

尺寸单位: mm

图 4 传感器布置

Fig. 4 Layout of sensors

1.5 制模过程

地基土体烘干, 采用砂雨法对地基进行浇筑。地基土共分 8 层浇筑, 先按相对密实度 63%浇筑底下 6 层土体, 后按相对密实度 74%浇筑上两层, 当浇筑完第 3, 5, 7 层时在对应位置布置相应的加速度和孔压传感器。在地基土体浇筑完成后, 利用真空饱和和箱对模型地基进行硅油饱和, 饱和过程需控制进油速率以防大量气体进入地基土体中。Test2 中将钢板缓慢放置在饱和好的模型地基上, 并将模型静置 1 d, 使得由钢板放上产生的超静孔压完全消散。

在模型制作完成后需对模型及模型箱进行称重用于配平离心机的不平衡力, 在将模型箱安装于振动台后在对应位置安装激光位移计。待离心机稳定在设定加速度下一段时间后, 记录传感器读数作为初始值。

1.6 施震顺序

运行离心机并逐级增加离心加速度直至设定值 50g, 随后在 50g 状态下维持一段时间以稳定土体中的孔压。当监测的孔压保持稳定后向振动台发出施振信号, 施加水平地震荷载。输入地震波来源于成都现场地震波的波形, 该地震波时程曲线如图 5 所示。在每次施加地震动前后, 输入 0.02g 阶跃波, 用于分析振动前后地基土体动力特性和剪切波速变化, 当在试验中施加成都现场波时采样频率设为 5 kHz, 当在试验中施加阶跃波时采样频率设为 20 kHz, 本次试验中施震顺序见表 3 所示。

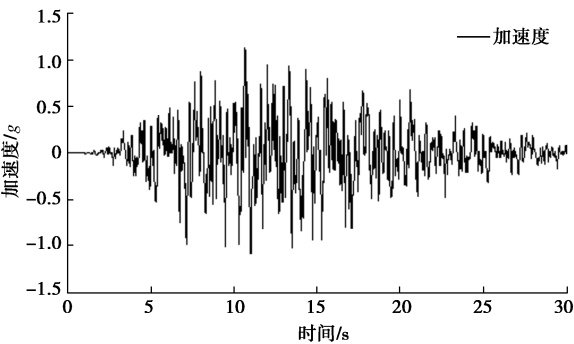


图 5 成都现场地震波时程曲线

Fig. 5 Time-history curves of acceleration of Chengdu waves

表 3 施震顺序

Table 3 Earthquake sequence

| 地震序列 | 波形    | 加速度峰值/g |        | 采样频率 /Hz |
|------|-------|---------|--------|----------|
|      |       | Test 1  | Test 2 |          |
| 1    | 阶跃波   | 0.020   |        | 20k      |
| 2    | 成都现场波 | 0.360   | 0.400  | 5k       |
| 3    | 阶跃波   | 0.020   |        | 20k      |

2 试验结果及分析

2.1 地基加速度响应分析

本文中所有试验结果均换算成原型尺寸来表示。图 6 为 Test 1 和 Test 2 中地基的加速度时程曲线。

图 7 为 Test 1 和 Test 2 中地基土体的水平向加速度放大系数, 从图中可以看出加速度放大系数变化与高程之间的关系。图中横坐标为加速度放大系数, 其定义为土体中某测点峰值加速度与台面峰值加速度的比值; 纵坐标为无量纲高程, 其采用加速度计到模型箱底的距离与地基模型的高度的比值。

从图 7 可以看出, 对于 Test 1 自由场地地基, 随着高程的增加土体的加速度放大系数呈现先减小后增大的趋势, 并在上层砂土中达到最大。放大系数先减小是由于中部土体在振动过程中很快因为较高的超孔压发生软化, 阻尼增大, 起到了隔振作用。而上层土体在地震作用下加速度放大系数增大, 这可能跟土体震密、刚度增大有关。对于 Test 2 坝下地基, 加速度放大系数沿高程呈现逐渐减小的趋势, 上下两层土体在振动过程中均产生较大的超静孔压, 土体软化, 减弱了地震波向上传播, 放大系数减小。

2.2 地基频谱分布规律

图 8 为 Test 1 和 Test 2 地基中 A8 处的加速度 Fourier 谱。从图 8 中可以看出 Test 1 自由场地地基与 Test 2 坝下地基加速度 Fourier 谱低频部分 (小于 2.5 Hz) 接近, 而高频部分 (大于 2.5 Hz) Test 1 自由场地地基要大于 Test 2 坝下地基, 因此可以认为坝闸荷载的存在能够减小上层土体高频部分的振动。这与前文中提到的地基上层土体加速度放大系数 Test 1 自由场地地基明显大于 Test 2 坝下地基结论一致。

2.3 砂土地基剪切波速

砂土地基的性质变化能够通过剪切波速的变化来反映, 为了在离心机振动台试验环境下测得土体的剪切波速, 可以利用振动波依次通过相邻两加速度传感器的时间差计算得到。在地震荷载前后施加幅值很小的阶跃波, 通过测量得到同一列加速度传感器接收到阶跃波的时间差, 从而计算得到土体剪切波速。由于施加的阶跃波幅值很小, 可忽略其振动对于土体的影响。

Test 1 和 Test 2 中地震荷载作用前后的平均剪切波速变化如图 9 所示。地震后土体的平均剪切波速提高, 这是由于土体密实度提高, 刚度提升。通过土体的剪切波速可以根据公式  $G = \rho v_s^2$  可以进一步计算得到土体的平均剪切模量, 经历振动后, 土体的平均剪切模量相应提高, 当再次施加地震, 土体会受到更大的动力响应。



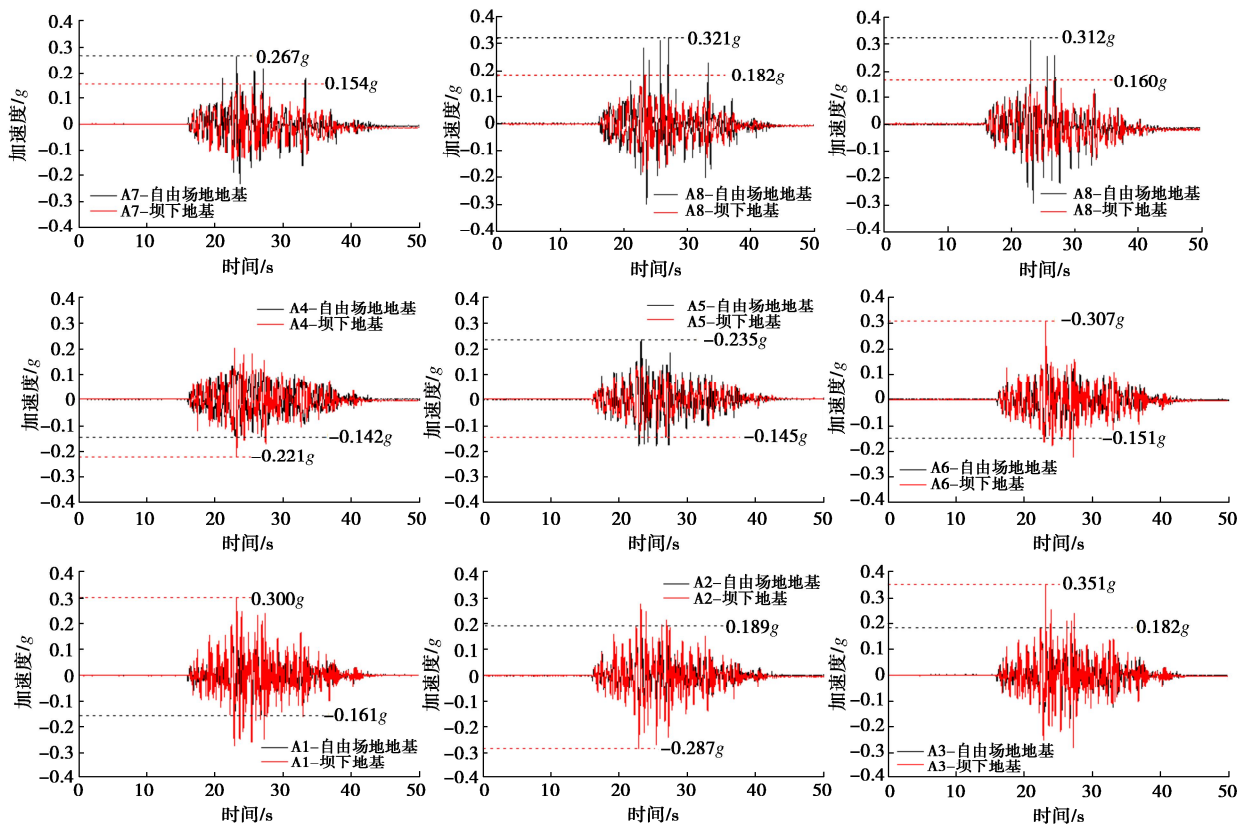


图 6 地基土体水平加速度时程曲线

Fig. 6 Time-history curves of horizontal acceleration of foundation

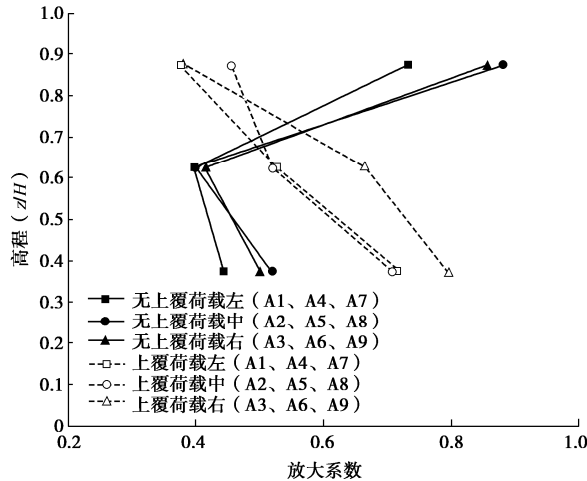


图 7 地基水平向加速度放大系数

Fig. 7 Amplification factor of horizontal acceleration of foundation

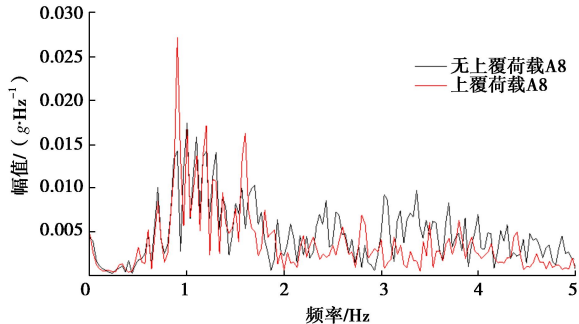


图 8 地基 A8 处加速度 Fourier 谱

Fig. 8 Fourier spectra of point at foundation A8

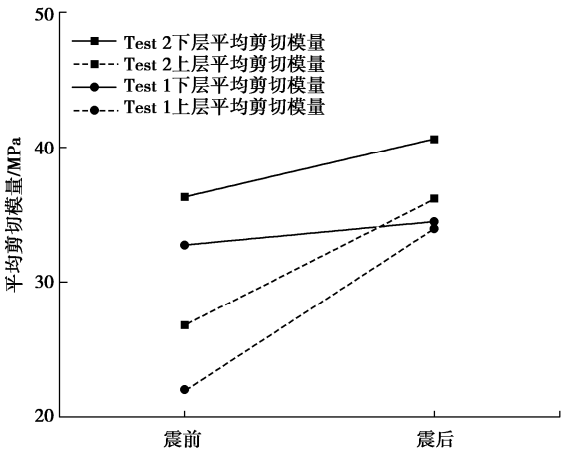
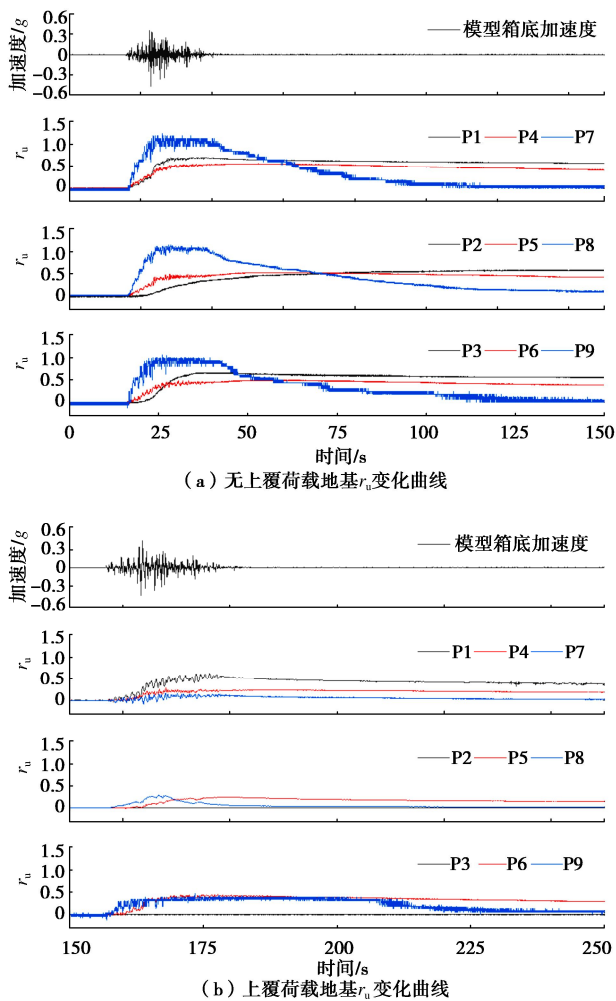


图 9 振动前后地基平均剪切波速变化图

Fig. 9 Variation of average shear-wave velocity of foundation before and after vibration

2.4 地基孔压响应分析

图 10 为振动过程中自由场地地基和坝下地基在地震作用下不同位置超静孔压比  $r_u$  ( $r_u$  为模型试验中测得的超静孔压  $\Delta u$  与其对应位置土体初始有效应力  $\sigma'_v$  的比值) 时程曲线。在进行 Test 2 坝下地基试验时, P2、P3 两个孔压传感器在试验过程中损坏, 但由于损坏的传感器位于模型最下层, 受坝闸荷载影响较小, 因此可认为 P2、P3 的损坏对于试验结果影响不大。

图10 地基振动过程中  $r_u$  变化曲线Fig. 10 Variation of  $r_u$  in process of vibration

从图10的孔压时程曲线可以看出,地基土体在受到地震荷载后,其孔压逐渐升高,形成超静孔压。经过一段时间的振动过后,土体中的超静孔压达到峰值,随后在土体排水作用下逐渐消散。在对于地震液化孔压问题的研究中,通常采用超静孔压比  $r_u$  进行表征。当土体某处的  $r_u$  大于等于1,则认为该位置的土体发生液化。对于Test 1中自由场地地基,其土体中的超静孔压比  $r_u$  沿着高程方向呈现先减小后增大的趋势,并在上层砂土中达到最大值且均大于1.0,说明上层砂土发生了液化,同时试验过程中位于地基上方拍摄的视频中也出现了相应的喷砂现象。而对于Test 2中坝下地基,其土体中的超静孔压比  $r_u$  沿着高程方向呈现逐渐增大的趋势,并在上层砂土中达到最大值,虽然其上层砂土中的超静孔压比  $r_u$  均小于1,但从试验中拍摄的视频以及拆模后的模型可以发现位于钢板边缘土体出现了液化喷砂现象。图11为震后地基的试验现象。

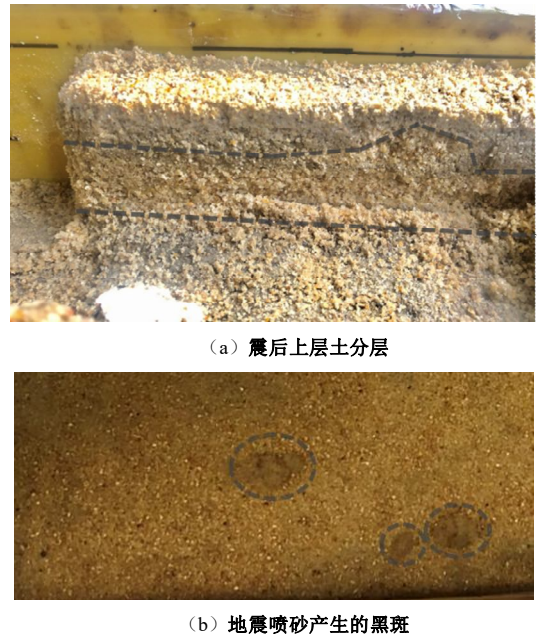


图11 震后地基试验现象

Fig. 11 Experimental phenomena of foundation after earthquake

对比两次试验中的超静孔压峰值可以看出,在坝闸荷载的作用下,土体中的初始有效应力增加,从而在地震过程中坝下地基的超静孔压比峰值均要小于自由场地地基相应位置处超静孔压峰值。因此,坝闸荷载下方的土体在地震荷载作用下液化的可能性降低,但在坝闸荷载边缘的土体仍然存在液化的风险。

## 2.5 地震沉降分析

图12为Test 1和Test 2两组试验地基沉降变化曲线,当地基土体在经受地震荷载后,其表面会发生沉降或因液化喷砂出现隆起,通过安装与模型箱顶部的激光位移计监测这种现象。对于Test 1中L1处的土体在地震作用下发生沉降,沉降值为20.7 mm,而L2处的土体在地震作用下出现隆起,隆起量为32.8 mm。对于Test 2中L1处的土体在地震作用下发生沉降,沉降值为50.7 mm,而L2、L3处由于位于钢板表面,其沉降量很小。

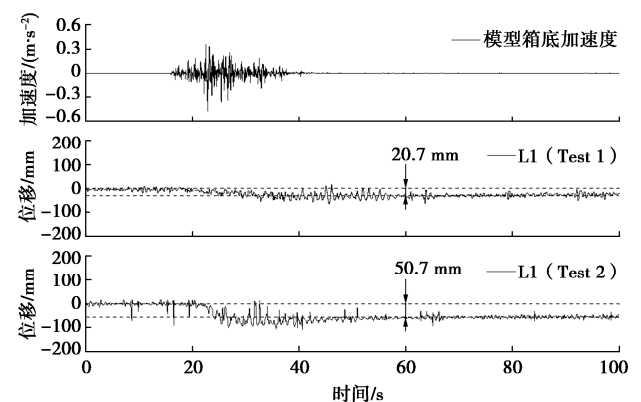


图12 Test 1和Test 2中地基L1处沉降

Fig. 12 Vertical settlements of point at foundation L1 in Test 1 and Test 2

3 数值分析对比

基于大连理工大学研发的非线性有限元分析软件 GEODYNA 对两组试验进行了数值分析对比。该软件采用了考虑饱和多孔介质 Biot 动力固结理论,结合大连理工大学静动统一实用化弹塑性本构模型<sup>[23]</sup>,在反映地基的地震动力响应上更具优势。

3.1 计算模型介绍

计算模型根据模型实际尺寸进行建模,采用四边形等参单元模拟地基土。模型底部边界输入地震动,试验中处于同一深度的剪切箱两侧侧壁对应节点的运动是完全相同的<sup>[24]</sup>,因此,数值模拟时将计算网格中两侧边界上处于相同深度的节点自由度耦合在一起。模型图见图 13 所示。土体本构模型采用静动统一实用化弹塑性本构模型,该本构能够更合理的描述复杂循环加载条件下的土体应力应变关系。本构参数取值见表 4 所示,其是根据离心机模型试验中上下层砂土的三轴试验成果标定获得,三轴试验过程中保持砂土的级配、密度与离心试验中一致。

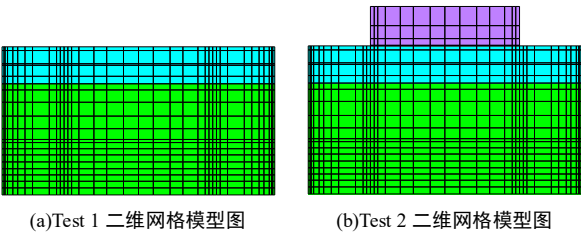


图 13 Test 1 和 Test 2 地基有限元模型图

Fig. 13 Finite element model foundation in Test1 and Test2

表 4 本构模型参数

Table 4 Parameters of constitutive model

| 参数  | $G_0$ | $\nu$ | $n$   | $e_\tau$ | $\lambda_c$ | $M_g$      | $\beta$ |       |
|-----|-------|-------|-------|----------|-------------|------------|---------|-------|
| 上层土 | 224   | 0.1   | 0.430 | 0.740    | 0.078       | 1.45       | 0.3     |       |
| 下层土 | 224   | 0.1   | 0.304 | 0.651    | 0.090       | 1.47       | 0.1     |       |
| 参数  | $h_1$ | $h_2$ | $m$   | $m_p$    | $\alpha_1$  | $\alpha_2$ | $n_g$   | $n_b$ |
| 上层土 | 10    | 1.8   | 0.25  | 0.5      | 0.50        | 1.00       | 2.0     | 2.0   |
| 下层土 | 40    | 16.0  | 0.50  | 0.5      | 1.45        | 0.80       | 1.0     | 0.5   |

3.2 数值模拟与模型试验结果对比分析

图 14 给出了 A8 位置的加速时程响应对比。对比图中两者结果可以看出:数值模拟的加速时程响应能够较好的吻合模型试验,在 Test 1 和 Test 2 中位于上层土中的 A8 测点模型试验峰值加速度要高于数值模拟结果,这可能与上层土在地震中出现液化现象有关。

图 15 给出了 A8 位置的傅里叶谱对比,对比图中数两者结果可以看出:两次试验中低频部分数值模拟结果能够较好的与模型试验结果吻合,在 Test 1 中当频率大于 3 Hz 时数值模拟结果略小于模型试验结果,在 Test 2 中当频率处在 1.5~3 Hz 范围时数值模拟结果大于模型试验结果。造成以上现象的原因有可能与

数值计算中未能完全考虑模型箱底部和侧边界地震波反射有关。

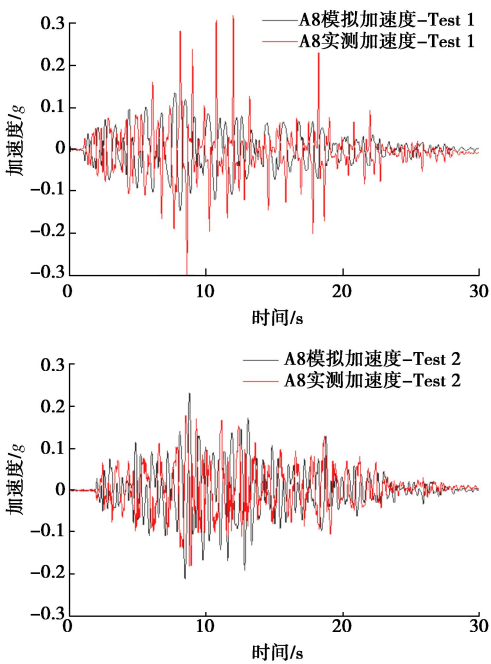


图 14 数值模拟与模型试验加速度时程对比

Fig. 14 Comparison between simulated and measured time-history curves of acceleration

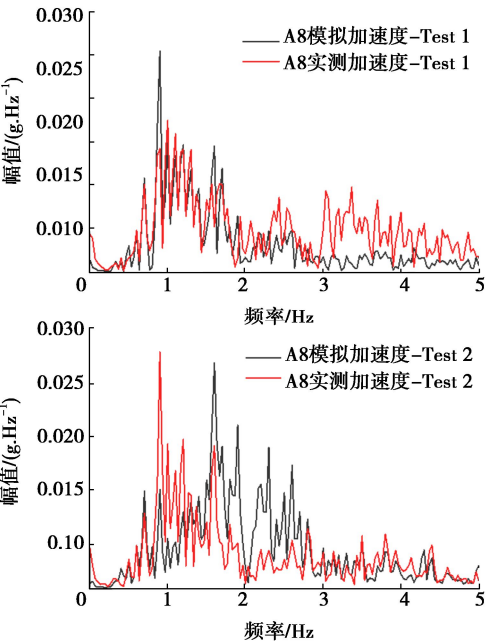


图 15 数值模拟与模型试验傅里叶谱对比

Fig. 15 Comparison between simulated and measured Fourier spectra

图 16 给出了 A8 位置的孔压时程对比,对比图中两者结果可以看出: Test 1 和 Test 2 中 A8 测点孔压时程曲线吻合较好,孔压发展规律一致,孔压峰值接近。但 Test1 中模型试验孔压比模拟孔压更早开始发展,而 Test 2 中模型试验孔压比模拟孔压更晚开始消散,



这可能与上层土体出现液化使得模拟更加困难有关。

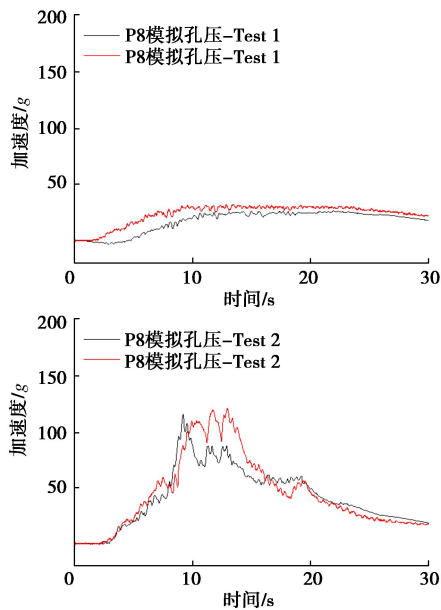


图 16 数值模拟与模型试验孔压时程对比

Fig. 16 Comparison between simulated and measured time-history curves of pore pressure

## 4 结 论

针对饱和砂土坝基地震响应规律开展了两组超重力振动台试验, 并通过数值分析进行了验证, 分析了坝闸荷载对饱和砂土坝基地震响应规律影响, 得到以下 5 点结论。

(1) 对于自由场地地基, 随着高程的增加土体的加速度放大系数呈现先减小后增大的趋势, 并在上层砂土中达到最大; 对于坝下地基, 随着高程的增加土体的加速度放大系数呈现逐渐减小的趋势。

(2) 自由场地地基和坝下地基 Fourier 谱低频部分接近, 而高频部分自由场地工况大于有坝闸荷载工况, 坝闸荷载的存在能够一定程度上减小上层地基高频振动。

(3) 地震时, 自由场地地基在上层砂土中出现液化现象, 坝下地基在位于坝闸荷载周围的上层砂土中出现液化现象。

(4) 在坝闸荷载的作用下, 荷载下方土体的初始有效应力增加而其在地震荷载作用下液化的可能性降低, 但在荷载边缘的土体仍然存在液化的风险。

(5) 数值模拟与离心机试验结果总体吻合较好。但由于模型箱底部和侧边界存在地震波反射等原因, 使得个别点两者结果存在差别。

本文的模型试验与数值模拟研究对成都大渡河硬梁包水电站工程中坝闸荷载作用下饱和砂土地基抗液化处理具有一定的指导意义, 对于更多坝基形式下的

地基液化研究有待进一步的试验研究。

致 谢: 感谢浙江大学超重力研究中心朱斌教授、刘庭伟硕士在试验中给予的帮助与指导。

## 参考文献:

- [1] 刘恢先. 唐山大地震震害[M]. 北京: 地震出版社, 1985. (LIU Hui-xian. Damage of Tangshan Earthquake[M]. Beijing: Seismological Press, 1985. (in Chinese))
- [2] 陈跃庆, 吕西林. 几次大地震中地基基础震害的启示[J]. 工程抗震, 2001, 23(2): 8 - 15. (CHEN Yue-qing, LÜ Xi-lin. Lessons learned from damages of soils and foundations during several strong earthquakes[J]. Earthquake Resistant Engineering, 2001, 23(2): 8 - 15. (in Chinese))
- [3] SEED H B. Landslides during earthquakes due to soil liquefaction[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 1969, 95(4): 1123.
- [4] SEED H B. Soil problems and soil behavior[J]. Earthquake Engineering, 1970(10): 227 - 251.
- [5] MATSUO O. Damage to river dikes[J]. Soils and Foundations, 1996, 36: 235 - 240.
- [6] TANI S. Behavior of large fill dams during earthquake and earthquake damage[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2000, 20(1/2/3/4): 223 - 229.
- [7] ZHANG J M, YANG Z Y, GAO X Z, et al. Geotechnical aspects and seismic damage of the 156-m-high Zipingpu concrete-faced rockfill dam following the Ms 8.0 Wenchuan earthquake[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2015, 76: 145 - 156.
- [8] ARULANANDAN K, ANANDARAJAH A, ABGHARI A. Centrifugal modeling of soil liquefaction susceptibility[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1983, 109(3): 281 - 300.
- [9] HUSHMAND B, SCOTT R F, CROUSE C B. Centrifuge liquefaction tests in a laminar box[J]. Géotechnique, 1988, 38(2): 253 - 262.
- [10] LAMBE P C, WHITMAN R V. Dynamic centrifugal modeling of a horizontal dry sand layer[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1985, 111(3): 265 - 287.
- [11] 刘庭伟, 李俊超, 朱 斌, 等. 小型土石坝加密抗液化离心机振动台试验研究[J]. 岩土力学, 2020, 41(11): 3695 - 3704. (LIU Ting-wei, LI Jun-chao, ZHU Bin, et al. Centrifuge shaking table modelling test study on anti-liquefied densification of small earth-rock dam slope[J].

- Rock and Soil Mechanics, 2020, **41**(11): 3695 – 3704. (in Chinese))
- [12] SEED H B, MARTIN G R, PYKE R M. Effect of multidirectional shaking on pore pressure development in sands[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1978, **104**(1): 27 – 44.
- [13] 黄春霞, 张鸿儒, 隋志龙, 等. 饱和砂土地基液化特性振动台试验研究[J]. 岩土工程学报, 2006, **28**(12): 2098 – 2103. (HUANG Chun-xia, ZHANG Hong-ru, SUI Zhi-long, et al. Shaking table tests on liquefaction properties of saturated sand ground[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, **28**(12): 2098 – 2103. (in Chinese))
- [14] VARGHESE R M, MADHAVI LATHA G. Shaking table tests to investigate the influence of various factors on the liquefaction resistance of sands[J]. Natural Hazards, 2014, **73**(3): 1337 – 1351.
- [15] 苏 栋, 李相崧. 地震历史对砂土抗液化性能影响的试验研究[J]. 岩土力学, 2006, **27**(10): 1815 – 1818. (SU Dong, LI Xiang-song. Centrifuge investigation on effect of seismic history on resistance of sand to liquefaction[J]. Rock and Soil Mechanics, 2006, **27**(10): 1815 – 1818. (in Chinese))
- [16] 刘晶波, 刘祥庆, 王宗纲, 等. 砂土地基自由场离心机振动台模型试验[J]. 清华大学学报(自然科学版), 2009, **49**(9): 31 – 34. (LIU Jing-bo, LIU Xiang-qing, WANG Zong-gang, et al. Dynamic centrifuge model test of an unconfined sandy foundation[J]. Journal of Tsinghua University (Science and Technology), 2009, **49**(9): 31 – 34. (in Chinese))
- [17] 朱建群, 孔令伟, 钟方杰. 粉粒含量对砂土强度特性的影响[J]. 岩土工程学报, 2007, **29**(11): 1647 – 1652. (ZHU Jian-qun, KONG Ling-wei, ZHONG Fang-jie. Effect of fines content on strength of silty sands[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, **29**(11): 1647 – 1652. (in Chinese))
- [18] 周燕国, 梁 甜, 李永刚, 等. 含黏粒砂土地液化离心机振动台试验研究[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(9): 1650 – 1658. (ZHOU Yan-guo, LIANG Tian, LI Yong-gang, et al. Dynamic centrifuge tests on liquefaction of clayey sand ground[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(9): 1650 – 1658. (in Chinese))
- [19] ADALIER K, ELGAMAL A. Liquefaction of over-consolidated sand: a centrifuge investigation[J]. Journal of Earthquake Engineering, 2005, **9**(S1): 127 – 150.
- [20] 苏 栋, 李相崧. 砂土自由场地震响应的离心机试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2006, **26**(2): 166 – 170. (SU Dong, LI Xiang-song. Centrifuge modeling of seismic response of free sand ground[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2006, **26**(2): 166 – 170. (in Chinese))
- [21] 蔡正银, 吴诗阳, 武颖利, 等. 高地震烈度区深厚覆盖砂层液化研究[J]. 岩土工程学报, 2020, **42**(3): 405 – 412. (CAI Zheng-yin, WU Shi-yang, WU Ying-li, et al. Liquefaction of deep overburden layers in zones with high earthquake intensity[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, **42**(3): 405 – 412. (in Chinese))
- [22] 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))
- [23] LIU J M, ZOU D G, KONG X J. Three-dimensional scaled memory model for gravelly soils subject to cyclic loading[J]. Journal of Engineering Mechanics, 2018, **144**(3): 04018001.
- [24] 伍小平, 孙利民, 胡世德, 等. 振动台试验用层状剪切变形土箱的研制[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2002, **30**(7): 781 – 785. (WU Xiao-ping, SUN Li-min, HU Shi-de, et al. Development of laminar shear box used in shaking table test[J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2002, **30**(7): 781 – 785. (in Chinese))



DOI: 10.11779/CJGE202204002 一文彩色插图

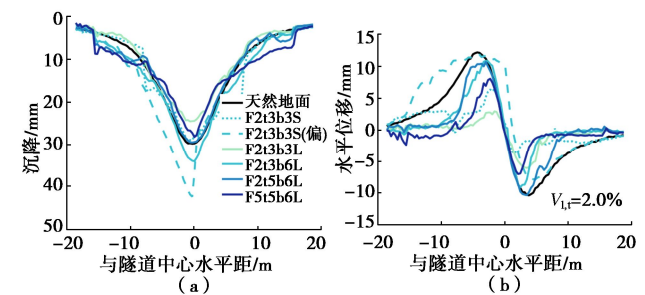


图 4 地表移动特征：密砂地层与标准自重的居中建筑  
Fig. 4 Characteristics of surface displacement: dense sand and central buildings with standard self-weight

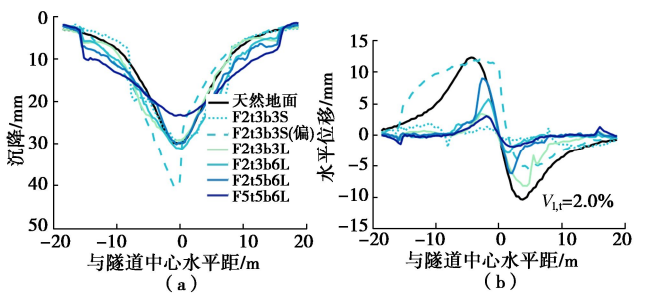


图 5 地表移动特征：密砂地层与双倍重量的居中建筑  
Fig. 5 Characteristics of surface displacement: dense sand and central buildings with double self-weight

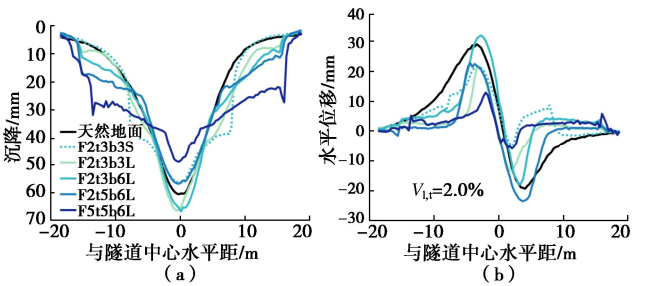


图 6 地表移动特征：松散砂地层与标准自重的居中建筑  
Fig. 6 Characteristics of surface displacement: loose sand and central buildings with standard self-weight

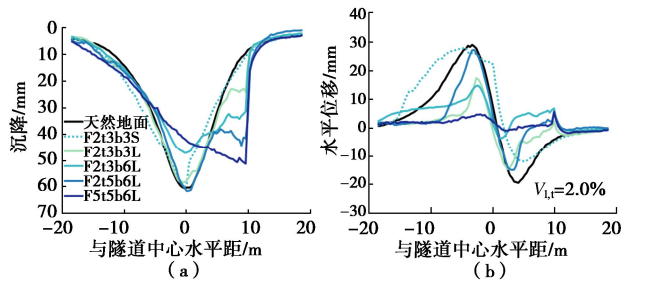


图 7 地表移动特征：松散砂地层与标准自重的偏心建筑  
Fig. 7 Characteristics of surface displacement: loose sand and eccentric buildings with standard self-weight

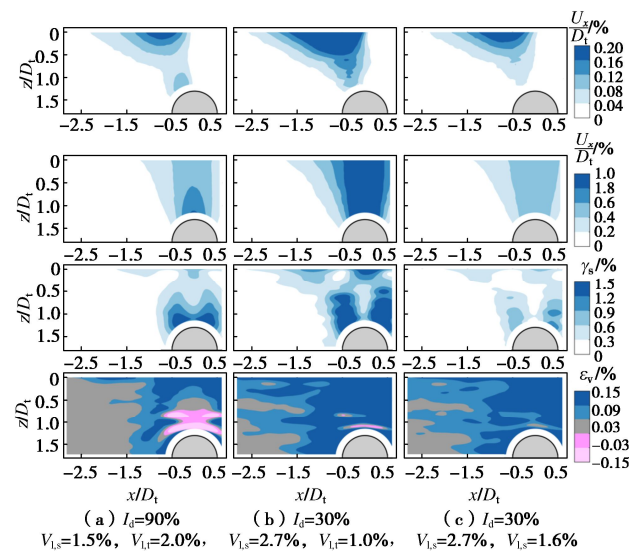


图 10 天然地面情况下地层移动与变形规律  
Fig. 10 Ground deformations in greenfield tests

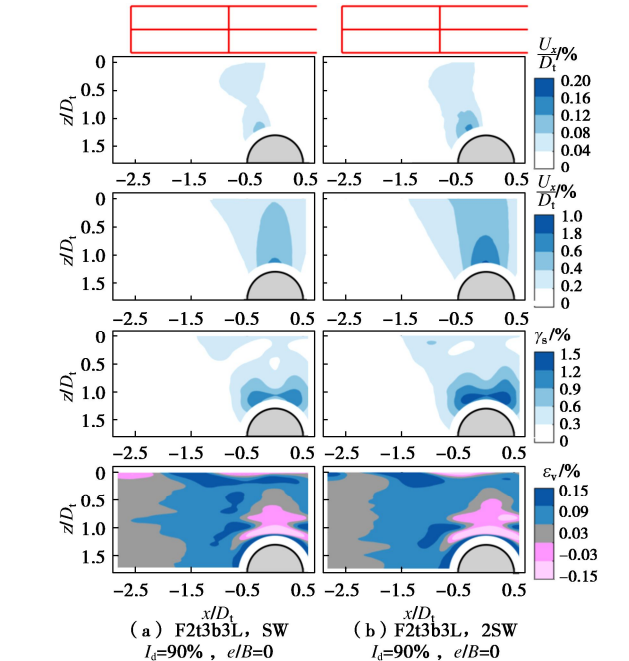
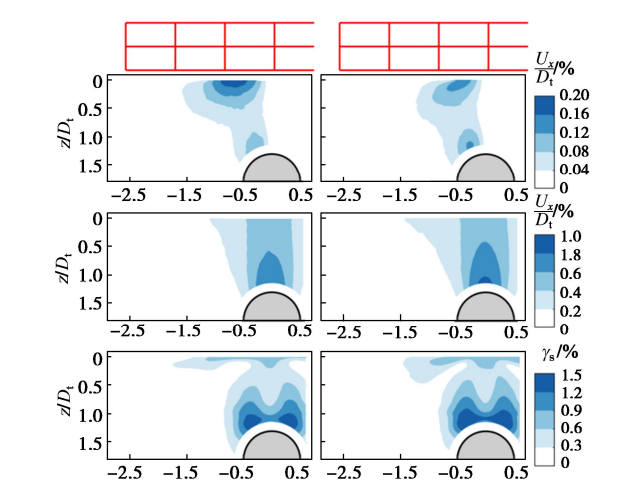


图 11 结构 F2t3b3L (SW 和 2SW) 影响下地层移动与变形规律  
Fig. 11 Ground movements and deformations affected by frame F2t3b3L with SW and 2SW



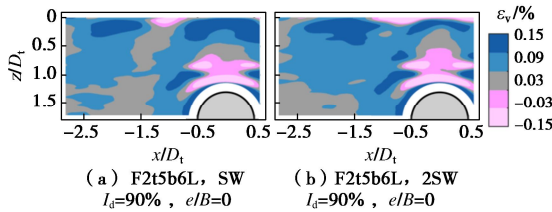


图 12 结构 F2t5b6L (SW 和 2SW) 影响下地层移动与变形规律

Fig. 12 Ground movements and deformations affected by frame F2t5b6L with SW and 2SW

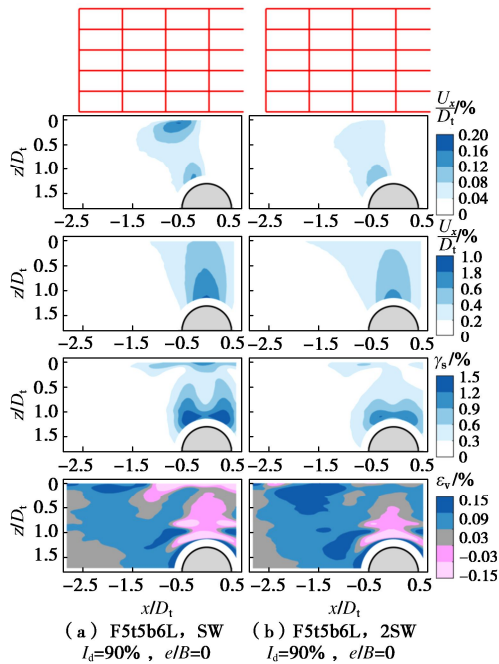


图 13 结构 F5t5b6L (SW 和 2SW) 影响下地层移动与变形规律

Fig. 13 Ground movements and deformations affected by frame F5t5b6L with SW and 2SW

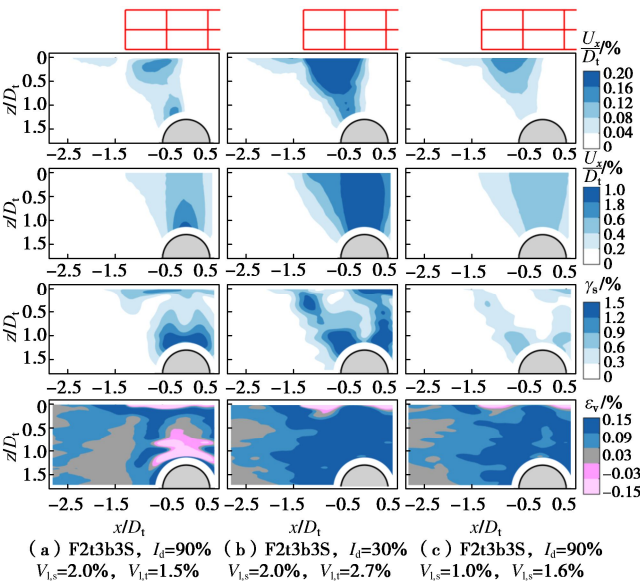


图 14 短结构 F2t3b3S 影响下地层移动与变形规律

Fig. 14 Ground deformations affected by frame F2t3b3S

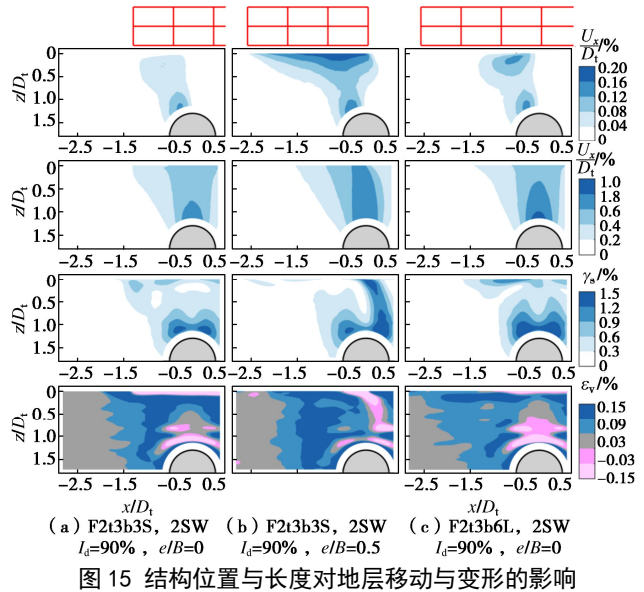


图 15 结构位置与长度对地层移动与变形的影响

Fig. 15 Effects of location and length of buildings on ground movements and deformations

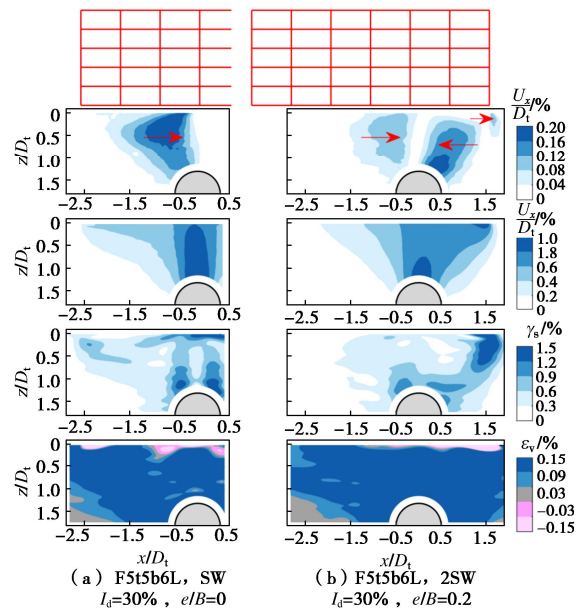
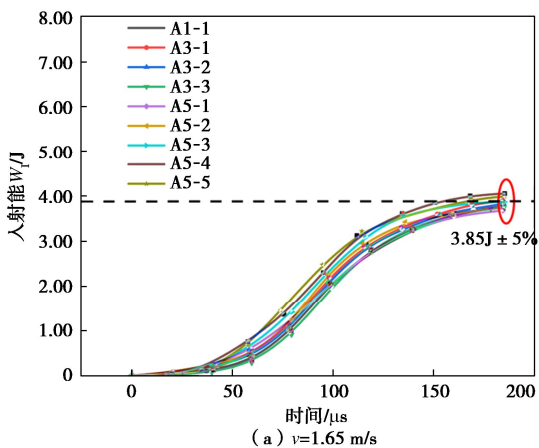


图 16 结构 F5t5b6L 位置变化对地层移动与变形的影响

Fig. 16 Effects of location change of frame F5t5b6L on ground movements and deformations

DOI: 10.11779/CJGE202204004 一文彩色插图



(a)  $v=1.65 \text{ m/s}$

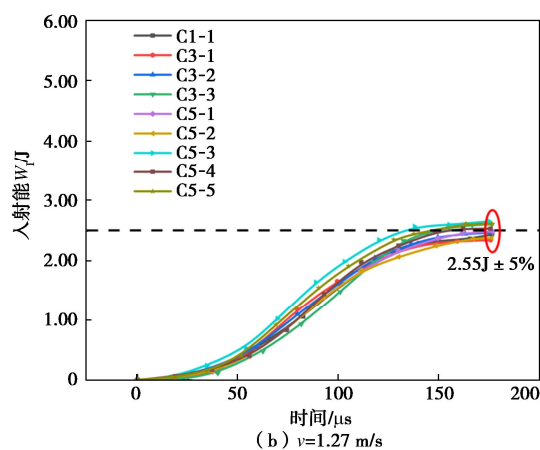


图 5 不同加载速率扰动冲击下入射能量时程曲线

Fig. 5 Time-history curves of incident energy under disturbance impact with different loading rates

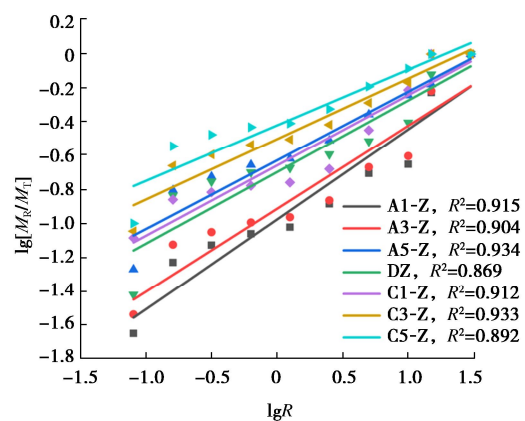


图 11 SHPB 冲击试验中  $\lg[M_R/M_T] - \lg R$  曲线

Fig. 11 Curve of  $\lg[M_R/M_T] - \lg R$  in SHPB impact tests

DOI: 10.11779/CJGE202204009 一文彩色插图

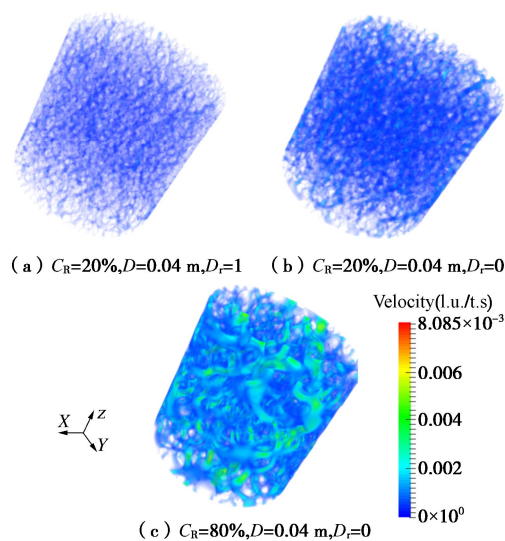


图 3 土石混合体的流速场

Fig. 3 Velocity contour plots of SRM

DOI: 10.11779/CJGE202204010 一文彩色插图

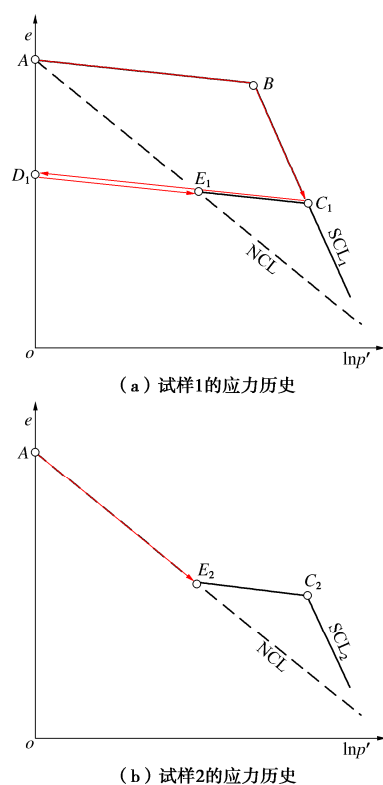


图 1 不同应力历史条件下结构性土的压缩曲线

Fig. 1 Compression curves for structured soils with different stress histories

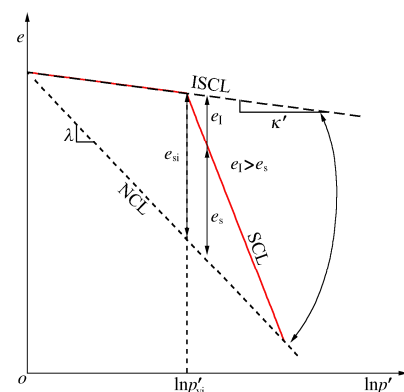


图 3 结构性土的压缩特性

Fig. 3 Compression behaviors for structured soils

DOI: 10.11779/CJGE202204011 一文彩色插图

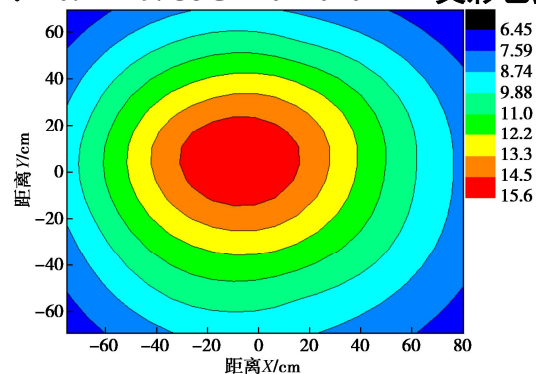


图 7 通气点所在平面含水率分布图

Fig. 7 Distribution of moisture content in plane of ventilation poin



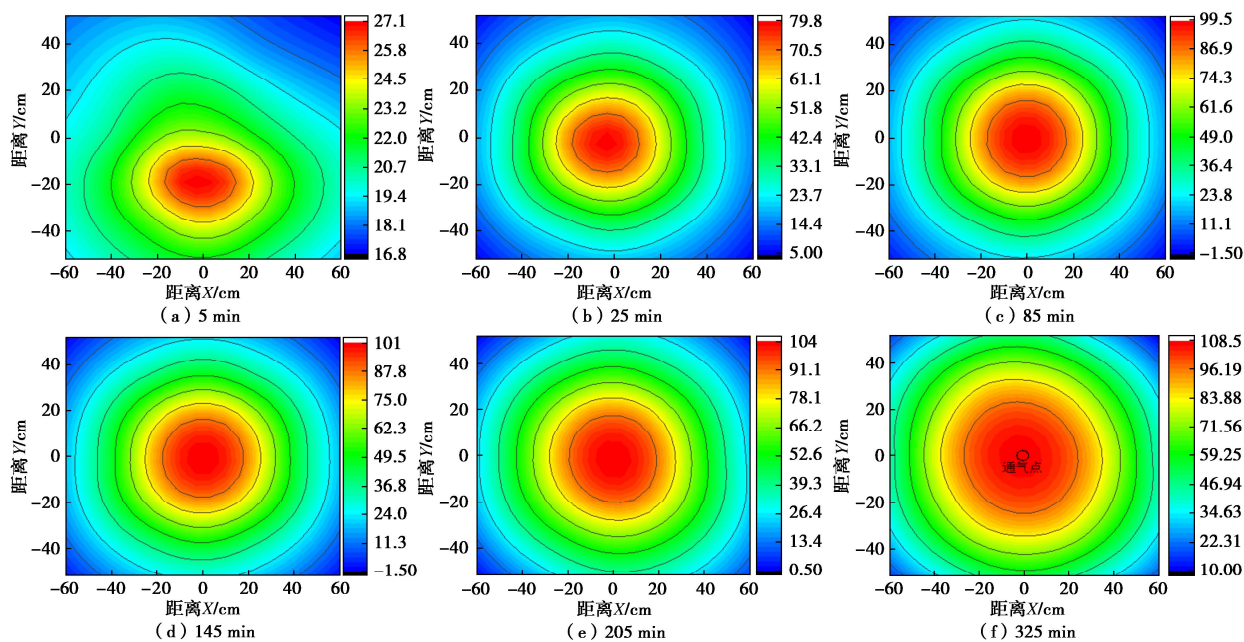


图9 通气点所在平面温度迁移图 (0.10 MPa)

Fig. 9 Temperature transfer in plane of ventilation point (0.10 MPa)

DOI: 10.11779/CJGE202204013 一文彩色插图

DOI: 10.11779/CJGE202204014 一文彩色插图

表 3 X-Y 切面中不同高度的 CT 切片

Table 3 CT slices of different heights in X-Y section

| 高度/mm | P=70% | P=90% | 试件破坏后 |
|-------|-------|-------|-------|
| 10    |       |       |       |
| 30    |       |       |       |
| 50    |       |       |       |
| 70    |       |       |       |
| 90    |       |       |       |

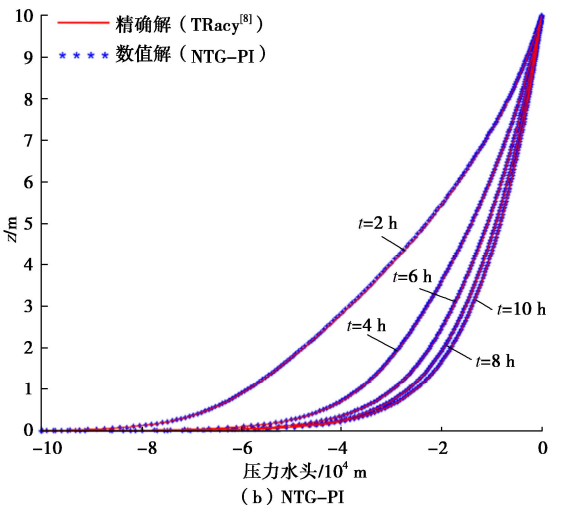
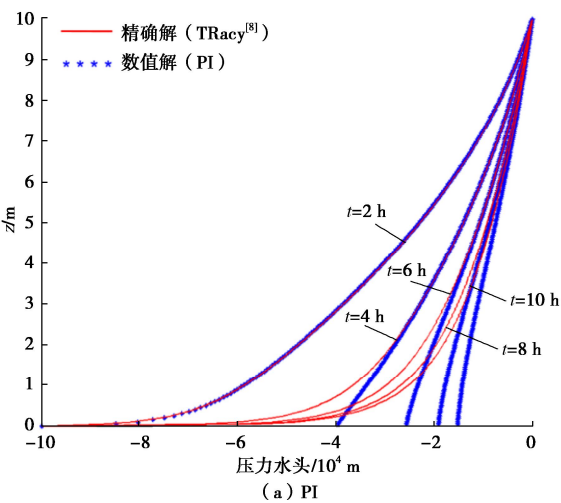


图 3 不同迭代方法下获得的数值解和精确解的比较

Fig. 3 Comparison between numerical solutions obtained using different iteration methods and exact solutions

DOI: 10.11779/CJGE202204015 一文彩色插图

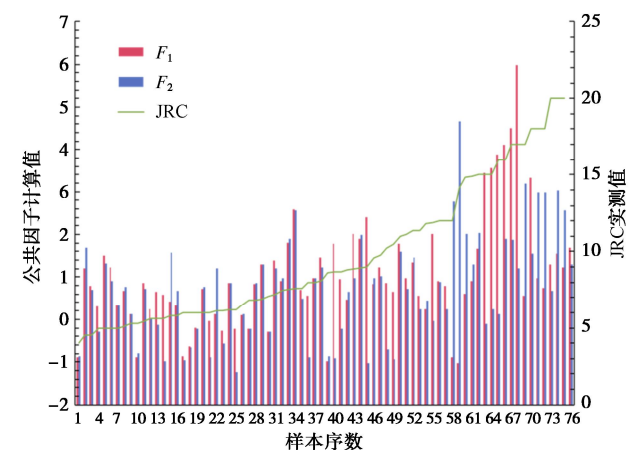


图 10 公共因子与 JRC 值趋势对比  
Fig. 10 Comparison between common factor and JRC value trend

DOI: 10.11779/CJGE202204016 一文彩色插图

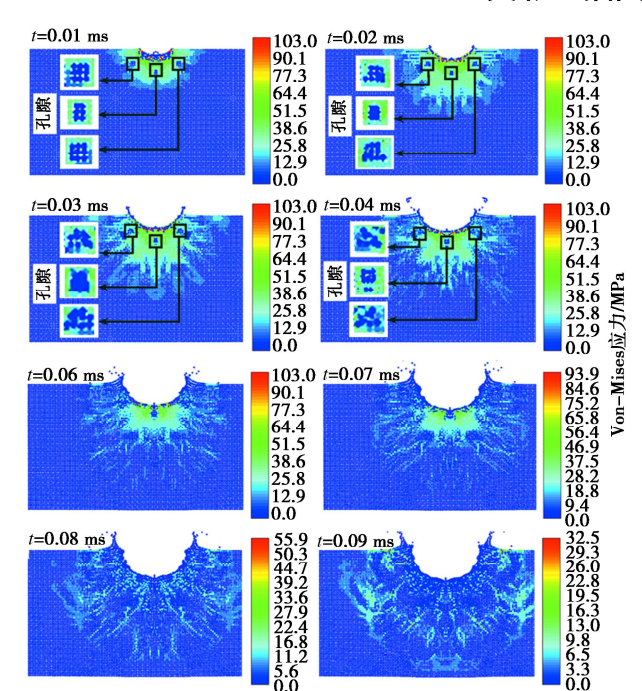


图 12 Von-Mises 应力演化图  
Fig. 12 Evolution diagram of Von Mises stress

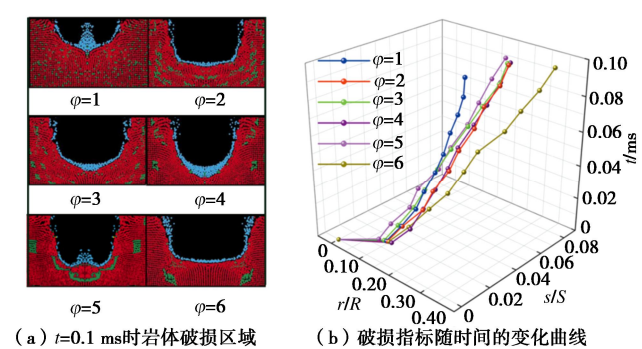


图 14 不同孔隙尺寸  
Fig. 14 Different pore sizes

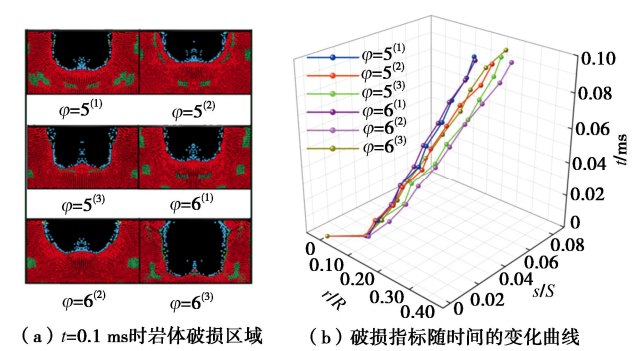


图 15 不同孔隙分布位置  
Fig. 15 Distribution location of different pores

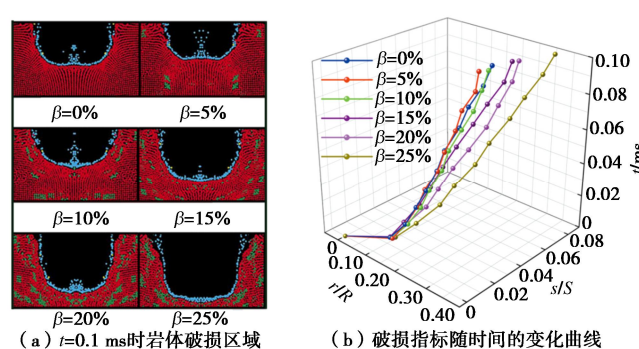


图 16 不同孔隙度  
Fig. 16 Different porosities

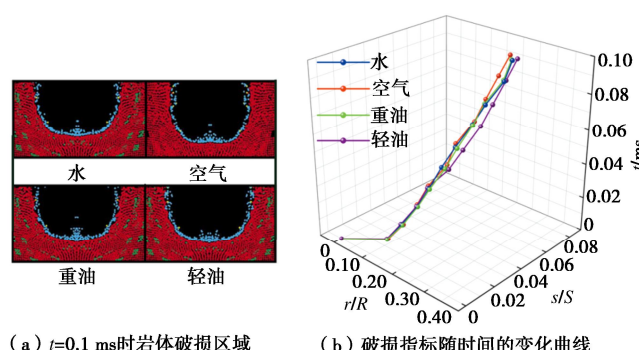


图 17 不同孔隙填充物  
Fig. 17 Different pore fillers

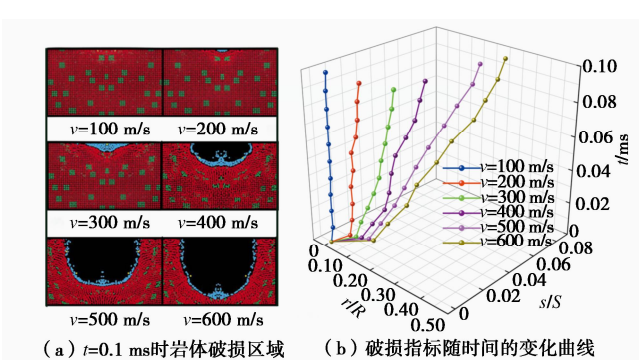


图 18 不同射流速度  
Fig. 18 Different jet velocities



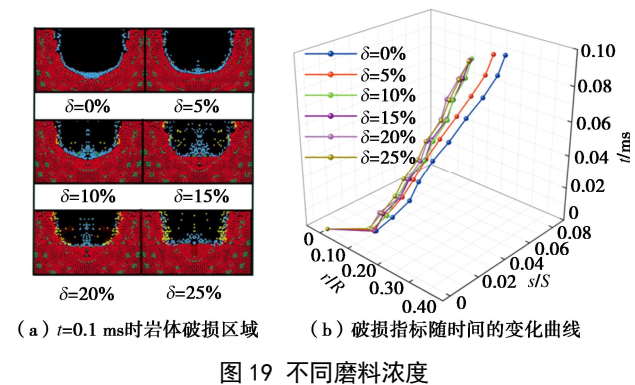


Fig. 19 Different abrasive concentrations

DOI: 10.11779/CJGE202204017 一文彩色插图

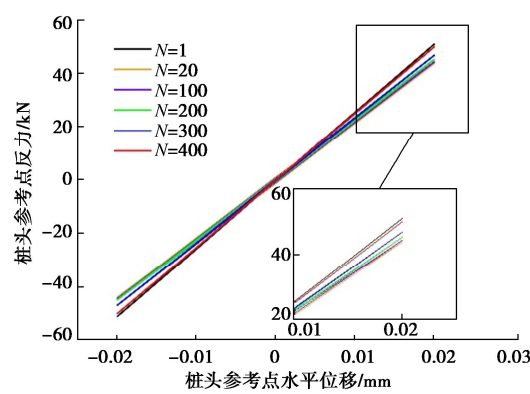


Fig. 14 Relationship between horizontal displacement and reaction force of reference point under low horizontal displacement cyclic loading

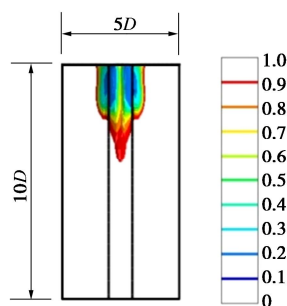


Fig. 16 Soil softening coefficient of single pile under low horizontal displacement cyclic loading

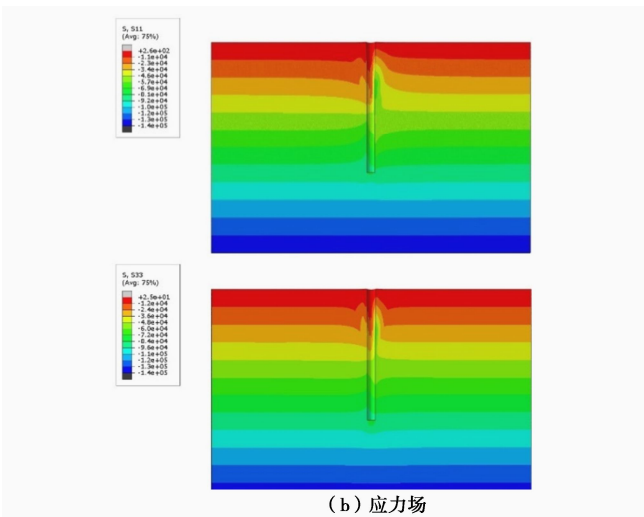
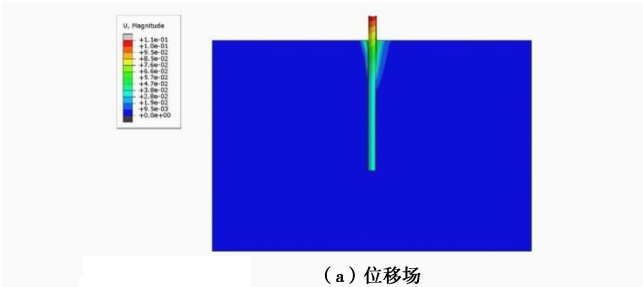


图 17 第 100 次循环时土体的位移场与应力场

Fig. 17 Displacement field and stress field of soil at the 100th cycle

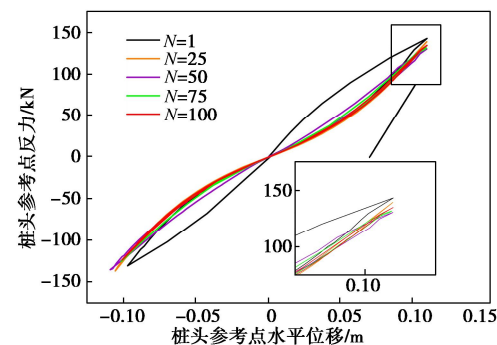


Fig. 18 Relationship between horizontal displacement and reaction force of reference point under high horizontal displacement cyclic loading

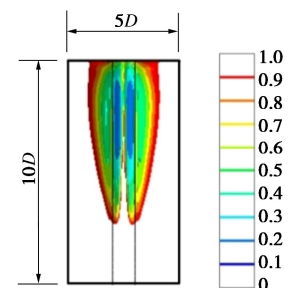


Fig. 20 Soil softening coefficient of single pile under high horizontal displacement cyclic loading

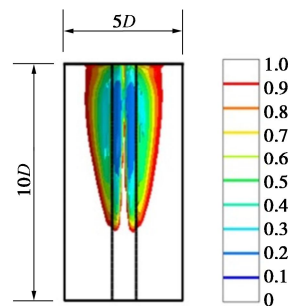


Fig. 23 Soil softening coefficient of single pile under horizontal cyclic force

DOI: 10.11779/CJGE202204019 一文彩色插图

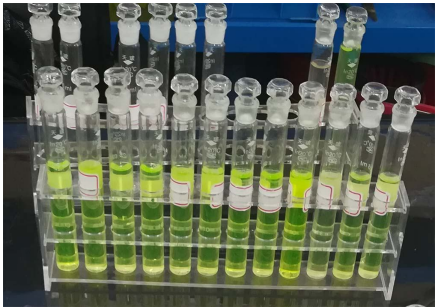


图 4 提取荧光剂溶液的照片

Fig. 4 Photos of extracting fluorescent solution

DOI: 10.11779/CJGE202204021 一文彩色插图

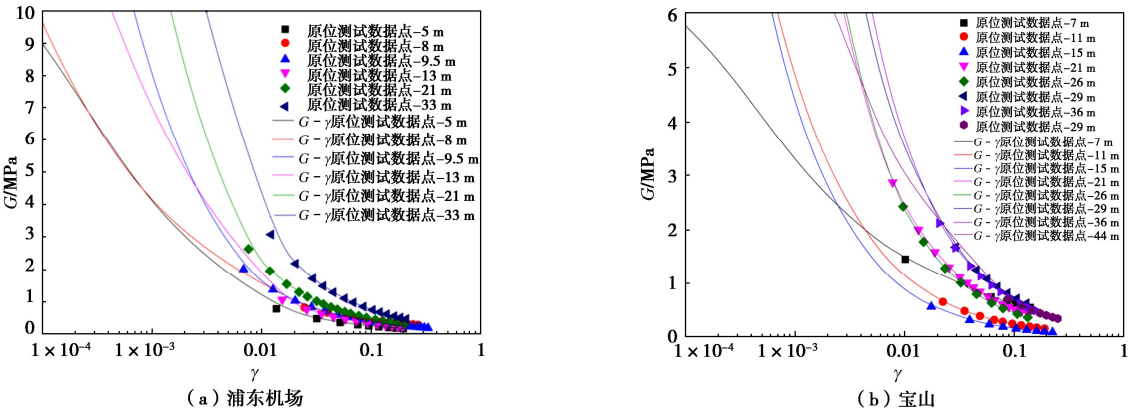


图 6 浦东机场及宝山试验区各深度剪切模量  $G$  随剪应变  $\gamma$  衰减拟合曲线

Fig. 6 Fitted curves of  $G - \gamma$  at a certain depth in Pudong Airport and Baoshan plot

DOI: 10.11779/CJGE202204022 一文彩色插图

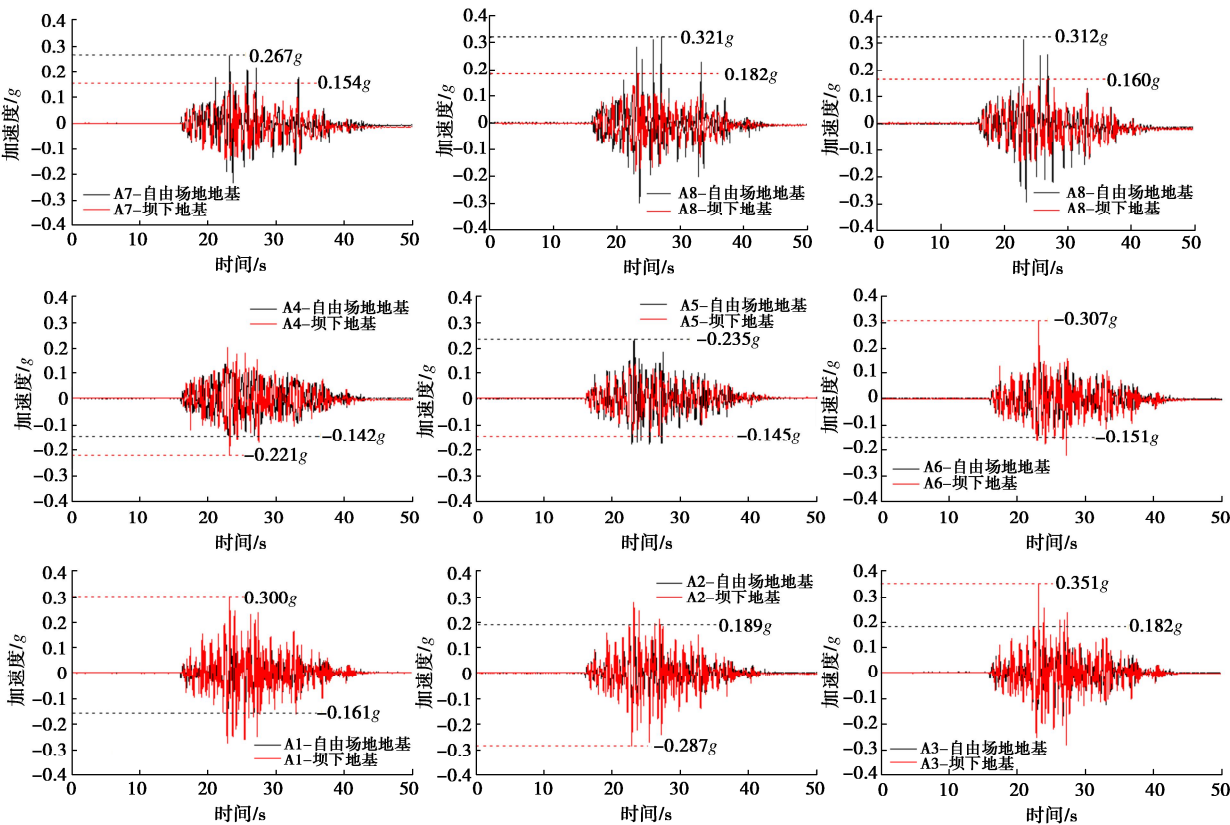


图 6 地基土体水平加速度时程曲线

Fig. 6 Time-history curves of horizontal acceleration of foundation

4月22日

世界地球日 / 保护地球

保护环境 / 人人有责  
COMBANY NAME

# 世界地球日

世界 World Earth Day

保护  
环境

## 地球日

4.22 让我们一起守护地球

Protect the earth from me

节约集约利用资源·倡导绿色简约生活

COMBANY NAME  
保护环境 / 人人有责

保  
护  
环  
境

公益广告《岩土工程学报》宣

中国标准连续出版物号  
ISSN 1000-4548  
CN 32-1124/TU

发行代号  
国内 28-62  
国外 MO 0520

国内定价  
40 元 / 期  
480 元 / 年