

ISSN 1000 - 4548  
CODEN YGXUEB

# 岩土工程学报

Chinese Journal of Geotechnical Engineering

第41卷      第7期 (总340期)  
Vol.41      No.7 (Total 340)

# 7

# 2019

主 办

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

ISSN 1000-4548



## 能量注入式虚拟质量共振柱

能量注入式虚拟质量 (EIVM) 共振柱是由广州国光仪器有限公司自主研发生产的土工实验设备, 采用先进的理论技术, 拥有2项发明专利。

EIVM共振柱是利用振动波在土试样中的传播特性来测定试样共振频率、剪切模量、阻尼比及泊松比。

能量注入式虚拟质量 (Energy-Injecting Virtual Mass) 共振柱采用多层闭环反馈原理, 使系统发生振动, 并在振动过程中不断补充能量, 维持等幅振荡, 补充的能量反映了试样的剪切模量和阻尼特性。为了适应土的非线性特性, 该控制采用自适应控制技术, 能修正整个自动历程的系统特性以适应对象和扰动的动态特性的变化。

### EIVM共振柱特性:

- (1) 试验容腔可控压力范围: 0 - 1.0 MPa
- (2) B电磁线圈驱动装置
- (3) 32位处理器前端实时控制, PC机后台数据处理
- (4) 共振频率: 2 - 200 Hz
- (5) 最大允许加速度:  $0 - 1 \times 10^4 \text{ m/s}^2$ , 最大横向灵敏度比小于5%
- (6) 土试样尺寸: 高度 70 - 140 mm, 直径 35 - 70 mm
- (7) 配备6套用于系统调校的参考标准棒  
①  $10 \times 100 \text{ mm}$ ,  $\phi 12.5 \times 100 \text{ mm}$ ,  $\phi 15 \times 100 \text{ mm}$ ,  
②  $10 \times 140 \text{ mm}$ ,  $\phi 12.5 \times 140 \text{ mm}$ ,  $\phi 15 \times 140 \text{ mm}$
- (8) 系统控制软件和用户手册



## 虚拟质量共振柱与传统共振柱对比优势

虚拟质量共振柱	传统共振柱
多通道数据采集, 16位分辨率ADC, 32位处理器前端实时闭环控制。	由信号发生器被动驱动, 通过示波器观察李沙弗图形, 误差极大。
先进的虚拟质量算法, 实验结果更精准。	模拟测量, 无量化处理。
试样安装装置采用垂直升降机构, 无需拆卸内部结构部件, 安装试样更加简单方便。	结构复杂, 不宜操作。
增加平衡质量块结构, 避免附加质量块的影响。	无平衡块结构, 重力更多附加在土试样上, 影响测量实验数据。
独立围压数字PID调节。	手动调节, 气压不稳定。
对土非线性特性采用自适应控制。	不能分析土的非线性特性。

## HT-1型液压全自动三轴仪

试验系统是专门用于土的测试土的动态特性。HT-1型液压全自动三轴仪符合国际标准的关于各种土的三轴试验和数据采集, 以及生成符合国家标准的报告。该设备是液压土工试验室的桌面三轴试验系统, 由三轴压力室、液控/液控控制器、数据采集器、系统控制屏等组成。HT-1型液压全自动三轴试验系统是一套高智能化和高性价比的土工试验设备, 用户能方便地进行诸应力路径试验、恒幅循环加载试验和K0试验等。

通过PC机自动控制试验 (不仅采集数据)

完全独立围压、反压、轴向 (压力/应变) 控制。最大压力为2MPa。

压力/应变控制方式可任意切换

可选择现场标定

高分辨率反馈控制系统, 能精确的控制加载和速度

标准周期荷载有正弦波/三角波/锯齿波/方波, 最高频率10Hz。

用户可自定义波形。

标准试样有50mm/70mm, 最高高度100mm, 也可定制特殊尺寸。



国光仪器

广州国光仪器有限公司  
Guangzhou Guoguang Instruments Co., Ltd.

地址: 广州市花都区镜湖大道8号

公司网站: www.ggic.com.cn

电话: 020-28605275

手机: 15017588599

# 《岩土工程学报》第十二届编委会名单

2016年4月8日 南京

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

## 岩土工程学报

(月刊 1979年创刊)

第41卷第7期(总340) 2019年7月出版

Chinese Journal of Geotechnical Engineering

(Monthly, Started in 1979)

Vol. 41, No. 7 (Total No. 340) Published in July 2019

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

### Editor-in-Chief:

CAI Zheng-yin

### Printed by Hohai University Printing Factory

### Overseas Distributor:

China International Book Trading Corporation

P. O. Box 399, Beijing, China

Web Site: [www.cgejournal.com](http://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](http://www.cgejournal.com))全文发布本刊所有刊载文章。

## 1 宗旨及内容

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

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

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

## 2 来稿

(1) 来稿应符合科技论文写作惯例和基本要求,作者自留底稿。请优先采取网络在线投稿([www.cgejournal.com](http://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](mailto:ge@nhri.cn))。

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

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

(4) 署名者应为稿件执笔人或稿件内容的主要责任者。

(5) 稿件可能涉及机密资料时应由作者单位出具非泄密证明。

(6) 凡被海内外正式出版物公开发表或已录用的稿件本刊不再受理。

## 3 稿件选用和清稿体例

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

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

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

(4) 稿件一经发表即付稿酬,并按发表文章页数收取版面费。

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

## 4 退稿

(1) 未录用稿件一般以E-mail发送退稿通知。

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

(3) 退稿不承诺提供审阅意见。

## 5 本刊编辑部

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

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

凡选用稿件均在南京本部统编。有关编辑出版事宜请与南京本部联系。

目 次

论 文

基坑开挖引起隧道水平变形的被动与注浆主动控制研究 ..... 郑刚, 潘军, 程雪松, 白如冰, 杜一鸣, 刁钰 (1181)

基于频率步进原理的 TDR 研制及在土体含水率测试中的应用 ..... 陈仁朋, 陈卓, 陆明, 刘惠斌, 王晨光, 卢玉 (1191)

基于 Pasternak 地基的盾构隧道开挖非连续地下管线的挠曲 ..... 林存刚, 黄茂松 (1200)

强夯的物质点法模拟及其能量转化规律分析 ..... 张芮瑜, 孙玉进, 宋二祥 (1208)

水库运行期岸坡消落带红砂岩抗剪与抗压强度劣化机制 ..... 张振华, 王野 (1217)

十字换乘地铁站结构地震响应分析 ..... 王国波, 余森坤, 袁明智, 李凯达 (1227)

土-地下连续墙-复杂异跨地铁站结构动力相互作用分析 ..... 王建宁, 窦远明, 庄海洋, 付继赛, 马国伟 (1235)

土岩变化地层长隧道纵向地震响应解析 ..... 禹海涛, 张正伟, 李攀, 贺维国, 赵旭 (1244)

基坑开挖引起邻近盾构隧道转动与错台变形计算 ..... 魏纲, 洪文强, 魏新江, 张鑫海, 罗经纬 (1251)

双向耦合循环剪切条件下饱和砂土体应变发展规律试验研究 ..... 赵凯, 吴琪, 熊浩, 茅文博, 陈国兴 (1260)

基于 CPTU 数据融合技术的黏性土应力历史与强度特性评价研究 ..... 刘晓燕, 蔡国军, 邹海峰, 李学鹏, 刘松玉 (1270)

高沥青混凝土心墙受拉特性的简化力学分析方法 ..... 高俊, 党发宁, 杨超, 任劼 (1279)

考虑大变形特征的超深冻结壁弹塑性设计理论 ..... 张博, 杨维好, 王宝生 (1288)

考虑  $T$  应力的岩石压剪裂纹起裂机理 ..... 刘红岩 (1296)

福岛核泄漏引发河湖库底泥污染及处置: 实例研究 ..... 刘既明, 朱伟, 吴思麟 (1303)

基于数字图像相关技术的土体干缩开裂过程研究 ..... 林奎, 唐朝生, 程青, 曾浩, 施斌 (1311)

桩-土-斜拉桥动力相互作用体系振动反应特性试验研究 ..... 谢文, 孙利民 (1319)

短 文

地下工程开挖卸荷既有桩基承载响应物理模拟及新进展 ..... 刘松玉, 李洪江, 童立元, 张明飞, 周志宏 (1329)

不同掺砾量下砾石土抗拉强度试验研究 ..... 吉恩跃, 陈生水, 朱俊高, 傅中志 (1339)

MBT 垃圾的三轴试验结果 ..... 张振营, 郭文强, 张宇翔, 吴大志, 徐辉, 刘开富, 陈萍 (1345)

高地应力深埋隧道断裂破碎带段大变形控制现场试验研究 ..... 崔光耀, 王雪来, 王明胜 (1354)

基于透明土技术的多孔介质孔隙流动特性研究 ..... 梁越, 陈鹏飞, 林加定, 孙志伟 (1361)

大型微摩阻土工真三轴试验系统及其应用 ..... 潘家军, 程展林, 江泊涌, 左永振, 徐晗 (1367)

隧道工作面稳定性与滑移线网破坏模式研究 ..... 孙雁军, 阳军生, 罗静静, 郑响凑, 杨峰 (1374)

简 讯

岩土及地下工程教育部重点实验室(同济大学)2019 年度开放课题申请指南 ..... (1226)

《岩土工程学报》征订启事 ..... (1338)

本期广告索引 ..... (1373)

基于计算机三维地质模型的岩土工程设计与可视分析——评《岩土工程勘察与设计》 ..... (插页 I)

计算机图像模拟技术在岩土工程勘探中的应用——评《计算机视觉特征提取与图像处理》 ..... (插页 II)

岩土与水利生物工程产业发展新战略——评《工程地质及水文地质》 ..... (插页 III)

岩土工程地质勘查中施工机械的研究与开发——评《工程机械》 ..... (插页 IV)

《岩土工程学报》第十二届编委会名单 ..... (扉页 I)

征稿简则 ..... (扉页 II)

## CONTENTS

### PAPERS

- Passive control and active grouting control of horizontal deformation of tunnels induced neighboring excavation .....  
 ..... ZHENG Gang, PAN Jun, CHENG Xue-song, BAI Ru-bing, DU Yi-ming, DIAO Yu (1181)
- Development of TDR based on stepped-frequency principle and its application in measurement of volumetric water content of soils  
 ..... CHEN Ren-peng, CHEN Zhuo, LU Ming, LIU Hui-bin, WANG Chen-guang, LU Yu (1191)
- Deflections of discontinuous buried pipelines induced by shield tunnelling based on Pasternak foundation .....  
 ..... LIN Cun-gang, HUANG Mao-song (1200)
- Simulation of dynamic compaction using material point method and analysis of its energy conversion law .....  
 ..... ZHANG Rui-yu, SUN Yu-jin, SONG Er-xiang (1208)
- Degradation mechanism of shear strength and compressive strength of red sandstone in drawdown areas during reservoir operation  
 ..... ZHANG Zhen-hua, WANG Ye (1217)
- Seismic response analysis of cross metro transfer station structure ... WANG Guo-bo, YU Miao-kun, YUAN Ming-zhi, LI Kai-da(1227)
- Seismic responses of dynamic interaction system of soil-diaphragm wall-complicated unequal-span subway station .....  
 ..... WANG Jian-ning, DOU Yuan-ming, ZHUANG Hai-yang, FU Ji-sai, MA Guo-wei (1235)
- Analytical solution for longitudinal seismic responses of long tunnels crossing soil-rock stratum .....  
 ..... YU Hai-tao, ZHANG Zheng-wei, LI Pan, HE Wei-guo, ZHAO Xu (1244)
- Calculation of rigid body rotation and shearing dislocation deformation of adjacent shield tunnels due to excavation of foundation pits  
 ..... WEI Gang, HONG Wen-qiang, WEI Xin-jiang, ZHANG Xin-hai, LUO Jing-wei (1251)
- Experimental investigations on volumetric strain behavior of saturated sands under bi-directional cyclic loadings .....  
 ..... ZHAO Kai, WU Qi, XIONG Hao, MAO Wen-bo, CHEN Guo-xing (1260)
- Prediction of stress history and strength of cohesive soils based on CPTU and data fusion techniques .....  
 ..... LIU Xiao-yan, CAI Guo-jun, ZOU Hai-feng, LI Xue-peng, LIU Song-yu (1270)
- Simplified mechanical analysis method for tensile characteristics of high asphalt concrete core .....  
 ..... GAO Jun, DANG Fa-ning, YANG Chao, REN Jie (1279)
- Elastoplastic design theory for ultra-deep frozen wall considering large deformation features .....  
 ..... ZHANG Bo, YANG Wei-hao, WANG Bao-sheng (1288)
- Initiation mechanism of cracks of rock in compression and shear considering  $T$ -stress ..... LIU Hong-yan (1296)
- Sediment contamination and disposal after Fukushima nuclear accident: a case study ..... LIU Ji-ming, ZHU Wei, WU Si-lin (1303)
- Desiccation cracking behavior of soils based on digital image correlation technique .....  
 ..... LIN Luan, TANG Chao-sheng, CHENG Qing, ZENG Hao, SHI Bin (1311)
- Experimental studies on seismic response characteristics of dynamic interaction system of pile-soil-cable-stayed bridges .....  
 ..... XIE Wen, SUN Li-min (1319)

### NOTES

- Model tests and new progress of pile response due to underground excavations .....  
 ..... LIU Song-yu, LI Hong-jiang, TONG Li-yuan, ZHANG Ming-fei, ZHOU Zhi-hong (1329)
- Experimental research on tensile strength of gravelly soil under different gravel contents .....  
 ..... JI En-yue, CHEN Sheng-shui, ZHU Jun-gao, FU Zhong-zhi (1339)
- Shear strength behavior of mechanically-biologically treated waste in triaxial tests .....  
 ..... ZHANG Zhen-ying, GUO Wen-qiang, ZHANG Yu-xiang, WU Da-zhi, XU Hui, LIU Kai-fu, CHEN Ping (1345)
- Field tests on large deformation control measures of surrounding rock of deep tunnels in fault zones with high geostress .....  
 ..... CUI Guang-yao, WANG Xue-lai, WANG Ming-sheng (1354)
- Pore flow characteristics of porous media based on transparent soil technology .....  
 ..... LIANG Yue, CHEN Peng-fei, LIN Jia-ding, SUN Zhi-wei (1361)
- Large-scale low-friction geotechnical true tri-axial apparatus and its application .....  
 ..... PAN Jia-jun, CHENG Zhan-lin, JIANG Ji-wei, ZUO Yong-zhen, XU Han (1367)
- Stability and mesh-like collapse mechanism of tunnel face .....  
 ..... SUN Yan-jun, YANG Jun-sheng, LUO Jing-jing, ZHENG Xiang-cou, YANG Feng (1374)

**NEWS** ..... (1226, 1338, 1373)

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

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

DOI: 10.11779/CJGE201907001

# 基坑开挖引起隧道水平变形的被动与注浆主动控制研究

郑刚<sup>1,2</sup>, 潘军<sup>1</sup>, 程雪松<sup>1,2</sup>, 白如冰<sup>1</sup>, 杜一鸣<sup>1,2</sup>, 刁钰<sup>1,2</sup>

(1. 天津大学建筑工程学院, 天津 300072; 2. 滨海土木工程结构与安全教育部重点实验室(天津大学), 天津 300072)

**摘要:** 对于邻近基坑的地铁结构保护问题, 现有研究多集中于加强基坑自身支护体系、优化开挖方案等被动控制措施, 此类方法缺乏在基坑开挖过程中对控制隧道变形的适时性和主动性, 且会造成基坑造价提高、工期延长。以某邻近地铁结构的大面积基坑工程为例, 分析了基坑施工中地铁结构的变形规律, 进行了注浆对土体及隧道水平变形主动控制的试验及应用实践。在此基础上, 通过数值模拟对几种隧道变形控制方法进行了对比和评价, 并进行了注浆方案的优化研究。工程案例以及数值模拟结果均表明基坑分区分期开挖、分仓开挖、加强支护体系等被动控制措施具有较大局限性, 而适时注浆主动控制隧道变形技术较为经济有效。在注浆策略上, 多排孔注浆时“近距离、多孔位、小方量、由远及近”的注浆方案优于“远距离、少孔位、大方量、由近及远”的方案。主动注浆控制技术具有成本低、工期短、适时控制隧道变形等优点, 条件适当时明显优于分区分期开挖等被动措施。

**关键词:** 基坑; 隧道; 注浆; 水平变形; 主动控制; 被动控制

中图分类号: TU433

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)07-1181-10

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

## Passive control and active grouting control of horizontal deformation of tunnels induced neighboring excavation

ZHENG Gang<sup>1,2</sup>, PAN Jun<sup>1</sup>, CHENG Xue-song<sup>1,2</sup>, BAI Ru-bing<sup>1</sup>, DU Yi-ming<sup>1,2</sup>, DIAO Yu<sup>1,2</sup>

(1. School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, China; 2. Key Laboratory of Coast Civil Structure Safety (Tianjin University), Ministry of Education, Tianjin 300072, China)

**Abstract:** For safeguarding metro structures adjacent to excavation, much attention has been paid to passive control measures, such as strengthening support system of excavation and optimization of excavation scheme. The passive control measures are not timely and active to alleviate tunnel responses during the construction process of excavation, and increase the cost and construction period of excavation. Based on a large excavation adjacent to a metro line, the development of horizontal deformation of metro structures during the construction process is analyzed, and field tests and application of grouting to active control of the horizontal deformation of soils and of tunnels are conducted. Furthermore, several control measures are compared and evaluated through numerical simulation, and the optimization of grouting scheme is also studied. The engineering case and numerical results reveal the great limitation of passive control measures, such as staged construction, zoned construction and strengthening support system, and effectiveness and economical efficiency of timely grouting to actively control tunnel deformation. In terms of grouting scheme, the grouting scheme of “close, more grouting holes, small grout volume, from far to near” is superior to the scheme of “far, less grouting holes, large grout volume, from near to far” in the case of multiple rows of grouting holes. As the active grouting technology has the advantages of low cost, short construction period and timely controlling tunnel deformation, it is obviously superior to passive control measures such as zoned and staged construction when the condition is appropriate.

**Key words:** excavation; tunnel; grouting; horizontal deformation; passive control; active control

## 0 引 言

地铁隧道是城市交通的生命线工程, 它的安全性至关重要。然而, 由于城市地铁的增多和城市用地的紧张, 不可避免地需要在地铁周边进行基坑施工。基

基金项目: 国家重点研发计划项目(2016YFC0802008); 天津市科技计划项目(16YDLSJF00040); 天津市自然科学基金项目(18JCQNJC07900)

收稿日期: 2018-08-01

\*通讯作者(E-mail: cheng\_xuesong@163.com)

坑施工会引起土体损失和应力状态改变,从而引发隧道变形,甚至影响隧道的结构安全和运营安全<sup>[1-2]</sup>。

因此,当邻近地铁进行基坑施工时,需采取必要的措施以保证地铁安全。现有的地铁控制措施可分为主动控制措施和被动控制措施<sup>[3]</sup>。被动控制措施主要包括:①加强支护系统,例如增大围护结构刚度和插入比<sup>[5]</sup>、采用分隔墙<sup>[6-7]</sup>等。②优化开挖方式。Hu等<sup>[8]</sup>指出间隔分段开挖并及时形成已开挖段的支撑可减小邻近隧道变形。对于大面积基坑,分期开挖、分区开挖可减小邻近隧道变形<sup>[9-10]</sup>。③加固坑内土体,可通过水泥土搅拌桩或抽水固结提高坑内土体强度<sup>[8-12]</sup>。④隔离墙<sup>[12]</sup>或隔离桩<sup>[13]</sup>。⑤坑内超载,包括反压土<sup>[11]</sup>等形式。

上述被动控制措施虽有利于减小隧道变形,但大量工程实践表明:上述被动措施一般在基坑开挖前已提前确定,在基坑开挖过程中一般无法适时、主动地控制隧道变形;其次,这些措施通常会造成基坑造价显著提高、工期显著增长;再者,多数情况下上述被动措施很难实现邻近已运营隧道的毫米级变形控制。

通过在既有建筑物下方注浆,可抬升建筑物,或动态控制其它因素引起的建筑物沉降<sup>[14-20]</sup>,已开展的少量研究<sup>[21-22]</sup>表明,邻近既有隧道进行注浆也可有目的地使隧道产生一定的变形,从而实现注浆对隧道水平变形的主动控制和纠正。但注浆对隧道横向变形的控制机理的已有研究主要基于数值分析<sup>[21]</sup>或工程案例<sup>[22]</sup>,为了将主动注浆技术更好地用于基坑开挖引起的隧道变形的主动与适时控制,有必要对注浆控制隧道水平变形的机理、注浆方案等进行深入研究。

本文以天津某邻近地铁的大面积基坑工程为依托,根据现场实测和数值分析结果,揭示了基坑分区分期开挖、分仓开挖、加强支护体系等被动控制措施无法有效控制隧道变形的问题,提出了采用适时主动注浆取代被动控制措施控制隧道变形,并对主动注浆控制隧道变形的规律进行了研究,提出了优化建议。

### 1 工程案例

#### 1.1 基坑工程

天津某大面积基坑工程位于天津市南开区,该基坑长 380 m,宽 299 m,平面布置如图 1 所示。基坑北侧邻近已运营的天津地铁三号线区间隧道和车站(天塔站)。为减小基坑施工对北侧地铁隧道和车站结构的影响,考虑到基坑面积较大,根据国内已有的基坑分区支护、分期施工减小对邻近运营地铁影响的经验,将基坑分为 3 个区进行支护,并相应分为三期依次施工,三期基坑都采用顺作法施工。需要说明的是,

施工完成二期基坑地下三层结构后项目停工了 6 个月,随后进行了主动注浆以纠偏隧道水平变形。基坑整体开挖深度为 16.15 m(一期基坑南侧局部为 11.75 m),靠近地铁侧围护结构为地下连续墙,长度为 27~34.5 m,远离地铁侧围护结构为钻孔灌注桩,长度为 11~27 m,详见图 1。一期基坑采用两道混凝土支撑,二期、三期基坑由于临近地铁隧道和车站,采用三道混凝土支撑,详见图 2。

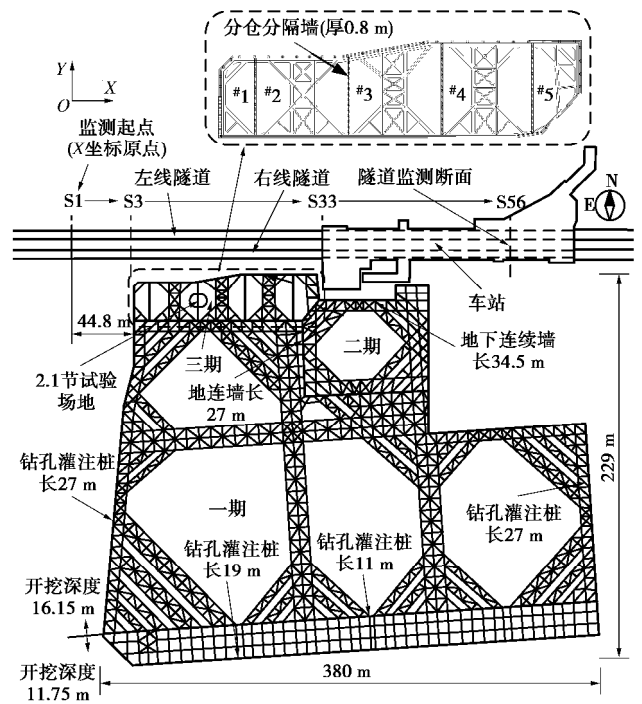


图 1 基坑与地铁的平面图

Fig. 1 Plan view of excavation and metro

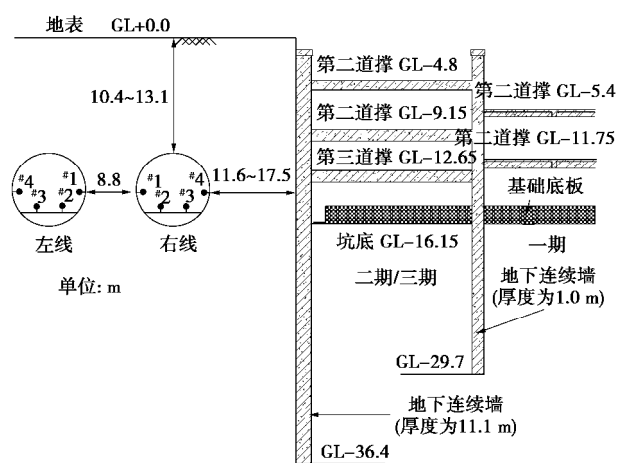


图 2 基坑北侧与隧道相对关系的剖面图

Fig. 2 Profile of relative position between excavation and tunnels

#### 1.2 基坑与地铁的位置关系

基坑北侧邻近天津地铁 3 号线天塔站及区间隧道,如图 2 所示。基坑与隧道、车站主体结构的水平

表 1 土体物理和力学参数

Table 1 Physical and mechanical parameters of soils

层号	土层	厚度 /m	$g$ /( $\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$ )	$w/\%$	$E$	$I_p$	$I_L$	$c'$ /kPa	$\varphi'$ /( $^\circ$ )	$E_{50}^{\text{ref}}$ /MPa	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ /MPa	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ /MPa	$n_{\text{ur}}$	$G_0^{\text{ref}}$ /MPa	$g_{0.7}$ / $10^{-3}$	$m$
1	填土	4.80	18.20	—	0.89	—	—	12.40	16.10	4.38	4.38	26.28	0.2	70.96	0.20	0.8
6-4	粉质黏土	11.35	19.46	29.91	0.84	12.9	0.89	9.54	28.59	5.31	5.78	53.39	0.2	144.15	0.20	0.8
8-1	粉质黏土	7.05	19.78	25.11	0.71	13.5	0.51	13.95	25.66	7.21	5.05	36.77	0.2	99.28	0.20	0.8
9-1	粉质黏土	15.10	19.83	26.97	0.75	13.4	0.64	21.45	21.60	3.10	6.00	38.01	0.2	102.63	0.20	0.8
11-4	粉砂	16.20	20.40	21.64	0.60	—	—	10.20	36.43	11.80	10.54	77.29	0.2	208.68	0.20	0.5
12-1	粉质黏土	5.50	19.65	26.80	0.76	15.1	0.48	25.61	26.52	5.78	5.78	43.45	0.2	117.30	0.20	0.8

注:  $g$  为重度,  $w$  为含水率,  $e$  为初始孔隙比,  $I_p$  为塑限,  $I_L$  为液限,  $c'$  为有效黏聚力,  $\varphi'$  为有效内摩擦角。  $E_{50}^{\text{ref}}$  为对应于参考围压  $P^{\text{ref}}$  的参考刚度, 在 PLAXIS 中, 默认  $P^{\text{ref}}=100$  kPa,  $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$  为竖向应力为  $P^{\text{ref}}$  时固结试验的切线刚度,  $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$  为对应于  $P^{\text{ref}}$  的加载/卸载参考刚度,  $n_{\text{ur}}$  为卸载/加载泊松比,  $G_0^{\text{ref}}$  为小应变时的参考剪切刚度,  $\gamma_{0.7}$  为  $G_s = 0.722G_0$  时的临界剪应变,  $m$  表征刚度对应力水平的依赖程度。

净距分别为 11.6~17.5 m, 19.5~30.6 m, 左右线隧道水平净距为 8.8 m。隧道顶部在基坑范围内埋深为 10.4~13.1 m。

为保证基坑与地铁结构的安全, 在基坑施工期间对基坑和地铁结构的变形进行监测。采用高精度莱卡 TS30 全站仪自动监测地铁结构的水平位移, 监测长度为 331.2 m, 监测起点与基坑边界的 X 方向距离为 44.8 m, 共 56 个监测断面, 断面编号如图 1 所示, 每个断面在单条隧道上布置 4 个监测点, 如图 2 所示。

为保证隧道的结构安全和运营安全, 地铁有关部门要求基坑施工引起地铁结构水平位移的控制值为 10 mm, 报警值为 8 mm。

### 1.3 场地情况

该场地处于天津典型的深厚软土层, 土层分布及基本物理特性指标如表 1 所示, 地下水位位于地表以下 1.1 m。基坑和地铁结构主要处于粉质黏土层中。

### 1.4 采取的被动控制措施

为保证地铁的结构安全和运营安全, 采取的措施如下(本文称其为被动措施):

(1) 将本工程基坑分为 3 个区进行支护并分为三期施工, 如图 1 所示。分区施工与基坑整体支护、整体开挖相比, 地下结构工期延长 1 a 以上, 基坑支护造价增加 2000 万元以上。

(2) 二期、三期基坑采用三道钢筋混凝土水平支撑, 而一期仅采用两道水平支撑。

(3) 由于三期基坑紧邻车站和隧道, 对三期基坑设置分隔墙进行分仓开挖, 如图 1 所示, 分隔墙将三期基坑分为 5 个仓, 施工时 5 个仓同时开挖。

### 1.5 实测结果分析

(1) 一期、二期基坑施工过程中地铁结构位移

为便于分析, X 坐标以地铁结构监测起点为原点, 如图 1 所示; 此外, 定义隧道向北移动为位移正值。基坑施工时地铁结构 Y4 测点的水平位移如图 3 所示。可以看出, 一期基坑施工完成底板时, 地铁结构水平变形最大值达到 4.1 mm, 且变形位置基本与一期基坑开挖范围相吻合。由于二期基坑与地铁结构较近, 二期基坑底板施工完成时, 地铁结构最大水平位移达到 8.5 mm, 即在三期基坑尚未施工时, 北侧隧道已超过水平位移的报警值 8 mm。可见分区分期开挖以及二期基坑增加一道支撑的被动控制措施不足以控制隧道的变形。二期基坑施工后, 基坑因故停工半年, 隧道位移又有所增加。

考虑到一期、二期基坑施工已经引起了较大的隧道位移, 所以在三期基坑施工前, 在北侧基坑与隧道之间土体中进行了两排袖阀管注浆, 使隧道产生向北的位移恢复(隧道的最大水平位移由 9.21 mm 减小至 4.32 mm)。注浆孔布置及每天完成的注浆孔见图 4。

(2) 三期基坑施工过程中基坑和地铁结构位移

图 3 亦展示了三期基坑施工时地铁结构 Y4 测点的水平位移变化规律, 可知三期基坑分仓施工仍然导致隧道水平位移增大了 2.89 mm, 开挖完成后隧道水平位移最大值达到 7.21 mm, 再次接近了隧道位移控制值。如果扣除三期基坑开挖前注浆对隧道的位移纠正, 则隧道的最大水平位移将达到 11.33 mm, 如图 3 所示, 将超过隧道水平位移控制值 10 mm。由此说明, 整个基坑分区分期施工、三期基坑分仓施工以及二期、三期基坑增加一道水平支撑 3 种被动控制措施的联合使用不足以有效地将隧道变形严格控制在允许的 mm 级变形范围。

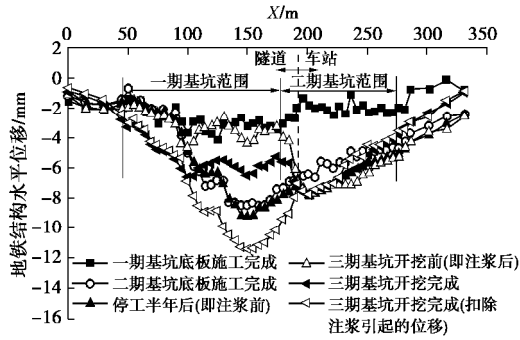


图3 基坑施工时地铁结构 Y4 测点的水平位移

Fig. 3 Horizontal displacements of metro structures at Y4 during construction

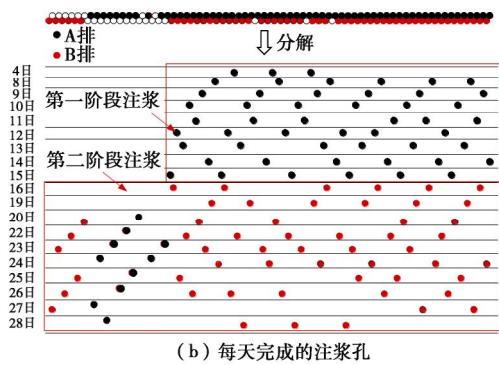
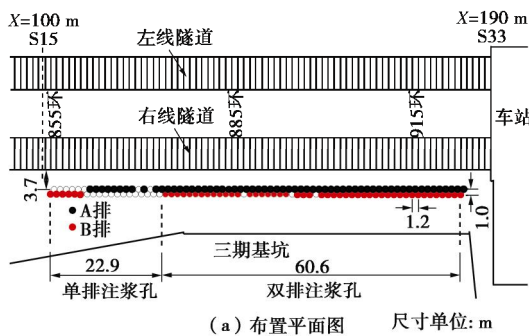


图4 注浆项目布置平面图及每天完成的注浆孔

Fig. 4 Plan view of grouting layout and daily grouting holes

## 2 注浆控制隧道水平变形的试验与应用

如前文所述,在二区基坑施工完底板时,隧道的水平位移最大值达到了 8.5 mm,超过了隧道水平位移的报警值,因此采取了注浆对隧道进行纠偏的措施。在实施前,首先进行了注浆对土体水平变形影响的试验,然后进行了注浆对隧道水平变形影响的试验,最后根据试验结果进行了注浆方案的优化,并实际应用于隧道纠偏施工。

### 2.1 注浆对土体水平变形影响的试验研究

在三期基坑场地上(当时三期基坑尚未开挖)进行注浆对土体水平变形影响的试验,试验位置如图 1 所示,注浆孔及监测点布置的平面、剖面如图 5 所示。

注浆试验分 3 组进行,第 1 组对 G1 孔进行注浆,注浆量为 1 m<sup>3</sup>,启用测斜管 I1;第 2 组对 G2 孔进行注浆,注浆量为 2 m<sup>3</sup>,启用测斜管 I2、I4、I5 及孔压计 P1-P5;第 3 组对 G3 孔进行注浆,注浆量为 3 m<sup>3</sup>,启用测斜管 I3。采用袖阀管对土体注浆。注浆深度为 -15~-20 m,注浆过程为从下至上注浆。注浆材料为双液浆,体积配比为水泥:水玻璃:水=1:2.5:3.43,注浆速率为 15~20 L/min。

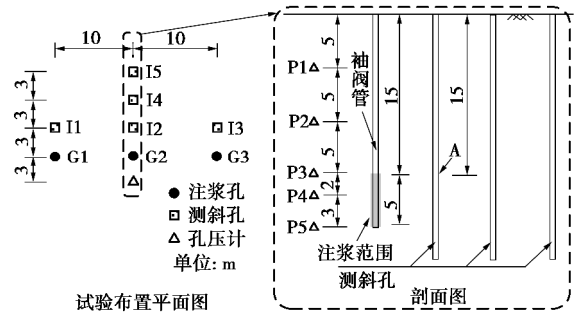
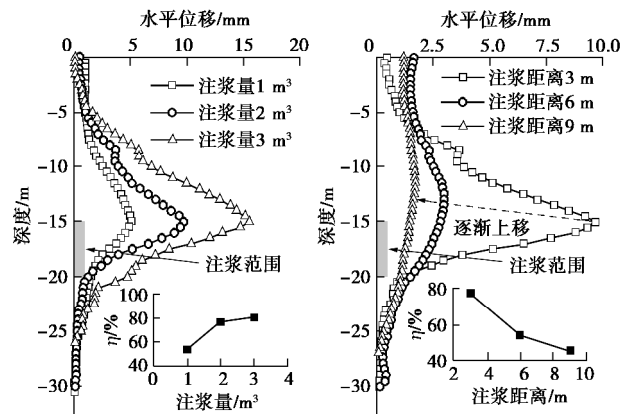


图5 注浆对土体水平变形影响的试验布置图

Fig. 5 Test layout of influences of grouting on lateral deflection of soils

对比 3 组试验中监测点 I1、I2、I3 的数据可分析注浆量对土体水平变形的影响,对比第 II 组试验中监测点 I2、I4、I5 的数据可分析注浆距离对土体水平变形的影响,如图 6 所示。



(a) 注浆量对 3 m 处土体的影响 (b) 注浆量 2 m<sup>3</sup> 时注浆距离的影响

图6 注浆量及注浆距离对土体侧向变形的影响

Fig. 6 Effects of grouting volume and grouting distance on lateral deformation of soils

由图 6 (a) 可知,随着注浆量的增大,土体变形逐渐增大。由图 6 (b) 可知,注浆后土体水平变形呈现弓形模式,最大位移位于注浆范围顶部,且随着注浆距离的增大,最大位移处逐渐上移。这是由于注浆对土体产生侧向挤压,从而引发土体变形向斜上方发展。在注浆距离为 3 m 与 9 m 处的土体最大水平位移分别为 9.65, 1.68 mm,可见随着注浆距离的增大,土体变形衰减迅速。

选取 A 点 (见图 5, I2 孔-15 m 处) 的数据观察土体的水平位移随时间的发展规律, 如图 7 所示。在注浆过程中, 土体水平位移逐渐增大, 在注浆结束之后, 土体位移逐渐恢复, 并在 0.7 d 后达到稳定值。为便于分析, 定义注浆效率  $\eta$  为固结完成时的土体水平位移  $H_c$  与注浆完成时的土体水平位移  $H_g$  之比。根据以上定义, 可得到 A 点处土体的注浆效率为 77%。同样可计算出 I1、I3、I4、I5 测斜孔-15 m 处的注浆效率, 如图 6 所示, 可知, 注浆量越大, 注浆效率越高, 但注浆效率的增长率逐渐减小; 此外, 注浆距离越大, 注浆效率越低, 且注浆效率的减小率逐渐减小; 5 个计算点的注浆效率范围为 45.2%~79.6%。

图 7 中同样可以看到注浆孔附近的超静孔隙水压力随时间的发展规律与土体水平变形规律一致, 可以认为土体水平位移在注浆后恢复是由于注浆引起超孔隙水压力的消散, 这与其他学者<sup>[15-17, 20]</sup>曾得出的结论类似。此外, 在注浆范围以上, 离注浆范围越远, 超静孔隙水压力越小; 而在注浆范围以内, 注浆范围顶部处超静孔隙水压力最大, 与不同埋深处土体变形的相对大小规律一致。

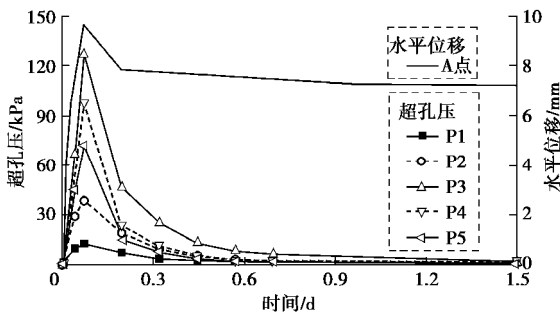


图 7 超孔压及 A 点土体位移随时间发展曲线

Fig. 7 Development of excess pore water pressure and horizontal displacement at A with time

通过以上分析可为注浆纠偏隧道提供启示: ①随着注浆距离的增大, 注浆引起纠偏对象的水平位移及相应的注浆效率衰减迅速, 因此注浆点不宜距纠偏对象过远; ②注浆深度顶部应与纠偏对象保持同一位置; ③应考虑注浆结束后纠偏对象的变形会有所恢复。

### 2.2 注浆对隧道水平变形影响的试验研究

注浆对隧道水平变形影响的试验位于三期基坑北侧, 试验布置如图 8 所示, 试验中采用双孔进行注浆, 双孔中心距为 4 m, 单孔的注浆量为  $4 \text{ m}^3$ , 注浆压力为 0.3 MPa, 注浆深度为 -15 m 至 -20 m, 注浆孔对应隧道的顶部埋深为 12.3 m。采用与 2.1 节相同的注浆技术进行注浆, 但注浆所采用的双液浆配合比稍作调整, 水泥浆与水玻璃的体积比为 3:1, 水泥浆的水灰比为 1:1。试验期间监测左右线隧道断面 S6 至 S16

的水平位移, 每个断面每条隧道布置 4 个监测点, 如图 2 所示, 监测时间为 38 h。

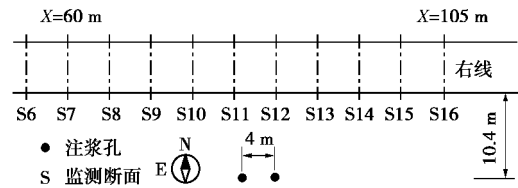


图 8 试验设计平面图

Fig. 8 Plan view of test design

注浆时右线隧道 Y4 测点的水平位移如图 9 所示, 注浆结束时隧道最大水平位移为 3.36 mm, 注浆完成后隧道的水平位移逐渐恢复, 约注浆结束后 12 h 达到稳定, 最终注浆引起隧道最大水平位移为 1.81 mm, 注浆引起的隧道位移的注浆效率为 54%。此外, 注浆引起的隧道变形可以采用高斯曲线拟合, 在隧道纵向上影响范围约为 40 m。

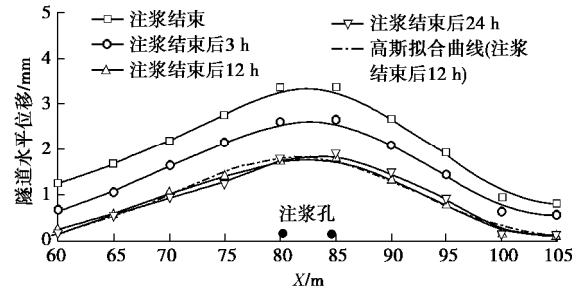


图 9 注浆时右线隧道 Y4 测点的水平位移

Fig. 9 Horizontal displacement of tunnels at Y4 during grouting

隧道水平位移、水平收敛随时间的变化规律如图 10 所示, 定义隧道向北移动为位移正值, 隧道直径减小为收敛正值。可见注浆过程中隧道水平位移和水平收敛逐渐增大, 注浆结束后水平位移及水平收敛逐渐减小, 约 16 h 后土体固结完成, 隧道变形达到稳定。

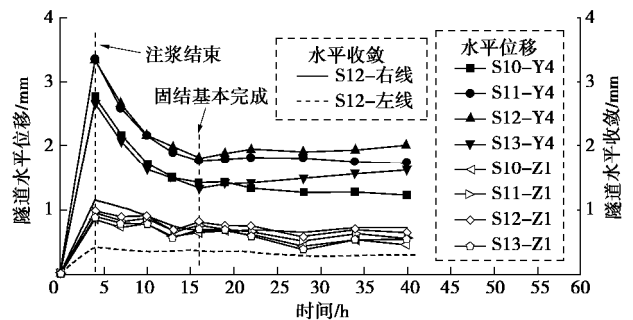


图 10 隧道水平位移、水平收敛随时间的变化规律

Fig. 10 Development of horizontal displacement and convergence of tunnels with time

### 2.3 注浆控制隧道水平变形的应用研究

2.2 节中注浆纠偏隧道试验采用的策略是“远距离、少孔位、大方量”, 可以发现注浆效果不够理想, 其原因是: ①注浆纠偏量随注浆距离衰减迅速; ②大

方量、少孔位注浆导致隧道变形不均匀,管片间位移差值较大,容易引发渗漏水。因此在将注浆实际应用于对隧道大范围纠偏时,将注浆策略修改为“近距离、多孔位、小方量”的注浆方案。

注浆孔布置如图4(a)所示,注浆孔位于三期基坑与隧道之间,打设了A、B两排注浆孔。A排注浆孔中心与隧道边缘的水平间距为3.7 m, A排与B排的中心间距为1 m,每排孔中孔中心间距为1.2 m。采用袖阀管进行注浆,注浆材料同样为双液浆。注浆深度为地表以下10.3~15.5 m。注浆在2016年4月进行,持续25 d,累计完成114孔,详细注浆过程如图4(b)所示。注浆过程可分为两个阶段,第一阶段进行A排注浆,第二阶段主要进行B排注浆。针对隧道水平位移的监测方法与1.2节中的方法一致。此外,为观察在每个注浆孔注浆过程中隧道变形的发展规律,采用固定激光测距仪自动监测隧道的收敛变形。监测范围为806~925环。

#### (1) 整个注浆过程隧道的水平变形分析

注浆前后地铁结构的水平位移如图11所示,可知注浆使注浆范围对应隧道的水平位移有所恢复,但仍然没有完全抵消基坑开挖导致的位移。由于车站的刚度较大,注浆对车站几乎没有影响。此外,整个注浆过程结束1 d后隧道的变形几乎没有变化,其原因是注浆过程持续时间较长,单个注浆孔注浆引起的超静孔隙水压力基本已经消散完成。

由图11可知,注浆对左线隧道水平位移及水平收敛几乎无影响,这是由于每孔注浆量只有 $0.5\text{ m}^3$ ,注浆量小,且右线隧道起到了隔离作用。

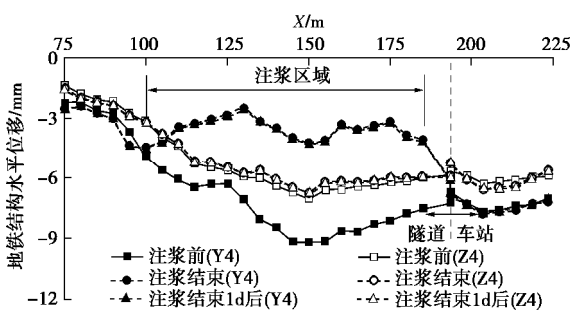


图11 注浆前后地铁结构的水平位移

Fig. 11 Horizontal displacements of metro structures before and after grouting

#### (2) 两排注浆孔注浆顺序对隧道变形影响分析

由图4可看出,本工程两排袖阀管注浆孔基本按照先A排注浆孔、后B排注浆孔的两个注浆阶段注浆顺序来实施,其引起的隧道水平位移增量、水平收敛增量如图12所示,可以看到两个注浆阶段中隧道的变形范围与注浆范围基本对应。在A、B排均注浆的区域内

(即区域1),A排、B排注浆引起的隧道水平位移增量分别为4.4,2.1 mm,即后排注浆比前排注浆引起的隧道变形更小。此外,单排注浆区域(即区域2)注浆引起的隧道变形显著大于两排均注浆中B排注浆引起的变形。

由上述分析可见,当采用两排注浆孔逐排注浆控制隧道变形时,远离隧道的一排注浆孔注浆(B排,后注浆)比靠近隧道一排注浆(A排,先注浆)引发的隧道变形更小。经分析,其原因主要有3个:①B排与隧道的距离大于A排,前面2.1节的研究结果指出,随着注浆距离的增加,土体变形衰减迅速,但仅是注浆距离的不同,无法引发图12中A、B排注浆如此大差距;②先注浆的A排处土体强度和刚度提高,对B排注浆具有隔离和阻挡作用,因此B排注浆时,引起的土体变形更易于向隧道反方向发展;③A排注浆提高了邻近土体的应力水平,从而增大了土体的刚度<sup>[23]</sup>,所以当B排注浆时,土体的变形更小。

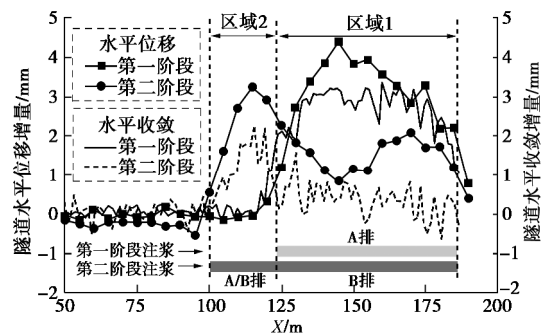


图12 两个注浆阶段引起的隧道水平位移和水平收敛增量

Fig. 12 Horizontal displacement and convergence increments induced by 1st and 2nd stages of grouting

由此推断,对于此案例,如果先进行B排注浆,再进行A排注浆,则两排注浆最终引起的隧道变形可能更大,主要原因是在A排进行注浆时,B排处注浆硬化后的土体起“反力墙”作用,促使A排注浆引发的土体更多地朝向隧道发展。因此当采用多排注浆孔注浆对隧道变形进行控制时,应由远及近逐排注浆,这样可以显著提高注浆效率,降低注浆成本。

#### (3) 同排注浆孔注浆间隔对隧道变形影响分析

本案例中同排注浆孔间隔注浆,类似于“跳打”,如图4(b)所示。选取2016年4月4日的注浆过程作为典型研究对象,2016年4月4日3个注浆孔引起的隧道水平收敛增量如图13所示。可以观察到,每个注浆孔引起对应位置管片环的变形最大,且影响范围约为7~9环,即8.4~10.8 m的范围。在一排注浆孔均注浆完成时,每天各孔注浆引起的收敛变形相叠加,从而使得整体上隧道变形较为均匀,如图12所示。如果对一排注浆孔依次注浆(不间隔注浆),将会导致注

浆处隧道局部变形较大,从而有可能引发隧道渗漏水。因此建议应采用间隔注浆,且注浆孔间距为 7~10 m。

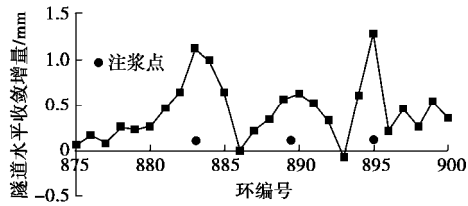


图 13 2016 年 4 月 4 日 3 个注浆孔引起的隧道水平收敛增量  
Fig. 13 Horizontal convergence increments of tunnels induced by 3 grouting holes on April 4, 2016

(4) 两种注浆方案对比分析

相比在 2.2 节注浆试验中采取的“远距离、少孔位、大方量”注浆方案,本次注浆最终引起的隧道水平位移较大(5.26 mm),变形较为均匀,且对左线隧道几乎没影响。因此本次注浆采用的“近距离、多孔位、小方量、由远及近”的方案可精细、有效地控制某条隧道的变形。

### 3 适时注浆主动控制隧道水平变形数值分析

分区分期开挖、分仓开挖只能在一定程度上被动地减小隧道水平变形,当隧道水平变形难以预估或隧道已经出现较大水平变形时,这些被动控制措施可能不足以控制隧道变形。因此本文提出“基坑整体开挖+多次主动注浆”的隧道水平变形主动、适时控制思路,即取消本基坑分区分期开挖、分仓开挖以及增加支撑的被动控制措施,而采用适时注浆主动控制隧道变形,从而可节约基坑分区支护而大幅度提高的造价、缩短基坑分期施工而大幅度延长的工期。为验证此思路,本文采用数值模拟对不同控制策略进行对比分析。

#### 3.1 分析工况

按照基坑的施工顺序逐步模拟施工过程,但不考虑注浆措施,以此得到不注浆时隧道的变形规律,此为工况 1。在工况 1 的基础上模拟实际工程的注浆,此为工况 2,此工况与实际工程中施工顺序完全一致。为分析分仓施工的影响,在工况 1 的基础上取消三期基坑分仓施工,将三期基坑按照一个基坑来开挖,此为工况 3。进一步,考虑到整个基坑的分期分仓施工方案并不足以严格控制隧道变形,因此对基坑取消分期分仓施工,而采用整体支护方式,且从南到北分段开挖,如图 14 所示,但不考虑采用注浆措施,观察可能产生的隧道最大位移,此为工况 4。在工况 4 的基础上,在施工过程中每当隧道变形超过 8 mm,立即启动注浆主动控制隧道的变形,此过程为适时动态、由远及近多排注浆过程,即工况 5。

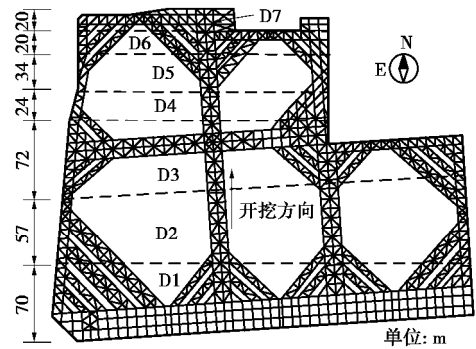


图 14 取消分期分仓施工后基坑支撑布置及分段开挖图  
Fig. 14 Schematic of strut layout and divided excavation of pit after cancelling staged and zoned excavation

#### 3.2 有限元模型的建立

##### (1) 模型概况

采用 PLAXIS 3D<sup>[24]</sup>建立以上工况的有限元模型。模型边界条件为侧向边界约束水平位移和底部边界固定。在土体与结构之间建立界面单元以考虑土体与结构的相互作用,界面单元材料强度为相邻土体材料强度的 0.67 倍。工况 1 的有限元网格如图 15 所示。

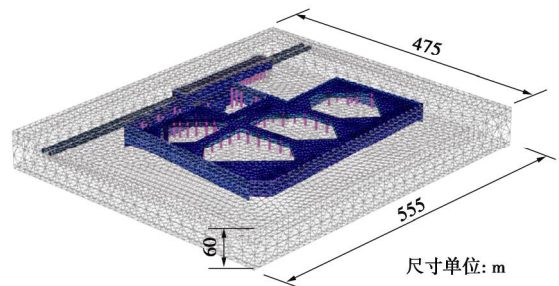


图 15 工况 1 的有限元网格

Fig. 15 Finite element meshes of case 1

采用小应变硬化模型模拟土体的弹塑性行为。小应变硬化模型是结合莫尔库仑屈服准则的双硬化有效应力模型<sup>[23]</sup>。土体参数来源于一系列的室内试验,包括三轴固结排水试验、直剪慢剪试验及固结试验,参数如表 1 所示。隧道衬砌采用 C50 预制混凝土管片拼装而成,考虑到隧道纵向接头和环向接头的影响,隧道横向刚度有效率取为 75%<sup>[25]</sup>,隧道纵向刚度有效率取为 20%<sup>[26]</sup>。

##### (2) 注浆模拟

体应变法是模拟注浆常用的方法,该方法基于全局的观点,在选定的注浆区域施加均匀的或者非均匀的体应变,并改善注浆区域的土体性质,以模拟注浆的过程<sup>[18, 20, 27-28]</sup>。本文采用体应变法模拟注浆。

工况 2 模拟本工程案例中实施的注浆项目。该注浆项目持续 25 d,累计完成 114 个注浆孔,逐个模拟每个孔的注浆过程将使模型难以建立以及计算成本过

高,因此采用整体的思想模拟该注浆项目。Schweiger等<sup>[18]</sup>、Nicolini等<sup>[27]</sup>给出数值模拟中单孔注浆区域(即施加体应变的区域)的半径为1.5 m;根据笔者进行的注浆试验,注浆后浆液的分布范围在半径0.8 m左右;因此本文数值计算中单孔注浆区域取为1.2 m半径范围。注浆项目布置平面图如图4所示,A排与B排注浆孔的孔中心间距为1 m,每排注浆孔中孔中心间距为1.2 m。将整个注浆区域分为单排注浆区域(图12中的区域2)和双排注浆区域(图12中的区域1)。单排注浆区域长22.9 m,双排注浆区域长60.6 m。注浆深度范围均为5.2 m。注浆深度范围均为5.2 m。因此单排和双排注浆加固区域分别近似取为22.9 m×1 m×5.2 m(长×宽×高)和60.6 m×2×5.2 m。单排注浆总量为8.24 m<sup>3</sup>,双排注浆总量为50.53 m<sup>3</sup>,因此得到相应的体应变 $e_v$ 为8%和6.9%。

本次注浆项目是一个注浆与固结同时持续进行的过程,应考虑固结效应和压滤效应。目前有关固结效应和压滤效应的研究表明,固结效应与土体固结比、注浆材料、注浆顺序、注浆量等密切相关<sup>[15-17, 19]</sup>,而压滤效应与土体类别、浆液性质、注浆参数等密切相关<sup>[28]</sup>,难以确定某次注浆的真实固结效应和压滤效应。且有限元模型无法直接考虑压滤效应。Ni等<sup>[20]</sup>提出可通过实测数据反算应输入的体应变,以间接考虑注浆过程中浆液的转移(即压滤效应和几何效应)。因此本文模型中不进行固结计算、不直接考虑压滤效应,而通过实测数据反算模型中应输入的体应变,以间接考虑固结效应和压滤效应。经过多次数值计算,得出将实际注浆体积折减0.7倍作为有限元模型中输入的注浆体积,可近似综合考虑固结效应和压滤效应,以较为准确地模拟注浆。本文实际单排注浆总量、双排注浆总量分别为8.24, 50.53 m<sup>3</sup>,折减70%后分别为5.68, 34.87 m<sup>3</sup>,进而得到有限元模型中单排注浆和双排注浆分别应输入的体应变 $e_v$ 为5.5%和4.8%。除了对注浆区域施加体应变,还应改善注浆区域的土体,本次模拟将注浆完成后的注浆区域土体定义为非多孔弹性体<sup>[28]</sup>,弹性模量取20 MPa<sup>[29]</sup>,泊松比取0.32。

### 3.3 模拟结果分析

#### (1) 模型验证

隧道水平位移实测和模拟结果对比如图16所示,由图可知,实测与模拟结果较为接近。

#### (2) 分期、分仓施工控制地铁结构变形分析

3种不同开挖方式下地铁结构的水平位移对比如图17所示。通过对比工况1和工况2,可知分仓施工可减小隧道的水平位移,由15.06 mm减小至12.78

mm,减小比率为15%。

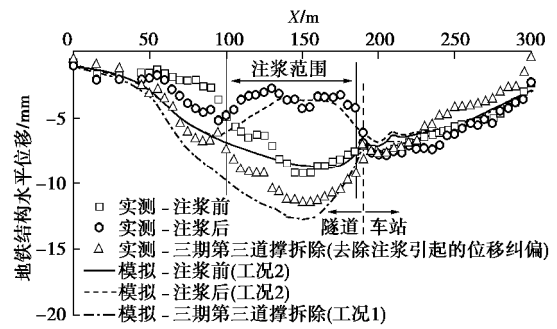


图16 地铁结构水平位移实测与模拟结果对比

Fig. 16 Comparison between measured and calculated horizontal displacements of metro structures

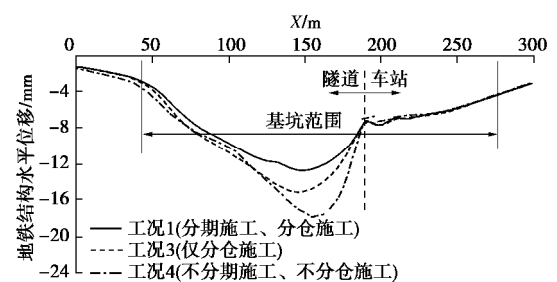


图17 不同施工方式下地铁结构的水平位移对比

Fig. 17 Comparison of horizontal displacements of metro structures among different construction methods

通过对比工况2和工况3,可知分期施工同样可以减小隧道的水平位移,由17.76 mm减小至15.06 mm,减小比率同样为15%。分仓施工和分期施工都有利于控制隧道变形,但控制效果有限,如果基坑开挖引起的隧道变形较大时,分期施工和分仓施工可能不足以控制隧道的变形。

#### (3) 适时注浆主动控制隧道变形效果分析

工况5模型中,共布置了4排注浆孔,同样将注浆孔等效为六面体,六面体注浆区域高5.2 m,每排注浆区域宽1 m,注浆深度-10.3~-15.5 m,如图18所示。在工况5中,当隧道水平位移超过8 mm,随即启动注浆以主动控制隧道变形,并根据隧道变形大小调整对应注浆区域的注浆量。每次注浆引起隧道水平位移恢复值不超过3 mm,且每次注浆后需保持隧道变形在纵向上较为均匀,以达到精确、微扰动控制变形的目的。整个基坑开挖过程中共进行了4次主动注浆,图19直观地显示了每次注浆的位置、注浆量以及注浆效果。4次注浆纠偏的隧道水平位移分别为2.95, 2.57, 2.08, 2.72 mm。经过4次注浆后隧道的水平位移最终达到6.32 mm,远小于工况4中的17.76 mm,并小于隧道变形控制值,验证了采用适时主动注浆控制隧道变形技术的可行性。

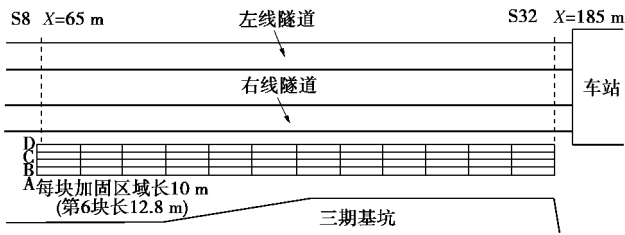


图 18 工况 5 中注浆平面布置图

Fig. 18 Plan view of grouting program in case 5

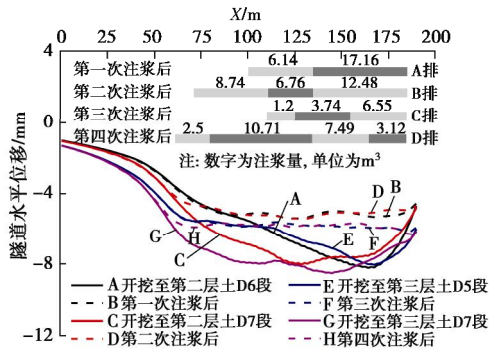


图 19 工况 4 中 4 次注浆前后隧道的水平位移

Fig. 19 Horizontal displacements of tunnel before and after 4 groutings in case 4

## 4 结 论

以天津邻近地铁某大面积的基坑项目为背景, 分析了基坑开挖过程中地铁结构的变形规律, 进行了注浆对土体和隧道水平变形影响的现场试验, 最后将注浆应用于控制隧道水平变形。通过实测数据和数值模拟结果分析分区分期施工、分仓施工、增加一道水平支撑、主动注浆控制隧道变形的效果, 并对注浆方案进行了优化分析。通过以上分析, 可得到以下 5 点结论。

(1) 实测数据和数值模拟结果表明, 分区分期施工、分仓施工、增加一道支撑会在一定程度减小基坑开挖引起的隧道水平变形, 但减小效果有限。根据本文实际工程进行的分析表明, 这 3 种被动措施虽然显著增加基坑造价以及延长工期, 但仍可能不足以控制隧道变形。

(2) 注浆后土体水平变形沿深度方向呈现弓形模式, 且最大位移处位于注浆深度范围顶部, 因此注浆深度范围顶部应与纠偏对象保持同一深度。随着注浆距离的增加, 土体变形及注浆效率衰减迅速, 因而注浆孔与纠偏对象的距离不宜过大。此外, 注浆结束后纠偏对象的变形会有所恢复, 因此注浆方案设计和施工中, 应考虑注浆效率问题。

(3) 数值模拟结果表明, 对于邻近地铁结构的基坑工程, 可以在基坑与地铁隧道之间设置多排注浆孔,

当隧道位移超过报警值即启动注浆对隧道进行纠偏。采用适时注浆技术取代被动控制措施可以有效地控制隧道水平变形, 具有成本低、工期短、适时控制隧道变形的优点。

(4) 相比“远距离、少孔位、大方量”的注浆方案, “近距离、多孔位、小方量”的注浆方案可以更均匀有效地恢复隧道水平位移, 且对相邻隧道影响较小。因此对隧道进行纠偏时建议采用“近距离、多孔位、小方量”的注浆方案。采取多排注浆孔时, 建议采用“近距离、多孔位、小方量、由远及近”的注浆方案, 可以显著提高注浆效率。

(5) 单点或局部注浆引起隧道的水平位移可以用高斯曲线进行模拟。同一排注浆孔内注浆孔间隔注浆可以避免单点或局部注浆引起隧道较大的局部变形, 从而避免引起隧道渗漏水。单个注浆孔的影响范围约为 8.4~10.8 m, 因此建议间隔间距为 7~10 m。

本文研究成果主要基于天津市区的工程地质条件, 可供类似地质条件下的工程参考。更多土质条件下规律还有待进一步研究。

## 参考文献:

- [1] BURFORD D. Heave of tunnels beneath the Shell Centre, London, 1959-1986[J]. Géotechnique, 1988, 38(1): 135 - 137.
- [2] CHANG C T, SUN C W, DUANN S W, et al. Response of a Taipei Rapid Transit System (TRTS) tunnel to adjacent excavation[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2001, 16(3): 151 - 158.
- [3] 郑 刚, 朱合华, 刘新荣, 等. 基坑工程与地下工程安全及环境影响控制[J]. 土木工程学报, 2016, 49(6): 1 - 24. (ZHENG Gang, ZHU He-hua, LIU Xin-rong, et al. Control of safety of deep excavations and underground engineering and its impact on surrounding environment[J]. China Civil Engineering Journal, 2016, 49(6): 1 - 24. (in Chinese))
- [4] NG C W W, SHI J, MAŠÍN D, et al. Influence of sand density and retaining wall stiffness on three-dimensional responses of tunnel to basement excavation[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2015, 52(11): 1811 - 1829.
- [5] SHI J W, ZHANG X, CHEN Y H, et al. Numerical parametric study of countermeasures to alleviate basement excavation effects on an existing tunnel[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2018, 72: 145 - 153.
- [6] CHEN J J, ZHU Y F, LI M G, et al. Novel excavation and construction method of an underground highway tunnel above operating metro tunnels[J]. Journal of Aerospace Engineering, 2015, 28(6): A4014003-1-7.

- [7] LI M G, CHEN J J, WANG J H, et al. Comparative study of construction methods for deep excavations above shield tunnels[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2018, **71**: 329 - 339.
- [8] HU Z F, YUE Z Q, ZHOU J, et al. Design and construction of a deep excavation in soft soils adjacent to the Shanghai Metro tunnels[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2003, **40**(5): 933 - 948.
- [9] TAN Y, LI X, KANG Z J, et al. Zoned excavation of an oversized pit close to an existing metro line in stiff clay: case study[J]. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 2015, **29**(6): 04014158-1-19.
- [10] LI M G, ZHANG Z J, CHEN J J, et al. Zoned and staged construction of an underground complex in Shanghai soft clay[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2017, **67**: 187 - 200.
- [11] HUANG X, SCHWEIGER H F, HUANG H W. Influence of deep excavations on nearby existing tunnels[J]. *International Journal of Geomechanics*, 2013, **13**(2): 170 - 180.
- [12] 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.
- [13] ZHENG G, WANG F J, DU Y M, et al. The efficiency of the ability of isolation piles to control the deformation of tunnels adjacent to excavations[J]. *International Journal of Civil Engineering*, 2018, **16**(10B): 1475 - 1490.
- [14] HARRIS D I, MAIR R J, LOVE J P, et al. Observations of ground and structure movements for compensation grouting during tunnel construction at Waterloo station[J]. *Géotechnique*, 1994, **44**(4): 691 - 713.
- [15] SOGA K, BOLTON M D, AU S K A, et al. Development of compensation grouting modelling and control system[C]// *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*. Rotterdam, 2000: 425 - 430.
- [16] KOMIYA K, SOGA K, AKAGI H, et al. Soil consolidation associated with grouting during shield tunnelling in soft clayey ground[J]. *Géotechnique*, 2001, **51**(10): 835 - 846.
- [17] AU S K A, SOGA K, JAFARI M R, et al. Factors affecting long-term efficiency of compensation grouting in clays[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2003, **129**(3): 254 - 262.
- [18] SCHWEIGER H F, KUMMERER C, OTTERBEIN R, et al. Numerical modelling of settlement compensation by means of fracture grouting[J]. *Soils and Foundations*, 2004, **44**(1): 71 - 86.
- [19] SOGA K, AU S K A, JAFARI M R, et al. Laboratory investigation of multiple grout injections into clay[J]. *Géotechnique*, 2004, **54**(2): 81 - 90.
- [20] NI J C, CHENG W C. Monitoring and modeling grout efficiency of lifting structure in soft clay[J]. *International Journal of Geomechanics*, 2010, **10**(6): 223 - 229.
- [21] 张冬梅, 邹伟彪, 闫静雅. 软土盾构隧道横向大变形侧向注浆控制机理研究[J]. *岩土工程学报*, 2014, **36**(12): 2203 - 2212. (ZHANG Dong-mei, ZOU Wei-biao, YAN Jing-ya. Effective control of large transverse deformation of shield tunnels using grouting in soft deposits[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2014, **36**(12): 2203 - 2212. (in Chinese)).
- [22] CHENG W C, SONG Z P, TIAN W, et al. Shield tunnel uplift and deformation characterisation: a case study from Zhengzhou metro[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2018, **79**: 83 - 95.
- [23] SCHANZ T, VERMEER P A, BONNIER P G. The hardening soil model: formulation and verification[M]// BRINKGREVE R B J. *Beyond 2000 in Computational Geotechnics: 10 years of PLAXIS International*. Rotterdam: A A Balkema Publishers, 1999: 281 - 296.
- [24] BRINKGREVE R B J, KUMARSWAMY S, SWOLFS W M, et al. *PLAXIS 3D manual*[M]. Delft: PLAXIS, 2017.
- [25] YE F, GOU C F, SUN H D, et al. Model test study on effective ratio of segment transverse bending rigidity of shield tunnel[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2014, **41**: 193 - 205.
- [26] LIAO S M, PENG F L, SHEN S L. Analysis of shearing effect on tunnel induced by load transfer along longitudinal direction[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2008, **23**(4): 421 - 430.
- [27] NICOLINI E, NOVA R. Modelling of a tunnel excavation in a non-cohesive soil improved with cement mix injections[J]. *Computers and Geotechnics*, 2000, **27**(4): 249 - 272.
- [28] MASINI L, RAMPELLO S, SOGA K. An approach to evaluate the efficiency of compensation grouting[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2014, **140**(12): 04014073.
- [29] FALK E. *Soil improvement by injection of solid material with hydraulic energy*[D]. Vienna: Vienna University of Technology, 1998.

DOI: 10.11779/CJGE201907002

# 基于频率步进原理的 TDR 研制及在土体含水率测试中的应用

陈仁朋<sup>1,2,3</sup>, 陈卓<sup>1,2,3</sup>, 陆明<sup>4</sup>, 刘惠斌<sup>4</sup>, 王晨光<sup>4</sup>, 卢玉<sup>4</sup>

(1. 湖南大学建筑安全与节能教育部重点实验室, 湖南长沙 410082; 2. 湖南大学国家级建筑安全与环境国际联合研究中心, 湖南长沙 410082; 3. 湖南大学土木工程学院, 湖南长沙 410082; 4. 天津特利普尔科技有限公司, 天津 300384)

**摘要:** 基于时域无载频脉冲原理的时域反射法 (TDR) 能够快速准确测试土体含水率, 在岩土工程领域有广泛用途。但是目前 TDR 测定仪器均为进口, 国外对中国实行技术封锁。介绍了一套基于频率步进原理的 TDR, 利用该原理信号源输出的频率分量能够精确获知, 接收信号中的噪声有效被抑制; 研制了探针转换器, 避免在常态测试区域出现测试盲点, 提高测试范围和精度。最后通过水、空气及土体 3 种介质中含水率测试对比试验, 验证了新型 TDR 测试设备的有效性。

**关键词:** 时域反射法; 频率步进原理; 体积含水率

**中图分类号:** TU415 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2019)07-1191-09

**作者简介:** 陈仁朋(1972—), 男, 浙江衢州人, 教授, 博士生导师, 主要从事土的基本特性及本构模型、交通岩土、盾构隧道等方面的教学与科研工作。E-mail: chenrp@hnu.edu.cn。

## Development of TDR based on stepped-frequency principle and its application in measurement of volumetric water content of soils

CHEN Ren-peng<sup>1,2,3</sup>, CHEN Zhuo<sup>1,2,3</sup>, LU Ming<sup>4</sup>, LIU Hui-bin<sup>4</sup>, WANG Chen-guang<sup>4</sup>, LU Yu<sup>4</sup>

(1. MOE Key Laboratory of Building Safety and Energy Efficiency, Hunan University, Changsha 410082, China; 2. National Joint Research Center for Building Safety and Environment, Hunan University, Changsha 410082, China; 3. College of Civil Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China; 4. Tianjin Telepro Science Technology Co., Ltd., Tianjin 300384, China)

**Abstract:** The time-domain reflection method (TDR) based on the time-domain carrier-free pulse principle can test volumetric water content of soils timely and accurately and is widely applied in geotechnical engineering. But all the TDR testing instruments are imported at present, and some foreign countries implement blockade on the techniques. A set of TDR system based on the principle of stepped-frequency is recommended. The output frequency component of the signal source can be accurately known and the noise in the received signal can be effectively restrained. A reasonable probe converter is developed to avoid blind spots in normal testing area and to improve testing range and accuracy. Finally, the effectiveness of the new TDR testing equipment is verified by comparing the volumetric water contents of water, air and soil.

**Key words:** time-domain reflection method; stepped-frequency principle; volumetric water content

## 0 引言

时域反射原理 (time domain reflectometry, TDR) 产生于 20 世纪 30 年代, 最初被用来定位通讯电缆的受损位置<sup>[1]</sup>。20 世纪 70 年代后, 随着 TOPP 等学者的开创性工作, TDR 技术得以应用于土壤水分测量<sup>[2]</sup>。由于 TDR 测得的电磁波反射曲线能够反映土壤介电参数及电导率, 因而近年来, TDR 技术在岩土工程领域的含水率<sup>[3-6]</sup>、干密度<sup>[3]</sup>、电导率<sup>[6]</sup>、地下水位的测定<sup>[6]</sup>及边坡稳定性监测<sup>[7]</sup>等方面得到较好应用。

虽然 TDR 技术有广泛应用前景, 但该仪器核心电

子部件被西方少数国家垄断。目前 TDR 主要有德国 IMKO 公司生产的 TRIME-TDR, 美国 SEC 公司生产的 6050X3 Minitrase TDR 和美国 Campbell Scientific 生产的 TDR100 土壤水分测定仪等。其中 TRIME-TDR 应用了相位检测原理, 电导率对其含水率测试产生显著影响, 而且需对所测土壤进行公式率定。Minitrase 和 TDR100 含水率测试误差可控制在 3% 以内, 但售

**基金项目:** 国家重点研发计划项目 (2016YFC0800200); 国家自然科学基金项目 (51608188); 长沙市科技计划项目 (kq1703051)

**收稿日期:** 2018-07-19

价均较高，难以大范围推广应用。TDR 仪器的国产化研发有着迫切需求。

TDR 技术关键在于传输线上电磁波传输时间的精确测量，其主要基于 3 种体制<sup>[8]</sup>：时域无载频脉冲体制、调频连续波体制和频域频率步进体制。现有 TDR 仪器采用时域无载频体制，其核心在于高速延迟线技术。由于其在军事雷达上的应用，该技术对中国一直处于封锁状态。调频连续波体制多用于雷达测距，因其电磁波适用频率较低而不适合土壤水分测量。

频域频率步进体制是 20 世纪 70 年代后，随着快速傅里叶算法的提出和计算机计算速度的大幅提高而发展起来的技术，它基于傅里叶变换及其逆变换能够实现频域和时域信号之间相互转换的原理，实现时间的精准测量，在探地雷达<sup>[9]</sup>和电子测量领域中广泛应用。

不同于现有 TDR 仪器，本文首次将频域频率步进体制和向量接收技术<sup>[10]</sup>应用于土壤水分测量领域，开发出新一代基于时域反射原理的土壤水分测量仪器。本文将介绍频域频率步进体制的基本原理，同时对于 TDR 仪器所使用的探针，提出系统测量阻抗和测量盲点的概念，并据此给出一种优化探针结构。最后通过水、空气及土体 3 种介质中含水率测试对比试验，验证新型 TDR 测试设备的有效性。

## 1 基本原理

### 1.1 TDR 测试土体含水率的基本原理

土体介电常数是反映土体极化程度的参数，物质的色散电磁特性由相对介电常数来定量描述。Debye 等<sup>[11]</sup>提出材料介电常数复数形式：

$$e_r^* = e^* / e_0 = e' + ie'' \quad (1)$$

其实部反映介电材料在外加电磁场下的极化程度和能量存储，而虚部反映介电材料在外加电磁场下的能量损失。

土体是多相介质，包括空气、水和固体土颗粒等，故孔隙率及含水率对于介电常数的计算具有重要意义，并且土体介电常数主要由其含水率所决定。图 1 为水的极化频谱响应<sup>[12]</sup>。可见，在大约 1 MHz 至 2 GHz 范围内，水的介电常数实部相对恒定。

测试土壤介电常数的影响因素众多，其中影响较大的为频率和温度<sup>[13]</sup>。介电常数实部对于体积分含水率测定起关键作用。在低频率（10~100）MHz 范围，土壤的介电常数实部受温度影响较大，TDR 系统需要标定。在高频率 100 MHz~4.5 GHz 范围，土壤在高频率段的极化降低，可忽略温度改变带来的介电常数实部的细微变化。

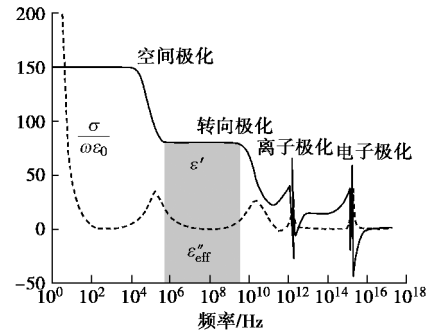


图 1 水的极化频谱响应<sup>[12]</sup>

Fig. 1 Polarized spectral response of water<sup>[12]</sup>

1980 年，Topp 等<sup>[14]</sup>指出电磁波在介质中传输的速度为

$$v = \frac{c}{\left[ e' \cdot \frac{1 + (1 + \tan^2 \delta)^{1/2}}{2} \right]^{1/2}} \quad (2)$$

其中， $\tan \delta = [e'' + (s_{DC} / w\epsilon_0)] / e'$  为损耗因子。土壤可近似看作同向线性均匀媒质，其满足： $e'' \ll e'$ ，当电磁波的频率足够高时，有  $s_{DC} / (w\epsilon_0 e') \ll 1$ 。故在高频条件下，介电常数  $e' \approx (c/v)^2$ 。

据此，Topp 等<sup>[15]</sup>进一步引入表观介电常数  $K_a$  的概念：

$$K_a = (c/v)^2 \quad (3)$$

现有 TDR 测量土壤水分原理图如图 2 所示。当激励信号沿同轴电缆在时刻  $t_0$  达到探针的起始端时，由于阻抗的改变产生反射，其余信号沿探针继续前进，在时刻  $t_1$  到达探针底部时，产生第二次反射<sup>[16]</sup>。考虑电磁波沿长度为  $L$  的探针的行程，

$$v = \frac{2L}{\Delta t} \quad (4)$$

将式 (4) 代入式 (3) 得到

$$K_a = \left( \frac{c\Delta t}{2L} \right)^2 \quad (5)$$

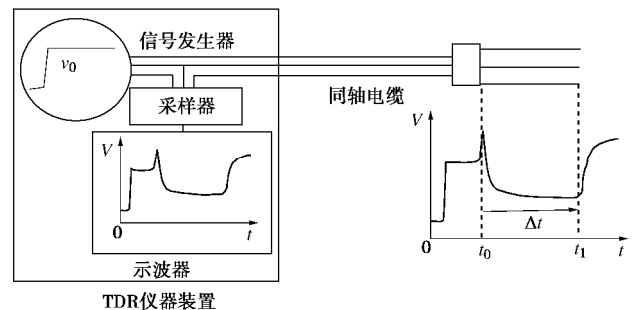


图 2 现有 TDR 测量土壤水分原理图

Fig. 2 Schematic diagram of existing TDR measuring soil moisture

根据 TOPP 等关于土壤体积分含水率与表征介电常数的经验公式<sup>[17]</sup>：

$$q = 4.3 \times 10^{-6} K_a^3 - 5.5 \times 10^{-4} K_a^2 + 2.92 \times 10^{-2} K_a - 5.3 \times 10^{-2} \quad (6)$$

易见 TDR 技术的关键在于对电磁波传输时间的精确测试。

### 1.2 频域频率步进体制基本原理

频率步进探测是一种激励信号的频率以阶梯方式均匀步进上升的频域测试方案。

一个扫描周期内, 发射机信号频率  $f_L$  以频率间隔  $\Delta f$  均匀步进上升到终止频率  $f_H$ 。工作带宽  $B=f_H-f_L$ 。频率步进间隔  $\Delta f=B/(n-1)$ ,  $n$  为频率步进的点数, 每个频点的持续时间为  $T_d$ :

$$x(t) = \sum_{k=1}^{n-1} \cos(f_L + k\Delta f) \cdot \text{rect}\left(\frac{t - \frac{T_d}{2} - kT_d}{T_d}\right), \quad (7)$$

其中,

$$\text{rect}\left(\frac{t - \frac{T_d}{2} - kT_d}{T_d}\right) = \begin{cases} 1 & (kT_d \leq t \leq (k+1)T_d) \\ 0 & (\text{其他}) \end{cases} \quad (8)$$

假设地下存在不同介质反射层, 其反射系数为

$$G = |G|e^{ij}, \quad (9)$$

点目标的双程传输延迟为  $\tau$  (在一定频率范围内, 不同介质反射层的介电常数不随频率改变而改变, 可认为  $G$  和  $\tau$  是常数), 则接收信号  $y(t)$ :

$$y(t) = |G|e^{if} \sum_{k=0}^{n-1} \cos[(f_L + k\Delta f)(t - t)] \cdot \text{rect}\left(\frac{t - kT_d - \frac{T_d}{2} - t}{T_d}\right) \quad (10)$$

假设  $T_d \geq \tau$ , 接收信号通过混频和低通滤波之后下变频到复基带信号。复基带信号经过 A/D 采样得到复数数组:

$$C[k] = |G|e^{if} e^{-i2\pi(f_L + k\Delta f)t} \quad (k=0,1,2,3,\dots,n-1) \quad (11)$$

复数组  $C[k]$  中的每一个元素对应每一个发射频点复基带频域采样信号。则复数数组  $C[k]$  可进一步表示为频率域数组:

$$C[f] = |G|e^{if} e^{-i2\pi(f_L + f)t} \quad (f=0,\Delta f,2\Delta f,\dots,(n-1)\Delta f) \quad (12)$$

将  $n \times 1$  维数组  $C[f]$  进行插值补零变成  $N \times 1$  维数组  $D[f]$  ( $N > n$ , 为 2 的整数幂)。插值方法为将频率  $f$  对应数组  $C[k]$  元素放到数组  $D[f]$  的第  $(f-f_L)/\Delta f + 1$  个元素中, 依次类推直至终止频率  $f_H$ , 数据步长为  $\Delta f$ 。进行完此操作后, 数组  $D[f]$  的其余元素全部补零。则  $N \times 1$  维数组  $D[f]$  可表示为带通频域信号:

$$D[f] = |G|e^{if} e^{-i2\pi ft} \text{rect}\left[\frac{f - f_c}{B}\right] \quad (13)$$

式中  $B$  为发射带宽;  $f_c$  为发射带宽的中心频率; 对  $D[f]$  作离散傅里叶逆变换。将频率域信号变成时域信号  $d[t]$ :

$$d[t] = |G| \cdot e^{if} \cdot B \cdot \text{sinc}[B(t - t)] e^{-i2\pi f_c(t - t)}, \quad (14)$$

其中,

$$|d[t]| = |G| \cdot B \cdot \text{sinc}[B(t - t)] \quad (15)$$

由此可见, 仅当  $t = \tau$ , 也即在信号的反射处达到了极值, 其图形表示为一个典型的辛格函数脉冲, 如图 3 所示。

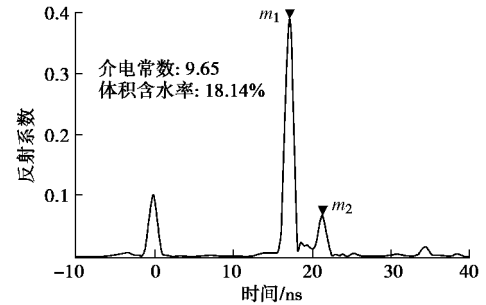


图 3 新型 TDR 线性幅度格式测试曲线

Fig. 3 Measured linear amplitude format curves of new TDR

新型 TDR 水分测量仪基于以上基本测量原理, 分时依次步进产生一系列点频连续波信号, 扫频范围可在 1 MHz~4 GHz 自选。高频条件下温度对新型 TDR 测试土壤体积含水率的影响可忽略不计<sup>[13]</sup>。新型 TDR 测试原理如图 4 所示, 每个单频信号通过耦合产生激励入射信号的代表信号, 直通信号沿着同轴电缆线传输到末端的探针, 遇到不同介质便产生信号反射, 再通过定向耦合实现测试信号和反射响应信号分离, 形成反射接收信号。入射代表信号和反射接收信号分别由各自接收机接收, 并将接收的数据存储起来, 当一次 1024 点频率或 2048 点频率扫描结束后, 所得系列入射代表信号接收数据和反射接收信号接收数据通过离散傅里叶逆变换得到入射脉冲和反射脉冲。

图 3 是新型 TDR 实测的线性幅度格式曲线, 它是基于式 (14) 的图像表示。在此格式下, 横坐标代表时间, 而纵坐标表示经过归一化处理, 在整个测量频率范围内不连续性产生的反射系数的平均值。图 4 中, 脉冲  $m_1$  和  $m_2$  分别表示测试信号进入探针和到达探针底部的双程时间, 由其间隔即可根据式 (5) 得到土体的表观介电常数, 由式 (6) 可得土壤的体积含水率。

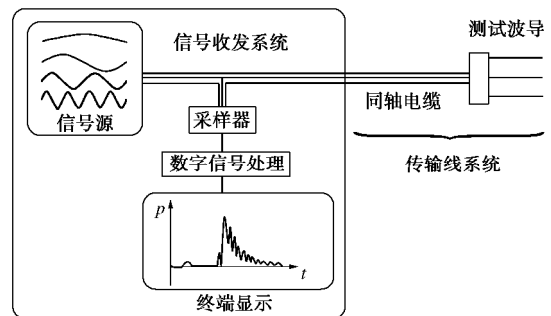


图 4 新型 TDR 技术原理图

Fig. 4 Schematic diagram of new TDR technology

### 1.3 新型 TDR 与现有 TDR 的比较

现有 TDR 仪器发射的是由一系列谐波叠加构成的阶跃波脉冲, 然后由宽带示波器接收显示, 其本质是一个模拟系统。它对时间的测量是通过对图像的波形采用双切线的方法找到反射点, 衰减损耗的信号以及测量中产生的干扰噪音都会对测量结果带来不确定的影响。

采用频域频率步进体制的新型 TDR 从根本上是一个使用数字数据和数学算法来进行数据分析的数字系统, 其过程是扫频响应测量, 然后通过离散傅里叶逆变换将窄带接收的频域数字化信号转换为强烈冲激效应的时域信号。与现有 TDR 比较, 它有以下显著特点: ①避免了技术含量高的高速延迟线技术。硬件设计简单、成本低, 数字化强冲激的时域信号更容易实现自动化在线监测功能。②新型 TDR 的扫频范围可在 1 MHz~4 GHz 间自选。且新型 TDR 的工作频率范围默认为 1 MHz~1.8 GHz, 在此频率范围内水的介电常数实部相对稳定, 因此新型 TDR 相比现有 TDR 测量精度及分辨率更高。③新型 TDR 采用了向量接收技术。其所采集的信息除时域信息外, 还包括大量的频域信息, 仪器提供阻抗测量模式, 可反映测量行程中各点的阻抗变化情况, 为仪器功能进一步开发提供有效工具。

## 2 探针的设计

探针作为土壤体积含水率测试的传感器, 其结构内部的阻抗匹配设计具有重要的意义。

### 2.1 同轴多针式传感器结构

应用于土壤检测领域的 TDR 探针是对同轴电缆的模拟。中心针体与同轴电缆内导铜芯相连, 外部与同轴电缆的外导屏蔽层连接。从结构上, TDR 传感器又分为同轴式和多针式。由于同轴式传感器阻断了外导体内外土壤的水分交换, 同时为了避免在土壤中插拔引起对原状土的扰动, 因此多采用模拟同轴电缆结构的同轴多针式传感器。实际应用中更多以三针式结构为主。

陈赟等<sup>[18]</sup>研究了多针式传感器的几何构造, 指出在传感器探针长度大于 20 cm 时, 可以将仪器的测试误差控制在 1% 以下。而当探针长度大于 35 cm 时, 由于沿探针传输的电磁波信号能量的衰减, 造成探针末端反射趋于平缓而不易判别, 测试误差随之加大。

探针的针体直径  $d$  及间隔距离  $R$ , 也是影响探针测试敏感性和精确度的重要因素。如图 5, 陈赟等<sup>[18]</sup>指出, 当  $d/R > 0.1$  时, 可避免电磁能量较多集中在中心针体附近, 具有较好效果。

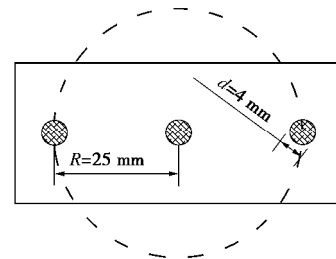


图 5 同轴三针传感器截面图

Fig. 5 Cross-section of coaxial three-probe sensor

以下讨论, 基于探针的长度  $L=20$  cm, 针体间隔  $R=2.5$  cm, 针体直径为  $d=4$  mm。

### 2.2 系统测试阻抗和测试盲点

Kraus 等<sup>[19]</sup>提出同轴电缆的特征阻抗计算公式:

$$Z = \frac{60 \ln(D/d)}{\sqrt{K_a}}, \quad (16)$$

式中,  $D$  为同轴电缆外导体直径,  $d$  为内导体铜芯的直径,  $K_a$  为内外导体间绝缘层的相对介电常数。对于模拟同轴电缆的同轴多针式传感器, Zegelin 等<sup>[20]</sup>给出计算其特征阻抗的公式:

$$Z = \frac{n}{n-1} \frac{60 \ln(D/d)}{\sqrt{K_a}}, \quad (17)$$

式中,  $n$  为针体的数目, 此处  $n=3$ , 如图 5。

由式 (17) 可见, 当  $n=2$  时, 即为传输线理论中双平行线的阻抗计算公式, 而当  $n \rightarrow \infty$  时, 则与式 (16) 一致, 为同轴电缆阻抗计算公式。对于试验选用的三针探针, 由 (17) 得

$$Z = \frac{90 \ln(2R/d)}{\sqrt{K_a}}。 \quad (18)$$

当土体的体积含水率变化, 引起其介电常数变化时, 式 (17), (18) 中得到的阻抗随之变化, 定义其为系统测试阻抗。

定义探针前端的阻抗  $Z_0$  为输入阻抗, 结合电磁学中关于反射系数的公式, 由图 4 可得到

$$m_1 = \frac{|z - z_0|}{z + z_0}。 \quad (19)$$

通常采用的连接传感器的同轴电缆阻抗为  $50 \Omega$ , 由式 (18) 可计算得到: 当  $K_a=20.67$  时,  $Z \approx 50 \Omega$ , 即输入阻抗与系统测试阻抗相等。因而  $m_1=0$ , 意味着这一点反射消失, 导致测试失败。代入式 (6), 得到此时对应土体的体积含水率  $\theta=35.44\%$ , 称此为系统测试盲点。

考虑到  $K_a$  与  $\varepsilon'$  的差异, 该值有一定的误差。图 6 为输入阻抗为  $50 \Omega$  的探针测试 33.74% 体积含水率砂土的测试曲线, 可以看到由于反射系数降低, 干扰噪音相对加大, 造成测试结果难以准确获得。由此可见, 在测试盲点附近的一定含水率区域内, 测试精度都会受到影响。

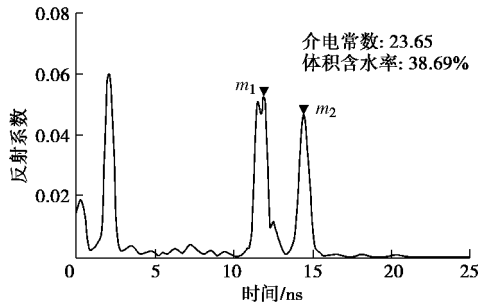


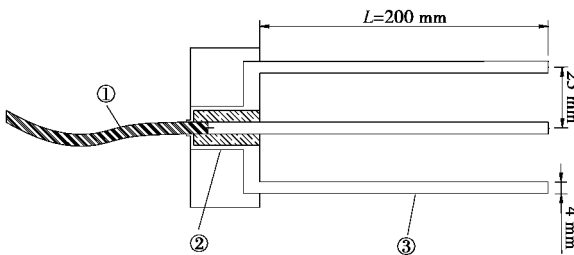
图 6 33.74% 体积含水率的砂土测试曲线

Fig. 6 Curve of sand with volumetric water content of 33.74%

### 2.3 阻抗转换器的设计

由图 6 可以看到, 当输入阻抗  $50\ \Omega$  时, 测试盲点应在土体体积含水率 35.44% 左右, 而这一区域处在土壤水分的常态测试区域。为避免测试盲点在常态测试区域出现, 需要在同轴电缆与探针的连接处设计阻抗转换器。

阻抗转换器为模拟同轴电缆结构的容性阻抗转换器。图 7 中 1 为  $50\ \Omega$  同轴电缆, 2 为聚四氟乙烯阻抗转换器, 3 为不锈钢探针。中心针体通过材质为聚四氟乙烯的阻抗转换器与同轴电缆内导体铜芯连接, 外导针体经阻抗转换器与上述同轴电缆的外屏蔽导体连接。通过调节阻抗转换器的外径及长度, 实现传感器测试阻抗的更好匹配。



①-50  $\Omega$  同轴电缆 ②-聚四氟乙烯阻抗转换器 ③-不锈钢探针  
图 7 阻抗转换器示意图

Fig. 7 Configuration of impedance converter

考虑设计盲点的介电常数值大于 50, 则由式 (6) 可知, 此时土体体积含水率应大于 58.2%, 超过绝大部分工程应用中的含水率。由式 (18) 可得

$$Z = \frac{90 \ln(2R/d)}{\sqrt{K_a}} = \frac{90 \ln(50/4)}{\sqrt{K_a}} < \frac{90 \ln(50/4)}{\sqrt{50}} \approx 31.25\ \Omega \quad (20)$$

即输入阻抗应小于  $32.15\ \Omega$ 。

由于在同轴电缆与阻抗转换器连接处增加新的阻抗失配点, 产生新的反射。与现有 TDR 相同, 当若干个阻抗失配点存在时, 前端产生的反射对所看到的后端反射系数存在遮蔽现象<sup>[21-22]</sup>。如图 8, 从仪器读到的反射系数  $m_1$  事实上是视反射系数, 与实际的反射系数  $m'_1$  的关系为

$$m_1 = (1 - m_0^2) m'_1 \quad (21)$$

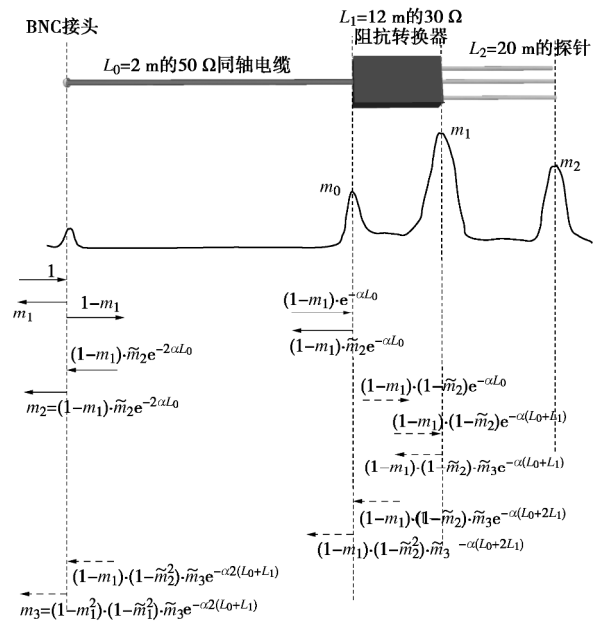


图 8 电磁波行程图

Fig. 8 Propagation analysis of electromagnetic waves

从微波理论角度来说, 当  $m_0$  绝对值越大, 其到达后端的能量损失也越大。由式 (19) 易见, 当  $Z$  越接近于  $50\ \Omega$  时,  $m_0$  绝对值越小, 也即阻抗转换器的设计应尽量接近于  $50\ \Omega$ 。

结合上述讨论, 新型 TDR 系统设计的阻抗转换器转换阻抗为  $30\ \Omega$ 。

## 3 测试系统的试验验证

### 3.1 试验仪器及材料

为验证本传感器在工程中的应用效果, 设置若干组对照试验。本文使用的设备是课题组与天津特利普尔公司共同研发的 Soiltop-200 土壤含水率测定仪, 测量量程为  $0\sim 100\%$ , 操作温度范围为  $-10\ ^\circ\text{C}\sim 55\ ^\circ\text{C}$ , 测量时间  $5\sim 15\ \text{s}$ , 采用  $12\sim 18\ \text{V}$  电源适配器供电, 支持 10, 20, 40 cm 等探针类型, 如图 9 所示。另外试验准备了国外的 TDR100、TRIME-TDR 和 Minitrase 土壤含水率测定仪, 制的未经阻抗优化的探针, 以及  $20\ \Omega$ ,  $30\ \Omega$  阻抗转换器的探针, 自然风干的砂土、红壤土和东北黑土, 常温去离子水, 氯化钠等材料。

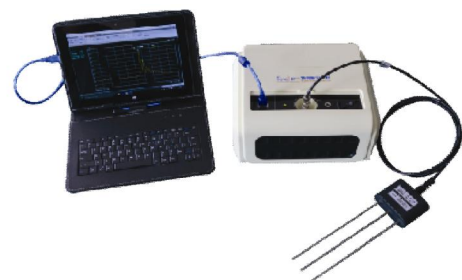


图 9 Soiltop-200 实物图

Fig. 9 Picture of Soiltop-200

### 3.2 试验方法

试验内容主要分为 5 个部分:

(1) 利用不同阻抗转换器测试空气的体积含水率: 将未经阻抗优化的探针, 以及 20  $\Omega$ , 30  $\Omega$  阻抗转换器的探针连接向量网络分析仪, 探针周围无障碍物, 直接测量。为取得充分的样本数据, 相同的阻抗测试过程进行 3 次。

(2) 利用 30  $\Omega$  阻抗转换器的探针测试常温去离子水的体积含水率。

(3) 利用 30  $\Omega$  阻抗转换器的探针测试配置的体积含水率分别为 5%, 10%, 15%, 20%, 25%, 30%, 35% 的砂土、红壤土和黑土。本文设计的试验平台为圆柱体试验桶, 其半径 10 cm, 高度为 30 cm, 土样填充高度 25 cm, 土样体积为 7850 mL。分别将砂土、红壤土和黑土风干, 根据各组土壤干密度, 计算需称量的风干土壤和去离子水的质量。将去离子水分 4 组均匀喷撒在土壤表面, 拌匀, 密封搁置 24 h。每组试验将土体均匀分成 5 层 (每层 5 cm) 击实, 将探针垂直插入试验桶, 阻抗转换器末端与土体水平接触。为避免烘干法的误差, 首先按照 ASTM D4959(2000)<sup>[23]</sup> 标准操作。为避免人为误差, 取平行样进行试验, 即在一个试验桶土柱中, 取 3 个环刀, 进行烘干。如果 3 个环刀的计算得到的体积含水率相差超过 2%, 省略异常数据。如果相差均在 2% 之内, 取 3 个数的平均值作为最终的结果。

(4) 设置 8 组不同温度的去离子水加热试验, 分别为 31.1 $^{\circ}\text{C}$ , 41.2 $^{\circ}\text{C}$ , 54.2 $^{\circ}\text{C}$ , 60.1 $^{\circ}\text{C}$ , 66.4 $^{\circ}\text{C}$ , 73 $^{\circ}\text{C}$ , 81 $^{\circ}\text{C}$ , 92.5 $^{\circ}\text{C}$ 。每个温度组中用 TDR100 和 Soiltop-200 进行测试, 两组传感器相同规格, 均为 30  $\Omega$  阻抗转换器和 20 cm 探针。获得各温度下的介电常数实测值, 并根据

$$K_w = 84.740 - 0.4008T + 9.398 \times 10^{-4}T^2 - 1.410 \times 10^{-6}T^3 \quad (22)$$

计算不同温度下的去离子水的介电常数值<sup>[24]</sup>。

(5) 用常温去离子水配置 13 组不同质量分数的氯化钠溶液, 分别用 Soiltop-200、TRIME-TDR、Minitrase 测试溶液介电常数, 并根据 (22) 计算常温介电常理论值。

## 4 试验结果与分析

### 4.1 不同阻抗转换器测试空气结果及分析

分别利用未经阻抗优化的探针, 以及 20  $\Omega$ , 30  $\Omega$  阻抗转换器的探针测试空气, 结果如图 10~12。易见通过阻抗匹配优化, 电磁波沿探针传输的反射次数增多, 衰减幅度减少, 测试信号质量得到很大提高。

### 4.2 30 $\Omega$ 阻抗转换器测试土样结果及分析

不同含水率的砂土、红壤土、黑土的体积含水率试验结果如图 13~15 所示。可见, 新型 TDR 测得的体积含水率与烘干法结果非常接近, 测试绝对误差控

制在 2% 以内, 验证了本文传感器的测试精度。

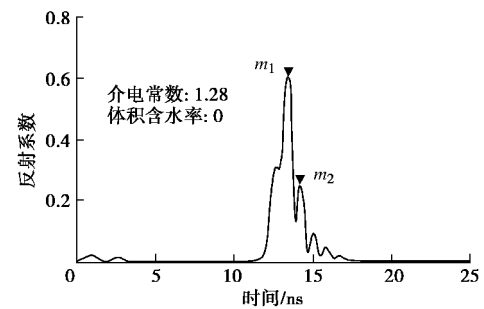


图 10 未经阻抗转换优化的探针测试空气结果

Fig. 10 Results of measuring air by probe without impedance conversion optimization

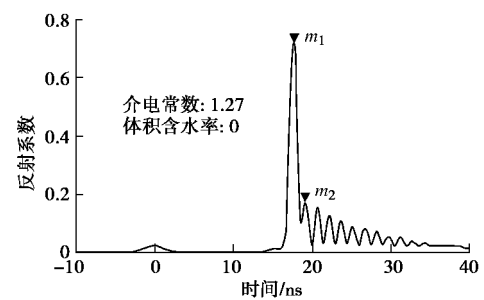


图 11 20  $\Omega$  阻抗转换器探针测试空气结果

Fig. 11 Results of measuring air by probe with 20  $\Omega$  impedance conversion optimization

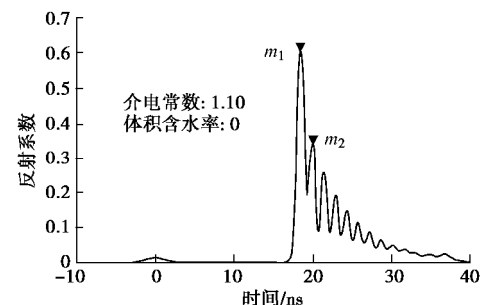


图 12 30  $\Omega$  阻抗转换器探针测试空气结果

Fig. 12 Results of measuring air by probe with 30  $\Omega$  impedance conversion optimization

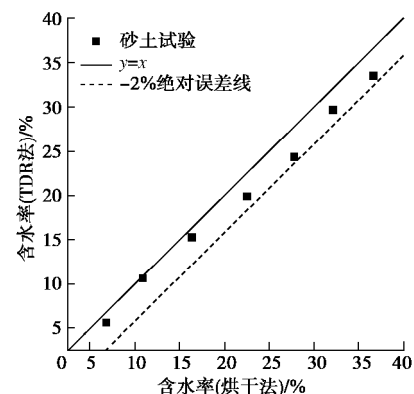


图 13 烘干法与新型 TDR 法测试砂土体积含水率误差

Fig. 13 Errors of testing results of volumetric water content of

sand by oven drying method vs. TDR method

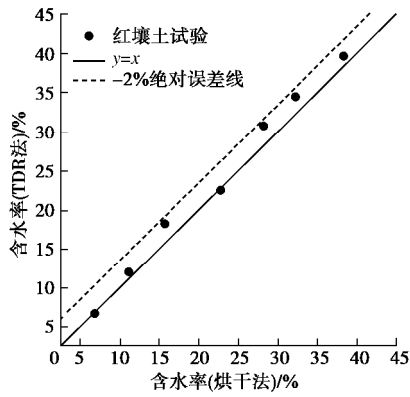


图 14 烘干法与新型 TDR 法测试红壤土体积含水率误差

Fig. 14 Errors of testing results of volume water content of red soil by oven drying method vs. TDR method

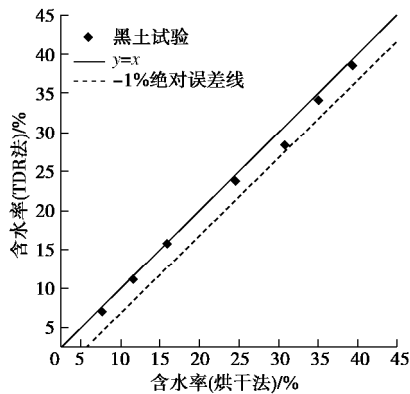


图 15 烘干法与新型 TDR 法测试黑土体积含水率误差

Fig. 15 Errors of testing results of volume water content of black soil by oven drying method vs. TDR method

### 4.3 30 Ω 阻抗转换器测试水结果及分析

在去离子水中用 30 Ω 阻抗转换器进行测试, 结果如图 16 所示。测得水的介电常数为 81.56, 接近理论值 80, 误差也低于 2%, 测得体积含水率为 100%, 与实际完全相同。由图可见, 电磁波在水中传播时间即  $m_1$  至  $m_2$  时间明显增大, 同时  $m_1$  的波峰分开。这是由于自然界中水的介电常数很大, 根据式 (2) 电磁波的传播速度受介质的介电常数影响, 故而水中电磁波的传播速度相比其他介质较低, 相同长度探针传播时间

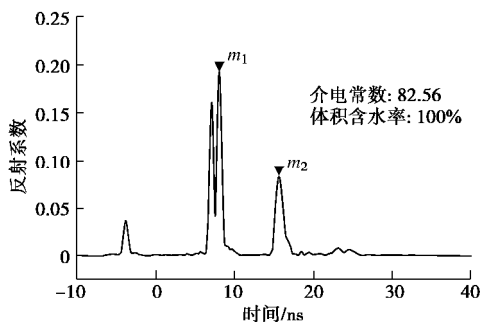


图 16 30 Ω 阻抗转换器探针测试水的结果

Fig. 16 Results of measuring air by probe with 30 Ω impedance conversion optimization

增加。同时, 由于传播速度降低, 阻抗转换器前后端的峰可以分离, 此时电磁波信号在阻抗转换器内发生多次反射。试验结果很好地反映介电常数对电磁波传输的影响, 验证了本文传感器在工程应用中的准确性与可靠性。

### 4.4 不同温度去离子水介电常数测试结果及分析

在 8 组不同温度的去离子水中进行加热试验, 用 Soiltop-200 和 TDR100 测试结果以及根据标定公式计算所得结果如图 17, 18 所示。

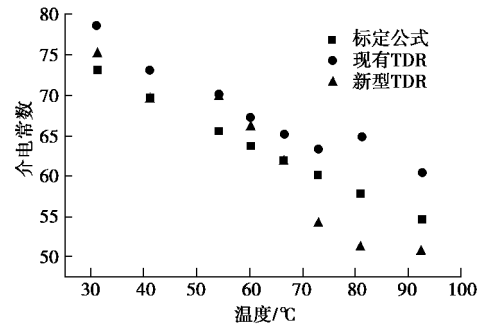


图 17 去离子水的介电常数与温度的关系图

Fig. 17 Relation between temperature and dielectric constant of deionized water

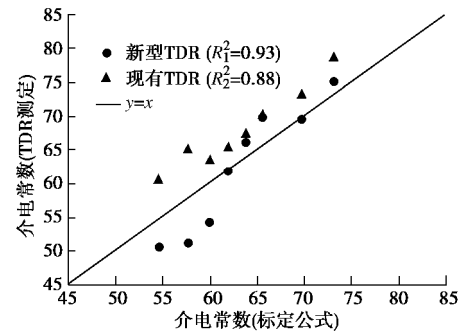


图 18 TDR 测定与标定公式计算所得介电常数关系图

Fig. 18 Relation between dielectric constants obtained by TDR measurement and calibration formula

由图 17 可见, 在 30℃~65℃ 范围内, 现有 TDR 和新型 TDR 测得结果与标定公式所得介电常数具有一致性, 去离子水的介电常数的温度系数为负, 故随着温度升高, 介电常数降低, 但 65℃~95℃ 范围内仪器的测试值与理论值出现偏差, 是由于高温下去离子水的分子获得较大能量, 水分子在高频交流电磁场中依靠部分热能发生转向极化形成偶极子, 故无法较为真实地获得高温下去离子水的介电常数。由图 18, 新型 TDR 测得的介电常数与理论值的相关系数  $R_1^2 = 0.93$ , 现有 TDR 测得的介电常数与理论值的相关系数  $R_2^2 = 0.88$ , 可见新型 TDR 测试介质的介电常数精确度更高, 与理论值更吻合。

### 4.5 不同质量分数的氯化钠溶液介电常数测试分析

在 13 组不同浓度氯化钠溶液中，分别用测定仪 Soiltop-200、TRIME-TDR、Minitrase 测得溶液介电常数结果以及根据标定公式计算所得结果如图 19 所示。利用 Soiltop-200 测定 3.5‰氯化钠溶液的结果如图 20、21 所示。

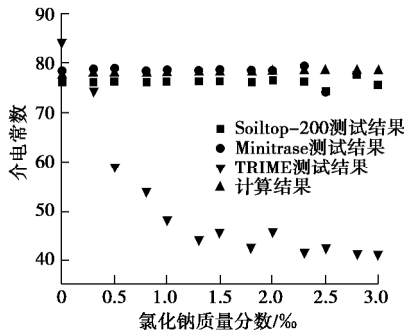


图 19 TDR 测定不同浓度氯化钠溶液介电常数结果

Fig. 19 Results of dielectric constant of sodium chloride solution at different concentrations by TDR

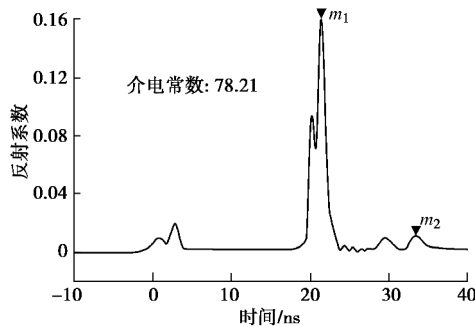


图 20 新型 TDR 测定 3‰氯化钠溶液介电常数的结果

Fig. 20 Results of dielectric constant of 3‰ sodium chloride solution by new TDR

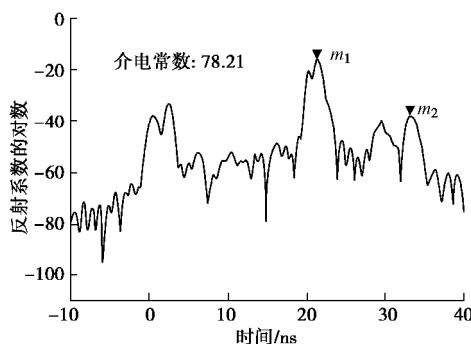


图 21 新型 TDR 测定 3‰氯化钠溶液介电常数的对数结果

Fig. 21 Logarithmic results of dielectric constant of 3‰ sodium chloride solution by new TDR

由图 19 可见 TRIME-TDR 测试结果与理论值相差较大，随着氯化钠含量的增加而急剧下跌，溶液的电导率对其测量结果影响较大。氯化钠质量分数在 0~2.3‰时，Soiltop-200、Minitrase 测得介电常数与计算结果吻合，稳定为 78 左右。当氯化钠质量分数大于 2.3‰时，Minitrase 测试结果出现衰减，甚至失效，而

Soiltop-200 在较高浓度的氯化钠溶液中仍与计算的理论结果保持一致。可以看出，在含盐量较高的介质中，Soiltop-200 测试的介电常数仍可保持稳定，从而根据式 (6) 即可获得精准的体积含水率。

和其他土壤水分测定仪相似的是，高电导率下 Soiltop-200 的线性幅度格式的探针末端峰值无法显示。不同的是，如图 20 所示，调低 Soiltop-200 扫频范围至 1 MHz~1.5 GHz，可找到初略时间点，再调高扫频范围，即 1 MHz~1.8 GHz，用对数模式即可精准找出探针末端反射点，如图 21 所示。

### 5 结 论

本文介绍了基于频率步进原理和向量接收技术研制的新型 TDR 技术，并通过试验对测试技术进行了验证。通过本文研究，得到以下 3 点结论。

(1) 新型 TDR 技术相比现有 TDR，采用频域频率步进体制，避免了高速延迟线技术，实现国产。其自选频率范围内水的介电常数实部相对稳定，并采用线性幅度格式放大微弱信号，且使得新型 TDR 技术测量精度及分辨率更高。

(2) 本文开发了一种优化阻抗转换器，经过阻抗理论分析，确定输入阻抗为 30 Ω 的阻抗转换器在保证绝大部分能量可传输至探针的基础上，避免了工程实际应用中出现的测试盲点。

(3) 在空气、水试验组中，新型 TDR 的介电常数与体积含水率测试结果与理论值基本吻合。去离子水加热实验中，新型 TDR 相比 TDR100 在不同温度下测得去离子水的介电常数更接近理论值，精度更高。不同浓度氯化钠溶液介电常数测试结果显示，新型 TDR 相比 TRIME-TDR 和 Minitrase，在高电导率介质中测试介电常数更加稳定，更接近理论值。土壤试验中与烘干法对比结果显示，新型 TDR 误差控制在 2% 内。

### 参考文献:

[1] ROHRIG J. Location of faulty places by measuring with cathode ray oscillographs[J]. Elektrotech Z, 1931, 8(2): 241 - 242.

[2] TOPP G C, DAVIS J L, ANNAN A P. Electromagnetic determination of soil water content: application of TDR to field measurements[C]// Planetary Water, Proceedings of the third Colloquium. New York, 1980.

[3] TOPP G C, DAVIS J L. Electromagnetic determination of soil water content: measurements in coaxial transmission lines[J]. Water Resources Research, 1980, 16(3): 574 - 582.

- [4] TOPP G C, DAVIS J L. Electromagnetic determination of soil water content and electrical conductivity measurement using time domain reflectometry[J]. *Water Resources Research*, 1980, **16**: 574 - 582.
- [5] HEIMOVAARA T J. Comments on time domain reflectometry measurements of water content and electrical conductivity of layered soil columns[J]. *Soil Science Society of America Journal*, 1992, **56**: 1657 - 1658.
- [6] 陈仁朋, 许伟, 汤旅军, 等. 地下水位及电导率 TDR 测试探头研制与应用[J]. *岩土工程学报*, 2009, **31**(1): 77 - 82. (CHEN Ren-peng, XU Wei, TANG Lü-jun, et al. Development and application of TDR probes to monitor water level and electrical conductivity[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2009, **31**(1): 77 - 82. (in Chinese))
- [7] 谭捍华, 傅鹤林. TDR 技术在公路边坡监测中的应用试验[J]. *岩土力学*, 2010, **31**(4): 1331 - 1336. (TAN Han-hua, FU He-lin. Testing study of application of time domain reflectometry to highway slope monitoring[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2010, **31**(4): 1331 - 1336. (in Chinese))
- [8] 王华. 步进频率连续波探地雷达信号源设计与实现[D]. 长沙: 国防科学技术大学, 2009. (WANG Hua. Design and implementation of a frequency synthesizer for SFCW ground penetrating radar[D]. Changsha: National University of Defense Technology, 2009. (in Chinese))
- [9] 方广有, 佐藤源之. 频率步进探地雷达及其在地雷探测中的应用[J]. *电子学报*, 2005, **33**(3): 436 - 439. (FANG Guang-you, SATO M. Stepped-frequency ground penetrating radar and its application for landmine detection[J]. *Acta Electronica Sinica*, 2005, **33**(3): 436 - 439. (in Chinese))
- [10] 陆明, 刘惠斌, 王晨光, 等. 新型 TDR 土壤水分测定仪 SOILTOP-200 的开发及应用[J]. *水利信息化*, 2017(2): 31 - 37. (LU Ming, LIU Hui-bin, WANG Chen-guang, et al. Development and application of the new TDR soil moisture meter soiltop-200. *Water Resources Informatization*, 2017(2): 31 - 37. (in Chinese))
- [11] DEBYE P. Polar molecules[M]. New York: Chemical Catalog Company, 1929.
- [12] SANTAMARINA J C, KLEIN A, FAM M A. Soils and waves: particulate materials behavior, characterization and process monitoring[J]. *Journal of Soils & Sediments*, 2001, **1**(2): 130 - 130.
- [13] 张鹏. 主要因素对土壤介电特性的影响分析研究[D]. 西安: 西北农林科技大学, 2013. (ZHANG Peng. Analysis to effects of main factors on dielectric properties of soils[D]. Xi'an: Northwest Agricultural and Forestry University of Science and Technology, 2013. (in Chinese))
- [14] TOPP G C, YANUKA M, ZEBCHUK W D. Determination of electrical conductivity using time domain reflectometry: soil and water experiments in coaxial lines[J]. *Water Resources Research*, 1988, **24**(7): 945 - 952.
- [15] TOPP G C, DAVIS J L, ANNAN A P. Electromagnetic determination of soil water content: measurements in coaxial transmission lines[J]. *Water Resources Research*, 1980, **16**(3): 574 - 582.
- [16] CHEN Y, WANG H, CHEN R, et al. A newly designed TDR probe for soils with high electrical conductivities[J]. *Geotechnical Testing Journal*, 2014, **37**(1): 20120227.
- [17] WANG H, CHEN R, QI S, et al. Long-term performance of pile-supported ballastless track-bed at various water levels[J]. *Geotech Geoenviron Eng*, 2018, **144**(6): 04018035.
- [18] 陈赞, 陈伟, 陈仁朋, 等. TDR 联合监测土体含水率和干密度的传感器的设计及应用[J]. *岩石力学与工程学报*, 2011, **30**(2): 418 - 426. (CHEN Yun, CHEN Wei, CHEN Ren-peng, et al. Design of TDR sensor for joint measurement of soil water content and dry density and its application[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2011, **30**(2): 418 - 426. (in Chinese))
- [19] KRAUS D K. Electromagnetics[M]. New York: McGraw-Hill Inc, 1984.
- [20] ZEGELIN S J, WHITE I, JENKINS D R. Improved field probes for soil water content and electrical conductivity measurement using time domain reflectometry[J]. *Water Resources Research*, 1989, **25**(11): 2367 - 2376.
- [21] YANUKA M G, TOPP C C, ZEGELIN S, et al. Multiple reflection and attenuation of time domain reflectometry pulses: theoretical considerations for applications to soil and water[J]. *Water Resour Res*, 1988, **24**: 939 - 944.
- [22] 许伟. TDR 表面反射法土体含水率测试理论及技术[D]. 杭州: 浙江大学, 2008. (XU Wei. Theory and technology for measurement soil water content by time domain reflectometry surface reflection[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2008. (in Chinese))
- [23] ASTM D4959. Standard test method for determination of water content of soil by direct heating[S]. 2000.
- [24] 王进学. 离子污染饱和和无黏性土电导率特性及 TDR 测试技术[D]. 杭州: 浙江大学, 2007. (WANG Jin-xue. Electrical conductivities of ionic contaminated saturated sandy soils and TDR measurement[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2007. (in Chinese))





DOI: 10.11779/CJGE201907003

# 基于 Pasternak 地基的盾构隧道开挖非连续地下管线的挠曲

林存刚<sup>1, 2</sup>, 黄茂松<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:** 盾构隧道开挖引起地下管线挠曲的准确预估对于其损伤评估与防护控制至关重要。引入 Pasternak 地基模型, 采用有限差分方法推导了盾构隧道开挖地层损失下带接头管线的挠曲解答。经与离心机模型试验结果及连续弹性解对比, 验证了该理论解答的适用性及其在运算效率方面的优势, 并给出了地基剪切刚度的取值建议。参数分析发现, 接头刚度会对管线挠曲产生显著影响, 随接头刚度的增大, 管线最大挠度降低, 挠曲线形态趋近于连续管线; 此外, 接头数量及其分布也会对管线挠曲产生影响, 其影响程度随接头数量的增大而削弱。

**关键词:** 盾构隧道开挖; 地层损失; 带接头管线; 挠曲; 有限差分法; Pasternak 地基

**中图分类号:** TU470; TD853.34 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2019)07-1200-08

**作者简介:** 林存刚(1986—), 男, 博士, 主要从事盾构隧道环境效应及服役性状的研究工作。E-mail: [cunganglin@163.com](mailto:cunganglin@163.com)。

## Deflections of discontinuous buried pipelines induced by shield tunnelling based on Pasternak foundation

LIN Cun-gang<sup>1, 2</sup>, HUANG Mao-song<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:** An accurate prediction of deflections of the buried pipelines induced by shield tunnelling is essential to their damage evaluation and control. By introducing the Pasternak foundation model, the finite difference method is used to deduce a solution to the deflections of jointed pipelines subject to shield tunnelling-induced ground loss. The applicability of this solution and its advantage in computational efficiency are verified by the results of a centrifuge model test and the elastic-continuum solution. Furthermore, a proposal is made for determination of the value of the subgrade shear stiffness. Afterwards, the parametric studies show that the deflection of the pipeline is significantly influenced by the stiffness of the joints. With the increase of their stiffness, the maximum deflection of the pipeline decreases, and the deflection of a jointed pipeline approaches to that of a continuous one. In addition, the deflection of the pipeline is affected by the amount and distribution of the joints to some extent. However, this effect decreases with an increase of the number of the joints.

**Key words:** shield tunnelling; ground loss; jointed pipeline; deflection; finite difference method; Pasternak foundation

## 0 引 言

在过去 30 a 间, 国内外涌现出很多隧道-土体-管线相互作用的评析方法。其中, 一种以自由位移场作为输入条件的经验理论法不断发展完善, 并在工程实践中得到广泛应用。

Attewell 等<sup>[1]</sup>假定隧道引起的横向自由位移场呈高斯分布, 使用 Vesic 地基模量<sup>[2]</sup>, 基于 Winkler 地基模型进行管土相互作用分析。Klar 等<sup>[3]</sup>基于同样的位移场假定, 推导出管线纵向形变的连续介质弹性解, 并给出了地基模量的改进公式。Klar 等<sup>[4]</sup>对比了将管线简化为 Euler-Bernoulli 梁与壳单元时其形变的异

同。Klar 等<sup>[5]</sup>基于地层损失守恒原则, 推导了给定地层沉降下的管线挠曲计算公式。

在土体线弹性响应的基础之上, 部分学者推导了考虑土体刚度非线性的管土相互作用解答。Vorster 等<sup>[6]</sup>基于自由位移场产生的平面剪应变来评价土体的刚度弱化, 得到了管线纵向弯曲应力的保守解答。Marshall 等<sup>[7]</sup>和 Klar 等<sup>[8]</sup>经模型试验和离散元模拟, 发现仅考

基金项目: 国家重点研发计划项目(2016YFC0800200); 国家自然科学基金项目(51738010, 41702313); 宁波市自然科学基金项目(2016A610090)

收稿日期: 2018-08-28

\*通讯作者(E-mail: [mshuang@tongji.edu.cn](mailto:mshuang@tongji.edu.cn))

虑自由位移场引起的土体刚度弱化, 管线计算弯曲应力偏于保守; 进一步考虑管土相互作用所引起的平面外剪切后, 管线的纵向形变与试验更为吻合。

此外, 一些学者开展了模型试验研究。如王正兴等<sup>[9]</sup>通过模型试验研究了盾构隧道开挖对上方正交连续管线的影响; Shi 等<sup>[10]</sup>采用离心机模型试验研究了隧道斜向穿越时管线的响应。

以上研究普遍把管线作连续化处理, 将其视为抗弯刚度沿纵向均匀分布的 Euler-Bernoulli 梁<sup>[1, 3-6, 9]</sup>, 忽略了接口所致管线纵向形变的不连续性。实际上, 城市地下管线多为以接口相连的非连续构件; 而且, 工程实践与试验研究均发现, 接口是管线整体最薄弱的节点, 是控制管线服役周期和运行状态的关键<sup>[11]</sup>。然而, 目前管土相互作用分析中, 针对非连续接口管线的研究尚很少。Klar 等<sup>[12]</sup>及张陈蓉等<sup>[13]</sup>分别基于边界积分法与有限差分法推导出考虑接口效应的管线纵向挠曲连续介质弹性解。随后, 张陈蓉等<sup>[14]</sup>引入 Winkler 地基模型构建了非连续管线挠曲的有限差分解。Shi 等<sup>[15]</sup>数值模拟研究了隧道所引起铰接接口管线的响应, 分析了地层沉降形态、管线尺寸与管节长度、接口位置及土体性质等因素的影响。

此外, 目前普遍使用的 Winkler 地基模型<sup>[1, 3, 14]</sup>忽视了地基变形的连续性。由此可见, 无论是地基模型还是管线模型, 均无法如实地反映各自的形变特性。Klar 等<sup>[12]</sup>与张陈蓉等<sup>[13]</sup>提出的连续介质弹性解虽同时考虑了管线接口的影响及地基变形的连续性, 但其计算涉及数值积分, 求解的复杂性限制了其工程应用。

本文同时考虑了管线接口的影响及地基变形的连续特性, 构建了基于 Pasternak 地基模型的盾构隧道开挖引起非连续接口管线挠曲的有限差分解; 较之于连续介质弹性解, 除可靠度相当外, 其数学求解更为简单, 便于工程应用。

## 1 理论推导

### 1.1 力学模型及基本假定

图 1 所示为欲求解的工程问题。圆形盾构隧道开挖产生的地层损失引起上覆地层位移, 进而导致地下管线挠曲。

如图 2 所示, 带接头管线为由若干标准管节经接头连接而成的细长构件。如图 1 所示, 设沿管线纵向以  $x$  坐标来标注各截面位置。管线接头有柔性及刚性之分, 本文计算理论针对柔性接头管线。

本文理论推导基于以下基本假定和简化处理: ①隧道和管线均水平埋置于均质各向同性地层中, 两者轴线互相垂直; ②管线标准管节视为 Euler-Bernoulli

梁, 接头视为旋转弹簧; ③管线周围地基简化为 Pasternak 地基; ④管线沿其纵向与周围地层保持接触; ⑤管线与地基变形均局限在线弹性范围内; ⑥管线的存在不影响隧道开挖引起的地层自由位移场, 同样, 隧道的存在不影响管线与土体的相互作用; ⑦构建差分方程时, 忽略接头沿管线纵向的长度, 将其视为一点; ⑧沿管线纵向, 无论在标准管节还是接头位置, 截面弯矩  $M$  均连续且关于其纵向坐标  $x$  可导。

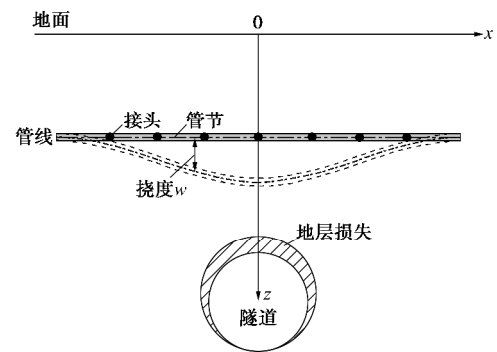


图 1 盾构隧道开挖引起带接头管线挠曲示意

Fig. 1 Schematic diagram of deflection of a jointed pipeline due to shield tunnelling



图 2 带接头管线构造示意

Fig. 2 Schematic diagram of a jointed pipeline

### 1.2 管线挠曲微分方程的构建

如图 3 所示, 任一接头位置左右两端分别截取长为  $dx$  的微元进行受力分析。图 4 为在管线横截面内  $q(x)$  的分布示意, 假定其作用于管线轴线位置且沿  $y$  方向均布。

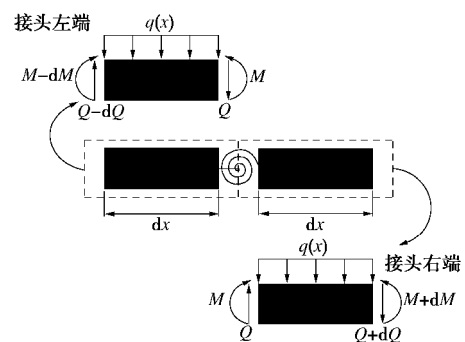


图 3 接头区段微元受力分析

Fig. 3 Analysis of imposed forces acting on an infinitesimal element at joint section

接头左端微元受力分析:

首先, 由微元竖向受力平衡可得

$$(Q - dQ) - q(x)bdx - Q = 0 \quad (1)$$

式中,  $dx$  为微元宽度 (m),  $Q$  为横截面剪力 (N),

$dQ$  为沿管线  $dx$  长度内截面剪力的增量 (N),  $q(x)$  为作用于管线的地基反力 (N/m<sup>2</sup>),  $b$  为管线直径 (m)。

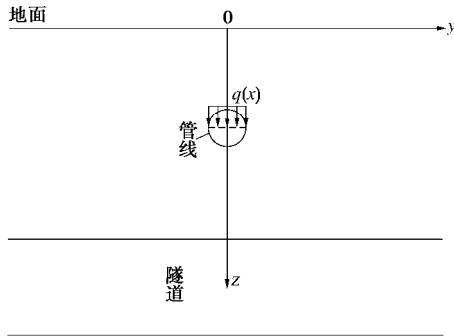


图 4  $q(x)$ 沿  $y$  方向分布示意

Fig. 4 Schematic diagram of distribution of  $q(x)$  along  $y$  direction

式 (1) 化简可得

$$\frac{dQ}{dx} = -q(x)b \quad (2)$$

其次, 对微元左端截面求弯矩, 由弯矩平衡可得

$$(M - dM) + Qdx + q(x)b \frac{(dx)^2}{2} - M = 0 \quad (3)$$

式中,  $M$  为横截面弯矩(N·m),  $dM$  为沿管线  $dx$  长度内截面弯矩的增量(N·m)。

式 (3) 化简并略去二阶微量, 可得

$$\frac{dM}{dx} = Q \quad (4)$$

式 (2) 与 (4) 联立可得

$$q(x) = -\frac{1}{b} \frac{d^2M}{dx^2} \quad (5)$$

设管线对周围地层的作用力为  $p(x)$ , 其与  $q(x)$  为相互作用力, 则

$$p(x) = -q(x) \quad (6)$$

假定管线任一横截面沿  $y$  方向抗弯刚度无穷大, 则管线与土体相互作用时其沿  $y$  方向产生整体平移; 结合管线与周围地层始终接触的假定, 则对于管线任一横截面, 其接触面上的土体竖向位移  $u(x)$  沿  $y$  方向不变。因此, 管线与土体相互作用时, 管线作用力  $p(x)$  与其引起的地基位移  $u(x)$  之间的关系可表述为<sup>[16]</sup>

$$p(x) = ku(x) - G_p \frac{d^2u(x)}{dx^2} \quad (7)$$

式中,  $k$  为地基反力系数 (N/m<sup>3</sup>),  $G_p$  为地基剪切刚度 (N/m)。

联立式 (5), (6), (7) 可得

$$\frac{d^2M}{dx^2} = kbu(x) - G_p b \frac{d^2u(x)}{dx^2} \quad (8)$$

同理, 对于接头右端微元及标准管节微元, 均可推得式 (8)。

管线周围地层位移源自两个方面, 一是隧道开挖

地层损失引起的地层沉降  $s(x)$ , 二是管线与土体相互作用引起的地基位移  $u(x)$ 。设沿管线纵向其轴线挠曲为  $w(x)$ , 则根据管线与周围地层始终接触的假定可得

$$w(x) = s(x) + u(x) \quad (9)$$

式中,  $s(x)$  与  $u(x)$  均取自管线轴线位置。

联立式 (8), (9), 可得

$$-\frac{d^2M}{dx^2} + kbw(x) - G_p b \frac{d^2w(x)}{dx^2} = kbs(x) - G_p b \frac{d^2s(x)}{dx^2} \quad (10)$$

对于标准管节, 其挠度  $w(x)$  满足挠曲微分方程<sup>[17]</sup>

$$\frac{d^2w(x)}{dx^2} = -\frac{M}{EI} \quad (11)$$

式中,  $E$  为管线的弹性模量 (N/m<sup>2</sup>),  $I$  为管线横截面惯性矩 (m<sup>4</sup>)。

将式 (11) 代入式 (10), 可得

$$-\frac{d^2M}{dx^2} + kbw(x) + G_p b \frac{M}{EI} = kbs(x) - G_p b \frac{d^2s(x)}{dx^2} \quad (12)$$

对于管线接头位置微元, 其挠度  $w(x)$  在接头位置连续但关于  $x$  并不可导, 故无法应用式 (10) 求解接头微元挠度, 亦无法使用式 (11) 推求式 (12)。式 (12) 避免了对接头挠度的求导, 这里假定接头挠度亦满足式 (12)。因此, 式 (12) 为标准管节与接头均适用的通用挠曲微分方程。

隧道开挖地层损失引起的垂直于隧道轴线方向的横断面地面沉降  $s(x)$  符合高斯曲线分布形态<sup>[18]</sup>, 即

$$s(x) = \frac{\pi R^2 V_1}{\sqrt{2\pi K(z_0 - z_p)}} \exp\left[-\frac{x^2}{2K^2(z_0 - z_p)^2}\right] \quad (13)$$

式中,  $R$  为隧道外半径 (m),  $V_1$  为隧道开挖引起的地层损失 (量纲为 1),  $K$  为管线轴线位置的沉降槽宽度参数 (量纲为 1),  $z_0$  和  $z_p$  分别为隧道和管线的轴线埋深 (m)。

## 2 有限差分求解

### 2.1 标准管节差分方程的构建

由式 (11) 可得

$$\frac{d^2M}{dx^2} = -EI \frac{d^4w(x)}{dx^4} \quad (14)$$

将式 (14) 代入式 (10), 可得

$$EI \frac{d^4w(x)}{dx^4} + kbw(x) - G_p b \frac{d^2w(x)}{dx^2} = kbs(x) - G_p b \frac{d^2s(x)}{dx^2} \quad (15)$$

应用有限差分法求解式 (15)。

如图 5 所示, 将长为  $L$  的管线沿其纵向等分为长为  $l$  ( $l=L/n$ ) 的  $n$  个单元, 构建  $(n+1)$  个有限差分结点 ( $i=3, 4, 5, \dots, n+3$ ), 其中有  $m$  个结点处于接头位置; 为构建

管线端部结点( $i=3, 4, n+2, n+3$ )的差分方程, 增设 4 个虚拟差分结点( $i=1, 2, n+4, n+5$ )。

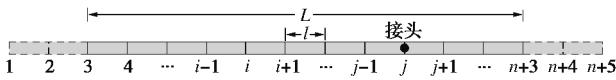


图 5 管线的有限差分处理示意

Fig. 5 Illustration of division of a pipeline for finite difference scheme

对于差分结点  $i=3\sim(n+3)$ , 除接头及其前后相邻的结点外, 代入标准一阶中心差分公式<sup>[19]</sup>, 可得

$$EI \left( \frac{w_{i-2} - 4w_{i-1} + 6w_i - 4w_{i+1} + w_{i+2}}{l^4} \right) + kbw_i - G_p b \left( \frac{w_{i-1} - 2w_i + w_{i+1}}{l^2} \right) = kbs_i - G_p b \left( \frac{s_{i-1} - 2s_i + s_{i+1}}{l^2} \right), \quad (16)$$

式中,  $w_{i-2}, w_{i-1}, w_i, w_{i+1}$  及  $w_{i+2}$  分别为差分结点( $i-2$ ), ( $i-1$ ),  $i$ , ( $i+1$ )及( $i+2$ )处的管线挠曲 (m),  $s_{i-1}, s_i$  及  $s_{i+1}$  分别为隧道开挖地层损失下差分结点( $i-1$ ),  $i$  及( $i+1$ )处的土体沉降 (m)。

应用式 (16), 共可建立  $(n+1-3m)$  个代数方程。

假定边界条件为管线端部弯矩和剪力为零, 即

$$M_3 = 0, \quad (17a)$$

$$M_{n+3} = 0, \quad (17b)$$

$$Q_3 = 0, \quad (17c)$$

$$Q_{n+3} = 0, \quad (17d)$$

式中,  $M_3$  和  $M_{n+3}$  分别为管线端部差分结点 3 和( $n+3$ )处的管线挠曲(N·m),  $Q_3$  和  $Q_{n+3}$  分别为管线端部差分结点 3 和( $n+3$ )处的管线截面剪力 (N)。下文中,  $M_i$  为差分结点  $i$  处的管线弯矩。

联立式 (4), (11) 可得

$$Q = -EI \frac{d^3 w(x)}{dx^3}. \quad (18)$$

将标准一阶中心差分公式<sup>[19]</sup>代入式 (11), (18), 结合式 (17), 可得

$$-EI \frac{w_2 - 2w_3 + w_4}{l^2} = 0, \quad (19a)$$

$$-EI \frac{w_{n+2} - 2w_{n+3} + w_{n+4}}{l^2} = 0, \quad (19b)$$

$$-EI \frac{-w_1 + 2w_2 - 2w_4 + w_5}{2l^3} = 0, \quad (19c)$$

$$-EI \frac{-w_{n+1} + 2w_{n+2} - 2w_{n+4} + w_{n+5}}{2l^3} = 0. \quad (19d)$$

式 (16) 和式 (19a) ~ (19d) 组成包含  $(n+5-3m)$  个方程的线性代数方程组。

### 2.2 接头区段差分方程的构建

通过增设虚拟变位的方法使得管线挠度在接头位置满足连续可导条件, 进而列出差分方程。

如图 6 所示, 设差分结点  $j$  处于接头位置, 其挠

度为  $w_j$ 。接头左右两边相邻的 4 个差分结点的挠度依次为  $w_{i-2}, w_{j-1}, w_{j+1}$  及  $w_{j+2}$ , 相应地增设 4 个虚拟变位  $w'_{j-2}, w'_{j-1}, w'_{j+1}$  及  $w'_{j+2}$ , 使接头位置满足转角连续条件 (即挠度连续且可导)。

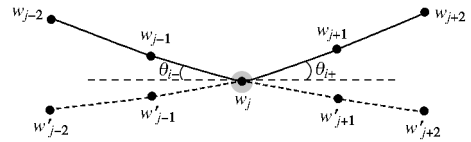


图 6 管线接头增设虚拟变位示意

Fig. 6 Illustration of setup of virtual deflections at pipe joint

因管线接头视为旋转弹簧, 故其弯矩  $M_j$  可表示为

$$M_j = k_j (q_{j-} - q_{j+}), \quad (20)$$

式中,  $k_j$  为管线接头的转动刚度 (N·m/rad),  $\theta_{j-}$  和  $\theta_{j+}$  分别为接头左右两边管节的转角 (rad)。

首先, 结合 Euler-Bernoulli 梁的转角方程<sup>[17]</sup>与标准一阶中心差分公式<sup>[19]</sup>,  $M_j$  的差分表达为

$$M_j = \frac{k_j}{2l} (w'_{j+1} + w'_{j-1} - w_{j-1} - w_{j+1}). \quad (21)$$

假设接头结点  $j$  左右两边对应的标准管节的弯矩分别为  $M_{j-}$  和  $M_{j+}$ , 由弯矩连续条件可知

$$M_{j-} = M_{j+} = M_j. \quad (22)$$

结合式 (11) 和标准一阶中心差分公式<sup>[19]</sup>, 可得

$$M_{j-} = -EI \frac{w_{j-1} - 2w_j + w'_{j+1}}{l^2}, \quad (23)$$

$$M_{j+} = -EI \frac{w'_{j-1} - 2w_j + w_{j+1}}{l^2}. \quad (24)$$

联立式 (21) ~ (24), 求解得

$$w'_{j-1} = \frac{k_j l w_{j-1} + 2EI w_j - EI w_{j+1}}{EI + k_j l}, \quad (25)$$

$$w'_{j+1} = \frac{-EI w_{j-1} + 2EI w_j + k_j l w_{j+1}}{EI + k_j l}. \quad (26)$$

从而可将虚拟变位  $w'_{j-1}$  和  $w'_{j+1}$  消去。

其次, 结合 Euler-Bernoulli 梁的转角方程与高阶中心差分公式<sup>[19]</sup>,  $M_j$  亦可表达为

$$M_j = \frac{k_j}{12l} (-w'_{j-2} - w'_{j+2} + 8w'_{j-1} + 8w'_{j+1} - 8w_{j-1} - 8w_{j+1} + w_{j-2} + w_{j+2}). \quad (27)$$

结合式 (11) 和高阶中心差分公式<sup>[19]</sup>, 可得

$$M_{j-} = -\frac{EI}{12l^2} (-w_{j-2} + 16w_{j-1} - 30w_j + 16w'_{j+1} - w'_{i+2}), \quad (28)$$

$$M_{j+} = -\frac{EI}{12l^2} (-w'_{j-2} + 16w'_{j-1} - 30w_j + 16w_{j+1} - w_{i+2}). \quad (29)$$

联立式 (22), (27) ~ (29) 可得

$$w'_{j-2} + w'_{j+2} = \frac{1}{EI + 2k_j l} \{2k_j l [8(w'_{j-1} + w'_{j+1}) - 8(w_{j-1} + w_{j+1}) + (w_{j-2} + w_{j+2})] + EI [16(w'_{j-1} + w'_{j+1}) + 16(w_{j-1} + w_{j+1}) - 60w_j - (w_{j-2} + w_{j+2})]\} \quad (30)$$

将式(25), (26)代入式(30), 进而虚拟变位  $w'_{j-2}$  与  $w'_{j+2}$  之和亦可消去。

(1) 接头处差分结点的差分方程

接下来构建处于接头位置的差分结点满足的代数方程。

结合式(20)、Euler-Bernoulli 梁的转角方程<sup>[17]</sup>及标准一阶中心差分公式<sup>[19]</sup>, 推得

$$\frac{d^2 M}{dx^2} \Big|_{x=x_j} = \frac{k_j}{2l^3} [(w'_{j-2} + w'_{j+2}) - 2(w'_{j-1} + w'_{j+1}) - (w_{j-2} + w_{j+2}) + 2(w_{j-1} + w_{j+1})] \quad (31)$$

将式(25), (26), (30)代入式(21), (31), 消去虚拟变位, 加之标准一阶中心差分公式<sup>[19]</sup>, 代入式(12), 可得

$$\begin{aligned} & \frac{k_j}{2l^3} \left\{ \left[ 1 - \frac{2k_j l}{EI + 2k_j l} + \frac{EI}{EI + 2k_j l} \right] w_{j-2} + \left[ -2 + \frac{16k_j l}{EI + 2k_j l} - \frac{16EI}{EI + 2k_j l} \right] \right. \\ & \left. \left[ 2 - \frac{16k_j l}{EI + 2k_j l} - \frac{16EI}{EI + 2k_j l} \right] \frac{k_j l - EI}{k_j l + EI} w_{j-1} + \left[ \frac{60EI}{EI + 2k_j l} + \left( 2 - \frac{16k_j l}{EI + 2k_j l} - \frac{16EI}{EI + 2k_j l} \right) \frac{4EI}{k_j l + EI} \right] w_j + \right. \\ & \left. \left[ -2 + \frac{16k_j l}{EI + 2k_j l} - \frac{16EI}{EI + 2k_j l} \right] \right. \\ & \left. \left[ 2 - \frac{16k_j l}{EI + 2k_j l} - \frac{16EI}{EI + 2k_j l} \right] \frac{k_j l - EI}{k_j l + EI} w_{j+1} + \left[ 1 - \frac{2k_j l}{EI + 2k_j l} + \frac{EI}{EI + 2k_j l} \right] w_{j+2} \right\} + kD_p w_j - \\ & \frac{G_p b k_j}{l(k_j l + EI)} (w_{j-1} - 2w_j + w_{j+1}) \\ & = kD_p s_j - G_p D_p \left( \frac{s_{j-1} - 2s_j + s_{j+1}}{l^2} \right) \quad (32) \end{aligned}$$

式(32)即为接头处差分结点适用的代数方程, 代入该式,  $m$  个接头差分结点共可列  $m$  个代数方程。

(2) 接头相邻差分结点的差分方程

接下来构建处于接头位置前后相邻的差分结点满足的代数方程。

对于接头前后相邻的差分结点( $j-1$ )和( $j+1$ ), 将式(25), (26)代入式标准一阶中心差分公式<sup>[19]</sup>, 由式(15)可得

$$\begin{aligned} & \frac{EI}{l^4} \left[ w_{j-3} - 4w_{j-2} + \left( 6 - \frac{EI}{EI + k_j l} \right) w_{j-1} - \left( 4 - \frac{2EI}{EI + k_j l} \right) w_j + \frac{k_j l}{EI + k_j l} w_{j+1} \right] + kbw_{j-1} - \\ & G_p b \left( \frac{w_{j-2} - 2w_{j-1} + w_j}{l^2} \right) \\ & = kbs_{j-1} - G_p b \left( \frac{s_{j-2} - 2s_{j-1} + s_j}{l^2} \right) \quad (33) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \frac{EI}{l^4} \left[ \frac{k_j l}{EI + k_j l} w_{j-1} - \left( 4 - \frac{2EI}{EI + k_j l} \right) w_j + \left( 6 - \frac{EI}{EI + k_j l} \right) w_{j+1} - 4w_{j+2} + w_{j+3} \right] + \\ & kbw_{j+1} - G_p b \left( \frac{w_j - 2w_{j+1} + w_{j+2}}{l^2} \right) \\ & = kbs_{j+1} - G_p b \left( \frac{s_j - 2s_{j+1} + s_{j+2}}{l^2} \right) \quad (34) \end{aligned}$$

式(33), (34)分别为接头处差分结点的前后相邻结点适用的代数方程, 共可列  $2m$  个代数方程。

综上, 采用式(16), (19), (32) ~ (34), 共可列  $(n+5)$  个代数方程, 联立可求得  $(n+5)$  个未知量, 即差分结点  $i=1 \sim (n+5)$  处的管线挠度  $w_i$ 。

### 2.3 矩阵构建与求解

Selvadurai 等<sup>[20]</sup>给出了地基剪切刚度  $G_p$  的计算公式:

$$G_p = \frac{E_s H_t}{6(1+n_s)} y_t \quad (35a)$$

$$y_t = \frac{3 \sinh(g_p H_t) \cosh(g_p H_t) - g_p H_t}{2g_p H_t \sinh^2(g_p H_t)} \quad (35b)$$

式中,  $E_s$  为土体的弹性模量 ( $N/m^2$ ),  $n_s$  为土体的泊松比,  $H_t$  为地基剪切层厚度 (m),  $g_p$  为经验参数 ( $m^{-1}$ )。

地基反力系数  $k$  的确定采用 Yu 等<sup>[21]</sup>提出的考虑管线埋深效应的计算公式。

将各差分结点适用的代数方程整合成以下矩阵形式:

$$[K_p] \{w\} + [K_r] \{w\} - [K_{s1}] \{w\} = [K_r] \{s\} - [K_{s2}] \{s\} \quad (36)$$

式中  $[K_p]$  为管线的刚度矩阵;  $[K_r]$  为地基反力刚度矩阵;  $[K_{s1}]$  和  $[K_{s2}]$  为两个不同的地基剪切刚度矩阵;  $\{w\}$  为管线挠曲向量;  $\{s\}$  为隧道开挖地层损失在各差分结点位置产生的地层沉降向量。

由式(36)可求得

$$\{w\} = \left( [K_p] + [K_r] - [K_{s1}] \right)^{-1} \left( [K_r] - [K_{s2}] \right) \{s\} \quad (37)$$

各矩阵及向量由前述各差分结点的代数方程确定, 限于篇幅, 其具体形式不予展示。



表 1 原型尺寸和物理力学参数<sup>[22]</sup>

Table 1 Dimensions and characteristics of prototype

管线				隧道			土体	
$b/m$	$L/m$	$EI/(10^9 \text{ N}\cdot\text{m}^2)$	$k_j/(10^4 \text{ N}\cdot\text{m}\cdot\text{rad}^{-1})$	$z_p/m$	$R/m$	$z_0/m$	$E_s/\text{MPa}$	$n_s$
1.19	48.06	3.3149	4.47	4.165	2.25	11.25	10	0.3

### 3 实例验证与参数分析

#### 3.1 实例验证

Vorster<sup>[22]</sup>开展了一系列离心机模型试验研究在伦敦黏土中隧道开挖引起的带接头管线的形变响应。表 1 列出了模型试验所对应的原型尺寸与基本物理力学参数。试验分 2 组, 试验 1 和试验 2, 其预设的隧道开挖地层损失分别为 0.3% 和 2%。本文取模型试验结果所对应的原型数据进行分析。

图 7, 8 分别为试验 1 和试验 2 中管线挠曲的实测值和计算值。计算参数取值见表 2。

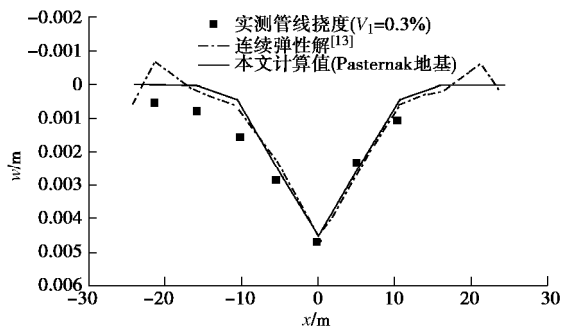


图 7 管线挠度的实测值与计算值(试验 1)

Fig. 7 Observed and calculated pipe deflections (Test 1)

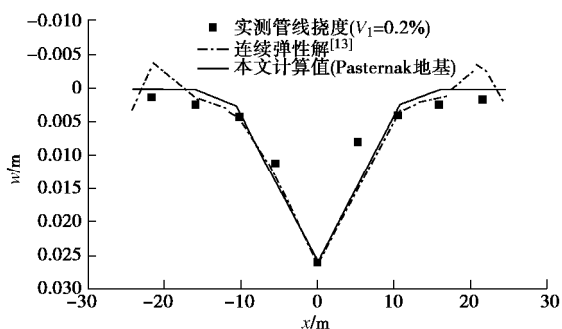


图 8 管线挠度的实测值与计算值(试验 2)

Fig. 8 Observed and calculated pipe deflections (Test 2)

表 2 计算参数取值

Table 2 Values of parameters used for calculation

参数	$K$	$V_l/\%$		$m$	$n$	$H_t$	$g_p/(m^{-1})$
		试验 1	试验 2				
	0.7	0.3	2	9	1000	$10b$	0.70

由图 7, 8 可见, 本文理论方法可以较好地预测带接头管线的挠曲, 能够描述管线在接头位置由于旋转而产生的尖角, 而且与 Zhang 等<sup>[13]</sup>基于连续介质弹性理论的计算结果十分接近。

试验 1 与试验 2 中预设的地层损失之比为 0.15; 两者实测及计算所得管线最大挠曲之比均为 0.18, 与其地层损失之比十分接近。由此可见, 管线最大挠曲与地层损失成正比, 近似呈线性关系。

在距离隧道轴线 10 m 范围内, 管线挠曲计算值与试验值十分吻合; 在 10 m 范围之外, 计算值稍小于实测。由此可见, 沿管线纵向, 本文计算管线挠曲线的斜率稍大于试验值。从工程应用的角度来看, 管线挠曲变形的斜率越大, 其损伤越严重。因此, 本文计算理论稍偏保守, 可以用来预测隧道开挖引起的非连续管线挠曲, 进而进行管线的损伤评估。

由图 7, 8 可见, 本文计算理论与连续弹性解<sup>[13]</sup>可靠度相当。但就计算过程而言, 连续弹性解<sup>[13]</sup>涉及复杂的积分运算, 数值求解过程依赖于精度设定, 求解较为困难; 相较而言, 本文理论计算过程仅涉及代数运算, 运算效率大为提高, 且计算结果受精度设定的影响较小。因此, 与连续弹性解<sup>[13]</sup>相比, 本文计算方法更适用于工程应用。

#### 3.2 参数分析

##### (1) 地基剪切刚度的取值

本文理论方法在管线与土体相互作用分析中引入了 Pasternak 地基模型, 上述算例验证了其适用性。在 Pasternak 地基模型中,  $G_p$  为描述地基剪切特性的关键参数, 其取值可由地基剪切层厚度  $H_t$  以及经验参数  $\gamma_p$  来确定。徐凌<sup>[23]</sup>建议在进行隧道与土体相互作用分析时取  $H_t$  为隧道直径的 2.5 倍。本文发现  $H_t$  约为管线直径的 10 倍,  $g_p$  约为  $0.7 \text{ m}^{-1}$ 。因地下管线直径一般小于隧道 (约为其 1/4 左右), 因此从地基剪切层厚度的绝对值来看, 本文  $H_t$  取值与徐凌的方法基本一致。

##### (2) 接头刚度与数量的影响

接下来以试验 2 为例, 分析接头刚度与数量对管线挠度的影响。

带接头管线有别于连续管线的显著特征是在其接头位置的刚度弱化。定义刚度比系数

$$R_s = \frac{k_j l}{EI} \quad (38)$$

表征接头转动刚度与标准管节抗弯刚度的比值。

试验 2 中,  $R_s$  的初始取值为  $6.48 \times 10^{-7}$ ; 其他参数保持不变, 增大管线接头转动刚度  $k_j$ ,  $R_s$  取为  $10^{-2}$ ,  $10^{-1}$ , 1, 分别计算管线弯矩。计算结果见图 9。图 9 中, “连续管线” 表示不考虑管线接头影响, 即将管线

视为连续管线的计算结果。由图 9 可见，刚度比系数会对管线挠曲形态和量值产生明显影响。在接头转动刚度较小的情况下，管线最大挠度相对较大，在接头位置转角突变明显；伴随刚度比系数的增大，即接头转动刚度的增强，管线最大挠度有降低的趋势，挠曲线形态逐渐向连续管线过渡；当  $R_s=1$  时，即接头转动刚度与标准管节抗弯刚度相当时，管线的挠曲形态与连续管线的挠曲基本相同。

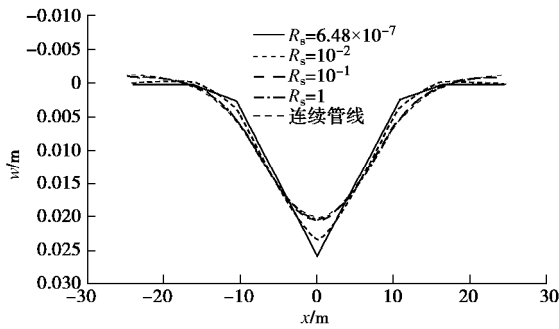


图 9 管线挠度的随  $R_s$  的变化(试验 2)

Fig. 9 Variation of pipe deflections with  $R_s$  (Test 2)

同样，其他参数不变，计算在不同接头数量下的管线挠曲。图 10 所示为接头数量分别为 0, 3, 7, 12, 29 时的计算管线挠曲，图 11 所示为管线最大挠度及其出现位置随接头数量的变化。计算中，接头均设置为等间距分布。由图 10, 11 可见，当管线接头数量小

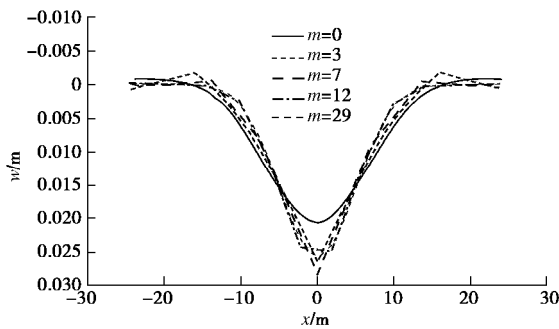


图 10 管线挠度的随  $m$  的变化(试验 2)

Fig.10 Variation of pipe deflections with  $m$  (Test 2)

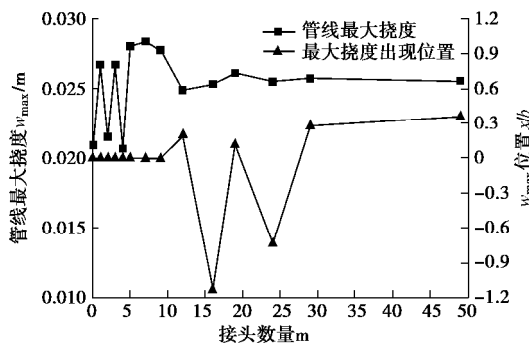


图 11 管线最大挠度及其出现位置随  $m$  的变化(试验 2)

Fig. 11 Variation of maximum pipe deflections and corresponding locations with  $m$  (Test 2)

于 12 时，接头数量及其分布对管线挠曲影响较大，对应的最大挠度一般出现在隧道轴线正上方或附近；当管线接头数量大于 12 时，管线最大挠度一般出现在距离隧道轴线水平距离  $1.2b$  范围内；伴随管线数量的增大，其对管线挠曲形态的影响作用逐渐削弱。

## 4 结 论

本文引入 Pasternak 地基模型推导得到了盾构隧道开挖地层损失引起非连续管线挠曲的有限差分解。通过实例验证与参数分析，主要得到以下 5 点结论。

(1) 本文计算理论适用于盾构隧道开挖地层损失引起非连续管线挠曲的计算，便于工程应用。

(2) Pasternak 地基模型适用于盾构隧道开挖引起非连续管线与土体的相互作用分析；在确定地基剪切刚度  $G_p$  时， $H_t$  与  $g_p$  分别建议取  $10b$  与  $0.7 \text{ m}^{-1}$ 。

(3) 盾构隧道开挖引起管线的最大挠曲随地层损失的增大而增大，两者近似呈线性关系。

(4) 接头刚度会对管线挠曲产生显著影响，伴随接头刚度增大，管线最大挠度递减，挠曲形态趋近于连续管线。

(5) 接头数量和分布对管线挠曲有一定影响。当接头数量小于 12 时，影响较为显著；当数量大于 12 时，其影响作用随接头数量的增大而逐渐削弱。

## 参考文献:

- [1] ATTEWELL P B, YEATES J, SELBY A R. Soil movements induced by tunnelling and their effects on pipelines and structures[M]. New York: Chapman and Hall, 1986.
- [2] VESIC A B. Bending of beams resting on isotropic elastic solid[J]. Journal of the Engineering Mechanics Division, 1961, **87**(2):35 - 54.
- [3] KLAR A, VORSTER T, SOGA K, et al. Soil-pipe interaction due to tunnelling: comparison between Winkler and elastic continuum solutions[J]. Géotechnique, 2005, **55**(6): 461 - 466.
- [4] KLAR A, MARSHALL A M. Shell versus beam representation of pipes in the evaluation of tunneling effects on pipelines[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2008, **23**(4): 431 - 437.
- [5] KLAR A, MARSHALL A M. Linear elastic tunnel pipeline interaction: the existence and consequence of volume loss equality[J]. Géotechnique, 2015, **65**(9): 788 - 792.
- [6] VORSTER T E B, KLAR A, SOGA K, et al. Estimating the effects of tunneling on existing pipelines[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2005,

- 131**(11): 1399 - 1410.
- [7] MARSHALL A M, KLAR A, MAIR R. Tunneling beneath buried pipes: view of soil strain and its effect on pipeline behavior[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2010, **136**(12):1664 - 1672.
- [8] KLAR A, ELKAYAM I, MARSHALL A M. Design oriented linear-equivalent approach for evaluating the effect of tunneling on pipelines[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2016, **142**(1): 04015062.
- [9] 王正兴, 缪林昌, 王冉冉, 等. 砂土中隧道施工对相邻垂直连续管线位移影响的模型试验研究[J]. *岩土力学*, 2013, **34**(增刊 2):143 - 149. (WANG Zheng-xing, MIAO Lin-chang, WANG Ran-ran, et al. Model test study of vertical buried continuous pipelines displacements affected by tunnelling in sand[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2013, **34**(S2): 143 - 149. (in Chinese))
- [10] SHI J W, WANG Y, NG C W W. Three-dimensional centrifuge modeling of ground and pipeline response to tunnel excavation[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2016, **142**(11): 04016054.
- [11] WANG Y, MOORE I D. Simplified design equations for joints in buried flexible pipes based on Hetényi Solutions[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2014, **140**(3): 04013020.
- [12] KLAR A, MARSHALL A M, SOGA K, et al. Tunneling effects on jointed pipelines[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2008, **45**(1): 131 - 139.
- [13] ZHANG C R, YU J, HUANG M S. Effects of tunnelling on existing pipelines in layered soils[J]. *Computers and Geotechnics*, 2012, **43**: 12 - 25.
- [14] 张陈蓉, 俞剑, 黄茂松. 隧道开挖对邻近非连续接口埋管的影响分析[J]. *岩土工程学报*, 2013, **35**(6): 1018 - 1026. (ZHANG Chen-rong, YU Jian, HUANG Mao-song. Responses of adjacent underground jointed pipelines induced by tunneling[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2013, **35**(6): 1018 - 1026. (in Chinese))
- [15] SHI J, WANG Y, NG C W. Numerical parametric study of tunneling-induced joint rotation angle in jointed pipelines[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2016, **53**(12): 2058 - 2071.
- [16] PASTERNAK P L. On a new method of analysis of an elastic foundation by means of two foundation constants[J]. *Gosudarstvennoe Izdatelstvo Literaturi po Stroitelstvu i Arkhitekture*, 1954, Moscow, USSR. (in Russian)
- [17] 孙训方, 方孝淑, 关来泰. 材料力学(I)[M]. 北京: 中国铁道出版社, 2002: 156 - 160. (SUN Xun-fang, FANG Xiao-shu, GUAN Lai-tai. *Mechanics of material (I)* [M]. Beijing: China Science Publishing House, 2002: 156 - 160. (in Chinese))
- [18] PECK R B. Deep excavations and tunneling in soft ground[C]// *Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Mexico City, 1969: 225 - 290.
- [19] 王磊, 李家宝. 结构分析的有限差分法[M]. 北京: 人民交通出版社, 1982: 4 - 11. (WANG Lei, LI Jia-bao. *Finite difference method in structural analysis*[M]. Beijing: China Communications Press, 1982: 4 - 11. (in Chinese))
- [20] SELVADURAI A P S, GLADWELL G M L. Elastic analysis of soil-foundation interaction[M]. New York: Elsevier Scientific Publishing Company, 1979: 14 - 27.
- [21] YU J, ZHANG C R, HUANG M S. Soil-pipe interaction due to tunnelling: assessment of Winkler modulus for underground pipelines[J]. *Computers and Geotechnics*, 2013, **50**(5): 17 - 28.
- [22] VORSTER T E B. Effects of tunnelling on buried pipes[D]. London: University of Cambridge, 2006.
- [23] 徐凌. 软土盾构隧道纵向沉降研究[D]. 上海: 同济大学, 2005. (XU Ling. Study on the longitudinal settlement of shield tunnel in soft soil[D]. Shanghai: Tongji University, 2005. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201907004

# 强夯的物质点法模拟及其能量转化规律分析

张芮瑜, 孙玉进, 宋二祥\*

(清华大学土木工程系土木工程安全与耐久教育部重点实验室, 北京 100084)

**摘要:** 提出大应力范围内的密度相关土体本构模型, 适用于分析强夯等作用下的土体变形问题。对刚柔接触算法进行了修正, 用物质点法结合提出的本构模拟了强夯过程。与其他数值模拟将荷载假设为三角形应力波作为输入荷载不同, 通过输入夯锤与土体的碰撞速度实现加载。模拟结果与承德机场 4 标段某处试验数据进行了对照, 吻合较好。提出强夯过程中的能量转化率的概念, 对能量转化的规律进行了研究, 为研究强夯问题提供了新视角。模拟分析表明, 能量转化率的提高不总意味着每击夯沉量的提高, 因为能量在较大范围的扩散可能导致高能量转化率下的低夯沉量; 剪切变形过程中吸收较多的塑性应变能, 可能会使体积压缩变形吸收的塑性应变能向局部集中。通过数值模拟还发现, 重锤低落时的能量转化率高于轻锤高落, 一般可产生更大的夯沉量。

**关键词:** 强夯; 密度相关土体本构模型; 物质点法; 能量转化率; 塑性应变能

中图分类号: TU472

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)07-1208-07

作者简介: 张芮瑜(1994—), 男, 博士研究生, 主要从事岩土数值计算的研究工作。E-mail: [zrylltsinghua@163.com](mailto:zrylltsinghua@163.com)。

## Simulation of dynamic compaction using material point method and analysis of its energy conversion law

ZHANG Rui-yu, SUN Yu-jin, SONG Er-xiang

(Department of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China)

**Abstract:** A density-dependent soil constitutive model for large stress range is proposed for the analysis of large deformation of soil subjected to high stresses under dynamic compaction. A rigid-flexible contact algorithm is further developed and the material point method combined with the proposed constitutive model is used to simulate the dynamic compaction process. In contrast to some previous numerical simulations, in which the input load is assumed to be a triangular stress wave, the loading procedure here is achieved by controlling the collision speed between the hammer and the soil. The computed results are in good agreement with the experimental data on the construction site of Chengde Airport. A new concept, the “energy conversion rate” in the process of dynamic compaction, is introduced, and the laws of energy conversion are studied, which provides a new perspective on the study of dynamic compaction. The numerical simulations indicate that an increase in the energy conversion rate does not necessarily mean an increase of the crater depth per impact, since the distribution of energy in a larger domain may result in a lower crater depth under a high energy conversion rate. A greater shear plastic strain energy absorption may contribute to a local concentration of the absorbed plastic strain energy in volume compression of soil. It is also found that the energy conversion rate under low drop of a heavy hammer is higher than that under high drop of a light hammer, and consequently produces in general a larger crater depth.

**Key words:** dynamic compaction; density-dependent soil constitutive model; material point method; energy conversion rate; plastic strain energy

## 0 引言

强夯是一种高效经济的地基处理方法, 利用夯锤自由下落后的动能产生较大冲击波和较高的动应力以提高土体的密实程度, 从而提高其强度、降低其压缩性, 对于黄土或填土可同时降低其湿陷性, 对可液化土可提升其抗液化能力等。密实程度的提高, 也有助于减小高填方地基的工后变形。强夯的基本思

想源自古老的夯击法, 作为一种现代地基处理技术, 它的形成和应用始于 Menard 等<sup>[1-2]</sup>。之后该法被世界工程界广泛关注和应用, 其加固机理和效果的研究也受到高度重视。

基金项目: 国家重点基础研究发展计划项目 (2014CB047003)

收稿日期: 2018-09-20

\*通讯作者 (E-mail: [songex@tsinghua.edu.cn](mailto:songex@tsinghua.edu.cn))

目前对强夯的研究主要通过试验与数值模拟。而强夯的数值模拟大多采用有限元方法<sup>[3-15]</sup>, 也有少数研究者如 Ebrahimian 等<sup>[16]</sup>采用了光滑粒子流体动力学方法 (smoothed particle hydro-dynamics, SPH), Pasdarpour 等<sup>[17]</sup>采用了模糊理论和基因算法, 贾敏才等<sup>[18]</sup>采用了离散元法。

本文采用较新的数值方法物质点法 (material point method, MPM)<sup>[19]</sup>, 改进了刚柔接触算法对强夯过程进行模拟, 与承德机场 4 标段某处强夯现场数据进行了对比。物质点法最先由 Sulsky 等<sup>[20]</sup>在 Harlow<sup>[21]</sup>、Dawson<sup>[22]</sup>、Brackbill 等<sup>[23]</sup>研究工作的基础上提出。它综合了拉格朗日方法和欧拉方法的优势, 易于追踪材料界面、物质边界, 记录变形历史, 又无网格畸变问题, 在模拟大变形问题方面, 有较高的计算精度和效率。经过不断发展, 产生了很多关于 MPM 的改进算法如 GIMP<sup>[24]</sup>和 DDMP<sup>[25]</sup>等。Solowski 等<sup>[26]</sup>曾采用 GIMP 方法对强夯置换过程进行过粗略的模拟。本文采用 DDMP 方法并结合适宜的本构和接触算法来进行强夯过程的模拟。

强夯模拟或理论分析过程中, 一些学者将土体视为弹性体, 如钱家欢<sup>[5]</sup>、王钟琦等<sup>[27-28]</sup>、孔令伟等<sup>[29]</sup>; 或视为黏弹性体, 如 Chow 等<sup>[3-4]</sup>。还有学者, 如 Pan 等<sup>[8]</sup>、Ebrahimian<sup>[16]</sup>、姚仰平等<sup>[14]</sup>, 则采用了较为简单的弹塑性模型如莫尔库仑模型。本文建立了适用于描述土体在大应力水平下的密度相关弹塑性本构模型, 适于分析诸如强夯作用下的土体变形问题。

对于强夯加固效果, 有输入能量相同的情况下, 是重锤低落还是轻锤高落更有效, 一直是工程中关心的问题, 一些学者通过数值模拟基于夯沉量的表现对此问题进行分析, 如杨建国等<sup>[9]</sup>、姚仰平等<sup>[14]</sup>, 但关于有关机理的研究还较少。本文分析了强夯过程中土体所吸收塑性应变能的变化规律, 从能量转化的角度尝试阐述其中的作用机理。

## 1 物质点法刚柔接触算法修正

物质点法采用拉格朗日与欧拉双重描述, 把连续体离散成质点, 质点携带所有物质信息如质量、位移、动量、能量等, 用来表征材料区域的运动变形状态, 规则的欧拉背景网格用于动量方程求解与空间导数计算, 插值函数用来完成质点和欧拉背景网格间的信息交互。每一时间步中, 物质点与背景网格固连, 物质信息从质点映射到网格结点, 在网格结点上建立动量方程并求解, 其后再映射回物质点, 网格结点上物质信息置零。该方法无需处理对流项且避免了网格畸变, 适于处理材料大变形问题。Zhang 等<sup>[25]</sup>将标准物质点

法的形函数梯度和 FLIP 里基于背景网格结点的形函数梯度加权平均建立了一种新的形函数梯度的计算方法, 以降低质点穿越背景网格时引起的数值振荡, 称为双域物质点法 (DDMP)。本文采用此物质点法, 在更新应力时使用 MUSL (modified update stress last)<sup>[30]</sup>格式。物质点法的控制方程、数值过程及具体程序实现可见文献[25, 31~33]。

夯锤撞击土体后, 并非与土体绑定, 其局部可与土体脱离。为较真实地模拟实际情况, 需采用适宜的接触处理技术。目前常用的接触算法为 Bardenhagen 接触算法<sup>[24]</sup>。其做法是每一时间步求出相互接触物体间的相互作用力, 然后据此修正互相接触的物体在接触区域内的背景网格结点速度。但对于很多土工接触问题, 结构体与土体之间刚度差异巨大, Bardenhagen 接触算法处理这种接触问题时不是很理想。

当结构相对于土体刚度很大时, 可以将结构近似视为刚体。黄鹏<sup>[34]</sup>针对刚柔接触问题提出了一种刚柔接触算法解决恒速运动的刚体与变形体的接触问题, 其原理为: 先不考虑接触, 只对变形体进行时间积分以得到其背景网格结点试速度; 再判断该节点试速度是否满足接触条件, 如不满足则该试速度为真实解; 如满足接触条件, 则进一步计算接触力, 通过接触力修正变形体的背景网格结点试速度, 使其满足非穿透条件。因该方法假设刚体速度为事先给定的常数, 与实际有一定差异。为此, 本文对以上刚柔接触算法进行了修正。接触判断前将两物体信息映射到各自背景网格上并独立求解运动方程, 之后判断接触情况, 统计柔性体 B 发生接触的背景网格结点总质量与总动量, 将其视为一个等效质点与刚体 A 碰撞, 碰撞后一起运动, 以此确定每个时间步初始时刚体 A 对应的各背景网格结点的速度。根据动量守恒, 修正后刚体 A 的速度为

$$v_i^{A,n+1/2} = \frac{m^{A,n} v_i^{A,n-1/2} + m^{B,n} v_i^{B,n-1/2}}{m^{A,n} + m^{B,n}} \quad (1)$$

然后再按黄鹏<sup>[34]</sup>所述算法修正柔性体 B 中发生接触的结点的速度。这里允许夯锤局部与土体脱离, 但当两者保持接触时忽略它们之间的相对滑移。根据 Wang 等<sup>[28]</sup>的现场观测, 夯锤与土体在接触面上的相对滑移很小, 上述假设是近似可行的。

为了克服数值振荡并加快计算收敛, 本文采用局部非黏性阻尼<sup>[35]</sup>和运动阻尼<sup>[36]</sup>。

## 2 密度相关土体本构模型

为刻画强夯作用下的变形特性, 孙玉进<sup>[31]</sup>提出一种基于经典弹塑性理论的密度相关土体本构模型, 以

较好描述大应力水平下的土体变形。

Bauer<sup>[37]</sup>通过大量试验发现,颗粒材料在大应力范围内的初始压缩中其孔隙比和压力的关系可表示为

$$e = e_0 \exp \left[ - \left( \frac{3p}{h_s} \right)^n \right] \quad (2)$$

式中  $e_0$  为压力为 0 时的孔隙比;  $h_s$  称为颗粒硬度, 是反映土颗粒骨架特性的一个参数;  $n$  为与土体性质相关的常数。该关系在  $\ln e - p^n$  平面内是一条直线, 其表达式可写为

$$\ln e = \ln e_0 - I_s p^n \quad (3)$$

参照回弹再压缩曲线与原始压缩曲线的关系, 可假设卸载再加载曲线在  $\ln e - p^n$  平面也为直线, 表达式为

$$\ln e = \ln e_k - k_s p^n \quad (4)$$

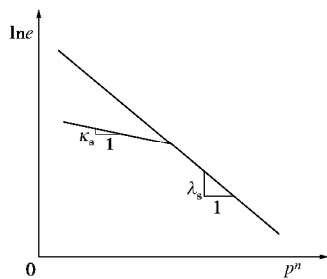


图 1  $\ln e - p^n$  平面内土体压缩—回弹曲线

Fig. 1 Compression and rebound curves of soil in  $\ln e - p^n$  plane

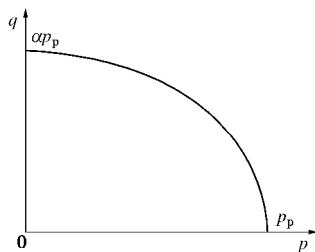


图 2 帽盖屈服面

Fig. 2 Cap yield surface

进而可得弹性体积模量为

$$K = \frac{1}{nk_s} \frac{1+e}{e} p^{1-n} \quad (5)$$

对黏性土, 式 (5) 修正为<sup>[31]</sup>

$$K = \frac{1}{nk_s} \frac{1+e}{e} (p + c \cot j)^{1-n} \quad (6)$$

相应地, 剪切模量为

$$G = \frac{3K(1-2n)}{2(1+n)} \quad (7)$$

塑性体积模量为

$$K_p = \frac{1}{n(I_s - k_s)} \frac{1+e}{e} (p + c \cot j)^{1-n} \quad (8)$$

弹塑性体积压缩模量为

$$K_{ep} = \frac{1}{nl_s} \frac{1+e}{e} (p + c \cot j)^{1-n} \quad (9)$$

这里定义  $m = 1 - n$  为刚度压力相关指数。

弹性体积模量与弹塑性体积模量的关系为

$$K = k_{ul} K_{ep} \quad (10)$$

式中,  $k_{ul}$  为卸载模量与加载模量比, 即图 1 中两直线斜率的比值  $I_s / k_s$ 。同样有塑性模量与弹塑性模量的关系为

$$K_p = \frac{k_{ul}}{k_{ul} - 1} K_{ep} \quad (11)$$

土体的本构模型考虑土体的剪切破坏和帽盖屈服。考虑土体剪切破坏的强度准则采用 MC 准则, 相应的塑性变形采用非关联流动法则, 其塑性势面为

$$g = s_1(1 - \sin y) - s_3(1 + \sin y) \quad (12)$$

式中,  $s_1$  和  $s_3$  分别是最大和最小主应力,  $y$  为剪胀角。

帽盖屈服相应的塑性变形采用相关联流动法则, 屈服面为椭圆<sup>[38]</sup>:

$$f = \frac{q^2}{M^2} + p^2 - p_p^2 = 0 \quad (13)$$

相应的塑性势面为

$$g = \frac{q^2}{M^2} + p^2 \quad (14)$$

式中,  $p_p$  为硬化参数, 其物理意义为土体等向压缩先期固结压力。  $q$  为广义修正剪应力<sup>[38]</sup>

$$q = s_1 - (1 - d)s_2 - ds_3 \quad (15)$$

$$d = \frac{3 + \sin j}{3 - \sin j} \quad (16)$$

此外, 正常固结侧压力系数取  $K_0^{nc} = 1 - \sin j$ , 用以生成土体中的水平向初始应力场。

以上提出的土体本构模型的土体刚度与土体密度及平均应力相关, 因此本文称之为密度相关土体本构模型 (density dependent soil model, DDSM)。此模型使用时需标定 8 个参数: 初始孔隙比  $e_0$ , 颗粒硬度  $h_s$ , 刚度压力相关指数  $m$ , 卸载模量与加载模量比  $k_{ul}$ , 泊松比  $n$ , 为黏聚力  $c$ , 内摩擦角  $j$ , 剪胀角  $y$ 。

### 3 现场试验的数值模拟及分析

#### 3.1 现场试验

本文采用物质点法模拟的强夯算例参照承德机场 4 标段某处强夯现场试验。该处填方区每 1 m 厚度分层填筑, 并用推土机排压, 剔除 0.8 m 粒径以上的大石块。试验填料是碎石料, 以安山岩、砂砾岩为主, 新鲜基岩饱和抗压强度大于 30 MPa。填筑完成后在此试验段进行多点强夯试验, 夯点布置见图 3。试验先在 #0 夯点夯击, 夯锤底面直径为 2.25 m, 质量为 20 t,

落距为 6.0 m, 夯击能 1200 kN·m。

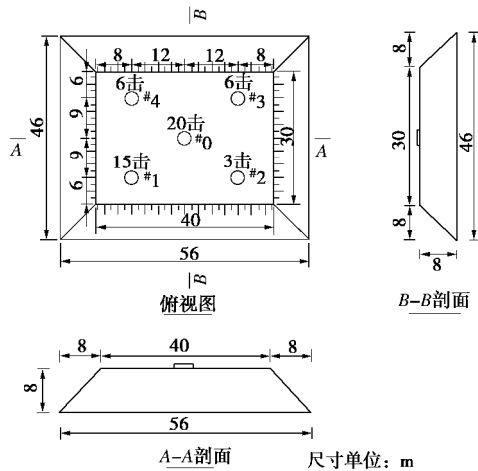


图 3 强夯方案设计图

Fig. 3 Dynamic compaction project design

本文仅对试验中心#0 夯点做数值模拟, 因试验结果在第 10 击时因大颗粒破碎致夯沉量突然变大, 连续介质力学方法难以模拟这样的颗粒破碎问题, 因此这里仅对前 9 击结果整理分析。试验给出的单击夯沉量见图 4, 整体上单击夯沉量随夯击次数增加而减小, 但第 5 击夯沉量突增, 可能是因为第 5 击较大颗粒破碎致夯沉量突然变大。本文采用的密度相关土体本构模型的两个参数需经夯沉量反分析确定, 需对连续介质力学难以解释的异常数据进行修正, 故将第 4 击与第 6 击夯沉量的平均值取作第 5 击夯沉量, 所得修正的累积夯沉量见图 5。

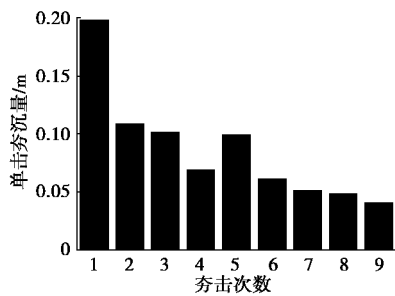


图 4 强夯试验单击夯沉量

Fig. 4 Crater depth of every strike

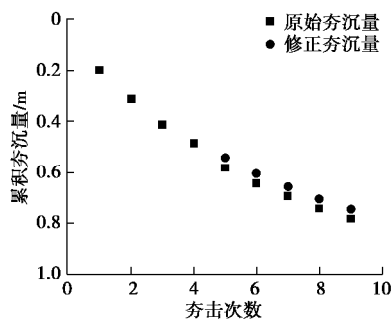


图 5 强夯试验累积夯沉量

Fig. 5 Cumulative crater depth

### 3.2 数值模拟

本文仅模拟#0 夯点, 该点位于试验段中心, 受填筑边界的影响小, 且具有对称性, 取以该点为中心的中间的矩形区域进行模拟, 为提高计算效率, 采用 1/4 模型, 尺寸见图 6。

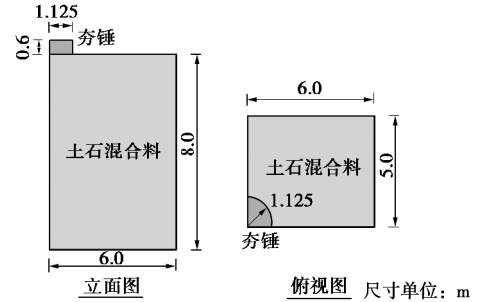


图 6 强夯数值模型剖面

Fig. 6 Profiles of numerical model

所采用物质点法离散模型计算单元尺寸为 0.2 m × 0.2 m × 0.2 m。夯锤附近土体变形大的区域物质点加密, 距夯锤中心 2 m 的范围内单元内物质点间距 0.05 m, 其他单元内物质点间距 0.1 m。

采用物质点法刚柔接触算法, 将夯锤视作刚体, 土体则采用前述密度相关土体本构模型, 材料参数见表 1, 其中的土体颗粒硬度  $h_s$  与刚度压力相关指数  $m$  参考 Herle 等<sup>[39]</sup>的一些试验数据并由现场试验所测前两击夯沉量经数值模拟反分析而得, 初始孔隙比  $e_0$  经试验确定, 其他参数由工程经验确定。

表 1 土体材料参数

Table 1 Material parameters of the soil

$e_0$	$h_s$ /MPa	$m$	$k_{ul}$	$n$	$c$ /kPa	$j$ /(°)	$\gamma$ /(°)
0.5	2600	0.7	8.0	0.3	5	35	0

夯击过程中, 体系能量空间上与传播距离平方成反比, 时间上因阻尼影响成指数衰减, 故能量在边界上反射很小, 对计算结果影响较小, 因而本文将底部与四周边界取为对称边界。为节省计算时间, 初始时刻夯锤与土体恰好接触, 每次夯击赋予其初速度 11 m/s, 9 次夯击每次计算 0.3 s, 前 0.2 s 取前述局部非黏性阻尼系数  $a_D=0.05$  用以克服数值振荡, 后 0.1 s 取  $a_D=0.8$  并施加运动阻尼以使土体中弹性应变能尽快耗散以达到静止, 计算过程持续 2.7 s, 时间步长因子取 0.2。本文数值模拟采用  $K_0$  法产生初始应力场。

数值模拟的 9 击夯沉量结果与实测结果的对比如图 7。各击夯沉量在前两击反分析所得参数条件下的预测结果与实测结果基本相符, 说明本文模型和数值模拟方法能够较准确反映此强夯过程中土石混合料主要变形特征。土体初始孔隙比为 0.5, 夯击结束后的土体孔隙比见图 8, 夯锤下土体最小孔隙比约为 0.25, 降低了 50%。孔隙比等值线近似呈椭球形, 随着深度

增大，孔隙比逐渐增大，水平方向上由于面波影响，约 2 m 厚的土层孔隙比略有下降。因计算过程中采用拉伸截断，对拉伸破坏的点不更新材料孔隙比。

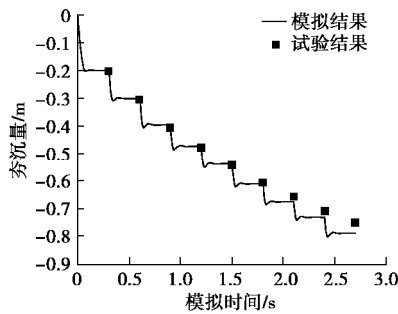


图 7 数值模拟结果与实测夯沉量对比

Fig. 7 Comparison between numerical results and measured crater depths

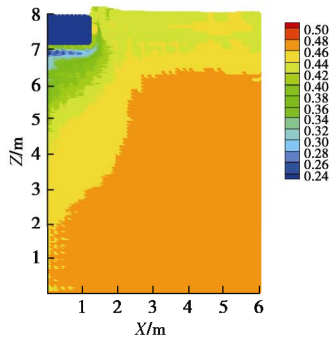


图 8 强夯结束后孔隙比分布

Fig. 8 Distribution of void ratio after dynamic compaction

夯击第 9 击开始后某瞬间竖向动应力云图见图 9，近似呈梯形向下传递，与 Mayne 等<sup>[40]</sup>的假设基本相符。但此某瞬时的分布并非最大动应力，按照贾敏才等<sup>[18]</sup>的研究，强夯过程中土体中各点的最大动应力并非同时发生，在深度方向上存在滞后性。

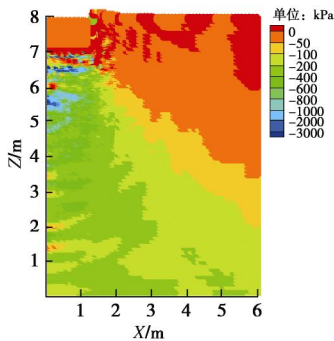


图 9 第 9 击开始后某瞬间竖向动应力分布

Fig. 9 Distribution of vertical dynamic stress at a certain moment after 9th strike

由图 10 可见，等向压缩先期固结压力的等值线近似呈椭圆形，在深度上呈指数衰减。椭圆在夯锤边缘处切线与水平方向的夹角基本为定值，数值上约为土体内摩擦角  $j$ 。先期固结压力等值线上的土体也同时处于相同帽盖屈服面上，而当土体应力状态在同一

帽盖屈服面上移动时， $de_v^p = 0$ ，亦即土体的塑性体应变相等，强夯过程中土体的体应变可认为基本是塑性体应变，亦即可认为总的体应变相等。也就是说，强夯后土体体应变的分布同等向压缩先期固结压力等值线一样，也是椭圆形，并随深度呈指数衰减，这与 Poran 等<sup>[41]</sup>、姚仰平等<sup>[14]</sup>的研究结果一致。

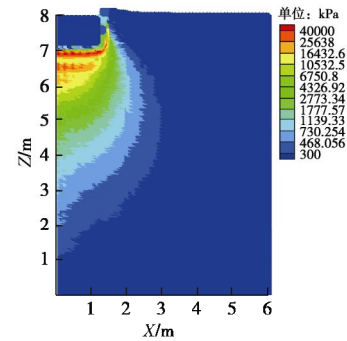


图 10 等向压缩先期固结压力（压力为正）

Fig. 10 Isotropic compressive preconsolidation pressures

强夯结束后土体竖向及水平位移见图 11。夯锤下三角形区域内土体竖向位移基本相同，此区域是在夯锤底部形成的刚性核，整体向下移动。夯锤侧面三角形区域内土体则发生了向上隆起。因摩擦作用的存在，夯锤底部水平位移为 0；由于侧向挤压，夯锤边缘水平位移最大，约 0.22 m，远离夯锤方向产生的水平位移逐渐变小。

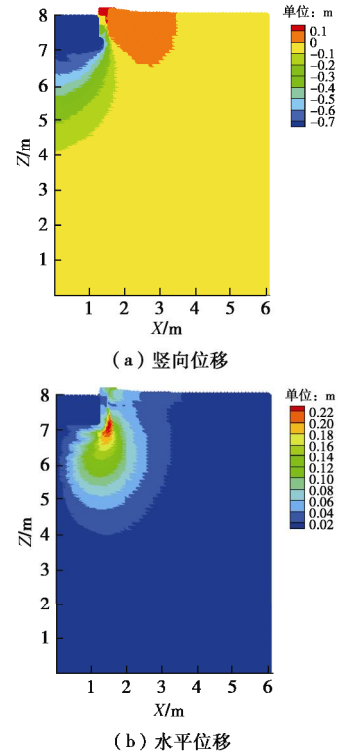


图 11 强夯结束后位移云图

Fig. 11 Distribution of displacement after dynamic compaction

对夯锤中心点下方土体考察竖向位移与应变，见图 12， $z=8\text{ m}$  对应于土体表面。沿深度方向竖向位移

整体衰减很快, 土体表面附近由于形成刚性核, 1 m 深度范围内土体竖向位移的衰减幅度相对小于 1~2 m 深度范围内土体竖向位移的衰减幅度; 竖向应变开始有所增加, 之后和竖向位移几乎同比例衰减, 同样说明在夯锤底部, 由于水平向摩擦力约束等因素, 土体不易膨胀, 其刚度大, 压缩性小, 形成了刚性核; 刚性核之下, 竖向应变和竖向位移几乎同比例衰减, 说明可认为竖向位移和应变为深度的指数函数 (只有指数函数导数和其本身同幅变化)。

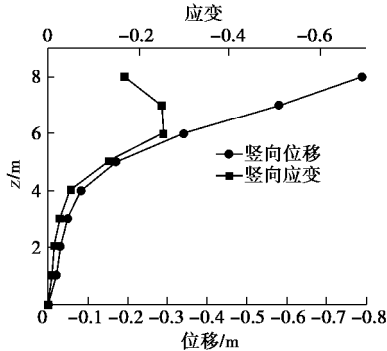


图 12 夯锤中心点下方土体竖向位移与应变

Fig. 12 Vertical displacements and vertical strains of soil under center point of hammer

实际工程应用中, 因夯锤撞击土体作用力极大, 锤底土体颗粒会发生破碎, 部分能量转化为颗粒表面能; 夯锤撞击土体时也会有部分能量转化为热能、声能等, 使土体起压缩作用的能量比夯锤动能要小。因此, 土体吸收的塑性应变能要小于夯击能。另外, 在本文模型中, 剪切变形吸收的塑性应变能对土体压缩未起直接作用, 仅体积压缩变形所吸收的塑性应变能对土体压缩起直接作用, 故本文定义夯击过程中的能量转化率为

$$h^{pv} = \frac{E_1^{pv}}{E_h} \quad (17)$$

$$E_1^{pv} = \iint p d e_v^p dV \quad (18)$$

式中  $E_1^{pv}$  为土体体积压缩变形吸收的塑性应变能,  $E_h$  为夯击能。

本文数值模拟给出夯击过程中土体所吸收能量的变化规律。塑性应变能如下计算: 每次夯击下发生的塑性应变增量与相应应力的乘积为塑性应变能密度增量, 将此塑性应变能密度增量在体积域上积分并对夯击次数求和即给出总的塑性应变能。图 13 给出了多击模拟下的能量转化率等能量比率关系。由图 13 可见, 本文定义的能量转化率随着夯击次数的增加在收敛地提高, 而剪切变形吸收的塑性应变能占总塑性应变能的比率则随着夯击次数的增加在下降, 相应地, 体积压缩变形吸收的塑性应变能占总塑性应变能的比率在上升。但是, 能量转化率随夯击次数的增加有收敛

地提升并不意味着每击的夯沉量将随着夯击次数的增加而增大。由累积塑性体应变大于 6% 的局部土体的能量转化率曲线可见, 除前两击外, 局部土体的能量转化率是在减少的。这是因为, 随着夯击次数的增加, 夯锤附近的土体的刚度不断增加, 压缩性减小, 附近土体能吸收的塑性应变能减小, 能量向近锤土体外围和更深处扩散。虽然体积压缩变形吸收的塑性应变能有收敛地增加了, 但因为能量向周围的扩散而并未使每击的夯沉量增大。局部土体前两击的能量转化率虽然在提升, 可能是因为前两击体积压缩变形吸收的塑性应变能主要使局部土体产生竖向塑性应变, 而随后几击侧向塑性应变也更加明显。

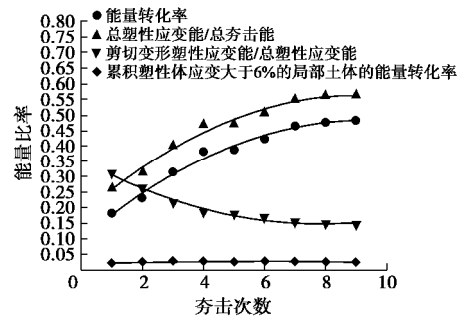


图 13 多击模拟的单击能量比率关系

Fig. 13 Energy ratio relationship for multi-tamping simulation

将夯击次数、锤底面积、夯锤厚度和提锤高度四个参数变化对夯沉量或上述某一能量比率的影响放在一起比较, 见图 14~17。由图 14 可见, 夯锤密度不变时, 夯沉量与夯击次数、夯锤厚度和提锤高度正相关, 与锤底面积轻微正相关。夯沉量和 4 个变量有较好的幂函数关系, 夯沉量和 4 个强夯参数的关系可以拟合为

$$\begin{aligned} u_z &= k_0 n_b^{0.626} A^{0.013} t_h^{0.773} H^{0.456} \\ &= k_1 n_b^{0.626} m^{0.773} A^{-0.760} H^{0.456} \\ &= k_1 n_b^{0.626} (mH^{0.5})^{0.634} (mH)^{0.139} A^{-0.760} \\ &= k_2 n_b^{0.626} P_h^{0.634} E_h^{0.139} A^{-0.760} \end{aligned} \quad (19)$$

式中  $n_b$  为夯击次数;  $A$  为夯锤底面积 ( $m^2$ );  $t_h$  为夯锤厚度 (m);  $H$  为提锤高度 (m);  $m$  为夯锤质量 (t);  $k_0, k_1$  及  $k_2$  是与上述变量无关的常数。

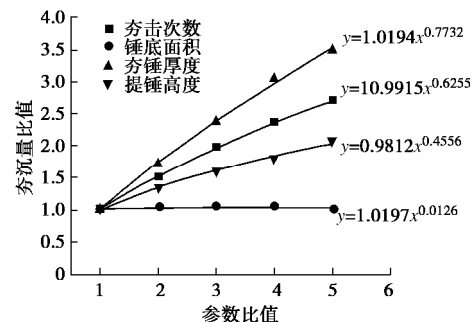


图 14 几个参数对夯沉量的影响

Fig. 14 Effects of several parameters on crater depth

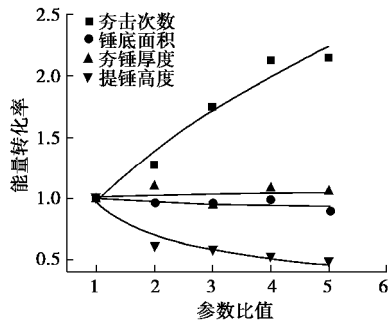


图 15 几个参数对能量转化率的影响

Fig.15 Effects of several parameters on energy conversion ratio

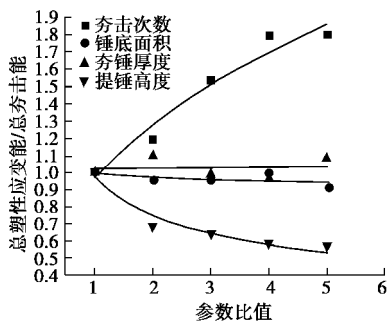


图 16 几个参数对总塑性应变能占总夯击能比率的影响

Fig.16 Effects of several parameters on ratio of total plastic strain energy to total tamping energy

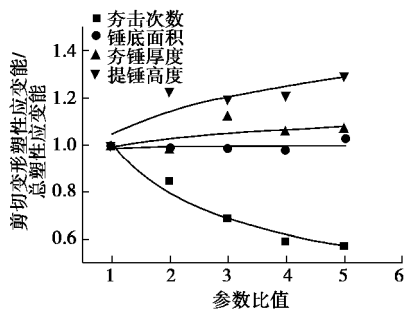


图 17 几个参数对剪切变形吸收的塑性应变能占总塑性应变能比率的影响

Fig. 17 Effects of several parameters on ratio of shear plastic strain energy to total plastic strain energy

由上式可见, 增加锤重  $t_h$  比增加落距使夯沉量增大得更显著, 即重锤低落较轻锤高落有效。同时, 提高夯锤动量比增加夯锤能量更有效。

由图 15, 16 可见, 不管是本文定义的能量转化率还是总塑性应变能占总夯击能的比率, 都与夯击次数正相关, 与提锤高度负相关, 与锤底面积和夯锤厚度的关系虽然并不明显, 但锤底面积和夯锤厚度对应的两个能量比率整体上小于夯击次数对应的比率值, 这可能是因为单击夯击能增大时, 土体相对更软弱易变形且缺乏弹性, 夯锤与土体的碰撞更接近于完全非弹性碰撞, 土体获得的动能占夯锤碰撞动能的比率更小。将以上两个能量比率对提锤高度的变化与对夯锤厚度的变化进行对比, 可以发现相同夯击能条件下, 后者的两个能量比率值更高, 即从能量的角度来看, 也可

推断重锤低落优于轻锤高落。由图 17 可见, 剪切变形吸收的塑性应变能占总塑性应变能的比率, 与夯锤厚度和提锤高度正相关。同时, 剪切变形吸收的塑性应变能占总塑性应变能的比率与夯击次数为负相关。有意思的是, 图 15 中的能量转化率和图 16 中的总塑性应变能占总夯击能的比率, 在提高夯击次数和锤底面积时分别比提高夯锤厚度和提锤高度时高, 但对于图 14 中的夯沉量和图 17 中的剪切变形吸收的塑性应变能占总塑性应变能的比率, 却是提高夯锤厚度和提锤高度时分别比提高夯击次数和锤底面积时高。能量转化率相对较低, 但夯沉量却较高, 可以理解为体积压缩变形吸收的塑性应变能向局部集中所致。那么, 根据提高夯锤厚度和提锤高度时剪切变形吸收的塑性应变能占总的塑性应变能的比率较高与夯沉量较大同步发生可以推断, 剪切变形吸收的塑性应变能在本文对能量转化率的定义中虽然并没有考虑进去, 但它可能对强夯效果的提升有很强的辅助作用, 剪切变形吸收的塑性应变能较大可能有助于体积压缩变形吸收的塑性应变能向局部集中。而提高夯击次数和增大夯锤底面积时, 剪切变形吸收的塑性应变能相对较少, 可能导致了体积压缩变形吸收的塑性应变能扩散增强, 向局部集中的能力相对减弱。

## 4 结 论

本文应用物质点法对强夯过程进行了模拟, 得到以下 4 点结论。

(1) 在已有工作基础上, 提出了土体在大应力范围内的密度相关本构模型, 适用于分析强夯等大应力作用下的土体变形问题。

(2) 对采用物质点法分析有关问题时的刚柔接触算法进行了发展修正, 较好实现了强夯过程中夯锤与土体的动力非线性接触过程的模拟, 较现有文献中将夯锤对土体的作用假设为三角形应力波的做法更为符合实际, 是一种模拟弹塑性动接触问题的创新。

(3) 定义了强夯过程中的能量转化率, 通过模拟分析对能量转化的相关规律进行了研究, 提供了研究强夯问题的新视角。

(4) 模拟分析表明, 能量转化率的提高不意味着每击夯沉量的提高; 剪切变形吸收较多的塑性应变能, 可有利于土体体积压缩变形吸收的塑性应变能向局部集中; 重锤低落时的能量转化率高高于轻锤高落, 一定程度上有利于前者产生更大的夯沉量。

## 参考文献:

[1] MENARD L. Discussion of dynamic compaction in ground

- treatment by deep compaction[M]. London: Institute of Civil Engineers, 1975: 106 - 107.
- [2] MENARD L, BROISE Y. Theoretical and practical aspects of dynamic consolidation[J]. Géotechnique, 1975, **25**(1): 3 - 18.
- [3] CHOW Y K, YONG D M, YONG K Y, et al. Dynamic compaction analysis[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1992, **118**(8): 1141 - 1157.
- [4] CHOW Y K, YONG D M, YONG K Y, et al. Dynamic compaction of loose sand deposits[J]. Soils & Foundations, 1992, **32**(4): 93 - 106.
- [5] 钱家欢, 帅方生. 边界元法在地基强夯加固中的应用[J]. 中国科学: 数学 物理学 天文学 技术科学, 1987(3): 107 - 114. (QIAN Jia-huan, SHUAI Fang-sheng. Application of boundary element method in dynamic compaction reinforcement of foundation[J]. Scientia Sinica, 1987(3): 107 - 114. (in Chinese))
- [6] 孔令伟, 袁建新. 强夯时地基土的应力场分布特征及应用[J]. 岩土力学, 1999, **20**(3): 13 - 19. (KONG Ling-wei, YUAN Jian-xin. Stress field distribution characteristics and applications of foundation soil during dynamic compaction[J]. Rock and Soil Mechanics, 1999, **20**(3): 13 - 19. (in Chinese))
- [7] 蒋 鹏, 李荣强, 孔德坊. 强夯大变形冲击碰撞数值分析[J]. 岩土工程学报, 2000, **22**(2): 222 - 226. (JIANG Peng, LI Rong-qiang, KONG De-fang. Numerical analysis of large deformation impact and collision properties during dynamic compaction[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2000, **22**(2): 222 - 226. (in Chinese))
- [8] PAN J L, SELBY A R. Simulation of dynamic compaction of loose granular soils[J]. Advances in Engineering Software, 2002, **33**(7): 631 - 640.
- [9] 杨建国, 彭文轩, 刘东燕. 强夯法加固的主要设计参数研究[J]. 岩土力学, 2004, **25**(8): 1335 - 1339. (YANG Jian-guo, PENG Wen-xuan, LIU Dong-yan. Research of choosing tamping factors for dynamic consolidation method[J]. Rock and Soil Mechanics, 2004, **25**(8): 1335 - 1339. (in Chinese))
- [10] 蔡袁强, 陈仁伟, 徐长节. 强夯加固机理的大变形数值分析[J]. 浙江大学学报(工学版), 2005, **39**(1): 65 - 69. (CAI Yuan-qiang, CHEN Ren-wei, XU Chang-jie. Numerical analysis of dynamic compaction using large deformation theory[J]. Journal of Zhejiang University (Engineering Science), 2005, **39**(1): 65 - 69. (in Chinese))
- [11] 付 乐. 工程碎石土基本力学特性与强夯加固机理研究[D]. 北京: 北京科技大学, 2015: 77 - 93. (FU Le. Research on the basic mechanical properties of engineering gravelly soil and dynamic compaction strengthening mechanism[D]. Beijing: University of Science and Technology Beijing, 2015: 77 - 93. (in Chinese))
- [12] 张北战, 姚仰平, 方雨菲. 填土地基强夯加固效果研究[J]. 地震工程学报, 2015, **37**(7): 30 - 34. (ZHANG Bei-zhan, YAO Yang-ping, FANG Yu-fei. Reinforcement effect of dynamic compaction on a backfilled foundation[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2015, **37**(7): 30 - 34. (in Chinese))
- [13] THILAKASIRI H S, GUNARATNE M, MULLINS G, et al. Investigation of impact stresses induced in laboratory dynamic compaction of soft soils[J]. International Journal for Numerical & Analytical Methods in Geomechanics, 2015, **20**(10): 753 - 767.
- [14] 姚仰平, 张北战. 基于体应变的强夯加固范围研究[J]. 岩土力学, 2016, **37**(9): 2663 - 2671. (YAO Yang-ping, ZHANG Bei-zhan. Reinforcement range of dynamic compaction based on volumetric strain[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, **37**(9): 2663 - 2671. (in Chinese))
- [15] 向泽华, 胡焕校, 吴高权. 强夯作用下土体动力特性的数值模拟[J]. 水资源与水工程学报, 2015(6): 207 - 211. (XIANG Ze-hua, HU Huan-xiao, WU Gao-quan. Numerical simulation of dynamic characteristics of soil under role of strong compaction[J]. Journal of Water Resources and Water Engineering, 2015(6): 207 - 211. (in Chinese))
- [16] EBRAHIMIAN B. Numerical simulation of soil compaction by impact using smoothed particle hydrodynamics (SPH) method[C]// International Conference on Modeling, Simulation and Applied Optimization. Sharjah, 2009.
- [17] PASDARPOUR M, GHAZAVI M, TESHNEHLAB M, et al. Optimal design of soil dynamic compaction using genetic algorithm and fuzzy system[J]. Soil Dynamics & Earthquake Engineering, 2009, **29**(7): 1103 - 1112.
- [18] 贾敏才, 吴邵海, 叶建忠. 基于三维离散元法的强夯动力响应研究[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2015(3): 70 - 76. (JIA Min-cai, WU Shao-hai, YE Jian-zhong. Discrete element modeling of dynamic compaction in granular soils using PFC3D[J]. Journal of Hunan University Natural Sciences, 2015(3): 70 - 76. (in Chinese))
- [19] 张 雄, 廉艳平, 刘 岩, 等. 物质点法[M]. 北京: 清华大学出版社, 2013: 38 - 102. (ZHANG Xiong, LIAN Yan-ping, LIU Yan. Material point method[M]. Beijing: Tsinghua University Press, Beijing, 2013: 38 - 102. (in Chinese))

- [20] SULSKY D, CHEN Z, SCHREYER H L. A particle method for history-dependent materials[J]. *Computer Methods in Applied Mechanics & Engineering*, 1993, **118**(1/2): 179 - 196.
- [21] HARLOW F. A machine calculation method for hydrodynamic problems[R]. Los Alamos: Los Alamos Scientific Laboratory, 1955.
- [22] DAWSON J M. Particle simulation of plasmas[J]. *Review of Modern Physics*, 1983, **55**(55): 403.
- [23] BRACKBILL J U, RUPPEL H M. FLIP: a method for adaptively zoned, particle-in-cell calculations of fluid flows in two dimensions[J]. *Journal of Computational Physics*, 1986, **65**(2): 314 - 343.
- [24] BARDENHAGEN S G, KOBER E M. The generalized interpolation material point method[J]. *Computer Modeling in Engineering & Sciences*, 2004, **5**(6): 477 - 495.
- [25] ZHANG D Z, MA X, GIGUERE P T. Material point method enhanced by modified gradient of shape function[J]. *Journal of Computational Physics*, 2011, **230**(16): 6379 - 6398.
- [26] SOŁOWSKI W T, SLOAN S W, KANTY P T, et al. Numerical simulation of a small scale dynamic replacement stone column creation experiment[C]// *International Conference on Particle-based Methods-Fundamentals and Applications*. Stuttgart, 2013: 522 - 533.
- [27] 王钟琦, 邓祥林. 强夯机理及其环境影响[C]// *中国土木工程学会土力学及基础工程学术会议论文选集*. 北京, 1983. (WANG Zhong-qi, DENG Xiang-lin. Dynamic mechanism and its environmental impact[C]// *Selected Works of the Conference of Soil Mechanics and Basic Engineering of China Civil Engineering Society*. Beijing, 1983. (in Chinese))
- [28] WANG Z Q, DENG X I. Mechanism of dynamic consolidation and its environmental effects[C]// *First International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*. St Louis, 1984.
- [29] 孔令伟, 袁建新. 强夯的边界接触应力与沉降特性研究[J]. *岩土工程学报*, 1998, **20**(2): 86 - 92. (KONG Ling-wei, YUAN Jian-xin. Study on surface contact stress and settlement properties during dynamic consolidation[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 1998, **20**(2): 86 - 92. (in Chinese))
- [30] SULSKY D, ZHEN S, SCHREYER H L. Application of a particle-in-cell method to solid mechanics[J]. *Computer Physics Communications*, 1995, **87**(1):236-252.
- [31] 孙玉进. 岩土大变形问题的物质点法研究[D]. 北京: 清华大学, 2017: 21 - 51. (SUN Yu-jin. Research on geotechnical problems involving extremely large deformation using the material point method[D]. Beijing: Tsinghua University, 2017: 21 - 51. (in Chinese))
- [32] 孙玉进, 宋二祥. 大位移滑坡形态的物质点法模拟[J]. *岩土工程学报*, 2015, **37**(7): 1218 - 1225. (SUN Yu-jin, SONG Er-xiang. Simulation of large-displacement landslide by material point method[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2015, **37**(7): 1218 - 1225. (in Chinese))
- [33] 廉艳平, 张帆, 刘岩, 等. 物质点法的理论和应用[J]. *力学进展*, 2013, **43**(2): 237 - 264. (LIAN Yan-ping, ZHANG Fan, LIU Yan, et al. Material point method and its applications. *Advances in Mechanics*, 2013, **43**(2): 237 - 264. (in Chinese))
- [34] 黄鹏. 金属及岩土冲击动力学问题的物质点法研究[D]. 北京: 清华大学, 2010: 99 - 102. (HUANG Peng. Material point method for metal and soil impact dynamics problems[D]. Beijing: Tsinghua University, 2010: 99 - 102. (in Chinese))
- [35] AL-KAFAJI I K J. Formulation of a Dynamic Material Point Method (MPM) for Geomechanical Problems[D]. Stuttgart: Uni Stuttgart - Universitätsbibliothek, 2013.
- [36] CUNDALL P A. Explicit finite-difference methods in geomechanics[J]. *Numerical Methods in Geomechanics*, 1976, **1**: 132 - 150.
- [37] BAUER E. Calibration of a comprehensive hypoplastic model for granular materials[J]. *Soils and Foundations*, 1996, **36**(1): 13 - 26.
- [38] SCHANZ T, VERMEER P A, BONNIER P G. The hardening soil model: formulation and verification[C]// *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*. Amsterdam, 1999: 281 - 296.
- [39] HERLE I, GUDEHUS G. Determination of parameters of a hypoplastic constitutive model from properties of grain assemblies[J]. *International Journal for Numerical & Analytical Methods in Geomechanics*, 2015, **4**(5): 461 - 486.
- [40] MAYNE P W, JONES J S. Impact stresses during dynamic compaction[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1983, **109**(10): 1342 - 1346.
- [41] PORAN C J, RODRIGUEZ J A. Impact behaviour of sand[J]. *Soils & Foundations*, 1992, **32**(4): 81 - 92.

DOI: 10.11779/CJGE201907005

# 水库运行期岸坡消落带红砂岩抗剪与抗压强度劣化机制

张振华, 王 野\*

(合肥工业大学土木与水利工程学院, 安徽 合肥 230009)

**摘 要:** 目前在水库运行期岸坡消落带环境条件模拟方面, 对消落带岩石在库水位周期性升降条件下宏观强度劣化规律进行研究时, 主要侧重于“湿干”交替作用环境条件的单一模拟, 鲜见对水库运行期岸坡消落带岩石所处的岸坡应力、“湿干”交替和库水渗透综合作用的真实环境条件进行模拟。自主研发了能模拟岸坡应力、“湿干”交替和库水渗透综合作用环境的水库岸坡消落带软岩三轴试验系统, 以三峡库区马家沟滑坡红砂岩为研究对象, 开展红砂岩的单轴、三轴压缩试验, 并分析了岩石试样的破坏模式; 同时, 通过扫描电镜 (SEM) 和 X 射线衍射 (XRD) 等测试方法, 获得红砂岩的微细观结构和黏土矿物成分随“湿干”交替作用次数增加的变化规律。研究表明: 红砂岩的峰值抗压强度随“湿干”交替作用次数增加逐渐劣化, 其中前 4 次“湿干”交替过程中, 峰值抗压强度劣化幅度较大; 第 6~8 次“湿干”交替过程中, 劣化幅度逐渐减小。随“湿干”交替作用次数的增加, 红砂岩的黏聚力也逐渐下降, 第 1~4 次“湿干”交替过程中, 黏聚力的下降幅度较大; 第 6~8 次“湿干”交替过程中, 黏聚力的下降幅度明显减小。随“湿干”交替作用次数的增加, 红砂岩的内摩擦角有所降低, 但变化规律不明显。红砂岩中的黏土矿物因水化反应产生不均匀膨胀、收缩, 导致碎屑矿物颗粒之间的胶结作用遭到一定程度的弱化, 在宏观上表现为抗剪强度、抗拉强度的劣化; 抗剪强度、抗拉强度的劣化使得红砂岩在轴向荷载的作用下更容易发生破坏, 是导致峰值抗压强度发生劣化的直接原因, 而红砂岩中胶结物胶结作用的变弱是红砂岩峰值抗压强度发生劣化的根本原因; 同时, 渗透压对峰值抗压强度、抗剪强度的劣化具有一定程度的促进作用。研究成果可为水库运行期岸坡稳定性动态分析与评价提供科学的依据。

**关键词:** “湿干”交替; 红砂岩; 强度劣化

中图分类号: TU457

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)07-1217-10

**作者简介:** 张振华(1977—), 男, 博士, 教授, 主要从事水库岸坡稳定性分析评价与加固工作。E-mail: [zenithzhang@sina.com](mailto:zenithzhang@sina.com)。

## Degradation mechanism of shear strength and compressive strength of red sandstone in drawdown areas during reservoir operation

ZHANG Zhen-hua, WANG Ye

(School of Civil Engineering, Hefei University of Technology, Hefei 230009, China)

**Abstract:** So far, the researches on the degradation of macroscopic strength of rock under cyclic wetting-drying conditions in the course of reservoir operation mainly focus on simulations of single environmental conditions without considering the combined actions of slope stresses, wetting-drying cycles and seepage water pressures. The triaxial test system of soft rock in the drawdown areas is developed independently to simulate the combined actions of slope stresses, wetting-drying cycles and seepage water pressures. The red sandstone from Majiagou landslide is selected as the study object. The uniaxial and triaxial compression tests on the red sandstone are carried out, and the failure modes are analyzed after each wetting-drying cycle. Meanwhile, the variation of microstructure and clay mineral content of red sandstone undergoing different numbers of wetting-drying cycles is always explored by means of the scanning electron microscopy (SEM) and X-ray diffraction (XRD). The results show that with the increasing number of wetting-drying cycles, the peak compressive strength of red sandstone decreases gradually. In the first four wetting-drying cycles, the peak compressive strength decreases obviously. After the sixth wetting-drying cycle, the decline trend of the peak compressive strength decreases gradually. With the increasing of wetting-drying cycles, the cohesion of red sandstone decreases gradually either, and the cohesion decreases a lot during the first four wetting-drying cycles. The reduction extent of cohesion is obviously reduced in the sixth to eighth wetting-drying cycles. The friction angle of red sandstone decreases with

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51579063, 51379106)

收稿日期: 2018-05-07

\*通讯作者 (E-mail: [yewangfylv@163.com](mailto:yewangfylv@163.com))

the increasing number of wetting-drying cycles, but the change rate is small. The uneven expansion and shrinkage of clay minerals caused by hydration reaction weaken the cementation between clastic mineral particles to a certain extent, which embodies the deterioration of shear strength and tensile strength on the macro level. The deterioration of shear strength and tensile strength makes red sandstone more vulnerable to failure under the action of axial loads, which is the direct reason for the deterioration of the peak compressive strength. The weak cementation of detrital minerals is the fundamental reason for the deterioration of the peak compressive strength. Meanwhile, the seepage water pressures can promote the deterioration of the peak compressive and shear strength to a certain extent. The research results can provide a scientific basis for the dynamic analysis and evaluation of the slope stability during the operation of reservoirs.

**Key words:** wetting-drying cycle; red sandstone; strength degradation

## 0 引言

三峡工程竣工以来,库水位以年为周期在 145~175 m 水位之间周期性升降,使得岸坡消落带区域岩土体长期遭受周期性“湿干”交替作用。而对于砂岩岸坡来说,“湿干”交替作用会对砂岩造成不可恢复的渐进性损伤<sup>[1]</sup>,进而对砂岩岸坡的稳定造成极为不利的影 响,严重时甚至发生失稳滑动。因此,研究水库岸坡消落带砂岩在“湿干”交替作用条件下的强度劣化规律及其作用机制,对水库岸坡的稳定性评价具有重要的意义。

近年来,国内外学者对涉水砂岩强度劣化的研究已经积累了一定的成果。周翠英等<sup>[2-3]</sup>研究了红砂岩的抗压强度、抗拉强度和抗剪强度随饱水时间的变化规律,结果表明:随着饱水时间的延长,红砂岩的各力学强度指标均逐渐降低,最终趋于稳定;姚华彦等<sup>[4]</sup>对“干湿”交替后饱和砂岩试样的各项力学参数进行测定,结果表明:经过不同次数的“干湿”交替作用后,砂岩的各项力学参数均呈现出不同程度的降低趋势;Li 等<sup>[5]</sup>对“湿干”交替作用后砂岩的抗剪强度劣化规律进行研究,结果表明:随“湿干”交替次数增加,砂岩的抗剪强度呈下降趋势;刘新荣等<sup>[6]</sup>、傅晏等<sup>[7-8]</sup>研究了干湿循环对砂岩力学特性的影响,并采用 SEM 电镜扫描和 CT 扫描等测试手段,研究了砂岩的微细观结构和细观损伤的演化规律;Zhang 等<sup>[9]</sup>对“湿干”交替作用下红砂岩的抗压强度、抗剪强度进行研究的同时,还对其劣化机制进行了详细的探讨;邓华锋等<sup>[10-14]</sup>研究了库水位的升降和浸泡—风干循环对砂岩、红层软岩的次生孔隙率、微细观结构等指标的影响,研究结果表明:库水位的升降变化和浸泡—风干循环作用均可对岩石试样造成不可逆的累积性损伤,且浸泡—风干的次数越多,库水压力的变化幅度越大,对岩石试样的损伤作用越明显。

上述成果为研究水库岸坡消落带岩石的宏观强度劣化规律及劣化机制奠定了良好的基础,但目前对于水库岸坡消落带环境条件模拟方面的研究,大多侧重

于“湿干”交替单一环境条件的模拟<sup>[4-9]</sup>,这些研究多采用自然浸泡法和真空抽气法对岩石试样进行饱和,然后将其置于恒温干燥容器中以较高的温度进行风干,这样做虽满足了“湿干”交替作用条件,但这与水库岸坡消落带的“湿干”交替、岸坡应力和库水渗透综合作用的环境条件不完全相符。文献[14]在试验设计的过程中虽然考虑了库水位升、降变化对砂岩、红层软岩的强度造成的影响,但未模拟岸坡消落带岩石所承受的岸坡应力。

基于上述,笔者自主研发了能模拟岸坡应力、“湿干”交替和库水渗透综合作用环境的水库岸坡消落带软岩三轴试验系统,以三峡库区马家沟滑坡红砂岩为研究对象,开展红砂岩试样的单轴、三轴压缩试验;通过扫描电镜(SEM)和X射线衍射(XRD)等测试方法,获得红砂岩微细观结构和黏土矿物含量随“湿干”交替作用次数增加的变化规律。最后,结合相关的试验结果,对红砂岩的抗剪强度、峰值抗压强度的劣化机制进行探讨。

## 1 试验设备研制

为了比较真实地模拟水库岸坡消落带的环境条件,笔者自主研发了能模拟岸坡应力、“湿干”交替和库水渗透综合作用环境的水库岸坡消落带软岩三轴试验系统(见图1),该系统由压力室、轴压传感器、反力支架、主机和自动控制与数据采集终端5个部分组成,具有轴压、围压、渗透压和温度控制4个模块。其中,渗透压控制模块可以为岩石试样提供渗透压力,用于模拟水库岸坡消落带岩石所处的渗透湿化条件;温度控制模块通过控制压力室的温度来模拟水库岸坡消落带红砂岩的干燥条件。围压、渗透压和温度控制3个模块协调配合,可以模拟岩石试样在岸坡应力作用条件下的渗透湿化过程和干燥过程,与常规的“湿干”交替作用环境相比,更加接近水库岸坡消落带岩石所处的真实环境条件;自动控制与数据采集终端可以实时控制试验过程、记录试验测得的各项数据。本

文利用该系统开展水库岸坡消落带红砂岩的单轴、三轴压缩试验, 可以更准确地获得消落带岩石的抗压强度和抗剪强度。

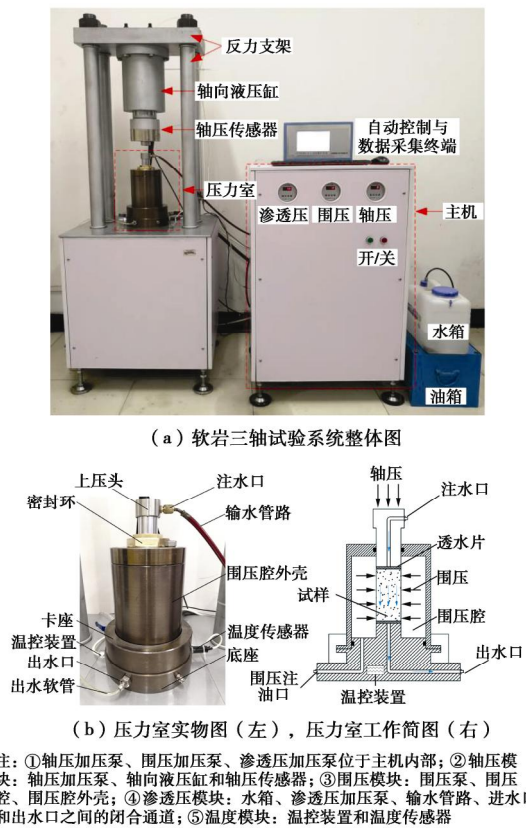


图 1 水库岸坡消落带软岩三轴试验系统

Fig.1 Triaxial compressive system for soft rocks in a drawdown area

利用水库岸坡消落带软岩三轴试验系统对水库岸坡消落带岩石所处的岸坡应力、“湿干”交替和库水渗透综合作用条件的模拟方式如下: ①初始岸坡应力模拟, 试样安装完成后, 在自动控制与数据采集终端上设定与岸坡应力相等的围压值和持续时间, 通过对试样的侧向施加围压的方式来模拟初始岸坡应力。②渗透湿化过程模拟, 首先连接好主机与压力室之间的输水管路, 然后在自动控制与数据采集终端上设定试验所需的渗透压及其作用时间。在设定的时间范围内, 根据设定的渗透压对红砂岩进行渗透湿化, 以此来模拟红砂岩的湿化过程。③干燥过程模拟: 将连接压力室与主机的输水管路断开, 在自动控制与数据采集终端上设定干燥温度和干燥时间, 来模拟红砂岩的干燥环境。

根据三峡水库的蓄水运行情况, 一个周期的库水位升降引起消落带岩石的一次“湿干”交替作用, 是通过让干燥状态的岩石试样经历一次渗透湿化过程和一次干燥过程来模拟实现的, “湿干”交替作用结束后, 岩石试样处于干燥状态。

## 2 试验设计

### 2.1 试验试样的加工与选取

本文试验所用的红砂岩试样取自三峡库区秭归县马家沟滑坡, 试样的颜色呈暗红色, 其初始参数如下: 密度为  $2.614 \text{ g/cm}^3$ , 干密度为  $2.600 \text{ g/cm}^3$ , 颗粒密度为  $2.499 \text{ g/cm}^3$ 。典型薄片鉴定结果表明, 红砂岩的胶结类型为孔隙式泥质胶结 (图 2), 主要由碎屑矿物和胶结物组成。通过对原状样进行 X 射线衍射分析 (XRD), 红砂岩原状样中主要含有石英 38%, 长石 19.1%, 方解石 11.6%, 伊利石 22%, 绿泥石 4.9%, 高岭石 4.4% 等矿物, 其中伊利石、绿泥石和高岭石等黏土矿物作为胶结物填充于石英、长石等碎屑矿物周围<sup>[15]</sup>。

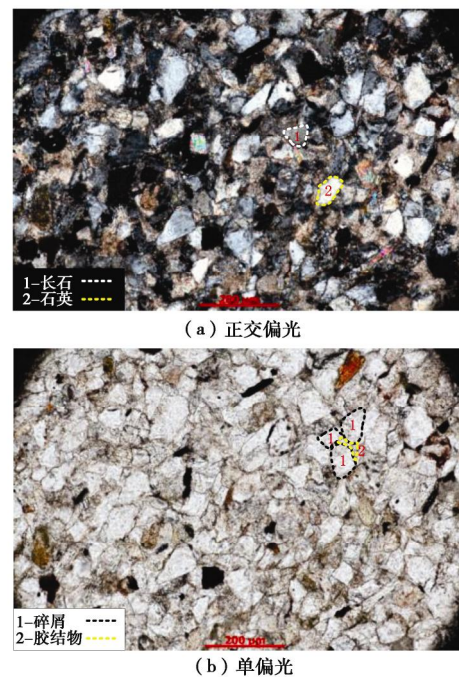


图 2 红砂岩典型薄片微观结构图<sup>[15]</sup>

Fig. 2 Microstructure of typical thin sections of red sandstone



图 3 红砂岩圆柱体标准试样

Fig. 3 Cylinder standard specimens of red sandstone

将现场取回的大块岩石试样, 进行钻取岩芯、端面切割和端面磨平 3 道工序, 加工成直径 50 mm、高 100 mm 的标准圆柱体试样 (见图 3), 试样的精度满足规范<sup>[16]</sup>的要求。开展试验前, 为了减小试验结果的

离散性,首先剔除不完整和表面具有明显裂隙的试样,并测试每个试样的密度和纵波波速,最后选取密度和纵波波速相近的试样进行单轴、三轴压缩试验。

## 2.2 试验条件

根据水库岸坡消落带的实际条件,对“湿干”交替过程中所需施加的岸坡应力、渗透压、干燥温度和三轴压缩试验过程中所需施加的围压分别进行确定,具体如下:①根据红砂岩取样位置的典型地质剖面图,建立岸坡数值网格模型,采用数值模拟的方法对模型的初始地应力场进行计算,获得取样区域高程 145 m 附近岩层的初始应力范围为 1~2 MPa,取其最大值 2 MPa 为“湿干”交替过程中施加的岸坡应力。②水库蓄水至 175 m 后,145 m 附近岩层承受的水头约为 30 m,因此在渗透湿化的过程中,对试样施加的渗透压为 0.3 MPa。③三峡库区秭归县近 4 a 内 5 月—9 月的平均气温约为 26℃,故取 26℃为试样的干燥温度。④根据规范<sup>[16]</sup>的相关要求,采取等差级数确定三轴压缩试验的围压值分别为 2, 4, 6 MPa。

## 2.3 试验方案

为了研究水库运行期岸坡消落带红砂岩在库水位周期性变化条件下峰值抗压强度、黏聚力和内摩擦角的劣化机制,本文选取三峡库区马家沟滑坡红砂岩为研究对象,按表 1 所述的试验方案开展相关试验。

## 3 试验结果与分析

### 3.1 预备试验结果

对 3 个红砂岩试样(编号分别为 A19、A10、A08)进行渗透湿化过程模拟,并根据自动控制与数据采集终端所记录的数据,绘制出累计渗水量随渗透湿化时间的变化曲线(见图 4),由图 4 可知:经历 48 h 后红砂岩试样 A19、A10、A08 的累计渗水量分别为 11.789, 11.055, 10.691 mL,平均值为 11.178 mL,此时,3 个试样的渗流流量(图 4 中渗透曲线的斜率)均达到比较稳定的状态,与出水口相连的出水软管中均有比较连续的渗流流出,所以当渗透湿化时间大于 48 h 且累计渗水量大于 11.2 mL 时,方可结束红砂岩试样的渗透湿化过程。根据红砂岩试样的渗透曲线,计算获得红砂岩试样的渗透系数为  $9.619 \times 10^{-9}$  cm/s。

表 1 红砂岩试样的试验方案

Table 1 Experimental procedures

试验编号	试样分组	试验类型	试验步骤
1	1 组(3 个试样)	预备试验	①将试样安装在压力室中,先施加 2 MPa 的岸坡应力,然后施加 0.3 MPa 的渗透压,观察压力室出水口的出水情况并绘制累计渗水量随渗透时间的变化曲线,当与出水口相连的出水软管中有比较连续的渗流流出,且红砂岩试样的渗流流量(渗透曲线的斜率)达到比较稳定的状态时,所经历的时间即为渗透湿化时间;②将完全湿化的试样从压力室中取出并称量其质量,然后将其置于恒温干燥箱中以 26℃进行干燥,每经历 1 h 称量一次质量,当试样的质量不再发生变化时所用的时间即为干燥时间
2	6 组(每组 12 个试样)	单轴、三轴压缩试验	①根据规范 <sup>[16]</sup> 的相关要求,每个围压状态(包括 0, 2, 4, 6 MPa)取 3 个试样进行平行试验,因此,在进行单轴、三轴压缩试验前,每组 12 个试样均需进行相应次数的“湿干”交替作用;②取第 1 组试样,置于 26℃恒温干燥箱中,烘干至恒重,作为初始干燥样(0 次“湿干”交替作用),直接进行单轴、三轴压缩试验;③将第 2~6 组试样分别安放在压力室中,对其进行 1, 2, 4, 6, 8 次“湿干”交替作用;④为了更准确模拟试样的应力条件,上述 2~6 组试样进行“湿干”交替作用后,直接在压力室中继续进行单轴、三轴压缩试验
3	6 组(每组 1 个试样)	扫描电镜(SEM)	①取第 1 组试样,置于 26℃恒温干燥箱中,烘干至恒重,作为初始干燥样;②将第 2~6 组试样分别安放在压力室中,对其进行 1, 2, 4, 6, 8 次“湿干”交替作用;③从上述 6 组试样上分别取下若干小岩块,再从岩块未受过扰动的新鲜面上刻取厚度约 1 mm、长宽约 5 mm 的薄片作为扫描电镜(SEM)的样品;④对准备好的样品进行扫描电镜(SEM)观测
4	6 组(每组 1 个试样)	X 射线衍射(XRD)	①再从试验 3 的 6 组试样上分别取下若干小岩块(约 20g)进行粉碎处理,并使其通过 0.075 mm 的标准筛,获得 6 组粒径小于 0.075 mm 的粉末状样品;②分别对该 6 组粉末状样品进行 X 射线衍射(XRD)测试分析

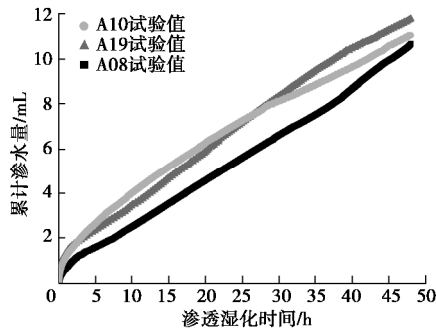


图 4 红砂岩累计渗水量随时间增加的变化曲线

Fig. 4 Variation in cumulative seepage volume of water with time

如图 5 所示,红砂岩试样在 26℃ 的恒温干燥箱中,经过 8 h 后质量基本不再发生变化, 因此确定一个水库运行周期内红砂岩的干燥时间为 8 h。

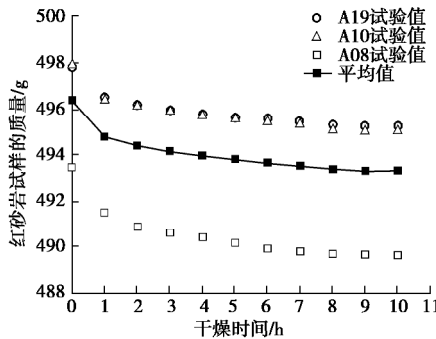


图 5 红砂岩试样的干燥时间

Fig. 5 Drying time of red sandstone specimens

### 3.2 红砂岩峰值抗压强度、抗剪强度试验结果

经历初始干燥状态及 1, 2, 4, 6, 8 次“湿干”交替作用后,红砂岩的黏聚力、内摩擦角和不同围压下的峰值抗压强度列于表 2, 三者的演化规律曲线见图 6~8。

根据表 2 和图 6 可以看出,随着“湿干”交替作用次数的增加,红砂岩在不同围压下的峰值抗压强度均呈指数关系下降,下降的趋势基本一致。以围压为 6 MPa 的峰值抗压强度为例,第 1, 2, 4 次“湿干”交替作用后,红砂岩的峰值强度劣化幅度较大,与初始干燥样相比,单次分别劣化了 12.77%, 8.91%, 6.98%;第 6, 8 次“湿干”交替作用后,峰值强度劣化幅度明显减小,单次分别劣化了 4.81%, 1.68%。

根据表 2 和图 7 可以得出,随着“湿干”交替作用次数的增加,红砂岩的黏聚力也呈指数函数关系下降,第 1, 2, 4 次“湿干”交替作用后,红砂岩的黏聚力劣化幅度较大,单次分别劣化了 10.71%, 11.02%, 13.07%;第 6, 8 次“湿干”交替作用后,红砂岩黏聚力的劣化幅度明显减小,单次分别劣化了 1.42%, 2.72%。

表 2 试验结果

Table 2 Test results

作用次数	围压值 $\sigma_3/\text{MPa}$	峰值强度 $\sigma_1/\text{MPa}$	黏聚力 $c/\text{MPa}$	内摩擦角 $\varphi/(\text{°})$
初次干燥状态	0	70.53	12.70	50.88
	2	90.54		
	4	102.91		
	6	118.72		
1	0	62.16	11.34	48.94
	2	73.17		
	4	90.13		
	6	103.56		
2	0	51.11	9.94	48.03
	2	68.38		
	4	78.29		
	6	92.98		
4	0	33.86	6.62	48.01
	2	51.04		
	4	60.13		
	6	76.41		
6	0	27.61	6.26	45.37
	2	48.84		
	4	58.01		
	6	64.99		
8	0	25.36	5.57	45.14
	2	42.64		
	4	51.44		
	6	61.00		

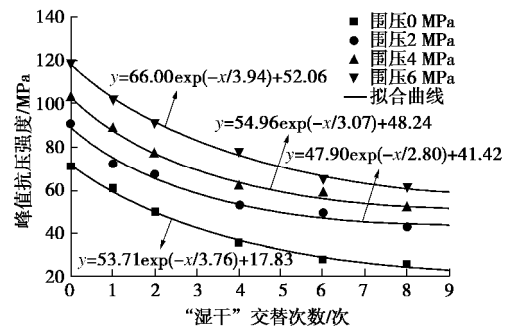


图 6 红砂岩的峰值抗压强度变化曲线

Fig. 6 Curves of peak compressive strength vs. numbers of wetting-drying cycles

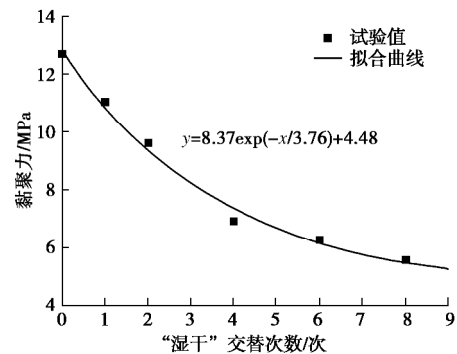


图 7 红砂岩黏聚力的变化规律

Fig. 7 Variation in cohesion with increasing number of wetting-drying cycles

由表 2 和图 8 可知,随着“湿干”交替作用次数的增加,相比黏聚力而言,红砂岩的内摩擦角劣化幅度较小且变化规律不明显,经过 8 次“湿干”交替作用后,内摩擦角仅劣化了 11.28%。

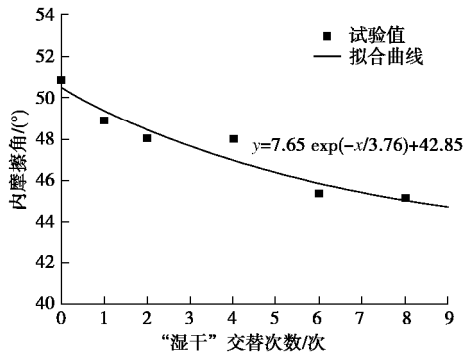


图 8 红砂岩内摩擦角的变化规律

Fig. 8 Variation in friction angle with number of increasing wetting-drying cycles

综上所述,经历 8 次“湿干”交替作用后,围压为 0, 2, 4, 6 MPa 的情况下,红砂岩的峰值抗压强度分别劣化了 64.04%, 52.90%, 50.01%, 48.62%;黏聚力、内摩擦角分别劣化了 56.14%, 11.28%。由此可知,红砂岩的峰值抗压强度和黏聚力对“湿干”交替作用较为敏感。

### 3.3 岩石试样的破坏模式

随“湿干”交替作用次数的增加,不同围压下红砂岩试样的破坏模式见图 9。围压为 0 MPa 时,红砂岩试样的破坏模式主要为张拉破坏,随着“湿干”交替作用次数的增加,张拉裂纹的数量逐渐增多;围压为 2~4 MPa 时,红砂岩试样上的张拉裂纹明显减少,主破坏模式为剪切破坏或 Y 型破坏,其中 Y 型破坏是张拉破坏和剪切破坏共同作用的结果<sup>[17]</sup>;围压为 6 MPa 时,红砂岩试样张拉裂纹的数量进一步减少,主破坏模式呈现为单一断面的剪切破坏。



图 9 红砂岩试样的破坏模式

Fig. 9 Failure modes of specimens

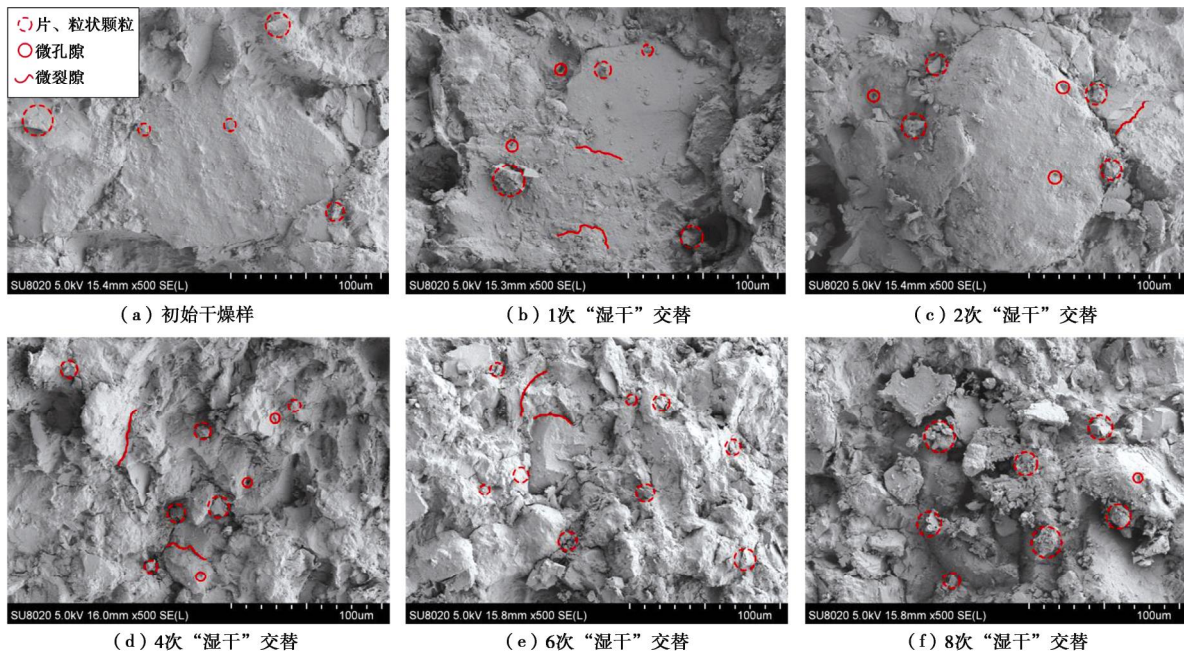


图 10 “湿干”交替作用下红砂岩的微细观形貌图 (×500)

Fig. 10 Microstructural photo of specimens under cyclic wetting-drying conditions (×500)

### 3.4 微细观结构的观测结果

采用场发射扫描电子显微镜 (SEM) 观察每次“湿干”交替作用后红砂岩试样的微细观结构, 观测结果见图 10。

红砂岩原始干燥样的表面微观结构比较紧密, 仅分布着少量的片状、粒状颗粒; 1 次“湿干”交替作用后, 红砂岩试样表面出现了少量的微孔隙、微裂隙; 2 次“湿干”交替作用后, 红砂岩表面微孔隙、微裂隙的数量明显增加, 表面结构不再紧密, 出现了明显的松散现象; 4 次“湿干”交替作用后, 红砂岩表面变得破碎, 并伴随着更多的粒状、片状颗粒从试样的表面脱落; 6 次“湿干”交替作用后, 红砂岩试样表面的破碎程度加剧, 粒状、片状颗粒进一步增多; 8 次“湿干”交替作用后, 与 6 次“湿干”交替的试样相比, 片状、粒状颗粒的数量略有增加。

### 3.5 黏土矿物组成及含量测试结果

对每次“湿干”交替作用后的红砂岩试样进行 X 射线衍射 (XRD) 测试分析。获得红砂岩中黏土矿物的含量随“湿干”交替作用次数增加的变化趋势 (见图 11)。

根据图 11 可知, 红砂岩黏土矿物含量随“湿干”交替作用次数的增加逐渐下降。第 1 次“湿干”交替作用后, 黏土矿物的总量下降的最为明显, 单次下降了 4.2%; 第 2、4 次“湿干”交替作用后, 黏土矿物总量的下降幅度略有减小, 单次下降含量分别为 2%, 1.5%; 第 6、8 次“湿干”交替作用后, 黏土矿物总量的下降幅度明显减小, 单次下降含量分别为 0.5%,

0.55%。

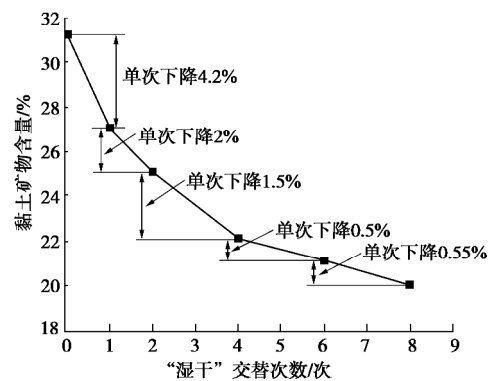


图 11 红砂岩中常见黏土矿物总量变化趋势

Fig. 11 Total variation trend of clay minerals of red sandstone

## 4 试验结果讨论

红砂岩的典型薄片鉴定结果 (见图 2) 表明: 红砂岩的胶结形式为孔隙式泥质胶结, 胶结物中主要含有伊利石、高岭石和绿泥石等黏土矿物, 而黏土矿物具有吸水体积膨胀, 失水体积收缩的特性, 伊利石的膨胀性较强, 高岭石、绿泥石相对较弱, 已有的研究成果表明<sup>[18]</sup>: 伊利石吸水膨胀后其体积会增加 50%~60%。另外, 在渗透压的作用下, 微裂隙端点处的应力集中现象容易诱使微裂隙进一步扩张, 此过程为黏土矿物的水化反应提供了更多的反应表面, 进而引起更多的黏土矿物发生水化反应, 因此渗透压对黏土矿物的水化反应具有一定的促进作用<sup>[13]</sup>。

在渗透湿化的过程中, 水分子在渗透压的作用下

首先沿着试样表面的微孔隙、微裂隙向其内部渗透,此时,胶结物中黏土矿物的水化反应和渗透压对水化反应的促进作用促使红砂岩内部的微裂隙发生扩张,对红砂岩的紧密结构,尤其是胶结物的结构造成一定程度的损伤。在干燥的过程中,黏土矿物的不均匀收缩使得部分微裂隙无法正常闭合,试样内部的损伤作用进一步加剧。因此,“湿干”交替作用会对红砂岩造成不可逆的损伤。由于伊利石、高岭石和绿泥石等黏土矿物存在于胶结物中,这种损伤对胶结物的影响较大,而对碎屑矿物(石英、长石)影响较小。实际上,砂岩的黏聚力取决于碎屑矿物颗粒间的胶结强度,内摩擦角取决于碎屑矿物颗粒的大小、排列方式等,所以在“湿干”交替作用下,红砂岩黏聚力的劣化幅度远大于内摩擦角。

在轴向荷载的作用下,岩石试样内部的初始损伤(微裂隙)周围形成显著的应力集中<sup>[19]</sup>,随着荷载的增大,微裂隙的端部所承受的局部拉应力、剪应力逐渐的大于红砂岩的抗拉强度、抗剪强度,致使红砂岩试样上产生宏观的张拉、剪切裂纹(图9(a)),最终发生破坏。在“湿干”交替作用下,红砂岩的黏聚力和内摩擦角发生劣化的同时,其抗拉强度也发生了一定程度的劣化<sup>[15]</sup>。对“湿干”交替作用后的红砂岩试样进行单轴、三轴压缩时,红砂岩试样上产生宏观的张拉、剪切裂纹所需的局部拉应力、剪应力较“湿干”交替作用前小,造成“湿干”交替作用后红砂岩试样的峰值抗压强度发生劣化。另外,围压对轴向荷载施加过程中轴向张拉裂纹的产生具有抑制作用,“湿干”交替作用次数相同的情况下,围压越大,抗拉强度对峰值抗压强度的影响越小,红砂岩的峰值抗压强度越大,其破坏模式越接近于单一断面的剪切破坏(图9(a)~(d))。

第1~4次“湿干”交替过程中,黏土矿物水化反应对红砂岩内部胶结物的损伤作用较强,使得峰值抗压强度和黏聚力大幅度劣化,微细观结构的变化情况可以较好的印证这一点,即随着“湿干”交替作用次数的增加,红砂岩试样的紧密结构(图10(a))逐渐变得松散(图10(c)),甚至变得破碎(图10(d));在黏土矿物水化反应对红砂岩的胶结物造成影响的同时,会有部分片状、粒状颗粒(包括黏土颗粒)从胶结物上脱落,在渗透压的作用下,这些细小颗粒会被渗透的水溶液带出孔隙,因此,胶结物中黏土矿物的含量也逐渐下降且幅度较大(图11)。

第6~8次“湿干”交替作用后,红砂岩的峰值抗压强度和黏聚力的劣化幅度明显减小,胶结物中的黏土矿物含量的下降幅度也逐渐减小(见图11),表明从胶结物上脱落下来的细小颗粒逐渐减少,黏土矿物

的水化反应对红砂岩胶结物的损伤作用逐渐减弱。从微细观结构变化情况来看,随着“湿干”交替作用次数的增加,红砂岩试样破碎程度和片、粒状颗粒的数量虽略有增加(图10(e)~(f)),但相对于第4次“湿干”交替作用(图10(d)),微细观结构的变化程度明显变小。

综上所述,红砂岩胶结物中黏土矿物发生水化反应引起胶结物的胶结强度变弱,致使红砂岩的抗拉强度、抗剪强度发生了劣化。抗剪、抗拉强度的劣化使得红砂岩在轴向压缩荷载的作用下更易发生破坏,峰值抗压强度发生劣化。峰值抗压强度、抗剪强度的劣化幅度主要取决于微细观结构和胶结物中黏土矿物含量的变化情况;而渗透压的作用引发微裂隙的扩张,促使更多的黏土矿物发生水化反应,对峰值抗压强度、抗剪强度劣化具有一定程度的促进作用。

## 5 结 论

(1) 本文自主研发了能模拟岸坡应力、“湿干”交替和库水渗透共同作用环境的水库岸坡消落带软岩三轴试验系统,与常规三轴试验系统相比,该系统既能更真实、有效地模拟水库岸坡消落带岩石所处的环境条件,又可以实时控制试验过程、自动记录试验获得的各项数据,为水库岸坡消落带红砂岩峰值抗压强度和抗剪强度的测定提供了良好的设备基础。

(2) 在岸坡应力、“湿干”交替与库水渗透综合作用条件下,红砂岩的黏聚力与内摩擦角均呈逐渐下降的趋势。在前4次“湿干”交替过程中,红砂岩的黏聚力下降幅度较大;第6~8次“湿干”交替过程中,黏聚力的下降趋势逐渐变缓。在整个“湿干”交替过程中,红砂岩内摩擦角的劣化幅度较小且变化规律不明显。经历8次“湿干”交替作用后,红砂岩的黏聚力和内摩擦角分别劣化了56.14%,11.28%。

(3) 在岸坡应力、“湿干”交替与库水渗透综合作用条件下,红砂岩的峰值抗压强度呈逐渐下降趋势。在前4次“湿干”交替过程中,红砂岩的峰值抗压强度呈大幅度下降趋势;第6~8次“湿干”交替过程中,峰值抗压强度的下降幅度逐渐减小。不同围压下的峰值抗压强度变化规律基本一致,经历8次“湿干”交替作用后,围压为0,2,4,6 MPa的条件下,红砂岩的峰值抗压强度分别下降了64.04%,52.90%,50.01%,48.62%。

(4) 在岸坡应力、“湿干”交替与库水渗透综合作用条件下,渗透压和黏土矿物的水化反应导致碎屑矿物颗粒周围的胶结物受到一定程度的损伤,是抗剪强度发生劣化的主要原因,而抗剪强度的劣化幅度主要取决于微细观结构和黏土矿物含量的变化情况。其

中,黏土矿物水化反应在抗剪强度劣化的过程中起主导作用,渗透压对抗剪强度的劣化起到一定程度的促进作用。

(5) 红砂岩经历“湿干”交替作用后,由于抗拉强度和抗剪强度发生劣化,在轴向压缩荷载的作用下,初始损伤(微裂隙)扩展成宏观的张拉、剪切裂纹所需的剪应力和拉应力随之下降,致使红砂岩试样的轴向抗压承载能力降底,最终导致其峰值抗压强度发生劣化。结合结论(4)可知,抗剪强度和抗拉强度发生劣化是红砂岩峰值抗压强度发生劣化的直接原因;红砂岩中胶结物的胶结作用变弱是红砂岩峰值抗压强度劣化的根本原因。

### 参考文献:

- [1] 张 鹏, 柴肇云. 干湿循环条件下砂岩强度劣化试验研究[J]. 金属矿山, 2013, **42**(10): 5 - 7. (ZHANG Peng, CHAI Zhao-yun. Sandstone strength degradation experiments under the condition of dry-wet circulation[J]. Metal Mine, 2013, **42**(10): 5 - 7. (in Chinese))
- [2] 周翠英, 彭泽英, 尚 伟, 等. 论岩土工程中水-岩相互作用研究的焦点问题——特殊软岩的力学变异性[J]. 岩土力学, 2002, **23**(1): 124 - 128. (ZHOU Cui-ying, PENG Ze-ying, SHANG Wei, et al. On the key problem of the water-rock interaction in geoenvironment: mechanical variability of special weak rocks and some development trends[J]. Rock and Soil Mechanics, 2002, **23**(1): 124 - 128. (in Chinese))
- [3] 周翠英, 邓毅梅, 谭祥韶, 等. 饱水软岩力学性质软化的试验研究与应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, **24**(1): 33 - 38. (ZHOU Cui-ying, DENG Yi-mei, TAN Xiang-shao, et al. Experimental research on the softening of mechanical properties of saturated soft rocks and application[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, **24**(1): 33 - 38. (in Chinese))
- [4] 姚华彦, 张振华, 朱朝辉, 等. 干湿交替对砂岩力学特性影响的试验研究[J]. 岩土力学, 2010, **31**(12): 3704 - 3708. (YAO Hua-yan, ZHANG Zhen-hua, ZHU Chao-hui, et al. Experimental study of mechanical properties of sandstone under cyclic drying and wetting[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(12): 3704 - 3708. (in Chinese))
- [5] LI K G, ZHENG D P, HUANG W H. Experiment research on shear characteristics of sandstone considering cyclic drying-wetting effect[J]. Disaster Advances, 2013, **6**: 83 - 87.
- [6] 刘新荣, 李栋梁, 张 梁, 等. 干湿循环对泥质砂岩力学特性及其微细观结构影响研究[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(7): 1291 - 1300. (LIU Xin-rong, LI Dong-liang, ZHANG Liang, et al. Influence of wetting-drying cycles on mechanical properties and microstructure of shaly sandstone[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(7): 1291 - 1300. (in Chinese))
- [7] 傅 晏, 刘新荣, 张永兴, 等. 水岩相互作用对砂岩单轴强度的影响研究[J]. 水文地质工程地质, 2009, **36**(6): 54 - 58. (FU Yan, LIU Xin-rong, ZHANG Yong-xin, et al. Study of the influence of water-rock interaction to the strength of sandstone[J]. Hydrogeology & Engineering Geology, 2009, **36**(6): 54 - 58. (in Chinese))
- [8] 傅 晏, 王子娟, 刘新荣, 等. 干湿循环作用下砂岩细观损伤演化及宏观劣化研究[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(9): 1653 - 1661. (FU Yan, WANG Zi-juan, LIU Xin-rong, et al. Meso damage evolution characteristics and macro degradation of sandstone under wetting-drying cycles[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(9): 1653 - 1661. (in Chinese))
- [9] ZHANG Z H, JIANG Q H, ZHOU C B, et al. Strength and failure characteristics of Jurassic Red-Bed sandstone under cyclic wetting-drying conditions[J]. Geophysical Journal International, 2014, **198**(2): 1034 - 1044.
- [10] 邓华锋, 李建林, 王孔伟, 等. 饱和-风干循环过程中砂岩次生孔隙率变化规律研究[J]. 岩土力学, 2012, **33**(2): 483 - 488. (DENG Hua-feng, LI Jian-lin, WANG Kong-wei, et al. Research on secondary porosity changing law of sandstone under saturation-air dry cycles[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, **33**(2): 483 - 488. (in Chinese))
- [11] 邓华锋, 李建林, 刘 杰, 等. 浸泡-风干循环作用对砂岩变形及破坏特征影响研究[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(9): 1620 - 1626. (DENG Hua-feng, LI Jian-lin, LIU Jie, et al. Influence of immersion-air dry circulation function on deformation and fracture features of sandstone[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(9): 1620 - 1626. (in Chinese))
- [12] 邓华锋, 李建林, 朱 敏, 等. 饱水-风干循环作用下砂岩强度劣化规律试验研究[J]. 岩土力学, 2012, **33**(11): 3306 - 3312. (DENG Hua-feng, LI Jian-lin, ZHU Min, et al. Experimental research on strength deterioration rules of sandstone under “saturation-air dry” circulation function[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, **33**(11): 3306 - 3312. (in Chinese))
- [13] 邓华锋, 周美玲, 李建林, 等. 水-岩作用下红层软岩力学特性劣化规律研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, **35**(增刊 2): 3481 - 3491. (DENG Hua-feng, ZHOU Mei-ling, LI Jian-lin, et al. Mechanical properties deteriorating change rule research of red-layer soft rock under water-rock interaction[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and

- Engineering, 2016, **35**(S2): 3481 - 3491. (in Chinese))
- [14] 邓华锋, 张恒宾, 李建林, 等. 水-岩作用对砂岩卸荷力学特性及微观结构的影响[J]. 岩土力学, 2018, **39**(7): 2344 - 2352. (DENG Hua-feng, ZHANG Heng-bin, LI Jian-lin, et al. Effect of water-rock interaction on unloading mechanical properties and microstructure of sandstone[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, **39**(7): 2344 - 2352. (in Chinese))
- [15] 张振华, 黄翔, 崔强. 水库运行期岸坡消落带红砂岩抗拉强度劣化机制[J]. 岩石力学与工程学报, 2017, **36**(11): 2731 - 2740. (ZHANG Zhen-hua, HUANG Xiang, CUI Qiang. Experimental study on tensile strength deterioration mechanisms of red sandstone during the operation of reservoir[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2017, **36**(11): 2731 - 2740. (in Chinese))
- [16] SL264—2001 水利水电工程岩石试验规程[S]. 2001. (SL264—2001 Specifications for rock tests in water conservancy and hydroelectric engineering[S]. 2001. (in Chinese))
- [17] 周辉, 孟凡震, 刘海涛, 等. 花岗岩脆性破坏特征与机制试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, **33**(9): 1822 - 1827. (ZHOU Hui, MENG Fan-zhen, LIU Hai-tao, et al. Experimental study on characteristics and mechanism of brittle failure of granite[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, **33**(9): 1822 - 1827. (in Chinese))
- [18] 刘长武, 陆士良. 泥岩遇水崩解软化机理的研究[J]. 岩土力学, 2000, **21**(1): 28 - 31. (LIU Chang-wu, LU Shi-liang. Research on mechanism of mudstone degradation and softening in water[J]. Rock and Soil Mechanics, 2000, **21**(1): 28 - 31. (in Chinese))
- [19] 凌建明. 压缩荷载条件下岩石细观损伤特征的研究[J]. 同济大学学报(自然科学版), 1993, **21**(2): 219 - 226. (LING Jian-ming. Study on the mesoscopical characteristics of rock damage under compressive loading[J]. Journal of Tongji University (Nature Science), 1993, **21**(2): 219 - 226. (in Chinese))

## 岩土及地下工程教育部重点实验室(同济大学) 2019年度开放课题申请指南

重点实验室自2007年2月由教育部正式批准在同济大学立项建设以来,按照教育部重点实验室的开放要求,自2008年起面向国内外公开征集开放基金项目,连续十年批准了50余项国内外访问学者的申请,取得了持续对外开放、合作与交流的良好效果。经研究,本年度继续设立专项开放研究基金,资助国内外学者和科技工作者来实验室开展科研工作。

**资助范围:** 开放课题应紧密围绕本重点实验室的主要研究方向,资助意义重大、具有重要科学意义和应用前景的研究项目。本年度开放课题主要资助的研究方向如下:①软土力学理论与变形稳定控制;②宏微观土力学理论与环境土工灾变;③岩土体多场耦合理论与灾害控制;④软弱岩土体地质灾害与防治加固;⑤地下工程安全理论与风险控制;⑥城市地下空间与岩体地下工程。

**申请资格:** 同济大学校外从事与岩土与地下工程有关的国内外高级、中级科技人员、青年科技工作者均可申请本实验室的开放基金。

**资助金额:** 申请者必须本着实事求是的原则申请资助金额,开放基金的资助强度一般每项不超过3万元,总计拟资助6至8项。

**项目执行期限:** 每个项目实施期限为两年,即2019年10月1日至2021年9月30日。

**考核标准:** 每个开放基金资助课题应在国际学术期刊发表1篇被SCI检索的论文(有正式的检索号),且同济大学合作者需列为论文的共同作者,作者单位之一必须标注为本重点实验

室,并注明课题批准号。

**项目的实施与管理:** 批准的开放课题资助经费实行一次核定,两批拨款。项目批准后,即拨付课题资助经费的50%至课题负责人所在单位;其余50%待课题结题验收后即拨付。项目负责人应当按照项目计划书组织开展研究工作,做好资助项目实施情况的原始记录,填写项目中期报告。自项目资助期满之日起60日内,项目负责人应当撰写结题报告、编制项目资助经费决算;取得研究成果的,应当同时提交研究成果报告。

如由于客观原因不能按期完成研究计划的,项目负责人应当于项目资助期限届满90日前提出延期申请,申请延长的期限不得超过1年。

**申报程序:** ①开放基金申请人应认真阅读有关申请说明,申报课题必须符合本实验室的研究方向,属于2019年资助研究内容的范畴,并具有本重点实验室固定研究人员合作。同济大学有关研究人员的介绍,可查阅:<http://geotec.tongji.edu.cn/keylab/yjry>;②本年度开放课题申请截止时间为2019年7月31日(以邮戳日期为准)。申请书须以纸质一式2份寄给:上海市杨浦区四平路1239号同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室(邮政编码200092),刘琦老师收(电话:021-65985200,13917983456 E-mail: [liuqi472@tongji.edu.cn](mailto:liuqi472@tongji.edu.cn)),除纸质申请材料,申请人须提供申请书及附件的电子文件(PDF格式),并注意纸质申请书与电子版申请书的内容应严格一致。③最终结果将于2019年10月公布。

(岩土及地下工程教育部重点实验室(同济大学) 供稿)

DOI: 10.11779/CJGE201907006

# 十字换乘地铁车站结构地震响应分析

王国波, 余淼坤, 袁明智, 李凯达

(武汉理工大学道路桥梁与结构工程湖北省重点实验室, 湖北 武汉 430070)

**摘要:** 换乘地铁车站结构由于其显著的空间效应以及其在地下交通线网中的重要性, 其抗震性能值得关注。基于某十字换乘车站结构, 建立其三维计算分析模型。其中将其简化为两方向相同长度和结构形式的地下框架结构, 采用等价线性化模型 Davidenkov 模型考虑土体非线性。计算分析了不同地震动类型和幅值作用下换乘车站结构的地震响应规律。同时, 将换乘站地震响应与典型的单体车站进行了比较, 探讨了其空间效应及抗震性能。基于本文的计算分析结果表明: 对于文中计算分析案例而言, 由于换乘站端墙的影响, 其空间效应比单体车站强, 层间相对变形较小, 因此其整体抗震性能优于单体车站。另外, 由于换乘站平面尺寸相对较大, 在一定程度上阻隔了地震波的传播, 因而换乘站降低了土体地表响应, 而单体车站则放大了土体地表响应。论文研究成果对换乘车站的抗震设计与分析具有一定的参考意义。

**关键词:** 十字换乘车站; 单体地铁车站; 地震响应; 空间效应

中图分类号: TU435 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2019)07-1227-08

**作者简介:** 王国波(1979—), 男, 博士, 副研究员, 主要从事工程结构抗震分析方面的研究工作。E-mail: wgb16790604@126.com。

## Seismic response analysis of cross metro transfer station structure

WANG Guo-bo, YU Miao-kun, YUAN Ming-zhi, LI Kai-da

(Hubei Key Laboratory of Roadway Bridge & Structure Engineering, Wuhan University of Technology, Wuhan 430070, China)

**Abstract:** The seismic response of transfer station structure is worthy of attention due to its significant spatial effects and importance in the underground network. A three-dimensional computational analysis model is established, in which the transfer station structure is simplified into a cross-shaped structure composed of two frame structures with identical length and structural form, and the equivalent linear model Davidenkov model is employed to consider the nonlinear model of soil. The seismic response of the transfer station structure is calculated under different seismic wave amplitudes and types. At the same time, the spatial effect is analyzed by comparing the seismic response of the transfer station structure with that of a typical subway station. Based on the calculated results, it is shown that the overall seismic performance of the transfer station structure is better than that of a single station due to the influence of its end walls, and its spatial effect is stronger and its relative deformation is smaller. The transfer station blocks the transmission of seismic waves to a certain extent because of its relatively large size. Therefore, the existence of the transfer station reduces site soil acceleration significantly, while the single station amplifies the response of soil surface. The research results can provide some references for the seismic design and analysis of transfer station structures.

**Key words:** cross metro transfer station; single metro station; seismic response; spatial effect

## 0 引言

随着城市轨道交通建设的快速发展, 必然导致城市地下交通工程的发展越来越快, 地下车站的交错换乘也越来越普遍。目前, 地下地铁车站换乘方式可分同站台换乘、十字换乘、T型换乘、L型换乘和通道换乘等, 其中十字交叉换乘车站是较常用的, 即两条线路车站呈“十”字型交叉, 一个车站直接布置在另一个车站的上部, 换乘是通过配置在交叉处的楼梯或自动扶梯实现的。换乘节点处沿其中一座车站纵向的

刚度大, 同时沿另一座车站横向的刚度小, 存在刚度突变。目前结构设计中换乘节点两侧结构采用刚接, 未设置变形缝等抗震构造措施, 地震荷载作用下可能产生较大的应力集中, 成为抗震设计的薄弱节。

地下结构的抗震分析虽然发展历史较短, 但迄今为止其研究成果丰富。如袁蕾等<sup>[1]</sup>对某一地铁换乘车站进行地震动力响应分析, 主要从结构的侧向变形、

基金项目: 国家自然科学基金项目(51878529, 51678465)

收稿日期: 2018-08-15

位移响应以及柱的内力响应等因素研究了不规则结构对其地震响应的影响；陈磊等<sup>[2]</sup>建立了双层交叉隧道结构的三维模型，研究了其在近场强地震动下的地震响应特性，并与单层隧道进行对比；陶连金等<sup>[3]</sup>、安军海等<sup>[4]</sup>、李积栋等<sup>[5]</sup>研究了北京某密贴地铁交叉结构在竖向地震作用下的地震响应，并与单体地铁车站的地震反应特性进行比较；王国波等<sup>[6]</sup>将四孔紧邻交叠隧道简化为不同间距的四孔平行重叠和四孔垂直交叉隧道，对紧邻多孔交叠隧道的动力响应特性进行研究，从结构的受力和变形两个方面评价其抗震性能；黄俊等<sup>[7]</sup>进行了近场交叉隧道的振动台试验研究，对比分析了单体车站结构和交叉车站结构应变、侧墙土压力及加速度反应；赵光等<sup>[8]</sup>研究了城市交通节点多层交叉隧道结构的地震响应，通过有限元分析了交叉节点处的抗震性能；胡建平<sup>[9]</sup>则研究了浅埋交叉隧道地震响应，并提出了相应的减震措施；Abate等<sup>[10]</sup>讨论了隧道、土和地上建筑物之间的动力相互作用，研究了隧道对土体和建筑物的响应的影响；Grigorios等<sup>[11]</sup>对不同的土体-矩形隧道体系进行了数值模拟，重点研究了隧道在地震作用下的复杂变形模式、隧道周围产生的动土压力和土动剪应力以及衬砌动力，旨在揭示矩形隧道在横向地震作用下的动力响应特性；黄锐财<sup>[12]</sup>研究了地铁车站换乘节点的地震响应规律，分析了地震作用下的应力、位移响应，探寻不同地震波输入方式对换乘节点位移应力响应影响；张宇<sup>[13]</sup>研究了T型交叉换乘车站的地震响应，分析了其损伤效应。

但这些成果大多是针对单体地下结构或交叉结构的抗震设计，对于换乘车站地震响应的研究相对较少。由此可见，对于换乘车站地震响应的研究具有显著的理论和实践意义。本文基以某实际换乘站为研究对象，分析该换乘站和单体车站的地震响应规律，及其对周围土体地震响应的影响。

## 1 计算模型

### 1.1 计算范围及边界条件

本文基于大型通用有限元分析软件 ABAQUS 进行相关计算分析。考虑的换乘车站两个方向分别为三层三跨和两层三跨框架结构，单体车站取其中一个方向的结构（三层三跨）作为对比，同时还考虑了相应的自由场模型，对比分析地下结构对周围土体的影响，3个计算模型示意图如图1所示。

其中，车站结构埋深3 m，结构每层层高均为6 m，柱距均为9 m，车站长度为243 m，矩形钢筋混凝土柱截面尺寸为0.9 m×0.6 m，车站顶板和侧墙厚0.8 m，底板厚0.9 m，中板厚0.4 m，端墙厚0.2 m。两个横截面示意图如图2所示。

基于已有研究成果，为降低计算时边界效应的影

响，土体的横向计算宽度一般至少应取到结构宽度的5倍（两侧土体为结构宽度的2倍）<sup>[14]</sup>，而纵向计算长度一般取结构纵向长度加上4倍的结构横向宽度（前后土体长度各取2倍结构宽度），而深度方向则取至基岩面。基于上述原则，单体车站计算范围应选取为：108 m（宽）×351 m（长）×51 m（高），而换乘站的计算范围应为：351 m（宽）×351 m（长）×51 m（高），但为了后续对比分析，本文把图1所示的3个计算模型的计算范围统一选取为351 m（宽）×351 m（长）×51 m（高）。

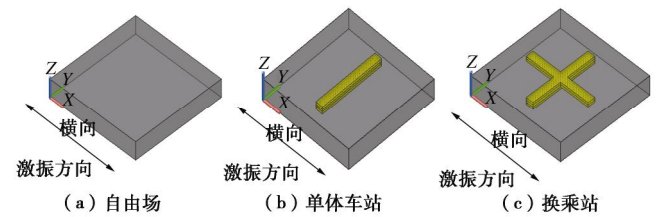


图1 模型示意图

Fig. 1 Schematic diagram of different models

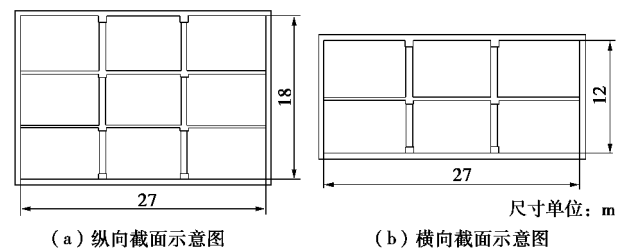


图2 车站截面示意图

Fig. 2 Schematic diagram of station section

为了保证输入地震动能够在建立的模型中传播，模型的网格尺寸不宜取得过大。在对网格进行划分时要规定网格尺寸最大值。一般要求网格尺寸小于1/10波长，即 $\Delta l_{\max} \leq \frac{l}{10} = \frac{v}{10f_{\max}}$ ，其中 $v$ 为剪切波速， $f_{\max}$

为需考虑的地震动能量范围的最大频率。本文取 $v=300$  m/s， $f_{\max}=10$  Hz，则 $\Delta l_{\max} \leq 3$  m。在此次建立的3个模型中，网格尺寸均取3 m，满足要求。

对于边界条件，动力问题应在边界上设置动力黏性边界，以吸收边界上的反射波。但该边界设置困难，参数难以确定，楼梦麟等<sup>[15]</sup>表明计算宽度与深度之比达到7左右时，边界条件的影响可忽略不计，本文的比值为351/51=6.88，与7非常接近。另外，《城市轨道交通结构抗震设计规范》（GB50909—2014）<sup>[16]</sup>中推荐的反应加速度法的计算简图也是采用这种侧向滑移边界。因此，本文也采用侧向滑移边界，而没有采用动力黏性边界。

由于本文先进行模态分析，确定体系的振动特性后，再进行瞬态分析。模态分析的边界条件为：模型底部设置三向的位移约束（即固定边界），侧边设置纵向（Y向）和竖向（Z向）的位移约束（即侧向滑移

边界), 顶部自由。瞬态分析时为了在模型底部输入水平横向地震波, 则将模型底部水平横向 (X 向) 约束去掉, 其他与模态分析相同。

### 1.2 本构模型

本文采用等价线性模型 Davidenkov 模型来模拟土体的非线性特性, Davidenkov 模型可以描述为<sup>[17]</sup>

$$G_d / G_{max} = 1 - \left[ \frac{(g_d - g_r)^{2B}}{1 + (g_d - g_r)^{2B}} \right]^A, \quad (1)$$

$$I / I_{max} = [1 - G_d / G_{max}] \quad (2)$$

式中  $A, B, g_r$  均为拟合常数,  $g_r$  为参考剪应变;  $g_d$  为瞬时动剪应变;  $I, G_d$  为阻尼比和瞬时动剪切模量,  $I_{max}, G_{max}$  为最大阻尼比和最大动剪切模量。基于已有的动力试验资料, 本文中取  $A=1.02, B=0.35$ , 初始阻尼比取 0.001。

土体采用实体单元, 由于采用了等价非线性模型 Davidenkov 模型, 其阻尼特性在模型中已考虑。板和墙采用壳单元, 柱子采用梁单元, 结构采用弹性模型, 结构阻尼选用经典的瑞利阻尼, 阻尼比取 0.05, 依据 3.1 小节模态分析确定的前两阶频率值计算阻尼系数。各材料计算参数如表 1 所示。土体与车站、车站与柱子均采用 Tie 接触, 即不考虑接触界面相对位移。本次计算采用显示算法, 计算时步取为 0.002 s, 计算时间统一取 30 s。

表 1 各材料的计算参数表

Table 1 Parameters of various materials

材料	部位	密度 (/kg·m <sup>-3</sup> )	弹性模量 (/MPa)	泊松比
土	土体	1800	453.6	0.4
墙板	单体车站、 换乘车站	2400	3.0×10 <sup>4</sup>	0.2
钢筋混 凝土柱	单体车站、 换乘车站	2500	3.45×10 <sup>4</sup>	0.2

## 2 计算工况

### 2.1 工况类型

地震响应分析时, 选取 EL 波 (近场波) 及 Kobe 波 (近场脉冲波) 地震动, 两种地震波的加速度时程曲线及其傅里叶谱曲线如图 3 所示。计算分析在 0.1gEL 波/0.5gEL 波/0.1gKobe 波/0.5gKobe 波作用下, 换乘车站/单体车站/自由场土体的地震响应规律, 具体工况分析如表 2 所示, 共 12 种工况。地震动输入方向如图 1 所示, 对于三层三跨的截面属于横向抗震。

### 2.2 监测方案

为了监测土体和结构的地震响应, 分别于土体地表和深度方向、结构外侧均等间距布置测点, 主要监测土体的加速度响应和车站结构的加速度、位移响应, 以 A 表示土体测点, B 表示单体车站结构测点, C 表

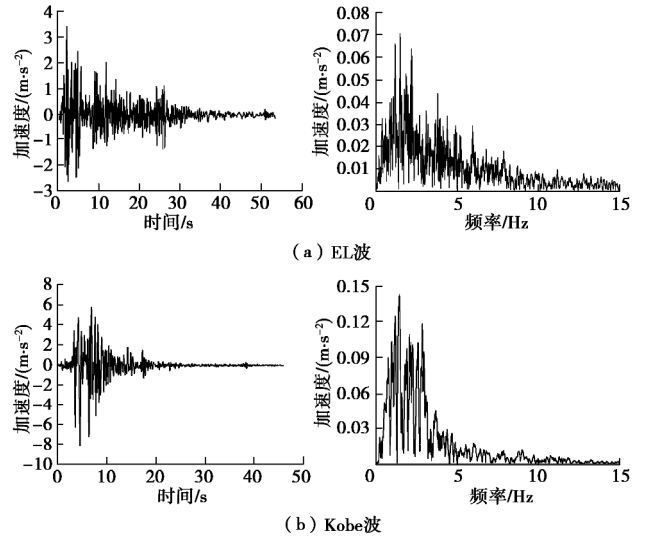


图 3 输入地震波时程曲线及傅里叶谱

Fig. 3 Time-history and spectral curves of input seismic waves

表 2 计算工况表

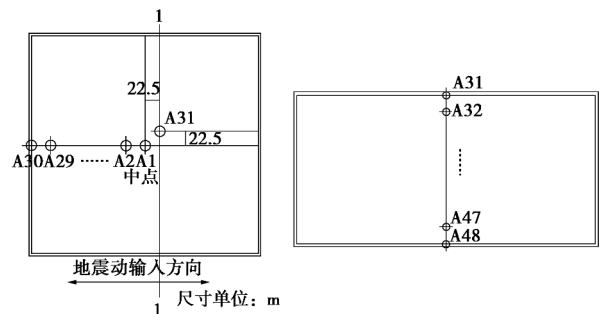
Table 2 Calculation cases

工况	地震波	幅值/g	结构形式
1	EL 波	0.1	单体车站
2		0.5	
3	Kobe 波	0.1	单体车站
4		0.5	
5	EL 波	0.1	换乘站
6		0.5	
7	Kobe 波	0.1	换乘站
8		0.5	
9	EL 波	0.1	自由场
10		0.5	
11	Kobe 波	0.1	自由场
12		0.5	

示换乘车站结构测点, 数字表示测点编号, 如  $M_{Bi}$  表示单向车站测点编号为  $i$  的柱端弯矩,  $M_{Ci}$  表示换乘车站测点编号为  $i$  的柱端弯矩。由于模型的对称性, 监测点及后续的分析均针对半结构而言, 根据三类不同工况分别确定其监测方案如下。

#### (1) 自由场土体监测方案

对于自由场工况, 主要监测土体表面的加速度响应和深度方向的加速度响应。因此在土体表面横向每隔 6 m (2 个单元网格) 和深度方向每隔 3 m 布置测点, 以研究土体对地震动的放大效应, 如图 4 所示。



(a) 土体表面 (b) 土体深度方向 (1-1剖面)

图 4 自由场工况土体测点分布图

Fig. 4 Distribution of measuring points for soil in free field

(2) 单体车站结构监测方案

相比较于自由场工况,单体车站-土体工况多了车站结构模型,除了监测土体表面的加速度以外,还需要监测车站结构的加速度、位移响应。因此土体表面和深度方向的测点布置方案与自由场工况相同(见图4),另外在车站的顶板和下层楼板上布置测点,具体布置图见图5。

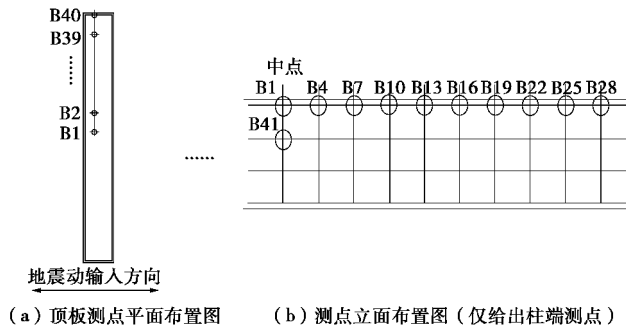


图5 单体车站测点分布图

Fig. 5 Distribution of measuring points in single metro station

(3) 换乘车站结构监测方案

换乘车站-土体工况的测点布置方案与单体车站-土体工况的测点布置方案相同,土体表面和深度方向测点布置见图4,换乘站测点具体布置可见图6。

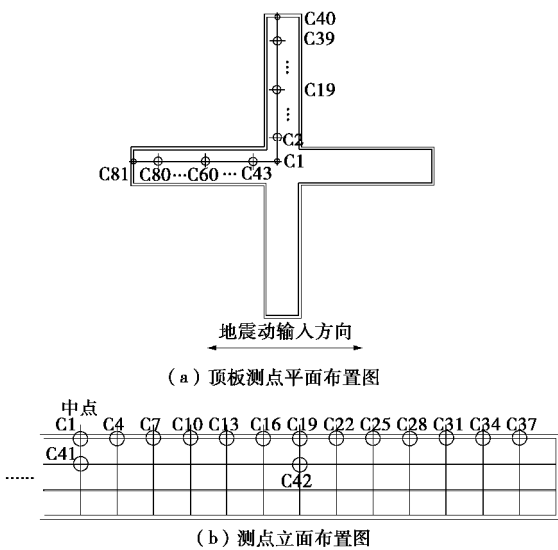


图6 换乘车站测点分布图

Fig. 6 Distribution of measuring points in cross metro transfer station

3 计算结果及分析

3.1 模态分析

模态分析时土体采用弹性模型,表3为3个模型的前5阶自振频率,由表3可知:①对于自由场而言,数值计算结果与经验公式  $f=V_s/4H=300/4 \times 51=1.47$  Hz 计算结果吻合很好,且一阶振型为剪切变形(图7),表明本文计算模型合理,边界条件选取可行;②三类

工况的一阶频率分别为 1.47, 1.48, 1.49 Hz,与两个输入地震动的卓越频率接近;③地下结构的存在对场地土动力特性的影响较小,从工程的角度来看可忽略不计。

表3 3个模型前5阶自振频率(Hz)

Table 3 First five fundamental frequencies of three models

阶数	自由场	单体车站-土体	换乘车站-土体
1	1.47	1.48	1.49
2	1.53	1.54	1.55
3	1.59	1.62	1.63
4	1.67	1.69	1.71
5	1.70	1.72	1.75

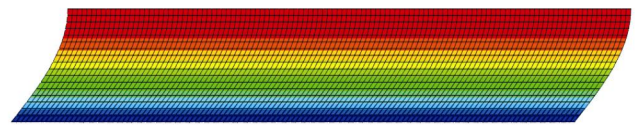


图7 土体一阶振型图

Fig. 7 First-order vibration mode of soil

3.2 地下结构对土体地震响应的影响分析

理论上,地下结构诸多界面的存在,改变了地震波的传播路径,因而会影响土体的响应。本节分析地下结构对地表正中间点 A1 加速度响应的影响以及对地表加速度幅值的影响。

(1) 地表正中点水平加速度分析

从图8所示的自由场、单体车站和换乘站工况土体表面测点 A1 加速度时程曲线来看,地下结构并未改变土体的地震响应趋势,仅仅是幅值上的改变,具体表现为单体车站放大了土体响应,而换乘车站则降低了土体响应。其原因在于换乘车站平面尺寸较大,阻碍了地震波在土体中的传播;而单体车站横向宽度相对较小,对地震波的隔断效果不明显,反而是降低了体系的刚度。若以自由场响应为基准,单体车站时地表加速度幅值最大放大了 58%,而换乘站时地表加

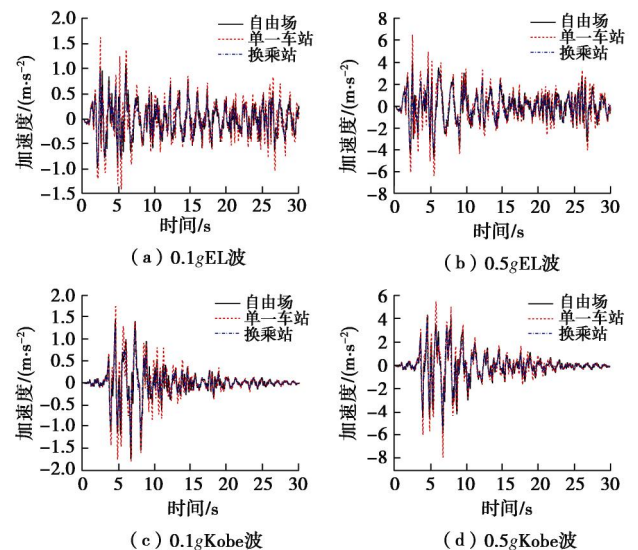


图8 土体表面中点测点 A1 水平加速度时程曲线

Fig. 8 Time-history curves of horizontal acceleration at point A1

速度幅值最大可降低 23%。可见大型地下结构的存在对场地土的影响不可忽视。

(2) 地表横向水平加速度幅值变化分析

提取测点 A1 加速度响应最大时刻地表各点加速度幅值, 如图 9 所示, 由于体系对称, 图中仅显示半边体系的宽度, 横坐标零点对应地表 A1 点。由图 9 可清晰看到换乘站的存在降低了地表响应, 而单体车站则放大了地表响应。在影响范围方面, 单体车站对地表加速度响应的影响范围约为 120 m, 而换乘站的影响范围约为 150 m, 分别为结构横向半宽度的 8.9 倍和 11.1 倍, 换乘站的影响范围大于单体车站。同时还可看到, 在车站半宽度 (13.5 m) 范围内, 地表加速度变化最为显著, 体现了地下结构的影响。

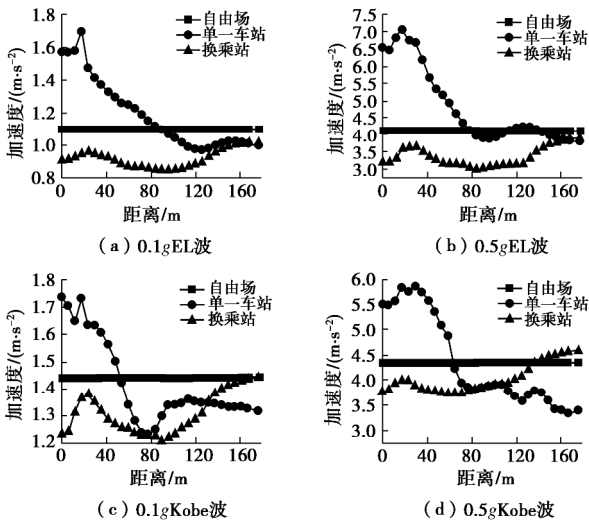


图 9 土体表面 (A1—A30) 水平加速度幅值沿宽度变化曲线  
Fig. 9 Curves of horizontal acceleration amplitude along soil horizontal direction (from point A1 to point A30)

(3) 土体深度各点加速度幅值沿深度变化曲线

提取测点 A31 加速度响应最大时刻土体深度各点加速度幅值, 如图 10 所示, 纵坐标零点对应地表 A31 点, 可得土体深度方向水平加速度幅值变化曲线 (图 10)。

由图 10 可见: ①自由场、单体车站和换乘站在幅值相同的相同波作用下沿深度方向的水平加速度反应规律大体上一致。②在不同波作用下, 其土体沿深度方向的水平加速度幅值变化规律有所区别, 体现了地震波类型对土体地震响应的影响。

3.3 车站结构水平相对位移分析

地下结构的变形和破坏主要是周围地层的变形强加在结构上造成的, 因此, 地下结构的变形分析尤为重要。单体车站顶层柱两端测点 (B1 和 B41) 以及换乘站顶层柱两端测点 (C1 和 C41), 换乘站半结构中点顶层柱两端测点 (C19 和 C42) 的水平相对位移, 如图 11 所示。单体车站的层间相对位移显然大于换乘

站的, 这是由于换乘车站横向和纵向都存在结构, 其整体刚度大于单体车站的缘故。换乘站半结构中点的相对位移比换乘节点处的相对位移要大, 另外, 还可观察到在 Kobe 波作用下, 单体车站相对位移存在残余变形, 这是因为土体采用了非线性模型, 是土体的不可恢复变形强加在车站结构上产生的。

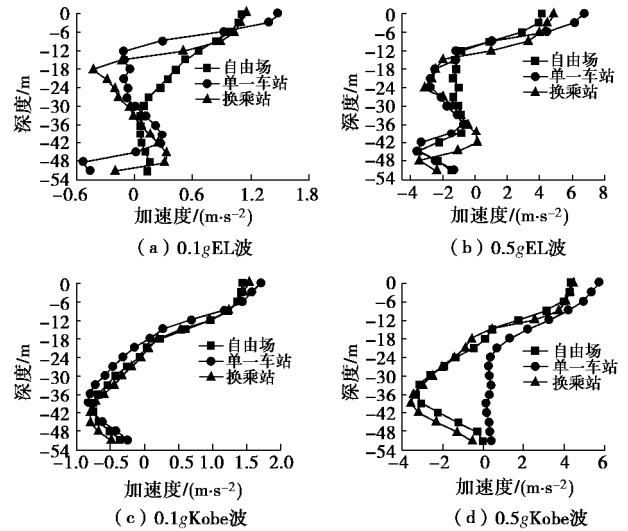


图 10 土体深度方向水平加速度幅值变化曲线

Fig. 10 Curves of horizontal acceleration amplitude along soil depth

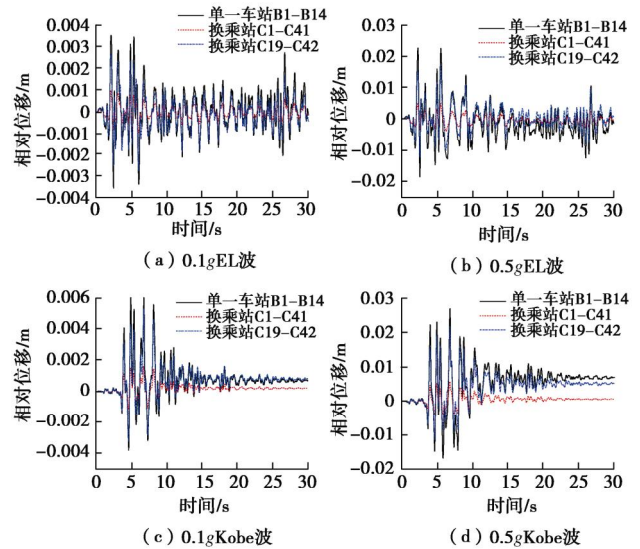


图 11 结构顶层水平相对位移时程曲线

Fig. 11 Time-history curves of horizontal relative displacement of top layer of structure

基于图 11 结构相对变形时程曲线, 提取各自的最大相对变形值除以结构层高, 可得层间位移角 (表 4)。由表 4 可见: 换乘站由于整体空间效应的存在, 其抗震性能较好, 层间位移角均较小, 而单体车站在较大地震动作用下的变形应进入了塑性变形阶段 (本文混凝土采用的是弹性模型, 无法显示其塑性损伤区域),

但从变形值来看单体车站和换乘站均满足弹性阶段的变形要求<sup>[16]</sup>。由于地下结构的抗震性能一般以变形为主要控制指标，因此，基于本文的算例，可初步认为换乘站的抗震性能要优于单体车站的。

表 4 不同工况层间位移角

Table 4 Drift angles of story in different cases

车站类型	EL 波		Kobe 波	
	0.1g	0.5g	0.1g	0.5g
单体车站	1/1709	1/265	1/993	1/222
换乘车站	1/6160	1/1149	1/3703	1/1030

### 3.4 空间效应分析

本小节拟通过分析柱端弯矩的变化规律，探讨单体车站和换乘站的空间效应。

#### (1) 单体车站空间效应分析

地下结构的埋深越浅，其响应越大，因此提取单体车站上层柱柱端（B1 点）弯矩最大值时刻各柱端弯矩值（与测点 B4~B37 对应，图 5），可得柱端弯矩值沿车站纵向的变化曲线，如图 12 所示，由于车站端部存在端墙，其刚度较大变形小，导致端部弯矩较小，中间柱端弯矩相对较大<sup>[14]</sup>。故以纵向跨中柱（ $M_{B1}$ ）的柱端弯矩作为基准，其他各柱端弯矩与该柱端弯矩的比值  $M_{Bi}/M_{B1}$  如图 13 所示。由于缺乏统一规定，本文规定各柱端弯矩与参考柱端弯矩的比值等于 0.8 作为临界值，即比值大于 0.8 表明不受端部影响，比值小于 0.8 认为受端部影响。由图 13 可见：在距离端墙约 36 m 范围内（柱距为 9 m），柱端弯矩相对值小于 0.8，可见在地震动较小（0.1g）时空间效应影响范围约为  $4B/3$ （36/27， $B$  为结构宽度），比文献[14]的分析结论（ $2B$ ）稍小；但在地震动幅值较大（0.5g）时，空间影响范围分别为 27 m（EL 波）和 18 m（Kobe 波）。该结果体现了地震动幅值和类型对结构地震响应的影响。空间效应示意图如图 14 所示，取最大的影响范围，即端墙两端各  $4B/3$  区域为受端墙影响区域，中间区域为可简化为按平面问题分析的区域。

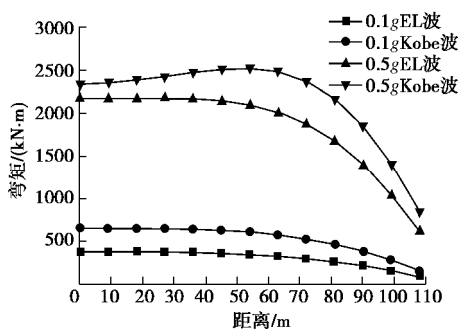


图 12 单体车站垂直地震动方向各柱柱端弯矩变化曲线

Fig. 12 Changing curves of column end moment perpendicular to seismic direction of single station

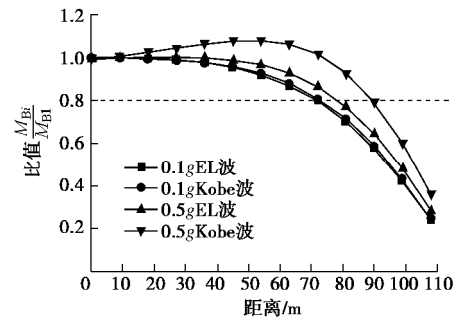


图 13 单体车站垂直地震动方向各柱柱端弯矩与参考柱柱端弯矩比值

Fig. 13 Column moment ratios of each column to reference one perpendicular to seismic direction (single station)

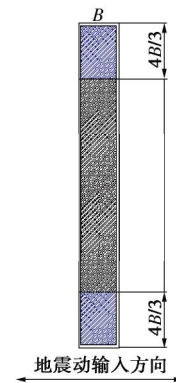


图 14 单体车站受空间效应影响区域示意图

Fig. 14 Schematic diagram of spatially affected areas of station

#### (2) 换乘车站空间效应分析

同理，提取换乘站顶层柱端（ $M_{C1}$  点）弯矩最大时刻各柱端弯矩值，其中包括垂直于地震动方向（ $M_{C1}$ — $M_{C4}$ — $M_{C37}$ ，图 15）和沿着地震动方向（ $M_{C1}$ ， $M_{C43}$ — $M_{C81}$ ，图 16）。对于垂直激震方向的柱端弯矩，由于靠近换乘节点和端墙区域都受到边墙的影响，存在一定的空间效应，其弯矩值相对较小（图 15），中间的第 6~8 根柱子的柱端弯矩最大，且幅值变化较小，因此可认为是不受空间效应影响的区段。对于沿地震动方向各柱端弯矩值，十字换乘节点处柱端弯矩值远大于其它各柱，且其它柱端弯矩值均非常小（图 16），原因在于此时沿地震动方向各柱属于纵向抗震，且结构纵向刚度相对较大的缘故。因此，尽管换乘站是典型的空间结构，但如果仅受单向地震动作用，其受力仍以横向响应为主，但如果收到多向地震作用时，其效应需进一步探讨，这是后期需进一步深入研究的环节。

由于换乘站端墙及换乘节点的影响，故以垂直于地震动方向正中间截面柱子（第 7 根）柱端弯矩  $M_{C19}$  为基准值，作出各柱端弯矩与第 7 根柱柱端弯矩的比值  $M_{Ci}/M_{C19}$ （图 17）。由图 17 可见，在靠近十字换乘节点方向有 4 根柱子比值在 0.8 以下，而靠端墙方向

有 2 根柱子比值在 0.8 以下, 可认为分别有 36 m (靠近换乘节点) 和 18 m (靠近端墙) 为受空间影响区域, 十字换乘节点的空间效应比端墙的要大。空间影响范围如图 18 所示, 其中受端墙影响区域大致为  $4B/3$ , 而受换乘节点影响区域大致为  $2B/3$ , 其它区域可简化为按平面问题分析的不受空间效应影响区域。其中值得注意的是, 车站端部的影响范围从单体车站的  $4B/3$  降低至  $2B/3$ , 其原因可能受换乘节点的影响, 导致整个结构的刚度特性发生变化, 即刚度向节点区域转移了。

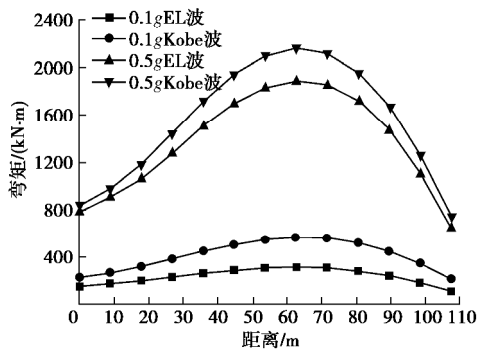


图 15 换乘车站垂直地震动方向各柱柱端弯矩变化曲线  
Fig. 15 Changing curves of column end moment perpendicular to seismic direction of the transfer station

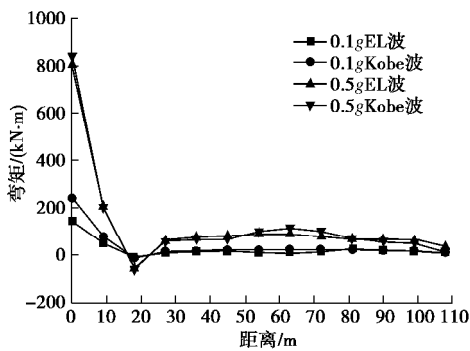


图 16 换乘车站沿地震动方向各柱柱端弯矩变化曲线  
Fig. 16 Changing curves of column end moment parallel to seismic direction of the transfer station

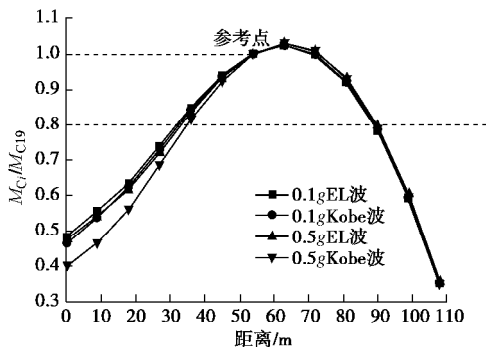


图 17 换乘车站垂直地震动方向各柱柱端弯矩与参考柱柱端弯矩比值  
Fig. 17 Column moment ratios of each column to reference one perpendicular to seismic direction (transfer station)

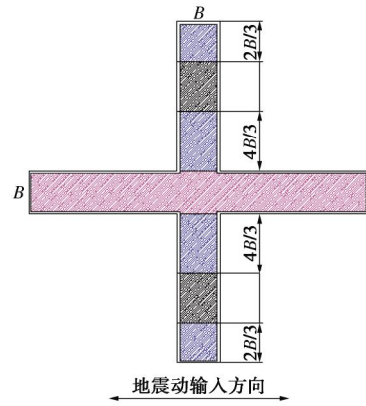


图 18 换乘车站受空间效应影响区域示意图

Fig. 18 Schematic diagram of spatially affected areas of transfer station

### 4 结 论

本文以某十字换乘地铁站为对象, 建立了其三维计算模型, 研究了水平地震动作用下十字换乘地铁站地震动力响应, 对比了十字换乘车站与单体车站地震响应的差异, 分析了其空间效应, 可以得到 4 点结论。

(1) 地下结构的存在主要影响土体响应的幅值, 具体为单体车站地放大了地表响应, 而换乘站则降低了地表响应, 主要原因是由于换乘车站面积相对较大, 阻隔了地震动向地表的传递。

(2) 与换乘车站相比, 单体车站顶板和下层板的相对位移明显较大, 说明换乘站空间效应明显, 整体刚度较大, 体现了换乘站结构的空效应, 基于本文的计算结果, 其整体抗震性能由于单体车站。

(3) 单体车站端墙部分的影响范围大致为  $4/3$  倍的结构宽度, 而换乘节点与端墙的影响范围约为  $4/3$  倍和  $2/3$  倍的结构宽度, 可见换乘车站十字换乘节点的空间影响范围大于端墙。

(4) 尽管换乘站是典型的空结构, 但如果仅受单向地震动作用, 其受力仍以横向响应为主, 但如果受到多向地震作用时, 其效应需进一步探讨。

限于计算效率, 本文的十字换乘车站模型基于实际情况进行了大量的简化, 如两个方向的宽度相同、忽略侧墙的大开洞等, 以及混凝土仅采用了弹性模型等。后续尚需进一步开展更全面的计算分析, 如考虑换乘形式、地震动特性的影响、输入方向的影响、结构损伤分析等, 以及针对换乘节点柱子建议合理的结构形式等, 以期指导工程实际。

### 参考文献:

[1] 袁 蕾, 姜忻良. 地铁换乘站不规则结构对其地震响应的影响[J]. 地震工程与工程振动, 2011, 31(1): 74 - 79.

- (YUAN Lei, JIANG Xin-liang. Influence of irregular structure of subway transfer station on its seismic responses[J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2011, **31**(1): 74 - 79. (in Chinese))
- [2] 陈磊, 陈国兴, 龙慧. 地铁交叉隧道近场强地震反应特性的三维精细化非线性有限元分析[J]. 岩土力学, 2010, **31**(12): 3971 - 3976, 3983. (CHEN Lei, CHEN Guo-xing, LONG Hui. 3D refined nonlinear finite element analysis of intersecting metro tunnels under near-field ground motion [J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(12): 3971 - 3976, 3983. (in Chinese))
- [3] 陶连金, 王文沛, 张波, 等. 竖向强震作用下密贴地铁地下交叉结构动力响应分析[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(3): 433 - 437. (TAO Lian-jin, WANG Wen-pei, ZHANG Bo, et al. Dynamic response of closely-attached intersecting underground subway structures under vertical strong ground motion[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(3): 433 - 437. (in Chinese))
- [4] 安军海, 陶连金, 李积栋, 等. 地铁双层交叉隧道非线性地震响应分析[J]. 中国铁道科学, 2015, **36**(3): 66 - 72. (An Jun-hai, Tao Lian-jin, Li Ji-dong, et al. Nonlinear seismic response of double-decked intersecting metro tunnel[J]. China Railway Science, 2015, **36**(3): 66 - 72. (in Chinese))
- [5] 李积栋, 陶连金, 吴秉林, 等. 密贴交叉隧道在强震作用下的三维动力响应分析[J]. 现代隧道技术, 2014, **51**(1): 26 - 31, 104. (LI Ji-dong, TAO Lian-jin, WU Bing-lin, et al. Analysis of 3D dynamic response of closely overlapping tunnels during a strong earthquake[J]. Modern Tunneling Technology, 2014, **51**(1): 26 - 31, 104. (in Chinese))
- [6] 王国波, 陈梁, 徐海清, 等. 紧邻多孔交叠隧道抗震性能研究[J]. 岩土力学, 2012, **33**(8): 2483 - 2490. (WANG Guo-bo, CHEN Liang, XU Hai-qing, et al. of seismic capability of adjacent overlapping multi-tunnels[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, **33**(8): 2483 - 2490. (in Chinese))
- [7] 黄俊, 张波. 地铁交叉结构近场地震反应振动台试验研究[J]. 水电能源科学, 2013, **31**(2): 120 - 122, 153. (HUANG Jun, ZHANG Bo. Shaking table model test of subway cross-structure under near-field ground motion[J]. Water Resources and Power, 2013, **31**(2): 120 - 122, 153. (in Chinese))
- [8] 赵光, 张涛, 徐翔, 等. 城市交通节点多层交叉隧道结构体系抗震性能分析[J]. 现代隧道技术, 2015, **52**(4): 121 - 127. (ZHAO Guang, ZHANG Tao, XU Xiang, et al. Aseismic behavior analysis of a multi-deck intersected tunnel structure system at an urban transport node[J]. Modern Tunneling Technology, 2015, **52**(4): 121 - 127. (in Chinese))
- [9] 胡建平, 刘亚莲. 浅埋交叉隧道地震动力响应及减震措施研究[J]. 地下空间与工程学报, 2015, **11**(3): 759 - 765. (HU Jian-ping, LIU Ya-lian. Analysis on the seismic dynamic response and shock-absorption measures of shallow-burial cross tunnels[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2015, **11**(3): 759 - 765. (in Chinese))
- [10] ABATE G, MASSIMINO M R. Numerical modelling of the seismic response of a tunnel-soil-aboveground building system in Catania(Italy)[J]. Bulletin of Earthquake Engineering, 2017, **15**(1): 469 - 491.
- [11] TSINIDIS G. Response characteristics of rectangular tunnels in soft soil subjected to transversal ground shaking[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2017, **62**: 1 - 22.
- [12] 黄锐财. 地铁车站换乘节点地震响应分析[D]. 广州: 华南理工大学, 2016. (HUANG Rui-cai. Seismic response analysis of subway station transfer nodes[D]. Guangzhou: South China University of Technology, 2016. (in Chinese))
- [13] 张宇. T型交叉换乘车站地震反应和损伤分析[D]. 北京: 北京交通大学, 2017. (ZHANG Yu. The analysis of seismic response and damage of T-shaped transfer station[D]. Beijing: Beijing Jiaotong University, 2017. (in Chinese))
- [14] 季倩倩. 地铁车站结构振动台模型试验研究[D]. 上海: 同济大学, 2002. (JI Qian-qian. Shaking table testing on underground subway station structures[D]. Shanghai: Tongji University, 2002. (in Chinese))
- [15] 楼梦麟, 潘旦光, 范立础. 土层地震反应分析中侧向人工边界的影响[J]. 同济大学学报, 2003, **31**(7): 757 - 761. (LOU Meng-lin, PAN Dan-guang, FAN Li-chu. Effect of vertical artificial boundary on seismic response of soil layer[J]. Journal of Tongji University, 2003, **31**(7): 757 - 761. (in Chinese))
- [16] GB 50909—2014 城市轨道交通结构抗震设计规范[S]. 2014. (GB 50909—2014 Code for seismic design of urban rail transit structures[S]. 2014. (in Chinese))
- [17] ZHUANG H, HU Z, WANG X, et al. Seismic responses of a large underground structure in liquefied soils by FEM numerical modelling[J]. Bulletin of Earthquake Engineering, 2015, **13**(12): 3645 - 3668.

DOI: 10.11779/CJGE201907007

# 土-地下连续墙-复杂异跨地铁车站结构 动力相互作用分析

王建宁<sup>1,2</sup>, 窦远明<sup>1</sup>, 庄海洋<sup>2</sup>, 付继赛<sup>2</sup>, 马国伟<sup>1</sup>

(1. 河北工业大学土木与交通学院, 天津 300401; 2. 南京工业大学岩土工程研究所, 江苏 南京 210009)

**摘要:** 针对目前地铁地下车站结构抗震性能研究中不考虑地下连续墙存在的现实问题, 通过建立土-地下连续墙-复杂异跨地铁车站结构静动耦合非线性相互作用的有限元数值模型, 对比分析了无地下连续墙、含单层地下连续墙及含双层地下连续墙等不同情况下异跨地铁地下车站结构的地震动力反应特征。结果表明: 地下连续墙的存在仅在地震强度较小时能够显著提高车站主体结构的抗水平侧移能力, 当地震强度较大时结构的水平位移增大明显; 从结构层间位移的角度看, 结构下层的层间位移涨幅最大, 不考虑地下连续墙存在的计算结果将偏于危险; 地下连续墙加强了地铁车站结构的抗侧移刚度, 致使车站结构整体变形形态和内力分布发生重大变化, 其中结构侧墙端部应力水平明显减小, 各楼板端部的应力水平明显增大; 本文计算工况中, 异跨车站结构的下层中柱是抗震设计时的薄弱位置, 其中以双层地下连续墙工况时的结构下层最为危险。

**关键词:** 异跨地铁地下车站; 地下连续墙; 土-结构相互作用; 抗震性能

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)07-1235-09

作者简介: 王建宁(1992—), 男, 博士研究生, 从事地铁地下结构抗震研究工作。E-mail: wangjianninghebut@163.com。

## Seismic responses of dynamic interaction system of soil-diaphragm wall-complicated unequal-span subway station

WANG Jian-ning<sup>1,2</sup>, DOU Yuan-ming<sup>1</sup>, ZHUANG Hai-yang<sup>2</sup>, FU Ji-sai<sup>2</sup>, MA Guo-wei<sup>1</sup>

(1. School of Civil and Transportation Engineering, Hebei University of Technology, Tianjin 300401, China; 2. Institute of Geotechnical Engineering, Nanjing Tech University, Nanjing 210009, China)

**Abstract:** In view of the current practical problems of neglecting the existence of underground diaphragm walls in the study of seismic performance for underground subway structures, a static and dynamic coupling finite-element model for the interaction system of soil-diaphragm wall-complicated unequal-span subway station is established, and the earthquake responses among the unequal-span subway station without diaphragm wall as wells as structures with single- and double-layer diaphragm walls are compared and analyzed. The results show that the existence of diaphragm walls can significantly improve the resistance of the station to horizontal lateral displacement in small earthquakes, while the horizontal displacement of the subway structures increases obviously when the seismic intensity increases. Moreover, the interlayer displacement of the lower structures increases the most, which implies that the calculated results of ignoring the existence of underground diaphragm walls will be skewed to danger. The diaphragm walls strengthen the anti-lateral stiffness of the subway station, which leads to a significant change in the overall deformation state and internal force distribution of the underground structures, among which the stress level at the end of the side wall of the structures is dramatically reduced and the stress level at the end of each floor is increased significantly. The lower columns of unequal-span subway station act as the weak position in the structural seismic design under strong earthquakes, especially for the case of double-layer diaphragm walls.

**Key words:** unequal-span underground subway station; diaphragm wall; soil-structure interaction; seismic performance

## 0 引 言

1995年日本阪神地区发生里氏7.2级地震, 大规模的地铁车站、区间隧道、综合管廊、埋地管线等地下构筑物遭到破坏, 其中大开地铁车站的塌毁是世界

基金项目: 国家自然科学基金面上项目(51778290, 51778282); 江苏省高校自然科学基金重大项目(16KJA560001); 河北省研究生创新资助项目(CXZZBS2018038)

收稿日期: 2018-08-29

\*通讯作者(E-mail: zhuang7802@163.com)

地震工程史上出现的首例地下结构完全倒塌破坏的记录,此后地下结构的抗震研究工作受到了世界各国学者的广泛关注并取得了较大发展<sup>[1]</sup>。然而,到目前为止绝大多数地铁地下结构都还没有经受过地震的严峻考验,这些地下结构随时面临着地震的威胁<sup>[2]</sup>。

近年来,随着城市化进程的不断推进和轨道交通系统的快速发展,合理开发利用地下资源、加强地下交通网络与其他建筑之间的联系已成为地下空间规划布局的重要方向之一。与此同时,具有特殊断面形式的地铁站、商业步行街等地下结构日益增多,其中在车站结构截面形式不断变化过程中,上宽、下窄型异跨地铁车站结构已逐渐成为城市地下大空间开发时地铁车站结构的常用形式,大型复杂异跨车站结构的出现对地铁地下结构整体的抗震安全性能提出了更高的要求。目前,关于大型地铁地下结构抗震性能方面的研究工作多集中于传统矩形框架式地铁站,而针对复杂截面构造地铁地下车站地震动力响应的研究开展较少。不同学者<sup>[3-6]</sup>分别以不同结构形式的多层多跨地铁车站结构为研究对象,通过不同分析手段揭示了复杂场地土-大型地下车站结构动力相互作用地震反应规律和灾变机理。然而,上述研究中的地铁车站结构只是在结构内部构造上存在不同,其外部轮廓均为简单的规则矩形,对于受周围地层变形约束作用为主的地下结构而言,外部轮廓的变化将明显影响结构整体的抗震性能和地震动力响应特征。目前,以上宽下窄型异跨车站结构为主体的研究工作开展十分有限,相关研究成果还不足以指导日益更新的地铁地下车站结构抗震设计。路德春等<sup>[7]</sup>、陈苏等<sup>[8]</sup>和庄海洋等<sup>[9]</sup>曾对此类地铁车站的地震反应进行过初步探讨,研究成果对提高该类地铁车站结构抗震性能的认识及抗震设计水平提供了合理的参考。然而,现有研究把不考虑地下连续墙存在看作是地铁地下结构抗震设计时的安全储备的观念忽略了墙体对地下结构的不利作用。施作地下连续墙是地铁工程建设中的常见工序,工程完工后一般将作为永久构件置于车站结构的两侧<sup>[10]</sup>。地下连续墙作为影响结构整体变形性状和受力分布的要素之一,其存在必将对复杂异跨车站结构的地震反应和抗震设计产生重要影响,尤其是在强地震作用下地铁地下结构的抗震分析中更应考虑地下连续墙的现实存在问题。因此,有必要结合此类异跨车站结构的实际施工形式对其影响规律进行专门研究。

鉴于此,本文以新型复杂异跨地铁地下车站结构为主体,针对现有抗震性能研究中不考虑地下连续墙现实存在的问题,通过建立土-地下连续墙-复杂异跨地铁车站结构静动耦合非线性相互作用的有限元数

值模型,对比分析了无地下连续墙、含单层地下连续墙及含双层地下连续墙等不同情况时异跨地铁地下车站结构的侧向位移反应、加速度反应和地震损伤破坏分布特征等规律,并给出了一些有价值的研究结论和新发现。

## 1 计算模型及方法

### 1.1 有限元分析模型

本文以苏州地铁一号线某异跨车站结构为工程背景,其主体部分的横断面尺寸如图1所示。该车站属于上层五跨、下层三跨的大型复杂截面地下车站结构,主体结构上层外侧采用SMW工法进行施工,下层外侧为0.8 m厚的叠合式地下连续墙,墙体底部标高为-30 m,墙体顶部与结构变跨节点处的圈梁现浇形成整体。根据该工程的实际情况,结构下层外侧的地下连续墙可作为永久结构存在,结构上层外侧SMW工法的围护体系限于材料强度只能作为临时结构存在,但鉴于该类大型异跨地铁地下车站上层结构的围护体系也有采用地连墙围护形式的可能,因此,为探讨两侧竖向构件对结构地震动力响应的影响,本文根据该工程的实际背景和现有地下车站结构抗震设计不考虑地连墙的现实情况,进而构造了无地下连续墙、含单层地下连续墙及含双层地下连续墙等3种不同的计算工况。

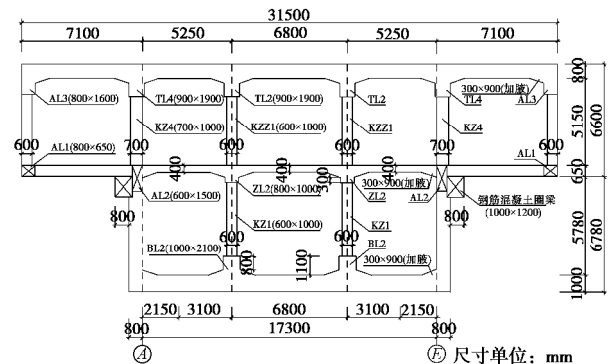


图1 异跨地铁车站结构横截面尺寸

Fig. 1 Cross-sectional dimension of unequal-span subway station

本文计算所选用的工程场地地质条件土层分布及参数如表1所示。土体的非线性本构模型采用庄海洋等<sup>[11-12]</sup>建立的软土记忆型黏塑性嵌套面动力本构模型,该模型是基于广义岩土塑性理论,采用等向硬化和随动硬化相结合的硬化模量准则,建立的一个总应力增量形式的土体黏塑性动力本构模型。混凝土的动力本构模型采用Lee等<sup>[13]</sup>提出的黏塑性动力损伤模型,该模型基于混凝土的断裂能原理,在Lubliner等<sup>[14]</sup>提出的塑性损伤模型基础上进行改进,分别采用两个

表 1 场地土层分布与参数

Table 1 Distribution and parameters of site

土层编号	土层名称	厚度/m	重度/(kN·m <sup>-3</sup> )	弹性模量/MPa	剪切波速/(m·s <sup>-1</sup> )	黏聚力/kPa	内摩擦角/(°)	动泊松比
1	素填土	3.00	18.40	8.0	140.0	13.5	16	0.49
2	软黏土	6.60	19.00	10.0	152.7	15.4	26	0.49
3	粉细砂	6.78	20.50	14.5	167.1	7.0	30	0.49
4	黏土	7.62	19.40	15.0	158.5	18.8	16	0.49
5	中砂	10.00	20.90	21.0	172.7	5.0	28	0.49
6	中砂	8.00	21.20	27.8	205.8	5.0	30	0.49
7	粉质黏土	8.00	18.90	33.0	236.3	12.3	28	0.49
8	砂土	15.00	20.50	29.0	263.2	6.2	30	0.49
9	老黏土	15.00	19.30	35.0	491.6	21.0	21	0.49

表 2 混凝土本构模型参数

Table 2 Dynamic plastic-damage model parameters of concrete

材料参数	弹性模量 $E/\text{MPa}$	泊松比 $\nu$	密度 $\rho/(\text{kg}\cdot\text{m}^{-3})$	扩张角 $\psi/(^\circ)$	初始屈服压应力 $s_{c0}/\text{MPa}$	极限压应力 $s_{cu}/\text{MPa}$	初始屈服拉应力 $s_{t0}/\text{MPa}$	拉伸刚度恢复系数 $\omega_t$	压缩刚度恢复系数 $\omega_c$	损伤因子 $d_c, d_t$
数值	$3.0 \times 10^4$	0.18	2500	36.31	13.0	20.1	2.4	0.0	1.0	$d_c, d_t$

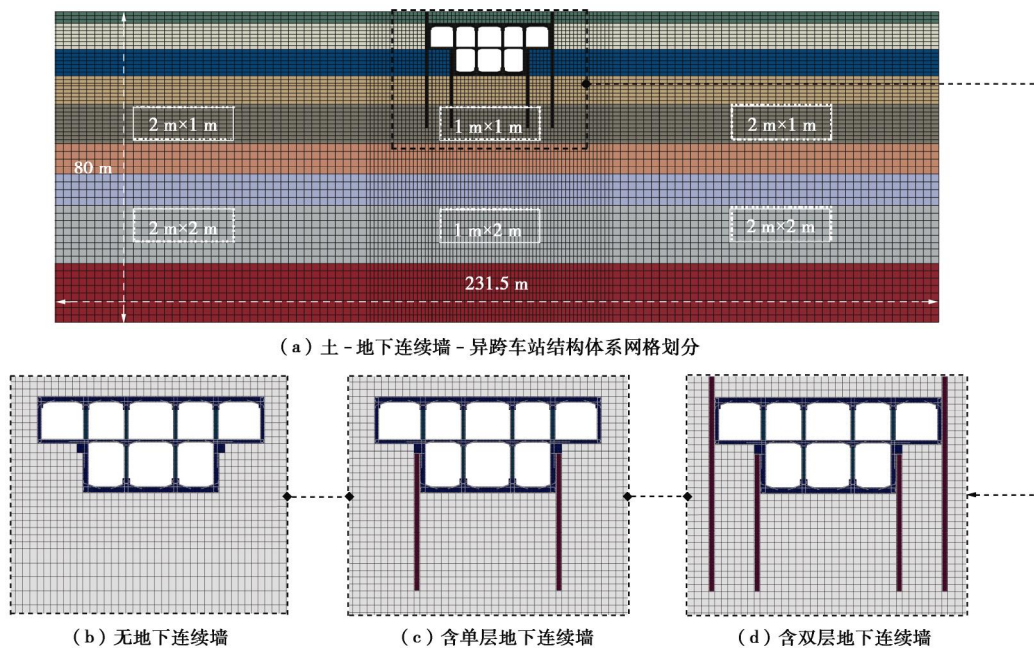


图 2 有限元模型网格划分示意图

Fig. 2 Meshing plan of finite element model

损伤变量来描述混凝土受拉和受压破坏时的刚度衰减规律, 并采用多个硬化变量来修正模型中的屈服函数, 建立了混凝土在循环荷载作用下的动力塑性损伤本构模型。地铁车站结构主体及地下连续墙部分的混凝土强度为 C30, 混凝土对应的动力损伤模型参数如表 2 所示<sup>[15-16]</sup>。

为了尽量消除截取边界的影响, 本文选取地基计算宽度为 231.5 m, 深度为 80 m, 土体、车站结构及地下连续墙的网格划分如图 2 所示。采用四节点平面应变缩减积分单元对土体、车站结构和地下连续墙进

行离散, 远场土体的网格尺寸分别 1 m×2 m, 2 m×1 m 及 2 m×2 m, 结构周边土体网格进行了加密处理, 其尺寸为 1 m×1 m; 通过刚度等效折减的办法考虑二维非线性有限元模型中柱的连续化问题, 等效后的中柱混凝土弹性模量  $E=3.85 \times 10^3$  MPa, 混凝土结构中的钢筋采用植入杆单元进行模拟, 不考虑钢筋与混凝土之间的滑移与分离现象。地铁车站结构与地下连续墙之间的连接方式为绑定约束, 土与地下车站结构、土与地下连续墙之间的接触面法向接触均采用“硬”接触, 即认为当土体与地铁车站结构及地下连续墙之

间出现拉力时接触面将立即分离；切向接触服从 Coulomb 摩擦定律，即当接触面上剪应力大于它们之间的最大摩擦力时将发生土体相对地下结构产生切向滑动，即

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

式中  $t_{\text{crit}}$ ， $P$  分别为接触面上的临界剪应力和法向接触力； $m$  为接触面上两种材料间的摩擦系数，根据已有研究<sup>[16]</sup>，本文取值为 0.4。为实现土-地下连续墙-异跨地铁地下车站结构相互作用的非线性静动耦合模型计算，在静力分析时基岩面采用固定约束而两侧边则限制水平方向上的位移，随后将静荷载下的分析结果用于地应力平衡计算，在施加动荷载前进行边界条件转换，解除场地两侧边的水平约束并限制其竖向位移，基岩面水平方向约束则转换为地震波输入<sup>[17]</sup>。此外，为令计算模型更符合实际情况，在静力和动力计算过程中的场地表面均考虑了 20 kPa 的超载。

## 1.2 输入地震动

本文选取 Kobe 波和 Loma Prieta 波作为基岩输入地震动。Kobe 波为 1995 年日本阪神地震中神户海洋气象台记录的基岩强震加速度记录，其南北向的水平向加速度原始峰值约为 0.85g，强震部分持续时间约为 10 s。Loma Prieta 波选取 1989 年美国加州地震中具有代表性的水平向加速度记录，其原始峰值加速度约为 0.36g，强震部分持续时间约为 6 s。在输入地震动时，将基岩面输入地震动峰值加速度（PBA）分别调整为 1.0，2.0，3.0  $\text{m/s}^2$ ，持时均为 40 s。当峰值加速度为 1.0  $\text{m/s}^2$  时，各波的加速度时程及反应谱如图 3 所示。

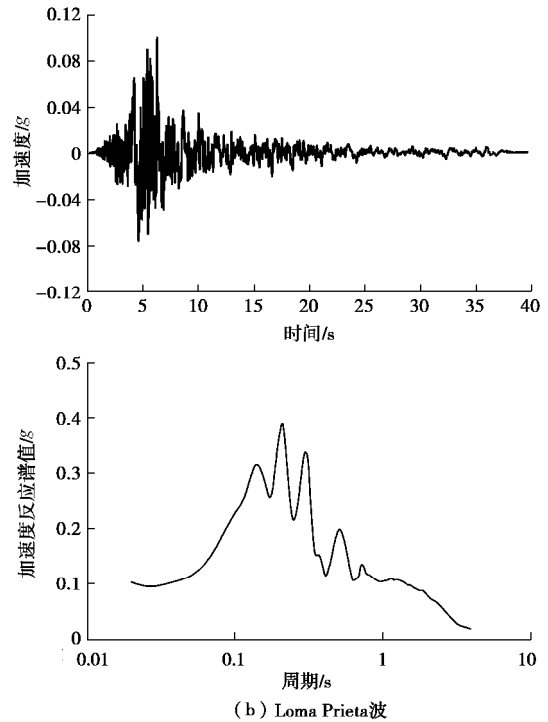
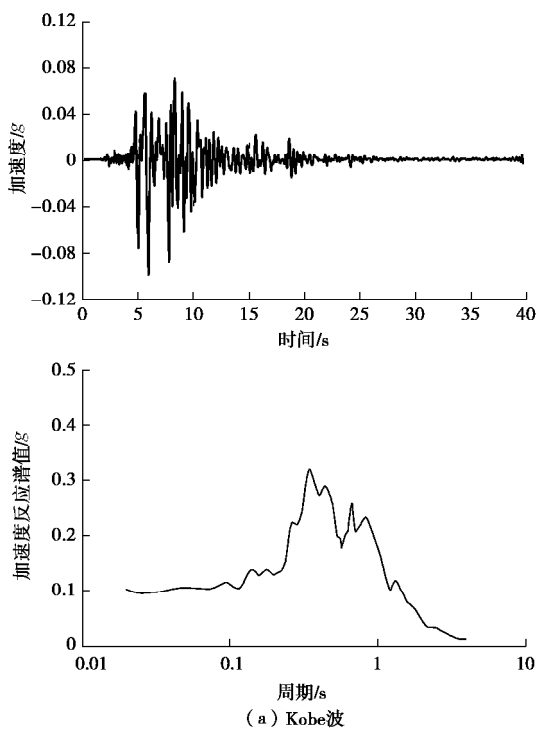


图 3 基岩输入地震动的加速度时程及反应谱

Fig. 3 Acceleration time-histories and response spectrum for the input waves

## 2 计算结果分析

### 2.1 地下连续墙对异跨车站结构侧向变形反应的影响

异跨地铁车站结构在外部轮廓上与传统矩形车站结构不同，其侧墙在上下层之间的中板位置处间断呈阶梯状，结构在水平地震荷载作用下的侧向变形规律具有一定的特殊性，而地下连续墙的存在必将对此产生重要影响。因此，图 4 给出了无墙、单墙和双墙等工况下异跨车站结构侧墙水平相对位移左右摆动最大时刻对应的相对位移沿结构高度变化分布曲线，由图 4 可得如下规律：

(1) 无地下连续墙异跨车站结构的侧移曲线具有明显的“波浪型”曲线特征和“阶梯”特征；单层地下连续墙异跨车站结构的侧移曲线上层部分曲线特征较为明显，而下层部分基本呈直线分布；双层地下连续墙异跨车站结构的侧移曲线上层部分和下层部分均呈直线分布，且下层的相对变形明显大于上层，二者的斜率在中板变跨标高附近发生改变。造成上述变化的主要原因应为地下连续墙与异跨车站主体结构侧墙叠合固接部分的抗侧移刚度得到加强，该部位侧墙的抗侧移变形能力将明显增大。

(2) 以 Kobe 波为例，当输入峰值加速度较小时（PBA=0.10g），单层地下连续墙车站结构上层的侧移曲线要大于无地下连续墙车站结构和双层地下连续墙

车站结构的侧移曲线, 而下层则正好相反; 当输入峰值加速度进一步增大时 (PBA=0.20g), 无地下连续墙车站结构的侧移曲线增长幅度较小且整体上要小于单层和双层地下连续墙车站结构的侧移峰值; 当输入峰值加速度较大时 (PBA=0.30g), 3 种工况下的异跨车站结构侧向位移曲线均增大明显, 其中以无地下连续墙工况最为突出。

(3) 整体上看, 从无地连墙到单层地连墙再到双层地连墙的变化过程中, 车站结构下层的相对变形明显持续增大, 而上层的相对变形明显持续减小, 这一发现与传统的两层三跨箱式车站结构侧向变形受地连墙的影响规律明显不同<sup>[17]</sup>, 甚至与以往关于地下连续墙能够提高地下结构的抗侧移能力并减小结构整体的侧移水平的认识完全相左。上述规律也说明异跨地铁车站结构与地连墙的相互作用极其复杂, 有必要进一步对该相互作用系统进行全面系统的研究, 以便能够建立该类车站结构合理的抗震分析方法。

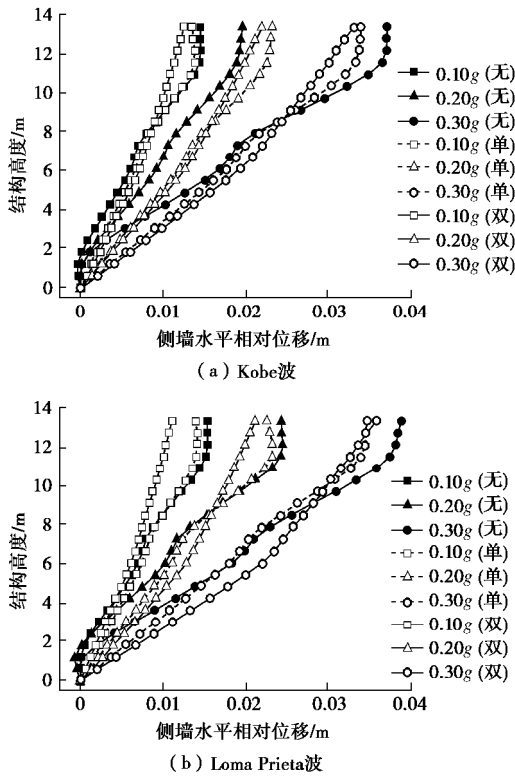


图 4 车站结构侧墙水平摆动幅值曲线

Fig. 4 Horizontal displacements of structural side wall

为进一步分析异跨车站结构的层间变形及整体变形特征, 图 5 给出了 Kobe 波作用下异跨车站结构跨中上层、下层及顶底间的层间位移角, 图 6 给出了 PBA=0.3g 时异跨车站结构上层、下层的相对位移时程曲线。由图 5 可知, 各工况下的层间位移角均随着输入地震动峰值加速度的增大而增大, 其中单层、双层地下连续墙工况中的结构层间位移角变化近似呈线

性增长, 并且上层、下层层间位移角之间的数值差异逐渐变大, 这说明结构上层与下层之间的水平变形差异也越来越大, 该规律在双层地下连续墙工况时最为明显。当输入峰值加速度较小时 (PBA=0.10g), 地下连续墙的存在将有效减小结构上层和下层的层间位移角, 这对提高异跨车站结构整体的抗震性能是有利的; 然而, 当输入峰值加速度进一步增大为 0.20g 和 0.30g 时, 车站结构下层的层间位移角随地下连续墙布置的增多而增大明显。

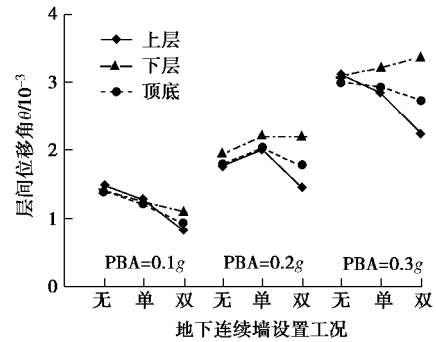


图 5 Kobe 波作用下车站结构的层间位移角

Fig. 5 Interlayer displacement angles of station in Kobe motion

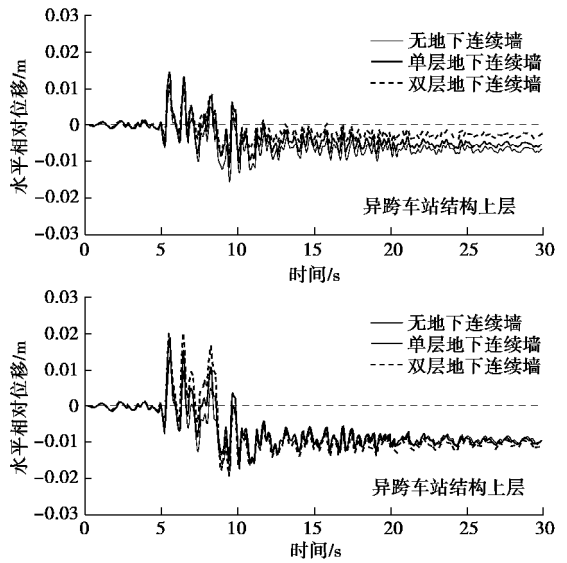


图 6 Kobe 波作用下车站结构的层间位移时程曲线 (PBA=0.30g)

Fig. 6 Time-history curves of storey of station in Kobe motion with PBA=0.30g

由图 6 可知, 3 种工况下的车站结构在地震结束时均存在一定程度的残余变形, 并且车站结构下层的层间相对位移峰值及残余变形均大于上层, 其中结构上层的层间相对位移峰值及残余变形以无地下连续墙工况时最大、单层地下连续墙工况次之、双层地下连续墙工况最小, 而结构下层的层间位移峰值及残余变形则正好相反。

## 2.2 地下连续墙对异跨车站结构加速度反应的影响

地下连续墙的存在将对墙体埋深范围内的土体起到约束作用, 单层地下连续墙的约束范围主要为结构底板下方的土体, 而双层地下连续墙的约束范围和效果则进一步增大, 进而地基与结构的地震加速度反应将受到一定的影响。因此, 图 7 给出了无墙、单墙和双墙工况下异跨车站主体结构各楼板处的峰值加速度反应及底板处的加速度反应谱(阻尼比为 0.05)。

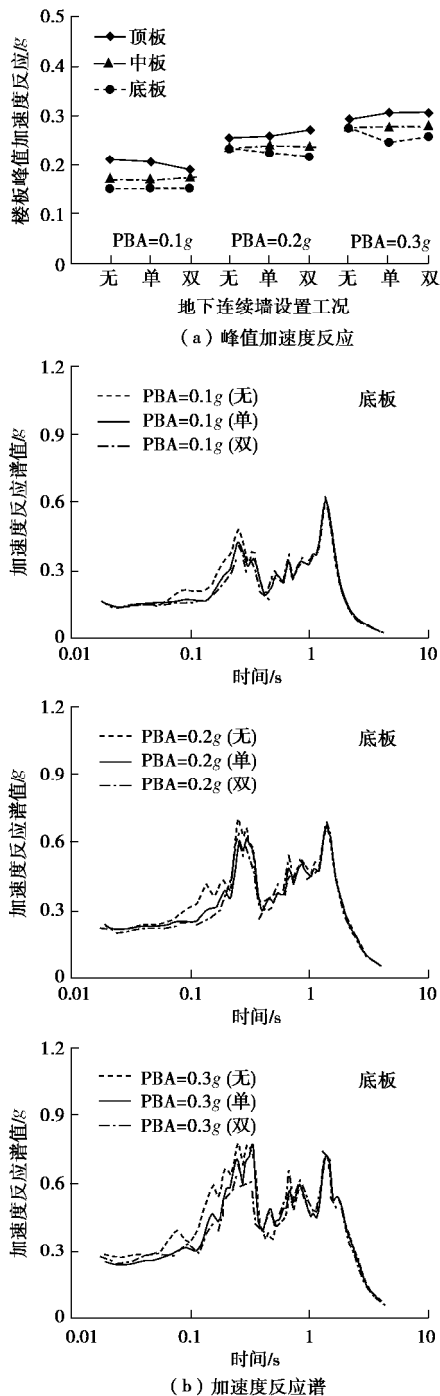


图 7 Kobe 波作用下车站结构楼板的加速度反应

Fig. 7 Acceleration responses of structural slab in Kobe motion

由图 7 (a) 可知, 当地震强度较小时, 地下连续墙的存在主要对异跨车站结构顶板的峰值加速度反应

起到明显的削弱作用; 当输入地震动强度进一步增大时, 地下连续墙的存在将会放大结构顶板的峰值加速度反应, 中板受到的影响不大, 而底板的峰值加速度反应则有一定程度的减小。上述分析表明, 在使用规范建议的反应位移法或反应加速度法时, 有必要考虑地连墙对该类地铁车站结构不同位置的加速度影响。由图 7 (b) 可知, 地下连续墙主要对异跨车站结构底板加速度反应谱短周期范围内(小于 0.4 s)的谱值有较大的削弱作用, 而对周期范围在 0.4~0.8 s 的成分反应具有少许放大作用, 此现象随着输入峰值加速度的增大而越来越明显, 除此之外, 长周期成分(大于 0.8 s)的反应和顶板、中板部分的反应基本不受地下连续墙的影响, 此结果与地下连续墙对传统矩形车站结构的影响规律大致相同<sup>[17]</sup>。

## 2.3 地下连续墙对异跨车站结构地震破坏模式的影响

为研究不同类型地下连续墙对异跨地铁地下车站结构及其局部构件抗震性能的影响, 图 8 给出了无墙、单墙和双墙工况时车站主体结构在不同地震强度下的受拉损伤云图。

由图 8 可知, 不同工况车站主体结构的受拉损伤分布特征具有明显的差异, 其中车站结构各楼板与侧墙分布特征如下:

(1) 无地下连续墙时车站结构顶板的受拉损伤主要发生在左边跨、右边跨和中跨部分的板端上侧, 悬挑跨基本不受影响, 中板以左、右边跨外端下侧和里端上侧为主, 底板则以中跨上侧受拉损伤最为严重, 边跨两端下侧次之; 上层、下层侧墙的顶部内侧及底部外侧为受拉损伤较大区域, 其中下层侧墙与底板的交接部分最为严重。

(2) 当结构下层外侧设置单层地下连续墙时, 中间三跨顶板部分的受拉损伤降低, 而悬挑跨里端上侧比较突出, 并且在较小地震作用下 ( $PBA=0.10g$ ) 便已有贯穿顶板截面的趋势; 中板的受拉损伤分布位置没有发生变化, 但中间三跨部分的损伤水平减小, 悬挑跨部分的损伤程度增大; 底板的跨中部分不再出现明显的受拉损伤, 而在两端下侧的损伤加重, 特别是当输入峰值加速度较大时 ( $PBA=0.30g$ ), 该位置的受拉损伤范围和深度均比较严重; 单层地下连续墙的叠合构造大幅增加了下层侧墙的抗侧刚度, 即使当地震强度较大时该侧墙的上下端部也没有出现明显受拉损伤破坏。

(3) 当设置双层地下连续墙时, 顶板中间跨部分的受拉损伤较单层地下连续墙工况进一步减小, 而悬挑跨顶板与侧墙相交区域下侧出现了明显的受拉损伤, 且该区域破坏程度随着输入峰值加速度的增大而

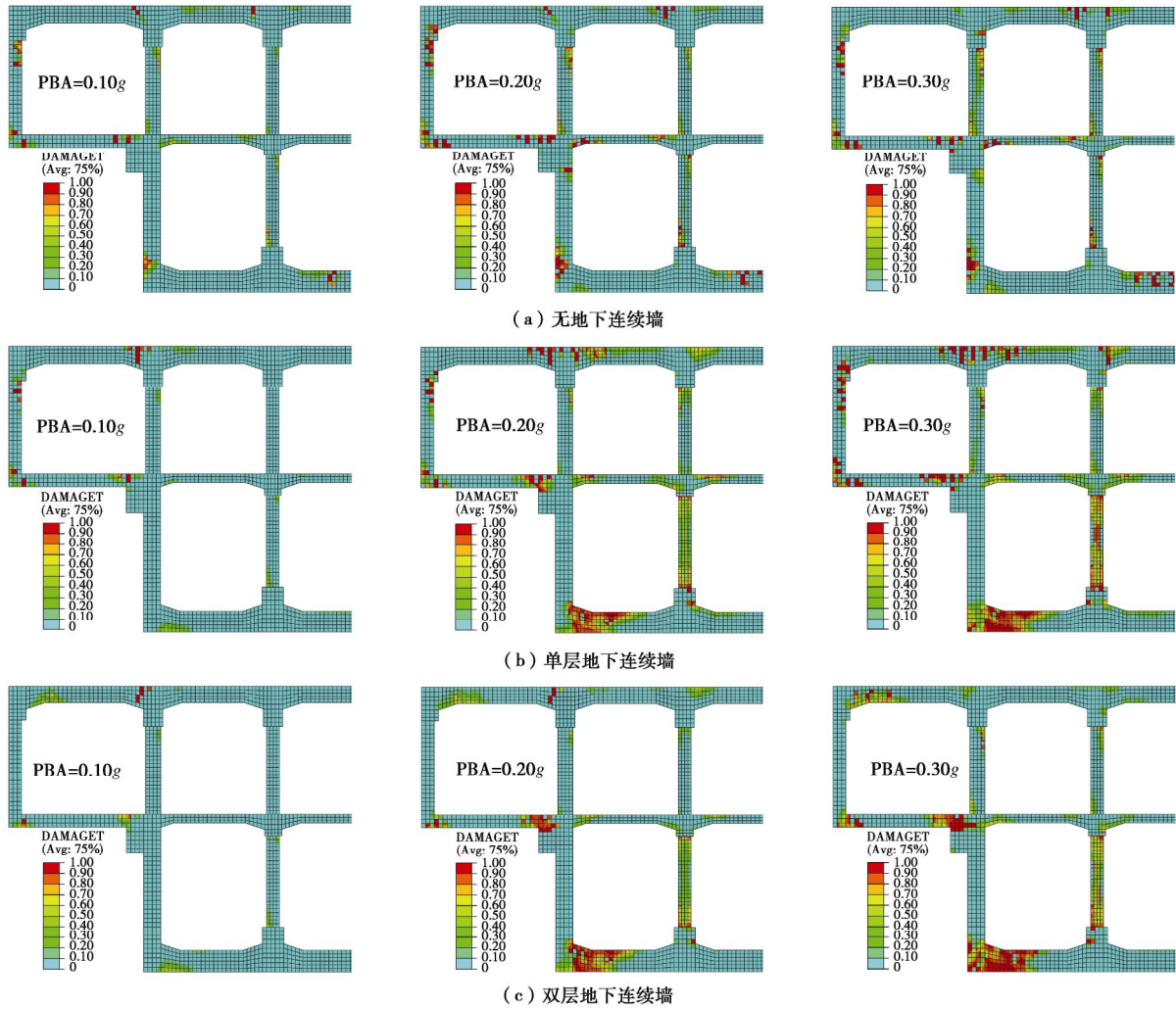


图 8 车站结构受拉损伤云图 (Loma Prieta 波)

Fig. 8 Nephogram of tension damages of subway station in Loma Prieta motion

越发明显, 中板、底板与单墙工况下的受拉损伤分布规律大致相同, 但在相同强度地震作用下底板的损伤破坏更为严重, 在峰值加速度为 0.3g 时, 结构底板端部的贯穿损伤破坏程度和范围进一步扩大, 表明这些位置发生了较为严重的地震破坏; 双层地下连续墙在进一步加强下层侧墙刚度的同时, 也提高了上层侧墙的抗侧刚度, 致使上层侧墙的上下端部不再出现受拉损伤。

对比有、无地下连续墙工况时的计算结果可知, 含单层地下连续墙异跨车站结构的下层侧墙及含双层地下连续墙异跨车站结构的上层、下层侧墙受拉损伤程度均大幅减小, 地下连续墙对异跨车站主体结构侧墙的受拉损伤能够起到很好的减轻效果, 但底板、顶板与侧墙相交区域均出现了较为严重的损伤破坏。当输入峰值加速度较小时, 这些区域的影响并不大, 而当地震强度较大时, 这些构件的局部区域将首先发生破坏, 进而对结构整体的抗震安全性能造成隐患。造成上述现象的原因应为地下连续墙的存在加大了异跨车站主体结构侧墙端部抵抗变形的能力, 进而在地震

荷载作用下节点处发生的弯曲变形主要由楼板承担, 导致了楼板端部的地震破坏更为严重。鉴于异跨车站结构的特殊外形, 不同地下连续墙设置方法对各层中柱和上层边柱受拉损伤分布的影响规律略有区别, 各柱构件端部受拉损伤幅值如图 9 所示。

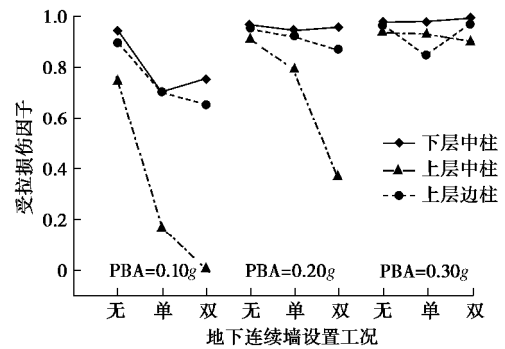


图 9 Loma Prieta 波作用下车站结构中柱受拉损伤

Fig. 9 Tension damages of structural column in Loma Prieta motion

由图 9 可知, 结构下层中柱的受拉损伤破坏程度始终最大, 上层中柱的受拉损伤幅值仅在设置单层地

下连续墙车站结构处于较大地震作用( $PBA=0.3g$ )时大于上层边柱,其他工况上层中柱的受拉损伤破坏水平平均低于上层边柱,尤其是当输入峰值加速度较小时此现象更为明显。随着输入地震动强度的增高,3种模型中各柱构件的受拉损伤幅值逐渐增大,但各自之间的差异逐渐减小,其中以双层地下连续墙车站结构的变化幅度最为明显,单层地下连续墙车站结构的变化幅度次之,无地下连续墙结构的变化幅度最小。总之,当输入峰值加速度较小时( $PBA=0.10g$ ),地下连续墙的存在对结构内部所有柱构件的受拉损伤均起到了减小作用,其中以上层中柱的减小幅度最为突出,即地下连续墙对结构中柱的抗震安全是有利的;当输入峰值加速度较大时( $PBA=0.30g$ ),地下连续墙对各层柱构件已不再具有明显的损伤减幅作用,双层地下连续墙车站结构的下层中柱和上层边柱破坏程度明显大于无地下连续墙和单层地下连续墙的工况。

### 3 结 论

本文基于新型复杂异跨地铁地下车站结构型式,针对现有抗震性能研究中不考虑地下连续墙现实存在的问题及其实际工程的围护结构措施,通过建立土-地下连续墙-复杂异跨地铁车站结构静动耦合非线性相互作用的有限元数值模型,对比分析了无地下连续墙、含单层地下连续墙及含双层地下连续墙等不同情况下复杂异跨地铁地下车站结构的地震动反应特征,得到以下4点结论。

(1)当地震强度较小时,地下连续墙的存在能够明显减小异跨车站结构的水平侧移反应和层间位移角,对提高异跨车站结构整体的抗震性能是有利的;而当输入地震动强度较大时,设置地下连续墙工况的异跨车站结构侧移反应要比无地下连续墙异跨车站结构的侧移反应大很多,车站结构下层的层间位移角随地下连续墙布置的增多而明显增大,上层与下层的层间位移角差异也越来越明显。

(2)当地震强度较小时,地下连续墙的存在主要对异跨车站结构顶板的峰值加速度反应起到明显的削弱作用,而当输入地震动强度较大时,地下连续墙的存在将会增大结构顶板的峰值加速度反应,中板影响不大,底板的峰值加速度反应则有一定程度的减小,在相关的抗震简化分析中应考虑地连墙对车站主体结构加速度反应的差异影响。

(3)地下连续墙对异跨车站主体结构侧墙的地震受拉损伤能够起到很好的减轻效果,但其对车站结构侧墙端部变形约束作用的大幅增强将导致地震荷载作用下节点处发生的弯曲变形主要由连接处楼板端部承

担,底板和顶板与侧墙相交区域损伤破坏程度增大,对结构整体的抗震安全性能造成隐患。

(4)“地下连续墙可以作为提高地下结构抗侧刚度构件”的基本原理是正确的,但将此概念等同于“可将地下连续墙视为地下结构抗震设计时的安全储备”存在不妥。地下连续墙的存在将明显改变地下结构在地震中的变形性状和破坏模式,进而对结构内部构件的应力分布和整体的破坏过程产生了诸多影响,且其影响结果和影响程度要远比传统矩形车站结构复杂的多。因此,有必要对该问题进行全面系统的研究,进而明确此类车站结构形式的抗震设计方法和地震安全评价水平划分标准。

### 参考文献:

- [1] 杜修力,李洋,许成顺,等. 1995年日本阪神地震大开地铁车站震害原因及成灾机理分析研究进展[J]. 岩土工程学报, 2018, 40(2): 223 - 236. (DU Xiu-li, LI Yang, XU Cheng-shun, et al. Review on damage causes and disaster mechanism of Daikai subway station during 1995 Osaka-Kobe Earthquake[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, 40(2): 223 - 236. (in Chinese))
- [2] 刘晶波,李彬. 地铁地下结构抗震分析及设计中的几个关键问题[J]. 土木工程学报, 2006, 39(6): 106 - 110. (LIU Jing-bo, LI Bin. Issues on the seismic analysis and design of subway structures[J]. China Civil Engineering Journal, 2006, 39(6): 106 - 110. (in Chinese))
- [3] 陶连金,刘春晓,边金,等. 大跨度Y形柱地铁车站结构地震反应研究[J]. 力学学报, 2017, 49(1): 55 - 64. (TAO Lian-jin, LIU Chun-xiao, BIAN Jin, et al. Seismic response of subway station with large span and Y shaped column[J]. Chinese Journal of Theoretical and Applied Mechanics, 2017, 49(1): 55 - 64. (in Chinese))
- [4] 唐小微,付培帅,李宏,等. 双层预应力大跨度地铁车站结构震害模拟与分析[J]. 东北大学学报:自然科学版, 2015, 36(6): 892 - 896. (TANG Xiao-wei, FU Pei-shuai, LI Hong, et al. Seismic simulation and analysis of the two-layer prestressed long-span subway station[J]. Journal of Northeastern University: Natural Science, 2015, 36(6): 892 - 896. (in Chinese))
- [5] CHEN G X, CHEN S, ZUO X, et al. Shaking-table tests and numerical simulations on a subway structure in soft soil[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2015, 76: 13 - 28.
- [6] CHEN Z Y, CHEN W, LI Y Y, et al. Shaking table test of a multi-story subway station under pulse-like ground

- motions[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2016, **82**: 111 - 122.
- [7] 路德春, 李 云, 马 超, 等. 斜入射地震作用下地铁车站结构抗震性能分析[J]. *北京工业大学学报*, 2016, **42**(1): 87 - 94. (LU De-chun, LI Yun, MA Chao, et al. Analysis of the three-dimensional seismic performance of underground[J]. *Journal of Beijing University of Technology*, 2016, **42**(1): 87 - 94. (in Chinese))
- [8] 陈 苏, 唐柏赞, 刘爱文, 等. 变截面地铁地下车站三维地震反应特性数值模拟[J]. *地震地磁观测与研究*, 2016, **37**(5): 41 - 48. (CHEN Su, TANG Bai-zan, LIU Ai-wen, et al. 3-D numerical simulation on seismic behavior of variable cross-section subway station structure in complex geological ground[J]. *Seismological and Geomagnetic Observation and Research*, 2016, **37**(5): 41 - 48. (in Chinese))
- [9] 庄海洋, 龙 慧, 陈国兴. 复杂大型地铁地下车站结构非线性地震反应分析[J]. *地震工程与工程振动*, 2013, **33**(2): 192 - 199. (ZHUANG Hai-yang, LONG Hui, CHEN Guo-xing. Analysis of the nonlinear earthquake responses of a large complicated subway underground station[J]. *Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2013, **33**(2): 192 - 199. (in Chinese))
- [10] 孙长军, 张顶立, 刘井学, 等. 北京地铁车站地连墙支护结构受力变形特性研究[J]. *岩土工程学报*, 2015, **37**(增刊1): 78 - 83. (SUN Chang-jun, ZHANG Ding-li, LIU Jing-xue, et al. Mechanical and deformation characteristics of diaphragm wall system of Beijing metro station[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2015, **37**(S1): 78 - 83. (in Chinese))
- [11] 庄海洋, 陈国兴, 朱定华. 土体动力黏塑性记忆型嵌套面本构模型及其验证[J]. *岩土工程学报*, 2006, **28**(10): 1267 - 1272. (ZHUANG Hai-yang, CHEN Guo-xing, ZHU Ding-hua. Dynamic visco-plastic memorial nested yield surface model of soil and its verification[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2006, **28**(10): 1267 - 1272. (in Chinese))
- [12] 庄海洋, 陈国兴. 对土体动力黏塑性记忆型嵌套面模型的改进[J]. *岩土力学*, 2009, **30**(1): 118 - 122. (ZHUANG Hai-yang, CHEN Guo-xing. Improvement of dynamic viscoplastic memorial nested yield surface model of soil[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2009, **30**(1): 118 - 122. (in Chinese))
- [13] LEE J, FENVES G L. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures[J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 1998, **124**(8): 892 - 900.
- [14] LUBLINER J, OLIVER J, OLLER S, et al. A plastic-damage model for concrete[J]. *International Journal of Solids and Structures*, 1989, **25**(3): 299 - 326.
- [15] ZHUANG H Y, HU Z H, WANG X J, et al. Seismic responses of a large underground structure in liquefied soils by FEM numerical modelling[J]. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2015, **13**(12): 3645 - 3668.
- [16] 庄海洋, 王雪剑, 王 瑞, 等. 土-地铁动力相互作用体系侧向变形特征研究[J]. *岩土工程学报*, 2017, **39**(10): 1761 - 1769. (ZHUANG Hai-yang, WANG Xue-jian, WANG Rui, et al. Characteristics of lateral deformation of soil-subway dynamic interaction system[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2017, **39**(10): 1761 - 1769. (in Chinese))
- [17] 王雪剑, 庄海洋, 陈国兴, 等. 地下连续墙对叠合墙式地铁车站结构地震反应的影响研究[J]. *岩土工程学报*, 2017, **39**(8): 1435 - 1443. (WANG Xue-jian, ZHUANG Hai-yang, CHEN Guo-xing, et al. Effect of diaphragm wall on earthquake responses of an underground subway station[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2017, **39**(8): 1435 - 1443. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201907008

# 土岩变化地层长隧道纵向地震响应解析解

禹海涛<sup>1,2</sup>, 张正伟<sup>3</sup>, 李攀<sup>4</sup>, 贺维国<sup>5</sup>, 赵旭<sup>6</sup>

(1. 同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092; 2. 上海市市政工程设计研究总院(集团)有限公司, 上海 200092; 3. 上海市城市建设设计研究总院(集团)有限公司, 上海 200125; 4. 苏州大学轨道交通学院, 江苏 苏州 215131; 5. 中铁第六勘察设计院集团有限公司, 天津 300308; 6. 北京工业大学城市与工程安全减灾教育部重点实验室, 北京 100124)

**摘要:** 土岩地层界面是制约长隧道结构抗震安全的关键控制节点, 但现有设计方法均未考虑隧道沿其纵向的地层变化。基于隧道的动力响应特点提出力学模型, 将隧道沿纵向简化为两段处于不同地层条件中的半无限长弹性地基梁。通过求解结构的位移微分控制方程, 推导出土岩变化地层长隧道纵向地震响应的解析表达式, 并引入位移相位角模拟行波效应, 提出了面向工程设计的土岩变化地层长隧道纵向抗震简化分析方法。通过与有限元基准模型在相同条件下的对比分析, 验证了该方法的有效性。最后应用该解析公式进行参数敏感性分析, 揭示了结构刚度、地层剪切波速比等关键因素对土岩变化地层隧道结构地震响应的规律: 隧道结构刚度越大, 结构内力响应越剧烈, 隧道地层突变段的内力峰值差越大, 地层突变的影响范围也随之变宽; 地层剪切波速比越大, 隧道地层突变段的内力峰值差越大, 但地层突变的影响范围却不受影响。

**关键词:** 地下结构; 纵向地震响应; 拟静力法; 土岩变化地层; 参数化分析

中图分类号: TU92

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)07-1244-07

作者简介: 禹海涛(1983—), 男, 博士, 副教授, 主要从事地下结构抗震方面的研究工作。E-mail: yuhaitao@tongji.edu.cn。

## Analytical solution for longitudinal seismic responses of long tunnels crossing soil-rock stratum

YU Hai-tao<sup>1,2</sup>, ZHANG Zheng-wei<sup>3</sup>, LI Pan<sup>4</sup>, HE Wei-guo<sup>5</sup>, ZHAO Xu<sup>6</sup>

(1. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Shanghai Municipal Engineering Design Institute (Group) Company Limited, Shanghai 200092, China; 3. Shanghai Urban Construction Design & Research Institute (Group) Company Limited, Shanghai 200125, China; 4. School of Rail Transportation, Soochow University, Suzhou, Jiangsu 215131, China; 5. China Railway Liuyuan Group CO., LTD., Tianjin 300308, China; 6. Key Laboratory of Urban Security and Disaster Engineering of Ministry of Education, Beijing University of Technology, Beijing 100124, China)

**Abstract:** The contact between soil and rock is the controlling point in the seismic design of long tunnels, which has not been considered in any design methods yet. The mechanical model for a long tunnel crossing soil-rock stratum is proposed with assumptions based on its dynamic response characteristics, in which two semi-infinite elastic foundation beams in different soils are assumed to model the behaviors of the tunnel. An analytical solution for longitudinal seismic responses of tunnels crossing soil-rock stratum is derived by solving the displacement differential governing equations. The simplified method for longitudinal seismic responses of tunnels crossing soil-rock stratum is proposed. The traveling wave effect can be considered by introducing the displacement phase angle. A benchmark model, a finite element model for a long tunnel crossing soil-rock stratum, is used to calibrate the proposed method. Comparison under the same parameters shows a high degree of consistency between them, which verifies the efficiency of the innovative method. Finally, sensitivity analyses of parameters are carried out using the proposed analytic formulas, and the influences of parameters on seismic response of tunnels crossing soil-rock stratum are revealed. The results suggest that with the increase of the structural stiffness, the internal force response of the tunnel becomes larger, the difference of the values of the peak internal forces becomes greater, and the zone of influence of the

基金项目: 国家重点研发计划项目(2018YFC1504305, 2018YFC0809602, 2017YFC1500703); 国家自然科学基金项目(51678438, 41672289, 51778487); 土木工程防灾国家重点实验室开放基金项目(SLDRCE16-02); 上海市青年科技启明星计划项目(17QC1400500); 上海市科学技术委员会项目(16DZ1201904, 18DZ1205103)

收稿日期: 2018-07-20

\*通讯作者(E-mail: yongpanli@163.com)



transition becomes wider. With the increase of shear velocity ratio of soils, the difference of the values of the peak internal forces becomes greater but the zone of influence of the transition remains unchanged.

**Key words:** underground structure; longitudinal seismic response; pseudo-static method; soil-rock stratum; parametric analysis

## 0 引 言

随着城市轨道交通及公路交通的快速发展, 隧道结构的纵向长度不断增加, 穿越的地层条件也越来越复杂。例如, 厦门市轨道交通 2 号线跨海盾构隧道穿越了基岩、基岩强风化、基岩全风化等多个地层<sup>[1]</sup>。地下结构震害表明<sup>[2-4]</sup>, 当隧道穿越土岩地层交界面时, 地层突变将导致结构在震动作用下产生较大变形, 使隧道发生管片环间的错台、螺栓剪断和接缝渗漏水等震害。因此, 土岩地层交界面是制约隧道结构抗震安全的关键控制节点。

目前, 隧道结构纵向地震响应分析主要以数值方法为主, Stamos 等<sup>[5-6]</sup>提出了一种频域边界元和一种特殊的直接边界元用于研究地下结构的动态响应; Park 等<sup>[7]</sup>采用拟静力三维有限元分析了隧道的纵向非一致地震响应; Yu 等<sup>[8-9]</sup>采用多尺度方法分析了长隧道在一致和非一致地震荷载作用下的动力响应; Li 等<sup>[10]</sup>开发了用于非一致地震动输入的时域三维有限元模型。然而, 针对隧道土岩地层变化段地震响应的研究较少, 王维<sup>[11]</sup>利用 ABAQUS 有限元程序建立了盾构隧道的三维混合模型, 分析了软硬地层交界面盾构隧道的地震响应特征, 结果表明各种工况下隧道最大主应力极值均出现在软硬地层交界面处; 张景等<sup>[4]</sup>通过振动台试验也证实了隧道在软硬突变处结构应变响应会显著增大。因数值方法的计算模型庞大, 且计算精度受多因素影响, 模型试验又需消耗大量人力物力, 故均不便应用于工程设计。

工程设计一般采用简化的拟静力法进行隧道纵向抗震分析, 主要包括自由场变形法和土结相互作用法<sup>[11]</sup>。自由场变形法的计算精度受结构与岩土刚度比的影响较大, 仅适用于初步设计。土结相互作用法在工程设计中运用更为广泛, 其中最具代表性的为反应位移法<sup>[2]</sup>与 St. John 法<sup>[12]</sup>, 它们的基本思想都是将隧道结构简化为处在均质各向同性地层中的弹性地基梁, 将自由场位移假定为一理想的正弦波形, 沿隧道纵轴静态地施加自由场强制位移, 然后由静力弹性地基梁理论求解隧道结构的地震动响应<sup>[13]</sup>。相比于数值方法, 拟静力法便捷高效, 但现有拟静力法均建立在均质地层基础上, 未能考虑地层突变, 无法用于穿越土岩地层交界面的隧道。因此, 如何建立合理的土岩变化地层长隧道力学模型及地震响应解析表达式, 是指导土岩变化段长隧道结构抗震设计的坚实基础。

针对土岩变化地层隧道无可用纵向抗震设计方法

的现状, 本文建立了土岩变化地层长隧道纵向简化力学模型。通过求解微分控制方程的边值问题, 推导出土岩变化地层长隧道纵向地震响应的解析表达式, 并引入位移相位角模拟行波效应, 提出了土岩变化地层长隧道纵向抗震简化分析方法。以有限元数值解为基准, 对比相同工况下的结构响应, 验证了本文方法的有效性和可行性。在此基础上, 结合本文给出的解析表达式分析不同参数对土岩变化地层长隧道地震响应的影响规律。

## 1 力学模型及解析解

### 1.1 控制方程

如图 1 (a) 所示, 某均质长隧道穿越两种不同地层 (Soil A 和 Soil B), 为获得隧道在地层突变影响下的地震动响应解析解, 建立如下力学模型: 以土岩地层交界面为坐标原点, 忽略隧道横断面的剪切变形, 将土岩变化地层长隧道简化为两段分别处于不同地层条件中的半无限长弹性地基梁。隧道的坐标系统及力学参数如图 1 (b) 所示, 原点左侧和右侧的地基弹性抗力系数分别为  $K_{h1}$  和  $K_{h2}$ ; 结构的抗弯刚度为  $EI$ , 其中  $E$  为隧道衬砌的弹性模量,  $I$  为隧道横截面的惯性矩;  $u_g$  为结构位置处的土体自由场位移, 简称自由场位移;  $u_t$  为结构的真实位移。

地震荷载作用下, 自由场位移可简化为一理想的正弦波形<sup>[12]</sup>, 沿隧道纵轴静态施加该位移, 同时考虑行波效应对土岩变化地层长隧道结构的影响, 自由场位移函数可表示为

$$\begin{cases} u_{g1} = u_{\max 1} \sin\left(\frac{2\pi}{L}x + a_0\right) & (x < 0) \\ u_{g2} = u_{\max 2} \sin\left(\frac{2\pi}{L}x + a_0\right) & (x > 0) \end{cases} \quad (1)$$

式中  $u_{\max 1}$  为原点左侧 Soil A 的自由场位移峰值;  $u_{\max 2}$  为原点右侧 Soil B 的自由场位移峰值;  $L$  为地震波波长;  $a_0$  为位移函数相位角, 通过改变  $a_0$  实现位移波形沿隧道纵轴的平移, 从而模拟行波效应, 如图 2 所示。

采用弹性地基梁理论考虑土与结构相互作用, 如图 1 (b), 隧道结构的弯曲控制方程可表达为

$$EI \frac{d^4 u_t}{dx^4} = p \quad (2)$$

式中  $EI$  为结构的抗弯刚度;  $u_t$  为结构的真实位移;  $p$  为结构与土之间的相互作用力, 若将地基对结构的

作用简化为一系列连续的线性弹簧，则  $p$  可表示为

$$p = K_h(u_g - u_t) \quad (3)$$

将式 (3) 代入式 (2)，隧道结构的弯曲控制方程可表示为

$$EI \frac{d^4 u_t}{dx^4} + K_h u_t = K_h u_g \quad (4)$$

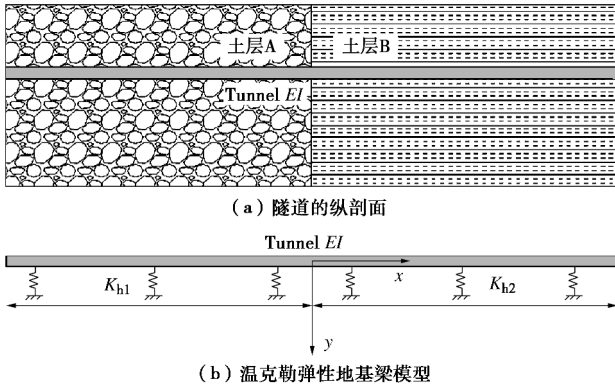


图 1 穿越土岩突变地层的长隧道

Fig. 1 Long tunnel crossing soil-rock stratum

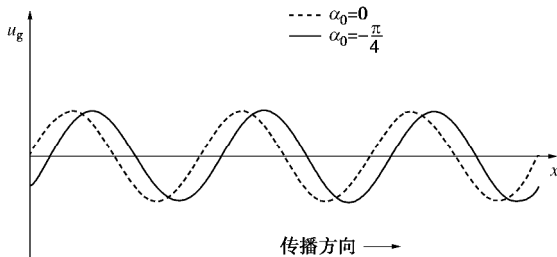


图 2 行波效应示意图

Fig. 2 Wave passage effects

### 1.2 解析解

将图 1 所示的土岩变化地层长隧道拆分为两段半无限长梁，其弯曲控制方程可分段表示为

$$\begin{cases} EI \frac{d^4 u_t}{dx^4} + K_{h1} u_t = K_{h1} u_{\max 1} \sin\left(\frac{2\pi}{L} x + a_0\right) & (x < 0), \\ EI \frac{d^4 u_t}{dx^4} + K_{h2} u_t = K_{h2} u_{\max 2} \sin\left(\frac{2\pi}{L} x + a_0\right) & (x > 0). \end{cases} \quad (5)$$

对于原点左侧半无限长梁 ( $x < 0$ )，求解其弯曲控制方程，可得其位移函数：

$$u_t = e^{bx} (A \cos bx + B \sin bx) + e^{-bx} (C \cos bx + D \sin bx) + \frac{au_{\max 1} \sin(wx + a_0)}{a + w^4} \quad (6)$$

式中， $b = \sqrt[4]{\frac{K_{h1}}{4EI}}$ ， $a = \frac{K_{h1}}{EI}$ ， $w = \frac{2\pi}{L}$ ， $A, B, C, D$  为待定系数。

无限远处，半无限长梁的变形将不受土岩地层突变的影响，即半无限长梁在无限远处的位移函数与均

质地层中无限长梁一致，由均质地层中无限长梁的解析解<sup>[12]</sup>可得到半无限长梁在无限远处 ( $x \rightarrow -\infty$ ) 的边界条件：

$$u_t = \frac{au_{\max 1} \sin(wx + a_0)}{a + w^4} \quad (7)$$

由式 (7) 所示的边界条件，可得  $C=D=0$ ，此时左侧半无限长梁的位移函数可表示为

$$u_t = e^{bx} (A \cos bx + B \sin bx) + \frac{au_{\max 1} \sin(wx + a_0)}{a + w^4} \quad (8)$$

类似地可解得原点右侧半无限长梁 ( $x > 0$ ) 的位移函数：

$$u_t = e^{-gx} (G \cos gx + H \sin gx) + \frac{bu_{\max 2} \sin(wx + a_0)}{b + w^4} \quad (9)$$

式中， $g = \sqrt[4]{\frac{K_{h2}}{4EI}}$ ， $b = \frac{K_{h2}}{EI}$ ， $w = \frac{2\pi}{L}$ ， $G, H$  为待定系数。

两段半无限长梁的位移函数可表示为

$$\begin{cases} u_t = e^{bx} (A \cos bx + B \sin bx) + \frac{au_{\max 1} \sin(wx + a_0)}{a + w^4} & (x < 0), \\ u_t = e^{-gx} (G \cos gx + H \sin gx) + \frac{bu_{\max 2} \sin(wx + a_0)}{b + w^4} & (x > 0). \end{cases} \quad (10)$$

式 (10) 中  $A, B, G, H$  四个待定系数可由土岩地层界面 (即  $x=0$ ) 处，隧道结构位移、转角、弯矩、剪力的连续性条件确定。

$$\begin{cases} \lim_{x \rightarrow 0^-} u_t = \lim_{x \rightarrow 0^+} u_t, \\ \lim_{x \rightarrow 0^-} u_t' = \lim_{x \rightarrow 0^+} u_t', \\ EI \lim_{x \rightarrow 0^-} u_t^{(2)} = EI \lim_{x \rightarrow 0^+} u_t^{(2)}, \\ EI \lim_{x \rightarrow 0^-} u_t^{(3)} = EI \lim_{x \rightarrow 0^+} u_t^{(3)}. \end{cases} \quad (11)$$

整理式 (11) 所示的连续性条件可得如下方程组：

$$\begin{cases} A + \frac{au_{\max 1} \sin a_0}{a + w^4} = G + \frac{bu_{\max 2} \sin a_0}{b + w^4}, \\ bA + bB + w \frac{au_{\max 1} \cos a_0}{a + w^4} = -gG + gH + w \frac{bu_{\max 2} \cos a_0}{b + w^4}, \\ EI \left( 2b^2 B - w^2 \frac{au_{\max 1} \sin a_0}{a + w^4} \right) = EI \left( -2g^2 H - w^2 \frac{bu_{\max 2} \sin a_0}{b + w^4} \right), \\ EI \left( -2b^3 A + 2b^3 B - w^3 \frac{au_{\max 1} \cos a_0}{a + w^4} \right) = EI \left( 2g^3 G + 2g^3 H - w^3 \frac{bu_{\max 2} \cos a_0}{b + w^4} \right). \end{cases} \quad (12)$$

(1) 当  $K_{h1} \neq K_{h2}$  时，方程组 (12) 的系数矩阵可

逆, 求解该方程组便可确定式 (10) 中的 4 个待定系数:

$$\begin{cases} A \\ B \\ G \\ H \end{cases} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & -1 & 0 \\ -b & -b & -g & g \\ 0 & -2b^2 & 0 & -2g^2 \\ 2b^3 & -2b^3 & 2g^3 & 2g^3 \end{bmatrix}^{-1} \cdot \begin{bmatrix} \frac{bu_{\max 2} \sin(a_0)}{b+w^4} - \frac{au_{\max 1} \sin(a_0)}{a+w^4} \\ w \frac{bu_{\max 2} \cos(a_0)}{b+w^4} - w \frac{au_{\max 1} \cos(a_0)}{a+w^4} \\ w^2 \frac{au_{\max 1} \sin(a_0)}{a+w^4} - w^2 \frac{bu_{\max 2} \sin(a_0)}{b+w^4} \\ w^3 \frac{au_{\max 1} \cos(a_0)}{a+w^4} - w^3 \frac{bu_{\max 2} \cos(a_0)}{b+w^4} \end{bmatrix} \quad (13)$$

(2) 当  $K_{h1}=K_{h2}$  时, 土岩变化地层退化为均质地层, 方程组 (12) 仅有零解, 即  $A=B=G=H=0$ 。

结构的弯矩、剪力可分别对位移函数式 (10) 求两阶导数和三阶导数, 并乘上系数  $(-EI)$  得到

$$\begin{cases} M = -EI \left[ 2b^2 e^{bx} (-A \sin bx + B \cos bx) - w^2 \frac{au_{\max 1} \sin(wx + a_0)}{a + w^4} \right] & (x \leq 0), \\ M = -EI \left[ 2g^2 e^{-gx} (G \sin gx - H \cos gx) - w^2 \frac{bu_{\max 2} \sin(wx + a_0)}{b + w^4} \right] & (x \geq 0). \\ Q = -EI \left\{ 2b^3 e^{bx} [(-A + B) \cos bx - (A + B) \sin bx] - w^3 \frac{au_{\max 1} \cos(wx + a_0)}{a + w^4} \right\} & (x \leq 0), \\ Q = -EI \left\{ 2g^3 e^{-gx} [(G + H) \cos gx + (-G + H) \sin gx] - w^3 \frac{bu_{\max 2} \cos(wx + a_0)}{b + w^4} \right\} & (x \geq 0). \end{cases} \quad (14)$$

$$\quad (15)$$

### 2 数值验证

依托典型的地铁区间隧道, 依据有限元数值解为对比基准, 验证本文所建立的力学模型及解析表达的有效性和可行性。计算模型如图 1 (b) 所示, 隧道外径  $d$  为 6.2 m, 衬砌壁厚  $t$  为 0.35 m, 隧道中心埋深为 15 m, 隧道衬砌重度为  $25 \text{ kN/m}^3$ , 弹性模量  $E$  为 34.5 GPa, 泊松比为 0.2。为便于分析, 将隧道结构简化为均质的弹性地基梁, 纵向抗弯刚度有效率取  $0.2^{[14]}$ 。

隧道穿越土岩地层交界面, 地层参数发生明显变化, 界面左侧的地层土层 A 剪切波速  $V_{s1}=300 \text{ m/s}$ , 界

面右侧的地层土层 B 剪切波速  $V_{s2}=150 \text{ m/s}$ 。地基可视为线弹性, 其弹性抗力系数  $K_h$  可根据下式确定<sup>[12]</sup>:

$$K_h = \frac{16\pi G(1-n)d}{3-4nL} \quad (16)$$

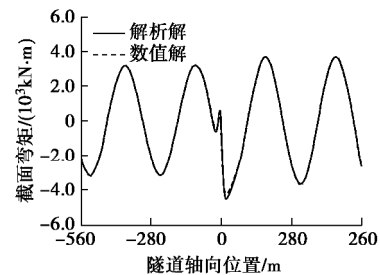
式中  $n$  为岩土体泊松比;  $d$  为隧道直径;  $L$  为地震波波长;  $G$  为岩土体动剪切模量, 可表示为岩土体密度  $\rho$  与地层剪切波速  $V_s$  平方的乘积, 即

$$G = \rho V_s^2 \quad (17)$$

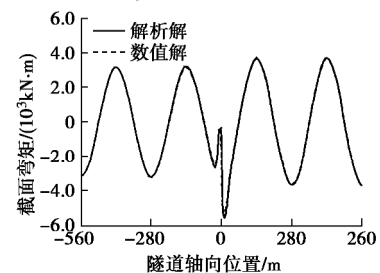
地震波波长  $L=280 \text{ m}$ ; 岩土体密度  $\rho=2000 \text{ kg/m}^3$ ; 自由场位移峰值利用一维土层地震反应分析程序 SHAKE91<sup>[15]</sup> 计算, 界面左侧的位移峰值  $u_{\max 1}=0.0332 \text{ m}$ , 界面右侧的位移峰值  $u_{\max 2}=0.0382 \text{ m}$ 。

利用大型软件 ABAQUS 建立有限元模型, 采用总长 10000 m 的梁单元模拟长隧道结构, 单元的网格尺寸为 0.5 m, 模型两端采用自由边界; 采用离散的线弹性弹簧模拟地基, 弹簧间隔为 0.5 m, 弹性抗力系数与解析解保持一致。将自由场的正弦波形位移施加在弹簧远离结构的一端, 从而获得有限元数值解。

采用本文方法和有限元数值方法计算土岩变化地层处隧道在  $a_0=45^\circ, 90^\circ$  两种工况下结构的内力响应。图 3 给出了隧道内力分布情况, 实线表示本文方法的结果, 简称解析解, 虚线表示有限元数值方法的结果, 简称数值解。从图 3 所示的结果可以看出: 正弦波形的强制位移作用下, 隧道均质地层段的内力图呈正弦曲线形状, 且地层剪切波速越大, 其内力图峰值越小; 而土岩地层交界面附近的内力图形状不再具有正弦曲线特征, 且其内力响应与位移函数相位角  $\alpha_0$  密切相关。通过对比本文方法的解析解与有限元数值解可以看出, 本文的解析解与有限元数值解均吻合较好, 从而说明了本文推导的土岩变化地层隧道纵向地震响应解析解具有较高的计算精度。



(a)  $\alpha_0=45^\circ$  时, 隧道的弯矩分布



(b)  $\alpha_0=90^\circ$  时, 隧道的弯矩分布

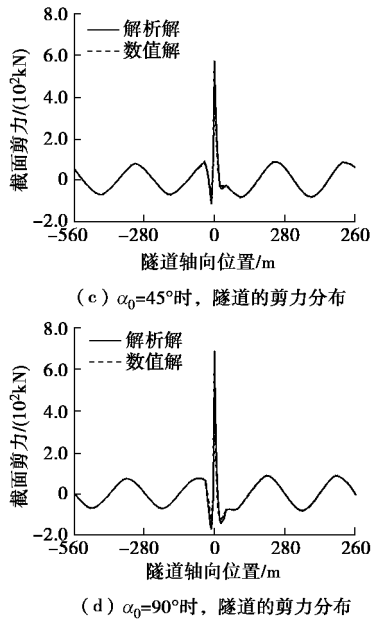


图3 隧道的内力分布图

Fig. 3 Distribution of internal forces of tunnel

对于处在均质地层中的隧道, 纵向地震荷载作用下隧道各个截面的内力峰值基本相同, 故采用拟静力法分析其动力响应时无需考虑位移函数相位角的变化, 即不考虑行波效应。由于地层突变的影响, 隧道地层突变段不同截面的内力峰值不同, 故需考虑行波效应, 即求解不同相位角  $\alpha_0$  ( $0^\circ \leq \alpha_0 < 360^\circ$ ) 下结构的内力响应, 并取各个截面的内力峰值作为设计依据, 从而得到隧道内力峰值分布图, 如图4所示。需要说明的是, 本文分析中采用的位移相位角增量均为  $3^\circ$ 。

通过对比图4中均质地层隧道(地层剪切波速分别为  $V_{s1}$ ,  $V_{s2}$ )与土岩变化地层隧道的内力峰值分布情况可以看出, 在地层突变段隧道的内力峰值出现明显的波动, 曲线顶点明显高于相应均质地层隧道, 尤其结构剪力, 地层突变段剪力最大值约为相应均质地层隧道的10倍, 若设计时未充分考虑土岩地层突变的影响, 突变产生的剪力放大效应将导致结构在地震动作用下发生剪切破坏。这一分析结果与现有研究成果一致, Yu等<sup>[16]</sup>对汶川地震的隧道震害进行了系统评估, 受损最严重的10个隧道, 其中8个穿越了地层交界面或断层。三维有限元数值模拟<sup>[17-18]</sup>的分析结果也表明, 通过岩土交界面或断层的隧道断面应力较大, 最可能遭到严重破坏。

为定量描述隧道结构受地层突变的影响范围, 定义内力峰值波动变化的区间宽度为地层突变影响范围  $D$ 。由图4可知, 该验证算例的地层突变影响范围  $D$  约为100 m, 约为隧道直径的16倍。

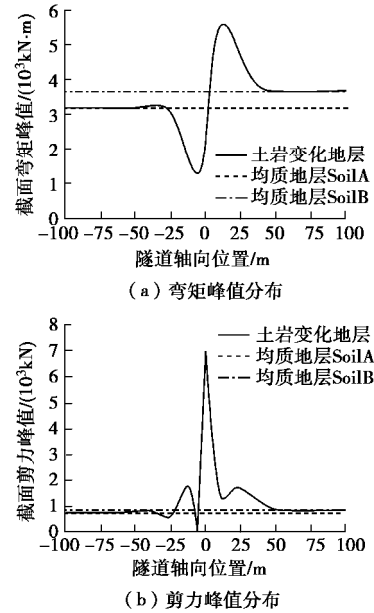


图4 内力峰值分布图

Fig. 4 Distribution of peak internal forces

### 3 参数敏感性分析

在以上验证算例的基础上, 采用推导的土岩变化地层长隧道内力解析表达式可清晰地描述各个因素对隧道地层突变段地震响应的影响规律。通过对比隧道截面的内力峰值来阐述结构刚度、地层剪切波速比 ( $V_{s1}/V_{s2}$ ) 对结构地震响应的影响。需要说明的是, 本文参数敏感性分析均基于上述数值验证算例, 在保证其余参数不变的基础上仅改变某一独立参数, 从而直观地揭示该参数变化对结构地震响应的影响规律。为便于描述, 定义地层突变段结构弯矩(剪力)峰值分布曲线最高点与最低点间的差值为弯矩(剪力)峰值差  $\Delta M_{\max}$  ( $\Delta Q_{\max}$ )。

#### 3.1 结构刚度的影响

通过改变结构刚度(分别取  $0.25EI$ ,  $0.5EI$ ,  $EI$ ,  $2EI$ ,  $4EI$ ,  $8EI$ , 其中  $EI$  为数值验证算例中的隧道抗弯刚度  $1.91 \times 10^{11} \text{N}\cdot\text{m}^2$ ), 探究其对隧道地层突变段内力峰值分布的影响规律, 见图5。从图5中可以看出, 随结构刚度的增大, 结构的内力响应明显增强, 地层突变段的弯矩峰值差  $\Delta M_{\max}$  和剪力峰值差  $\Delta Q_{\max}$  均逐渐变大, 且地层突变影响范围  $D$  也随之变大。这表明结构刚度越大, 地层突变对结构动力响应的影响越大。此外, 结构刚度越大, 内力峰值分布受结构刚度变化的影响越敏感。

#### 3.2 地层剪切波速比的影响

通过改变数值验证算例中的地层剪切波速  $V_{s1}$  (分别取 150, 300, 450, 600, 750, 900 m/s), 探究地层剪切波速比 ( $V_{s1}/V_{s2}$ ) 对隧道地层突变段内力峰值分

布的影响规律, 不同地层的弹性抗力系数由式 (16) 计算, 自由场位移峰值利用 SHAKE91 计算, 具体参数见表 1。从图 6 所示的内力峰值分布曲线可以看出: 随地层剪切波速比 ( $V_{s1}/V_{s2}$ ) 的增大, 地层突变段的弯矩峰值差  $\Delta M_{max}$  和剪力峰值差  $\Delta Q_{max}$  均逐渐变大, 这表明地层剪切波速变化越剧烈, 地层突变对结构动力响应的影响越大; 同时最大弯矩截面的位置也随之变化, 在  $V_{s1}/V_{s2}$  较小的情况下, 该截面位于较软地层一侧, 在  $V_{s1}/V_{s2}$  较大的情况下, 该截面位于较硬地层一侧; 然而地层突变影响范围  $D$  却几乎不随  $V_{s1}/V_{s2}$  变化而变化。此外,  $V_{s1}/V_{s2}$  越小, 内力峰值分布对  $V_{s1}/V_{s2}$  的变化越敏感。

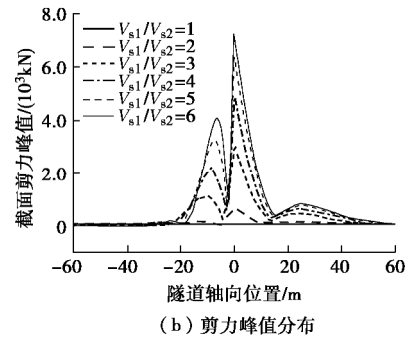


图 6 地层剪切波速比  $V_{s1}/V_{s2}$  对内力峰值的影响  
Fig. 6 Effects of shear velocity ratio of soils  $V_{s1}/V_{s2}$  on peak internal forces

### 4 结 论

本文针对目前工程设计对土岩变化地层隧道纵向抗震简化分析方法的实际需求, 建立了合理的土岩变化地层长隧道简化力学模型, 推导出土岩变化地层长隧道纵向地震响应的解析表达式, 通过模拟行波效应, 确定了隧道土岩地层突变段的最不利响应。通过与有限元基准模型的计算结果对比, 以及计算参数的敏感性分析, 得出以下 3 点结论。

(1) 数值验证算例表明本文所建立的简化分析方法可精确地捕捉隧道土岩地层突变段的地震响应, 验证了该方法的合理性和有效性, 从而为土岩变化地层隧道的抗震设计提供了一种方便可行的快速实用分析方法。

(2) 隧道结构刚度越大, 结构内力响应越剧烈, 隧道地层突变段的内力峰值差  $\Delta M_{max}$  与  $\Delta Q_{max}$  越大, 地层突变影响范围  $D$  也越宽, 且结构刚度越大, 隧道内力峰值分布对其变化越敏感。

(3) 地层剪切波速比 ( $V_{s1}/V_{s2}$ ) 越大, 隧道地层突变段的内力峰值差  $\Delta M_{max}$  与  $\Delta Q_{max}$  越大, 同时最大弯矩截面的位置也随之变化, 但地层突变影响范围  $D$  却几乎不受影响, 且地层剪切波速比 ( $V_{s1}/V_{s2}$ ) 越小, 隧道内力峰值分布对其变化越敏感。

### 参考文献:

[1] 王 维. 软硬突变地层盾构隧道地震响应特性研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2015. (WANG Wei. The study of seismic response of shield tunnel crossing interface of soft and hard strata[D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2015. (in Chinese))  
[2] 川岛一彦. 地下构筑物的耐震设计[M]. 鹿岛: 鹿岛出版会, 1994. (KAWAJIMA K. Aseismic design of underground structure[M]. Kajima: Kajima Institute Publishing Co, Ltd. 1994. (in Chinese))

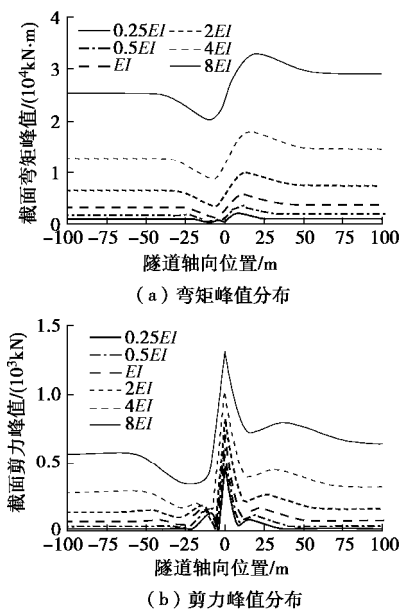
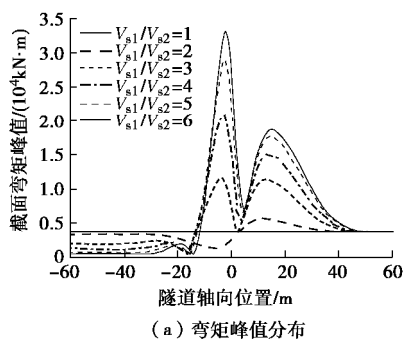


图 5 结构刚度  $EI$  对内力峰值的影响  
Fig. 5 Effects of structural stiffness  $EI$  on peak internal forces

表 1 计算参数

Table 1 Calculation parameters

地层剪切波速 $V_s/(m \cdot s^{-1})$	弹性抗力系数 $K_R/MPa$	位移峰值 $u_{max}/m$
150	26.39	0.0382
300	105.56	0.0332
450	237.50	0.0199
600	422.23	0.0121
750	659.73	0.0063
900	950.02	0.0044



- [3] 赵武胜, 何先志, 陈卫忠, 等. 盾构隧道与竖井连接处管片及接头震害分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, **31**(增刊2): 3847 - 3854. (ZHAO Wu-sheng, HE Xian-zhi, CHEN Wei-zhong, et al. Analysis of seismic damage of segments and joints at the junction of shield tunnel and shaft[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, **31**(S2): 3847 - 3854. (in Chinese))
- [4] 张景, 何川, 耿萍, 等. 穿越软硬突变地层盾构隧道纵向地震响应振动台试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2017, **36**(1): 68 - 77. (ZHANG Jing, HE Chuan, GENG Ping, et al. Shaking table tests on longitudinal seismic response of shield tunnel through soft-hard stratum junction[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2017, **36**(1): 68 - 77. (in Chinese))
- [5] STAMOS A A, BESKOS D E. Dynamic analysis of large 3-D underground structures by the BEM[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1995, **24**(6): 917 - 934.
- [6] STAMOS A A, BESKOS D E. 3-D seismic response analysis of long lined tunnels in half-space[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1996, **15**(2): 111 - 118.
- [7] PARK D, SAGONG M, KWAK D Y, et al. Simulation of tunnel response under spatially varying ground motion[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2009, **29**(11/12): 1417 - 1424.
- [8] YU H T, YUAN Y, BOBET A. Multiscale method for long tunnels subjected to seismic loading[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2013, **37**(4): 374 - 398.
- [9] YU H T, YUAN Y, QIAO Z Z, et al. Seismic analysis of a long tunnel based on multi-scale method[J]. Engineering Structures, 2013, **49**(2): 572 - 587.
- [10] LI P, SONG E X. Three-dimensional numerical analysis for the longitudinal seismic response of tunnels under an asynchronous wave input[J]. Computers and Geotechnics, 2015, **63**: 229 - 243.
- [11] HASHASH Y M A, HOOK J J, SCHMIDT B, et al. Seismic design and analysis of underground structures[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2001, **16**(4): 247 - 293.
- [12] JOHN C M S, ZAHRAH T F. Aseismic design of underground structures[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 1987, **2**(2): 165 - 197.
- [13] 李鹏. 饱和地基中隧道纵向地震反应的数值分析[D]. 北京: 清华大学, 2013. (LI Peng. Numerical analysis for longitudinal seismic response of tunnels in saturated soils[D]. Beijing: Tsinghua University, 2013. (in Chinese))
- [14] 廖少明. 圆形隧道纵向剪切传递效应研究[D]. 上海: 同济大学, 2002. (LIAO Shao-ming. Study on the longitudinal shear transfer effect of circular tunnels[D]. Shanghai: Tongji University, 2002. (in Chinese))
- [15] IDRISSE IM, SUN J. User's manual for SHAKE91 □ A computer program for conducting equivalent linear seismic response analyses of horizontally layered soil deposits center for geotechnical modeling[R]. Davis: Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, 1992.
- [16] YU H T, CHEN J T, YUAN Y, et al. Seismic damage of mountain tunnels during the 5.12 Wenchuan earthquake[J]. Journal of Mountain Science, 2016, **13**(11): 1958 - 1972.
- [17] YU H T, CHEN J T, BOBET A, et al. Damage observation and assessment of the Longxi tunnel during the Wenchuan earthquake[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2016, **54**: 102 - 116.
- [18] 禹海涛, 袁勇. 长大隧道地震响应分析与试验方法新进展[J]. 中国公路学报, 2018, **31**(10): 19 - 35. (YU Hai-tao, YUAN Yong. Review on seismic response analysis and test methods for long and large tunnels[J]. China Journal of Highway and Transport, 2018, **31**(10): 19 - 35. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201907009

# 基坑开挖引起邻近盾构隧道转动与错台变形计算

魏纲<sup>1</sup>, 洪文强<sup>2</sup>, 魏新江<sup>1</sup>, 张鑫海<sup>\*2</sup>, 罗经纬<sup>1</sup>

(1. 浙江大学城市学院土木工程系, 浙江 杭州 310015; 2. 浙江大学建筑工程学院, 浙江 杭州 310058)

**摘要:** 基坑开挖会对邻近盾构隧道的变形产生显著影响。考虑基坑开挖时卸载在隧道轴线处产生的附加应力, 建立了综合考虑剪切错台变形和刚体转动变形的隧道变形计算模型, 结合最小势能原理推导出隧道的纵向变形量、环间错台量、环间转角和环间剪切力的计算公式。选取两组工程实例进行分析, 将计算结果与实测数据进行比较。研究结果表明: 邻近并平行于盾构隧道的基坑侧壁的卸荷效应对旁边隧道的影响最大; 隧道水平位移最大值附近的管片基本不发生错台变形和刚体转动变形, 环间剪切力值也很小; 而在隧道水平位移曲线的反弯点处, 隧道的剪切错台量、环间转角和环间剪切力值达到最大; 在基坑开挖工况下, 邻近隧道的水平位移变形模式以剪切错台为主, 刚体转动为辅。  
**关键词:** 盾构隧道; 刚体转动效应; 剪切错台效应; 基坑开挖; 变形模式

中图分类号: TU433; U45

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)07-1251-09

**作者简介:** 魏纲(1977—), 男, 博士, 教授, 主要从事地下隧道与周边环境相互影响及风险评估与控制研究。E-mail: weig@zucc.edu.cn。

## Calculation of rigid body rotation and shearing dislocation deformation of adjacent shield tunnels due to excavation of foundation pits

WEI Gang<sup>1</sup>, HONG Wen-qiang<sup>2</sup>, WEI Xin-jiang<sup>1</sup>, ZHANG Xin-hai<sup>2</sup>, LUO Jing-wei<sup>1</sup>

(1. Department of Civil Engineering of City College, Zhejiang University, Hangzhou 310015, China; 2. College of Civil Engineering and Architecture, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China)

**Abstract:** Excavation of foundation pits has a significant impact on the deformation of the adjacent shield tunnels. Considering the additional stress at the tunnel axis due to the soil unloading during excavation, a tunnel deformation model combining the shear-dislocation and rigid-body rotation is established. The formulas for the longitudinal deformation, segment-joint dislocation displacement, rotation angle and segment-joint shear force of the tunnel are deduced based on the principle of the minimum potential energy. Two engineering cases are selected for analysis, and the calculated results are compared with the measured data. The results show that: the soil unloading stress of the adjacent parallel surrounding wall has the largest effect on the tunnel when the foundation pit is beside the tunnels. On the location of the maximum tunnel horizontal deformation, the dislocation and rigid-body rotation of tunnel segments are close to zero, and the segment-joint shear force is also very small. At the inflection point of the horizontal displacement curve, the segment-joint rotation angle and segment-joint shear force of the tunnel both reach the maximum. Under the excavation of the foundation pit, the tunnel deformation model is mainly composed of shear dislocation and complemented by rigid body rotation.

**Key words:** shield tunnel; rigid body rotation; shearing dislocation platform; excavation of foundation pit; deformation model

## 0 引言

随着城市轨道交通的发展, 在运营地铁隧道附近进行基坑开挖的工况越来越多<sup>[1]</sup>。上海市地铁沿线建筑施工保护技术管理暂行规定<sup>[2]</sup>: 地铁结构的最终绝对位移不能超过 20 mm。当基坑开挖时, 开挖面存在卸荷作用, 会传递给周围土体, 因此会对邻近地铁隧道产生附加应力, 破坏盾构结构的平衡, 引起隧道应力重分布, 从而产生一定的变形。情况严重时会引起隧道接缝张开、螺栓失效和管片开裂等现象, 对地铁

安全产生严重影响。因此研究基坑开挖对邻近运营地铁隧道的影响具有重要意义。

针对该工程问题, 目前国内外进行了一些研究。研究方法主要可归纳为: 实测分析<sup>[3-4]</sup>、数值模拟<sup>[5-6]</sup>、理论计算<sup>[7-11]</sup>和离心模型试验<sup>[12]</sup>。对于理论分析法: 王涛等<sup>[13]</sup>将隧道结构等效为处于土层中的弹性地基

基金项目: 国家自然科学基金项目(51778576)

收稿日期: 2018-04-18

\*通讯作者(E-mail: 1437659927@qq.com)

梁, 基于 Winkler 模型, 假定地基中任一点所受的应力只与该点的地基变形成正比, 但没有考虑隧道的管片结构, 该假设过于简化; 王如路<sup>[14]</sup>分析了隧道基于刚体转动方式时的纵向变形行为, 提到完全的刚体转动变形模式的假定与隧道实际发生的纵向变形有较大的出入; 周顺华等<sup>[15]</sup>将盾构隧道衬砌环视为由剪切弹簧连接的弹性地基短梁, 隧道纵向变形视为以纯粹的剪切错台模式进行, 建立隧道变形的计算模型, 利用最小势能原理计算隧道在基坑开挖工况下的纵向位移。但是剪切错台变形无法解释环缝张开的情况。目前没有研究综合考虑剪切错台效应和刚体转动效应, 因此现有隧道变形模式还存在不足, 需作进一步研究。

本文采用笔者建立的综合考虑这两种效应的新隧道变形计算模型, 采用 Mindlin 解计算基坑坑底和侧壁卸荷引起邻近地铁隧道的附加应力<sup>[16]</sup>, 采用最小势能法建立隧道变形的变分控制方程, 并利用 MATLAB 进行求解, 推导出隧道的纵向变形量、环间剪应力、错台量和环间转角的计算公式。并选取适当的案例进行计算, 将本文方法计算结果与实测数据进行比较, 以验证该方法的正确性。

## 1 转动与错台协同作用下的隧道变形模式

### 1.1 现有变形模式的不足之处

在分析盾构隧道的纵向变形时, 往往将隧道简化为等效刚度的弹性梁。即使考虑了隧道管片环的位移时, 大多将隧道衬砌环理想化为单纯的刚体转动情况或单纯的剪切错台情况。

王如路<sup>[17]</sup>推导了在刚体转动情况下, 隧道环宽、直径、环缝闭合和张开量与隧道纵向附加沉降(隆起)曲线半径之间的关系式。根据该关系式, 当环宽为 1 m, 隧道外径为 6.2 m, 附加沉降(隆起)曲线半径达到 1033 m 时, 环缝张开量就已达 6 mm, 此时隧道弹性防水应已经失效。但实际工程中该工况下防水系统并未失效, 故单纯的刚体转动变形模式与实际情况不符。

林永国等<sup>[18]</sup>发现打浦路越江隧道在通风井以东约 160 m 范围内形成了明显的纵向变形曲线, 并且造成了隧道环向裂缝。假设隧道完全以剪切错台模式变形, 那么隧道发生沉降时不会发生环缝张开的情况。因此隧道完全以剪切错台模式变形的假设也与实际情况不符。

理论分析和现场实测表明隧道纵向变形是由剪切错台效应和刚体转动效应共同作用<sup>[14]</sup>。

### 1.2 针对不足之处建立新的变形模式

针对现有隧道变形模式的不足, 魏新江等<sup>[19]</sup>在研

究堆载对邻近盾构隧道影响过程中首次提出了一种能考虑管片环转动效应和错台效应的隧道变形模型。该模型将衬砌环看作由剪切弹簧和抗拉弹簧连接的弹性地基短梁。在研究基坑开挖引起邻近盾构隧道的变形中为了综合考虑刚体转动效应和剪切错台效应, 本文将隧道变形看成在剪切错台的基础上发生刚体转动, 其中刚体转动效应和剪切错台效应对隧道位移量的影响大小, 采用两者造成衬砌环的相对位移量大小表示, 令相邻衬砌环总的相对位移量为  $d$ , 刚体转动导致的衬砌环相对位移量为  $d_1$ , 剪切错台导致的衬砌环相对位移量为  $d_2$ , 三者满足  $d = d_1 + d_2$ 。假设  $d_1 = jd$ , 其中  $j$  为刚体转动效应比例系数, 表示刚体转动效应造成的隧道纵向位移量占总的隧道纵向位移量的比例。当  $j=0$  时, 该变形模式为纯粹的剪切错台模式; 当  $j=1$  时, 该变形模式为纯粹的刚体转动模式。

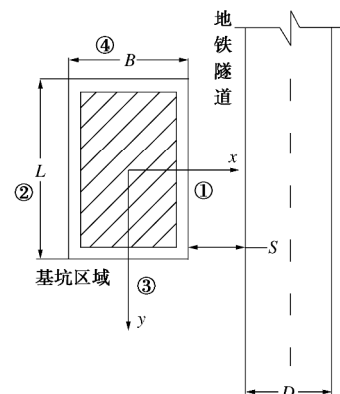
## 2 基坑引起的隧道附加应力计算

文献[15]在计算土体附加应力时采用的基坑力学模型存在缺陷, 所以本文采用更为贴近工程实际的基坑简化力学模型<sup>[16]</sup>来计算隧道轴线处的土体附加应力。具体公式的推导过程及细节可参见文献[16], 下面笔者仅对必要的公式和解释进行说明。

### 2.1 建立基坑开挖力学模型

作如下假设: ①假定地基土是各向同性、均匀连续的半无限弹性体, 而且在深度和水平方向上都无限延伸; ②在计算基坑开挖对土体产生的附加应力时, 不考虑隧道存在的影响。

笔者引用文献[16]建立的基坑简化力学模型(见图1), 邻近地铁隧道有一矩形基坑, 开挖长度为  $L$ , 开挖宽度为  $B$ , 开挖深度为  $d$ , 基坑 4 个侧壁的编号分别为①、②、③、④。在基坑中点  $o$  处建立坐标系, 以  $o$  点到侧壁①作为  $x$  轴正向; 以  $o$  点到侧壁③作为  $y$  轴正向;  $z$  以地面向下为正。令基坑底部到基坑围护结构底部的垂直距离为  $d_0$ , 地面到隧道底部的垂直距离为  $h$ , 基坑围护结构的埋深为  $H(H=d+d_0)$ , 开挖面与隧道的最小净距为  $s$ , 盾构隧道外径为  $D$ 。



(a) 俯视图

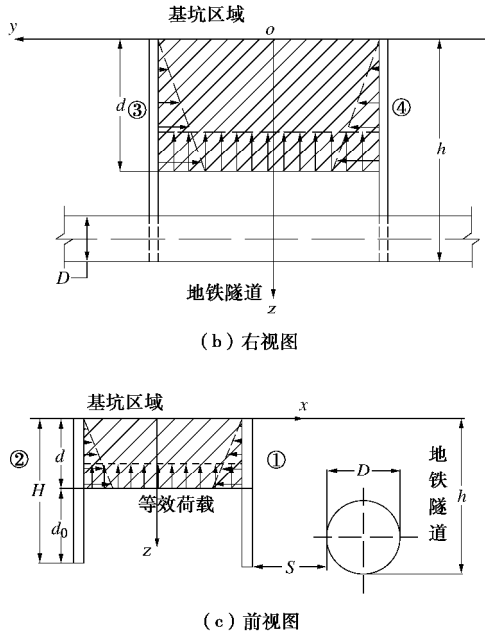


图 1 基坑开挖对旁边隧道影响的计算模型

Fig. 1 Model for effects on adjacent tunnel due to excavation of foundation pit

2.2 宏观弹性尺度一致性条件

对土体附加应力计算作如下说明：①只计算基坑坑底面和①、③、④侧壁的应力作用，不计算②侧壁的应力作用；②考虑基坑底部围护结构的遮拦效应和围护结构侧壁的侧摩阻力；③考虑到土体开挖、围护体系和支撑结构对侧壁应力释放的影响，令基坑开挖产生的侧壁等效附加应力为  $bK_0gz$  ( $b$  为折减系数， $K_0$  为静止土压力系数， $g$  为土体重度， $z$  为计算点离地面的竖向距离)。下面分别给出坑底和基坑侧壁卸载在隧道轴线上产生的土体附加应力计算公式。

(1) 基坑坑底卸荷应力计算

考虑基坑底部围护结构的遮拦效应和坑底以下侧壁的侧摩阻力，基坑围护结构底面水平平面处土体受到的荷载如图 2 所示，其等效荷载为

$$s = \frac{gd(1-a)BL - q_{s1}d_0(2B+2L)}{BL} \quad (1)$$

式中， $q_{s1}$  为平均侧摩阻力， $q_{s1} = c + 1/2(gd + gH)K_0 \tan \varphi$ ； $c$  为土的黏聚力； $\varphi$  为土体内摩擦角； $a$  为残余应力系数<sup>[20]</sup>：

$$a = \begin{cases} a_0 + \frac{0.95 - a_0}{h_r^2} \cdot h_0^2 & (0 < h_0 < h_r) \\ 1.0 & (h_0 > h_r) \end{cases} \quad (2)$$

式中， $h_r$  为残余应力影响深度， $h_r = \frac{d}{0.612d + 0.19}$ ， $h_0$  为计算点到基坑开挖面的距离， $a_0$  为初始残余应力系数，取 0.3。

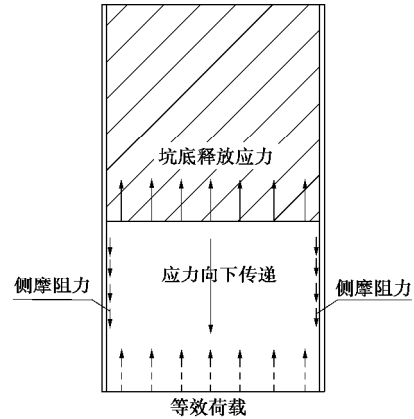


图 2 围护结构底面处的荷载

Fig. 2 Loads on bottom of retaining structures

在围护结构底面处水平面上取一个微单元，其单位力为  $s \, d\zeta d\eta$ ；采用 Mindlin 竖向荷载的基本应力解，计算得到围护结构底面处等效荷载引起的隧道轴线上某点  $(x_1, y_1, z_1)$  的水平附加应力  $s_x^d$  为

$$s_x^d = -\frac{s}{8\pi(1-m)} \int_{-L/2}^{L/2} \int_{-B/2}^{B/2} \left\{ \frac{(1-2m)(z_1-H)}{T_1^3} + \frac{30(x_1-x)^2 z_1 H (z_1+H)}{T_2^7} + \frac{(1-2m)(3(z_1-H) - 4m(z_1+H))}{T_2^3} + \frac{3(x_1-x)^2 (z_1-H)}{T_1^5} + \frac{3(3-4m)(x_1-x)^2 (z_1-H) - 6H(z_1+H)((1-2m)z_1 - 2mH)}{T_2^5} + \frac{4(1-m)(1-2m)}{T_2(T_2+z_1+H)} \left[ 1 - \frac{(x_1-x)^2}{T_2(T_2+z_1+H)} - \frac{(x_1-x)^2}{T_2^2} \right] \right\} dx dh \quad (3)$$

式中， $T_1 = \sqrt{(x_1-x)^2 + (y_1-h)^2 + (z_1-H)^2}$ ， $T_2 = \sqrt{(x_1-x)^2 + (y_1-h)^2 + (z_1+H)^2}$ 。

(2) 基坑侧壁卸荷应力计算

在编号为①的基坑侧壁三角形分布荷载中取一个微单元，其单位力为  $\beta K_0 \gamma r d\eta dr$ ；采用 Mindlin 水平荷载的基本应力解，计算得到侧壁①卸载引起的隧道轴线上某点  $(x_1, y_1, z_1)$  的水平附加应力  $s_x^{c1}$  为

$$s_x^{c1} = -\frac{\beta K_0 g (x_1 - B/2)}{8\pi(1-m)} \int_0^d \int_{-L/2}^{L/2} \left\{ \frac{1-2m}{R_1^3} - \frac{(1-2m)(5-4m)}{R_2^3} + \frac{3(x_1 - B/2)^2}{R_1^5} + \frac{4(1-m)(1-2m)}{R_2(R_2+z_1+t)^2} \left[ 3 - \frac{(x_1 - B/2)^2 (3R_2+z_1+t)}{R_2^2(R_2+z_1+t)} \right] + \frac{3(3-4m)(x_1 - B/2)^2}{R_2^5} - \frac{6t}{R_2^5} \cdot \left[ 3t - (3-2m)(z_1+t) + \frac{5(x_1 - B/2)^2 z_1}{R_2^2} \right] \right\} t dh dt \quad (4)$$

式中， $R_1 = \sqrt{(x_1 - B/2)^2 + (y_1 - h)^2 + (z_1 - t)^2}$ ， $R_2 = \sqrt{(x_1 - B/2)^2 + (y_1 - h)^2 + (z_1 + t)^2}$ 。

同理，在编号为③的基坑侧壁卸载作用下，引起隧道轴线上某点  $(x_1, y_1, z_1)$  的水平附加应力  $s_x^{c3}$  为

$$S_x^{c3} = -\frac{bK_0g(y_1-L/2)}{8\pi(1-m)} \int_0^d \int_{-L/2}^{L/2} \left\{ \frac{-1+2m}{R_5^3} - \frac{(1-2m)(3-4m)}{R_6^3} + \frac{3(y_1-L/2)^2}{R_5^5} + \frac{4(1-m)(1-2m)}{R_6(R_6+z_1+t)^2} \left[ 1 - \frac{(y_1-L/2)^2(3R_6+z_1+t)}{R_6^2(R_6+z_1+t)} \right] + \frac{3(3-4m)(y_1-L/2)^2}{R_6^5} - \frac{6t}{R_6^5} \right. \\ \left. \left[ t - (1-2m)(z_1+t) + \frac{5(y_1-L/2)^2 z_1}{R_6^2} \right] \right\} t dh dt, \quad (5)$$

式中,  $R_5 = \sqrt{(x_1-x)^2 + (y_1-L/2)^2 + (z_1-t)^2}$ ,  $R_6 = \sqrt{(x_1-x)^2 + (y_1-L/2)^2 + (z_1+t)^2}$ 。

在编号为④的基坑侧壁卸载作用下, 引起隧道轴线上某点( $x_1, y_1, z_1$ )的水平附加应力  $S_x^{c4}$  为

$$S_x^{c4} = \frac{bK_0g(y_1+L/2)}{8\pi(1-m)} \int_0^d \int_{-L/2}^{L/2} \left\{ \frac{-1+2m}{R_7^3} - \frac{(1-2m)(3-4m)}{R_8^3} + \frac{3(y_1+L/2)^2}{R_7^5} + \frac{4(1-m)(1-2m)}{R_8(R_8+z_1+t)^2} \left[ 1 - \frac{(y_1+L/2)^2(3R_8+z_1+t)}{R_8^2(R_8+z_1+t)} \right] + \frac{3(3-4m)(y_1+L/2)^2}{R_8^5} - \frac{6t}{R_8^5} \right. \\ \left. \left[ t - (1-2m)(z_1+t) + \frac{5(y_1+L/2)^2 z_1}{R_8^2} \right] \right\} t dh dt, \quad (6)$$

式中,  $R_7 = \sqrt{(x_1-x)^2 + (y_1+L/2)^2 + (z_1-t)^2}$ ,  $R_8 = \sqrt{(x_1-x)^2 + (y_1+L/2)^2 + (z_1+t)^2}$ 。

(3) 土体总的附加应力

将基坑坑底和3个侧壁卸荷效应进行叠加, 得到隧道轴线上某点( $x_1, y_1, z_1$ )土体的水平附加应力  $S_x$  为

$$S_x = S_x^d + S_x^{c1} + S_x^{c3} + S_x^{c4} \quad (7)$$

### 3 本文方法

#### 3.1 盾构隧道的总势能

刘晓强等<sup>[21]</sup>在计算隧道开挖引起的地下管线响应时运用了基于最小势能原理的能量变分法。该方法借助 MATLAB 计算较为方便, 也容易达到精度要求。因此本文将利用该方法来计算基坑开挖对邻近地铁盾构隧道产生的水平位移。

如图3所示, 编号为  $m$  和  $m+1$  的相邻衬砌环相对位移量为  $\delta_m$ , 这组相邻管片环之间的相对位移量可视为由刚体转动引起的位移量  $\delta_{m1}$  和剪切错台引起的位移量  $\delta_{m2}$  组成, 即  $\delta_m = \delta_{m1} + \delta_{m2}$ 。其中,

$$d_{m1} = D_t \sin q_m \quad (8)$$

式中,  $D_t$  为管片环的环宽。

由于  $q_m$  无限小,  $d_{m1} = D_t q_m$ , 且  $d_{m1} = j d_m$ , 可得

$$q_m = \frac{j d_m}{D_t}, \quad (9)$$

式中,  $j$  为刚体转动效应比例系数。

令盾构隧道位移  $w(x)$ ; 隧道处地层位移为  $S(x)$ , 根据位移协调条件  $S(x) = w(x)$ 。根据隧道变形和环间剪切刚度及环间抗拉刚度, 可以得到环间剪切力与环间拉力的表达式。

环间剪切力为

$$F_t = (1-j)k_t [w((m+1)D_t) - w(mD_t)] \quad (10)$$

环间最大拉力为

$$F_T = k_T q_m D \quad (11)$$

地层抗力为

$$F_k = k D w(x) \quad (12)$$

式(10)~(12)中,  $k_t$  和  $k_T$  分别为隧道的环间剪切刚度和环间抗拉刚度, 取值方法可参考文献[22];  $k$  为土的基床系数, 采用 Vesic 公式<sup>[23]</sup>计算,  $k = \frac{0.65E_0}{(1-m^2)D} \sqrt{\frac{E_0 D^4}{E_t I_t}}$ , 其中  $\mu$  为土的泊松比,  $E_0$  为地基土的变形模量,  $E_0 = \frac{(1+m)(1-2m)}{(1-m)} E_s$ ,  $E_s$  为土的压缩模量;  $E_t I_t$  为隧道的等效抗弯刚度, 根据叶飞等<sup>[24]</sup>的研究, 盾构隧道等效刚度可以根据以下公式计算得到:

$$E_t I_t = E_c I_1 + \frac{n D_t K_b I_2}{A_s} \quad (13)$$

式中  $E_c$  为管片弹性模量;  $n$  为纵向螺栓个数;  $D_t$  为管片环的环宽;  $K_b$  为接头螺栓的平均线刚度;  $A_s$  为隧道横截面面积; 不考虑隧道水平直径和竖直直径发生变化时,  $I_1 = tD(A_1 + A_2 - A_3 - A_4 - A_5)$ ;  $I_2 = tD(A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5)$ ;  $A_1 = \pi D^2 / 16$ ;  $A_2 = \pi D^2 \sin^2 \psi / 8$ ;  $A_3 = D^2 \psi / 8$ ;  $A_4 = D^2 \psi \sin^2 \psi / 4$ ;  $A_5 = 3D^2 \sin \psi \cos \psi / 8$ ; 其中  $\psi$  为管片环中心轴位置参数, 取值方法可参考文献[24];  $t$  为管片厚度;  $D$  为隧道外径。

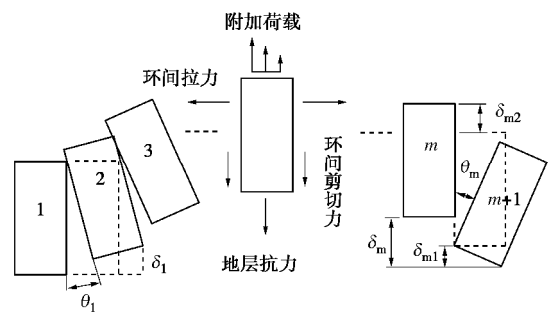


图3 考虑刚体转动和剪切错台效应的隧道变形计算模型  
Fig. 3 Model for tunnel deformation considering effects of rigid body rotation and shear dislocation platform

分析得到基坑开挖卸载引起盾构隧道变形过程中总势能具体由以下4部分组成:

- (1) 基坑开挖引起的附加荷载做功

$$W^P = \sum_{m=-N}^{N-1} \int_{mD_t}^{(m+1)D_t} w_x P_x dx = \int_{-ND_t}^{ND_t} w_x P_x dx \quad (14)$$

式中,  $2N$  为受基坑开挖影响的隧道衬砌计算环数, 取值与基坑开挖的影响范围有关, 理论上  $N$  取值越大, 计算精度越高。但是相应计算量增大, 计算效率受影响。

(2) 克服地层抗力做功

$$W^k = - \sum_{m=-N}^{N-1} \int_{mD_t}^{(m+1)D_t} \frac{1}{2} w_x k D w_x dx = - \int_{-ND_t}^{ND_t} \frac{1}{2} k D w_x^2 dx \quad (15)$$

(3) 克服环间剪切力做功

$$W^S = - \sum_{m=-N}^{N-1} \frac{1}{2} k_t (1-j)^2 [w_{(m+1)D_t} - w_{mD_t}]^2 \quad (16)$$

(4) 克服环间拉力做功

$$W^T = - \sum_{m=-N}^{N-1} \left[ \int_{r=0}^{r=D} \frac{1}{2} \frac{k_T}{D} q_m r \frac{q_m r}{2} dr + \int_{r=0}^{r=D} \frac{1}{2} \frac{k_T}{D} q_{m+1} r \frac{q_{m+1} r}{2} dr \right] \\ = - \sum_{m=-N}^{N-1} \int_{r=0}^{r=D} \frac{1}{2} \frac{k_T}{D} q_m^2 r^2 dr = - \sum_{m=-N}^{N-1} \frac{k_T q_m^2 D^2}{6} \quad (17)$$

式中,  $q_m = \frac{j d_m}{D_t} = \frac{j(w_{(m+1)D_t} - w_{mD_t})}{D_t}$ 。

得到

$$W^T = - \sum_{m=-N}^{N-1} \frac{j^2 k_T D^2}{6 D_t^2} [w_{(m+1)D_t} - w_{mD_t}]^2 \quad (18)$$

根据最小势能原理, 隧道的应变能和外力势能之和既为基坑开挖引起邻近地铁盾构隧道的总势能:

$$E^P = W^P + W^k + W^S + W^T \quad (19)$$

### 3.2 盾构衬砌环的位移函数傅里叶展开

盾构隧道位移左右对称, 本文令隧道位移试函数如下, 并按傅里叶级数展开:

$$w_{(x)} = \sum_{n=0}^{\infty} a_n \cos \frac{n\pi x}{ND_t} = T_n(x) \times A^T \quad (20)$$

式中,  $T_n(x) = \left( 1, \cos \frac{\pi x}{ND_t}, \cos \frac{2\pi x}{ND_t}, \mathbf{L}, \cos \frac{n\pi x}{ND_t} \right)$ ,  $A = (a_1, a_2, a_3, \mathbf{L}, a_n)^T$ ,  $n$  为傅里叶的展开级数。

### 3.3 变分控制方程

将总势能  $E^P$  对各待定系数取极值, 即

$$\frac{\partial E^P}{\partial x_i} = 0 \quad (x_i = a_1, a_2, a_3, \mathbf{L}, a_n) \quad (21)$$

式中,  $x_i$  为矩阵  $A$  中的各个元素, 也即隧道纵向位移函数多项式的系数。

对上式求解可得控制方程:

$$\left\{ \sum_{m=-N}^{N-1} \left[ k_t (1-j)^2 + \frac{j^2 k_T D^2}{3 D_t^2} \right] \frac{\partial \{w[(m+1)D_t] - w(mD_t)\}}{\partial x_i} \right.$$

$$\left. \{T_n[(m+1)D_t] - T_n(mD_t)\} + \int_{-ND_t}^{ND_t} kD \frac{\partial w_{(x)}}{\partial x_i} T_n(x) dx \right\} \times A^T \\ = \int_{-ND_t}^{ND_t} P(x) \{T_n(x)\}^T dx \quad (22)$$

将式 (22) 表达为矩阵形式:

$$([K_t] + [K_s]) \{A\}^T = \{P_n\}^T \quad (23)$$

式中,  $[K_t]$  为隧道环间刚度矩阵。

$$[K_t] = \sum_{m=-N}^{N-1} \left[ k_t (1-j)^2 + \frac{j^2 k_T D^2}{3 D_t^2} \right] \{T_n[(m+1)D_t]^T - T_n(mD_t)^T\} \{T_n[(m+1)D_t] - T_n(mD_t)\}.$$

$[K_s]$  为土体刚度矩阵。

$$[K_s] = kDND_t \begin{bmatrix} 2 & & & & \\ & 1 & & & \\ & & 1 & & \\ & & & \mathbf{O} & \\ & & & & 1 \end{bmatrix}.$$

其中,  $\{P_n\}^T$  表示自由土体位移和隧道衬砌环的相互作用效应:

$$\{P_n\}^T = \int_{-ND_t}^{ND_t} P(x) \{T_n(x)\}^T dx \quad (24)$$

由式 (23) 计算可得到待定系数矩阵  $A$ , 相邻盾构管片之间位移差值即错台量  $\Delta w$  为

$$\Delta w = (1-j) \{w[(m+1)D_t] - w(mD_t)\} \quad (25)$$

相邻盾构管片之间的剪切力  $Q$  为

$$Q = (1-j) \{w[(m+1)D_t] - w(mD_t)\} \times k_t \quad (26)$$

上述计算方法可通过 Matlab 编程实现数值运算。其中积分运算步骤中利用复合辛普森求积公式, 采用满足精度要求的积分步长进行数值积分。矩阵  $[K_t]$  和  $[K_s]$  取 10 阶方阵即可满足实际工程的精度要求。

## 4 工程实例分析

由于基坑开挖对旁边既有隧道的影响主要产生水平向卸载, 竖向力较小<sup>[16]</sup>, 所以本文选取 2 个基坑工程实例, 采用本文方法计算基坑开挖引起邻近地铁隧道水平位移的曲线, 并与其实测曲线进行对比, 以验证本文方法的正确性。

### 4.1 基坑工程案例 1

杭州市萧山区市心中路与金城路交叉口位于已投入运营的地铁 2 号线盾构隧道旁侧需进行深基坑施工, 隧道旁侧基坑平面开挖尺寸  $L=68$  m,  $B=72$  m, 开挖深度  $d=16.4$  m, 地下连续墙深入地面以下 37.2 m。基坑围护结构边线距离隧道最小净距  $s=9.5$  m<sup>[25]</sup>。盾构隧道衬砌外径  $D=6.2$  m, 采用 C50 混凝土管片, 厚度  $t=0.35$  m, 环宽  $D_t=1.2$  m; 管片环之间由 16 根 M30 纵向螺栓连接<sup>[26]</sup>。根据计算得到  $k_t=7.45 \times 10^5$  kN/m,

$k_T=1.94 \times 10^6 \text{ kN/m}$ ,  $E_I=1.1 \times 10^8 \text{ kN}\cdot\text{m}^2$ 。隧道埋深 14.3 m, 根据实际工程地质情况, 土体重度取加权平均值  $g=18.4 \text{ kN/m}^3$ , 土的泊松比  $\mu=0.4$ 。土体压缩模量  $E_s=6.4 \text{ MPa}$ 。

基坑侧壁的卸载可以认为是开挖之后围护结构所受的侧向荷载和初始状态的水平静止土压力之差。姜兆华等<sup>[8]</sup>曾采用有限元方法进行研究, 得到该卸载分布可近似为初始静止土压力的 25%。虽然实际工程中该卸载大小受地质条件、围护结构、施工技术水平等多种因素的影响, 但在预测基坑开挖对旁侧隧道影响的计算中可暂定  $\beta=25\%$  进行预测。

根据前文中基坑坑底卸载应力计算表明: 只有当基坑坑底以下围护结构的深度较小时, 等效荷载不为零, 基坑坑底竖向卸荷才会对旁边隧道产生的较大影响。周顺华等<sup>[15]</sup>研究中仅考虑了坑底卸载的作用, 没有考虑坑底以下围护结构的“遮拦效应”, 也没有考虑侧壁卸载对隧道的影响, 显然存在不合理之处。而本文选取的案例中, 基坑坑底以下维护结构深度较大, 此时的“遮拦效应”明显, 基坑维护结构底部的等效荷载为零, 因此基坑底部竖向卸荷对旁边隧道产生影响很小且易受到降水等复杂因素的影响<sup>[16]</sup>, 而侧壁卸载对旁侧隧道的影响较大, 所以本文将重点分析侧壁卸荷效应对旁侧隧道的影响。

图 4 为本文方法计算的隧道水平位移与实测数据的对比, 由图 4 可知, 本文计算结果与实测结果吻合, 此时的刚体转动效应比例系数  $j=0.1$ , 即盾构隧道管片环刚体转动引起的水平位移变形占 10%, 管片环错台引起的隧道水平位移占 90%。由图 4 可知, 最大水平位移计算值为 11.58 mm, 实测的最大水平位移为 11.90 mm。隧道水平位移呈现正态分布, 隧道中心处的水平位移较大, 两边依次递减。

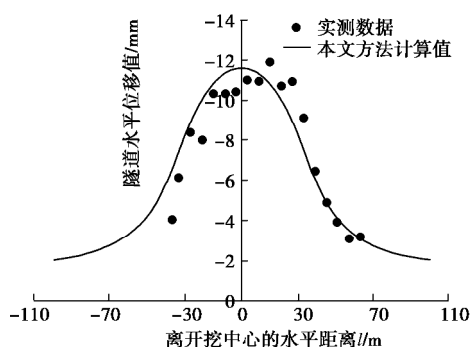


图 4 工程实例1隧道水平向位移对比

Fig. 4 Comparison of horizontal displacements of shield tunnel in engineering case 1

图 5 是用本文方法计算的各个侧壁卸载引起的旁侧隧道水平位移曲线。由于基坑坑内土体的开挖, 侧

壁 2 卸荷的效果无法传递给基坑, 所以不考虑侧壁 2 卸荷效果的影响。由图可知, 隧道总的水平位移主要是由侧壁 1 的卸载效应产生。侧壁 3, 4 卸载效应对旁侧隧道的影响较小, 侧壁 3, 4 卸载主要引起的基坑开挖范围外 (开挖中心两侧 34 m 以外) 的隧道水平位移。

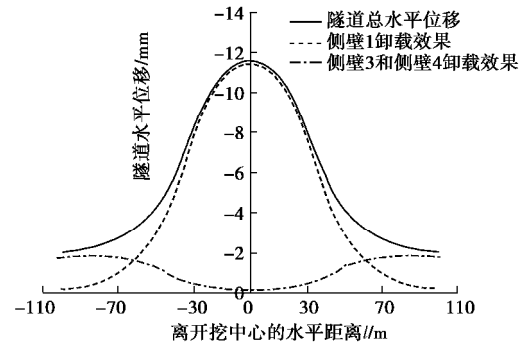


图 5 基坑侧壁卸荷引起隧道水平位移曲线

Fig. 5 Curves of tunnel horizontal displacement caused by soil unloading of surrounding walls

盾构隧道错台量和环间转角的大小关系到隧道结构和防水体系的安全。环间错台量越大, 隧道发生渗漏水的概率越大, 因此对隧道错台量的估算非常有必要。图 6 为本文方法计算得到盾构隧道管片错台量和环间转角。如图所示: 在隧道水平位移最大值处的管片错台量和环间转角接近于 0, 即在隧道最大水平位移值附近的盾构环之间几乎不发生错台变形和刚体转动变形; 管片最大错台量为 1.07 mm, 最大环间转角为  $0.099^\circ$ , 发生在隧道水平位移曲线的两个反弯点附近。

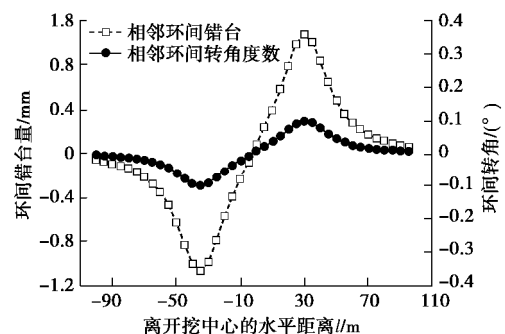


图 6 工程实例1的隧道环间错台量和环间转角

Fig. 6 Dislocation platform and corner of shield tunnel in engineering case 1

图 7 为本文方法计算得到的盾构隧道环间剪切力值。如图所示: 盾构隧道环间剪切力值的变化规律和隧道错台量的变化规律一致。剪切力最大值为 795.34 kN, 发生在隧道错台量最大的位置。

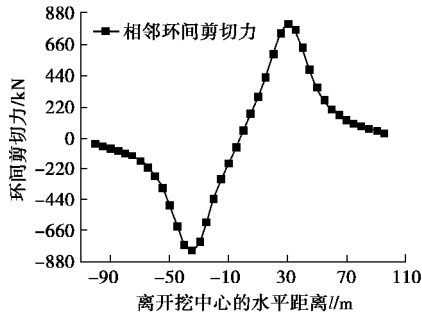


图 7 工程实例1中的隧道环间剪切力

Fig. 7 Shearing forces between shield tunnel rings in engineering case 1

### 4.2 基坑工程案例 2

邻近上海地铁 1 号线某基坑<sup>[27]</sup>平面开挖尺寸  $L=70\text{ m}$ ,  $B=42\text{ m}$ . 开挖深度  $d=10\text{ m}$ , 地铁 1 号线位于该基坑旁侧, 与基坑围护结构的净距  $s=7.2\text{ m}$ , 可简化为隧道与基坑东北侧围护结构平行. 盾构隧道衬砌:  $D=6.2\text{ m}$ ,  $D_t=1.2\text{ m}$ ,  $k_t=7.45 \times 10^5\text{ kN/m}$ ,  $k_T=1.94 \times 10^6\text{ kN/m}$ ,  $EI=1.1 \times 10^8\text{ kN}\cdot\text{m}^2$ . 隧道埋深为  $10.1\text{ m}$ , 根据工程地质情况, 土体重度取加权平均值  $g=18.2\text{ kN/m}^3$ , 土的泊松比  $\mu=0.35$ . 土体压缩模量  $E_s=7.35\text{ MPa}$ . 与案例 1 相同, 预测过程中取  $b=25\%$ .

图 8 为本文方法计算的隧道水平位移与实测数据的对比曲线, 如图, 本文计算结果与实测结果吻合, 此时的刚体转动效应比例系数  $j=0.1$ , 即盾构隧道管片环刚体转动引起的水平位移变形占 10%, 管片环错台引起的隧道水平位移占 90%, 这与案例 1 隧道的水平位移模式相同, 都是以错台变形为主, 转动变形为辅. 由图可知, 计算的最大水平位移为  $3.90\text{ mm}$ , 实测的最大水平位移为  $3.66\text{ mm}$ . 隧道水平位移呈现正态分布, 隧道中心处的水平位移较大, 两边依次递减.

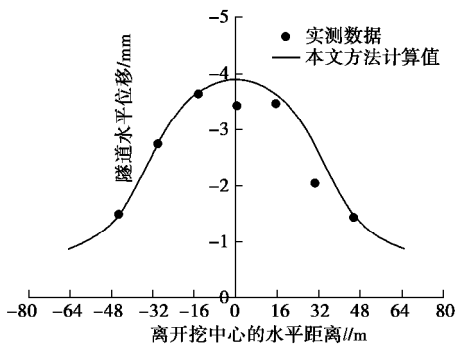


图 8 工程实例2隧道水平位移对比

Fig. 8 Comparison of horizontal displacements of shield tunnel in engineering case 2

图 9 为本文方法计算的盾构管片错台量和环间转角. 如图所示, 水平位移最大处的管片错台量和环间转角基本等于零, 最大管片错台量和环间转角发生在

水平位移曲线的反弯点处, 最大值分别为  $0.413\text{ mm}$  和  $0.0382^\circ$ . 图 10 为本文方法计算的环间剪切力值, 最大值为  $307.56\text{ kN}$ . 管片错台量、环间转角和环间剪切力值的变化规律同案例 1, 这里不再赘述.

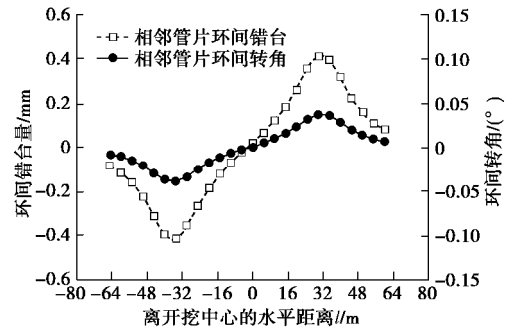


图 9 工程实例2的隧道环间错台量和环间转角

Fig. 9 Dislocation platform and corner of shield tunnel in engineering case 2

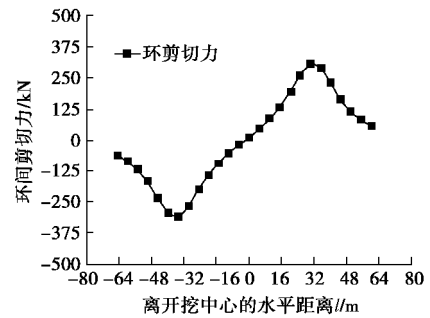


图 10 工程实例2中的隧道环间剪切力

Fig. 10 Shearing forces between shield tunnel rings in engineering case 2

## 5 结 论

(1) 本文建立了一种综合考虑刚体转动效应和剪切错台效应的隧道变形模式, 将隧道纵向变形看作是在剪切错台变形的基础上发生刚体转动. 通过对两个工程实例的计算并与实测数据进行对比, 验证了本文方法的正确性.

(2) 两个案例中基坑底部卸荷效应对旁边隧道水平位移的影响非常小; 邻近并平行于盾构隧道的基坑侧壁的卸荷效应对旁边隧道的的影响最大, 并且占有极大的比重; 隧道水平位移最大值附近的管片基本不发生错台变形和刚体转动变形, 环间剪切力值也很小; 而在隧道水平位移的反弯点处, 隧道的剪切错台量、环间转角和环间剪切力值达到最大.

(3) 通过对案例的分析发现: 在计算基坑开挖引起旁侧的隧道水平位移时, 刚体转动效应比例系数  $j$  的取值为 0.1 左右. 这表示基坑开挖引起旁侧隧道的水平位移变形模式以为管片环间错台变形为主, 约占隧道水平位移的 90%, 管片环转动变形为辅, 仅占总

水平位移的10%左右。

本文在计算坑底卸荷与侧壁卸荷对邻近地铁隧道的影响时,采用了平均侧摩阻力和应力线性分布的简化,与实际情况有一定差距;侧壁卸载的大小和分布形式与较多因素有关,侧壁卸载系数 $\beta$ 的取值需作进一步研究;本文在考虑剪切错台效应和刚体转动效应对隧道纵向变形影响时,简单的将两者视为线性叠加关系,进一步研究中可以考虑两种变形的耦合作用。

#### 参考文献:

- [1] 杭州杭港地铁有限公司. 杭州地铁1号线地铁保护区巡查月度报告[R]. 杭州: 杭州杭港地铁有限公司, 2014. (Hangzhou Hangzhou-Hong Kong MTR Corporation. Limited monthly report of Metro Line 1 inspection of Hangzhou Metro Line[R]. Hangzhou: Hangzhou Hangzhou-Hong Kong MTR Corporation, 2014. (in Chinese))
- [2] 上海市市政管理局. 上海市政法(94)第854号上海市地铁沿线建筑施工保护地铁技术管理暂行规定[S]. 上海: 上海市市政管理局, 1994. (Shanghai Municipal Engineering Administration. Interim provisions of Shanghai Municipality on the administration of the technical management of subway construction and protection of Shanghai Metro Line 854th(94)[S]. Shanghai: Shanghai Municipal Engineering Administration (notice), 1994. (in Chinese))
- [3] 刘庭金. 基坑施工对盾构隧道变形影响的实测研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(增刊 2): 3393 - 3400. (LIU Ting-jin. Study on shield tunnel deformation due to foundation pit construction[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27(S2): 3393 - 3400. (in Chinese))
- [4] 魏纲, 李钢, 苏勤卫. 基坑工程对运营地铁隧道影响的实测分析[J]. 现代隧道技术, 2014, 51(1): 179 - 185. (WEI Gang, LI Gang, SU Qin-wei. Analysis of the influence of foundation pit construction on an operating metro tunnel based on field measurement[J]. Modern Tunnelling Technology, 2014, 51(1): 179 - 185. (in Chinese))
- [5] 王卫东, 吴江斌, 翁其平. 基坑开挖卸载对地铁区间隧道影响的数值模拟[J]. 岩土力学, 2004, 25(增刊 2): 251 - 255. (WANG Wei-dong, WU Jiang-bing, WEN Qi-ping, et al. The impact of excavation unloading on metro tunnel numerical simulation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2004, 25(S2): 251 - 255. (in Chinese))
- [6] 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.
- [7] 张治国, 张孟喜, 王卫东. 基坑开挖对临近地铁隧道影响的两阶段分析方法[J]. 岩土力学, 2011, 32(7): 2085 - 2092. (ZHANG Zhi-guo, ZHANG Meng-xi, WANG Wei-dong. Two-stage analysis method of foundation pit excavation on adjacent metro tunnel[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(7): 2085 - 2092. (in Chinese))
- [8] 姜兆华, 张永兴. 基坑开挖对邻近隧道纵向位移影响的计算方法[J]. 土木建筑与环境工程, 2013, 35(1): 7 - 11, 39. (JIANG Zhao-hua, ZHANG Yong-xing. Calculation method of the influence of excavation on the longitudinal displacement of adjacent tunnel[J]. Journal of Civil, Architectural & Environment Engineering, 2013, 35(1): 7 - 11, 39. (in Chinese))
- [9] 陈郁, 李永盛. 基坑开挖卸荷引起下卧隧道隆起的计算方法[J]. 地下空间与工程学报, 2005, 1(1): 91 - 94. (CHEN Yu, LI Yong-sheng. Calculation of tunnel heaving due to unloading of pit excavation[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2005, 1(1): 91 - 94. (in Chinese))
- [10] 黄栩, 黄宏伟, 张冬梅. 开挖卸荷引起下卧已建盾构隧道的纵向变形研究[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(7): 1241 - 1249. (HUANG Xu, HUANG Hong-wei, ZHANG Dong-mei. Longitudinal deflection of existing shield tunnels due to deep excavation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(7): 1241 - 1249. (in Chinese))
- [11] ZHANG J F, CHEN J J, WANG J H, et al. Prediction of tunnel displacement induced by adjacent excavation in soft soil[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2013(36): 24 - 33.
- [12] 梁发云, 褚峰, 宋著, 等. 紧邻地铁枢纽深基坑变形特性离心模型试验研究[J]. 岩土力学, 2012, 33(3): 657 - 664. (LIANG Fa-yun, CHU Feng, SONG Zhu, et al. Centrifugal model test research on deformation behaviors of deep foundation pit adjacent to metro stations[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, 33(3): 657 - 664. (in Chinese))
- [13] 王涛, 李浩, 徐日庆. 上方大面积加(卸)载引起盾构隧道的变形分析[J]. 现代交通技术, 2008, 5(3): 29 - 31, 57. (WANG Tao, LI Hao, XU Ri-qing. Analysis of deformation of shield tunnel when vertical loading and unloading[J]. Modern Transportation Technology, 2008, 5(3): 29 - 31, 57. (in Chinese))
- [14] 王如路. 上海地铁盾构隧道纵向变形分析[J]. 地下工程与隧道, 2009(4): 1 - 6. (WANG Ru-lu. Longitudinal

- deformation analysis for Shanghai subway tunnel constructed by shield method[J]. *Underground Engineering and Tunnels*, 2009(4): 1 - 6. (in Chinese))
- [15] 周顺华, 何 超, 肖军华. 环间错台效应下基坑开挖引起临近地铁盾构隧道变形的能量计算法[J]. *中国铁道科学*, 2016, **37**(3): 53 - 60. (ZHOU Shun-hua, HE Chao, XIAO Jun-hua. Energy method for calculating deformation of adjacent shield tunnels due to foundation pit excavation considering step between rings[J]. *China Railway Science*, 2016, **37**(3): 53 - 60. (in Chinese))
- [16] 魏 纲, 赵城丽. 基坑开挖引起临近地铁隧道的附加荷载计算方法[J]. *岩石力学与工程学报*, 2016, **35**(增刊 1): 3408 - 3417. (WEI Gang, ZHAO Cheng-li. Calculation method of additional load caused by excavation of foundation pit adjacent to metro tunnel[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2016, **35**(S1): 3408 - 3417. (in Chinese))
- [17] 王如路. 上海软土地铁隧道变形影响因素及变形特征研究[J]. *地下工程与隧道*, 2009(1): 1 - 6. (WANG Ru-lu. Longitudinal deformation and deformation influencing factors analysis for Shanghai subway tunnel constructed by shield method[J]. *Underground Engineering and Tunnels*, 2009(1): 1 - 6. (in Chinese))
- [18] 林永国, 廖少明, 刘国彬. 地铁隧道纵向变形影响因素的探讨[J]. *地下空间*, 2000, **20**(4): 264 - 267. (LIN Yong-guo, LIAO Shao-ming, LIU Guo-bin. Investigation on micro-mechanism for damage of contaminated soil by landslide[J]. *Underground Space*, 2000, **20**(4): 264 - 267. (in Chinese))
- [19] 魏新江, 洪文强, 魏 纲, 等. 堆载引起临近地铁隧道的转动与错台变形计算[J]. *岩石力学与工程学报*, 2018, **37**(5): 1281 - 1289. (WEI Xin-jiang, HONG Wen-qiang, WEI Gang, et al. Rotation and shearing dislocation deformation of subway tunnels due to adjacent ground stack load[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2018, **37**(5): 1281 - 1289. (in Chinese))
- [20] 刘国彬, 侯学渊. 软土基坑隆起变形的残余应力分析法[J]. *地下工程与隧道*, 1996(2): 1 - 7. (LIU Guo-bin, HOU Xue-yuan. Residual stress analysis method of foundation pit in soft soil foundation pit[J]. *Underground Engineering and Tunnels*, 1996(2): 1 - 7. (in Chinese))
- [21] 刘晓强, 梁发云, 张 浩, 等. 隧道穿越引起地下管线竖向位移的能量变分分析方法[J]. *岩土力学*, 2014, **35**(增刊 2): 217 - 222, 231. (LIU Xiao-qiang, LIANG Fa-yun, ZHANG Hao. Energy variation analysis method for vertical displacement of underground pipeline caused by tunnel crossing[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2014, **35**(S2): 217 - 222, 231. (in Chinese))
- [22] 郭 乐, 杨新安, 邱 龔. 盾构管片衬砌纵向非均质等效连续模型[J]. *城市轨道交通研究*, 2017, **20**(4): 17 - 22. (GUO Le, YANG Xin-an, QIU Yan. Longitudinal heterogeneous equivalent continuous model for stagger joint segmental lining[J]. *Urban Mass Transit*, 2017, **20**(4): 17 - 22. (in Chinese))
- [23] VESIC A B. Bending of beams resting on isotropic elastic solids[J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 1961, **87**(2): 35 - 53.
- [24] 叶 飞, 何 川, 朱合华, 等. 考虑横向性能的盾构隧道纵向等效刚度分析[J]. *岩土工程学报*, 2011, **33**(12): 1870 - 1876. (YE Fei, HE Chuan, ZHU He-hua, et al. Longitudinal equivalent rigidity analysis of shield tunnel considering transverse characteristics[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2011, **33**(12): 1870 - 1876. (in Chinese))
- [25] 魏 纲, 厉 京, 宣海力, 等. 大型深基坑开挖对旁边地铁盾构隧道影响的实测分析[J]. *铁道科学与工程学报*, 2018, **15**(3): 718 - 726. (WEI Gang, LI Jing, XUAN Hai-li, et al. Monitoring data analysis on the influence of large deep foundation pit excavation on nearby metro shield tunnel[J]. *Journal of Railway Science and Engineering*, 2018, **15**(3): 718 - 726. (in Chinese))
- [26] 孙廉威, 秦建设, 洪 义, 等. 地面堆载下盾构隧道管片与环缝接头的性状分析[J]. *浙江大学学报(工学版)*, 2017, **51**(8): 1509 - 1518. (SUN Lian-wei, QIN Jian-she, HONG Yi, et al. Shield tunnel segment and circumferential joint performance under surface surcharge[J]. *Journal of Zhejiang University (Engineering Science)*, 2017, **51**(8): 1509 - 1518. (in Chinese))
- [27] 邵 华, 王 蓉. 基坑开挖施工对邻近地铁影响的实测分析[J]. *地下空间与工程学报*, 2011, **7**(增刊 1): 1403 - 1408. (SHAO Hua, WANG Rong. Monitoring data analysis on influence of operating metro tunnel by nearby excavation construction[J]. *Chinese Journal of Underground Space and Engineering*, 2011, **7**(S1): 1403 - 1408. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201907010

# 双向耦合循环剪切条件下饱和砂土体应变发展规律 试验研究

赵凯, 吴琪, 熊浩, 茅文博, 陈国兴

(南京工业大学岩土工程研究所, 江苏 南京 210009)

**摘要:** 砂土的剪胀与循环应力路径密切相关。针对饱和南京细砂, 利用空心圆柱扭剪仪(HCA)进行了一系列均等固结条件下轴向-扭转耦合循环剪切排水试验, 研究了复杂应力路径下饱和砂土的剪胀性及其体应变量化方法。研究表明: 双向耦合循环剪切条件下饱和砂土的剪胀由一个完全可逆的循环体应变分量和一个不可逆的累积体应变分量构成, 循环应力路径对累积体应变发展规律影响显著; 以等效循环应力比 ESR 作为表征复杂应力路径下动应力大小的指标, 饱和砂土累积体应变与 ESR 值具有事实上的唯一性关系, 累积体应变随 ESR 的增加而线性累积; 通过引入参数 ESR, 提出了双向耦合剪切条件下饱和砂土累积体应变规范化方法。验证性试验表明新的体应变增量模型的预测值与试验结果的吻合度较高, 而基于循环直剪试验结果建立的 Byrne 模型对双向耦合剪切条件下饱和南京细砂的体应变预测偏小。  
**关键词:** 剪胀; 均等固结; 应力主轴旋转; 应力路径; 等效循环应力比

中图分类号: TU411

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)07-1260-10

作者简介: 赵凯(1982—), 男, 博士, 副教授, 主要从事土动力学方面的研究工作。E-mail: zhaokaiseu@aliyun.com。

## Experimental investigations on volumetric strain behavior of saturated sands under bi-directional cyclic loadings

ZHAO Kai, WU Qi, XIONG Hao, MAO Wen-bo, CHEN Guo-xing

(Institute of Geotechnical Engineering, Nanjing Tech University, Nanjing 210009, China)

**Abstract:** The dilatancy of sands highly depends on the cyclic stress path. A series of axial-torsional coupling shear tests are performed on the Nanjing fine sand under isotropically consolidated condition by using the hollow cyclic apparatus (HCA). The dilatant behavior of saturated sands is investigated under complex stress paths, using the correspondent mathematical model. The results are summarized as follows: the volumetric strain of sands is composed of a completely reversible component and an irreversible component. The cyclic stress path has significant effects on the development of the volumetric strain. The equivalent cyclic stress ratio (ESR), which is defined as the ratio of the mean value of the maximum shear stress in a loading cycle to the initial effective confining pressure, can be used as an index to quantitatively characterize the cyclic stress paths of the soil samples under bi-directional shear loadings. The volumetric strain increment may be uniquely correlated to the applied ESR, which accumulates linearly with the increase of ESR. By introducing ESR, a normalized incremental model for volumetric strain of the saturated sands under bi-directional shear loadings is proposed. Retrospective simulation of a laboratory test using the proposed model shows good agreement, calibrating the reliability of the model. However, the Byrne model based on the data of direct shear tests significantly underestimates the volumetric strain accumulation of the Nanjing fine sand under the axial-torsional coupling shear loadings.

**Keywords:** dilatancy; isotropical consolidation; rotation of principal stress direction; stress path; equivalent cyclic stress ratio

## 0 引言

复杂循环应力条件下饱和砂土的变形与强度特性是已得到国内外学术界与工程界的重视但仍未解决好的难点研究课题。Ishihara等<sup>[1]</sup>最早注意到了行波引起的海床土体主应力轴连续旋转的现象, 并求出了等波长谐波的表面波浪在弹性海床中引起的交替变化的剪

应力和偏应力的解析解, 且发现主应力轴连续地旋转 180° 而偏应力保持不变。王忠涛等<sup>[2]</sup>基于线性规则波浪作用下有限厚度海床动力响应的解析解, 证明了有

基金项目: 国家自然科学基金项目(51608267, 51438004); 国家重点研发计划项目(2017YFC15004003)

收稿日期: 2018-04-10

限厚度弹性海床在线性规则波浪作用下的应力路径为非标准椭圆形。周晓智等<sup>[3]</sup>基于驻波作用下有限厚度海床动力响应的解析解,推导了海床内土体单元的动应力路径,得出土体单元位于波节处的动应力路径为纵轴上的一条线段;位于波腹处为横轴上的一条线段;位于波节与波腹之间为非标准椭圆形。黄博等<sup>[4]</sup>基于半无限弹性空间地震波的传播理论,推导了地震波斜入射引起土单元体中的动应力路径,发现剪应力和偏应力存在幅值和相位差,在偏应力平面里表现为不同倾角和形状的斜椭圆,特定角度时,可近似为圆形。上述椭圆形应力路径都有共同的作用效应,即主应力轴连续旋转及动应力幅值连续变化,需要同时考虑竖向与剪切向双向力的耦合作用影响。

大量试验研究表明<sup>[5-8]</sup>: 应力主轴旋转将导致砂土产生明显的塑性变形,在不排水条件下孔压随应力主轴的循环旋转不断累积,甚至导致液化;主应力轴连续旋转会导致动强度的降低。栾茂田等<sup>[9]</sup>对饱和松散( $D_r = 30\%$ )的福建标准砂进行了主应力轴连续旋转条件下的椭圆应力路径试验,发现当应力路径的椭圆面积不变时竖向偏应力与剪应力的幅值之比为某一值时动强度最大,且两者的应力幅值之比偏离此值越大,则土样的动强度越低;主应力方向角与固结偏应力比对饱和砂土的动强度影响显著。李男等<sup>[10]</sup>模拟地震波斜入射条件,对饱和松散的福建标准砂开展了不排水循环斜椭圆应力路径试验研究,发现循环孔压的发展存在陡升型和陡降型两种模式;归一化孔压与斜椭圆的倾角无关,但受斜椭圆长短轴比及动应力比影响;不排水动强度与动应力路径密切相关。许成顺等<sup>[11]</sup>模拟波浪与地震共同作用的应力路径,研究了轴向偏差应力和剪应力的初始相位差为 $60^\circ$ 时的椭圆形应力路径,指出初始相位差可能对砂土的动强度造成较大的影响。Pan等<sup>[12]</sup>研究了椭圆应力路径对南京细砂不排水动力特性的试验研究,发现饱和南京细砂在相同累积损失能量下,残余孔压随着主应力方向角及偏应力比的增大而减小,随着中主应力系数 $b$ 值的增大而增大;动强度随初始主方向角增大而降低,初始应力状态参数对动力特性有显著影响。然而,对于主应力轴连续旋转及动应力幅值连续变化下饱和砂土的排水剪切试验研究尚未见报道。

值得一提的是,多位学者(如Symes等<sup>[13]</sup>、Miura等<sup>[14]</sup>、Gutierrez等<sup>[15]</sup>、蔡燕燕等<sup>[16]</sup>和Xiong等<sup>[17]</sup>)利用空心圆柱扭剪仪对饱和砂土开展了纯主应力轴旋转条件下的排水单调剪切试验,结果表明:纯应力主轴旋转将导致土产生体缩趋势;砂土的塑性应变增量主轴与应力主轴不一致,即存在明显的非共轴现象。童朝霞等<sup>[18]</sup>进行了纯应力主轴循环旋转排水试验,即在

试验过程中控制作用在试样上的有效主应力的幅值不变,仅应力主轴在 $0^\circ \sim 180^\circ$ 循环旋转,发现纯应力主轴循环旋转可产生与应力主轴固定单调剪切同一数量级的塑性变形;中主应力系数对这一应力路径下砂土的变形特性有显著影响。这些研究对深入了解复杂动应力路径下土体的排水剪切特性非常有益。

土的排水剪胀(缩)性是土最为重要的力学特性之一,也是土动力本构理论的重要组成部分。正确地预测动荷载作用下土中体应变发展规律是利用有效应力法分析动力问题的关键<sup>[19-21]</sup>。为了探讨椭圆形动应力路径下土的排水剪切特性,针对饱和南京细砂,利用空心圆柱扭剪仪进行了一系列均等固结的轴向-扭转双向耦合循环加载试验。引入量化椭圆形应力路径形状和大小的特征参数,研究复杂应力路径下饱和砂土的剪胀特性及其体应变的量化方法。

## 1 排水双向耦合剪切试验

### 1.1 试验设备及试样应力状态

试验采用英国GDS公司的空心圆柱仪(HCA)进行轴向-扭转双向耦合排水循环加载试验。HCA可以实现轴向-扭转双向耦合循环加载,HCA在试样底部进行轴向和扭转加载,轴向力和扭剪力传感器位于试样顶部,轴向位移和角位移传感器位于试样底部,最大动态轴向和扭转负荷为10 kN和30 N·m,最大轴向和扭转加载频率为5 Hz;外围压、内围压和反压由标准的压力/体积控制器控制加载和测量,最大可达1 MPa,在试样底部施加反压,在试样顶部测量孔压。关于HCA设备测试精度和测试数据处理过程的详细描述见文献[22, 23]。

图1为HCA壁试样单元体的受力状态,图中仪器的控制加载参数如下: $r_i$ ,  $r_o$ 分别为试样内径、外径; $u_i$ ,  $u_o$ 分别为剪切过程中试样内径向外径位移; $p_i$ 为内围压; $p_o$ 为外围压; $W$ 为轴力; $M_T$ 为扭矩。薄壁试样单元体的应力参量如图1(b)所示: $s_z$ 为轴向正应力; $s_r$ 为径向正应力; $s_q$ 为切向正应力; $t_{zq}$ 为垂直于径向切应力; $s_1$ ,  $s_2$ ,  $s_3$ 分别为单元体的大、中、小主应力; $a$ 为主应力方向角; $\theta$ 为剪切过程中试样体所产生的扭转位移。

### 1.2 试验材料、制备、饱和与固结

试验选用南京细砂,南京细砂属于典型的河漫滩相土,富含石英碎屑、少量的绿泥石和白云母片及其他黏土矿物,颗粒呈角状-片状,其颗粒相对密度 $G_s$ 为2.70,平均粒径为0.15 mm,不均匀系数为2.11,曲率系数为0.97,最大孔隙比 $e_{max}$ 为1.29,最小孔隙比 $e_{min}$ 为0.63,图2为南京细砂的级配曲线。

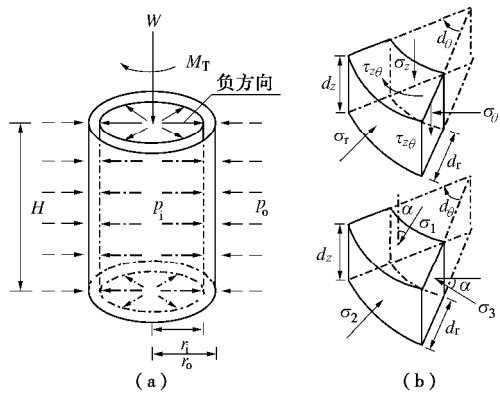


图1 空心圆柱样应力状态

Fig. 1 Stress conditions of hollow cylindrical soil sample

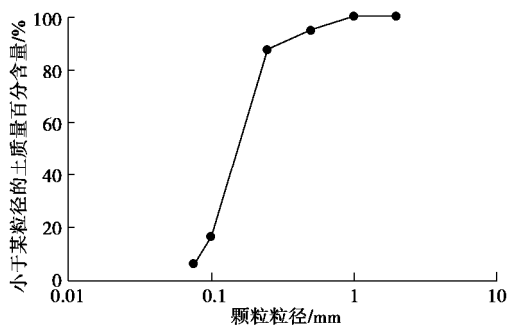


图2 南京细砂颗粒级配曲线

Fig. 2 Grain-size distribution curve of Nanjing fine sand

试样为外径100 mm，内径60 mm，高200 mm的空心圆柱样，为保证试样制备的均匀性，采用分层振捣法制备试样，共分5层，并按级配单独配制试样每层所需的各粒径颗粒的质量，均匀混合后缓慢倒入承模筒内，然后用击实器对每一层击实至指定高度，落锤质量为1 kg，落锤高度为15 cm。试样的饱和分为3步：①通15 min的CO<sub>2</sub>以除去试样中空气；②从试样底部到顶部通无气水直到顶部没有气体排出；③进行分级反压饱和。对分级反压饱和后的试样进行孔压系数B值测定，若B > 0.95，认为试样达到饱和。对饱和试样进行均等固结，初始有效围压s<sub>3c</sub>'为100 kPa。

### 1.3 试验方案

控制加载路径在(t<sub>zq</sub>, (s<sub>z</sub> - s<sub>q</sub>)/2)应力空间内为椭圆，实现主应力轴连续旋转且正应力偏差与剪应力及由两者组合而成的总偏差应力都在循环变化的应力变化模式。如图3所示，决定椭圆形应力路径形状的主要因素有椭圆长轴b，短长轴比a/b以及倾角β。只要这3个特征参数确定，应力路径也即确定。当a = 0时，椭圆退化为斜线，当a = b时，椭圆进化为圆。

为系统地探讨密实状态和应力路径对饱和南京细砂剪胀特性的影响，将南京细砂的相对密实度D<sub>r</sub>分为3个等级：35%，50%，70%，分别对应土体松散、中密和密实3个状态。对D<sub>r</sub>相同的试样分别施加具有不同

CSR、a/b以及b的循环椭圆应力路径，加载频率为1 Hz，动应力比CSR = q<sub>cyc</sub>/s<sub>3c</sub>'，其中，循环动应力q<sub>cyc</sub> = √(t<sup>2</sup> + (s<sub>v</sub> - s<sub>q</sub>)<sup>2</sup>/4)|<sub>max</sub>，在双向耦合循环加载试验中，通常选用q<sub>cyc</sub>作为动应力，描述偏应力幅值的变化，其物理含义为椭圆的长轴b。具体试验方案如表1所示。试样的命名规则为：E-相对密度-短长轴比值-倾角-循环应力比。

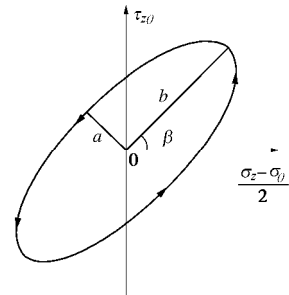


图3 典型应力路径示意图

Fig. 3 Schematic illustration of typical loading path

## 2 试验结果及分析

### 2.1 典型试验结果分析

图4分别给出了椭圆形应力路径下的试验结果，包括(t<sub>zq</sub>, (s<sub>z</sub> - s<sub>q</sub>)/2)应力空间中实测与理论的应力路径对比、轴应力 - 轴应变滞回曲线、剪应力 - 剪应变滞回曲线和体应变的时程曲线。由图可知：①HCA可以较精确地模拟本试验设定的双向耦合循环剪切应力路径；②轴应力 - 轴应变关系曲线存在明显的滞回圈，在初始阶段滞回圈未封闭，表明产生了明显的塑性变形；③随着循环周数的增加，滞回圈由未封闭型转化为封闭型，且滞回圈面积逐渐减小，土体接近临界状态；④整个试验过程，轴向应变随循环周数增加分为快速增长和平稳累积两个阶段，这主要与开始几个周期内不可逆性剪胀分量的变化有关。

每一循环周期内体应变e<sub>vd</sub>(e<sub>vd</sub> = e<sub>z</sub> + 2e<sub>r</sub>)的最大值与最小值之差的一半为循环体应变<sup>[24]</sup>，体应变最大值与最小值之和的一半为累积体应变。从图4可以看出，体应变存在一个可逆的循环应变分量e<sub>vd,rc</sub>和一个不可逆的累积应变分量e<sub>vd,ir</sub>，这与张建民<sup>[20]</sup>、Duku等<sup>[25]</sup>和Wichtmann等<sup>[26]</sup>的试验结果一致，循环体应变分量本质为弹性变形，并不引起土体有效应力的变化。在土动力学中，更关注土体产生的永久变形和累积孔隙水压力(与e<sub>vd,ir</sub>密切相关)。因此，主要探讨各密实状态和应力路径对饱和砂土e<sub>vd,ir</sub>的影响。

由试验结果可知：①e<sub>vd,ir</sub>具有不可恢复性，本质为塑性变形；②e<sub>vd,ir</sub>总是呈现出体积的单调压缩，即e<sub>vd,ir</sub> ≥ 0(定义剪胀时体应变为负，剪缩时体应变为



表 1 排水双向耦合循环剪切试验方案

Table 1 Drained bi-direction cyclic loading test schemes

试样编号	$D_r = 35\%$			试样编号	$D_r = 50\%$			试样编号	$D_r = 70\%$		
	$a/b$	$\beta/(^\circ)$	CSR		$a/b$	$\beta/(^\circ)$	CSR		$a/b$	$\beta/(^\circ)$	CSR
E-35-1.0-45-0.15	1.0	45	0.15	E-50-1.0-45-0.15	1.0	45	0.15	E-70-1.0-45-0.15	1.0	45	0.15
E-35-1.0-45-0.20	1.0	45	0.20	E-50-1.0-45-0.20	1.0	45	0.20	E-70-1.0-45-0.20	1.0	45	0.20
E-35-1.0-45-0.25	1.0	45	0.25	E-50-1.0-45-0.25	1.0	45	0.25	E-70-1.0-45-0.25	1.0	45	0.25
E-35-1.0-45-0.30	1.0	45	0.30	E-50-1.0-45-0.30	1.0	45	0.30	E-70-1.0-45-0.30	1.0	45	0.30
E-35-0.5-30-0.15	0.5	30	0.15	E-50-0.5-30-0.15	0.5	30	0.15	E-70-0.5-30-0.15	0.5	30	0.15
E-35-0.5-45-0.15	0.5	45	0.15	E-50-0.5-45-0.15	0.5	45	0.15	E-70-0.5-45-0.15	0.5	45	0.15
E-35-0.5-60-0.15	0.5	60	0.15	E-50-0.5-60-0.15	0.5	60	0.15	E-70-0.5-60-0.15	0.5	60	0.15
E-35-0.5-30-0.20	0.5	30	0.20	E-50-0.5-30-0.20	0.5	30	0.20	E-70-0.5-30-0.20	0.5	30	0.20
E-35-0.5-45-0.20	0.5	45	0.20	E-50-0.5-45-0.20	0.5	45	0.20	E-70-0.5-45-0.20	0.5	45	0.20
E-35-0.5-60-0.20	0.5	60	0.20	E-50-0.5-60-0.20	0.5	60	0.20	E-70-0.5-60-0.20	0.5	60	0.20
E-35-0.5-30-0.25	0.5	30	0.25	E-50-0.5-30-0.25	0.5	30	0.25	E-70-0.5-30-0.25	0.5	30	0.25
E-35-0.5-45-0.25	0.5	45	0.25	E-50-0.5-45-0.25	0.5	45	0.25	E-70-0.5-45-0.25	0.5	45	0.25
E-35-0.5-60-0.25	0.5	60	0.25	E-50-0.5-60-0.25	0.5	60	0.25	E-70-0.5-60-0.25	0.5	60	0.25
E-35-0.5-30-0.30	0.5	30	0.30	E-50-0.5-30-0.30	0.5	30	0.30	E-70-0.5-30-0.30	0.5	30	0.30
E-35-0.5-45-0.30	0.5	45	0.30	E-50-0.5-45-0.30	0.5	45	0.30	E-70-0.5-45-0.30	0.5	45	0.30
E-35-0.5-60-0.30	0.5	60	0.30	E-50-0.5-60-0.30	0.5	60	0.30	E-70-0.5-60-0.30	0.5	60	0.30
E-35-0.0-45-0.15	0.0	45	0.15	E-50-0.0-45-0.15	0.0	45	0.15	E-70-0.0-45-0.15	0.0	45	0.15
E-35-0.0-45-0.20	0.0	45	0.20	E-50-0.0-45-0.20	0.0	45	0.20	E-70-0.0-45-0.20	0.0	45	0.20
E-35-0.0-45-0.25	0.0	45	0.25	E-50-0.0-45-0.25	0.0	45	0.25	E-70-0.0-45-0.25	0.0	45	0.25
E-35-0.0-45-0.30	0.0	45	0.30	E-50-0.0-45-0.30	0.0	45	0.30	E-70-0.0-45-0.30	0.0	45	0.30

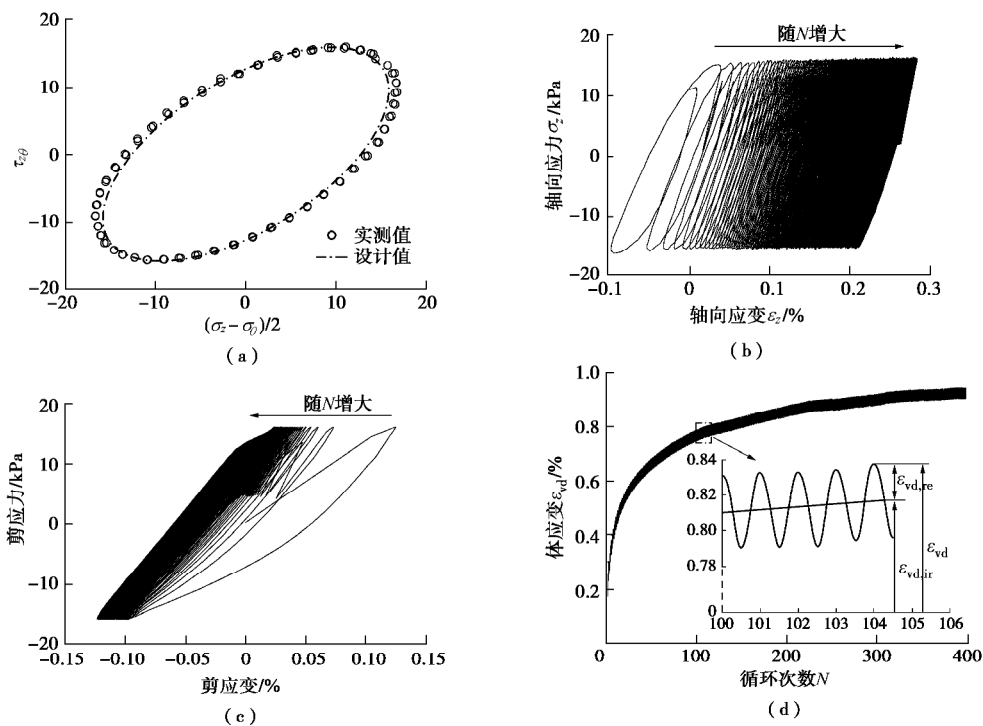


图 4 排水双向耦合剪切试验的典型试验结果

Fig. 4 Typical results of drained bi-directional cyclic loading tests

正.); ③  $e_{vd,ir}$  的变化速率在循环加载的初始阶段较大, 且各个半周内的最大变化率总是出现在剪应力的反向点处; ④ 随着循环振次  $N$  的增加,  $e_{vd,ir}$  的变化速率逐渐减小趋于0, 即达到临界状态。

为验证试验测得应变变量的准确性, 图5给出了编号为E-50-0.5-45-0.20的试样在排水循环剪切过程中孔隙水压力时程曲线。由图可知, 在轴向-扭转耦合循环剪切过程中, 试样的孔隙水压力始终保持在400~401 kPa, 并没有明显的超孔隙水压力累积现象的产生, 这表明, 试样的孔隙水可以充分流入或者排出, 进一步可说明, 本次试验获得的各加载工况下南京细砂的体应变变量是准确有效的。

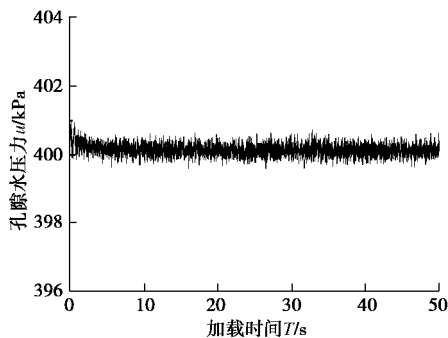


图5 孔隙水压力时程曲线

Fig. 5 Time-history curves of pore water pressure

为进一步探讨复杂应力路径与单一应力路径作用下饱和砂土体应变增量的差异, 对  $D_r = 50\%$  的饱和南京细砂补做了纯拉压循环加载试验和纯扭剪循环加载试验, 加载中控制  $CSR = 0.20$ 。图6给出  $D_r = 50\%$  的饱和南京细砂在纯拉压、纯扭剪以及双向耦合剪切作用下  $e_{vd}$  与  $N$  的关系曲线。

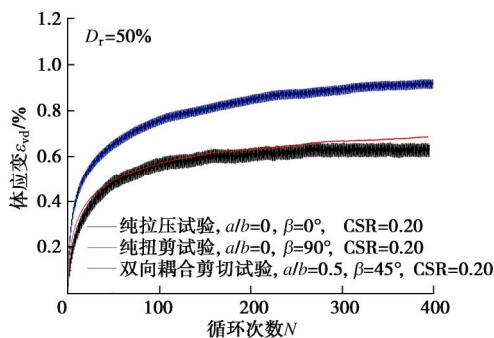


图6 复杂应力路径与单一应力路径作用下饱和砂土体应变

Fig. 6 Volumetric strains of saturated sands under complex and single stress paths

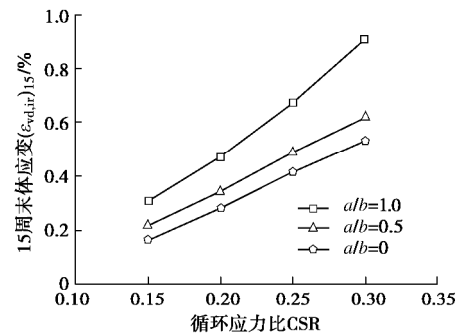
由图6可知, 与双向耦合剪切作用下饱和南京细砂  $e_{vd,ir}$  的增长规律一致, 纯拉压或纯扭剪作用下  $e_{vd,ir}$  都随  $N$  的增加而增大, 且  $e_{vd,ir}$  的增长速率随  $N$  增大先迅速减小, 然后逐渐趋于0; 当  $CSR$  相同时, 两种单一应力路径 (纯拉压与纯扭剪) 作用下试样的  $e_{vd,ir}$  随  $N$  的增加基本保持一致; 复杂应力路径作用下试样的  $e_{vd,ir}$  明显大于单一应力路径作用试样的  $e_{vd,ir}$ 。这表明, 以往基于单

一应力路径 (纯拉压或纯扭剪) 的试验研究低估了饱和砂土  $e_{vd,ir}$  的发展。此外, 纯拉压作用下试样的  $e_{vd,ir}$  明显大于双向耦合剪切作用下试样的  $e_{vd,ir}$ , 而纯扭剪作用下试样的  $e_{vd,ir}$  基本保持为0, 这是由于  $e_{vd,ir}$  是由周期变化的有效球应力  $p'$  引起的。

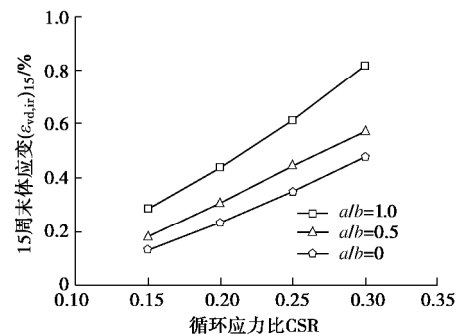
## 2.2 饱和砂土剪胀特性及影响因素

通常, 在地震作用下的场地沉降预估中, 采用  $N = 15$  时的体应变  $(e_{vd,ir})_{15}$  估算震级  $M = 7.5$  级下的沉降量<sup>[25]</sup>, 当将任意周数下的体应变  $(e_{vd,ir})_N$  采用  $(e_{vd,ir})_{15}$  进行归一时, 归一化后的体应变比  $(e_{vd,ir})_N / (e_{vd,ir})_{15}$  曲线能限定在一个较窄的范围内, 并以此获取不同震级对应  $N$  下的体应变<sup>[25, 27-28]</sup>。基于上述思想, 对 15 周末的体应变  $(e_{vd,ir})_{15}$  进行分析来研究复杂循环荷载下土的体应变发展规律。

图7为饱和砂土  $(e_{vd,ir})_{15}$  与  $CSR$  的关系曲线。有图可知,  $CSR$  对  $(e_{vd,ir})_{15}$  发展影响显著, 当  $alb$ ,  $b$  和  $D_r$  相同时,  $(e_{vd,ir})_{15}$  随  $CSR$  的增大而迅速增大。然而, 当  $D_r$  相同时, 具有相同  $CSR$  和  $b$  的试样的  $(e_{vd,ir})_{15}$  随着  $alb$  的增大而增大, 且  $alb$  对  $CSR$  和  $(e_{vd,ir})_{15}$  关系曲线的影响不能归一化。究其原因,  $CSR$  仅能描述偏应力幅值的变化 (即椭圆长轴  $b$ ), 而无法正确反映应力路径形状 (如椭圆短长轴比  $alb$ ) 的变化。椭圆形应力路径表现出偏应力连续变化且主应力轴连续旋转的特征。试样的变形实质是由于轴向应力幅值与剪应力幅值的耦合作用引起的。对于  $b$  值相同而  $alb$  不同的双向耦合剪切试验, 对试样所施加应力路径不一致, 因此受到的剪切效果也不相同 (如非共轴现象)。



(a)  $D_r = 35\%$ ,  $\beta = 45^\circ$



(b)  $D_r = 50\%$ ,  $\beta = 45^\circ$

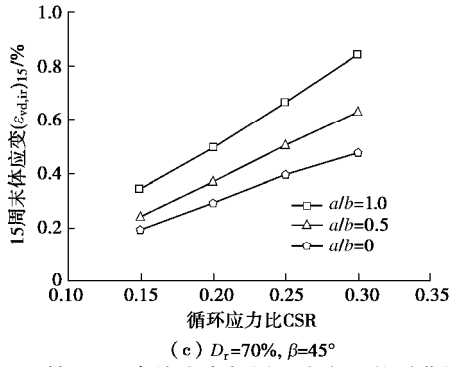
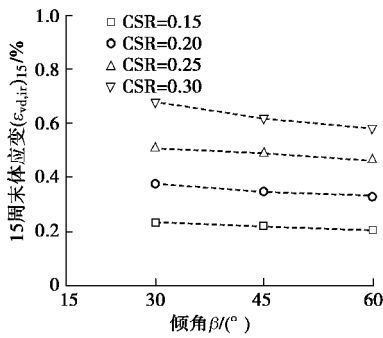


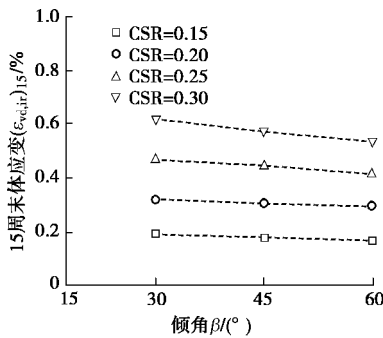
图 7 第 15 周末体应变与循环应力比关系曲线

Fig. 7 Relationship between volumetric strain at 15<sup>th</sup> cycle and CSR

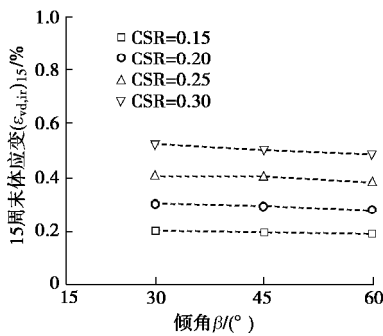
图 8 给出了相同 CSR 下, 椭圆倾角  $b$  对  $(e_{vd,ir})_{15}$  的影响。由图可见  $b$  对  $(e_{vd,ir})_{15}$  没有显著的影响, 即 CSR 小于某一值后,  $(e_{vd,ir})_{15}$  与  $b$  几乎无关。对于具有不同  $D_r$  的南京细砂, 该 CSR 值均在 0.20 左右。许成顺等<sup>[11]</sup>也发现椭圆倾角  $b$  对动强度没有显著影响。



(a)  $D_r=35\%$ ,  $alb=0.5$



(b)  $D_r=50\%$ ,  $alb=0.5$



(c)  $D_r=70\%$ ,  $alb=0.5$

图 8 第 15 周末体应变与倾角关系曲线

Fig. 8 Relationship between volumetric strain at 15<sup>th</sup> cycle and  $b$

### 3 双向耦合剪切条件下饱和砂土的体应变规准化方法

#### 3.1 等效循环应力比

前述试验结果已说明 CSR 在用于分析双向耦合循环加载试验时的局限性, 即无法合理反映应力主轴连续旋转下土单元所经历的应力水平。Huang 等<sup>[29]</sup>提出术语等效循环应力比 (ESR) 描述复杂应力路径的动应力大小,  $ESR = \bar{q}/S'_{sc}$ ,  $\bar{q}$  为土的等效循环应力, 表达式如下:

$$\bar{q} = \frac{1}{T} \int_0^T |q(t)| dt = \frac{1}{T} \int_0^T \sqrt{t^2 + \left(\frac{s_v - s_q}{2}\right)^2} dt \quad (1)$$

式中,  $T$  为动荷载周期,  $|q(t)|$  为应力路径上任意一点与原点的距离。因此,  $\bar{q}$  的物理含义为循环荷载的平均强度, 即土单元最大剪应力的平均值。

对于椭圆应力路径,

$$\left. \begin{aligned} q(t) &= \sqrt{\left[ \tau_d \cdot \sin\left(\frac{2\pi}{T}t\right) \right]^2 + \left[ \frac{s_d}{2} \cdot \cos\left(\frac{2\pi}{T}t + j\right) \right]^2} \\ \bar{q} &= \frac{1}{T} \int_0^T |q(t)| dt = (0.64 \sim 1) q_{cyc} \end{aligned} \right\} (2)$$

式中,  $\tau_d$  为剪应力幅值,  $s_d$  为轴应力幅值。对于无法直接积分获得  $\bar{q}$  的椭圆应力路径, 可通过数值积分方法求解。

#### 3.2 复杂应力路径下体应变的规准化方法

图 9 为各工况下体应变比  $(e_{vd,ir})_N / (e_{vd,ir})_{15}$  与  $N$  的关系曲线。由图可知, 当  $D_r$  相同时, 各复杂应力路径下试样的  $(e_{vd,ir})_N / (e_{vd,ir})_{15}$  随  $N$  的增加分布在较窄的范围内, 这表明, 应力路径对  $(e_{vd,ir})_N / (e_{vd,ir})_{15}$  的影响较小, 因此, 可仅考虑  $(e_{vd,ir})_N / (e_{vd,ir})_{15}$  与  $N$  的变化关系, 即  $(e_{vd,ir})_N / (e_{vd,ir})_{15}$  可以简单合理地表示为  $N$  的对数函数:

$$f(N) = (e_{vd,ir})_N / (e_{vd,ir})_{15} = C_2 \ln(C_1 N + 1) \quad (3)$$

式中,  $C_1$  和  $C_2$  为拟合参数。

将 Tokimatsu 等<sup>[28]</sup>给出的一系列具有不同  $D_r$  的纯砂体应变比包络线也绘制于图 7。结合文献<sup>[28]</sup>可知, 即使本试验所用南京细砂与 Tokimatsu 等<sup>[28]</sup>试验所用的砂的矿物成分, 试验中的初始有效固结应力和应力路径均有较大差异, 但试验结果具有较好的一致性。因此, 这说明采用  $(e_{vd,ir})_N / (e_{vd,ir})_{15}$  对双向耦合剪切下饱和砂土体应变增长曲线进行规准化是适宜的。

图 10 为各  $D_r$  试样  $(e_{vd,ir})_{15}$  与 ESR 的关系。由图 10 可知, 当  $D_r$  确定时, 无论应力路径是否相同, 具有不同 ESR 的饱和砂土的  $(e_{vd,ir})_{15}$  分布于一条窄带内, 且  $(e_{vd,ir})_{15}$  随 ESR 的增加呈线性增加, 且具有强相关

性。这表明, ESR 可以作为合理描述含应力主轴旋转复杂应力路径的特征参数。同一  $D_r$  下, 采用 ESR 能够较为理想地描述不同应力路径下的体应变:

$$(e_{vd,ir})_{15} = C_3 (ESR - ESR_t) \quad (4)$$

式中,  $C_3$  和  $ESR_t$  为模型参数。

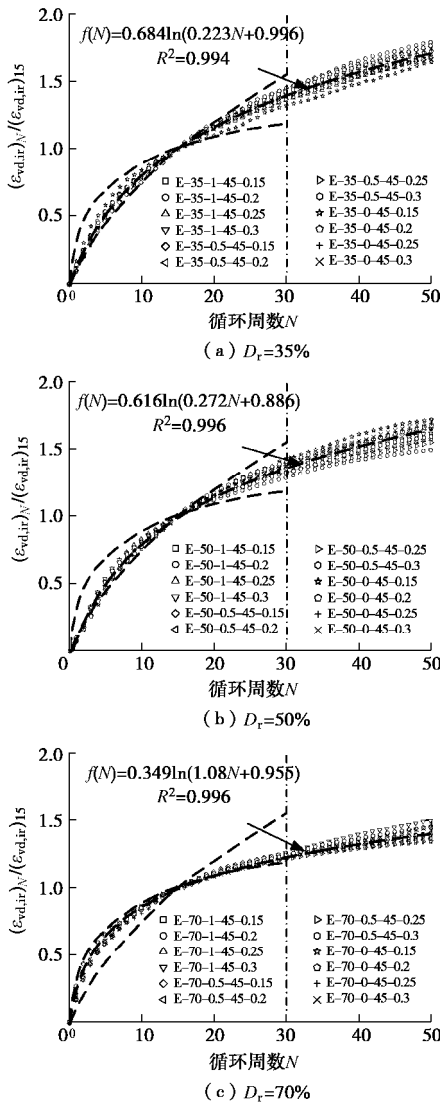


图9 体应变比与循环周数的变化关系拟合

Fig. 9 Correlation between volumetric strain ratio and  $N$  from all tests

由图 10 可知, 饱和南京细砂存在明显的体积门槛循环应力比  $ESR_t$ , 当  $ESR$  小于  $ESR_t$  时, 体应变不发展, 超过该值时, 体应变随  $ESR$  的增长而迅速发展。不排水条件下的孔压比与排水条件下的体应变具有相同的物理基础, 因此,  $ESR_t$  对于理解和解决由于地震荷载、海洋波浪荷载以及打桩振动等循环荷载作用而引发土动力学问题具有重要意义。Ivsic<sup>[30]</sup>和 Park 等<sup>[31]</sup>建议可通过门槛剪应变来确定对应的门槛循环应力比, 对于南京细砂的门槛剪应变取值范围:  $g_{tv} = 0.014\% \sim 0.023\%$ , 对应的  $ESR_t = 0.05 \sim 0.06$ 。联立式

(3), (4) 可得

$$(e_{vd,ir})_N = C_3 \cdot C_2 \ln[C_1 N + 1] \cdot I \quad (5)$$

对式 (5) 中的  $N$  求导后可得参数化体应变增量表达式:

$$\frac{\Delta e_{vd,ir}}{I} = C_1 C_3 C_2 C_3 \cdot \exp\left(-\frac{1}{C_2 C_3} \frac{e_{vd,ir}}{I}\right) \quad (6)$$

令  $k_1 = C_1 C_2 C_3$ ,  $k_2 = 1/(C_2 C_3)$ , 则

$$\frac{\Delta e_{vd,ir}}{I} = k_1 \cdot \exp\left(-k_2 \frac{e_{vd,ir}}{I}\right) \quad (7)$$

其中,

$$I = ESR - ESR_t \quad (8)$$

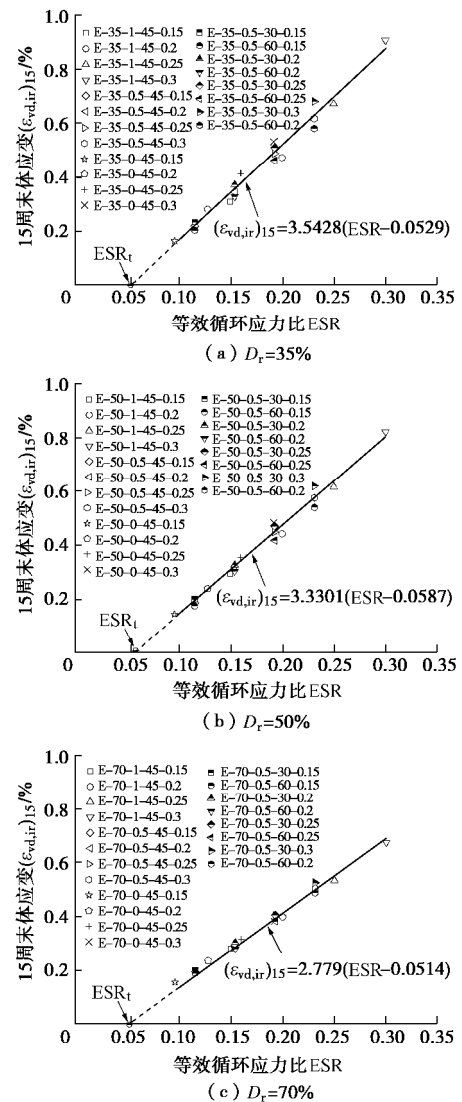


图10 第15循环周末体应变与等效循环应力比关系曲线

Fig. 10 Correlation between volumetric strain at 15<sup>th</sup> cycle and ESR from all tests

模型参数仅  $k_1$  和  $k_2$  需要确定。由分析可知,  $k_1$  和  $k_2$  与  $D_r$  密切相关, 为更加精确地获得  $k_1$  和  $k_2$  与  $D_r$  的关系, 对  $D_r = 60\%$  的饱和南京细砂补充了 3 个试验, 具体试验工况如表 2。图 11 给出了  $k_1$  和  $k_2$  与  $D_r$  的关

系曲线。如图所示,  $k_1$  和  $k_2$  都随  $D_r$  的增加而迅速增大, 且  $k_1$  和  $k_2$  的增加速率也随  $D_r$  的增加而增大, 但两者的增加速率有所差异, 对于试验采用的南京细砂,  $k_1$  和  $k_2$  可表示为  $D_r$  幂函数形式:

$$k_1 = 2.143(D_r)^{2.904} + 0.469 \quad (R^2 = 0.975) \quad (9)$$

$$k_2 = 3.419(D_r)^{3.982} + 0.358 \quad (R^2 = 0.993) \quad (10)$$

表 2 补充试验工况

Table 2 Cases of supplementary tests

试样编号	$D_r/\%$	$a/b$	$\beta/(\circ)$	CSR
E-60-0.0-45-0.20	60	1.0	45	0.15
E-60-0.5-45-0.20	60	1.0	45	0.20
E-60-1.0-45-0.20	60	1.0	45	0.25

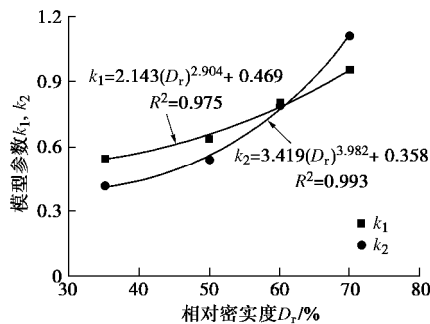


图 11 模型参数  $k_1$  和  $k_2$  与  $D_r$  的关系

Fig. 11 Relationships between  $D_r$  and model parameters  $k_1, k_2$

### 3.3 模型的验证

Martin 等<sup>[32]</sup>基于干砂的常幅循环直剪试验, 建立了剪应变幅值相关的体应变增量模型, 由于数学形式非常简单, 该模型在数值计算中已被广泛应用。Byrne<sup>[33]</sup>将 Martin 等<sup>[32]</sup>采用多项式给出的体应变增量表达式改为指数函数形式, 该模型仅有两个参数且物理意义也更明确, 广泛用于有效应力动力分析法<sup>[34-36]</sup>:

$$\frac{\Delta e_{vd}}{g} = C_1 \cdot \exp\left(-C_2 \frac{e_{vd}}{g}\right) \quad (11)$$

赵丁凤等<sup>[37]</sup>基于 Byrne 体应变增量模型, 利用应变控制的排水/不排水分级和单级加载循环三轴试验结果建立了适用于南京细砂的修正 Byrne 体应变增量模型, 并验证了修正 Byrne 体应变增量模型对于南京细砂的适用性, 该模型具体如下:

$$\frac{\Delta e_{vd}}{g^*} = C_1 \cdot \exp\left(-C_2 \frac{e_{vd}}{g^*}\right) \quad (12)$$

$$g^* = (g - 0.02)^{C_3} \quad (13)$$

$$C_1 = 7.05(D_r)^{-0.5} \quad (14)$$

$$C_2 = 0.15/C_1 \quad (15)$$

$$C_3 = 0.125 \quad (16)$$

现分别利用修正 Byrne 体应变增量模型以及笔者提出的体应变增量模型对复杂循环荷载作用下  $D_r = 60\%$  的南京细砂体应变增长规律进行预测, 其结果如图 12 所示。由图 12 可知, 采用修正 Byrne 模型的体

应变预测结果小于试验结果, 而笔者建立的模型预测结果与试验数据均吻合较好。这是由于修正 Byrne 模型由直剪试验的数据建立, 难以反映轴向应力幅值与剪应力幅值的耦合变化引起土单元的体应变发展规律。

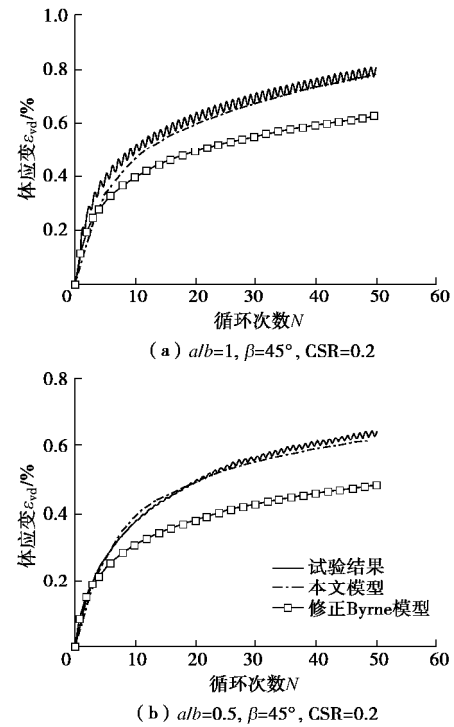


图 12 不同体应变模型预测值与实测值的对比

Fig. 12 Comparison between measured and predicted volumetric strains based on different models

## 4 结 论

利用 HCA 动态试验系统开展了一系列双向耦合剪切条件下饱和砂土的排水循环加载试验, 研究了复杂应力路径下饱和砂土的剪胀特性, 并建立了体应变发展曲线的规准化方法, 得到以下 3 点结论。

(1) 饱和砂土的剪胀与动应力路径密切相关。双向耦合剪切试验中, 土体表现出塑性应变增量主轴与应力主轴非共轴。CSR 和椭圆短长轴比  $a/b$  对饱和砂土的体应变发展影响显著, 而倾角  $b$  对  $(e_{vd,ir})_{15}$  没有明显的影响, 当 CSR 小于某一值后,  $(e_{vd,ir})_{15}$  与  $b$  几乎无关。

(2) 无论应力路径和  $D_r$  是否相同, 饱和砂土的累积体应变  $(e_{vd,ir})_{15}$  均随 ESR 的增大而增大, 且  $(e_{vd,ir})_{15}$  与 ESR 都呈较好的线性函数关系, 这说明 ESR 是一个可以合理表征双向耦合循环剪切荷载作用下土单元动应力大小的指标。

(3) 以体应变比  $(e_{vd,ir})_N / (e_{vd,ir})_{15}$  曲线对双向耦合剪切下饱和砂土体应变增长曲线进行规准化是适宜

的,对于不同相对密度的饱和砂土在不同应力路径下的  $(e_{vdir})_N / (e_{vdir})_{15}$  均可表示为循环周数  $N$  的对数函数。

#### 参考文献:

- [1] ISHIHARA K, TOWHATA I. Sand response to cyclic rotation of principal stress directions as induced by wave loads[J]. *Soils and Foundations*, 1983, **23**(4): 11 - 26.
- [2] 王忠涛, 刘鹏, 杨庆. 非标准椭圆形应力路径下饱和松散砂动强度的试验研究[J]. *岩土工程学报*, 2016, **38**(6): 1133 - 1139. (WANG Zhong-tao, LIU Peng, YANG Qing. Dynamic strength of saturated loose sand under nonstandard elliptical stress path[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2016, **38**(6): 1133 - 1139. (in Chinese))
- [3] 周晓智, 陈育民, 刘汉龙. 驻波作用下有限厚度海床动应力路径特性研究[J]. *岩土工程学报*, 2018, **40**(5): 890 - 899. (ZHOU Xiao-zhi, CHEN Yu-min, LIU Han-long. Study on characteristic of dynamic stress path of finite thickness seabed under standing waves[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2018, **40**(5): 890 - 899. (in Chinese))
- [4] 黄博, 凌道盛, 丁浩, 等. 斜入射地震波在土体中产生的动应力路径及试验模拟[J]. *岩土工程学报*, 2013, **35**(2): 276 - 283. (HUANG Bo, LING Dao-sheng, DING Hao, et al. Seismic stress path induced by obliquely incident waves and its simulation[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2013, **35**(2): 276 - 283. (in Chinese))
- [5] SYMES M, GENS A, HIGHT D W. Undrained anisotropy and principal stress rotation in saturated sand[J]. *Géotechnique*, 1984, **34**(1): 11 - 27.
- [6] 王洪瑾, 沈瑞福, 马奇国. 双向振动下土的动强度[J]. *清华大学学报(自然科学版)*, 1996, **36**(4): 93 - 98. (WANG Hong-jin, SHEN Rui-fu, MA Qi-guo. Dynamic strength of soil under multi-direction loading[J]. *Journal of Tsinghua University (Science and Technology)*, 1996, **36**(4): 93 - 98. (in Chinese))
- [7] NAKATA Y, HYODO M, MURATA H, ET AL. Flow deformation of sands subjected to principal stress rotation[J]. *Soils and Foundations*, 1998, **38**(2): 115 - 128.
- [8] YANG Z X, LI X S, YANG J. Undrained anisotropy and rotational shear in granular soil[J]. *Géotechnique*, 2007, **57**(4): 371 - 384.
- [9] 栾茂田, 金丹, 张振东, 等. 饱和松散砂的双向耦合剪切特性试验研究[J]. *岩土工程学报*, 2009, **31**(3): 319 - 325. (LUAN Mao-tian, JIN Dan, ZHANG Zhen-dong, et al. Liquefaction of sand under bi-directional cyclic loading[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2009, **31**(3): 319 - 325. (in Chinese))
- [10] 李男, 黄博, 凌道盛, 等. 斜椭圆应力路径下饱和松散砂动力特性试验研究[J]. *岩土力学*, 2015, **36**(1): 156 - 162. (LI Nan, HUANG Bo, LIN Dao-sheng, et al. Experimental research on behaviors of saturated loose sand subjected to oblique ellipse stress path[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2015, **36**(1): 156 - 162. (in Chinese))
- [11] 许成顺, 高英, 杜修力, 等. 双向耦合剪切条件下饱和砂土动强度特性试验研究[J]. *岩土工程学报*, 2014, **36**(12): 2335 - 2340. (XU Cheng-shun, GAO Ying, DU Xiu-li, et al. Dynamic strength of saturated sand under bi-directional cyclic loading[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2014, **36**(12): 2335 - 2340. (in Chinese))
- [12] PAN H, CHEN G X, SUN T, et al. Characteristics of excess pore water pressure of Nanjing saturated fine sand under the interaction of wave and earthquake loading[J]. *Marine Georesources & Geotechnology*, 2012, **30**(1): 32 - 51.
- [13] SYMES M J, GENS A, HIGHT D W. Drained principal stress rotation in saturated sand[J]. *Géotechnique*, 1988, **38**(1): 59 - 81.
- [14] MIURA K, MIURA S, TOKI S. Deformation behavior of anisotropic dense sand under principal stress axes rotation[J]. *Soils and Foundations*, 1986, **26**(1): 36 - 52.
- [15] GUTIERREZ M, ISHIHARA K, TOWHATA I. Flow theory for sand during rotation of principal stress direction[J]. *Soils and Foundations*, 1991, **31**(4): 121 - 132.
- [16] 蔡燕燕, 俞缙, 余海岁, 等. 考虑主应力轴旋转的砂土变形特性试验研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2013, **32**(2): 417 - 424. (CAI Yan-yan, YU Jin, YU Hai-sui, et al. Experimental study of deformation behavior of sand under rotation of principal stress axes[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2013, **32**(2): 417 - 424. (in Chinese))
- [17] XIONG H, GUO L, CAI Y, et al. Experimental study of drained anisotropy of granular soils involving rotation of principal stress direction[J]. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 2016, **20**(4): 431 - 454.
- [18] 童朝霞, 张建民, 于艺林, 等. 中主应力系数对应力主轴循环旋转条件下砂土变形特性的影响[J]. *岩土工程学报*, 2009, **31**(6): 946 - 952. (TONG Zhao-xia, ZHANG Jian-min, YU Yi-min, et al. Effects of intermediate principal stress parameter on deformation behavior of under cyclic rotation of

- principal stress axes[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, **31**(6): 946 - 952. (in Chinese))
- [19] 张建民. 砂土动力学若干基本理论探究[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(1): 1-50. (ZHANG Jian-min. New advances in basic theories of sand dynamics[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(1): 1 - 50. (in Chinese))
- [20] 张建民. 砂土的可逆性和不可逆性剪胀规律[J]. 岩土工程学报, 2000, **22**(1): 12-17. (ZHANG Jian-min. Reversible and irreversible dilatancy of sand[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2000, **22**(1): 12 - 17. (in Chinese))
- [21] ZIENKIEWICZ O C, CHANG C T, BETTESS P. Drained, undrained, consolidating and dynamic behavior assumptions in soils[J]. Géotechnique, 1980, **30**(4): 385 - 395.
- [22] CHEN G X, ZHOU Z L, PAN H, et al. The influence of undrained cyclic loading patterns and consolidation states on the deformation features of saturated fine sand over a wide strain range[J]. Engineering Geology, 2016, **204**: 77 - 93.
- [23] 黄博, 丁浩, 陈云敏. GDS空心圆柱仪动力试验能力探讨[J]. 岩土力学, 2010, **31**(2): 314 - 320. (HUANG Bo, DING Hao, CHEN Yun-min. Preliminary study of dynamic testing performance of hollow cylinder apparatus[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(2): 314 - 320. (in Chinese))
- [24] 谢定义, 张建民. 周期荷载下饱和砂土瞬态孔隙水压力的变化机理与计算模型[J]. 土木工程学报, 1990, **23**(2): 51 - 60. (XIE Ding-yi, ZHANG Jian-min. Research on transient change mechanism of pore water pressure in saturated sand under cyclic loading[J]. China Civil Engineering Journal, 1990, **23**(2): 51 - 60. (in Chinese))
- [25] DUKU P M, STEWART J P, WHANG D H, et al. Volumetric strains of clean sands subject to cyclic loads[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2008, **134**(8): 1073 - 1085.
- [26] WICHTMANN T, NIEMUNIS A, TRIANTAFYLIDIS T. Strain accumulation in sand due to cyclic loading: drained triaxial tests[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2005, **25**(12): 967 - 979.
- [27] YEE E, DUKU P M, STEWART J P. Cyclic volumetric strain behavior of sands with fines of low plasticity[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2014, **140**(4): 04013042.
- [28] TOKIMATSU K, SEED H B. Evaluation of settlements in sands due to earthquake shaking[J]. Journal of the Geotechnical Engineering, 1987, **113**(8): 861 - 878.
- [29] HUANG B, CHEN X Y, ZHAO Y. A new index for evaluating liquefaction resistance of soil under combined cyclic shear stresses[J]. Engineering Geology, 2015, **199**: 125 - 139.
- [30] IVSIC T. A model for presentation of seismic pore water pressures[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2006, **26**: 191 - 199.
- [31] PARK T, PARK D, AHN J K. Pore pressure model based on accumulated stress[J]. Bulletin of Earthquake Engineering, 2015, **13**: 1913 - 1926.
- [32] MARTIN G R, FINN W D L, SEED H B. Fundamentals of liquefaction under cyclic loading[J]. Journal of the Geotechnical Engineering, 1975, **101**(5): 423 - 438.
- [33] BYRNE P M. A cyclic shear-volume coupling and pore pressure model for sand[C]//Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. Missouri, USA, 1991: 47 - 55.
- [34] AZADI M, MIR MOHAMMAD HOSSEINI S M. Analyses of the effect of seismic behavior of shallow tunnels in liquefiable grounds[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2010, **25**(5): 543 - 552.
- [35] 龙慧, 陈国兴, 庄海洋. 可液化地基上地铁车站结构地震反应特征有效应力分析[J]. 岩土力学, 2013, **34**(6): 1731 - 1737. (LONG Hui, CHEN Guo-xing, ZHUANG Hai-yang. Effective stress analysis of seismic response characteristics of metro station structure in liquefiable foundation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(6): 1731 - 1737. (in Chinese))
- [36] ZHAO K, XIONG H, CHEN G, et al. Cyclic characterization of wave-induced oscillatory and residual response of liquefiable seabed[J]. Engineering Geology, 2017, **227**(21): 32 - 42.
- [37] 赵丁凤, 梁珂, 陈国兴, 等. 剪切-体积应变耦合的孔压增量模型试验研究[J]. 岩土力学, 2019, **40**(5): 1832 - 1840. (ZHAO Ding-feng, LIANG Ke, CHEN Guo-xing, et al. Experimental investigation on a new incremental excess pore pressure model characterized by cyclic shear-volume coupling[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, **40**(5): 1832 - 1840. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201907011

# 基于 CPTU 数据融合技术的黏性土应力历史与强度特性评价研究

刘晓燕, 蔡国军\*, 邹海峰, 李学鹏, 刘松玉

(东南大学岩土工程研究所, 江苏 南京 211189)

**摘要:** 超固结比 (OCR) 和不排水抗剪强度 ( $S_u$ ) 是土的基本力学参数, 对土体沉降变形分析和稳定性计算具有重要影响。采用数据融合技术, 结合孔压静力触探 (CPTU) 测试数据, 提出了江苏典型黏性土超固结比和不排水抗剪强度的预测模型。利用特征级数据融合技术 (回归树、模型树) 与决策级数据融合技术 (自举聚合、堆叠泛化) 对预测模型的可行性进行分析。将土的超固结比和不排水抗剪强度的预测值、室内试验所得到的参考值以及 CPTU 传统方法所得到的估计值进行对比分析。结果表明, 模型树预测结果比回归树要好, 决策级融合算法可以提高回归树的预测结果, 但对模型树的预测结果影响较小; 叠加回归树和模型树的预测结果会使其预测的不排水抗剪强度比回归树预测的结果要好, 但比模型树预测的结果要差; 对于几种数据融合模型, OCR 预测值大致相当, 回归树模型在预测 OCR 方面稍优于其他数据融合模型, 数据融合技术能更好地预测土的超固结比和不排水抗剪强度。

**关键词:** 孔压静力触探; 数据融合技术; 超固结比; 不排水抗剪强度; 黏性土

中图分类号: TU413

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)07-1270-09

**作者简介:** 刘晓燕(1990—), 女, 博士研究生, 主要从事土工原位测试与能源岩土工程方面的研究工作。E-mail: happyliuxiaoyan@163.com。

## Prediction of stress history and strength of cohesive soils based on CPTU and data fusion techniques

LIU Xiao-yan, CAI Guo-jun, ZOU Hai-feng, LI Xue-peng, LIU Song-yu

(Institute of Geotechnical Engineering, Southeast University, Nanjing 211189, China)

**Abstract:** The overconsolidation ratio (OCR) and the undrained shear strength ( $S_u$ ) are the basic mechanical parameters of soils, which can influence the deformation analysis and strength calculation of soils. A prediction model for OCR and  $S_u$  of typical clay in Jiangsu Province is proposed by using the data fusion technique and the data of piezocone penetration test (CPTU). The feasibility of the prediction model is analyzed by using the feature-level data fusion techniques (regression tree, model tree) and decision-level data fusion techniques (bagging, stacking). The predicted OCR and  $S_u$ , the reference values obtained by the laboratory tests and the estimated values obtained by the existing calculation methods are compared and analyzed. The results show that the predicted results of the model tree are better than those of the regression tree. The decision and fusion algorithms can improve the predicted results of the regression tree, but they have little influences on the predicted results of the model tree. The superimposed regression tree and model tree can make the predicted  $S_u$  better than that of the regression tree, but worse than that of the model tree. For several data fusion models, the predicted OCR is approximately close. The regression tree model is slightly better than other data fusion models in predicting the OCR. Compared with other prediction methods, the data fusion model can better predict the OCR and  $S_u$ .

**Key words:** CPTU; data fusion technique; OCR; undrained shear strength; clay

## 0 引言

数据融合技术是利用计算机技术, 在相应的计算准则下对获取的来自多个传感器的数据进行分析处理, 并遵循从假设中提取的规则或多个特征领域知识创建特征值, 能够剔除数据处理过程中的异常值, 保

证最终结果的准确性, 从而完成决策和评估的一种信

基金项目: 国家重点研发计划项目课题 (2016YFC0800200); 国家自然科学基金项目 (41672294, 41877231, 51578146)

收稿日期: 2018-05-04

\*通讯作者 (E-mail: focuscai@163.com)

息处理技术。随着计算机技术、通信技术的快速发展, 数据融合技术作为一种新兴技术得以迅速发展。早期的数据融合大部分应用在军事防御中, 非军事数据融合的应用在 20 世纪 90 年代大量增加, 目前涵盖的学科范围愈发广泛, 主要包括农业生产<sup>[1]</sup>、通信传感网络应用<sup>[2]</sup>以及岩土工程<sup>[3-6]</sup>等多个学科。特别地, 边坡工程和隧道工程是岩土工程中使用数据融合技术较多的项目, 主要通过将来自多个传感器的信息融合计算, 从而达到边坡、隧道稳定性监测和风险预报的目的<sup>[3-6]</sup>。

基于孔压静力触探 (CPTU) 测试的锥尖阻力 $q_c$ 、侧壁摩阻力 $f_s$ 、孔隙水压力 $u_2$ , 可以获得土体状态与强度等参数, 例如超固结比和不排水抗剪强度<sup>[7]</sup>。目前, 结合 CPTU 测试技术或室内试验, 相关学者对超固结比和不排水抗剪强度进行了一定的研究。Senneset 等<sup>[8]</sup>提出采用修正的有效锥尖阻力 $q_e$ 对不排水抗剪强度进行计算, 可以得到更准确可靠的结果。Lunne 等<sup>[9]</sup>建议利用超静孔隙水压力  $\Delta u$  对不排水抗剪强度进行计算。基于 CPTU 试验数据, 童立元等<sup>[10]</sup>得到了桥梁基础中黏性土的不排水抗剪强度。Li 等<sup>[11]</sup>采用 CPTU 测试技术和室内试验计算了福建地区黏性土的不排水抗剪强度, 并得出 CPTU 测试技术能很好的估算黏性土不排水抗剪强度的结论。Mayne<sup>[12]</sup>已提出了 OCR ( $OCR = s'_p / s'_{v0}$ ,  $s'_{v0}$  为竖向有效应力) 与 CPTU 测试结果的关系。Chen 等<sup>[13]</sup>基于球形孔穴扩张和临界状态理论提出了预测 OCR 的方法, 该法考虑了初始应力状态、强度各向异性、应变率、刚度指数和摩擦角的影响。刘松玉等<sup>[14]</sup>通过采用不同的预测方法对 CPTU 三个场地进行分析, 提出采用有效锥尖阻力 $q_e$ 能更准确、可靠地确定先期固结压力。

用 CPTU 测试方法计算得到的黏性土的不排水抗剪强度可信度较高, 而超固结比的可信度适中<sup>[15]</sup>。使用 CPTU 计算方法来推断土工程特性通常不考虑土结构、灵敏度、矿物学老化和地质成因等因素, 使得推断结果不准确。数据融合技术能够迅速、准确处理大量数据, 得到最可靠的结果。数据融合模型也可以修正样本数据之间复杂的非线性关系, 从而克服现有 CPTU 方法的局限性。但目前并未有学者结合数据融合技术与 CPTU 测试技术来评价土体性质、估算土体的超固结比和不排水抗剪强度。

本文探讨了两种基于树的数据融合技术 (特征级融合算法和决策级融合算法) 利用 CPTU 试验数据来预测黏性土的超固结比和不排水抗剪强度值的可靠性。为了改善数据融合模型的性能, 结合数学方程, 将 CPTU 测试结果的原始特征集创建附加特征值。将所有采用数据融合模型获得的土体超固结比和不排水抗剪强度的预测值均与室内试验获得的参考值进行比

较, 以评估每个数据融合算法的可靠度。并将超固结比和不排水抗剪强度的预测值与现有的计算方法获得的估计值进行比较, 从而进一步确定是否可以通过使用数据融合技术来提高 CPTU 测试推断土体性质的准确性。

## 1 数据融合技术

数据融合技术指的是利用计算机技术对按时序获取的若干传感器的观测信息在一定准则下加以自动分析、综合以完成需要的决策和估计任务而进行的信息处理的过程。

### 1.1 数据融合结构

身份数据融合是参数数据的融合, 以确定观察对象的身份和属性。身份数据融合的体系结构通常分为两种方法: 特征级融合和决策级融合<sup>[16]</sup>。

(1) 在特征级融合方法中, 提取原始数据的特征值, 以从每个传感器获得特征向量。然后将从所有传感器提取的特征向量连接在一起成为单个联合特征向量。使用特征级融合算法对单个联合特征向量进行身份声明, 这些单独的身份声明随后通过使用决策级融合技术融合成一个身份声明。如图 1 (a) 所示。

(2) 在决策级融合方法中, 每个传感器仅基于自己的单个原数据进行独立的身份声明。随后, 使用决策级融合技术将这些身份声明融合到一个单独的身份声明中。如图 1 (b) 所示。

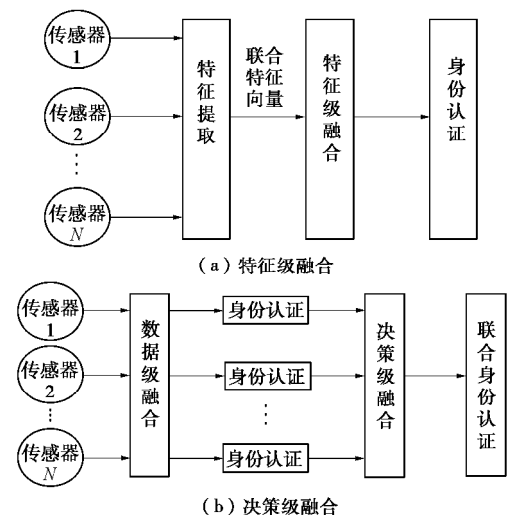


图 1 数据融合架构图

Fig. 1 Architecture diagram of data fusion

### 1.2 特征级数据融合技术

回归树通过输入特征向量和输出定义之间的非线性变换进行特征级融合, 其中输出的变量是数值。学习或泛化可以通过自适应过程来完成, 回归树是由输入值和相应的输出或目标值组成的训练案例。如果数

据融合模型得到适当的训练,那么它能够根据输入变量与输出变量相关性建立相应的函数模型,并且可以通过测试对一组给定的未知的输入模式进行预测,此时的输出值也是未知的。

基于树的算法是一种特征级融合技术,能够用易于理解的流程图描述变量之间复杂的相互作用或依赖关系。基于树的方法可以处理大量的输入变量,并为最终模型选择最优变量。回归树能够在训练和测试期间处理丢失的数据。但是个别异常值容易对处理结果产生干扰,因此回归树分析应该基于大样本进行,这样才能保证各节点内有足够的样本量从而进行准确分类。模型树对异常值的影响非常稳健。由于不会使用异常值分裂节点,因此在输入变量中出现的异常值不影响树的生长过程<sup>[4]</sup>。

### 1.3 决策级数据融合技术

决策级融合技术,能够提高特征级融合算法的预测结果。自举聚合融合了相同算法生成的多个数据融合模型的结果。堆叠泛化融合了由不同算法构建的多个数据融合模型的结果。

由于训练集的微小变化会使生成的树存在很大的差异,因此选用标准的自顶向下的树归纳过程本质上是不稳定的。自举聚合通过改变原始训练集的形式反复诱导树来减轻这种不稳定性,并通过对训练数据的替换进行重采样,将其中一部分原始训练案例省略,复制其他的案例创建新的、相同大小的训练集。当所有形式的训练集的树建立之后,取不同树预测值的平均值,将结果简单地融合。堆叠泛化本质上试图了解哪些基础数据融合模型最可靠,以便在最终融合预测中对这些预测值进行更大程度的加权。

## 2 CPTU 数据融合技术

CPTU是一个多传感器装置,由圆锥形尖端和圆柱形摩擦套筒组成,当套管推入地面时,贯入阻力在摩擦套筒上产生摩擦阻力(图2)。通过压力传感器,确定孔压静力触探仪的贯入阻力。除此之外,CPTU还包含一个或多个孔压过滤环,压力传感器以及连接元件和传感器的流体通道,以估算孔隙水压力。当进行CPTU试验时,用计算机提取锥尖阻力、侧壁摩擦力和孔隙水压力的特征值(图2)。其中,孔隙水压力是根据锥体底部 $u_2$ 位置处的传感器获得的数据确定的。

将提取的特征值连同其他相关信息,合并成一个联合特征向量,并使用特征级融合算法做相应的定义。如图2所示,修正的锥尖阻力 $q_1$ 、在 $u_2$ 位置处引起的孔隙水压力以及垂直总应力和静水压力作为联合特征向量输入到回归树算法中。随后,数据融合算法则会给出相应的超固结比和不排水抗剪强度值。

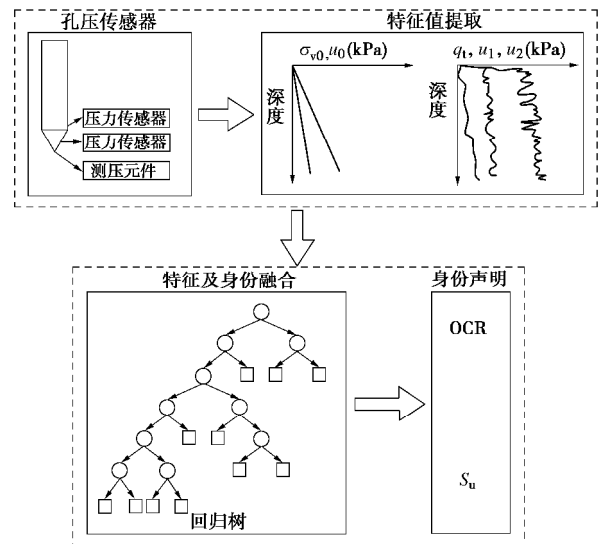


图2 基于CPTU的数据融合技术

Fig. 2 Data fusion technique based on CPTU

回归树是一个逻辑模型,可以根据输入变量的相应值预测目标或输出变量的值。回归树用于预测估计问题中的数值变量。树中的每个节点(图2中的圆)代表来自原始训练集的一个子集,最上面的节点代表所有的训练案例,称为根节点。有子节点的节点称为内部节点;没有子节点的节点称为外部或叶节点(图2中的矩形)。每个节点都有与它相关的数值,该数值等于到达节点的训练案例的目标值的平均值,在回归树中叶节点的数值表示模型的最终预测值。

回归树和模型树使用基本的分而治之的方法来实现节点的分裂,即将一个复杂的问题递归地分解成两个或更多更容易的问题,直到问题可以直接解决掉。分裂基于分裂变量的输入变量的值来执行,为分裂变量的不同值创建不同分支,且根节点中的每个训练案例都被传送到下面其中一个分支,根据分支变量的值,将其传送到相应的子节点中,然后对每个子节点重复处理,只考虑该节点中的情况。当一个节点不能被分割时,它被称为叶节点;当只保留叶节点时,用于构建树的递归分区终止。大多数树归纳算法构建完全树,然后修剪它,以防止训练数据过度拟合。事实上,许多在训练数据中反映噪声或异常值的分支都是从最终模型中删除的<sup>[15]</sup>,这样能得到一个更加紧凑、复杂度更低的模型树。

## 3 数据融合技术特征创建与测试

### 3.1 数据库

根据蔡国军等<sup>[17-18]</sup>和邹海峰等<sup>[19]</sup>获得的数据库(共有240例),包含软、正常固结黏性土到坚硬的超固结土。包含CPTU的实测值和相应的超固结比和不排水抗剪强度计算值,这些值取自于江苏省的7个黏土



表 1 试验场地的孔压静力触探试验数据总结表

Table 1 Summary of CPTU data for test sites

试验场地	深度/m	$q_t$ /MPa	$f_s$ /kPa	$u_2$ /kPa	测试案例编号
南京	3.0	220.9~246.7	18.2~21.2	45.9~55.4	1~10
	6.0	210.7~230.6	6.8~8.2	105.6~124.3	
	17.0	1008.9~1230.6	22.3~26.8	389.4~410.2	
连云港	1.2	653.2~687.4	21.9~25.6	108.9~127.3	11~15
	3.0	146.6~178.1	17.6~20.4	198.2~210.7	
	9.0	249.3~267.8	16.4~19.9	243.8~289.7	
盐城	3.0	98.2~118.7	21.3~24.5	89.7~100.2	16~20
	8.0	286.3~314.4	23.7~25.1	231.7~254.3	
	12.0	1187.6~1321.7	10.1~13.1	387.6~401.3	
苏州	4.0	218.6~239.1	7.5~9.6	112.9~127.6	21~25
	9.0	379.1~401.2	9.5~10.7	243.1~264.8	
	12.0	486.3~505.7	8.1~10.9	389.7~408.4	
常州	3.0	498.6~728.1	52.3~84.3	79.2~92.7	26~30
	7.0	1127.3~1512.7	16.3~27.1	122.3~145.1	
	13.0	1814.3~2011.3	45.1~70.2	172.1~207.5	
泰州	6.0	672.1~987.1	9.1~12.7	87.6~139.4	31~35
	12.0	1349.7~1785.1	15.6~20.7	172.9~200.1	
	18.0	1932.1~2276.5	21.3~27.6	210.8~264.2	
扬州	8.0	335.7~357.9	2.1~9.4	563.4~672.1	35~40
	14.5	1763.1~1983.7	40.9~51.3	721.3~795.6	
	17.5	1498.2~1787.9	51.2~64.8	501.3~589.6	

场地: 南京<sup>[17-19]</sup>、连云港<sup>[17-19]</sup>、盐城<sup>[17-19]</sup>、苏州<sup>[17-19]</sup>、常州<sup>[17-19]</sup>、泰州<sup>[17-19]</sup>和扬州<sup>[17-19]</sup>。 $q_t$ 、 $f_s$ 根据现场CPTU测得(见表1); OCR由一维固结仪测试确定; 不排水抗剪强度值由各向同性固结不排水三轴压缩(CIUC)测试确定(见表2)。

数据库中的噪声源(即由实验室和现场测试过程中出现的错误或异常值)可能导致试验值和现场CPTU预测的土体参数存在显著差异。虽然CPTU试验地点和取样位置相邻,但在某一测试深度记录的CPTU数据与从附近钻孔位置的相同深度采集的样品的岩土参数之间可能存在差异。换句话说,从钻孔中获取的土体样本可能与附近探孔的CPTU数据不一致,固有的地质变化或地点的差异也可能导致CPTU预测数据不准确或不一致。正如蔡国军等<sup>[17-18]</sup>和邹海峰等<sup>[19]</sup>获得的不排水抗剪强度,测量的是邻近探孔中的锥尖阻力和孔隙压力,而不是同一探孔。

### 3.2 特征创建

为提高数据融合模型的预测精度,可以从原始的特征集中创建附加特征值。尽管这些附加特征值不会改变原有模型,但是所创建的特征值比现有特征值更接近于目标变量,因此可能对模型更有利<sup>[20]</sup>。需要注意的是,使用额外创建的特征既可以帮助也能阻碍基于树的数据融合算法。有许多特性使回归树和模型树具有更强的辨别力,因为基于树的方法在理论上只对最合适的特性进行划分,特别是在根节点上,而不是不相关的特性上。然而,在实践中,将无用的特性添加到数据集会使基于树的算法产生混淆,而且,由于

树归纳算法对可接受的解决方案执行无止境搜索,因此,它不会回顾以前的拆分选择,也就是说最终的树模型可能不会代表最优解。

采用正确的数据融合方法,从CPTU和现场应力数据中创建6个额外的特征值或输入变量,以训练数据融合模型。自20世纪70年代早期第一次推出CPTU以来,已经提出了许多涉及CPTU测试值的关系或特征。本文采用的附加特征包括:垂向有效应力 $s'_{v0} = s_{v0} - u_0$ ;超孔隙压力 $\Delta u_2 = u_2 - u_0$ ;净锥尖阻力 $q_n = q_t - s_{v0}$ ;净压力 $Q_t = (q_t - s_{v0})/s'_{v0}$ ;有效锥尖阻力 $q_e = q_t - u_2$ ;孔压比 $B_q = \Delta u_2 / (q_t - s_{v0})$ 。

### 3.3 数据融合模型的训练与测试

利用两个特征级融合技术、回归树和模型树开发了多个特征级数据融合模型,将特征级融合技术和决策级融合技术联合到一起,开发了混合数据融合模型。训练的数据融合模型是使用Weka机器学习软件包生成的。测试集由120个案例组成,训练集则由剩下的120个案例组成。按照标准的测试程序,测试用例是从每个CPTU现场随机挑选的且在训练过程中从未使用过。

从CPTU传感器数据和原位应力(输入值)中提取/创建的特征值以及超固结比和不排水抗剪强度的相应目标值,用于开发两种特征级融合模型:回归树和模型树。使用Weka的REPTree算法来诱导回归树,而使用Weka的M5'算法诱导模型树。由于基于树的算法只能接受一个目标变量,所以必须为每个目标变量引入单独的树模型。即两个独立的回归树和两个单独

表2 试验场地黏性土物理力学指标

Table 2 Physical and mechanical indices of cohesive soils for test sites

试验场地	深度/m	$I_p$	$w/\%$	$g/(kN \cdot m^{-3})$	$S_t$	OCR	$S_u/kPa$
南京1	2.6~17.1	14.2~16.1	38.1~44.6	16.1~17.3	2.1~20.5	0.6~1.1	30.1~42.8
南京2	2.3~17.5	15.3~16.5	35.9~48.8	16.3~17.5	3.8~17.5	1.3~2.5	33.1~45.3
南京3	3.0~17.2	14.9~17.2	37.7~44.5	15.8~18.1	1.2~8.9	0.7~1.4	34.6~41.8
南京4	2.8~17.9	12.3~18.9	38.6~45.7	14.9~17.6	1.0~7.6	1.2~2.6	37.5~45.3
南京5	2.6~17.0	13.7~17.0	36.1~49.3	16.3~18.4	2.3~6.9	1.4~3.2	33.5~46.1
南京6	2.4~17.6	12.7~19.1	39.0~44.6	16.9~18.1	1.7~10.4	0.9~1.6	36.2~46.3
南京7	2.7~17.3	14.3~17.6	36.8~47.1	17.1~17.9	1.3~8.6	0.8~2.3	33.9~46.8
南京8	2.8~17.4	14.5~17.3	30.5~50.3	16.8~17.9	1.7~9.1	1.1~3.1	35.7~45.8
南京9	2.7~17.0	14.3~16.9	38.6~44.1	17.1~18.2	1.8~9.4	0.7~1.6	35.1~45.7
南京10	3.0~17.2	11.9~18.3	33.4~46.7	16.3~17.8	1.4~6.4	1.6~2.6	33.9~46.2
连云港1	0.5~10.1	20.1~27.3	70.1~74.3	15.2~16.8	9.6~15.7	0.8~1.7	16.0~36.5
连云港2	0.5~9.5	19.8~26.1	69.8~75.1	11.6~16.8	10.4~15.3	1.2~3.6	23.7~45.8
连云港3	1.0~9.5	19.8~27.6	72.6~75.6	10.9~15.3	98.6~17.2	0.9~2.3	18.9~50.2
连云港4	1.0~10.5	20.7~26.5	74.2~76.9	12.4~17.1	11.3~16.4	1.3~5.6	23.8~45.7
连云港5	1.0~9.5	18.6~25.3	70.6~76.5	11.6~15.9	10.7~15.4	0.9~4.3	33.1~52.9
盐城1	1.5~12.5	18.9~23.4	46.1~53.2	14.5~16.2	1.8~5.9	0.9~1.9	21.8~32.7
盐城2	1.0~12.5	17.6~24.1	48.3~54.1	15.1~18.2	2.3~7.6	1.3~3.2	18.9~40.3
盐城3	2.0~13.0	19.3~25.7	45.9~57.6	12.3~18.4	1.0~13.8	0.8~2.9	23.8~56.8
盐城4	2.0~12.5	18.3~26.1	44.1~55.8	14.9~16.7	2.8~17.9	1.6~4.3	19.2~44.5
盐城5	3.0~12.5	19.7~26.4	43.2~56.8	13.9~16.8	2.3~6.9	2.4~5.6	28.7~51.3
苏州1	2.0~12.0	12.5~18.6	52.3~64.1	12.7~16.2	1.5~24.1	1.2~3.1	27.3~33.1
苏州2	2.5~12.5	10.3~14.7	50.6~63.4	13.4~17.3	1.3~3.6	1.1~2.3	21.6~35.4
苏州3	3.0~13.0	13.5~20.1	49.8~55.7	14.2~17.8	2.3~11.7	0.8~1.7	19.8~40.1
苏州4	1.0~13.0	17.2~23.4	46.7~67.4	12.6~16.5	1.8~22.1	1.6~4.1	22.5~36.8
苏州5	1.5~13.5	16.8~21.3	44.8~68.1	15.1~17.2	3.2~15.6	1.3~2.9	30.1~36.1
常州1	2.0~13.5	12.2~16.3	19.4~25.8	16.1~19.3	2.3~4.7	1.0~3.2	22.1~43.1
常州2	1.5~13.0	10.6~17.8	18.6~27.8	15.8~18.9	1.3~3.6	0.9~1.7	31.7~54.2
常州3	2.5~14.0	11.3~18.1	18.1~27.4	16.1~18.7	2.1~5.1	1.1~3.5	30.8~56.1
常州4	1.0~13.5	13.5~17.5	20.1~26.5	15.6~19.1	2.6~4.4	2.1~4.5	28.9~36.9
常州5	3.0~13.5	12.7~18.9	18.2~28.1	16.7~19.3	1.7~3.9	1.2~3.3	40.1~56.8
泰州1	1.0~18.0	6.1~10.3	17.5~23.6	14.3~18.1	1.9~6.6	0.7~1.6	49.8~56.7
泰州2	2.0~19.0	5.6~8.6	20.4~36.7	15.7~18.3	1.1~19.3	0.9~2.1	52.3~62.3
泰州3	2.5~19.0	4.3~10.4	19.5~33.6	15.4~19.1	2.5~9.4	1.3~5.6	48.6~66.1
泰州4	3.0~18.0	6.1~8.9	30.1~40.5	14.9~19.7	3.1~5.6	3.4~10.6	50.3~75.4
泰州5	3.5~18.5	5.3~9.8	20.6~35.7	16.3~18.7	1.2~23.2	2.3~6.8	62.1~76.8
扬州1	1.0~18.0	14.2~16.8	59.8~76.1	17.5~18.2	1.2~4.3	1.1~2.3	27.4~51.2
扬州2	1.5~19.0	14.6~17.3	56.2~69.8	15.1~19.3	1.5~3.3	1.4~3.2	25.6~48.1
扬州3	1.0~18.5	15.1~18.4	60.1~79.1	15.6~18.8	2.3~4.5	2.6~4.9	30.2~55.3
扬州4	0.5~18.5	16.4~18.2	55.3~77.4	17.2~18.5	3.2~10.9	3.7~7.1	40.1~56.9
扬州5	2.0~19.5	13.3~17.9	50.7~74.2	17.1~19.1	1.7~17.3	4.2~10.9	35.1~52.7

的模型树,用来预测超固结比和不排水抗剪强度。表3是用于训练的数据融合模型特征向量的汇总表,其中包括CPTU试验参数和额外创建的特征值。测定不排水抗

剪强度的试验方法(三轴压缩试验),用 $s_{u(TC)}$ 表示。

决策级融合算法(自举聚合和堆叠泛化)可以提高任意不稳定树的稳定性或提高数据融合模型的性能

(即预测精度)。在自举聚合中, 针对所有版本的重采样训练集合生成 10 个个体回归树或模型树, 并通过每个单独树的数值预测进行平均来融合测试结果。在堆叠泛化过程中, 利用线性回归技术将一回归树和一模型树的结果进行融合。换句话说, 堆叠泛化后的输出是一个线性回归方程, 它结合了回归树和模型树的预测, 其中每个预测通常根据每个基本数据融合模型的精度或可靠性而不同地加权。

表 3 数据融合模型的特征值

Table 3 Eigenvalues of data fusion model

数据融合模型	特征向量
OCR	$s_{v0}, s'_{v0}, q_t, u_2, \Delta u_2, q_n, q_e, Q_t, B_q$
$S_u$	$s_{v0}, s'_{v0}, q_t, u_2, \Delta u_2, q_n, q_e, Q_t, B_q, S_u$ (三轴压缩试验)

图 3~6 是预测超固结比和不排水抗剪强度的回归树模型和模型树的数据融合模型。如前所述, 根和内部节点用圆表示, 叶节点用正方形表示, 分支上的值是相应父节点中分裂变量的值。将数值分配给回归树中的叶节点, 并将线性回归方程(或线性模型)分配给模型树中的叶节点。回归树预测目标变量(超固结比和不排水抗剪强度)的离散值, 而模型树预测目标变量(超固结比和不排水抗剪强度)的连续值。在自举聚合中分别输出 10 种不同的回归树的平均值和 10 种不同的模型树的平均值。堆叠泛化一个回归树(REPTree)和一个模型树(M5型)的结果, 作为目标变量的一个线性回归模型。本文中, 通过堆叠泛化的方法将回归树和模型树融合后的数据融合模型结果如下:

$$OCR = (0.3015 \cdot \text{回归树}) + (0.637 \cdot \text{模型树}(M5型)) + 0.1713,$$

$$s_u = (-0.1901 \cdot \text{回归树}) + (1.3027 \cdot \text{模型树}(M5型)) - 2.01864.$$

其中, LM1:  $OCR = -0.0045 \cdot s_{v0} + 0.0004 \cdot q_t + 0.0013 \cdot u_2 + 0.0041 \cdot s'_{v0} + 0.0226 \cdot Q_t - 0.0865 \cdot B_q - 0.0689 \cdot NEPP - 0.0009 \cdot q_n + 0.0006 \cdot q_e - 0.0251$ ;  
 LM2:  $OCR = -0.0061 \cdot s_{v0} + 0.0004 \cdot q_t + 0.0013 \cdot u_2 + 0.0038 \cdot s'_{v0} + 0.0226 \cdot Q_t + 0.0141 \cdot B_q - 0.0891 \cdot NEPP - 0.0007 \cdot q_n + 0.0006 \cdot q_e - 0.256$ ;  
 LM3:  $OCR = -0.0059 \cdot s_{v0} + 0.0014 \cdot q_t + 0.002 \cdot u_2 + 0.0065 \cdot s'_{v0} + 0.011 \cdot Q_t + 0.00749 \cdot B_q - 0.143 \cdot NEPP + 0.0006 \cdot q_e - 1.3789$ 。

其中, LM1:  $s_u = 0.0332 \cdot s_{v0} + 0.0361 \cdot q_t - 1.7512 \cdot Q_t - 38.3035 \cdot B_q + 5.0011 \cdot NEPP + 0.015 \cdot q_e + 9.0501$ ;  
 LM2:  $s_u = 0.0601 \cdot s_{v0} - 1.431 \cdot Q_t + 67.5811 \cdot B_q + 5.801 \cdot NEPP + 0.0758 \cdot q_n + 0.027 \cdot q_e - 70.771$ 。

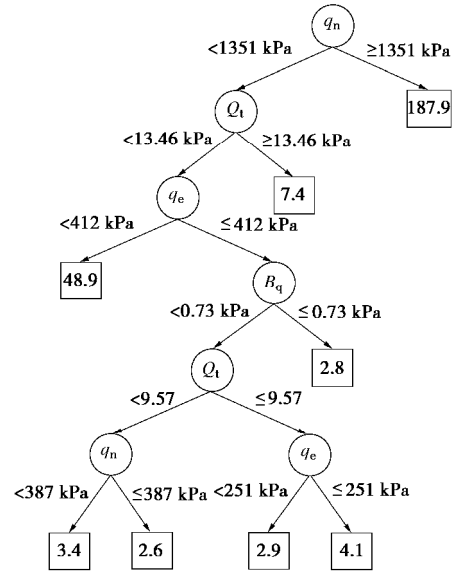


图 3 回归树预测 OCR

Fig. 3 Prediction of OCR of regression tree

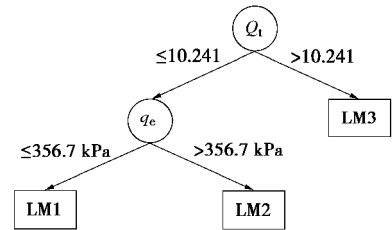


图 4 模型树预测 OCR

Fig. 4 Prediction of OCR of model tree

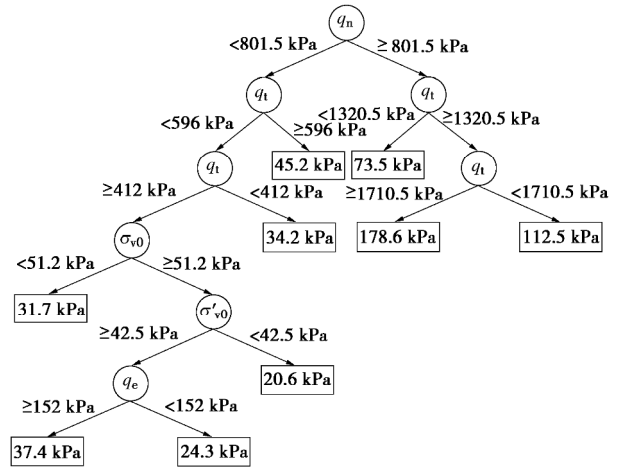


图 5 回归树预测不排水抗剪强度

Fig. 5 Prediction of  $S_u$  of regression tree

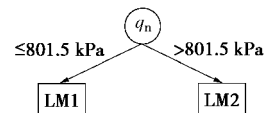


图 6 模型树预测不排水抗剪强度

Fig. 6 Prediction of  $S_u$  of mode tree

### 4 预测结果

测试之后, 将数据融合模型预测的超固结比和不排水抗剪强度值与参考的超固结比和不排水抗剪强度

值进行比较,如图7,8所示。如前所述,参考的OCR值由室内固结试验确定,参考的不排水抗剪强度值由实验室三轴压缩试验确定。在每个图中,将所有的数值曲线的相关系数( $R^2$ )、平均绝对误差(MAE),和相对误差绝对值(RAE)作为预测值的一种误差度量。

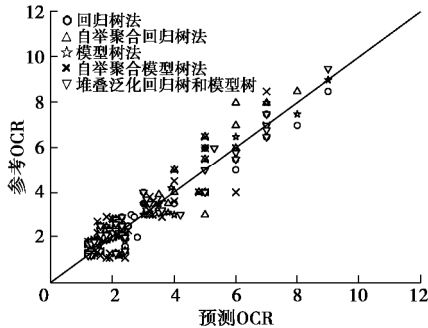


图7 各种树法的超固结比预测值和室内试验测试值关系图  
Fig. 7 Relationship between OCRs by various tree models and laboratory test reference values

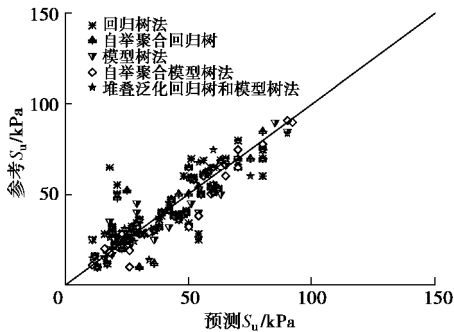


图8 各种树法的不排水抗剪强度预测值和室内试验测试值关系图

Fig. 8 Relationship between  $S_u$  by various tree models and laboratory test reference values

一般来说,模型树的预测结果比回归树的预测结果更可靠,决策级融合算法能够提高回归树和模型树的结果。基于预测值的计算性能,不排水抗剪强度值比超固结比预测更好。如图7和表4所示,对于所有使用的方法,OCR预测大致相当。自举聚合回归树法预测的相关系数 $R^2$ 相对较大,自回归法和自举聚合回归法预测的平均绝对误差MAE和相对误差绝对值RAE相对较小。利用自举聚合回归树法预测的OCR相对较准确。在预测不排水抗剪强度(图8)中,模型树比回归树表现更好。通过表5可以看出在预测不排水抗剪强度的各种预测方法中,自举聚合模型树法的 $R^2$ 最大,MAE和RAE最小。堆叠泛化回归树和模型树法预测的要优于回归树法和自举聚合回归树法,但差于自举聚合模型树法。

使用现有的几种计算方法(表6)估计超固结比和不排水抗剪强度(所使用的数据仍然是蔡国军等<sup>[17-18]</sup>和邹海峰等<sup>[19]</sup>通过CPTU测试得到的,如表1所列),并与通过室内试验得到的超固结比和不排水抗剪强度

的参考值进行比较,如图9,10所示。在采用净锥尖阻力和超孔隙水压力的关系来预测不排水抗剪强度时 $N_{kt}$ 和 $N_{\Delta u_2}$ 的值是变化的,因此需要在训练集中为每个类型的不排水抗剪强度试验值找到单个运行良好的 $S_{u(TC)}$ 值。对于这个数据库,锥尖因子 $N_{kt}$ 在计算 $S_{u(TC)}$ 时取11;对于 $N_{\Delta u_2}$ 在计算 $S_{u(TC)}$ 时取6。通过表7可以看出,利用文献[20]计算OCR的 $R^2$ 相对较大,平均绝对误差MAE和相对误差绝对值RAE较小即文献[20]的计算结果相对准确。同理,利用文献[15]计算的不排水抗剪强度相对准确。将文献[20,21]中所提到的计算OCR的传统方法结合CPTU测试数据<sup>[17-19]</sup>(表1)所得到的估计值相关系数 $R^2$ 相对数据融合方法得到的OCR预测值较低,而平均绝对误差MAE和相对误差绝对值RAE较高;文献[15]所提到的传统方法所得到的不排水抗剪强度估计值相关系数 $R^2$ 相对数据融合方法得到的不排水抗剪强度预测值较低,而平均绝对误差MAE和相对误差绝对值RAE较高。总的来说,基于树的数据融合算法在计算超固结比和不排水抗剪强度的预测值要比传统计算方法<sup>[15,20-21]</sup>结合CPTU测试数据所得到的估计值更加准确。

表4 各种树法计算OCR的评价参数汇总表

Table 4 Evaluation parameters for various tree models to calculate OCR

计算方法	评价系数		
	$R^2$	MAN/kPa	RAE/%
回归树法	0.91	0.4	17
自举聚合回归树法	0.92	0.4	17
模型树法	0.89	0.5	19
自举聚合模型树法	0.87	0.6	20
堆叠泛化回归树和模型树法	0.88	0.5	19

表5 各种树法计算不排水抗剪强度的评价参数汇总表

Table 5 Evaluation parameters for various tree models to calculate  $S_u$

计算方法	评价系数		
	$R^2$	MAN/kPa	RAE
回归树法	0.89	11	23
自举聚合回归树法	0.89	9	22
模型树法	0.93	6	18
自举聚合模型树法	0.95	6	17
堆叠泛化回归树和模型树法	0.92	7	20

表6 现有超固结比和不排水抗剪强度计算方法

计算方法	字母含义
$OCR = 0.317 \left( \frac{q_c - S_{v0}}{S'_{v0}} \right) = 0.317 \cdot Q_t$ <sup>[20]</sup>	与文中提到相同
$OCR = \frac{0.46(q_t - u_2)}{S'_{v0}}$ <sup>[21]</sup>	与文中提到相同
$S_u = \frac{q_t - S_{v0}}{N_{kt}}$ <sup>[15]</sup>	$N_{kt}$ 为孔压经验系数
$S_u = \frac{\Delta u_2}{N_{\Delta u_2}}$ <sup>[16]</sup>	$N_{\Delta u_2}$ 为孔压圆锥系数

表 7 现有 OCR 和  $S_u$  计算方法的评价参数汇总表

Table 7 Evaluation parameters for existing methods for OCR and

$S_u$	计算方法	评价系数		
		$R^2$	MAN/kPa	RAE/%
	OCR计算方法 <sup>[20]</sup>	0.69	0.6	25
	OCR计算方法 <sup>[21]</sup>	0.63	0.67	26
	$S_u$ 计算方法 <sup>[15]</sup>	0.79	10	28
	$S_u$ 计算方法 <sup>[16]</sup>	0.75	12	31

## 5 讨 论

### 5.1 数据融合模型的性能

基于树的数据融合算法根据孔压静力触探试验参数和相关特征预测超固结比和不排水抗剪强度方面运行的比较好, 不排水抗剪强度的预测值比超固结比的预测值更可靠。基于预测的准确性(本文定义的准确性是 $R^2$ 最大, MAE和RAE相对较小的相应的算法), 模型树和自举聚合模型树在预测不排水抗剪强度方面优于其他数据融合模型, 而回归树数模型在预测OCR方面优于其他数据融合模型。由于模型树近似于目标变量与输入变量相关的分段线性(即连续)函数, 而传统回归树近似为分段常数(即不连续)函数, 所以理论上模型树的预测结果比回归树更准确。

决策级融合算法有助于提高回归树和模型树的性能。多元回归树的自举聚合算法增加了估计函数的连续性, 从而改善了预测结果使其更加可靠。对不排水抗剪强度, 将回归树和模型树联合到一起的预测往往比单独使用回归树的预测结果好, 但比模型树的预测结果差。

由于在树的根节点选择的变量可以更好地估计训练案例的目标变量, 因此在本次回归树和模型树根的分裂变量研究中, 超固结比和不排水抗剪强度可以被假设为受根节点处的分裂变量中影响最大的变量。本文所采用的基于树的数据融合模型,  $Q_t$ 是存在大多数树预测OCR的根, 而 $q_n$  ( $q_n = q_t - s_{v0}$ )是大多数树预测不排水抗剪强度的根<sup>[4]</sup>。 $Q_t$ 和OCR之间较好的相关性, 并且不排水抗剪强度对 $q_n$ 的依赖性符合不排水条件下的经典承载力理论, 其中 $q - s_{v0} = cN_c$ ,  $j = 0$ 且 $c = S_u^{[4]}$ 。

### 5.2 数据融合模型的验证

总体而言, 数据融合模型比 CPTU 测试方法在预测 OCR 方面表现更好, 但是在预测不排水抗剪强度的情况下仅比 CPTU 解释方法略好但可以忽略不计。在估计 OCR 时, 基于较高的平均绝对误差和相对误差绝对值的预测值和数值预测的相关系数值较低(图 9), 数据融合模型比蔡国军等<sup>[17-18]</sup>和邹海峰等<sup>[19]</sup>的所用方法的相关性要好(图 10)。

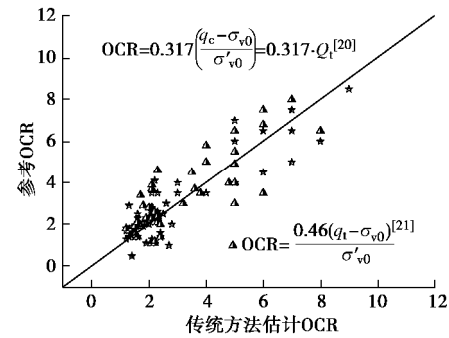


图 9 现有两种方法估计 OCR 和室内试验测试值关系图

Fig. 9 Relationship between OCRs by two methods and laboratory test reference values

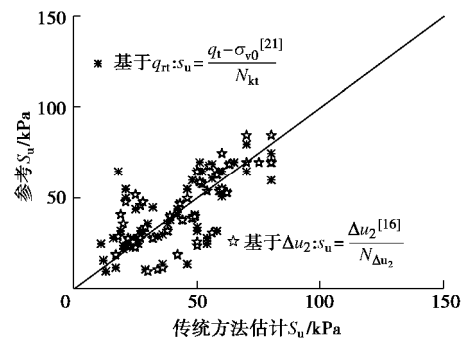


图 10 现有两种方法估计  $S_u$  和室内试验测试值关系图

Fig. 10 Relationship between  $S_u$  by two methods and laboratory test reference values

## 6 结 论

本文研究了基于多传感器孔压静力触探测试数据所测得的土性参数 $s_{v0}$ ,  $u_0$ ,  $q_t$ ,  $u_2$ 以及附加特性, 利用特征级数据融合技术(回归树、模型树)以及决策级数据融合技术(自举聚合、堆叠泛化), 来预测超固结比和不排水抗剪强度。

(1) 数据融合模型在估计超固结比和不排水抗剪强度方面比相应的预测方法运行得更准确。由于数据融合算法具有处理异常值的能力, 因此, 它们可以很好地模拟非线性多变量问题, 包括土结构性、敏感性、矿物学和老化, 样本数据之间复杂的非线性关系。

(2) 基于树的数据融合算法能很好地预测超固结比和不排水抗剪强度。通过对多个不稳定的回归树的预测, 提高了估计函数的连续性, 从而改进了对不排水抗剪强度的预测。堆叠泛化后的回归树和模型树预测的不排水抗剪强度比回归树预测的要好, 但比模型树预测的要差。

(3) 基于树的数据融合算法在计算超固结比和不排水抗剪强度的预测值要比传统计算方法结合CPTU测试数据所得到的估计值更加准确。

### 参考文献:

[1] 钱永兰, 杨邦杰, 雷廷武. 数据融合及其在农情遥感监测

- 中的应用与展望[J]. 农业工程学报, 2004, **20**(4): 286 - 290. (QIAN Yong-lan, YANG Bang-jie, LEI Ting-wu. Data fusion and its application prospect in agricultural condition monitoring using remote sensing[J]. Transactions of the CSAE, 2004, **20**(4): 286 - 290. (in Chinese))
- [2] 周四望, 林亚平, 聂雅琳, 等. 无线传感器网络中基于数据融合的移动代理曲线动态路由算法研究[J]. 计算机学报, 2007(6): 894 - 904. (ZHOU Si-wang, LIN Ya-ping, NIE Ya-lin, et al. A study of trajectory-based mobile agent dynamic routes algorithm for data fusion in wireless sensor networks[J]. Chinese Journal of Computers, 2007(6): 894 - 904. (in Chinese))
- [3] 刘明贵, 杨永波. 信息融合技术在边坡监测与预报系统中的应用[J]. 岩土工程学报, 2005, **27**(5): 607 - 610. (LIU Ming-gui, YANG Yong-bo. Application of information fusion in slope monitoring and prediction system Chinese[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, **27**(5): 607 - 610. (in Chinese))
- [4] GRIFFIN E P, KURUP P U. Prediction of OCR and  $s_u$  from PCPT data using tree-based data fusion techniques[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2017, **143**(9): 04017045.
- [5] 陈昌彦, 王思敬, 沈小克. 边坡岩体稳定性的人工神经网络预测模型[J]. 岩土工程学报, 2001, **23**(2): 157 - 161. (CHEN Chang-yan, WANG Si-jing, SHEN Xiao-ke. Predicting models to estimate stability of rock slope based on artificial neural network[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2001, **23**(2): 157 - 161. (in Chinese))
- [6] 赵忠杰, 田梅. 数据融合技术在公路隧道火灾探测中的应用[J]. 西安科技大学学报, 2007, **23**(3): 435 - 438. (ZHAO Zhong-jie, TIAN Mei. Application of data fusion technology to highway tunnels fire detection[J]. Journal of Xi'an University of Science and Technology, 2007, **23**(3): 435 - 438. (in Chinese))
- [7] 刘松玉, 蔡国军, 邹海峰. 基于 CPTU 的中国实用土分类方法研究[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(10): 1765 - 1776. (LIU Song-yu, CAI Guo-jun, ZOU Hai-feng. Practical soil classification methods in China based on piezocone penetration tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(10): 1765 - 1776. (in Chinese))
- [8] SENNESET K, JANBU N, SVANO G. Strength and deformation parameters for CPT[C]// Proceedings of the 2nd European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam, 1982: 863 - 870.
- [9] LUNNE T, CHRISTOFFERSEN H P, TJELTA T I. Engineering use of piezocone data in North Sea clays[C]// Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Rotterdam, 1985.
- [10] TONG L, WANG Q, DU G, et al. Determination of undrained shear strength using piezocone penetration test in clayey soil for bridge foundation[J]. Journal of Southeast University, 2011, **27**(2): 201 - 205.
- [11] LI X, CAI G, LIU S, et al. Undrained shear strength and pore pressure changes due to prestress concrete pile installation in soft clay[J]. International Journal of Civil Engineering, 2019, **17**(2): 193 - 203.
- [12] MAYNE P W. Determination of OCR in clays by piezocone tests using cavity expansion and critical state concepts [J]. Soils and Foundations, 1991, **31**(2): 65 - 76.
- [13] CHEN B S Y, MAYNE P W. Profiling the OCR of clays by piezocone tests tests[R]. Atlanta: Georgia Institute of Technology, 1994.
- [14] 刘松玉, 蔡国军, 童立元, 等. 基于 CPTU 测试的先期固结压力确定方法试验研究[J]. 岩土工程学报, 2007, **29**(4): 490 - 495. (LIU Song-yu, CAI Guo-jun, TONG Li-yuan, et al. On preconsolidation pressure of clays from piezocone tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, **29**(4): 490 - 495. (in Chinese))
- [15] LUNNE T, ROBERTSON P K, POWELL J M. Cone penetration testing in geotechnical practice[M]. London: Blackie Academic & Professional, 1997: 16 - 24.
- [16] HALL D L, MCMULLEN S A H. Mathematical techniques in multi-sensor data fusion[M]. Boston: Artech House, 2004.
- [17] CAI G, PUPPALA A J, LIU S. Characterization on the correlation between shear wave velocity and piezocone tip resistance of Jiangsu clays[J]. Engineering Geology, 2014, **171**(13): 96 - 103.
- [18] CAI G, LIU S, PUPPALA A J. Comparison of CPT charts for soil classification using PCPT data: example from clay deposits in Jiangsu Province, China[J]. Engineering Geology, 2011, **121**(1/2): 89 - 96.
- [19] ZOU H, LIU S, CAI G, et al. Multivariate correlation analysis of seismic piezocone penetration (SCPTU) parameters and design properties of Jiangsu quaternary cohesive soils[J]. Engineering Geology, 2017, **228**(1/2): 11 - 38.
- [20] LIU H, MOTODA H. Feature extraction, construction and selection: a data mining perspective[M]. Amsterdam: Kluwer Academic Publishers, 1998.
- [21] CHEN B S Y, MAYNE P W. Statistical relationships between piezocone measurements and stress history of clays[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1996, **33**(3): 488 - 498.

DOI: 10.11779/CJGE201907012

# 高沥青混凝土心墙受拉特性的简化力学分析方法

高俊, 党发宁, 杨超, 任劼

(西安理工大学西北旱区生态水利国家重点实验室, 陕西 西安 710048)

**摘要:** 目前, 沥青混凝土心墙受力变形特性研究尚缺乏简化的分析方法。针对高沥青混凝土心墙存在严重的受拉现象, 探讨了心墙产生拉应力的机理, 结合拱结构的特殊传力机制, 提出了减小心墙拉应力的构想, 即将直线型心墙堆石坝设计成曲线型心墙堆石坝; 基于 Winkler 弹性地基直梁和曲梁理论, 构建了直线型心墙和曲线型心墙的简化力学分析模型; 借助该模型分析了坝高和堆石料模量对直线型心墙的挠曲变形和拉应力(弯矩)的影响, 考察了曲线型心墙减小其内部拉应力的效果。研究表明, 建立的简化力学分析模型能够较好地反映心墙的受力变形特性; 直线型心墙端部存在较大的拉应力, 坝高越高和堆石料模量越小, 心墙端部的拉应力越大, 心墙产生拉破坏的风险越大; 曲线型心墙借助挠曲变形使其轴线缩短并将横向荷载部分转化成轴向压荷载以减小弯矩以及增大轴向压力达到减小其端部拉应力的目的, 曲线型心墙相较于直线型心墙拉应力减小约 42.7%, 显著改善了心墙的受拉特性, 增强了心墙的安全性。

**关键词:** 沥青混凝土心墙堆石坝; 直线型心墙; 曲线型心墙; 弹性地基梁

中图分类号: TV641.2

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)07-1279-09

**作者简介:** 高俊(1988—), 男, 博士研究生, 主要从事岩土及水利工程数值仿真分析的研究工作。E-mail: 409938403@qq.com。

## Simplified mechanical analysis method for tensile characteristics of high asphalt concrete core

GAO Jun, DANG Fa-ning, YANG Chao, REN Jie

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

**Abstract:** At present, there is no simplified method to study the mechanical and deformation characteristics of asphalt concrete core. Aiming at the serious tensile phenomenon of high asphalt concrete core, the mechanism of the core producing tensile stress is analyzed. The concept of reducing the tensile stress of the core is proposed. The rockfill dam with straight core is designed to be the rockfill dam with curved core combining with the special transmission mechanism of the arch structure. Based on the theory of Winkler elastic foundation straight beam and curved beam, the simplified mechanical analysis model for the straight core and curved core is established. The influences of the dam height and rockfill modulus on the deflection and tensile stress (bending moment) of the straight core are investigated. The effect of the curved core to reduce tensile stress is also investigated. The results show that the simplified mechanical analysis model can reflect the force and deformation characteristics of the core. And there exists large tensile stress at the end of the straight core. The higher the dam height and the smaller the rockfill modulus, the greater the tensile stress at the end of the core and the greater the risk of the core-producing tensile failure. The curved core shortens the axis with the help of deflection and transforms the lateral load into axial compression load to reduce the bending moment and increases the axial force to reduce the tensile stress at its end. Compared with the straight core, the curved core can reduce the tensile stress about 42.5% at its end, which can greatly improve the mechanical characteristics and increase the security of the core.

**Key words:** rockfill dam with asphalt concrete core; straight core; curved core; elastic foundation

## 0 引言

自德国于 1962 年建成世界上第一座碾压式沥青混凝土心墙堆石坝以来, 该坝因良好的防渗性、抗震性、经济性、耐久性以及适应变形能力等优点, 已成为一种极具竞争力的坝型<sup>[1]</sup>, 被第 16 届国际大坝委员

会认定为未来高坝的适宜坝型。国际大坝委员会

基金项目: 国家自然科学基金项目(51679199); 水利部公益性行业科研专项基金项目(201501034-04); 陕西省科技统筹创新工程重点实验室项目(2014SZS15-Z01)

收稿日期: 2018-08-15

(ICOLD)<sup>[2]</sup>、Höeg<sup>[3]</sup>和 Wang<sup>[4]</sup>总结了沥青混凝土心墙堆石坝在设计、施工和运行性能等方面的经验,随着对沥青混凝土心墙受力变形特性研究的深入,发现心墙内部不可避免地存在拉应力<sup>[5-7]</sup>,这种现象在高或超高沥青混凝土心墙堆石坝中尤为突出,而沥青混凝土心墙的材料性质和工作性质决定其不能承受较大的拉应力,若心墙内部拉应力超过其抗拉强度,势必会导致其产生拉裂破坏,后果不堪设想,故亟待研究减小心墙拉应力的措施。目前,沥青混凝土心墙受力变形特性研究多采用数值模拟<sup>[8-10]</sup>、现场监测<sup>[11-12]</sup>、模型试验<sup>[13]</sup>法,这些研究方法对沥青混凝土心墙堆石坝的建设和发展发挥了举足轻重的作用,同时也存在些许不足。诸如数值模拟建模过程、本构模型以及材料参数选取等方面较复杂,不便工程师直接使用;现场监测通常滞后于设计施工,发现问题后补救难度较大;而模型试验也存在选择恰当比尺的困难。因此,探索降低心墙拉应力的措施和寻求研究沥青混凝土心墙受力变形特性的简便方法,具有重要的理论价值和工程应用前景。

针对高或超高沥青混凝土心墙存在严重的受拉现象,探讨心墙产生拉应力的机理,结合拱结构的特殊传力机制,提出减小心墙拉应力的构想(将直线型心墙堆石坝设计成曲线型心墙堆石坝),构建基于Winkler弹性地基直梁和曲梁理论的直线型心墙和曲线型心墙的简化力学分析模型,借助该模型分析坝高和堆石料模量对直线型心墙的挠曲变形和弯矩(拉应力)的影响,考察曲线型心墙减小其内部拉应力的效果。

## 1 直线型心墙产生拉应力的机理及改善措施

### 1.1 直线型心墙产生拉应力的机理

沥青混凝土心墙堆石坝不同于混凝土面板堆石坝<sup>[14]</sup>和黏土心墙堆石坝<sup>[15]</sup>,心墙作为仅有的防渗屏障而不能划分变形缝,心墙模量较大、厚度较小,而且河谷宽度为定值,故运行期在上游水平荷载(主动土压力和水压力)推动作用下,心墙不可避免地产生指向下游的挠曲变形,心墙轴线伸长而使其端部处于受拉状态,即心墙内部必然存在拉应力。心墙挠曲变形越大意味着轴线被拉伸愈严重,其内部的拉应力越大,心墙发生拉破坏的机率就愈大,这对以心墙作为防渗体的沥青混凝土心墙堆石坝而言,是十分危险的,因此很有必要研究减小心墙内部拉应力的措施。现将传统沥青混凝土心墙堆石坝(直线型心墙堆石坝)中的心墙简称为直线型心墙,直线型心墙的受力示意图,

如图1所示。

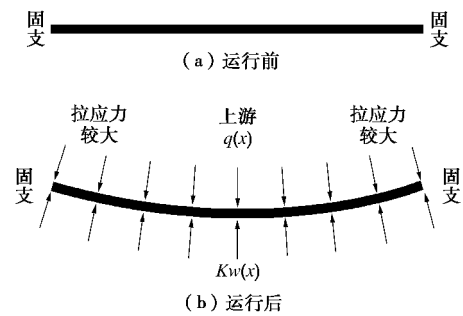


图1 直线型心墙受力示意图(运行期前后)

Fig. 1 Mechanical diagram of straight core (before and after operation period)

### 1.2 曲线型心墙的提出

针对直线型心墙在运行期存在端部发生拉裂破坏可能的现象,结合拱结构<sup>[16]</sup>的特殊传力机制,提出将直线型心墙堆石坝设计成曲线型心墙堆石坝(区别于直线型心墙,将曲线型心墙堆石坝中的心墙称为曲线型心墙)的构想,曲线型心墙的设计意图是减小心墙在运行期其端部的拉应力,从而降低心墙端部发生拉裂破坏的可能,提高心墙安全性。

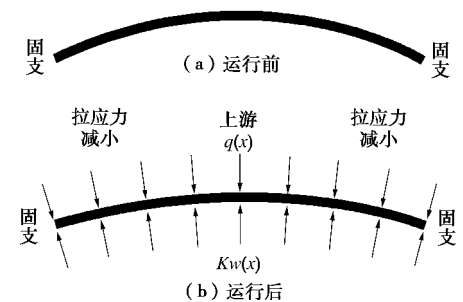


图2 曲线型心墙受力示意图(运行期前后)

Fig. 2 Mechanical diagram of curved core (before and after operation period)

曲线型心墙受力示意图,如图2所示。类似于直线型心墙,曲线型心墙运行期也产生指向下游的挠曲变形,但因心墙向上游起拱,心墙挠曲变形的后果是其轴线缩短,心墙沿轴线方向产生压缩变形,能够部分抵消心墙内部拉应力;此外,曲线型心墙可将横向荷载部分转化为轴向压荷载而降低轴向拉荷载的作用。这是将直线型心墙设计成曲线型心墙以减小其内部拉应力的初衷。

## 2 基于弹性地基直梁和曲梁的心墙简化力学分析模型

沥青混凝土心墙相较于堆石料很薄,运行期心墙的挠曲变形主要受下游堆石料控制,且下游堆石料对心墙的反作用力与心墙的挠曲变形成正比关系,沿高

程方向取微元高度的沥青混凝土心墙坝体作为研究对象, 假设心墙背水面的堆石料厚度不变, 认为心墙满足 Winkler 弹性地基梁的基本假定, 因而将其简化看作是置于 Winkler 弹性地基上的梁。

### 2.1 基于弹性地基直梁的心墙简化力学分析模型

根据 Winkler 弹性地基梁理论, 若  $l \cdot l \geq \pi$ , 则属于弹性地基长梁,  $l = Kb/(4EI)^{1/4}$  为梁的柔度特征值,  $l$  为梁沿轴线的长度); 否则, 则属于弹性地基短梁。考虑到水利工程中河谷宽度较大的特点, 故对于 U 型河谷或者 V 型河谷中上部, 将心墙简化看作是置于 Winkler 弹性地基上的两端固支长梁; 对于 V 型河谷底部的特殊情况, 类似可将心墙简化看作是置于 Winkler 弹性地基上的两端固支短梁, 不在此文研究范围内。两端固支的典型 Winkler 弹性地基梁模型, 如图 3 所示。

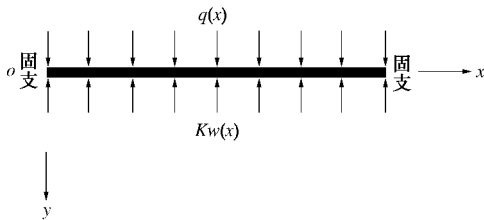


图 3 弹性地基直梁模型

Fig. 3 Model of beam elastic foundation

直梁的纯弯曲挠曲微分方程式:

$$EI \frac{d^2 w(x)}{dx^2} = -M(x) \quad (1)$$

式中,  $w(x)$  为挠度,  $E$  为弹性模量,  $I$  为截面惯性矩,  $M(x)$  为弯矩。根据静力平衡和变形协调条件, 得置于 Winkler 弹性地基上直梁的挠曲微分方程<sup>[17]</sup>:

$$EI \frac{d^4 w(x)}{dx^4} + Kb w(x) = bq(x) \quad (2)$$

式中  $K$  为地基的弹性抗力系数;  $b$  为梁的宽度;  $Kw(x)$  为地基反力,  $q(x)$  为梁上的分布荷载。令  $\lambda^4 = Kb/(4EI)$ ,  $\lambda$  为梁的柔度特征值, 其倒数  $1/\lambda$  为梁的特征长度, 并将柔度特征值代入式 (2) 中, 得

$$\frac{d^4 w(x)}{dx^4} + 4\lambda^4 w(x) = \frac{bq(x)}{EI} \quad (3)$$

令  $q(x)=0$ , 得四阶齐次微分方程的通解:

$$w_0(x) = e^{lx} (F_1 \cos lx + F_2 \sin lx) + e^{-lx} (F_3 \cos lx + F_4 \sin lx) \quad (4)$$

式中,  $F_1 \sim F_4$  为积分常数。挠曲微分方程的通解等于齐次微分方程的通解  $w_0(x)$  加非齐次微分方程的特解  $w^*(x)$ :

$$w(x) = e^{lx} (F_1 \cos lx + F_2 \sin lx) + e^{-lx} (F_3 \cos lx + F_4 \sin lx) + w^*(x) \quad (5)$$

根据梁任意截面转角  $\theta(x)$ 、弯矩  $M(x)$  以及剪力  $Q(x)$  与挠度  $w(x)$  的关系  $\theta(x)=w'(x)$ ,  $M(x)=-EIw''(x)$  以及  $Q(x)=-EIw'''(x)$ , 则有

$$q(x) = l e^{lx} [F_1 (\cos lx - \sin lx) + F_2 (\cos lx + \sin lx)] - l e^{-lx} [(F_3 (\cos lx + \sin lx) - F_4 (\cos lx - \sin lx))] + w^*(x) \quad (6)$$

$$M(x) = EI [2l^2 e^{lx} (F_1 \sin lx - F_2 \cos lx) - 2l^2 \cdot e^{-lx} (F_3 \sin lx - F_4 \cos lx) - w^*(x)] \quad (7)$$

$$Q(x) = EI \{ 2l^3 e^{lx} [F_1 (\cos lx + \sin lx) - F_2 (\cos lx - \sin lx)] - 2l^3 e^{-lx} [F_3 (\cos lx - \sin lx) + F_4 (\cos lx + \sin lx)] - w^*(x) \} \quad (8)$$

将  $w_0(x)$  代入两端固支梁边界条件  $w(x=0)=0$ ,  $\theta(x=0)=0$ ;  $w(x=l)=0$ ,  $\theta(x=l)=0$ , 即可求得  $F_1 \sim F_4$  四个积分常数, 再将其代入式 (5) 中, 解得置于文克尔弹性地基上长梁的挠度  $w(x)$ , 进而得到梁的转角  $\theta(x)$ 、弯矩  $M(x)$  以及剪力  $Q(x)$ 。

### 2.2 基于弹性地基曲梁的心墙简化力学分析模型

同理将曲线型心墙简化看作是置于 Winkler 弹性地基上的固支曲梁, 两端固支弹性地基曲梁在均布外荷载以及弹性抗力作用下的模型, 如图 4 所示。内力正负定义为: 弯矩  $M$  以曲梁凹面受拉为正; 轴力  $N$  以受拉为正; 剪力  $Q$  以使微段顺时针旋转为正。

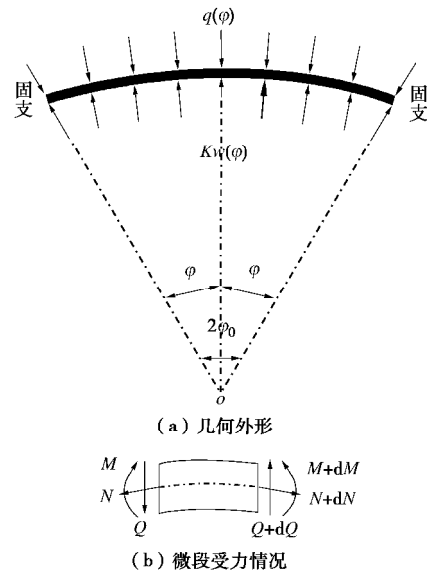


图 4 弹性地基曲梁计算简图

Fig. 4 Calculation of circular beam on elastic foundation

考虑到弯矩  $M(\phi)$  和轴力  $N(\phi)$  对径向位移  $w(\phi)$  的影响, 获得变形后的径向位移  $w(\phi)$  与弯矩  $M(\phi)$  和轴力  $N(\phi)$  的关系<sup>[18]</sup>:

$$\frac{d^2 w(j)}{dj^2} + w(j) = - \left( \frac{M(j)r^2}{EI} + \frac{N(j)r}{EA} \right) \quad (9)$$

取弹性地基曲梁任意微段, 根据静力平衡条件, 并略去高阶微量, 则有

$$M(j) - N(j)r = C_0, \quad (10)$$

式中,  $C_0$  为常数, 也就是说弹性地基曲梁中任意截面  $M(\varphi) - N(\varphi)r$  相等。

弹性地基曲梁的基本微分方程:

$$\frac{d^4 w(j)}{dj^4} + 2 \frac{d^2 w(j)}{dj^2} + m^2 w(j) = -\frac{r^2}{EI} C_0 + \left( \frac{r^2}{EA} + \frac{r^4}{EI} \right) q(j). \quad (11)$$

式中  $m^2 = 1 + Kr^2/(EA) + Kr^4/(EI)$ ;  $K$  为地基的弹性抗力系数;  $E$  为曲梁弹性模量;  $A$  为曲梁截面积;  $I$  为曲梁惯性矩;  $r$  为曲梁曲率半径。

取分布荷载  $q(\varphi) = q_0$  为常数, 故弹性地基曲梁基本微分方程的特解:

$$w^*(j) = -\frac{r^2}{m^2 EI} (M_0 - N_0 r) + \frac{q_0}{m^2} \left( \frac{r^2}{EA} + \frac{r^4}{EI} \right). \quad (12)$$

因弹性地基曲梁中任意截面  $M(\varphi) - N(\varphi)r = C_0$  为常数, 并引入双曲函数, 得到弹性地基曲梁基本微分方程的通解:

$$w(j) = y_1 C_1 + y_2 C_2 + y_3 C_3 + y_4 C_4 - \frac{r^2}{m^2 EI} C_0 + \frac{q_0}{m^2} \left( \frac{r^2}{EA} + \frac{r^4}{EI} \right). \quad (13)$$

式中  $y_1 = \text{ch}aj \cdot \cos bj$ ;  $y_2 = \text{ch}aj \cdot \sin bj$ ;  $y_3 = \text{sh}aj \cdot \cos bj$ ;  $y_4 = \text{sh}aj \cdot \sin bj$ ;  $a = [(m-1)/2]^{1/2}$ ;  $b = [(m+1)/2]^{1/2}$ ;  $C_1 \sim C_4$  为积分常数。根据式(9)和式(10), 则有

$$M(j) = \frac{-1}{\frac{1}{EA} + \frac{r^2}{EI}} \left[ \frac{d^2 w(j)}{dj^2} + w(j) - \frac{C_0}{EA} \right], \quad (14)$$

$$N(j) = \frac{-1}{\frac{r}{EA} + \frac{r^3}{EI}} \left[ \frac{d^2 w(j)}{dj^2} + w(j) + \frac{r^2 C_0}{EI} \right]. \quad (15)$$

将径向位移  $w(\varphi)$  的二阶导数代入式(14), (15)中, 得到弯矩  $M(\varphi)$  和轴力  $N(\varphi)$ :

$$M(j) = -\frac{Kr^2}{2ab} (-y_4 C_1 + y_3 C_2 - y_2 C_3 + y_1 C_4) + \frac{1}{m^2} \left( 1 + \frac{Kr^2}{EA} \right) C_0 - \frac{q_0 r^2}{m^2}, \quad (16)$$

$$N(j) = -\frac{Kr}{2ab} (-y_4 C_1 + y_3 C_2 - y_2 C_3 + y_1 C_4) - \frac{Kr^3}{m^2 EI} C_0 - \frac{q_0 r}{m^2}. \quad (17)$$

根据  $Q(\varphi) = dM(\varphi)/(rd\varphi)$ , 得到剪力  $Q(\varphi)$ :

$$Q(j) = -\frac{Kr}{2ab} [(-ay_2 - by_3)C_1 + (ay_1 - by_4)C_2 + (-ay_4 - by_1)C_3 + (ay_3 - by_2)C_4]. \quad (18)$$

根据径向位移  $w(j)$  与转角  $q(j)$  的关系  $q(j) = dw(j)/(rdj)$ , 得到  $q(j)$ :

$$q(j) = \frac{Kr^3}{2abmEI} [(-ay_2 + by_3)C_1 + (ay_1 + by_4 - a)C_2 + (-ay_4 + by_1 - b)C_3 + (ay_3 + by_2)C_4] - \frac{r}{m^2 EI} \left( 1 + \frac{Kr^2}{EA} \right) C_0 j + \frac{EA r}{m^2 (EI + EA r^2)} \left( \frac{r^2}{EA} + \frac{r^4}{EI} \right) q_0 j. \quad (19)$$

再根据弹性地基曲梁径向位移  $w(j)$ 、转角  $q(j)$  以及切向位移  $u(j)$  的关系  $u(j) = dw(j)/dj - rq(j)$ , 得到切向位移  $u(j)$ :

$$u(j) = (-by_2 + ay_3)C_1 + (by_1 + ay_4 + b - b_1)C_2 + (ay_1 - by_4 + a - a_1)C_3 + (ay_2 + by_3)C_4 + \frac{r^2}{m^2 EI} \left( 1 + \frac{Kr^2}{EI} \right) C_0 j - \frac{EA r^2}{m^2 (EI + EA r^2)} \left( \frac{r^2}{EA} + \frac{r^4}{EI} \right) q_0 j, \quad (20)$$

式中,  $a_1 = a - Kr^4/(2a mEI)$ ;  $b_1 = b - Kr^4/(2b mEI)$ 。

考虑到弹性地基曲梁的对称性<sup>[19]</sup>, 即  $w(\varphi) = w(-\varphi)$  和  $N(j) = N(-j)$ , 则有积分常数  $C_2 = C_3 = 0$ 。因此, 还剩  $C_0, C_1, C_4$  三个积分常数未知, 利用曲梁端部固支约束边界条件  $w(j_0) = 0$  和  $\theta(j_0) = 0$ , 再加假定边界条件  $Q(j_0) = [Iq(j_0)j_0 - m^2 Kr^3/2 abmEI] / A[Kr^3/2 abmEI - b(1 + Kr^2/EA)j_0/r]r^{[20]}$ , 即可获得  $C_0, C_1, C_4$  三个积分常数, 进而得弹性地基曲梁在迎水面荷载作用下的径向位移  $w(j)$ 、切向位移  $u(j)$ 、转角  $\theta(j)$ 、弯矩  $M(j)$ 、轴力  $N(j)$  以及剪力  $Q(j)$ 。

利用构建的直线型心墙和曲线型心墙简化力学分析模型求解心墙变形和内力时, 需要确定弹性抗力系数  $K$  (基床系数) 和荷载  $q(x)$  或  $q(j)$ 。基床系数  $K$  的求取方法很多, 推荐采用经典的 Terzaghi 法<sup>[21]</sup>, Terzaghi 认为堆石料的基床系数为

$$K = K_{30} \cdot \left[ \frac{B + 0.305}{2B} \right]^2. \quad (21)$$

式中,  $K_{30}$  是宽度为 0.305 m 的方形荷载板的标准基床系数, 其值近似取下游堆石料的弹性模量  $E_r$ ,  $B$  为荷载板宽度。观察式(21)不难发现, 基床系数  $K$  值不小于 0.25 倍的下游堆石料弹性模量  $E_r$ , 近似取其值的 0.25 倍。鉴于沥青混凝土心墙堆石坝下游堆石料呈梯形形状, 建议基床系数自底部到顶部也呈梯形分布:

$$K = a K_{30} \cdot \left[ \frac{B + 0.305}{2B} \right]^2, \quad (22)$$

式中,  $a = d/D$  为分布系数,  $d$  和  $D$  分别为下游堆石料不同坝高处厚度和底部厚度。

作用于心墙迎水面的荷载  $q(x)$  或  $q(j)$  由上游堆石料的主动土压力和水压力两部分构成:

$$q(x) = K_a g'_r h + g_w h \quad (23)$$

式中  $K_a = \tan^2(45^\circ - j_r/2)$  为主动土压力系数;  $j_r$  为堆石料的内摩擦角;  $g'_r$  为堆石料的浮重度;  $g_w$  为水的重度。

### 3 直线型心墙的受拉特性及其改善效果

基于前文构建的直线型心墙和曲线型心墙的简化力学分析模型, 首先分析坝高和堆石料模量对直线型心墙的挠曲变形和弯矩(拉应力)的影响, 然后考察曲线型心墙减小其内部拉应力的效果。

#### 3.1 直线型心墙的受拉特性

假设直线型心墙堆石坝上游坡比 1:2.2, 下游坡比 1:2, 河谷左岸坡比 1:1, 右岸坡比 2:1, 坝顶宽 10 m, 心墙厚 1.5 m。现基于直线型心墙简化力学分析模型, 探究运行期坝高  $h$  (如图 5 所示) 和堆石料模量  $E_r$  (取 35, 52.5, 70, 87.5, 105 MPa) 对引起心墙内部拉应力的挠曲变形和弯矩的影响。在 0.5 倍坝高处, 取 3 m 高的心墙作为研究对象。沥青混凝土心墙和堆石料的基准材料参数, 如表 1 所示。

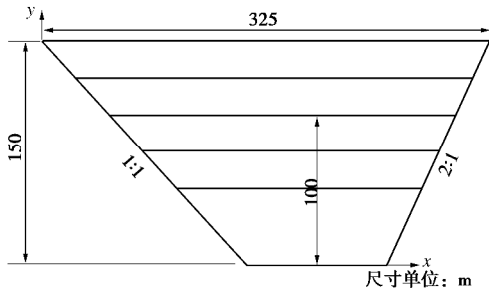


图 5 直线型心墙示意图

Fig. 5 Schematic diagram of straight core

表 1 模型计算参数

Table 1 Parameters for calculation

材料	$E/\text{MPa}$	$\mu$	$c/\text{MPa}$	$\varphi/(^\circ)$	$\rho/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$
沥青混凝土心墙	25	0.35	0.225	28.0	2.45
堆石料	70	0.32	—	44.5	2.35

图 6 为堆石料模量  $E_r=70 \text{ MPa}$  时, 直线型心墙挠曲变形沿坝轴线坐标分布图, 可知心墙在上游横向荷载推动作用产生指向下游的挠曲变形, 因两岸河谷的约束限制作用, 且心墙较软即模量较小, 心墙端部挠曲变形变化率较大, 中部变化率很小, 即沿坝轴线呈先增大再维持基本不变再减小分布。坝高分别为 50, 75, 100, 125, 150 m 时, 对应的挠曲变形极值分别为 3.44, 5.28, 7.13, 8.88, 10.81 cm, 心墙的挠曲变形随坝高的增高(横向荷载的增大)近似呈线性增大变化。

图 7 为坝高  $h=100 \text{ m}$  时, 直线型心墙挠曲变形沿坝轴线坐标分布图, 可知堆石料模量分别为 35, 52.5, 70, 87.5, 105 MPa 时, 对应的心墙挠曲变形极值分

别为 14.25, 9.51, 7.13, 5.71, 5.14 cm, 即心墙挠曲变形随堆石料模量增大而逐渐减小, 且变化幅值也逐渐减小。

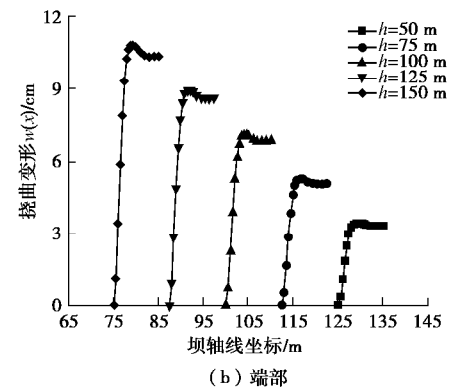
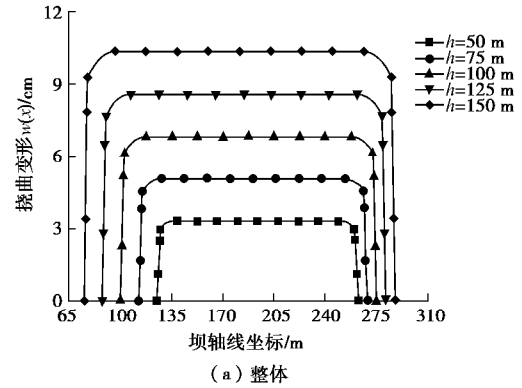


图 6 心墙挠曲变形沿坝轴线坐标分布图( $E_r=70 \text{ MPa}$ )

Fig. 6 Distribution of deflection of core along dam axis coordinate ( $E_r=70 \text{ MPa}$ )

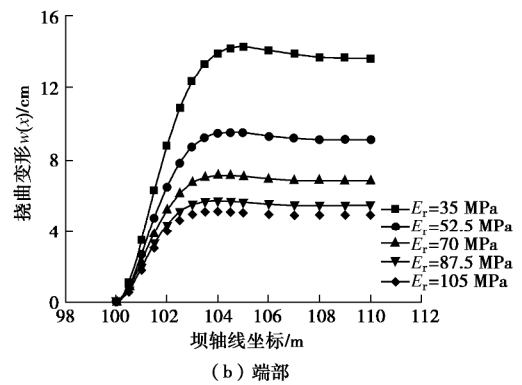
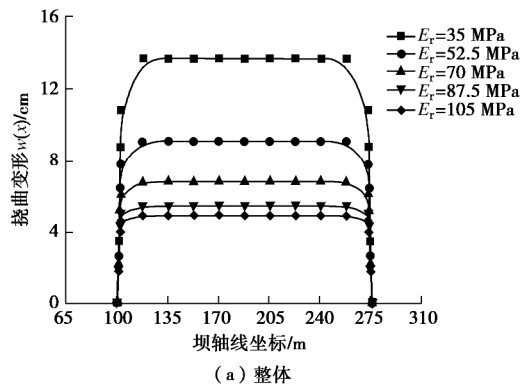
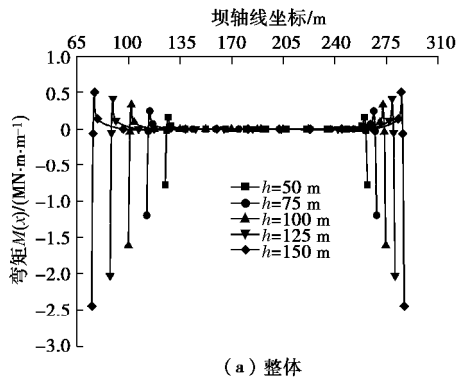


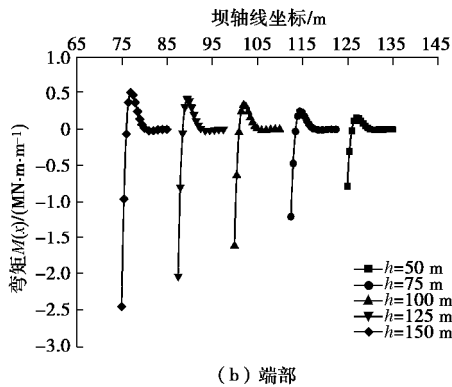
图 7 心墙挠曲变形沿坝轴线坐标分布图( $h=100 \text{ m}$ )

Fig. 7 Distribution of deflection of core along dam axis coordinate ( $h=100 \text{ m}$ )

图 8 为堆石料模量  $E_r=70$  MPa 时，直线型心墙弯矩沿坝轴线坐标分布图，可知心墙弯矩沿坝轴线近似呈驼峰状分布，最大值位于心墙端部。说明心墙端部是拉应力最大区域，设计中应重点解决这一区域的拉应力超标问题。坝高分别为 50, 75, 100, 125, 150 m 时，对应的弯矩极值分别为 -0.78, -1.19, -1.61, -2.02 和 -2.44 MN·m/m，进而根据应力与弯矩的关系： $s_t = M_{max}/W$  ( $W = b d^2 / 6$  为心墙弯曲截面系数) 解得心墙拉应力极值分别为 0.69, 1.05, 1.43, 1.80, 2.17 MPa，即心墙弯矩（拉应力）随坝高增高而逐渐增大。



(a) 整体



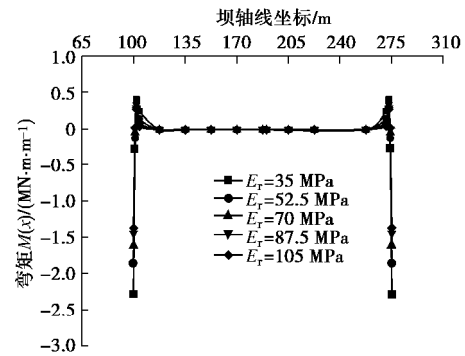
(b) 端部

图 8 心墙弯矩沿坝轴线坐标分布图( $E_r=70$  MPa)

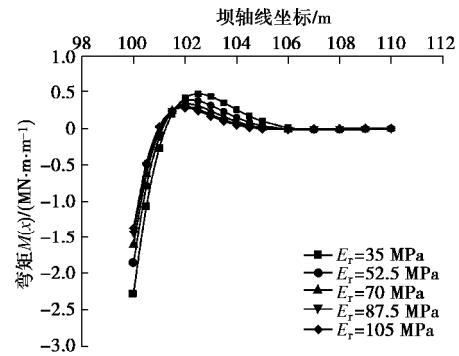
Fig. 8 Distribution of bending moment of core along dam axis coordinate ( $E_r=70$  MPa)

图 9 为坝高  $h=100$  m 时，直线型心墙弯矩沿坝轴线坐标分布图，可知堆石料模量分别为 35, 52.5, 70, 87.5, 105 MPa 时，对应的心墙弯矩极值分别为 -2.28, -1.85, -1.61, -1.44, -1.37 MN·m/m，获得心墙拉应力极值分别为 2.03, 1.64, 1.43, 1.38, 1.22 MPa，即心墙弯矩（拉应力）随堆石料模量增大而逐渐减小，且变化幅值也逐渐减小。

图 10 为坝高  $h=100$  m 和堆石料模量  $E_r=70$  MPa 时，直线型心墙弯矩沿坝高分布图，可知在 0.1, 0.3, 0.5, 0.7, 0.9 倍坝高  $h$  处，心墙端部弯矩极值分别为 -2.19, -1.92, -1.61, -1.22, -0.62 MN·m/m（对应的拉应力极值为 1.95, 1.71, 1.43, 1.08, 0.55 MPa），即心墙端部弯矩（拉应力）均从坝底部到顶部逐渐减小。



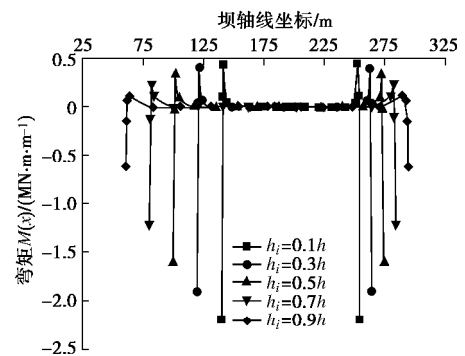
(a) 整体



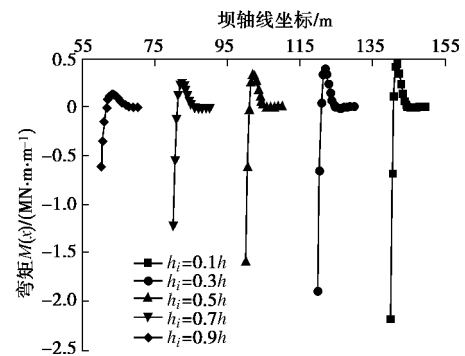
(b) 端部

图 9 心墙弯矩沿坝轴线坐标分布图( $h=100$  m)

Fig. 9 Distribution of bending moment of core along dam axis coordinate ( $h=100$  m)



(a) 整体



(b) 端部

图 10 心墙端部弯矩沿坝高分布图( $h=100$  m,  $E_r=70$  MPa)

Fig. 10 Distribution of bending moment of core along dam axis coordinate at different dam heights ( $h=100$  m,  $E_r=70$  MPa)

coordinate at different dam heights ( $h=100$  m,  $E_r=70$  MPa)

综上所述，构建的直线型心墙简化力学分析模型能够较好地反映直线型心墙的受力变形特性，沥青混凝土心墙堆石坝的坝高越高和堆石料模量越小，心墙

端部的拉应力越大, 心墙产生拉破坏的可能性也就越大, 这对沥青混凝土心墙堆石坝而言, 是十分危险的, 这也恰恰说明减小高或超高沥青混凝土心墙堆石坝心墙拉应力的迫切性。

### 3.2 曲线型心墙的改善效果

针对高或超高沥青混凝土心墙端部存在较大拉应力的工程现象, 现基于前文提出的曲线型心墙堆石坝和建立的曲线型心墙简化力学分析模型, 考察坝高  $h=100\text{ m}$  的曲线型心墙堆石坝在不同心墙曲率下减小心墙端部拉应力的效果, 河谷特征、坝坡和坝壳材料参数与直线型心墙堆石坝保持一致。同样在 0.5 倍坝高处, 取 3 m 高的心墙作为研究对象。

图 11 为不同心墙曲率的曲线型心墙挠曲变形沿坝轴线坐标分布图, 类似于直线型心墙, 心墙挠曲变形沿坝轴线呈先增大再维持基本不变再减小分布。心墙曲率  $k=1.27\times 10^{-3}$  时, 心墙挠曲变形极值为 7.11 cm, 当心墙曲率  $k$  增大到  $5.52\times 10^{-3}$  时, 心墙挠曲变形极值减小至 7.08 cm, 心墙挠曲变形随心墙曲率增大而减小。因作用于心墙迎水面的横向荷载和堆石料模量不变, 故较直线型心墙的挠曲变形极值 7.13 cm, 变化幅值较小。但不同于直线型心墙, 曲线型心墙的设计是凸向上游, 心墙挠曲变形的后果是轴线缩短, 故曲线型心墙能够部分抵消因迎水面荷载引起的拉应力。并且曲线型心墙端部的挠曲变形较直线型心墙更加平滑, 其受力也将更加合理。

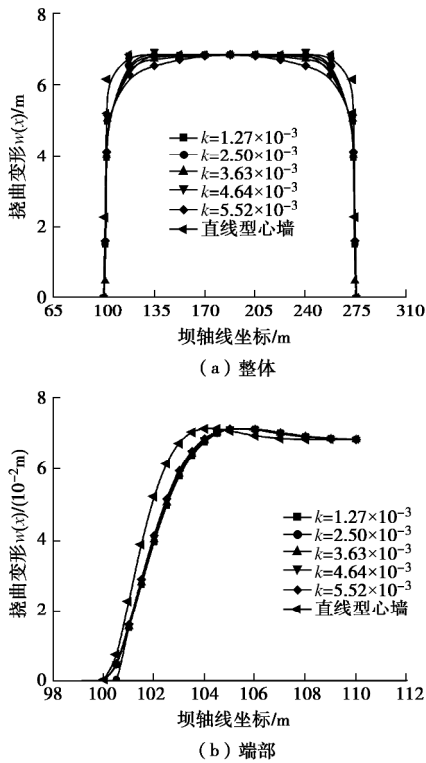


图 11 心墙挠曲变形沿坝轴线坐标分布图

Fig. 11 Distribution of deflection of core along dam axis coordinate

图 12 为不同心墙曲率的曲线型心墙弯矩沿坝轴线坐标分布图, 同样类似于直线型心墙, 心墙弯矩沿坝轴线近似呈驼峰状分布, 最大值位于端部。心墙曲率  $k=1.27\times 10^{-3}$  时, 心墙弯矩极值为  $-0.93\text{ MN}\cdot\text{m}/\text{m}$ , 对应拉应力极值为  $0.83\text{ MPa}$ ; 当心墙曲率  $k$  增大到  $5.52\times 10^{-3}$  时, 心墙弯矩极值减小至  $-0.92\text{ MN}\cdot\text{m}/\text{m}$ , 对应拉应力极值为  $0.82\text{ MPa}$ , 心墙端部弯矩 (拉应力) 随心墙曲率增大而减小。相较于直线型心墙弯矩极值  $1.61\text{ MN}\cdot\text{m}/\text{m}$  (拉应力极值  $1.43\text{ MPa}$ ), 曲线型心墙弯矩极值 (拉应力极值) 减小了约 42.7%, 有效地降低了心墙产生拉破坏的风险, 进而验证了将传统直线型心墙设计成曲线型心墙的合理性。曲线型心墙能够显著减小其内部拉应力, 主要得益于拱结构的特殊传力机制: 可将横向荷载部分或全部地转化成轴向压荷载, 而使得横向荷载作用产生的弯矩减小, 这是曲线型心墙端部弯矩 (拉应力) 小于直线型心墙端部弯矩 (拉应力) 的根本原因, 也是曲线型心墙受力的优越性所在之处。

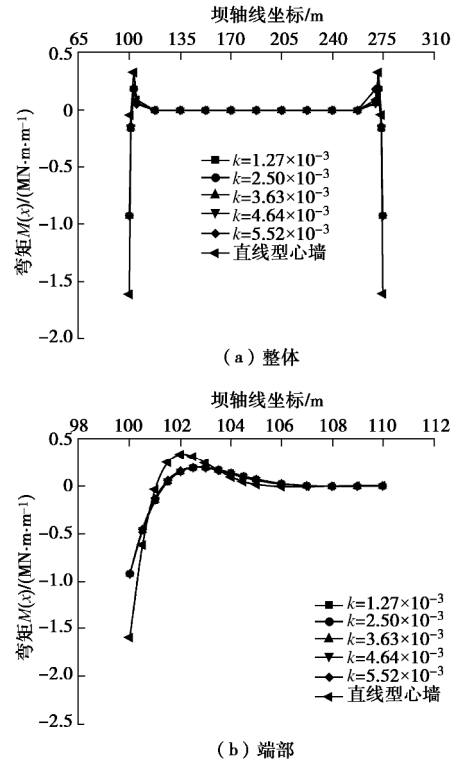


图 12 心墙弯矩沿坝轴线坐标分布图

Fig. 12 Distribution of bending moment of core along dam axis coordinate

图 13 为心墙曲率  $k=3.63\times 10^{-3}$  时, 曲线型心墙弯矩沿坝高分布图, 可知在 0.1, 0.3, 0.5, 0.7, 0.9 倍坝高  $h$  处, 心墙端部弯矩极值分别为  $-1.27, -1.10, -0.93, -0.70, -0.42\text{ MN}\cdot\text{m}/\text{m}$  (对应的拉应力极值为  $1.13, 0.98, 0.83, 0.62, 0.27\text{ MPa}$ ), 即曲线型心墙端部弯矩 (拉应力) 均从坝底部到顶部逐渐减小, 较直线型心墙端部弯矩极值为  $-2.19, -1.92, -1.61, -1.22, -0.62\text{ MN}\cdot\text{m}/\text{m}$  (对应的拉应力极值为  $1.95, 1.71, 1.43, 1.08, 0.55\text{ MPa}$ ) 显著减小。

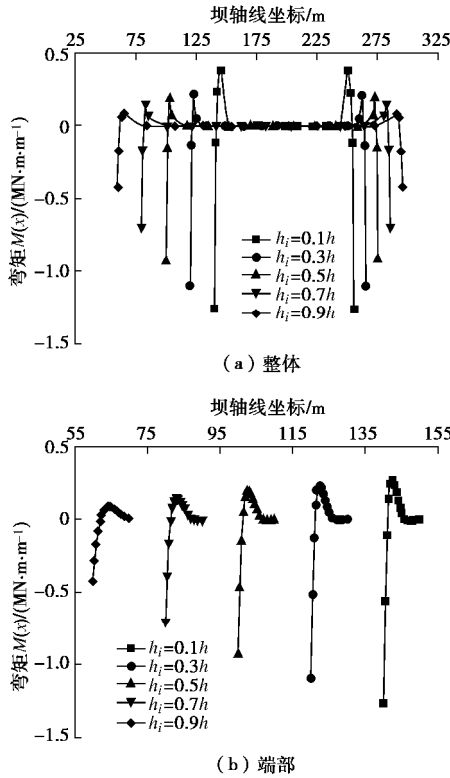
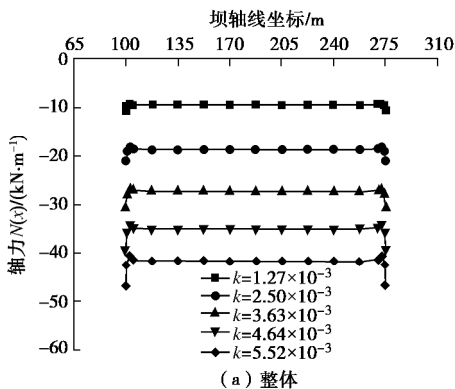


图 13 心墙端部弯矩沿坝高分布图( $k=3.63 \times 10^{-3}$ )

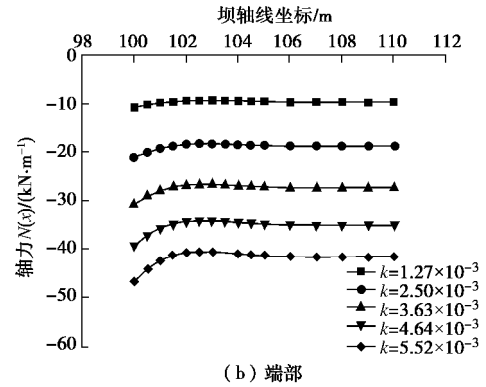
Fig. 13 Distribution of bending moment of core along dam axis coordinate at different dam heights ( $k=3.63 \times 10^{-3}$ )

图 14 为不同心墙曲率的曲线型心墙轴力沿坝轴线坐标分布图, 曲线型心墙的轴力沿坝轴线也近似呈驼峰状分布, 最大值位于端部。心墙曲率  $k=1.27 \times 10^{-3}$  时, 心墙轴力极值为  $-10.75 \text{ kN/m}$ ; 当心墙曲率  $k$  增大到  $5.52 \times 10^{-3}$  时, 心墙轴力极值增大至  $-46.71 \text{ kN/m}$ , 即心墙轴力随其曲率增大而增大。曲线型心墙积极地发挥了拱作用, 将部分横向荷载通过拱作用转化成轴向压荷载, 也能达到削弱心墙端部拉应力的效果, 这是曲线型心墙受力优越性之二。

综上所述, 构建的曲线型心墙简化力学分析模型也能够较好地反映曲线型心墙的受力变形特性, 曲线型心墙通过挠曲变形的后果是轴线缩短和减小端部弯矩以及增大轴向压力而达到降低其端部拉应力之目的, 充分体现了曲线型心墙在受力变形特性上的巨大优势。



(a) 整体



(b) 端部

图 14 心墙轴力沿坝轴线坐标分布图

Fig. 14 Distribution of axial force of core along dam axis coordinate

## 4 结 论

(1) 探讨了传统沥青混凝土心墙堆石坝(直线型心墙堆石坝)运行期心墙产生拉应力的机理, 提出了将直线型心墙堆石坝设计成曲线型心墙堆石坝的构想, 构建了基于 Winkler 弹性地基直梁和曲梁理论的直线型心墙和曲线型心墙的简化力学分析模型, 该模型能够较好地反映心墙的受力变形特性。

(2) 直线型心墙堆石坝运行期心墙端部存在较大的拉应力, 坝高越高和堆石料模量愈小, 心墙端部拉应力愈大, 心墙产生拉破坏的可能性愈大, 因此对堆石料较软的高或超高沥青混凝土心墙堆石坝(心墙所受拉应力接近或超过其抗拉强度的特殊情况), 尤其需要采取改善措施降低心墙拉应力。

(3) 区别于直线型心墙, 曲线型心墙运行期挠曲变形的后果是轴线缩短, 加之利用拱作用将部分横向荷载转换成轴向压荷载而削弱横向荷载产生的弯矩, 再通过增大心墙曲率而增大轴向压力共同达到降低其端部拉应力的目的, 曲线型心墙较直线型心墙拉应力能够减小约 42.7%, 因此, 对心墙所受拉应力接近或超过其抗拉强度的特殊情况, 推荐采用曲线型心墙堆石坝型。

## 参考文献:

[1] WANG W B, HOEG K. the asphalt core embankment dam: a very competitive alternative[C]// Modern Rockfill Dams-2009. Beijing, 2009.

[2] ICOLD. Bituminous cores for fill dams[C]// International Commission on Large Dams, Bulletin 84. Paris, 1992.

[3] HÖEG K. Asphaltic concrete cores for embankment dams[R]. Oslo: Norwegian Geotechnical Institute of Technology, Norway, 1993.

[4] WANG W B. Research on the suitability of asphalt concrete as water barrier in dams and dikes[D]. Oslo: University of Oslo,

- 2008.
- [5] 李守义, 马成成, 李炎隆, 等. 沥青混凝土心墙堆石坝的地震反应特性分析[J]. 水力发电学报, 2013, **32**(6): 198 - 202. (LI Shou-yi, MA Cheng-cheng, LI Yan-long, et al. Seismic response analysis of rockfill dam with asphaltic concrete core wall[J]. Journal of Hydroelectric Engineering, 2013, **32**(6): 198 - 202. (in Chinese))
- [6] 杨超, 党发宁, 薛海斌, 等. 河谷形状对沥青混凝土心墙坝变形特性的影响[J]. 水利水运工程学报, 2016(4): 54 - 62. (YANG Chao, DANG Fa-ning, XUE Hai-bin, et al. Influences of valley topography on deformation properties of asphalt concrete core wall dam[J]. Hydro-Science and Engineering, 2016(4): 54 - 62. (in Chinese))
- [7] 吴海林, 彭云枫, 杜晓帆, 等. 沥青混凝土心墙坝应力变形及水力劈裂研究[J]. 水力发电学报, 2015, **34**(4): 119 - 127. (WU Hai-lin, PENG Yun-feng, DU Xiao-fan, et al. Study on stress-deformation and hydraulic fracturing of rockfill dam with asphalt concrete core[J]. Journal of Hydroelectric Engineering, 2015, **34**(4): 119 - 127. (in Chinese))
- [8] NG A K L, SMALL J C. A case study of hydraulic fracturing using finite element methods[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1999, **36**(5): 861 - 875.
- [9] 王为标, 张应波, 朱悦, 等. 沥青混凝土心墙石渣坝的有限元计算分析[J]. 水力发电学报, 2010, **29**(4): 173 - 178. (WANG Wei-biao, ZHANG Ying-bo, ZHU Yue. Finite element analysis of asphalt concrete core rock-debris dam[J]. Journal of Hydroelectric Engineering, 2010, **29**(4): 173 - 178. (in Chinese))
- [10] 陈惠远, 施群, 唐仁杰. 沥青混凝土心墙土石坝的应力-应变分析[J]. 岩土工程学报, 1982, **4**(4): 146 - 158. (CHEN Hui-yuan, SHI Qun, TANG Ren-jie. Stress-strain analysis of earth-rock dams with asphalt concrete core[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1982, **4**(4): 146 - 158. (in Chinese))
- [11] 荣冠, 朱焕春. 茅坪溪土石坝沥青混凝土心墙施工期变形分析[J]. 水利学报, 2003(7): 115 - 119. (RONG Guan, ZHU Huan-chun. Deformation of asphalt concrete core wall of Maopingxi earth-rock dam in the stage of construction[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2003(7): 115 - 119. (in Chinese))
- [12] 汪明元, 周欣华, 包承纲, 等. 三峡茅坪溪高沥青混凝土心墙堆石坝运行状态研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, **26**(7): 1470 - 1477. (WANG Ming-yuan, ZHOU Xin-hua, BAO Cheng-gang, et al. Study on behaviors of Maopingxi high rockfill dam with asphalt concrete core of Three Gorges Project[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, **26**(7): 1470 - 1477. (in Chinese))
- [13] 孔宪京, 许诏君, 邹德高, 等. 沥青混凝土心墙坝心墙与基座模型抗震试验研究[J]. 大连理工大学学报, 2013, **53**(4): 559 - 564. (KONG Xian-jing, XU Zhao-jun, ZOU De-gao, et al. Seismic test study of core wall and base model of asphalt concrete core wall dam[J]. Journal of Dalian university of Technology, 2013, **53**(4): 559 - 564. (in Chinese))
- [14] 郇能惠, 杨泽艳. 中国混凝土面板堆石坝的技术进步[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(8): 1361 - 1368. (LI Neng-hui, YANG Ze-yan. Technical advances in concrete face rockfill dams in China[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(8): 1361 - 1368. (in Chinese))
- [15] 李国英, 王禄仕, 米占宽. 土质心墙堆石坝应力和变形研究[J]. 岩土工程学报, 2012, **23**(8): 1363 - 1369. (LI Guo-ying, WANG Lu-shi, MI Zhan-kuan. Research on stress-strain behavior of soil core rockfill dam[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, **23**(8): 1363 - 1369. (in Chinese))
- [16] 郭彦林, 窦超. 我国拱形钢结构设计理论研究现状与展望[J]. 建筑结构学报, 2012, **33**(7): 1 - 17, 26. (GUO Yan-lin, DOU Chao. Research status and expectation of design theory of steel arch structure in China[J]. Journal of Building Structures, 2012, **33**(7): 1 - 17, 26. (in Chinese))
- [17] 文竞舟, 张永兴, 王成, 等. 钢拱架应力反分析隧道初期支护力学性能的研究[J]. 土木工程学报, 2012, **45**(2): 170 - 175. (WEN Jing-zhou, ZHANG Yong-xing, WANG Cheng, et al. Back analysis for the mechanical properties of initial tunnel support based on steel arch stresses[J]. China Civil Engineering Journal, 2012, **45**(2): 170 - 175. (in Chinese))
- [18] 蔡晓鸿, 蔡勇平. 水工压力隧洞结构应力计算[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2004. (CAI Xiao-hong, CAI Yong-ping. Structural stress calculation for hydraulic pressure tunnel[M]. Beijing: China Water Power Press, 2004. (in Chinese))
- [19] 杨高中. 对“弹性地基上圆拱的计算”的讨论[J]. 土木工程学报, 1964, **10**(5): 75 - 88. (YANG Gao-zhong. Discussion on “Computation of circular arch on elastic foundation”[J]. China Civil Engineering Journal, 1964, **10**(5): 75 - 88. (in Chinese))
- [20] 杨蓓. 水轮机钢蜗壳及引水钢管垫层施工法受力解析[D]. 西安: 西安理工大学, 2012. (YANG Bei. The stress analysis of the cushion construction method of turbine spiral case and intake steel pipes[D]. Xi'an: Xi'an University of Technology, 2012. (in Chinese))
- [21] TERZAGHI K. Evaluation of coefficients of subgrade reaction[J]. Géotechnique, 1955, **5**(4): 297 - 326.

DOI: 10.11779/CJGE201907013

# 考虑大变形特征的超深冻结壁弹塑性设计理论

张博, 杨维好\*, 王宝生

(中国矿业大学深部岩土力学与地下工程国家重点实验室, 江苏 徐州 221116)

**摘要:** 冻结法是深厚不稳定、含水地层中最主要的凿井方法, 冻结壁设计理论是冻结法凿井的技术核心之一。以往的深井冻结壁(表土层厚度超过 400 m)设计理论忽略冻结壁变形对其尺寸、位置的影响, 既偏于不安全, 又低估开挖土方量。为了考虑超深表土层内大变形的影响, 采用有限应变推导出变形前冻结壁的开挖半径与有效厚度的求解公式, 建立冻结壁厚度设计新理论; 与数值计算结果对比, 分析了地应力、冻土黏聚力、冻土内摩擦角、弹性模量等参数对冻结壁厚度与井帮位移的影响。结果表明: 新理论既能解决小变形问题, 又能解决大变形问题, 忽略弹性应变的理论公式能适用于应变达 0.15 的大变形情况, 新理论还能准确地计算开挖土方量, 为超深表土层冻结壁设计提供理论参考。  
**关键词:** 大变形; 超深冻结壁; 弹塑性; 有效厚度; 设计理论

中图分类号: TU471.7; TD265

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)07-1288-08

**作者简介:** 张博(1989—), 男, 博士研究生, 主要从事人工地层冻结技术与理论研究工作。E-mail: [tb14220020@cumt.edu.cn](mailto:tb14220020@cumt.edu.cn)。

## Elastoplastic design theory for ultra-deep frozen wall considering large deformation features

ZHANG Bo, YANG Wei-hao, WANG Bao-sheng

(State Key Laboratory for Geomechanics and Deep Underground Engineering, China University of Mining and Technology, Xuzhou 221116, China)

**Abstract:** The freezing method is a key sinking method used in deep aquifer. The frozen-wall design theory is a key technique for the freezing method. However, the previous design theories for a deep artificial frozen wall have neglected the influences of side-wall deformation on its sizes and locations. Thus, the associated designs tend to be unsafe and the earthwork excavations tend to be underestimated. In order to consider the influences of a large deformation, new solution formulas for excavation radius and outer radii before deformation occurs are deduced by finite strains, and a new design theory for frozen-wall thickness is established. The analytical results are compared with numerical ones by analyzing the effects of various parameters, such as the crustal stress, and the cohesion, internal friction angle, and elastic modulus of frozen soil, on the side-wall displacement and frozen-wall thickness. The results indicate that both the small deformation and large deformation problems can be solved by the new formulas, the theoretical formula neglecting elastic strains can be applied to large deformation with strain up to 0.15, and the new formulas can accurately calculate the amount of excavation earthwork, and provide a theoretical reference for the design of frozen wall in ultra-deep soil layers.

**Key words:** large deformation; ultra-deep frozen wall; elastoplasticity; effective thickness; design theory

## 0 引言

冻结法是深厚不稳定、含水地层中最主要的凿井方法<sup>[1]</sup>, 占 90% 以上。自 1883 年德国工程师 Poetsch 发明冻结法以来, 冻结法在世界上被广泛应用, 成为通过复杂地层建井的有效手段。在国外, 表土层厚度超过 400, 500 m 的冻土井筒分别有 8, 4 个, 最大为 571 m<sup>[2]</sup>。自 1955 年至今, 中国已建成近 1100 个冻结井筒, 其中, 2002 年以后建成穿过表土层厚度超过 400, 500, 600, 700 m 的冻结井筒分别为 71, 28, 4,

3 个, 穿过表土层厚度最大达 753.95 m, 为世界之最。

实际工程中, 冻结法凿井的难度随表土层厚度增大而急剧增大, 这给冻结壁的设计带来很大困难, 然而冻结壁的设计理论又是冻结法凿井工程成败的技术

**基金项目:** 国家重点研发计划专项项目(2016YFC0600904); 国家自然科学基金项目(41472224)

**收稿日期:** 2018-05-20

\*通讯作者 (E-mail: [whyang@cumt.edu.cn](mailto:whyang@cumt.edu.cn))

核心之一。一般情况下, 使用厚壁筒公式设计冻结壁厚度。工程实践表明: 拉梅公式适用表土层深度约为 150 m; 多姆克公式适用表土层深度约为 300 m; 当深度为 300~400 m 时, 使用里别尔曼和维亚洛夫公式进行设计还是比较合理的。杨维好等<sup>[3-4]</sup>假设冻结壁为均质理想弹塑性和理想塑性材料且遵从莫尔-库仑屈服准则, 考虑其与围土间的相互作用和初始地应力场, 基于平面应变轴对称卸载模型, 推导出严格解析解, 并据此建立深厚表土层冻结壁厚度计算公式, 成功用于 400~800 m 表土层中冻结壁设计。现场实测发现: 随表土层深度增加至 400~800 m, 尽管冻结壁的平均温度达 -15℃~-25℃, 厚度达 6~12 m, 但是, 立井冻结壁的径向绝对位移可达到开挖半径的 5%~10%<sup>[5-6]</sup>以上。当深度达 800~1000 m 时, 冻结壁的径向绝对位移会更大。如此大的位移, 使得冻结壁呈现出明显的大变形特征。

当冻结壁发生大变形时, 变形前、后的冻结壁相关尺寸、位置有显著差异。然而, 此前的所有冻结壁设计公式均是基于小变形假设条件的, 忽略了变形对冻结壁尺寸、位置的影响, 这将给超深冻结壁内、外半径的设计结果带来较高的误差。鉴于冻结壁厚度设计与小孔收缩(扩张)问题类似, 因此, 小孔收缩(扩张)的弹塑性、理想塑性、应变硬化与软化的有限应变解析解<sup>[7-14]</sup>对本文冻结壁的设计具有很重要的参考意义。本文所研究的冻结壁设计问题, 既考虑初始地应力, 又考虑冻结壁与未冻地层之间的相互作用。基于有限应变, 导出冻结壁厚度设计新公式, 为超深土层冻结壁的设计提供一定的理论参考。

## 1 力学模型

### 1.1 基本假设

(1) 冻结壁和未冻土呈轴对称分布, 处于平面应变状态。

(2) 冻结壁是均质理想弹塑性材料, 弹性模量与泊松比分别为  $E_f, \mu_f$ ; 冻结壁进入塑性后体积不可压缩, 且满足莫尔-库仑屈服准则。未冻土是均质线弹性材料, 弹性模量与泊松比分别为  $E_u, \mu_u$ 。

(3) 一次性瞬间挖除开挖半径  $r_1$  范围内的土体。

(4) 冻结前、后, 地层的初始应力不变, 初始位移为 0。

### 1.2 定解条件

力学模型(见图 1)分成 3 个部分: ①表示冻结壁塑性区; ②表示冻结壁弹性区; ③表示未冻地层。3 个区域内的径向、环向应力分别为  $s_{ir}, s_{iq}$ , 位移为  $u_{ir}$ , 其中  $i=1, 2, 3$ 。变形前冻结壁的内、外半径与塑

性半径分别为  $r_1, r_2$  与  $r_p$ ; 变形后对应的半径分别为  $r'_1, r'_2, r'_p$ 。变形前、后的径向坐标分别表示为  $r, r'$ 。

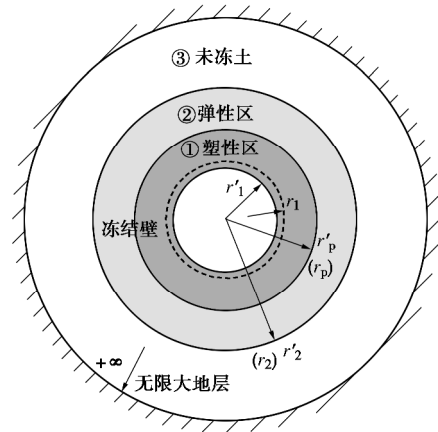


图 1 力学模型

Fig. 1 Mechanical model

初始地应力场表示为

$$s_{r,0} = s_{q,0} = -p_0, \quad (1)$$

式中,  $p_0$  为水平地压 (MPa)。

立井开挖之后, 冻结壁内缘的径向应力为 0, 即

$$s_{1r}|_{r=r_1} = 0. \quad (2)$$

地层无限远处的位移与应力边界条件分别为

$$u_{3r}|_{r \rightarrow +\infty} = 0, \quad (3)$$

$$s_{3r}|_{r \rightarrow +\infty} = s_{3q}|_{r \rightarrow +\infty} = -p_0. \quad (4)$$

冻结壁内塑性半径处的应力与位移连续条件为

$$s_{1r}|_{r=r_p} = s_{2r}|_{r=r_p}, \quad (5)$$

$$s_{1q}|_{r=r_p} = s_{2q}|_{r=r_p}, \quad (6)$$

$$u_{1r}|_{r=r_p} = u_{2r}|_{r=r_p}. \quad (7)$$

冻结壁与未冻地层界面上的径向应力与位移的连续性表示为

$$s_{2r}|_{r=r_2} = s_{3r}|_{r=r_2}, \quad (8)$$

$$u_{2r}|_{r=r_2} = u_{3r}|_{r=r_2}. \quad (9)$$

## 2 应力和位移的解

### 2.1 冻结壁塑性区的应力与位移解

塑性区的平衡微分方程为

$$\frac{ds_{1r}}{dr} + \frac{s_{1r} - s_{1q}}{r} = 0. \quad (10)$$

冻土是一种岩土材料, 根据文献[15]直接写出其遵从的莫尔-库仑屈服条件为

$$a s_{1r} - s_{1q} = Y, \quad (11)$$

式中,  $a = \frac{1 + \sin j_f}{1 - \sin j_f}$ ,  $Y = \frac{2c_f \cos j_f}{1 - \sin j_f}$ ,  $j_f$  和  $c_f$  分别为冻土的内摩擦角和黏聚力。

将式 (11) 代入式 (10), 并结合边界条件 (2), 求得塑性区的应力为

$$\begin{cases} s_{1r} = -\frac{Y}{a-1} \left[ \left( \frac{r}{r_1} \right)^{a-1} - 1 \right], \\ s_{1q} = -\frac{aY}{a-1} \left[ \left( \frac{r}{r_1} \right)^{a-1} - 1 \right] - Y. \end{cases} \quad (12)$$

为了考虑大变形的影响, 采用 Chadwick<sup>[16]</sup>定义的对数应变为

$$\begin{cases} e_{1r} = \ln \left( \frac{dr'}{dr} \right), \\ e_{1q} = \ln \left( \frac{r'}{r} \right), \\ e_{1z} = 0. \end{cases} \quad (13)$$

式中,  $e_{1r}$ ,  $e_{1q}$  和  $e_{1z}$  分别为冻结壁塑性区的径向、环向和轴向应变。

塑性区的总应变等于其弹性应变和塑性应变之和, 即

$$\begin{cases} e_{1r} = e_{1r}^e + e_{1r}^p, \\ e_{1q} = e_{1q}^e + e_{1q}^p. \end{cases} \quad (14)$$

式中,  $e_{1r}^e$ ,  $e_{1q}^e$  分别为径向、环向弹性应变;  $e_{1r}^p$ ,  $e_{1q}^p$  分别为径向、环向的塑性应变。

根据文献[17], 结合方程 (1), 塑性区的弹性应变表示为

$$\begin{cases} e_{1r}^e = \frac{(1-m_t)(s_{1r} + p_0) - m_t(s_{1q} + p_0)}{2G_f}, \\ e_{1q}^e = \frac{(1-m_t)(s_{1q} + p_0) - m_t(s_{1r} + p_0)}{2G_f} \end{cases}, \quad (15)$$

式中,  $G_f = \frac{E_f}{2(1+m_t)}$ 。

莫尔-库仑塑性势函数的表达式为

$$f = bs_{1r} - s_{1\theta} \quad (16)$$

式中,  $f$  为塑性势函数,  $b = (1 + \sin y)/(1 - \sin y)$ ,  $y$  为冻土的剪胀角。内摩擦角与剪胀角相等时, 塑性势与屈服条件相同, 得关联的莫尔-库仑流动法则; 剪胀角小于内摩擦角时, 得非关联的莫尔-库仑流动法则。

参考文献[18], 求得塑性应变为

$$\begin{cases} e_{1r}^p = I \frac{\partial f}{\partial s_{1r}} = Ib, \\ e_{1q}^p = I \frac{\partial f}{\partial s_{1q}} = -I, \end{cases} \quad (17)$$

式中,  $I$  为塑性标量因子。

根据式 (17), 得到塑性应变之间的关系式为

$$e_{1r}^p + be_{1q}^p = 0 \quad (18)$$

联合式 (13) ~ (15) 和式 (18), 得到

$$(r')^b dr' = e^{-w_1 \left( \frac{r}{r_1} \right)^{a-1} + w_2} r^b dr \quad (19)$$

式中,  $w_1 = \frac{1 - (a+1)m_t + [a - (a+1)m_t]b}{2G_f(a-1)} Y$ ,

$$w_2 = \frac{(1-2m_t)(b+1)[Y + (a-1)p_0]}{2G_f(a-1)}.$$

积分式 (19) 得变形前、后的径向坐标之间的关系式为

$$\int_{r_1}^{r'} (r')^b dr' = \int_{r_1}^{r_p} e^{-w_1 \left( \frac{r}{r_1} \right)^{a-1} + w_2} r^b dr \quad (20)$$

则塑性区的位移为,  $u_{1r} = r' - r$ 。

### 2.2 冻结壁弹性区与未冻地层的应力和位移解

冻结壁弹性区和未冻地层的应力与位移解等于卸载模型 (图 2) 的解与初始地应力和位移的叠加。因此, 依据厚壁圆筒公式, 且考虑到冻结壁与未冻地层之间的相互作用<sup>[19]</sup>, 结合式 (3), (4), (8), (9), 得到冻结壁弹性区和未冻地层的应力和位移解为

$$s_{2r} = -p_0 + p_u \frac{r_2^2/r^2 - m}{r_2^2/r_p^2 - m} \quad (21)$$

$$s_{2q} = -p_0 - p_u \frac{r_2^2/r^2 + m}{r_2^2/r_p^2 - m} \quad (22)$$

$$u_{2r} = -r \frac{p_u}{2G_f} \frac{(1-2m_t)m + r_2^2/r^2}{r_2^2/r_p^2 - m} \quad (23)$$

$$s_{3r} = -p_0 + p_u \frac{1-m}{r_2^2/r_p^2 - m} \left( \frac{r_2}{r} \right)^2 \quad (24)$$

$$s_{3q} = -p_0 - p_u \frac{1-m}{r_2^2/r_p^2 - m} \left( \frac{r_2}{r} \right)^2 \quad (25)$$

$$u_{3r} = -\frac{p_u}{2G_u} \frac{1-m}{r_2^2/r_p^2 - m} \frac{r_2^2}{r} \quad (26)$$

式中,  $m = 1 - 2/M$ ,  $M = \frac{E_f}{E_u} \frac{1+m_t}{1-m_t} - \frac{1}{1-m_t} + 2$ 。

根据式 (5), 求得塑性半径处的径向卸载量为

$$p_u = p_0 - \frac{Y}{a-1} \left[ \left( \frac{r_p}{r_1} \right)^{a-1} - 1 \right] \quad (27)$$

根据式 (6) 得到塑性半径的迭代关系式为

$$\left( \frac{r_p}{r_1} \right)^{a-1} = \frac{2 \left( \frac{p_0}{Y} + \frac{1}{a-1} \right)}{\frac{a+1}{a-1} - m \left( \frac{r_p}{r_2} \right)^2} \quad (28)$$

塑性半径处、冻结壁外缘的位移分别为

$$u_{2r}|_{r=r_p} = -r_p \frac{p_u}{2G_f} \left[ \frac{2(1-m_t)m}{r_2^2/r_p^2 - m} + 1 \right] \quad (29)$$

$$u_{2r}|_{r=r_2} = -r_2 \frac{p_u}{2G_f} \frac{(1-2m_t)m+1}{r_2^2/r_p^2 - m} \quad (30)$$

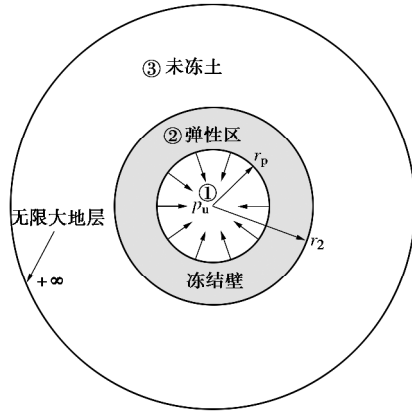


图 2 卸载模型  
Fig. 2 Unloading model

### 3 计算冻结壁厚度的新公式

#### 3.1 新公式的导出

冻结壁大、小变形的的位置示意图见图 3。立井开挖之后, 冻结壁的内、外半径、塑性半径和厚度分别由  $r_1, r_2, r_p$  和  $T$  变为  $r'_1, r'_2, r'_p$  和  $T'$ 。

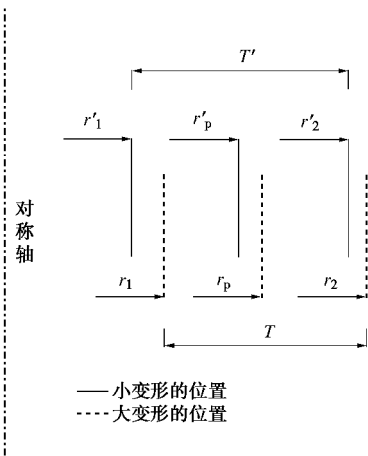


图 3 冻结壁大、小变形的的位置示意图

Fig. 3 Locations of large and small deformations for frozen wall

在设计冻结壁的厚度时, Domke 选取塑性半径等于内、外半径的几何平均数, 鉴于小变形等同于没有变形, 所以小变形的的位置等同于冻结壁变形后的位置, 则有  $r'_p = \sqrt{r'_1 r'_2}$  成立。根据文献[3], 求得变形后无量纲的冻结壁外半径的迭代关系式为

$$y' = \sqrt[n]{A + B(y')^{n-1}} \quad (31)$$

式中,  $y' = r'_2/r'_1, A = 1 + nq/(n+1), B = nm/(n+1), n = (a-1)/2, q = 2p_0/Y - 1$ 。

变形后的量纲为“1”冻结壁厚度为

$$t' = y' - 1 \quad (32)$$

式中,  $t' = T'/r'_1$ 。

考虑大变形的影响, 开挖之后, 冻结壁内、外半径和塑性半径处的位移表示为

$$u_{1r}|_{r=r_1} = r'_1 - r_1 \quad (33)$$

$$u_{2r}|_{r=r_2} = r'_2 - r_2 \quad (34)$$

$$u_{2r}|_{r=r_p} = r'_p - r_p \quad (35)$$

联合式 (20), (27), (29), (30), (33) ~ (35), 得到考虑大变形影响的量纲为“1”的冻结壁内、外半径与塑性半径的迭代关系式为

$$\begin{cases} \int_1^{\sqrt{y'}} (x')^b dx' = \int_x^r e^{-w_1(\frac{x}{x'})^{2n} + w_2} x^b dx, \\ F = 1 - j(r^{2n} x^{-2n} - 1), \\ r = \sqrt{y'} + r(1 + m_1) \bar{p}_0 F \left[ \frac{2(1 - m_1)m}{y^2 r^{-2} - m} + 1 \right], \\ y = y' + \frac{y(1 + m_1) \bar{p}_0 k F}{y^2 r^{-2} - m}. \end{cases} \quad (36)$$

式中,  $x' = r'/r'_1, x = r/r'_1, x = r_1/r'_1, y = r_2/r'_1, r = r_p/r'_1, j = n^{-1}(q+1)^{-1}, \bar{p}_0 = p_0/E_f, k = m(1 - 2m_1) + 1$ 。式 (36) 即为考虑到大变形特征的冻结壁内、外半径的计算新公式。很显然, 式 (36) 不能直接求解, 需要将第一式转化成合理的形式。式 (36) 中的第一式变为

$$\frac{e^{-w_2}}{b+1} \left[ (y')^{\frac{b+1}{2}} - 1 \right] = \int_x^r e^{-w_1(\frac{x}{x'})^{2n}} x^b dx \quad (37)$$

指数函数可以在其定义域内展成无穷级数, 则有

$$e^{-w_1(\frac{x}{x'})^{2n}} = \sum_{i=0}^{\infty} \frac{(-1)^i w_1^i}{i!} \left( \frac{x}{x'} \right)^{2ni} \quad (38)$$

注意到式 (38) 中的无穷级数能够迅速收敛, 因此, 取其很少项便可获得精确的结果。将典型参数代入式 (38), 经计算与对比, 无穷级数取其前 6 项的计算结果与真值十分接近, 误差远小于万分之一。将式 (38) 代入式 (37) 并积分, 得到

$$\frac{e^{-w_2}}{b+1} \left[ (y')^{\frac{b+1}{2}} - 1 \right] = \sum_{i=0}^{\infty} \frac{(-1)^i w_1^i}{(2ni + b + 1)i!} \frac{r^{2ni+b+1} - x^{2ni+b+1}}{x^{2ni}} \quad (39)$$

式 (39) 右边无穷级数取其前 6 项, 并替换式 (36) 中的第一式。把 1 作为  $y'$  的初值, 利用式 (31) 进行迭代, 经过 4 次迭代之后, 得到误差小于 1% 的  $y'$  终值。把 1,  $y'$  和  $\sqrt{y'}$  作为  $x, y$  和  $r$  的初值, 利用式 (36) 进行迭代, 一般经过 4, 5 次迭代之后得到误差小于 1% 的  $x, y$  和  $r$  的终值。

考虑一种完全不关联的情况: 即冻土的剪胀角

$\gamma = 0^\circ$ ，则  $b = 1$ ；同时，忽略塑性区的弹性应变，则式 (20) 变为

$$x = \sqrt{1 + r^2 - y'} \quad (40)$$

用式 (40) 替换式 (36) 中的第一式可得更为简单的设计公式。

变形前量纲为“1”的冻结壁厚度为

$$t = y - x \quad (41)$$

式中， $t = T/r_1'$ 。

定义量纲为“1”的井帮位移为

$$\bar{u} = x - 1 \quad (42)$$

比较考虑与不考虑井帮位移的设计理论，得到被低估的土方开挖量百分比为

$$w_1 = 100(x^2 - 1) \quad (43)$$

### 3.2 比较与验证

取典型工程参数，使用式 (31)，(36)，(39) ~ (42) 计算大变形冻结壁的井帮位移和其厚度。用净空间半径 (量纲为“1”的净空间半径为 1) 结合式 (31) 求得冻结壁的外半径，并以此作为初始尺寸，输入有限元软件进行建模计算，数值模拟的基本流程为：以初始尺寸建立轴向单位深度的有限元模型，对模型施加正确的边界条件，先模拟出正确的初始地应力，然后对模型实施开挖计算，输出冻结壁模型内、外半径的位移，将此位移反加到初始尺寸上，作为一个新的尺寸重新建模计算，如此反复，直至相邻两步计算结果的误差小于 1%，输出上一步的结果作为本次计算的最终结果。将理论公式的计算结果和数值模拟结果罗列于图 4~6 和表 1~3。另外，记量纲为“1”的黏聚力为  $\bar{c}_f = c_f/E_f$ ，量纲为“1”的未冻土弹性模量  $\bar{E}_u = E_u/E_f$ ，冻土与未冻土的泊松比取值 0.2。

由图 4~6 可见，量纲为“1”的井帮位移  $\bar{u}$  随量纲为“1”地压  $\bar{p}_0$  的增大而非线性快速增大，随量纲为“1”的冻土黏聚力  $\bar{c}_f$  和冻土内摩擦角  $\bar{j}_f$  的增大而非线性快速减小。由表 1~3 可见，量纲为“1”冻结壁厚度  $t$  随  $\bar{p}_0$  的增大而非线性快速增大，随  $\bar{c}_f$  和  $\bar{j}_f$  的增大而非线性快速减小；几种方式计算得到的冻结壁厚度的变化规律完全一致，在数值上存在很微小的差异，这主要是因为冻结壁的外半径处在弹性区域 (弹性变形很小)。对井帮位移而言：关联公式的理论计算结果最大，次之为完全不关联的理论结果和小变形数值解，最小为大变形数值解和忽略弹性应变的理论计算结果；几种方式计算得到的规律基本一致，完全不关联理论解的规律与大变形数值解的规律高度一致；完全不关联解与小变形数值解在数值上存在较小的差异；当冻结壁变形较小时，忽略弹性应变的理论解与小变形数值解相符，井帮位移较大时与大变形的数值

计算结果很相符。

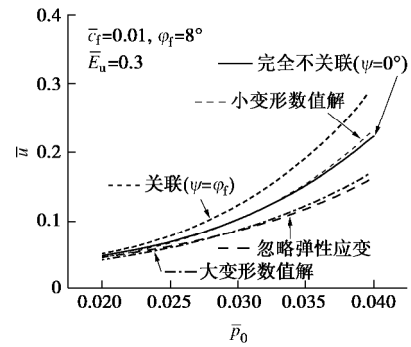


图 4  $\bar{p}_0$  对  $\bar{u}$  的影响

Fig. 4 Influences of  $\bar{p}_0$  on  $\bar{u}$

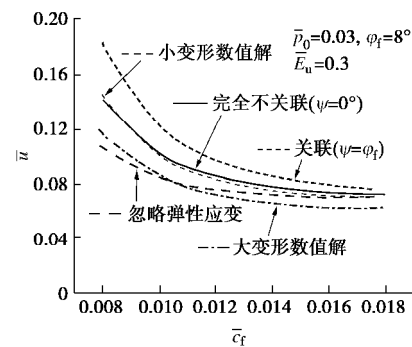


图 5  $\bar{c}_f$  对  $\bar{u}$  的影响

Fig. 5 Influences of  $\bar{c}_f$  on  $\bar{u}$

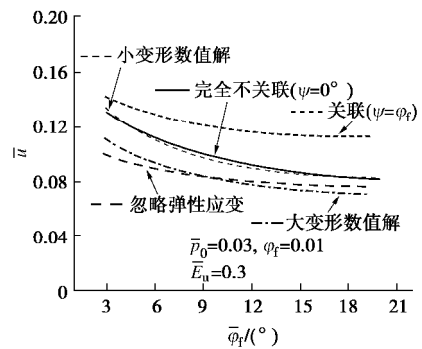


图 6  $\bar{j}_f$  对  $\bar{u}$  的影响

Fig. 6 Influences of  $\bar{j}_f$  on  $\bar{u}$

表 1  $\bar{p}_0$  对  $t$  的影响

Table 1 Influences of  $\bar{p}_0$  on  $t$

$\bar{p}_0$	$t$				
	关联	完全不关联	忽略弹性应变	小变形数值解	大变形数值解
0.02	1.269	1.273	1.275	1.274	1.276
0.025	1.972	1.981	1.988	1.982	1.987
0.03	2.878	2.897	2.914	2.900	2.909
0.035	4.032	4.069	4.102	4.073	4.095
0.04	5.486	5.554	5.612	5.553	5.601

表 2  $\bar{c}_f$  对  $t$  的影响

Table 2 Influences of  $\bar{c}_f$  on  $t$

$\bar{c}_f$	$t$				
	关联	完全不关联	忽略弹性应变	小变形数值解	大变形数值解
0.008	4.765	4.803	4.837	4.805	4.826
0.01	2.878	2.897	2.914	2.900	2.909
0.012	1.960	1.971	1.980	1.973	1.979
0.014	1.436	1.444	1.449	1.446	1.450
0.016	1.105	1.110	1.113	1.112	1.116
0.018	0.879	0.883	0.884	0.885	0.887

表 3  $j_f$  对  $t$  的影响

Table 3 Influences of  $j_f$  on  $t$

$j_f / (^\circ)$	$t$				
	关联	完全不关联	忽略弹性应变	小变形数值解	大变形数值解
3	4.737	4.747	4.777	4.748	4.766
5	3.829	3.844	3.867	3.847	3.860
10	2.420	2.441	2.455	2.445	2.452
15	1.639	1.664	1.672	1.665	1.671
20	1.155	1.183	1.188	1.184	1.189

### 4 工程算例

某井筒穿过第三系厚黏土层, 冻结壁的平均温度为  $-20^\circ\text{C}$ , 未冻土和  $-20^\circ\text{C}$  冻土的弹性模量与泊松比分别为  $E_u = 100 \text{ MPa}$ ,  $m_u = 0.2$ ,  $E_f = 300 \text{ MPa}$ ,  $m_f = 0.2$ 。  $-20^\circ\text{C}$  冻土的黏聚力  $c_f = 3.5 \text{ MPa}$ , 内摩擦角  $j_f = 8^\circ$ , 屈服强度  $s_s = 8.0 \text{ MPa}$ 。变形后井帮的半径为  $r'_1 = 5 \text{ m}$  (井筒的净半径)。试算 400~800 m 深度内立井的开挖半径、冻结壁外半径、冻结壁厚度与低估土方开挖量百分比。

水平地压的计算公式<sup>[1]</sup>为

$$p_0 = 0.013h \quad (44)$$

式中,  $p_0$  为水平地压 (MPa),  $h$  为深度 (m)。

根据式 (31), (32), (36), (39), (40) ~ (44), 求得立井的开挖半径、冻结壁外半径、厚度、低估土方开挖量百分比见表 4~6。据表 4~6 可以得到以下结论:

(1) 由表 4 可见, 开挖半径随深度非线性增大。400~550 m 深度范围内, 开挖半径的公式 (40) 计算结果与小变形数值计算结果相符很好; 550~650 m 深度内, 公式 (40) 计算结果介于大、小变形数值计算结果之间; 650~800 m 深度内, 由式 (40) 得到的开挖半径偏离小变形计算结果越来越远, 而与大变形数值计算结果相一致。关联理论公式计算结果较大, 完全不关联公式计算结果与小变形数值计算结果差异较小。据表 5, 冻结壁外半径随深度非线性增大, 几种方式计算得到的结果差异很微小。

(2) 由表 6 可见, 冻结壁厚度随深度增加而非线性增大。新理论与文献[3]的设计理论差别在于: 新理论考虑了井帮位移对开挖半径与冻结壁外半径以及

其厚度的影响。新理论与文献[3]设计理论的差异随深度增加, 最大差距分别为: 53 cm (关联)、42 cm (完全不关联) 和 32 cm (忽略弹性应变)。图 7 展示出依据文献[3]设计理论的冻结壁内缘变形之大, 且随深度非线性增大。实际工程中, 这部分变形要再次被挖除以获取井筒净空间, 如此做法必然削减冻结壁的厚度, 降低其安全性。

(3) 基于式 (40) 计算得到的低估土方开挖量见表 6, 低估的土方开挖量百分比介于 7.5%~20.5% 之间。深度越大, 被低估的百分比越大。

表 4 不同方法得到的开挖半径

Table 4 Excavation radii of frozen wall obtained by different methods

$h$	$r_1$				
	关联	完全不关联	忽略弹性应变	小变形数值解	大变形数值解
400	5.197	5.190	5.192	5.189	5.176
450	5.228	5.217	5.214	5.213	5.198
500	5.265	5.248	5.240	5.243	5.223
550	5.310	5.286	5.269	5.278	5.252
600	5.364	5.329	5.302	5.320	5.287
650	5.428	5.381	5.340	5.371	5.327
700	5.506	5.441	5.383	5.431	5.374
750	5.597	5.511	5.432	5.501	5.427
800	5.707	5.593	5.488	5.580	5.488

表 5 不同方法得到的冻结壁外半径

Table 5 Outer radii of frozen wall obtained by different methods

$h$	$r_2$				
	关联	完全不关联	忽略弹性应变	小变形数值解	大变形数值解
400	8.649	8.648	8.648	8.650	8.641
450	9.581	9.580	9.580	9.581	9.570
500	10.615	10.614	10.614	10.615	10.602
550	11.763	11.761	11.760	11.762	11.748
600	13.033	13.031	13.029	13.033	13.016
650	14.437	14.435	14.432	14.437	14.417
700	15.988	15.984	15.981	15.988	15.964
750	17.697	17.692	17.688	17.699	17.670
800	19.578	19.572	19.566	19.581	19.547

表 6 不同设计理论的比较

Table 6 Comparison among different design theories

$h$	$T$				$w_1/\%$
	关联	完全不关联	忽略弹性应变	文献[3]	
400	3.45	3.46	3.46	3.52	7.8
450	4.35	4.36	4.37	4.45	8.7
500	5.35	5.37	5.37	5.48	9.8
550	6.45	6.48	6.49	6.62	11.0
600	7.67	7.70	7.73	7.89	12.5
650	9.01	9.05	9.09	9.29	14.1
700	10.48	10.54	10.60	10.83	15.9
750	12.10	12.18	12.26	12.54	18.0
800	13.87	13.98	14.08	14.40	20.5

由新公式 (36), (39) ~ (44) 计算得到 600 m 深度的井帮位移和冻结壁厚度随冻土与未冻土弹模、冻土黏聚力与内摩擦角的变化情况分别见图 8~11。

由图 8~11 可以看出：①井帮位移随各影响因素的变化规律基本一致，随其增大而非线性减小；比较井帮位移随各影响因素的变化情况，得出冻土的弹性模量对井帮位移的影响最显著，其他因素影响相对较弱。②冻结壁的厚度随冻土弹性模量的增大而减速增大，当冻土弹模达到一定值后，对冻结壁的厚度基本没有影响；随未冻土的弹模、冻土的黏聚力与内摩擦角的增大，冻结壁厚度非线性减小；比较冻结壁厚度随各影响因素的变化情况，得出冻土的黏聚力和内摩擦角对冻结壁厚度的影响最显著，尤其影响因素取值较小时，冻结壁厚度受其影响敏感。

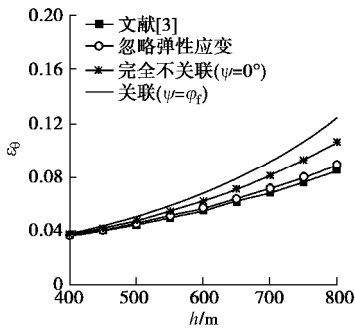


图 7 不同设计理论内缘应变的比较

Fig. 7 Comparison of inner-edge strains by different design theories

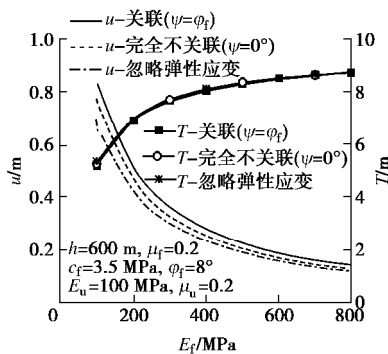


图 8 冻土弹模对井帮位移和冻结壁厚度的影响

Fig. 8 Effects of frozen-soil elastic modulus on side-wall displacement and frozen-wall thickness

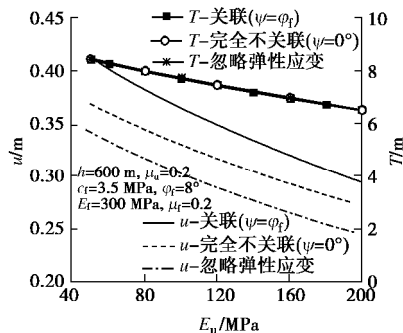


图 9 未冻土弹模对井帮位移和冻结壁厚度的影响

Fig. 9 Effects of unfrozen-soil elastic modulus on side-wall displacement and frozen-wall thickness

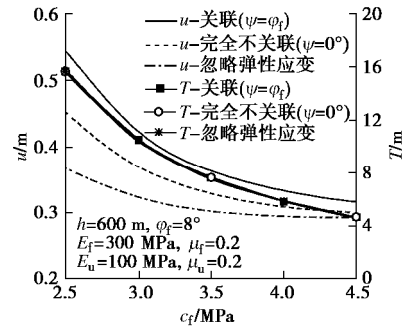


图 10 冻土黏聚力对井帮位移和冻结壁厚度的影响

Fig. 10 Effects of frozen-soil cohesion on side-wall displacement and frozen-wall thickness

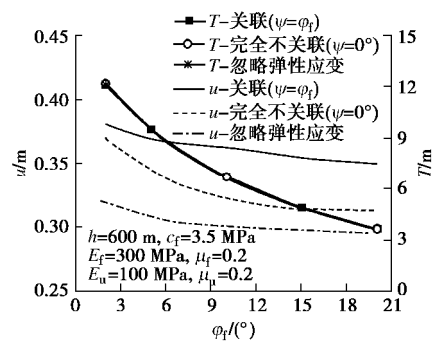


图 11 冻土内摩擦角对井帮位移和冻结壁厚度的影响

Fig. 11 Effects of frozen-soil internal friction angle on side-wall displacement and frozen-wall thickness

### 5 结 论

本文建立了考虑大变形特性的开挖半径、冻结壁外半径与厚度的设计新理论；分析了地应力、冻土黏聚力、冻土内摩擦角、弹性模量等参数对冻结壁有效厚度、井帮位移等的影响，得到以下 3 点结论。

(1) 在设计超深表土层冻结壁厚度时，应该计入井帮大变形的影响；深度越大，井帮变形的影响越大。冻土的弹性模量对井帮位移影响显著，冻土的黏聚力和内摩擦角则对冻结壁的厚度影响显著。

(2) 本文建立的冻结壁厚度设计新理论不但适用于小变形冻结壁，而且适用于大变形冻结壁；忽略弹性应变的理论公式能够适用于应变高达 0.15 的大变形冻结壁。鉴于非关联性引起更弱的材料行为，建议选用非关联理论公式（或者忽略弹性应变的理论公式）作为超深表土层冻结壁设计的理论参考。

(3) 新理论能够准确地计算开挖土方量。算例显示：按以往理论设计冻结壁厚度，会低估开挖土方量约 7.5%~20.5%，且低估土方量随深度增加而增大。

### 参考文献：

[1] 翁家杰. 井巷特殊施工[M]. 北京: 煤炭工业出版社, 1991:

- 4 - 72. (WENG Jia-jie. Special construction engineering of mine shaft and drift [M]. Beijing: Coal Industry Press, 1991: 4 - 72. (in Chinese))
- [2] 杨维好. 十年来中国冻结法凿井技术的发展与展望[C]//中国煤炭学会成立五十周年高层学术论坛. 北京, 2012: 1 - 7. (YANG Wei-hao. Development and prospect of freezing shaft sinking technology in China over the past decade[C]// High-level Academic Forum for the 50th Anniversary of China Coal Society, China Coal Society. Beijing, 2012: 1 - 7. (in Chinese))
- [3] 杨维好, 杨志江, 柏东良. 基于与围岩相互作用的冻结壁弹塑性设计理论[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(1): 175 - 180. (YANG Wei-hao, YANG Zhi-jiang, BAI Dong-liang. The elastic-plastic design theory of frozen soil wall based on the interaction between frozen wall and surrounding rock[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(1): 175 - 180. (in Chinese))
- [4] 杨维好, 杜子博, 杨志江, 等. 基于与围岩相互作用的冻结壁弹塑性设计理论[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(10): 1857 - 1862. (YANG Wei-hao, DU Zibo, YANG Zhi-jiang. Plastic design theory of frozen soil wall based on interaction between frozen soil wall and surrounding rock[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(10): 1857 - 1862. (in Chinese))
- [5] VRAKAS A, ANAGNOSTOU G. A finite strain closed-form solution for the elastoplastic ground response curve in tunneling[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2014, **38**: 1131 - 1148.
- [6] 陈晓祥, 杜贝举, 王雷超, 等. 综放面动压回采巷道帮部大变形控制机理及应用[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(3): 460 - 467. (CHEN Xiao-xiang, DU Bei-ju, WANG Lei-chao, et al. Control mechanism and application of large deformation of dynamic pressure roadway of fully mechanized top-coal caving face[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(3): 460 - 467. (in Chinese))
- [7] CARTER J P, BOOKER J R, YEUNG S K. Cavity expansion in cohesive frictional soil[J]. Géotechnique, 1986, **36**(3): 349 - 358.
- [8] DECTOURNAY E. Elastoplastic model of a deep tunnel for a rock with variable dilatancy[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 1986, **19**: 99 - 108.
- [9] YU H S, HOULSBY G T. Finite cavity expansion in dilatant soils: loading analysis[J]. Géotechnique, 1991, **41**(2): 173 - 183.
- [10] YU H S, ROWE R K. Plasticity solutions for soil behavior around contracting cavities and tunnels[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1999, **23**: 1245 - 1279.
- [11] YU H S, CARTER J P. Rigorous similarity solutions for cavity expansion in cohesive-frictional soils[J]. International Journal of Geomechanics, 2002, **2**(2): 233 - 258.
- [12] ZHAO J D, WANG G. Unloading and reverse yielding of a finite cavity in a bounded cohesive-frictional medium[J]. Computers and Geotechnics, 2010, **37**: 239 - 245.
- [13] COHEN T, DURBAN D. Fundamental solutions of cavitation in porous solids: a comparative study[J]. Acta Mechanica, 2013, **224**: 1695 - 1707.
- [14] VRAKAS A, ANAGNOSTOU G. Finite strain elastoplastic solutions for the undrained ground response curve in tunneling[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2015, **39**: 738 - 761.
- [15] 张常光, 张成林, 周菲, 等. 圆形隧道弹塑性分析的强度理论效应研究[J]. 岩土工程学报, 2018, **40**(8): 1449 - 1456. (ZHANG Chang-guang, ZHANG Cheng-lin, ZHOU Fei, et al. Effect of strength theory in elastic-plastic analysis of a circular tunnel[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(8): 1449 - 1456. (in Chinese))
- [16] CHADWICK P. The quasi-static expansion of a spherical cavity in metals and ideal soils[J]. Quarterly Journal of Mechanics and Applied Mathematics, 1959, **12**: 52 - 71.
- [17] 杜修力, 马超, 路德春. 正常固结黏土的三维弹塑性本构模型[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(2): 235 - 241. (DU Xiu-li, MA Chao, LU De-chun. Three-dimensional elastoplastic constitutive model for normal consolidated clays[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(2): 235 - 241. (in Chinese))
- [18] 郭万里, 朱俊高, 彭文明. 粗粒土的剪胀方程及广义塑性本构模型研究[J]. 岩土工程学报, 2018, **40**(6): 1103 - 1110. (GUO Wan-li, ZHU Jun-gao, PENG Wen-ming. Dilatancy equation and generalized plastic constitutive model for coarse-grained soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(6): 1103 - 1110. (in Chinese))
- [19] 杨维好, 杨志江, 韩涛, 等. 基于与围岩相互作用的冻结壁弹塑性设计理论[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(3): 516 - 519. (YANG Wei-hao, YANG Zhi-jiang, HAN Tao, et al. Elastic design theory of frozen soil wall based on interaction between frozen soil wall and surrounding rock[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(3): 516 - 519. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201907014

# 考虑 $T$ 应力的岩石压剪裂纹起裂机理

刘红岩

(中国地质大学(北京)工程技术学院, 北京 100083)

**摘要:** 传统断裂理论在研究岩石压剪裂纹起裂机理时, 往往仅考虑裂纹尖端应力场 Williams 展开式中的  $r^{1/2}$  奇异应力项, 而忽略了非奇异应力项 ( $T$  应力) 的影响, 造成理论预测值与试验结果不符。在对压剪应力下裂纹受力特征进行分析的基础上, 将  $T$  应力引入传统断裂力学的最大周向应力准则, 提出了考虑  $T$  应力的修正最大周向应力准则。同时考虑压剪应力下的裂纹应力传递特点, 在上述准则中又引入裂纹面法向刚度及切向刚度等变形参数。最终建立了能够同时考虑岩石性质和裂纹几何参数 (如裂纹倾角、长度等)、强度参数 (裂纹面摩擦系数) 及变形参数 (裂纹面法向及切向刚度) 的最大周向应力准则, 更好地反映了岩石压剪裂纹起裂机理。算例表明由该方法计算得到的翼裂纹起裂角与试验结果吻合较好, 同时通过参数敏感性分析发现裂纹尖端相对临界尺寸对翼裂纹起裂角的影响最大。

**关键词:**  $T$  应力; 岩石; 压剪断裂; 翼裂纹起裂角; 最大周向应力准则; 裂纹面法向及切向刚度

**中图分类号:** TU443      **文献标识码:** A      **文章编号:** 1000-4548(2019)07-1296-07

**作者简介:** 刘红岩(1975—), 男, 河南扶沟人, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事岩体断裂损伤本构模型的相关研究工作。E-mail: [lhy1204@cugb.edu.cn](mailto:lhy1204@cugb.edu.cn)。

## Initiation mechanism of cracks of rock in compression and shear considering $T$ -stress

LIU Hong-yan

(College of Engineering and Technology, China University of Geosciences (Beijing), Beijing 100083, China)

**Abstract:** In the studies on the initiation mechanism of cracks of rock in compression and shear, the traditional fracture theory only considers the singular stress ( $r^{1/2}$  term) of the elastic stress state near a crack tip in the Williams' series expression, and ignores the effects of the non-singular term ( $T$ -stress). It leads to the disagreement between the theoretical predictions and the experimental results. On the basis of analyzing the mechanical behaviors of cracks in compression and shear, the  $T$ -stress is introduced into the maximum tangential stress (MTS) criterion of the traditional fracture mechanics, and accordingly the revised MTS criterion is proposed by considering  $T$ -stress. Meanwhile, by considering the stress transfer of the cracks in compression and shear, the deformation parameters of cracks, e.g., the crack normal and shear stiffness, are also introduced into the original MTS criterion. Finally, the new MTS criterion is set up to simultaneously consider the properties of rock, the geometrical parameters of cracks (such as dip angle and length), the strength parameters (such as frictional coefficient of crack face), and the deformation parameters (such as crack normal and shear stiffness). Therefore, it can perfectly reflect the initiation mechanism of the cracks of rock in compression and shear. The example indicates that the initiation angle of wing crack obtained from the proposed method agrees well with that obtained from the tests, and it is also found through the sensitivity analysis for the parameters that the relative critical size at the crack tip has the most important influences on the initiation angle of wing crack.

**Key words:**  $T$ -stress; rock; compression and shear fracture; initiation angle of wing crack; maximum tangential stress criterion; crack normal and tangential stiffness

## 0 引 言

岩石是经过多次地质运动和人类工程活动而形成的一种含有节理、裂纹及微裂纹、微孔洞等多种不同尺度缺陷的天然损伤地质体, 而岩石的破坏实际上就是这些缺陷萌生、扩展及贯通的结果。因此研究岩

石裂纹的起裂机理、起裂角度及扩展路径等具有重要的理论和工程意义。

基金项目: 中央高校基本科研业务费专项资金项目 (53200759352); 国家级地质灾害应急防治项目 (2019); 四川省自然资源科技计划项目 (KJ-2018-23)

收稿日期: 2018-05-02

由 Griffith 于 1920 年提出的断裂力学为裂纹力学特性的研究奠定了理论基础, 其最早被应用于玻璃等脆性材料, 而后很快就引起了岩石力学界的关注并被加以应用。与传统断裂力学不同的是自然界中的岩石多处于受压状态, 因此岩石压剪断裂的理论研究一直是断裂力学及岩石力学的一个难点课题, 这一方面是因为传统断裂力学中没有压剪破坏的模型可供借鉴; 而另一方面也是因为岩石压剪断裂的试验结果和现有理论之间存在较大差异。为此不少学者对此展开研究, 目前较为一致的看法是传统断裂力学不适合描述岩石压剪断裂的根本原因是其没有考虑  $T$  应力的影响<sup>[1-3]</sup>, 即目前的研究在分析裂纹尖端应力场时大都只截取了 Williams 等<sup>[4]</sup>展开式中的  $r^{1/2}$  的奇异应力项, 而将高阶的  $O(r^{1/2})$  项和非奇异应力项 (一般称为  $T$  应力) 忽略, 认为其对裂尖应力场的影响很小。尽管该理论也在一定程度上较好地解释了一些宏观断裂现象, 但随着研究的深入, 人们越来越认识到非奇异应力项对岩石断裂的重要影响。这是因为当  $r \rightarrow 0$  时, 尽管  $O(r^{1/2})$  项可以忽略不计, 但是  $T$  应力项是常数项, 并不随  $r$  变化, 且随着  $r$  的增加, 其对裂纹尖端应力场的影响也愈加显著。同时不少学者也通过试验验证了  $T$  应力的存在, 并对其大小进行了测试。Christophe 等<sup>[5]</sup>采用光弹试验对疲劳裂纹的屏蔽力进行了定量测试, 发现裂纹尖端确实存在  $T$  应力。Colombo 等<sup>[6]</sup>研究发现正、负  $T$  应力对裂纹尖端应力集中分别有放大或屏蔽效应。Matvienko 等<sup>[7]</sup>考虑  $T$  应力对石灰岩 I/II 型混合裂纹的断裂扩展角进行预测, 发现其理论预测结果与试验结果吻合较好。Williams 等<sup>[1]</sup>对含中心斜裂纹的有机玻璃进行拉伸试验, 发现当在最大周向应力准则中考虑 Williams<sup>[4]</sup>展开式中的非奇异项时, 所得理论结果与试验结果吻合较好。Simth 等<sup>[8]</sup>研究了在复合外载下,  $T$  应力对一条直线裂纹偏折或分叉的影响作用, 并强调了其对脆性断裂的影响。但是上述研究结果均是针对拉伸荷载下,  $T$  应力对裂纹扩展路径及起裂强度等的影响, 由于裂纹面受拉伸而分离, 因此此时  $T$  应力只包含沿裂纹方向的分量。Li 等<sup>[9]</sup>对压缩下的闭合裂纹进行了研究, 认为在裂纹尖端同时存在沿裂纹方向的分量  $T_x$  和垂直于裂纹方向的分量  $T_y$ , 并认为  $T_x$  将减小翼裂纹起裂角, 并增加 II 型裂纹的断裂韧度, 而  $T_y$  则增加翼裂纹起裂角, 并增加 II 型裂纹的断裂韧度。唐世斌等<sup>[3]</sup>基于最大周向应力准则 (MTS) 研究了  $T$  应力对压剪岩石裂纹起裂及扩展的影响, 认为压剪应力下非奇异应力项  $T_x$ ,  $T_y$  对裂纹的起裂角度及断裂强度均有重要影响。而赵彦琳等<sup>[10]</sup>认为闭合裂纹尖端的应力应同时包含应力强度因子的奇异项和 3 个  $T$  应力分量即  $T_x$ ,  $T_y$  和  $T_{xy}$  的非奇异项。

而后, 基于上述研究, 学者们认为既然  $T$  应力对岩石裂纹扩展有较大影响, 因此应该在传统断裂准则中引入  $T$  应力的影响。Williams 等<sup>[1]</sup>、Finnie 等<sup>[11]</sup>提出了考虑  $T$  应力的 MTS 准则。Smith 等<sup>[12]</sup>提出了包含应力强度因子  $K_I$ ,  $K_{II}$ ,  $T$  应力及断裂过程区  $r_c$  的广义 MTS 准则, 探讨了  $T$  应力对脆性断裂的影响。Rashidi 等<sup>[13]</sup>通过考虑  $T$  应力对传统的应变能密度因子准则进行了修正。唐世斌等<sup>[14]</sup>为克服最大周向应力准则与材料参数及平面问题类型无关的不足, 提出了考虑  $T$  应力的最大周向应变断裂准则, 揭示了泊松比、侧压系数及裂纹面摩擦系数等对翼裂纹起裂的影响。赵彦琳等<sup>[10]</sup>提出了考虑  $T_x$ ,  $T_y$  和  $T_{xy}$  等 3 个  $T$  应力分量的 MTS 准则。由于 MTS 断裂准则形式简单, 其运用至今仍较为普遍, 尤其是岩石这类抗拉强度较低的材料, MTS 断裂准则似乎更能接近于实际情况。但是, 目前即使是考虑了  $T$  应力的 MTS 断裂准则, 仍然认为岩石断裂机理及翼裂纹起裂角与裂纹法向和切向刚度等裂纹变形参数无关, 而 Prudencio 等<sup>[15]</sup>通过对含断续裂纹的岩体压缩试验表明其峰值强度等力学特性同样受裂纹法向和切向刚度的影响。因此如何更全面地反映岩体及裂纹参数对岩石断裂强度及翼裂纹起裂角的影响也一直是 MTS 准则的发展趋势。

为此拟在前人研究的基础上, 针对平面问题以 MTS 准则为例研究  $T$  应力对 I - II 复合型裂纹断裂准则及翼裂纹起裂角度的影响, 进而得到能够同时考虑岩石弹性参数 (如弹性模量及泊松比) 和裂纹几何参数 (如裂纹长度及倾角)、强度参数 (如裂纹面摩擦系数) 及变形参数 (如裂纹法向及切向刚度) 的翼裂纹起裂角计算方法, 以探讨  $T$  应力对岩石压剪裂纹断裂机理的影响。

## 1 传统的岩石压剪 I - II 型复合裂纹扩展准则

根据传统断裂理论, 图 1 所示裂纹尖端应力场为

$$\left. \begin{aligned} s_x &= \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{q}{2} \left( 1 - \sin \frac{q}{2} \sin \frac{3q}{2} \right) - \frac{K_{II}}{\sqrt{2\pi r}} \sin \frac{q}{2} \left( 2 + \cos \frac{q}{2} \cos \frac{3q}{2} \right) \\ s_y &= \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{q}{2} \left( 1 + \sin \frac{q}{2} \sin \frac{3q}{2} \right) + \frac{K_{II}}{\sqrt{2\pi r}} \sin \frac{q}{2} \cos \frac{q}{2} \cos \frac{3q}{2} \\ t_{xy} &= \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{q}{2} \sin \frac{q}{2} \cos \frac{3q}{2} + \frac{K_{II}}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{q}{2} \left( 1 - \sin \frac{q}{2} \cos \frac{3q}{2} \right) \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

式中  $K_I = s_y^\infty \sqrt{\pi a}$ ,  $K_{II} = t_{xy}^\infty \sqrt{\pi a}$  为 I、II 型应力强度因子,  $s_y^\infty$ ,  $t_{xy}^\infty$  为远场应力分量;  $s_x$ ,  $s_y$  和  $t_{xy}$  为局部坐标系  $x - y$  下裂纹尖端应力;  $r$ ,  $\theta$  为极径和极角;  $a$  为裂纹半长。

用极坐标表示为

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

式中,  $s_r$ ,  $s_q$  和  $t_{rq}$  分别为极坐标  $r - \theta$  下的裂纹尖端应力。

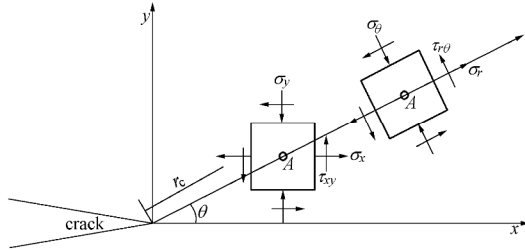


图1 裂纹尖端应力场

Fig. 1 Stresses at crack tip

对如图2所示的双向受压含倾角为  $\beta$  的中心斜裂纹试件, 在  $x - y$  坐标系中则有

$$\left. \begin{aligned} s_x &= s(\cos^2 b + k \sin^2 b), \\ s_y &= s(\sin^2 b + k \cos^2 b), \\ t_{xy} &= s(1 - k) \sin b \cos b. \end{aligned} \right\} (3)$$

MTS 准则认为翼裂纹起裂角  $q$  应满足

$$\frac{\partial s_q}{\partial q} = 0, \quad \frac{\partial^2 s_q}{\partial q^2} < 0. \quad (4)$$

将式(2)中的第2式代入式(4)可得

$$\cos \frac{q}{2} [K_I \sin q + K_{II}(3 \cos q - 1)] = 0. \quad (5)$$

当  $\cos \frac{q}{2} = 0$  时,  $q = \pm\pi$ , 此时  $(t_{rq})_{q=\pm\pi} \neq 0$ 。

若设  $q = q_0$ , 满足

$$K_I \sin q_0 + K_{II}(3 \cos q_0 - 1) = 0. \quad (6)$$

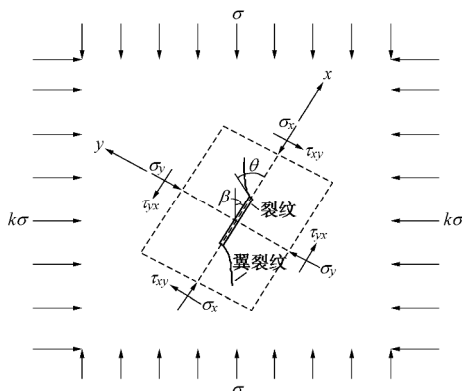


图2 双轴压缩下的倾斜裂纹受力状态

Fig. 2 Stress status of an inclined crack in biaxial compression

目前关于压应力下  $K_I$  的计算方法有两种不同的认识: ①以李世愚等<sup>[16]</sup>为代表的, 认为压应力下裂纹将闭合, 进而导致其对裂纹尖端附近的奇异应力场没有贡献, 即奇异性消失, 同时由于物质的不可侵入性,

认为  $K_I$  不可能取负值, 而应为 0。同时赵彦琳等<sup>[10]</sup>也根据裂纹表面的应力边界条件和 Muskhelishvili 基本理论得到  $K_I=0$ 。把  $K_I=0$  代入式(6)可得  $q_0=70.5^\circ$ , 即翼裂纹起裂角恒为  $70.5^\circ$ , 也就是说由传统的 MTS 准则得出的翼裂纹起裂角与裂纹倾角、长度及摩擦系数等物理力学性质均无关系, 显然这是不合理的。Lee 等<sup>[17]</sup>的试验结果也表明, 翼裂纹起裂角随着裂纹倾角的增大而增大, 且当裂纹倾角较小或较大时尤为明显, 而中间角度时则差异不大。②不少学者机械地理解裂纹闭合, 并认为此时  $K_I < 0$ , 显然这是不合理的。总之, 不考虑  $T$  应力的传统 MTS 准则不能很好地反映压剪裂纹的起裂机理。

## 2 考虑 $T$ 应力的岩石压剪 I - II 型复合裂纹扩展准则

由上述分析可知传统断裂力学不适用于压剪状态下的岩石断裂问题, 因此下面根据压剪应力下的岩石裂纹受力特点, 提出考虑  $T$  应力的压剪应力下岩石 I - II 型复合裂纹的 MTS 准则, 并研究裂纹几何、强度及变形参数对翼裂纹起裂角的影响。

Williams 等<sup>[1]</sup>将裂纹尖端的弹性应力场表示为

$$s_{ij} = A_1 r^{-1/2} f_{ij}^1(q) + A_2 f_{ij}^2 + A_3 r^{1/2} f_{ij}^3(q) + \mathbf{L}. \quad (7)$$

式中 第一项为奇异应力项, 在裂纹尖端占据主导地位; 第二项为非奇异项, 即常数项, 其与  $r$  无关; 第三项及后续项为  $r$  的高阶项, 当  $r \rightarrow 0$  时可以忽略不计。传统的断裂力学认为在裂纹尖端只需要考虑第一项对应力场的影响, 而第二项可以忽略不计。

而目前研究认为闭合裂纹尖端的应力场应同时包含应力强度因子和 3 个  $T$  应力分量即  $T_x$ ,  $T_y$  和  $T_{xy}$ , 由此可得裂纹尖端的应力场为(对于压剪裂纹,  $K_I=0$ ):

$$\left. \begin{aligned} s_x &= -\frac{K_{II}}{\sqrt{2\pi r}} \sin \frac{q}{2} \left( 2 + \cos \frac{q}{2} \cos \frac{3q}{2} \right) + T_x, \\ s_y &= \frac{K_{II}}{\sqrt{2\pi r}} \sin \frac{q}{2} \cos \frac{q}{2} \cos \frac{3q}{2} + T_y, \\ t_{xy} &= \frac{K_{II}}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{q}{2} \left( 1 - \sin \frac{q}{2} \cos \frac{3q}{2} \right) + T_{xy}. \end{aligned} \right\} (8)$$

将式(8)转换为极坐标可得

$$\left. \begin{aligned} s_{rr} &= \frac{K_{II}}{2\sqrt{2\pi r}} (3 \cos q - 1) \sin \frac{q}{2} + T_x \cos^2 q + T_y \sin^2 q + T_{xy} \sin(2q), \\ s_{qq} &= -\frac{3K_{II}}{2\sqrt{2\pi r}} \sin q \cos \frac{q}{2} + T_x \sin^2 q + T_y \cos^2 q - T_{xy} \sin(2q), \\ t_{rq} &= \frac{K_{II}}{2\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{q}{2} (3 \cos q - 1) + \frac{1}{2} (T_y - T_x) \sin 2q + T_{xy} \cos(2q). \end{aligned} \right\} (9)$$

由式(9)可知, 无论采用何种断裂准则, 都将有  $T$  应力的存在, 它无疑会对翼裂纹的起裂角度、起裂强度及扩展路径等产生影响。Ayatollahi 等<sup>[18]</sup>也指出在裂纹尖端附近, 奇异应力项将比  $T$  应力大很多, 此时  $T$  应力可以忽略; 然而, 在裂纹起裂的临界裂纹区范围

内, 奇异应力降低,  $T$  应力所占比重自然增大, 此时  $T$  应力不能再被忽略。

对图 2 所示倾斜裂纹,  $T$  应力则可表示为<sup>[10]</sup>

$$\left. \begin{aligned} T_x &= S(\cos^2 b + k \sin^2 b), \\ T_y &= S(\sin^2 b + k \cos^2 b), \\ T_{xy} &= fS(\sin^2 b + k \cos^2 b). \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

由此可得裂纹尖端的最大主应力为

$$S_1 = (S_q)_{\max} = -\frac{3K_{II}}{2\sqrt{2\pi r}} \sin q \cos \frac{q}{2} + T_x \sin^2 q + T_y \cos^2 q - T_{xy} \sin(2q). \quad (11)$$

对于完整岩石, 在如图 2 所示的双轴压缩下, 倾角为  $b$  的截面上的正应力  $s'_b$  和切应力  $t'_b$  为

$$\left. \begin{aligned} s'_b &= S(\sin^2 b + k \cos^2 b), \\ t'_b &= S(1-k) \sin b \cos b. \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

而当岩体含一条倾角为  $b$ 、长度为  $2a$  的裂纹时, 由于裂纹的力学性质远远低于相应的完整岩石, 因此裂纹面上的正应力和切应力将明显受到裂纹的影响。此时裂纹面上的正应力  $s_b$  和切应力  $t_b$  则为

$$\left. \begin{aligned} s_b &= (1-C_n)S(\sin^2 b + k \cos^2 b), \\ t_b &= (1-C_s)S(1-k) \sin b \cos b. \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

式中,  $C_n$ ,  $C_s$  分别为裂纹传压及传剪系数<sup>[19]</sup>,  $C_n = \frac{\pi a}{\pi a + \frac{E}{(1-n^2)k_n}}$ ,  $C_s = \frac{\pi a}{\pi a + \frac{E}{(1-n^2)k_s}}$ ; 当  $a=0$  cm 时, 即岩石中不含裂纹, 为完整岩石, 那么  $C_n=C_s=0$ , 而式 (13) 即为式 (12)。

由图 2 所示的裂纹受力特点, 可得裂纹面上的有效滑移驱动力  $t_{\text{eff}}$  为

$$t_{\text{eff}} = \begin{cases} 0 & (t_b \leq f s_b) \\ t_b - f s_b & (t_b > f s_b) \end{cases}. \quad (14)$$

把式 (14) 代入 II 型裂纹的尖端应力强度因子计算公式, 即  $K_{II} = t_{\text{eff}} \sqrt{\pi a}$ , 可得

$$K_{II} = \begin{cases} 0 & (t_b \leq f s_b) \\ [t_b - f s_b] \sqrt{\pi a} & (t_b > f s_b) \end{cases}. \quad (15)$$

采用 MTS 准则, 将式 (10), (15) 代入式 (11) 可得

$$(S_q)_{\max} = \begin{cases} S(\cos^2 b + k \sin^2 b) \sin^2 q + S(\sin^2 b + k \cos^2 b) \cos^2 q - fS(\sin^2 b + k \cos^2 b) \sin 2q & (t_b \leq f s_b), \\ -\frac{3}{2\sqrt{2\pi r}} [(1-C_s)(1-k) \sin b \cos b - f(1-C_n) \cdot (\sin^2 b + k \cos^2 b)] S \sqrt{\pi a} \cos \frac{q}{2} \sin q + S(\cos^2 b + k \sin^2 b) \sin^2 q + S(\sin^2 b + k \cos^2 b) \cos^2 q - fS(\sin^2 b + k \cos^2 b) \sin 2q & (t_b > f s_b). \end{cases} \quad (16)$$

设  $a = \sqrt{2r_c/a}$  为裂纹尖端相对临界尺寸, 即把式 (16) 代入式 (4) 可得

$$\begin{aligned} (1) \text{ 当 } t_b \leq f s_b \text{ 时,} \\ (1-k) \sin 2q \cos 2b - 2f \cos 2q (\sin^2 b + k \cos^2 b) = 0, \\ (1-k) \cos 2q \cos 2b + 2f \sin 2q (\sin^2 b + k \cos^2 b) < 0. \end{aligned} \quad (17)$$

$$\begin{aligned} (2) \text{ } t_b > f s_b \text{ 时,} \\ \frac{3}{2a} [(1-C_s)(1-k) \sin b \cos b - f(1-C_n)(\sin^2 b + k \cos^2 b)] \cdot \left[ \cos \frac{q}{2} \cos q - \frac{1}{2} \sin \frac{q}{2} \sin q \right] - (1-k) \sin 2q \cos 2b + 2f \cos 2q (\sin^2 b + k \cos^2 b) = 0, \\ \frac{3}{2a} [(1-C_s)(1-k) \sin b \cos b - f(1-C_n)(\sin^2 b + k \cos^2 b)] \cdot \left[ \frac{5}{4} \cos \frac{q}{2} \sin q + \sin \frac{q}{2} \cos q \right] + 2(1-k) \cos 2q \cos 2b + 4f \sin 2q (\sin^2 b + k \cos^2 b) < 0. \end{aligned} \quad (18)$$

式中,  $r_c$  为材料的临界裂纹区, 是材料性能参数<sup>[20]</sup>。

由式 (18) 可知, 翼裂纹起裂角  $q$  不但与岩石的弹性模量  $E$ 、泊松比  $n$  有关, 而且还与裂纹尺寸  $2a$ 、倾角  $b$ 、裂纹摩擦系数  $f$ 、裂纹法向及切向刚度  $k_n$  和  $k_s$ 、裂纹尖端的临界尺寸  $r_c$  等都有关系。

但是需要注意的是在传统断裂准则中, 由于未考虑裂纹尖端非奇异应力项的影响, 在求解式 (4) 时可将  $r^{-1/2}$  项消除, 因此  $r_c$  的大小问题得以回避。但是, 如果在应力分量中考虑了  $T$  应力的影响, 则  $r_c$  不能消除。根据 Williams 等的试验结果<sup>[1]</sup>, 当  $a=0.1$  时较为理想。对岩石等材料而言, 其  $r_c$  一般比金属和有机玻璃等材料更大, 如 Ayatollahi 等<sup>[21]</sup>指出大理岩 (意大利)、石灰岩 (沙特阿拉伯)、花岗岩 (韩国) 的  $r_c$  分别为 0.6, 5.2, 0.8 mm。

### 3 算例分析

下面采用 Bobet<sup>[22]</sup>的试验结果对本文所提出的方法进行验证, 试验所用石膏试件含一条中心预制斜裂纹, 试件受单轴压缩, 其物理力学参数为:  $E=5.96$  GPa,  $n=0.15$ ,  $2a=1.27$  cm,  $k=0$ ,  $r_c=0.22$  mm (即  $a=0.26$ ), 根据经验取其他参数为:  $k_n=2$  GPa/cm,  $k_s=1$  GPa/cm,  $f=0.2$ 。翼裂纹起裂角随裂纹倾角的变化规律如图 3, 可以看出当考虑  $T$  应力对裂纹扩展的影响时, 翼裂纹起裂角  $q$  不再是经典的  $70.5^\circ$ , 而是随着裂纹倾角  $\beta$  的增大而增大, 这与 Bobet<sup>[22]</sup>的试验结果吻合较好, 尤其是当裂纹倾角小于  $45^\circ$  时。同时由本文方法所得计算结果可知, 当裂纹倾角为  $0^\circ$  时, 即裂纹方向与荷载方向平行, 那么此时试件将产生劈裂破坏, 即此

时翼裂纹起裂角为  $0^\circ$ ；而当裂纹倾角为  $90^\circ$  时，此时裂纹为水平，与荷载方向垂直，那么此时试件将产生近似垂直于裂纹的翼裂纹，此时翼裂纹起裂角计算值为  $79.1^\circ$ ，这在逻辑上也是合理的。因此可以认为考虑  $T$  应力后的岩石压剪断裂模型能更客观地反映其内在破坏机制。

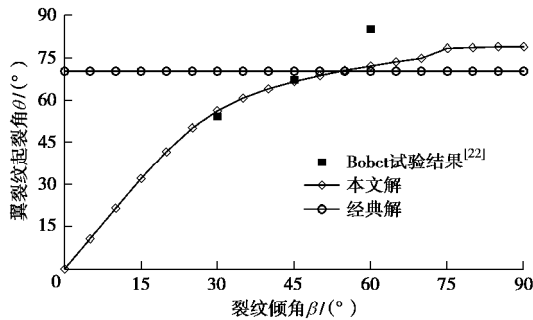


图3 单轴压缩下翼裂纹起裂角  $q$  与裂纹倾角  $b$  的关系

Fig. 3 Relationship between initiation angle  $q$  of wing crack and dip angle  $b$  of flaw in uniaxial compression

另外由前述分析可知，翼裂纹起裂角与岩石及裂纹参数等密切相关，因此下面采用参数敏感性分析研究不同参数对翼裂纹起裂角的影响。这里采用单因素参数分析法，即假定当某一参数改变时，其余参数均不变。

#### (1) $a$ 对翼裂纹起裂角的影响

取  $a$  分别为 0.01, 0.05, 0.1, 0.2, 0.4，同时仍与 Bobet<sup>[22]</sup> 的试验结果进行对比。由图 4 的计算结果可知：①首先从曲线的总体变化趋势来看，随着裂纹倾角的增加，翼裂纹起裂角均是先由  $0^\circ$  迅速增加，而后出现一段相对平稳期，最后又较快地增加。这说明翼裂纹起裂角随裂纹倾角  $b$  而变化，不是恒为  $70.5^\circ$  的经典解。从与 Bobet<sup>[22]</sup> 的试验结果对比来看，本文方法的计算结果与试验结果的吻合也更好，说明本文所建立的模型是比较合理的。②其次，从翼裂纹起裂角随  $a$  的变化来看，当  $a$  较小时，曲线基本呈三段变化，即首先翼裂纹起裂角由  $0^\circ$  迅速增加到  $70.5^\circ$  左右，而后又逐渐增加到  $79^\circ$  附近。由  $a$  的物理意义可知，当  $a$  较大，裂纹尖端临界尺寸则相对较大，即裂纹尖端塑性变形明显，此时翼裂纹起裂角则受裂纹倾角影响较大。相反，对于脆性破坏特征明显的材料而言，其裂纹尖端塑性区较小，即  $a$  较小，相应地翼裂纹起裂角也更趋于经典解，这从另一方面说明经典解更适用于脆性材料的破坏。

#### (2) 岩石弹性模量 $E$ 对翼裂纹起裂角的影响

取  $E$  分别为 1, 5, 10, 15 GPa，同时仍与 Bobet<sup>[22]</sup> 的试验结果进行对比。由图 5 所示计算结果可知：①从曲线的总体变化趋势来看，随着岩石弹性模量  $E$  的增加，翼裂纹起裂角均是先由  $0^\circ$  较平稳地增加到

$79.1^\circ$ 。这也说明翼裂纹起裂角是随裂纹倾角  $b$  而变化，且当  $E \geq 5$  GPa 时，理论计算结果与 Bobet<sup>[22]</sup> 的试验结果吻合较好。②其次，从翼裂纹起裂角随岩石弹性模量  $E$  的变化来看，当  $E$  较小时，翼裂纹起裂角较小，且与试验结果偏差较大，而  $E$  增加到一定程度后，如在本算例中当  $E \geq 5$  GPa 时，其对翼裂纹起裂角的影响几乎可以忽略不计。这说明当岩石弹性模量达到一定程度后，其对翼裂纹起裂角的影响较小。

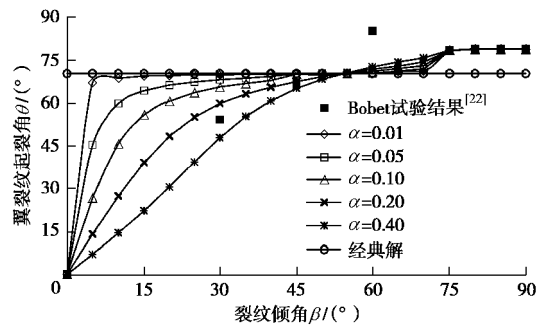


图4  $a$  对单轴压缩下翼裂纹起裂角  $q$  的影响

Fig. 4 Effects of  $a$  on initiation angle  $q$  of wing crack in uniaxial compression

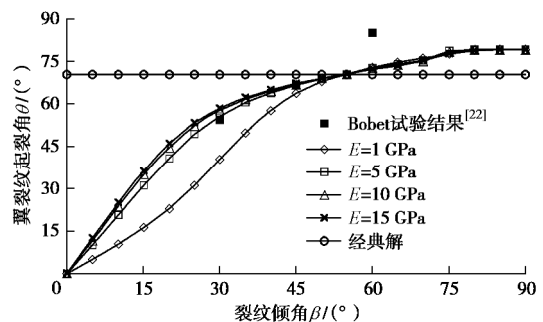


图5  $E$  对单轴压缩下翼裂纹起裂角  $\theta$  的影响

Fig. 5 Effects of  $E$  on initiation angle  $\theta$  of wing crack in uniaxial compression

#### (3) 摩擦系数 $f$ 对翼裂纹起裂角的影响

取  $f$  分别为 0.1, 0.2, 0.3, 0.4，同时仍与 Bobet<sup>[22]</sup> 的试验结果进行对比。由图 6 计算结果可知：①从曲线的总体变化趋势来看，随着裂纹面摩擦系数的增加，翼裂纹起裂角均是先由  $0^\circ$  较平稳地增加到  $80^\circ$  左右。这也说明翼裂纹起裂角是随裂纹倾角  $b$  而变化，且理论计算结果与 Bobet<sup>[22]</sup> 的试验结果吻合较好。②从翼裂纹起裂角随裂纹面摩擦系数的变化来看，当裂纹倾角  $b \leq 45^\circ$  时，翼裂纹起裂角随裂纹面摩擦系数的变化很小，且与试验结果误差较小；而  $b \geq 45^\circ$  时，随着裂纹面摩擦系数的增加，翼裂纹起裂角越来越大，且与试验结果的吻合也越好。这是因为当裂纹面摩擦系数增加到一定程度后，沿裂纹面的下滑力将小于其摩擦力，因而将不会发生剪切滑移，此时  $K_I, K_{II}$  均为 0，岩石将发生张拉破坏。

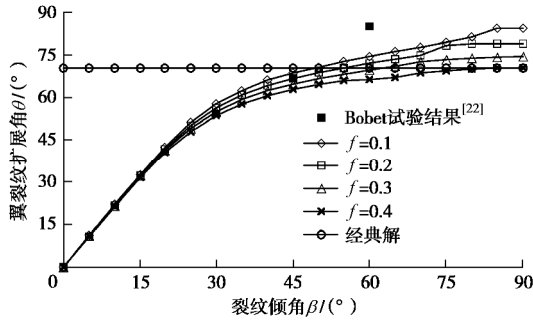


图 6  $f$  对单轴压缩下翼裂纹起裂角  $\theta$  的影响

Fig. 6 Effects of  $f$  on initiation angle  $\theta$  of wing crack in uniaxial compression

(4) 法向刚度  $k_n$  及切向刚度  $k_s$  对翼裂纹起裂角的影响

分别取  $k_n$  为 0.2, 2, 20 GPa/cm,  $k_s$  为 0.1, 1, 10 GPa/cm, 同时仍与 Bobet<sup>[22]</sup> 的试验结果进行对比。由图 7, 8 计算结果可知: ①首先, 由图 7 可以看出, 从曲线的总体变化趋势来看, 随着裂纹面法向刚度的增加, 翼裂纹起裂角均是先由  $0^\circ$  较平稳地增加到约  $80^\circ$ , 且与 Bobet<sup>[22]</sup> 的试验结果吻合较好。这与上述几种情况的变化规律类似。且随着裂纹面法向刚度的增加, 翼裂纹起裂角的变化幅度并不是很明显, 这说明随着裂纹面法向刚度对翼裂纹起裂角的影响并不大。②其次, 由图 8 可以看出, 当裂纹面法向刚度较小时, 翼裂纹起裂角随着裂纹倾角的变化规律的理论计算结果与试验结果吻合较好, 而当裂纹倾角增加到一定程度时, 如当  $k_s=10$  GPa/cm 时, 翼裂纹起裂角的变化幅度较大, 且与试验结果的误差也较大。因此, 可以认为裂纹面切向刚度对翼裂纹起裂角的影响更大。这主要是因为, 在压剪应力下, 倾斜裂纹面上的切应力对其滑移破坏影响更大, 而切应力则受裂纹面切向刚度的影响更为严重。

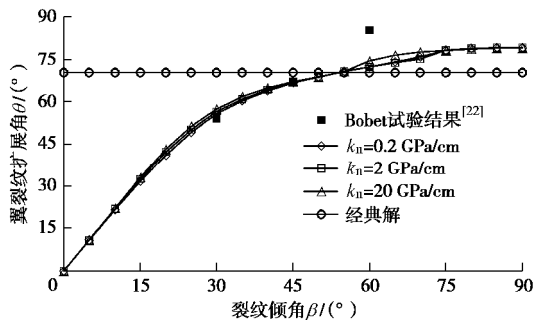


图 7  $k_n$  对单轴压缩下翼裂纹起裂角  $\theta$  的影响

Fig. 7 Effects of  $k_n$  on initiation angle  $\theta$  of wing crack in uniaxial compression

(5) 侧压系数  $k$  对翼裂纹起裂角的影响

取  $k$  分别为 0/0.1/0.2/0.3, 同时仍与 Bobet<sup>[22]</sup> 的试验结果进行对比。由图 9 计算结果可知: ①首先从曲线的总体变化趋势来看, 随着侧压系数的增加, 翼裂纹起裂角均是先由  $0^\circ$  较平稳地增加到约  $80^\circ$ , 且与

Bobet<sup>[22]</sup> 的试验结果吻合较好。当裂纹倾角较小时, 其与试验结果的吻合较好, 这与上述几种情况的变化规律类似。②其次从曲线的总体变化幅度来看, 当  $k$  由 0 增加到 0.3 时, 曲线总体变化幅度较小, 这说明  $k$  对翼裂纹起裂角的影响不是很显著。

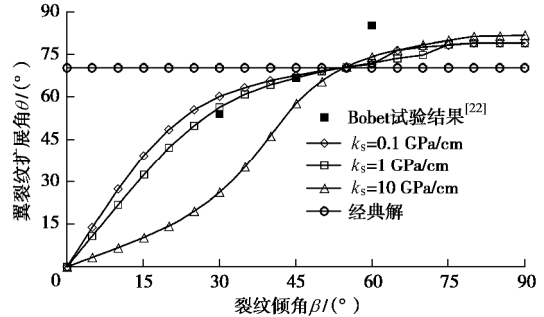


图 8  $k_s$  对单轴压缩下翼裂纹起裂角  $\theta$  的影响

Fig. 8 Effects of  $k_s$  on initiation angle  $\theta$  of wing crack in uniaxial compression

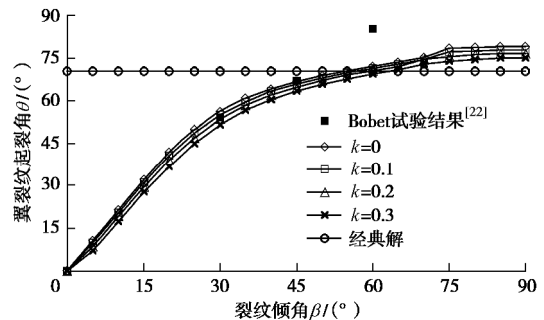


图 9  $k$  对单轴压缩下翼裂纹起裂角  $\theta$  的影响

Fig. 9 Effects of  $k$  on initiation angle  $\theta$  of wing crack in uniaxial compression

### 4 结 论

(1) 针对传统断裂理论未能考虑裂纹尖端非奇异应力项即  $T$  应力的不足, 提出了考虑  $T$  应力的修正 MTS 准则。同时结合压剪应力下的裂纹受力特点, 在上述准则中还引入了裂纹面法向及切向刚度。最终建立了能够同时考虑岩石参数及裂纹几何参数 (如裂纹倾角、长度等)、强度参数 (裂纹面摩擦系数) 及变形参数 (裂纹面法向及切向刚度) 的 MTS 准则, 更客观地反映了岩石压剪裂纹起裂机理。

(2) 算例表明由本文方法计算得到的翼裂纹起裂角与试验结果吻合较好, 这说明压剪应力下的翼裂纹起裂角同时受到岩石及裂纹参数和外力的共同影响, 而不是恒为  $70.5^\circ$  的经典解。

(3) 通过参数敏感性分析发现  $a$  对翼裂纹起裂角的影响最大。其次, 岩石弹性模量及裂纹面切向刚度对翼裂纹起裂角的影响次之。而裂纹面法向刚度、裂纹面摩擦系数、侧压系数等对翼裂纹起裂角的影响最小。

## 参考文献:

- [1] WILLIAMS J G, EWING P D. Fracture in complex stress: the angled crack problem[J]. International Journal of Fracture, 1972, **8**(4): 416 - 441.
- [2] GUPTA M, ALDERLIESTEN R C, BENEDICTUS R. A review of  $T$ -stress and its effects in fracture mechanics[J]. Engineering Fracture Mechanics, 2015, **134**: 218 - 241.
- [3] 唐世斌, 黄润秋, 唐春安.  $T$  应力对岩石裂纹扩展路径及起裂强度的影响研究[J]. 岩土力学, 2016, **37**(6): 1521 - 1529, 1549. (TANG Shi-bin, HUANG Run-qiu, TANG Chun-an. Effect of  $T$ -stress on crack growth path in rock and fracture strength[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, **37**(6): 1521 - 1529, 1549. (in Chinese))
- [4] WILLIAMS M L, CALIF P. On the stress distribution at the base of a stationary crack[J]. Journal of Applied Mechanics, 1957, **24**(1): 109 - 114.
- [5] CHRISTOPHER C J, JAMES M N, PATTERSON E A, et al. A quantitative evaluation of fatigue crack shielding forces using photoelasticity[J]. Engineering Fracture Mechanics, 2008, **75**(14): 4190 - 4199.
- [6] COLOMBO C, DU Y, JAMES M N, et al. On crack tip shielding due to plasticity-induced closure during an overload[J]. Fatigue Fracture Engineering Material Structure, 2010, **33**(12): 766 - 777.
- [7] MATVIENKO Y G. Maximum average tangential stress criterion for prediction of the crack path[J]. International Journal of Fracture, 2012, **176**(1): 113 - 118.
- [8] SMITH D J, AYATOLLAHI M R, PAVIER M J. The role of  $T$ -stress in brittle fracture for linear elastic materials in mixed-mode loading[J]. Fatigue Fracture Engineering Material Structure, 2001, **24**(2): 137 - 150.
- [9] LI X F, LIU G L, LEE K Y. Effects of  $T$ -stresses on fracture initiation for a closed crack in compression with frictional crack faces[J]. International Journal of Fracture, 2009, **160**(1): 19 - 30.
- [10] 赵彦琳, 范勇, 朱哲明, 等.  $T$  应力对闭合裂纹断裂行为的理论和实验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2018, **37**(6): 1340 - 1349. (ZHAO Yan-lin, FAN Yong, ZHU Zhe-ming, et al. Analytical and experimental study on the effect of  $T$ -stress on behavior of closed cracks[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2018, **37**(6): 1340 - 1349. (in Chinese))
- [11] FINNIE I, SAITH A. A note on the angled crack problem and the directional stability of cracks[J]. International Journal of Fracture, 1973, **9**(4): 484 - 486.
- [12] SMITH D J, AYATOLLAHI M R, PAVIER M J. The role of  $T$ -stress in brittle fracture for linear elastic materials in mixed-mode loading[J]. Fatigue and Fracture of Engineering Materials and Structures, 2001, **24**: 137 - 150.
- [13] RASHIDI M M, AYATOLLAHI M R, BERTO F. Rock fracture toughness in mode II loading: a theoretical model based on local strain energy density[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2018, **51**: 243 - 253.
- [14] 唐世斌, 黄润秋, 唐春安, 等. 考虑  $T$  应力的最大周向应变断裂准则研究[J]. 土木工程学报, 2016, **49**(9): 87 - 95. (TANG Shi-bin, HUANG Run-qiu, TANG Chun-an, et al. Study on fracture criterion based on the maximum tangential strain considering the  $T$ -stress[J]. China Civil Engineering Journal, 2016, **49**(9): 87 - 95. (in Chinese))
- [15] PRUDENCIO M, van SINT J M. Strength and failure modes of rock mass models with non-persistent joints[J]. International Journal of Rock mechanics & Mining Sciences, 2007, **46**(6): 890 - 902.
- [16] 李世愚, 和泰名, 尹祥础. 岩石断裂力学导论[M]. 合肥: 中国科学技术大学出版社, 2010. (LI Shi-yu, HE Tai-ming, YIN Xiang-chu. Introduction of rock fracture mechanics[M]. Hefei: University of Science and Technology of China Press, 2010. (in Chinese))
- [17] LEE H, JEON S. An experimental and numerical study of fracture coalescence in pre-cracked specimens in uniaxial compression[J]. International Journal of Solids and Structures, 2011, **48**: 979 - 999.
- [18] AYATOLLAHI M R, ALIHA M R M. On the use of Brazilian disc specimen for calculating mixed mode I-II fracture toughness of rock materials[J]. Engineering Fracture Mechanics, 2008, **75**: 4631 - 4641.
- [19] LIU T Y, CAO P, LIN H. Damage and fracture evolution of hydraulic fracturing in compression-shear rock cracks[J]. Theoretical and Applied Fracture Mechanics, 2014, **74**: 55 - 63.
- [20] WILLIAMS M L, CALIF P. On the stress distribution at the base of a stationary crack[J]. Journal of Applied Mechanics, 1957, **24**(1): 109 - 114.
- [21] AYATOLLAHI M R, ALIHA M R M. On the use of Brazilian disc specimen for calculating mixed mode I - II fracture toughness of rock materials[J]. Engineering Fracture Mechanics, 2008, **75**: 4631 - 4641.
- [22] BOBET A. The initiation of secondary cracks in compression[J]. Engineering Fracture Mechanics, 2000, **66**: 187 - 219.

DOI: 10.11779/CJGE201907015

# 福岛核泄漏引发河湖库底泥污染及处置：实例研究

刘既明<sup>1,3</sup>, 朱伟<sup>2,3</sup>, 吴思麟<sup>1,3</sup>

(1. 河海大学土木与交通学院, 江苏 南京 210024; 2. 河海大学环境学院, 江苏 南京 210024;  
3. 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)

**摘要:** 福岛核电站泄漏事故造成的水体污染问题主要聚焦于用水安全及辐射剂量。日本环境省的调查显示水体的放射性污染物主要累积于底泥之中, 用水安全问题较小, 可以得到保障。就底泥放射物的辐射问题而言, 由于水对 $\gamma$ 射线有遮蔽作用, 水深较大的水体暂时不会对人体造成危害, 而水深较小存在枯水期的池塘则可能需要进行处理。针对这类水体的处理日本各施工企业因地制宜地开发使用了多种新的工法。本文梳理了核泄漏事故后日本政府进行或发起的水体污染调查、研究, 和污染处理的决策、施工等过程, 介绍了其中有代表性的一些处理工法, 此外还介绍了福岛第一核电站港湾内高放射性污染浮泥的原位覆盖处理实例。

**关键词:** 核污染处理; 底泥污染; 底泥处理; 薄层疏浚; 原位覆盖

中图分类号: TU461 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2019)07-1303-08

**作者简介:** 刘既明(1995—), 男, 硕士研究生, 主要从事疏浚淤泥资源化利用的理论和技術方面的研究工作。E-mail: [kimingliu@yeah.net](mailto:kimingliu@yeah.net)。

## Sediment contamination and disposal after Fukushima nuclear accident: a case study

LIU Ji-ming<sup>1,3</sup>, ZHU Wei<sup>2,3</sup>, WU Si-lin<sup>1,3</sup>

(1. College of Civil and Transportation Engineering, Hohai University, Nanjing 210024, China; 2. College of Environment, Hohai University, Nanjing 210024, China; 3. Key Laboratory of Ministry of Education for Geomechanics and Embankment Engineering, Hohai University, Nanjing 210024, China)

**Abstract:** Fukushima nuclear accident has caused serious pollution, including water body pollution. The water contamination and radiation from contaminated sediments have raised great concern among Japanese government and the public. A survey conducted by Ministry of Environment of Japan shows that most radioactive contaminants in water bodies are accumulated in sediments, and the water contamination is negligible under most circumstances. It has no need to deal with the contaminated sediments that constantly lie under several meters of water, for water shields  $\gamma$ -rays. However, the ponds in rural area with a dry period may have the necessity of disposal. Various construction companies in Japan have developed a variety of disposal methods according to the local conditions. This paper presents the investigations and researches of water body pollution initiated by Japanese Government, and the process of decision-making and operation of pollution treatment, with some representative new methods and their application cases. An introduction to the unique example of in-situ coverage for fluid mud within the harbor of Fukushima Daiichi Nuclear Power Plant is presented as well.

**Key words:** nuclear accident; contaminated sediment; sediment treatment; thin dredging; in-situ coverage

## 0 引言

2011年3月11日东日本大地震后, 福岛第一核电站发生了严重的核泄漏事故, 使遭受震灾的日本又被蒙上核污染的阴影。大量放射性物质通过大气和水循环扩散, 落入土壤、水体, 或是被生物吸收, 最终都威胁到了居民的安全; 泄漏的放射性物质主要有碘-131, 铯-134, 铯-137, 半衰期分别为 8.3 d, 2.1 a, 30 a, 所以核泄漏不仅短时间内危害巨大, 长期安全

问题也需要解决。就长期安全问题而言, 除了土壤和植被, 水体的安全也因其与居民日常生活紧密联系的特性而备受关注。水体安全问题主要有两个方面: ①

基金项目: 国家重点基础研究发展计划(“973”计划)项目(2015CB057803); 中央高校基本科研业务费专项资金项目(2017B702X14)

收稿日期: 2018-08-02

\*通讯作者(E-mail: [zhuweiteam.hhu@gmail.com](mailto:zhuweiteam.hhu@gmail.com))

用水安全问题,居民日常生活直接接触的生活用水、农业和工业生产用水等都需要保证水中的放射物浓度在安全范围以内;②水体辐射问题,水和底泥中的放射物可能产生较大的辐射,威胁居民的安全。

针对用水安全问题,日本厚生劳动省发布了通知,规定饮用水和自来水中的铯-134和铯-137放射物比度不得高于 $10 \text{ Bq/kg}^{[1-2]}$ 。这就要求水厂做到选用安全的水源或采取处理措施使出厂水质达到安全标准要求。对于直接用作饮用水源的一般水井,厚生劳动省文件规定应由政府组织检测水质,放射物比度超标将不推荐使用。

应对水体辐射问题,日本政府则先发起调查先掌握污染程度、危害程度、污染规律等情况,再相应地加以研究论证,随后征集解决方案、试行并推广。其中,环境省<sup>[3]</sup>发起的调查发现,水体中的放射性污染物主要存在于底泥中,因此,污染水体的处理就聚焦在污染底泥的处理处置问题上了。那么,受灾地区污染水体中底泥的污染程度如何,什么污染程度会对周边居民造成危害并且有必要对其进行处理,以及怎样处理,处理到什么程度,这些都是处理、处置污染底泥中所要面对的具体问题。本文主要围绕以上几个问题对日本福岛核泄漏事故后底泥污染及处理处置情况进行介绍。

## 1 底泥污染调查

事故发生后,日本政府环境省组织开展了每年一次的公共水域放射性物质跟踪调查。调查的对象主要为受影响的8个县和东京部分区域的河流、湖泊、水库、池塘等水体,以及离岸 $1\sim 2 \text{ km}$ 的近海海域。此项调查围绕水体中水与底泥的放射物含量以及现场的辐射量展开。此项调查每年多次对600余个水体的水、底泥、水体周边土壤样本进行采集,并现场测定水体附近的辐射剂量。调查的采样及现场测量方法如表1所示。

放射物的测量主要针对半衰期较长的铯-134和铯-137,其含量采用的指标是放射物比度,单位是 $\text{Bq/L}$ (水样)和 $\text{Bq/kg}$ (泥样),采用锗半导体探测器测定,为表示方便,以下铯-134和铯-137的放射物比度均直称放射物比度;辐射量为现场测定,采用指标为辐射剂量,单位为 $\mu\text{Sv/h}$ ,使用 $\text{NaI(Tl)}$ 闪烁谱仪测定。

综合2011年—2016年年度调查报告数据<sup>[3]</sup>,可以总结出各类水体污染总体概况,表2中显示的是除去个别污染严重的水体后的绝大多数水体的水样及底泥样的放射物比度所在的区间。

表1 采样及现场测量方法概要<sup>[4]</sup>

试样与项目	要点
水	桥上或水岸使用采水器或舀子取3L表层(表面至50 cm深)水样
底泥	桥上或水岸使用Ekman-Birge小型箱式采泥器或勺子取3 L表层(表面至10 cm深)泥样,采样3次以上,随后混合
河流	在调查点上游堤岸靠河流一侧左右两边各取一处采样,使用采土器或小铲取表层(表面至5 cm深)土壤,每处取5个点(相隔 $3\sim 5 \text{ m}$ )并混合土样
周边土壤	土壤采样点处使用 $\text{NaI(Tl)}$ 闪烁谱仪在地面以上1 m高处测定辐射剂量的值
辐射剂量	土壤采样点处使用 $\text{NaI(Tl)}$ 闪烁谱仪在地面以上1 m高处测定辐射剂量的值
湖泊、水库、池塘	船上或水岸使用采水器或舀子取表层(表面至50 cm深)及底层(距湖底1 m处)水样各3 L
底泥	船上或水岸使用Ekman-Birge小型箱式采泥器或勺子取3 L表层(表面至10 cm深)泥样,采样3次以上,随后混合
周边土壤	在调查点上游堤岸靠水体一侧左右两边各取一处采样,使用采土器或小铲取表层(表面至5 cm深)土壤,每处取5个点(相隔 $3\sim 5 \text{ m}$ )并混合土样
辐射剂量	土壤采样点处使用 $\text{NaI(Tl)}$ 闪烁谱仪在地面以上1 m高处测定辐射剂量的值
近海	船上使用采水器或舀子取表层(表面至50 cm深)及底层(距海底1 m处)水样各3 L
底泥	船上或水岸使用Ekman-Birge小型箱式采泥器或抓斗式采泥器取3 L表层(表面至10 cm深)泥样,采样3次以上,随后混合

表2 2011年—2016年水体放射污染调查结果概要<sup>[3]</sup>

Table 2 Results of radioactive contamination in water body during 2011-2016

年份	水样	泥样		
		河流	湖泊水库池塘	近海
2011	基本未检出	2000 Bq/kg以下	2000 Bq/kg以下	600Bq/kg以下
2012	基本未检出	3000Bq/kg以下	3000 Bq/kg以下	600Bq/kg以下
2013	基本未检出	1000 Bq/kg以下	3000 Bq/kg以下	150Bq/kg以下
2014	基本未检出	1000 Bq/kg以下	3000 Bq/kg以下	150Bq/kg以下
2015	基本未检出	300 Bq/kg以下	3000 Bq/kg以下	300Bq/kg以下
2016	基本未检出	200 Bq/kg以下	3000 Bq/kg以下	200Bq/kg以下

由表2可以看出,水样自2011年起,绝大部分均未达到检出限 $1 \text{ Bq/L}$ ,各年度调查报告的数据显示,个别水样放射物比度较高,但未有超过 $100 \text{ Bq/L}$ 的记录;底泥的数据中,河流和近海的底泥样本的放射物比度相对较低,且随时间有下降趋势,湖泊、水库、池塘样本较河流和近海高,随时间无明显下降趋势。

由2011年—2016年度调查报告数据,周边土壤污染程度、水体的辐射剂量数据较分散且波动较大,有

高有低, 环境省除染团队<sup>[5]</sup>对各年度调查数据进行了整理, 得出了以下两点结论: ①水体底泥放射物比度一般低于周边土壤放射物比度。②河流与湖泊、水库、池塘的周边辐射剂量与土壤放射物比度存在良好的相关性。

水体周边土壤放射物比度一般高于底泥, 是应当重视的问题, 但需要指出的是, 针对放射物含量高的土壤、植物, 环境省发起了“除染行动”, 即将生活区受污染的土壤和植物除去, 并在指定地点处理、堆放, 因此土壤的处理不再加以细述。

对于水以及底泥而言, 一般认为水中放射性铯同位素存在极少, 且绝大部分符合饮用水辐射安全标准, 但底泥中富存了放射性铯同位素, 尤其是湖泊、水库、池塘等水体底泥的放射物比度明显高于河流与近海水域, 且其时常作为水源, 是需要重点关注的对象。

## 2 处理处置原则

在对水体的核污染特征有了整体的把握之后, 需要回答的问题主要有三个: ①一定的核污染程度相应会造成多大程度的危害? ②在什么情况下需要处理污染底泥? ③需要处理到什么程度?

对于水而言, 日本厚生劳动省2012年3月发布的两则通知明确规定了饮用水和自来水的放射物比度不得高于10 Bq/L, 绝大部分水体中的水在辐射安全层面上是达标的。

对于固体废弃物而言, 环境省<sup>[6]</sup>曾对废弃物放射物比度和其辐射剂量以及工人、居民与废弃物的接触时间进行过换算, 换算结果如表3所示。按1990年国际辐射防护委员会给出的建议辐射剂量限值1 mSv/a计算, 在不加防护的情况下, 放射物比度8000 Bq/kg以下的废弃物对公众和相关作业人员是安全的, 而8000 Bq/kg以上的固体废弃物则需要特别处理, 日本也通过立法将这些废弃物定为需要特殊处理的废弃物, 由国家层面组织专业力量进行处理。

根据以上标准, 可以认为水的辐射安全基本不成问题。而绝大多数水体底泥的放射物比度处于8000 Bq/kg以下的水平, 处于安全范围内。

此外, 日本原子力研究所<sup>[7]</sup>的研究表明, 1 m深的水大约能将底泥产生的辐射剂量减小100倍, 1.3 m深的水可缩小辐射剂量1000倍, 当水深达到1.6 m缩减倍数可以达到10000 (如图1)。因此, 对近海、河流、湖泊和水库而言, 即使存在底泥放射物比度大量超标的情况, 只要常年可以保持的足够水深就能提供辐射安全的保障。但对于靠近居住地且水位变化较大甚至存在干水期的池塘而言, 存在没有足够深度的水, 甚

至没有水对 $g$ 射线进行遮蔽的情况, 这样就存在一定的风险。

表3 造成1 mSv/a辐射剂量的放射物比度<sup>[6]</sup>

Table 3 Radioactivity to cause a radiation dose of 1 mSv/a			
情形	评价对象	造成1 mSv/年辐射剂量的放射物比度	
保管	废弃物装卸	工人 (1000 h/a)	12000 Bq/kg
	保管场所附近居住	居民 (20%居住时间在室外)	100000 Bq/kg
搬运	废弃物搬运	工人 (1000 h/a)	10000 Bq/kg
	运输线路附近居住	居民 (450 h/a)	160000 Bq/kg
处理	垃圾焚烧炉维修	工人 (900 h/a)	30000 Bq/kg
	处理设施附近居住	居民 (20%居住时间在室外)	550000 Bq/kg
填埋	焚烧灰渣填埋	工人 (1000 h/a)	10000 Bq/kg
	脱水污泥填埋	工人 (1000 h/a)	8000 Bq/kg
	填埋场附近居住	居民 (20%居住时间在室外)	100000 Bq/kg

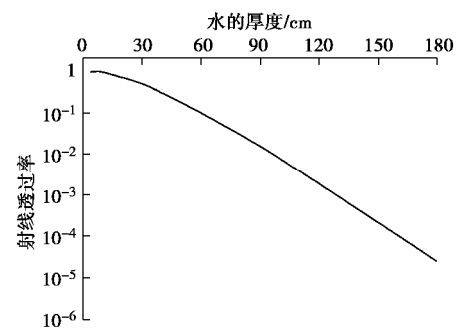


图1 水对 $g$ 射线的遮蔽效果 ( $g$ 射线源:  $^{137}\text{Cs}$ )<sup>[7]</sup>

Fig. 1 Water shielding to  $g$ -rays (Cesium-137)

那么什么样的池塘需要进行处理, 并且进行怎样的处理呢? 农林水产省根据其震后数年的调查结果和工程实践经验, 形成了一份《池塘放射性污染物处理指南》<sup>[8]</sup>, 该指南中详细介绍了池塘清理与否的判断流程。

首先, 如果池塘满足靠近住宅、公园等生活区域, 存在一定时间的干水期, 干水期池塘周边辐射量显著提升并使该区域居民年所受辐射剂量超过一定程度这3个条件, 则将池塘列为“除染对象”(居民所受辐射剂量超过20 mSv/a属于急需处理对象, 1~20 mSv/a属于需要处理的对象), 并根据日本政府颁布的《福岛核事故放射性污染特别处置法》规定的流程和方法对池塘底泥、植物、周边土壤进行处理, 其处理目标是将辐射剂量控制在1 mSv/a以下。

如果池塘不满足以上3个条件, 即不是“除染对象”, 那么还需要从重启农业生产方面考虑池塘处理

的必要性。若池塘为农用池塘,且满足底泥放射物比度较高、时常出现放射性铯同位素向水中扩散的现象等对农业生产不利的条件,则该池塘即为农林水产省的处理目标。具体判断指标如下,满足任意一条即应当列为处理目标:①池塘水中检出放射性铯同位素(检出限1 Bq/L);②需要清淤的池塘,且其底泥放射物比度超过8000 Bq/kg;③水中时常出现浑浊并带有高浓度放射性铯同位素,流出水道存在放射物比度超过8000 Bq/kg的堆积物;④池塘管理者工作所受辐射剂量较高的情况(总计超过1 mSv/a)。

可以看出,农用池塘的处理主要解决的是水质问题,并且排除在农业生产各环节可能出现的危险因素。因此农业角度出发的池塘污染处理方式应当是根据实际问题灵活选择的,同时也需要考虑经济性。由于这些农用池塘不属于《福岛核事故放射性污染特别处置法》规定的“除染对象”,且考虑到处理方式的多样性,因此没有一个处理工程应达到的效果的指标。但可以明确的是,这样的处理工程至少应做到解决问题,即控制水中的放射性铯同位素含量,以及控制工作人员所受的辐射剂量。

### 3 底泥疏浚及处理处置技术及实例

如上所述,部分污染特别严重、被列为“除染对象”的池塘依照《福岛核事故放射性污染特别处置法》规定进行处理,余下一些存在污染问题的农用池塘由农林水产省组织进行调查与处理。

由于这些需要处理的农用池塘实际情况各不相同、存在的污染问题各异,所以农林水产省广泛发动民间力量,开展了一系列工程实践,总结经验,在其推出的《池塘放射性污染物处理指南》中给出了多种情况下的多种推荐施工方法,并结合实例作了详细介绍。

污染农用池塘的问题主要分为以下四类:

#### (1) 容易发生污浊的池塘

发生污浊的原因主要有上游冲刷带来浑浊水,以及底泥受到扰动。可以改变上游水流路径以阻止浑浊水流入,也可以避开池内浑浊区域取水,或者取水后再进行净化处理,抑或对底泥进行覆盖、去除等处理。

#### (2) 需要进行清淤的池塘

此类池塘的问题是底泥中含有较高浓度的放射性铯同位素,但又因淤积问题有必要进行清淤。其解决办法有更换水源即放弃该池塘的农业功能,以及采用安全、环保的方法清理底泥。

#### (3) 水中检出放射性铯同位素的池塘

作为灌溉水源的池塘水中检出放射性铯同位素,

其主要原因是上游冲刷以及底泥放射性污染物释放。处理方式同(1)。

#### (4) 辐射量超标的池塘

池塘辐射量超标一般是由池塘周边的富集放射物的土壤、植物等引起的,处理方式是对池塘周边辐射剂量较大的区域进行挖土、除草处理。

针对以上四类池塘污染问题的处理对象、处理方法见表4。

表4 污染池塘处理方法一览<sup>[8]</sup>

处理池塘类型	处理对象	处理方法								
		更改取水口	隔离污浊区	过滤净化	更改水路	更换水源	原位覆盖	原位固化	直接去除	周边除染
容易污浊的池塘	浊水流入	√	√	√						
	浊水扰动			√	√	√				
	底泥		√				√	√	√	
需要清淤的池塘	高放射物含量底泥					√				√
水中存在放射物池塘	流入污染底泥释放			√	√	√				
	污染			√		√	√	√	√	
辐射量超标池塘	周边辐射源									√

由表4可知,由污染底泥造成的问题主要是其中高浓度放射物造成的辐射问题,以及底泥中的放射物释放到水中造成污染的问题。对池塘而言,辐射问题仅能通过将底泥去除的方式解决,而应对污染物释放的问题,原位覆盖、原位固化和去除的方式都是可行的。以下简要介绍主要使用的各种池塘核污染底泥的处理方法。

#### (1) 传统异位处理方法

直接铲除工法流程非常简单,主要分排干池水、挖除底泥、回灌池水三个步骤,去除底泥厚度约50 cm。这种工法适合较小规模的池塘,并要求池塘排干后底泥有足够的强度,能支持机械在其上行走与作业,此外还应解决池水暂存场所和污染底泥的去处。农林水产省的池塘放射性污染物处理指南》中示例工程处理后底泥放射物比度从7390 Bq/kg减小至2745 Bq/kg。

传统方法中的绞吸式疏浚方法不需要排干池水,其利用绞头搅拌底泥,随后抽吸低浓度泥水,在岸上

进行泥水分离、水处理等工序。示例工程处理后周边辐射剂量由0.27  $\mu\text{Sv/h}$ 减少为0.02  $\mu\text{Sv/h}$ 。

利用真空泵车去除污染底泥的方法应用也较为广泛, 其主要工序为: 将池水抽至仅剩5~10 cm深, 利用强力真空泵车抽吸高浓度泥浆, 在岸上进行泥浆处理, 包括泥浆脱水、泥饼封装运送、尾水处理等。在福岛县福岛市柵森沼清淤工程的效果是放射物比度由14351 Bq/kg降至2459 Bq/kg。

(2) 薄层疏浚方法

直接铲除或是绞吸疏浚方法的一个欠缺之处在于底泥挖掘的深度较大, 由于放射性铯同位素一般仅存在于0~10 cm深度范围内<sup>[5]</sup>, 所以大部分情况下可以仅清理表层10 cm厚度的污染底泥, 从源头上减少污染底泥的产出。

东亚建设工业开发了一套较方便的泵吸式薄层疏浚设备。该设备不需要台船, 通过四台绞车牵引控制泵头的方位和深度; 泵头(图2)呈球形, 中心是吸泥管道, 管道外部由下到上分别是配重和漂浮舱。运用该设备可以实现高泥浆浓度和池水低浑浊的疏浚效果。在池塘疏浚工程中, 可以仅吸除表层约10 cm厚度的底泥, 示例工程效果为放射物比度由4915 Bq/kg减少至2303 Bq/kg。

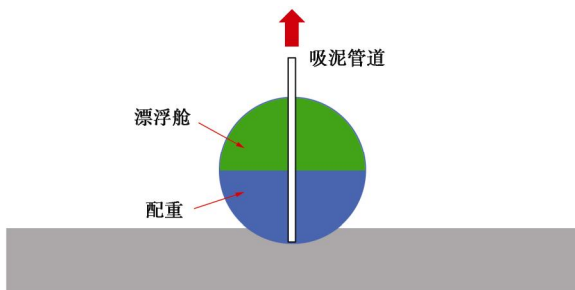


图2 薄层疏浚泵头示意图<sup>[9]</sup>

Fig. 2 Pump head of thin dredge pump

株式会社ネオナイト开发了一套适合小型池塘的高精度绞吸式设备。利用该设备的3个空气仓控制浮潜以及倾斜角度, 设备的方位由岸上工人牵引和控制。疏浚深度分5, 10, 15 cm三个挡位, 通过调整绞头控制; 15 cm疏浚深度情况下, 疏浚能力为单机每小时10~30 m<sup>2</sup>。本工法适合长宽不超过200 m的池塘, 适用水深0.75~7 m, 在福岛县福岛市砥石沼清淤工程中, 放射物比度由处理前的24966 Bq/kg降低至11912 Bq/kg。

以上两种都是适合小型池塘的工法, 工程实例的池塘满水面积大约2000~4000 m<sup>2</sup>, 所以两种工法仅将施工泵头安排在水中, 牵引、动力等其他设备均设置在岸上。

東洋建設株式会社则开发了一种适合大型池塘的薄层疏浚技术。施工台船(如图3)上安放有改装挖机和泵机, 泥处理和水处理装置均在岸上。将挖机的反铲改为固定装置, 下接倾斜度和开口大小可控的疏浚泵头, 疏浚厚度可调整, 施工实例中取15, 20 cm居多。泵头上安装有数个倾斜计, 台船上还安装有吃水计和定位系统, 施工精度非常高。福岛县双葉郡楢葉町上繁岡第1ため池疏浚工程中, 放射物比度由13500 Bq/kg减小至241 Bq/kg, 效果显著。



图3 挖机改装的疏浚设备<sup>[10]</sup>

Fig. 3 Modified dredging equipment

(3) 粗细颗粒分离处理

目前疏浚泥浆的处理中一般都会先进行沉淀, 将泥浆中的粗颗粒分离出来, 再对剩余泥浆进行脱水处理。这种通过剔除粗颗粒提高脱水效率的方法运用到放射性污染底泥的疏浚泥浆中是否可行? 其关键就在于粗颗粒是否吸附大量的放射性同位素。

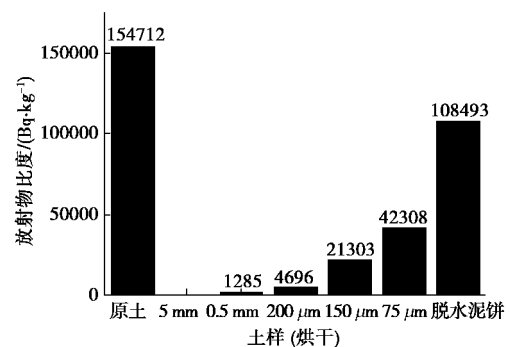


图4 土颗粒粒径与放射物浓度的关系<sup>[9]</sup>

Fig. 4 Relationship between particle size of soil and concentration of radiation

荻野隆男<sup>[11]</sup>将疏浚出的污染底泥进行了筛分并测定了各粒径组土样的放射物比度, 结果(图4)表明放射物主要吸附在小颗粒上, 主要存在于粒径200  $\mu\text{m}$ 以下的小颗粒中。该研究成果成功运用在位于福岛县本宫市的東笹田池的处理工程中。東笹田池满水面积

约2000 m<sup>2</sup>，其疏浚工程利用喷射泵将约15 cm深度的污染底泥疏浚出来，随后利用喷射泵分离装置将细颗粒初步分离出来，随后通过振动、沉降将剩下的颗粒按粒径分离，粒径0.2 mm以下的泥通过泥水分离、脱水处理变成泥饼，粗颗粒加以冲洗放回池内，尾水进行无害化处理也排回池内。最终，東笹田池底泥的放射物比度由疏浚前的166374 Bq/kg降至3542 Bq/kg，通过计算得出去除粗颗粒之后最终泥饼体积减少了67%。

初雁興業株式会社的底泥分級減容化工法则在疏浚时就进行了颗粒分离的工作。在疏浚泵头处加装离心装置，将砂粒和粉粒、黏粒分离并只取粉粒、黏粒进行后续处理。泥浆经过絮凝处理和带式压滤变成泥饼。此工法水上所需空间较小，但每小时仅能处理8 m<sup>3</sup>的泥水，疏浚一个面积为300 m<sup>2</sup>的水池需要15 d，故该工法仅适合处理1000 m<sup>2</sup>以下规模的小型池塘。

#### (4) 原位处理方法

在符合环境要求的情况下，无疑不产出放射性污染底泥的原位处理方法较异位处理方法更优。原位处理的主要方式是原位固化和原位覆盖。其中原位固化是一种应用广泛且成熟的技术。而原位覆盖少有实践，在池塘处理中并无实例，但在福岛第一核电站港湾内浮泥的处理工程中得到了具有创新性的应用。

原位固化处理的工序主要包括排水、固化搅拌、养护、回灌池水。東急建設株式会社在福岛県南相馬市鷹ノ巣ため池完成了一项池塘底泥固化处理工程。固化处理的主要目标是抑制放射物的溶出和扩散。企业技术团队进行了室内浸出试验和强度试验并确定了满足要求的水泥掺量。其中，浸出试验主要针对铯-134、137和六价铬，强度的设计目标是能够保证重型机械在固化后土层上正常行走。最终，工后的固化土满足浸出和强度要求，在取样搅拌后其浊度较未固化土样大大减少，辐射剂量从工前的0.19 μSv/h减小至0.09 μSv/h，施工后3个月左右池水pH由12左右恢复至正常水平。

青木あすなろ建設株式会社在福岛県南相馬市一处池塘采用了改进的原位固化施工方法。原计划采用原位加料搅拌的固化方法，由于底泥含水率较高，原位机械搅拌不能很好把控固化材料的添加与搅拌的均匀程度。改进的内容主要是将表层30 cm厚的底泥挖出，并使用自走式搅拌设备添加水泥进行搅拌、固化，再挖出20 cm厚底泥并使用中性固化材料利用同样的方式固化，最后将水泥固化后的上层底泥先行填埋，随后将中性材料固化处理的下层底泥覆盖其上。该自走式搅拌设备处理能力为40 m<sup>3</sup>/h，水池处理面积共计20815 m<sup>2</sup>，工期全长约2个月，最终，辐射剂量由0.6~1.0 μSv/h降至完工后的0.3~0.4 μSv/h。

#### (5) 福岛第一核电站原位覆盖工法

核泄漏事故发生后，福岛第一核电站港湾内水底发现一层含高浓度放射物的浮泥，浮泥密度为1.05 g/cm<sup>3</sup>，现场采集的底泥样本放射物比度最高可达190000 Bq/kg。由于浮泥密度接近于水，容易受扰动而扩散，且放射物含量极高，一旦扩散将造成极大环境影响，因此有必要进行处理。浮泥“轻”、“危”的两个性质造成了异位处理的难度，但若选择将污染物固定在原位置的原位处理方法，覆盖材料很可能在浇筑时搅动浮泥，也会引起二次污染，可以看出此处污染浮泥的处理难度。

五洋建设和东亚建设工业的联合团队采用了原位覆盖的方法处理了第一核电站港湾内的污染浮泥。针对特殊的施工对象和严格的施工要求，技术团队选用以膨润土、水泥和水作为原料的固化土作为覆盖材料，并通过室内试验和室内模型试验确定了固化土的材料配比和施工效果<sup>[12]</sup>。原位覆盖是通过两层不同配比、不同性质的固化土来实现的。第一层浇筑的固化土的密度为1.10 g/cm<sup>3</sup>，接近浮泥密度，并且其水中流动性极小，浇筑后均呈块状。利用这样一种轻型的固化土，能够在不引起浮泥搅动的情况下，将浮泥固定在土块间隙中。待第一层固化土达到一定强度后，即可浇筑第二层固化土。第二层固化土同样采用膨润土、水泥、水作为原材料，但作为覆盖层，该固化土需要有良好的充填性、稳定性和耐久性。最终配出的固化土密度为1.31 g/cm<sup>3</sup>，水中流动性好，实验室养护3 d无侧限抗压强度119.2 kPa，28 d无侧限强度612.2 kPa。按照50 a耐久计算得出，上层覆盖材料厚度应达到10 cm。



图5 第一层固化土(左)和第二层固化土(右)的浇筑情况<sup>[12]</sup>

Fig. 5 Pouring of first (left) and second (right) layers of solidified soil

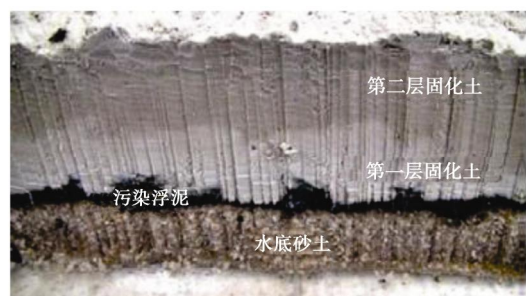


图6 试验浇筑效果<sup>[12]</sup>

Fig. 6 Test pouring

施工现场船团包括固化土制造船和浇筑船,通过管道传送固化土材料;在不远处的福岛第二核电站设立有膨润土制造站,通过运输船将制备好的膨润土运送至现场的固化土制造船上。浇筑前在施工区域设置大型淤泥滤布,在此基础上,浇筑点还设置了一道边长14 m的正方形防污膜,尽可能防止污染物向外扩散。施工时采用了特制的浇筑喷头,该喷头的特点是向多向水平出浆,保证了浇筑的均匀和稳定。此外,施工现场设点实时监控pH和水中固体悬浮物两项环境指标。

最终下层固化土厚度 10.8 cm, 上层 12.6 cm, 满足设计要求;水下观察显示,水底面未发现浮泥。此外,pH和水中固体悬浮物均无明显变化,可以认为施工达到了预期的效果。

#### 4 对中国污染底泥处理的启发

(1) 充分调查,掌握污染状况。核泄漏事故后,日本政府环境省将受影响地区的放射物水域调查常态化,每年调查地点 600 余个,调查次数 3100 余次,并形成年度调查报告公布于环境省网站。通过这些调查可以把握整个受影响区域的水体放射性污染情况,通过环境省团队的整理,还得出水体中污染物分布规律、放射性污染物和辐射量之间的关系,以及放射物含量、辐射量随着时间空间推移的规律等。这些调查结果不仅勾画出了整体和个体尺度上污染分布的图景,也为后续的研究和决策提供了非常多必要且有价值的材料。事实上,研究和决策必须在第一手资料的基础上进行。

(2) 充分论证处理的必要性。不难看出,无论是环境省面对各类水体污染问题,还是农林水产省面对池塘污染问题,都抱着谨慎的态度——不仅需要把握污染状况,还需要明了污染造成的影响程度。比如,虽然湖泊水库池塘这类水体底泥核污染程度较为突出,但是否需要处理还是应当取决于它会造成什么程度的影响,如果有足够上覆水能够遮蔽绝大多数射线,以及水质也有充分措施予以保障,那么这样的水体的底泥就没有处理的必要了。结合我国的现状,我们也能得到一些启发。在检测出底泥存在污染的情况下,还应进一步研究污染底泥是否造成了不良的影响,这种不良影响是否能够通过或者只能通过疏浚来消除,换句话说,疏浚工作在存在充分理由的条件下才应该开展,疏浚前应当进行充分的论证。这样的谨慎的态度不仅能避免无用功与经济上的浪费,更是一种对环境负责任的态度。

(3) 鼓励创新,发动民间创新力。在灾后对放射

性污染的处理方面,除了环境省的“除染行动”,农林水产省对农业池塘的处理行动也为灾区做出了很大的贡献。农林水产省采取了公开征集池塘放射性污染处理技术的做法,动员了众多施工企业,提供项目,鼓励创新,最终将其中较好的一些或传统或创新的施工方法公布并推广,随后编入其推出的涵盖了从调查、决策到施工及概预算等过程的池塘放射性污染物处理指南,以指导后续的污染池塘处理工作。同时这份指南也给参与的企业和它们的技术做了很好的宣传。

(4) 因地制宜,灵活选择施工方法。在农林水产省推出的池塘放射性污染物处理指南中,可以看到诸如真空抽除、挖掘、绞吸疏浚等传统工法,这些传统工法在适宜的条件下完全能达到较好的处理效果;也能看到一些为应对场地限制而对设备做出的改装与创新,例如在较小池塘的施工中取消施工台船,在水中仅安放泵头这样的做法。此外较多案例针对池塘底泥污染深度较小的特点,实现了对污染底泥的薄层清理,从源头上减少了污染底泥的产出,缓解了后续处理、填埋的压力。在施工条件适合的情况下,应尽量选择经济、高效的施工方法;在面对现场条件的限制或是较高的施工效果要求时,原本的方法在应用时可能会出现这样或那样的问题,这时灵活创新就显得尤为重要。日本的施工和研究团队在池塘污染底泥处理以及福岛第一核电站污染浮泥原位覆盖的这些案例中所展现的灵活与创新是令人佩服的,这些创新的方法值得我们借鉴,而创新的能力更是我们需要培养和提升的。

#### 参考文献:

- [1] 厚生労働省.平成24年3月15日厚生労働省告示第130号[EB/OL].日本:厚生労働省,2012[2018-03-16].  
[\(https://www.mhlw.go.jp/hourei\)](https://www.mhlw.go.jp/hourei).(Ministry of Health, Labor and Welfare. March 15, 2012 Notification No. 130 of the Ministry of Health, Labor and Welfare[EB/OL]. Japan: Ministry of Health, Labor and Welfare,2012[2018-03-16].  
[\(https://www.mhlw.go.jp/hourei\)](https://www.mhlw.go.jp/hourei).(in Japanese))
- [2] 厚生労働省.平成24年3月5日健康水発0305第2号.水道水中の放射性物質に係る管理目標値の設定等について[EB/OL].日本:厚生労働省,2012[2018-03-16].  
<http://www.water.yokosuka.kanagawa.jp/quali/shihyou.pdf>.(Ministry of Health, Labor and Welfare. March 5, 2012 Notification No. 2 About setting of management target value for radioactive substances in tap water[EB/OL]. Japan: Ministry of Health, Labor and Welfare,2012[2018-03-16].  
<http://www.water.yokosuka.kanagawa.jp/quali/shihyou.pdf>.(in Japanese))

- [3] 環境省. 東日本大震災の被災地における放射性物質関連の環境モニタリング調査: 公共用水域[EB/OL]. 日本: 環境省, 2011(2019-03-27)[2018-01-21]. [http://www.env.go.jp/jishin/monitoring/results\\_r-pw.html](http://www.env.go.jp/jishin/monitoring/results_r-pw.html). (Ministry of the Environment. Radioactive Material Monitoring Surveys of the Water Environment[EB/OL]. Japan: Ministry of the Environment, 2011(2019-03-27)[2018-01-21]. [http://www.env.go.jp/jishin/monitoring/results\\_r-pw.html](http://www.env.go.jp/jishin/monitoring/results_r-pw.html)(in Japanese))
- [4] 環境省. 平成28年度公共用水域放射性物質モニタリング調査結果(まとめ)[EB/OL]. 日本: 環境省, 2017[2018-01-21]. [http://www.env.go.jp/jishin/monitoring/results\\_r-pw-h28.html](http://www.env.go.jp/jishin/monitoring/results_r-pw-h28.html). (Ministry of the Environment. FY2016 Results of the Radioactive Material Monitoring in the Water Environment[EB/OL]. Japan: Ministry of the Environment, 2017[2018-01-21]. [http://www.env.go.jp/jishin/monitoring/results\\_r-pw-h28.html](http://www.env.go.jp/jishin/monitoring/results_r-pw-h28.html). (in Japanese))
- [5] 環境省. 環境回復検討会(第12回)資料2: 河川・湖沼等における放射性物質に係る知見の整理[EB/OL]. 日本: 環境省, 2016[2018-01-21]. <http://www.env.go.jp/jishin/jishin/rmp/conf/12/mat02.pdf>. (Ministry of the Environment. Organization of knowledge on radioactive materials in rivers, lakes, etc. [EB/OL]. Japan: Ministry of the Environment, 2016[2018-01-21]. <http://www.env.go.jp/jishin/jishin/rmp/conf/12/mat02.pdf>. (in Japanese))
- [6] 環境省. 災害廃棄物の広域処理の推進について[EB/OL]. 日本: 環境省, 2012[2018-01-21]. [http://www.env.go.jp/jishin/attach/memo20120111\\_shori.pdf](http://www.env.go.jp/jishin/attach/memo20120111_shori.pdf). (Ministry of the Environment. Promotion of wide area treatment of disaster waste[EB/OL]. Japan: Ministry of the Environment, 2012[2018-01-21]. [http://www.env.go.jp/jishin/attach/memo20120111\\_shori.pdf](http://www.env.go.jp/jishin/attach/memo20120111_shori.pdf). (in Japanese))
- [7] 日本原子力研究所. 実効線量評価のための光子・中性子・ベータ線制動放射線に対する遮へい計算定数(2001年1月)[EB/OL]. 日本: 日本原子力研究開発機構, 2001[2018-01-23]. <http://jolissrch-inter.tokai-sc.jaea.go.jp/pdfdata/JAERI-Data-Code-2000-044.pdf>. (Japan Atomic Energy Research Institute. Shielding calculation constant for photon, neutron and beta ray braking radiation for effective dose evaluation (January 2001) [EB/OL]. Japan: Japan Atomic Energy Agency, 2001[2018-01-23]. <http://jolissrch-inter.tokai-sc.jaea.go.jp/pdfdata/JAERI-Data-Code-2000-044.pdf>. (in Japanese))
- [8] 農林水産省. ため池の放射性物質対策技術マニュアル[EB/OL]. 日本: 農林水産省, 2015[2018-03-20]. <http://www.aff.go.jp/j/press/nousin/saigai/150327.html>. (Ministry of Agriculture, Forestry and Fisheries. Anti-radioactive material countermeasure technical manual[EB/OL]. Japan: Ministry of Agriculture, Forestry and Fisheries, 2015[2018-03-20]. <http://www.aff.go.jp/j/press/nousin/saigai/150327.html>. (in Japanese))
- [9] 東亜工業建設. マジックボール浚渫[EB/OL]. 日本: 東亜建設工業, 2014[2018-03-22]. <https://www.toa-const.co.jp/techno/civileng/dredge/e16>. (Toa Corporation. Magic Ball dredging[EB/OL]. Japan: Toa Corporation, 2014[2018-03-22]. <https://www.toa-const.co.jp/techno/civileng/dredge/e16>. (in Japanese))
- [10] 東洋建設. 水域(湖沼・河川等)の底質除染システム[EB/OL]. 日本: 東洋建設, 2014[2018-03-22]. <http://www.toyo-const.co.jp/technology/781.html>. (Toyo Construction Co., Ltd. Sediment decontamination system of water bodies (lakes, rivers, etc.) [EB/OL]. Japan: Toyo Construction Co., Ltd., 2014[2018-03-22]. <http://www.toyo-const.co.jp/technology/781.html>. (in Japanese))
- [11] 荻野隆男, 金成麻里. ため池における泥土の放射性物質除去システム[J]. 農業農村工学会誌, 2014(82): 58 - 59. (OGINO T, KANARI M. Radioactive Substances Removal System of Sludge in Irrigation Ponds[J]. Water, Land and Environmental Engineering, 2014(82): 58 - 59. (in Japanese))
- [12] 大久保泰宏, 新舎博, 秋本哲平, 等. 浮泥の封じ込めを目的とした固化処理土の配合選定と施工方法[J]. 土木学会論文集b3(海洋開発), 2013, 69(2): 946 - 951. (OKUBO Y, SHINSHA H, AKIMOTO T, et al. Mix proportion determination and execution method of cement mixed soils for containing fluid mud[J]. Doboku Gakkai Ronbunshu B3. Kaiyo Kaihatsu, 2013, 69(2): 946 - 951. (in Japanese))

DOI: 10.11779/CJGE201907016

# 基于数字图像相关技术的土体干缩开裂过程研究

林 奎, 唐朝生\*, 程 青, 曾 浩, 施 斌

(南京大学地球科学与工程学院, 江苏 南京 210023)

**摘 要:** 在干燥条件下, 土体极易蒸发失水收缩产生开裂, 深入研究土体干缩开裂过程对准确掌握干旱气候环境中的土体工程性质响应特性具有重要意义。通过对黏性土开展室内干燥试验, 采用数码相机实时记录土体表面裂隙的动态发育过程, 结合数字图像相关技术, 获取土体收缩开裂全过程。结果表明: ①裂隙通常在土体表面张拉应力集中处产生, 裂隙产生后周围应力场得到迅速释放并发生重排, 且裂隙间倾向于成直角相交; ②土体表面的位移场和应变场可以有效反映土体收缩开裂过程中的动态特征, 能为分析和预测裂隙的演化过程提供重要参考信息; ③土体被裂隙分割成不同的块区, 每个块区在收缩过程中都存在收缩中心现象, 且各块区的收缩中心位置会随时间而变化; ④数字图像相关技术能有效识别不同图像之间的灰度特征值, 能在完全不扰动土样的条件下准确获取土体表面干缩变形信息的时空演化特征, 为研究土体干缩开裂动态过程及机理提供了优越的技术手段, 具有较好的推广价值。

**关键词:** 干缩开裂; 数字图像相关; 收缩中心; 应变场; 位移场

中图分类号: TU441 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2019)07-1311-08

作者简介: 林 奎(1995—), 女, 硕士研究生, 主要从事工程地质与环境岩土工程研究工作。E-mail: [linluan208@126.com](mailto:linluan208@126.com)。

## Desiccation cracking behavior of soils based on digital image correlation technique

LIN Luan, TANG Chao-sheng, CHENG Qing, ZENG Hao, SHI Bin

(School of Earth Science and Engineering, Nanjing University, Nanjing 210023, China)

**Abstract:** Under dry condition, the soil is prone to evaporation, leading to desiccation cracking. It is of great significance to deeply study the desiccation cracking process of soils to accurately grasp the engineering response characteristics of soils in arid climate environment. In conducting laboratory drying tests on cohesive soils, digital cameras are used to record the dynamic development of surface cracks in real time. By using the digital image correlation techniques, the plane strain field and displacement field of the whole process of desiccation cracking of soils are obtained. The experimental results show that: (1) The cracks are usually generated at the position where the tensile stress is concentrated, and the stress is then rearranged when the surrounding stress is rapidly released, and the cracks tend to intersect with other cracks at right angles. (2) The displacement field and strain field can effectively confirm some movement characteristics of the soils during the desiccation cracking process, thus providing assistance for analyzing the dynamic evolution process of cracks. (3) The soils are divided into different blocks by cracks, each block has its shrinkage center, and the shrinkage center will change with time. (4) The digital image correlation technique can effectively identify the gray scale feature values between different images, obtain the surface deformation information, and provide valid technical means for the study on desiccation cracking characteristics of soils.

**Key words:** desiccation cracking; digital image correlation; shrinkage center; strain field; displacement field

## 0 引 言

在干燥条件下, 由于蒸发失水, 土体极易发生干缩开裂, 并在表面形成纵横交错的裂隙网络, 即自然界中常见的龟裂现象<sup>[1-2]</sup>。裂隙的存在会破坏土体的整体性, 使其结构松散, 力学性质降低, 进而引发各种工程地质问题<sup>[3-5]</sup>。例如, 在边坡工程中, 裂隙的存在会为雨水入渗到土体内部提供便捷通道, 降低土体的抗剪强度, 导致边坡失稳并可能因此引发滑坡等工程地质灾害<sup>[6-10]</sup>。在环境岩土工程中, 黏性土常因其渗

透系数小而作为垃圾填埋场和核废料地下处置库的褥垫层材料, 但黏性土的渗透性会因为裂隙的存在而成倍增加, 使其屏障功能急剧弱化<sup>[11-13]</sup>。在水利工程中, 裂隙会在土质堤坝中形成优先导流通道, 使坝体渗透增加, 强度减小, 对坝体稳定性产生威胁<sup>[12, 14-15]</sup>。因

基金项目: 国家自然科学基金项目(41572246, 41772280, 41230636, 41322019); 江苏省自然科学基金项目(BK20171228, BK20170394); 中央高校基本科研业务费专项项目

收稿日期: 2018-06-07

\*通讯作者(E-mail: [tangchaosheng@nju.edu.cn](mailto:tangchaosheng@nju.edu.cn))

此, 研究土体干缩开裂对预防干旱气候环境中的工程地质或环境地质问题具有重要意义。

近年来, 受全球气候变化影响, 极端干旱气候频发, 土体干缩开裂问题引起了越来越多学者的关注和重视。为了深入了解土体干缩开裂的形成机制及其演化特征, 有必要对土体表面裂隙网络几何形态进行精确的定量分析。早期的裂隙测量的方法多以手工为主, 主要通过借助钢尺等工具实现对裂隙宽度和间距等的量测。近年来, 随着数码照(摄)相和计算机技术的快速发展, 土体干缩裂隙的测量手段也呈现多样化趋势<sup>[16-18]</sup>, 在一定程度上也推动了数字图像处理技术如数字图像相关(digital image correlation, DIC)技术在该领域的飞速发展。DIC 正以其高精度、非接触、快速和动态等优点, 在岩土体变形测量方面展现出显著的优势, 很好地弥补了传统变形测量方法的不足。近 20 a 来, 国内外学者围绕这一技术的理论研究及其应用研究等方向做了大量的工作, 取得了一批重要的研究成果。例如, Kahn-Jetter 等<sup>[19]</sup>采用两个固定不动的摄像机同时采集被测试件的散斑图像, 之后基于 DIC 技术将所采集的两组二维数字图像的相关信息进行分析对比, 由两组数据的视差得出了试件的三维位移场。李元海等<sup>[20]</sup>采用 DIC 技术对砂土地基在离心场和重力场条件下的变形进行了定性定量分析, 研究了地基模型的变形模式、应变场分布、渐进破坏过程以及滑动剪切带的位置形状特点。Lee 等<sup>[21]</sup>利用 DIC 技术以及高速摄像机研究了在几何对称加载配置和冲击荷载条件下具有单刃槽口的多层单向石墨环氧树脂材料矩形试样的裂纹增长情况和断裂行为。赵程等<sup>[22]</sup>借助 DIC 测试技术对含有预制裂纹的类岩石脆性材料在单轴压缩作用下的裂纹扩展过程进行了宏观多尺度研究, 得到了试件的全局应变场演化过程。张昕等<sup>[23]</sup>采用 DIC 技术对砂土群锚上拔过程开展模型试验, 从变形场角度深入分析其力学现象的内在规律并揭示了锚周土体变形破坏机制。Teng 等<sup>[24]</sup>基于自主开发的可执行 DIC 技术的土壤变形测量设备, 对低分辨率图像不可见的局部变形进行测量, 在“微观”尺度以及“宏观”尺度上可视化土壤行为, 从而识别其宏观破坏机制。类似的研究成果还有很多, 但需要指出的是, 在研究土体干缩开裂的领域中, 目前学术界采用数字图像处理技术作为研究工具的报道还较为鲜见。然而, 数字图像处理技术所具有的一系列优点正切合了目前

在土体干缩开裂研究方面所遇到的瓶颈问题, 如无法准确把握土体在干燥过程中表面收缩变形场的演化特征, 以及应变场与裂隙发育过程的相关性。并且数字图像相关技术提供了一种有效的非接触性检测手段, 能够在不破坏土体结构的基础上获取土体变形参数。因此, 有必要将数字图像相关技术引入到土体干缩开裂研究中, 为揭示土体裂隙发育机理提供更多有价值的变形信息。

本文通过开展一系列室内干燥试验, 通过数码相机对土体干缩开裂的全过程进行了动态监测, 结合数字图像相关技术, 全面分析了土体表面的位移场和应变场信息, 阐述了干燥条件下土体收缩变形与裂隙发育过程的演化特征。相关研究成果对深入了解土体干缩裂隙的形成机理及发育状态具有重要的参考价值, 并对裂隙发育过程的预测具有启发意义。

## 1 试验材料和方法

### 1.1 试验材料

本次试验所用土样为南京地区 0.5~1.0 m 深度的下蜀土, 是一种粉质黏土, 呈棕黄色。该土样广泛分布于长江中下游, 是众多土工建设项目不可或缺的地基土。基于土工试验, 测得其基本物理性质如表 1 所示。此外, 矿物成分分析表明, 该土样的黏土矿物中含有 17.9% 的蒙脱石、73.6% 的伊利石和 8.5% 的高岭石。

### 1.2 试验方法

将取回的试样风干粉碎并过 2 mm 筛, 然后配置成初始含水率为 170% 的饱和泥浆, 待搅拌均匀后, 将泥浆倒入直径为 117 mm 的圆形玻璃皿中, 振荡 5 min 以除去气泡, 然后密封至少 72 h 至沉淀稳定, 随后抽去浆液表面的清液, 制备好的试样初始厚度为 8 mm。

需要指出的是, 由于黏性土土颗粒细小, 土样纹理不明显, 如果未植入示踪粒子, 将无法跟踪土颗粒的运动状态, 后续的数字图像处理也将无法实现。因此, 本试验采取在样品表面均匀喷洒黑漆斑点以获取采集面纹理特征, 通常这些斑点的尺寸只有若干微米, 其对试样的影响可以忽略不计。

制备好的试样需进行干燥并定时拍照。为了减少其它因素干扰, 试验在恒温恒湿的条件下进行(温度  $25\pm 0.5^\circ\text{C}$ , 相对湿度  $(50\pm 3)\%$ )。将数码相机固定在

表 1 土体的基本物理性质

Table 1 Physical properties of soils

颗粒相对密度 $G_s$	液限 $w_L/\%$	塑限 $w_p/\%$	塑性指数 $I_p$	最优含水率 $w_{opt}/\%$	最大干密度 $\rho_d/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	粒度分析/ $\%$		
						砂粒	粉粒	黏粒
2.71	76.2	29.1	47.1	18.3	1.69	24	34	42

试样正上方, 每隔 30 min 记录一次土体表面图像。为了获取光线均匀且易于处理的图像, 在样品上方设置若干 LED 灯以改善光照条件, 同时也确保每次采集的图像都具有可靠的灰度值。具体试验装置如图 1 所示。

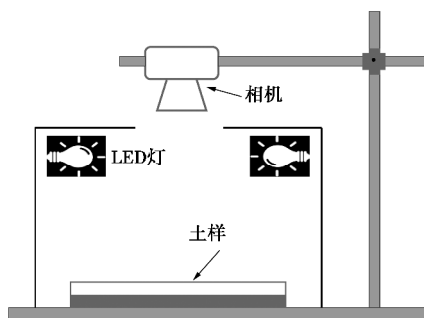


图 1 试验装置示意图

Fig. 1 Schematic of experimental setup

## 2 数据处理方法

试验中采用 DIC 技术对所获取的图像进行分析。DIC 技术最早是在 20 世纪 80 年代初由日本学者 Yamaguchi<sup>[25]</sup>和美国学者 Ranson 等<sup>[26]</sup>分别提出的。其基本原理是采用互相关法, 对不同运动状态的对象分两次进行曝光, 成像在两张不同的图片上, 通过将图像划分成大小合适的方形子区, 对比这些子区的灰度特征值, 识别特定子区的相似性关系, 计算像素点的位移量, 从而得出局部的位移场数据。在对整个研究区域完成分析之后, 得出整体的应变和位移场分布信息, 以图像的形式直观表现出来。

假设变形前后两帧数字图像的灰度特征函数分别为  $f(x, y)$  和  $g(x', y')$ , 其中  $x, y$  和  $x', y'$  分别为某一像素点变形前后的位置, 用  $u$  和  $v$  表示特征点沿  $x$  和  $y$  方向的位移分量。则有

$$x' = x + u + u_x \Delta x + u_y \Delta y \quad (1)$$

$$y' = y + v + v_x \Delta x + v_y \Delta y \quad (2)$$

得到变形前后两个子区的灰度分布后, 采用统计学中的相关系数作为评价两个子区之间的相似程度的标准。相关系数  $C$  定义为

$$C = \frac{\sum f(x, y) \cdot g(x', y')}{[\sum f^2(x, y) \cdot \sum g^2(x', y')]^{\frac{1}{2}}} \quad (3)$$

式中,  $f, g$  分别为变形前后某一子区的灰度特征值。当  $C=1$  时, 两个子区域完全相关;  $C=0$  时, 表示两个子区域毫无相关。

基于上述原理, 通过 MATLAB 编程开发了相应的 DIC 分析软件。在图像分析处理过程中, 基本分为 3 个步骤: 图像导入与图像质量预分析、相关性分析计算以及数据结果可视化。使用该软件可以对图像进

行取样分析, 获取图像表面纹理的灰度数据分布以及其他图像学信息, 并最终借助可视化工具, 获取平面位移场和应变场等相关信息。

需要注意的是, 数字图像相关技术的计算精度主要依赖于图像分辨率和视场尺寸。因此, 在使用该软件进行土体开裂过程的位移场分析时, 合适的子区尺寸对分析结果的正确性起到至关重要的作用。倘若子区选取得过大, 则可能无法准确反映实际的应变分布情况; 而子区域选得过小, 稳定性降低, 且会造成运行速度过慢的后果。本次研究拍摄的照片像素值为  $5184 \times 3456$ , 子区大小设为  $48 \times 48$  像素。

## 3 试验结果与分析

### 3.1 土体干缩开裂过程

本次试验共持续 72 h, 图 2 给出了土体表面裂隙发育的整个动态过程。试验在蒸发至 72 h 时, 所有裂隙全部发育完成, 其后不再产生新的裂隙。可以发现, 试样表面共形成 56 条不同形态的裂隙, 其中主裂隙有 5 条, 分别为裂隙 1, 2, 3, 4 和 5。裂隙 2, 3 和 5 由于受到边界效应的影响, 在发育过程中, 均呈现出平行于容器侧壁近似环形发育的趋势。此外, 主裂隙都形成于干燥初期, 待发育稳定后都呈现为长度较长、宽度较大的形态。主裂隙构成的主裂隙网络将试样分割成较大的块区, 本文将其称为主块区。随着干燥的持续进行, 主裂隙以外的次级裂隙通常从主裂隙的某一位置生成并近似朝垂直主裂隙方向发育, 次级裂隙的形成又将主块区细分为众多的次级块区。当干燥完全后, 主裂隙和次级裂隙共同构建了试验表面的最终龟裂网络 (图 2 (o))。

此外, 观察发现, 几乎所有新生裂隙的发育方向都倾向于与原有裂隙呈直角相交, 如裂隙 4, 6, 7 等, 这一现象可以用裂纹扩展准则来解释<sup>[27-28]</sup>。目前学界认为, 土体开裂是由于基质吸力所引起的张拉应力超过土体的抗剪强度所致, 因此吸力和抗拉强度是制约土体开裂的两个关键因素<sup>[29]</sup>。土体裂隙通常首先出现在表面张拉应力集中处, 当裂隙产生后, 周围的张拉应力便会释放, 此时最大张拉应力的方向平行于已有裂隙, 由于裂隙总是倾向于沿着垂直于最大主应力的方向发育, 因而新生裂隙就会正交于已有裂隙。但是, 若裂隙的附近存在剪切应力, 其发育方向就会发生改变。通常情况下, 裂隙的方向只受控于局部应力场状态。裂隙 6 在初期虽然是垂直于裂隙 1 开始发育的, 但是在接近裂隙 2 时, 其发育方向出现了明显的偏转, 最终呈直角与裂隙 2 相交, 裂隙 12 和 26 也反映出了类似的现象 (图 2 中的椭圆形标记处)。

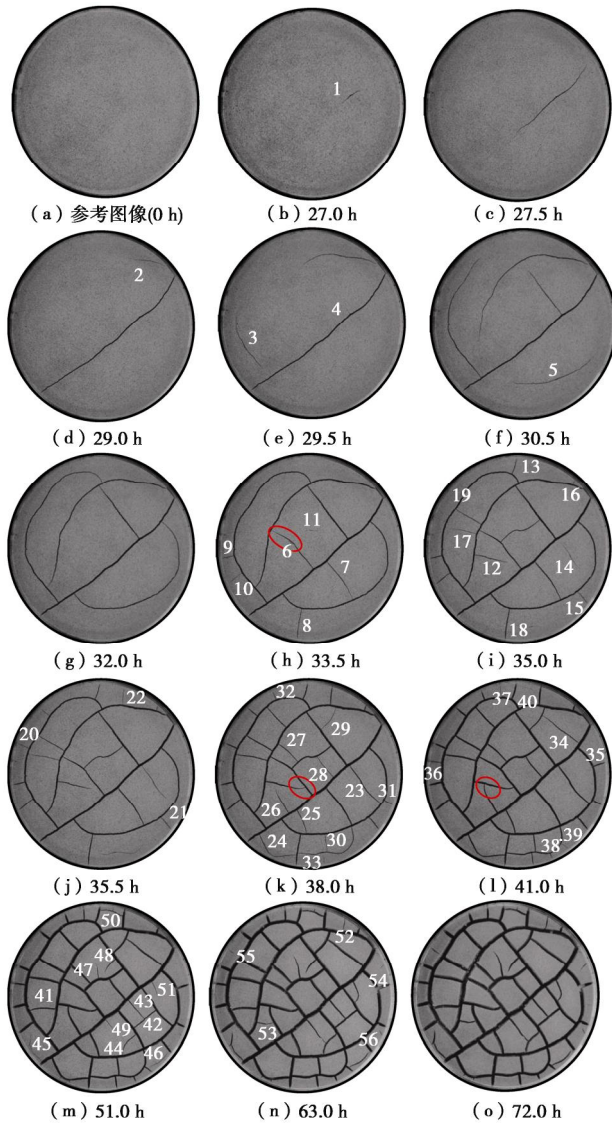


图2 不同时刻土样表面的龟裂图像

Fig. 2 Cracking images of soils at different time

### 3.2 干缩开裂过程的变形场

受土体自身土性不均匀或外界条件如容器壁的影响,在蒸发过程中,无论裂隙产生与否,土样的收缩都是不均匀的,因而其表面的应变场分布也不均匀,图3给出的第一条裂隙出现前(26.5 h)以及第一条裂隙出现时对应两个时刻(27.0, 27.5 h)的土体表面应变场分布可以直观地体现出这一现象。以正负分别表示拉应变和压应变,1和2分别表示对应方向的应变,即 $e_{11}$ 为沿1方向的应变(垂直方向), $e_{22}$ 为沿2方向的应变(水平方向), $e_{12}$ 则为1和2中间方向的应变(斜向)。可以发现,无论是哪个方向的应变,沿容器壁都出现了明显的环状压应变及拉应变集中区,且与后期平行于容器壁方向发育的3条主裂隙2,3,5呈现出很好的一致性(图2)。说明根据应变集中区位置可对后续裂隙发育状态进行初步的预测和判断。此外,试样中心区域基本都是压应变集中区,这跟土样

整体向心收缩变形有关。

观察 $e_{11}$ 可以发现,在裂隙出现前,即干燥开始后的26.5 h时,土体表面有3个位置产生了明显的应变集中点,即A, B, C。但第1条裂隙首先从上述应变集中点附近的D处产生,可能是因为D处表面存在瑕疵所致。当第1条裂隙产生后,其周围先前积聚的拉应变能得到释放,应变场重新调整,但其影响范围不大,基本未波及非裂隙周边区域的应变场。裂隙产生后由张拉应变区所包围,然而裂隙周边总伴随着高压应变区的存在,这是由于裂隙产生后宽度逐渐增加,导致其周边区域发生压缩所致。当第1条裂隙向两侧逐渐发展时,裂隙周边也释放了越来越多的应变,A, B, C三处的拉应变集中区域呈缩小趋势,至27.5 h时,C处的拉应变能基本已被释放完全,且影响范围也呈扩大趋势。 $e_{22}$ 和 $e_{12}$ 的分布也呈类似的结果,不同的是,沿方向2除容器壁附近拉应变比较大外,其他区域基本不产生拉应变集中。与 $e_{11}$ 和 $e_{22}$ 相比, $e_{12}$ 无论在哪个阶段,应变集中区域相对要小得多,除容器壁附近区域外,其他区域的应变值大多维持在零附近。根据裂隙发育位置和裂隙尖端的拉应变集中信息可知,土体干缩裂隙是典型的张拉裂隙,由拉应力诱发。

### 3.3 土体收缩开裂特性

为了探究土体表面的收缩变形特性,选择干燥到33.5, 35.5, 38.0 h的土样照片为代表,采用DIC技术获得它们相对于参考图像(图2(a))的位移场分布矢量图(图4)。以箭头长度的大小表示位移的大小,则从图4可以发现,在裂隙两侧也即土块边缘处的土体存在显著位移,箭头长度远大于其他区域,表现出密集程度远高于其他区域的现象,且其位移趋势都朝着块区的中部位置。而在远离裂隙边缘的其他区域,土体位移量很小甚至不发生位移。由于各块区独立发展,土体也大多以各自所属的块区为单位进行移动。伴随着干燥的持续,裂隙逐渐增多,从而土体形成的块区数逐渐减小,土颗粒的位移方向也随着原块区的切分而发生变化,但各块区的土颗粒位移矢量始终是朝向土块中心区域的。此外,受土体自身收缩特性的影响,若蒸发过程中块区不被裂隙所分割,仅存在已有裂隙的加宽现象,而裂隙宽度的增加会导致块区面积的缩小,表现出明显的收缩现象,如图4(a), (b)所示。

此外,为了观测裂隙的扩展,图5给出了试验开始后的36.0 h相对于0 h(图5(a))以及36.0 h相对于35.5 h(图5(b))的土体表面位移矢量图。可以

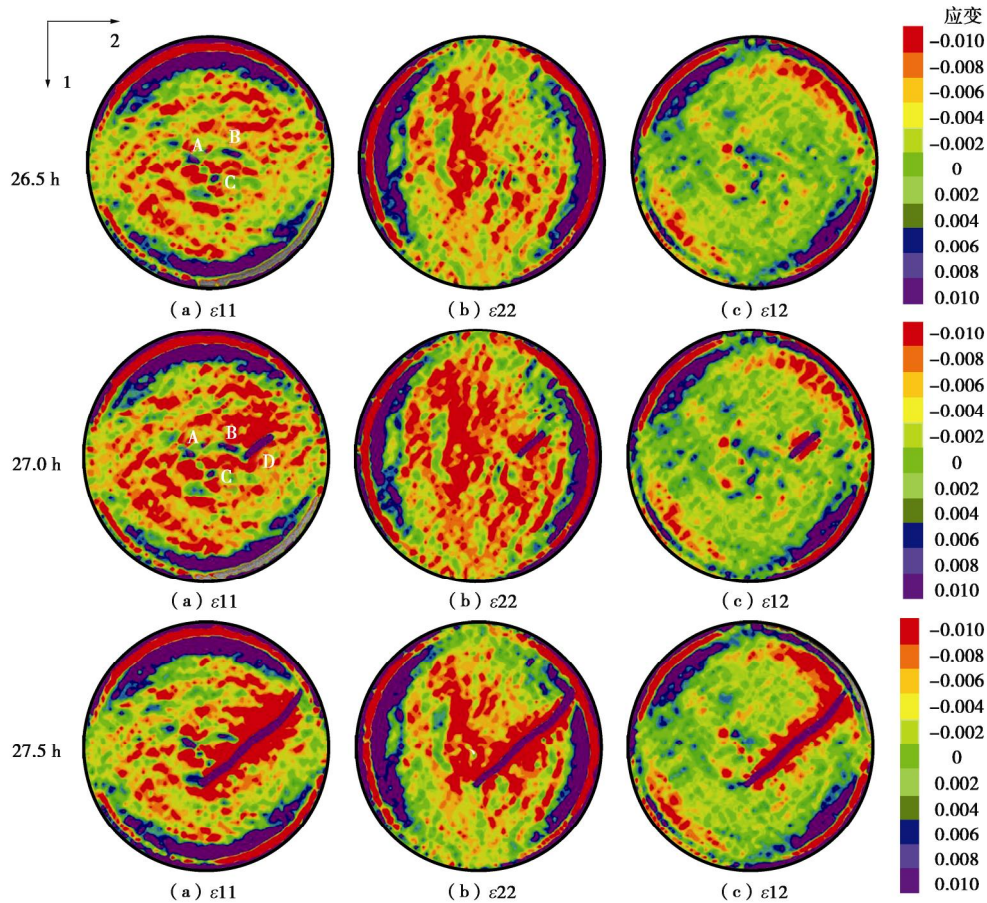


图 3 不同时刻土体表面应变场分布

Fig. 3 Distribution of strain fields on soil surface at different time

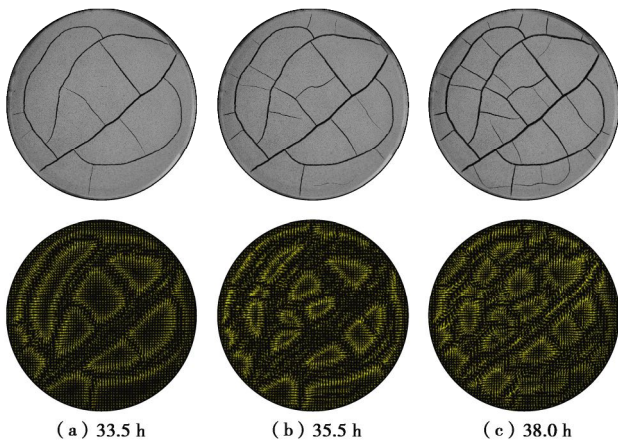


图 4 不同时刻土体表面的位移矢量分布

Fig. 4 Distribution of displacement vectors of soils at different time

发现, 图 5 (a) 的形态无异于其他任意时刻相对于起始时刻的位移矢量图, 呈现了该时刻土体表面的收缩运动特性。然而图 5 (b) 却出现局部区域土体位移量较大的现象, 由 36.0 h 的裂隙图像可知, 这些区域均为新生裂隙发育的位置或已有裂隙的延长处。在对土体开裂全过程进行动态监测时, 若土体中的裂隙繁杂

交错, 一些新生微小裂隙的发育有时候极其难以被肉眼观测到, 借助数字图像相关技术这一工具可以很好解决这一问题。依据图 5 (b) 中红色椭圆给出的位置, 沿裂隙两侧的箭头长度较之其他区域要大得多, 说明在该时间区间内 (35.5~36.0 h), 这一区域的土颗粒位移量相比较图中其他区域而言要大的多。换言之, 该时间区间内的裂隙发育活动主要集中在图 5 (b) 中的红色椭圆区域。

为了验证位移量的变化情况, 图 6 给出了 38.5 h 相对于 38.0 h 的土体表面位移变化量。其中方向 1 以垂直向下为正, 方向 2 以水平向右为正, 即 S11 和 S22 分别表示沿 1 和 2 方向的位移量大小。可以发现, 无论是垂直方向还是水平方向, 土块的位移量都向中心点递减。

### 3.4 土块的收缩中心

土体在失水干燥过程中存在收缩现象, 而收缩变形是土体发生开裂的重要前提。在干燥过程中, 若吸力均一发展, 土体将完全发挥收缩潜能, 即“自由收缩”。但在实际过程中, 由于受到土体本身和外界因素的影响, 包括土体均匀程度以及其容器约束条件等,

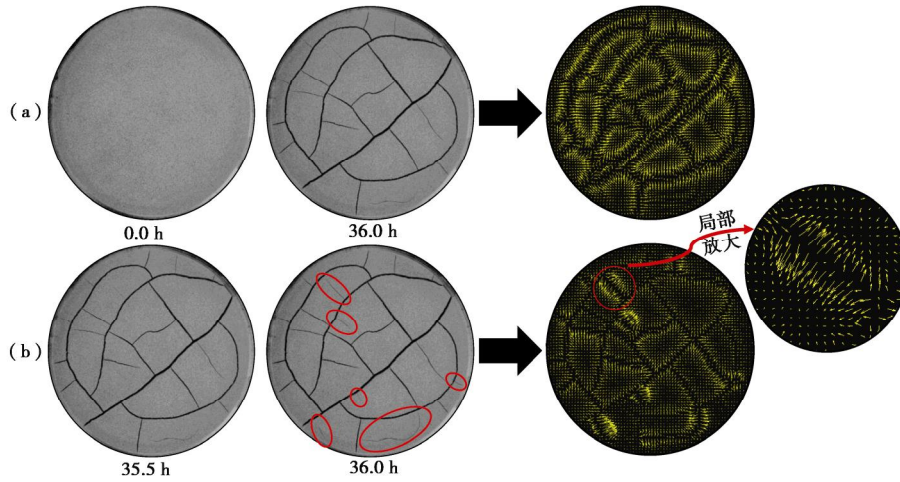


图 5 相邻时刻土体表面的位移矢量分布

Fig. 5 Distribution of displacement vectors of soils at adjacent time

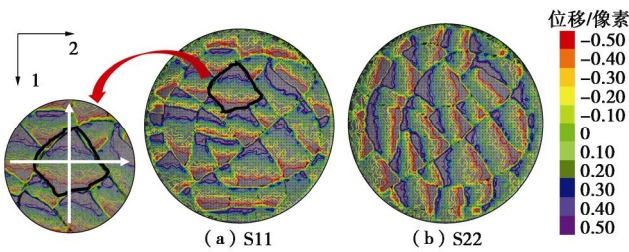


图 6 38.5 h 相对于 38.0 h 的土体表面的位移变化值

Fig. 6 Variation of displacement of soil surface at adjacent time (38.5 h rel. 38.0 h)

难以实现均匀收缩，当土体由于材料的各向异性或由于底部粘聚力/摩擦力作用而导致变形受限时，土体中就会形成张拉应力集中并最终导致裂隙的产生。根据土体在干燥过程中的位移场变化可发现，土体在收缩过程中存在明显的向心收缩现象，即周边土颗粒向中间某一点靠拢，本文将该点定义为收缩中心，如图 7 中的 A 点和 B 点，它们通常位于土块的中心区域，沿该点向外，土体的位移明显增大，箭头的长度和密度也明显增大。

为了解释收缩中心的形成原因，图 8 给出了收缩模型示意图。假设土体均质，内部应力场分布均匀，取土体正中心的某一土颗粒为研究对象可知，该土颗粒受到周边其他土颗粒的张拉应力作用在各个方向也是均匀的，其对中心土颗粒的作用力会相互抵消，不会导致位移。但裂隙边缘附近的土颗粒由于存在临空面，其受到的周边土颗粒的合力作用指向土块内部，导致土块周边的土颗粒整体都有向心收缩的趋势。因此，收缩过程中，土块中心位置的土颗粒位移量相对较少，这在宏观上即表现为土体向心收缩现象，即存在收缩中心。

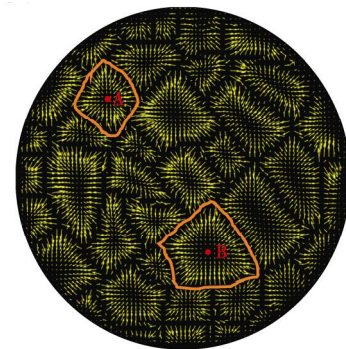


图 7 土体干燥过程中的收缩中心

Fig. 7 Shrinkage center of soils during drying

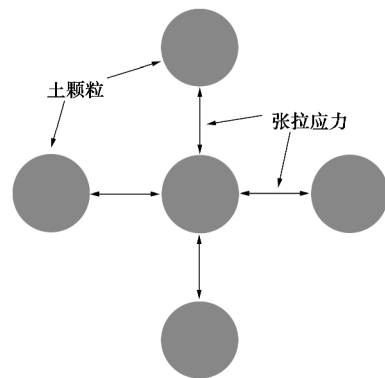


图 8 土颗粒间的张拉应力作用示意图

Fig. 8 Schematic of tensile stress between soil particles

在试验完全干燥结束之前，伴随着干燥的持续，土块的收缩中心通常并不会一直维持在恒定的位置，而是随着时间的推移发生变化。通过数字图像相关技术对图 7 中标记的两个土块的收缩变形进行连续追踪，本文得到了对应土块收缩中心的一系列位置。图 9 给出了 A 点和 B 点在 41.0~51.5 h 时间段内的位置变化。图 9 (a) 示意了计算收缩中心的方法，以土体

的圆心为坐标原点, 分别作出  $x$  轴和  $y$  轴, 依据不同收缩中心到原点的距离, 以原点为矢量原点, 收缩中心为矢量终点, 画出收缩中心到原点的位移矢量, 通过在矢量终点处标记一系列的红点, 也即各个时刻的收缩中心的位置。由于收缩中心的位移变化量通常很小, 图 9 (b) 通过对收缩中心邻近区域进行放大, 直观展现了收缩中心随时间变化的不规律性。此外, 当干燥结束后, 土颗粒的变形已达到稳定状态, 收缩中心也将最终维持在某一固定的位置。当前, 国内外对于土体收缩中心的报道基本还处于空白状态, 关于收缩中心是否最终成核于土块的几何中心及其动态演化过程和关键控制因素等, 目前课题组正在积极开展一系列相关试验, 其成果也将在后续另文发表。

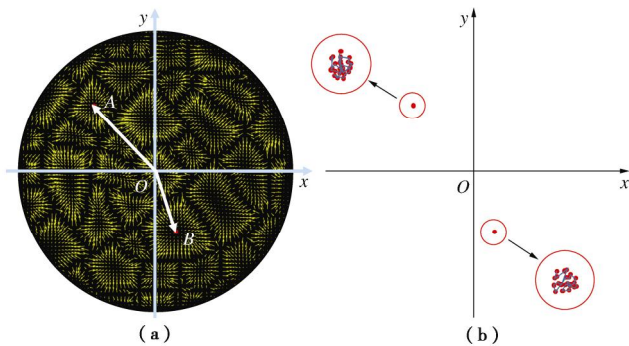


图 9 收缩中心运动的观测

Fig. 9 Observation of movement of shrinkage center

## 4 结 论

本文对黏性土开展了干燥试验, 采用数码相机对土体收缩开裂的全过程进行了动态观测, 借助数字图像相关技术, 获取了土体表面的位移场以及应变场, 进而分析了土体的收缩及开裂特性, 得出以下 5 点结论。

(1) 数字图像相关技术能对干燥过程中土体表面的收缩变形及裂隙发育状态进行实时追踪, 能有效和快速获取土体表面的位移场以及应变场, 直观展示龟裂发育动态过程。

(2) 土体干缩裂隙多是由于张拉破坏所致, 不同裂隙之间总是倾向于呈直角相交, 裂隙的产生会导致其周边的应变能释放和重分布。

(3) 基于土体表面的位移场和应变场, 可提前预知土体局部区域的干缩开裂特性, 并且可以直观地展现土体表面裂隙的动态演化过程。

(4) 基于本文的试验条件, 发现土体在收缩变形过程中存在收缩中心现象。被裂隙切割出的土块收缩变形量从周边向中心逐渐递减, 且收缩中心的位置在干燥过程中并非保持恒定, 而是会随着时间的推移而

变化, 直到收缩完成。

(5) 数字图像相关技术作为一种高精度的动态和非接触式监测手段, 对土体干缩开裂特性研究而言, 有着区别于传统土体变形测量方法的独特优势, 极具推广价值。

## 参考文献:

- [1] TOWNER G D. The influence of sand - and silt - size particles on the cracking during drying of small clay - dominated aggregates[J]. *European Journal of Soil Science*, 1988, **39**(3): 347 - 356.
- [2] MORRIS P H, GRAHAM J, WILLIAMS D J. Cracking in drying soils[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1992, **29**(2): 263 - 277.
- [3] WEINBERGER R. Initiation and growth of cracks during desiccation of stratified muddy sediments[J]. *Journal of Structural Geology*, 1999, **21**(4): 379 - 386.
- [4] KODIKARA J, COSTA S. Desiccation cracking in clayey soils: mechanisms and modelling[M]. Heidelberg: Springer, 2013: 21 - 32.
- [5] TANG C, SHI B, LIU C, et al. Influencing factors of geometrical structure of surface shrinkage cracks in clayey soils[J]. *Engineering Geology*, 2008, **101**(3): 204 - 217.
- [6] TANG C S, CUI Y J, TANG A M, et al. Experiment evidence on the temperature dependence of desiccation cracking behavior of clayey soils. *Eng. Geol.*, 2010, **114**(3/4): 261 - 266.
- [7] BAKER R. Tensile strength, tension cracks, and stability of slopes[J]. *Soils & Foundations*, 1981, **21**(2): 1 - 19.
- [8] 袁俊平. 非饱和膨胀土裂隙的量化模型与边坡稳定性研究[J]. 南京: 河海大学, 2003. (YUAN Jun-ping. Quantification model and slope stability of unsaturated expansive soil crack[J]. Nanjing: Hohai University, 2003. (in Chinese))
- [9] 殷宗泽, 袁俊平, 韦 杰, 等. 论裂隙对膨胀土边坡稳定的影响[J]. *岩土工程学报*, 2012, **34**(12): 2155 - 2161. (YIN Zong-ze, YUAN Jun-ping, WEI Jie, et al. Influences of fissures on slope stability of expansive soil[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2012, **34**(12): 2155 - 2161. (in Chinese))
- [10] KRISNANTO S, RAHARDJO H, FREDLUND D G, et al. Mapping of cracked soils and lateral water flow characteristics through a network of cracks[J]. *Engineering Geology*, 2014, **172**(5): 12 - 25.

- [11] KLEPPE J H, OLSON R E. Desiccation cracking of soil barriers[M]. JOHNSON A J, FROBEL R K, CAVALLIS N J, et al, eds. Hydraulic Barriers in Soil & Rock. Philadelphia: ASTM, 1985, **874**:13.
- [12] MILLER C J, MI H, YESILLER N. Experimental analysis of desiccation crack propagation in clay liners[J]. Journal of the American Water Resources Association, 1998, **34**(3): 677 - 686.
- [13] ALBRECHT B A, BENSON C H. Effect of desiccation on compacted natural clays[J]. Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, 2001, **127**(1): 67 - 75.
- [14] FOSTER M, FELL R, SPANNAGLE M. The statistics of embankment dam failures and accidents[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2011, **37**(5): 1000 - 1024.
- [15] YESILLER N, MILLER C J, INCI G, et al. Desiccation and cracking behavior of three compacted landfill liner soils[J]. Engineering Geology, 2000, **57**(1): 105 - 121.
- [16] GUIDI G, PAGLIAI M, PETRUZZELLI G. Quantitative size evaluation of cracks and clods in artificially dried soil samples[J]. Geoderma, 1978, **20**(2): 105 - 113.
- [17] DE-LIMA O A L, SHARMA M M. A generalized Maxwell-Wagner theory for membrane polarization in shalysands[J]. Geophysics, 1992, **57**(3): 431 - 440.
- [18] GILL D R, LEHANE B M. An optical technique for investigating soil displacement patterns[J]. Geotechnical Testing Journal, 2001, **24**(3): 324 - 329.
- [19] KAHN-JETTER Z L, CHU T C. Three-dimensional displacement measurement using digital image correlation and photogrammic analysis[J]. Experimental Mechanics, 1990, **30**: 10 - 16.
- [20] 李元海, 靖洪文, 朱合华, 等. 数字照相量测在砂土地基离心试验中的应用[J]. 岩土工程学报, 2006, **28**(3): 306 - 311. (LI Yuan-hai, JING Hong-wen, ZHU He-hua, et al. Experimental investigation on progressive deformation patterns of sand foundation in centrifuge test using digital photogrammetry[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, **28**(3): 306 - 311. (in Chinese))
- [21] LEE D, TIPPUR H, KIRUGULIGE M. Experimental study of dynamic crack growth in unidirectional graphite/epoxy using digital image correlation method and high-speed photography[J]. Journal of Composite Materials, 2009, **43**(19): 2081 - 2108.
- [22] 赵程, 鲍冲, 松田浩, 等. 数字图像技术在节理岩体裂纹扩展试验中的应用研究[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(5): 944 - 951. (ZHAO Cheng, BAO Chong, SONG Tian-hao, et al. Application of digital image correlation method in experimental research on crack propagation of brittle rock[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(5): 944 - 951. (in Chinese))
- [23] 张昕, 乐金朝, 刘汉东. 砂土中群锚锚周土体变形特性模型试验研究[J]. 岩土力学, 2016, **37**(增刊 1): 240 - 248. (ZHANG Xin, YUE Jin-chao, LIU Han-dong. Experimental study of soil deformation around group anchors in sand[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, **37**(S1): 240 - 248. (in Chinese))
- [24] TENG Y, STANIER S, GOURVENEC S M. Synchronised multi-scale image analysis of soil deformations[J]. International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, 2017, **17**(1).
- [25] YAMAGUCHI I. A laser-speckle strain gauge[J]. Journal of Physics E: Scientific Instruments, 1981, **14**(14): 1270 - 1273.
- [26] RANSON W F, PETERS W H. Digital image techniques in experimental stress analysis[J]. Optical Engineering, 1982, **21**(3): 427 - 431.
- [27] NAHLAWI H, KODIKARA J K. Laboratory experiments on desiccation cracking of thin soil layers[J]. Geotechnical and Geological Engineering, 2006, **24**: 1641 - 1664.
- [28] CORTE A, HIGASHI A. Experimental research on desiccation cracks in soil[R]. Illinois: Army Snow Ice and Permafrost Research Establishment, 1960.
- [29] TANG C S, SHI B, LIU C, et al. Experimental characterization of shrinkage and desiccation cracking in thin clay layer[J]. Applied Clay Science, 2011, **52**(1): 69 - 77.

DOI: 10.11779/CJGE201907017

# 桩-土-斜拉桥动力相互作用体系振动反应特性试验研究

谢文<sup>1</sup>, 孙利民<sup>2\*</sup>

(1. 宁波大学建筑工程与环境学院, 浙江 宁波 315211; 2. 同济大学土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092)

**摘要:** 大跨斜拉桥结构自振频率和阻尼较低, 其地震响应可能受桩基础和场地土特性的影响较大, 然而目前为止, 由于试验条件和技术所限, 尚缺乏相关的包括桩基础、场地土和上部结构在内的全模型振动台试验研究。以一座试设计的主跨 1400 m 超大跨斜拉桥为原型, 设计并完成了一座几何相似比为 1/70, 且包括群桩、人工土和上部结构在内的试验模型, 采用多点振动台试验技术, 研究了不同加速度峰值和不同频率成分地震作用下桩-土-斜拉桥动力相互作用体系的振动反应特性。试验结果表明: 桩-土-结构相互作用对斜拉桥地震响应产生影响, 其影响程度与地震输入频谱特性密切相关; 在纵向一致激励下, 桩-土-结构相互作用受地震动加速度峰值的影响不明显, 在横向一致激励下, 桩-土-结构相互作用随地震动加速度峰值的增大而减小; 主塔高阶振型对其地震响应的贡献明显; 地震输入频谱特性影响桩-土-斜拉桥动力相互作用体系的地震响应, 特别是在具有丰富长周期成分的 Mexico City 波作用下主梁竖向地震响应显著增大。

**关键词:** 大跨斜拉桥; 振动台试验; 桩-土-结构相互作用; 高阶振型; 频谱特性

中图分类号: TU435; U442.5

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)07-1319-10

**作者简介:** 谢文(1981—), 男, 湖南娄底人, 博士, 副教授, 主要从事桥梁抗震和振动控制以及桩-土-结构相互作用等方面的研究工作。E-mail: [xiewen@nbu.edu.cn](mailto:xiewen@nbu.edu.cn)。

## Experimental studies on seismic response characteristics of dynamic interaction system of pile-soil-cable-stayed bridges

XIE Wen<sup>1</sup>, SUN Li-min<sup>2</sup>

(1. Faculty of Architectural, Civil Engineering and Environment, Ningbo University, Ningbo 315211, China; 2. State Key Laboratory for Disaster Reduction in Civil Engineering, Department of Bridge Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

**Abstract:** The seismic response of long-span cable-stayed bridges with lower structural frequencies and damping may be significantly affected by the properties of the pile foundation and site soil. However, few experimental studies on the full model for long-span cable-stayed bridges including the pile foundation, site soil and superstructure are available because of the limitations of shaking table testing facilities and technology. A 1/70-scaled full model for a cable-stayed bridge, which includes the pile groups, artificial site soil and superstructure, is designed and constructed according to the trial designed long-span cable-stayed bridge with the main span of 1400 m. The shaking table tests on the full model are conducted to study the seismic response characteristics of the dynamic interaction system of the pile-soil-cable-stayed bridge under uniform earthquake excitations with various frequency components and shaking intensities in the separately longitudinal and transverse directions. The experimental results show that: (1) The pile-soil-structure interaction effects significantly affect the seismic response of the full model for the cable-stayed bridge, but the degree of the influence is closely related to the spectral characteristics of various earthquake waves. (2) The influences of the peak acceleration of the ground motions on the pile-soil-structure interaction effects are not significant when the full model is subjected to the uniform earthquake excitations in the longitudinal direction. However, the pile-soil-structure interaction effects gradually decrease as the peak acceleration of the ground motion increases under transverse uniform earthquake excitations. (3) The higher order mode shapes of the tower make a significant contribution to its seismic response. (4) The seismic response of the dynamic interaction system of the pile-soil-cable-stayed bridge is obviously affected by the spectral characteristics of various earthquake waves. Especially, the vertical seismic response of the girder notably increases when it is subjected to the Mexico City waves with long period components.

**Key words:** long-span cable-stayed bridge; shaking table test; pile-soil-structure interaction; high-order mode shape; spectral characteristic

基金项目: 国家自然科学基金重大研究计划集成项目(91515101-05); 国家自然科学基金青年基金项目(51608282)

收稿日期: 2018-04-11

\*通讯作者(E-mail: [lmsun@tongji.edu.cn](mailto:lmsun@tongji.edu.cn))

## 0 引言

斜拉桥是一种很有竞争力的桥型。目前,采用现有结构形式和材料,斜拉桥的主跨跨径可达 1400 m<sup>[1]</sup>。然而,大跨斜拉桥由于其自振周期较长且阻尼较低,强震作用下其主塔、桥墩和支座等构件可能发生损伤甚至局部破坏。如 1995 年神户地震损坏了东神户斜拉桥的所有支座<sup>[2]</sup>,1999 年集集地震损伤了集鹿斜拉桥的主塔和桥墩等<sup>[3]</sup>。此外,高阶振型对大跨斜拉桥等密频结构地震响应的影响可能更敏感;桩-土-结构相互作用对大跨度斜拉桥等柔性结构地震响应的影响可能更突出,尤其当大跨度斜拉桥建于软土地基之中。

振动台试验技术可重现桥梁结构所遭受的真实地面运动,是研究桥梁结构抗震最直接有效的方法之一。目前,关于桥梁结构抗震的振动台试验主要集中在以下两方面:侧重于桥梁下部基础和侧重于桥梁上部结构。其中,侧重于桥梁下部基础的振动台试验研究均将桥梁上部结构简化成集中质量<sup>[4-11]</sup>,如韦晓等<sup>[5]</sup>开展了桩-土-结构相互作用试验研究,表明桩-土-结构动力相互作用效应随输入激励水平的增加而增强;Wang 等<sup>[8]</sup>研究了不同冲刷下桩-土-桥墩的抗震行为,发现桩的弯矩需求随冲刷深度的增加而增大,而桥墩的弯矩需求随之减小;Durante 等<sup>[10]</sup>试验研究了单桩集中质量体系、群桩集中质量体系的地震响应,发现桩的弯矩需求取决于地震频谱特性与桩-土-结构体系频率之间的关系;高宇等<sup>[11]</sup>研究了河床冲刷深度对桩基桥梁地震反应的影响,发现土层会显著放大基岩地震动,但放大效应受基岩地震动加速度峰值的影响较大。研究表明:桩-土-结构相互作用的影响不容忽视。

另一方面,不少学者开展了侧重于桥梁上部结构的振动台试验研究<sup>[12-17]</sup>,但往往忽略了桩-土-结构相互作用的影响,即假设桥梁下部基础为刚性基础。如 Johnson 等<sup>[12]</sup>研究了两跨 RC 连续梁的抗震性能,表明非一致激励对非对称桥梁地震响应的影响明显,而对对称桥梁的影响几乎可忽略;李建中等<sup>[17]</sup>研究了大跨悬索桥不同结构体系的抗震性能,发现纵向阻尼器可有效控制其主塔-主梁的纵向相对位移;Shoji 等<sup>[18]</sup>和王瑞龙等<sup>[19]</sup>研究了长周期地震激励对斜拉桥地震响应的影响,结果表明长周期丰富的地震波将激起长周期桥梁更大的地震响应。此外,有学者采用地震工程模拟网络和实时耦联动力子结构试验技术开展了考虑桩-土-结构相互作用的振动台试验<sup>[20-21]</sup>,结果表明桩-土-结构相互作用对桥梁地震响应的影响不可忽视,但这些研究并非具有实际物理场意义的桩-土-结构相互作用的全模型试验。

综上,尚缺乏考虑桩-土-结构相互作用的大跨斜拉桥振动台试验研究,且桩-土-结构相互作用对这种柔性结构的影响可能更为突出。因此,本项试验以一座试设计的主跨 1400 m 超大跨斜拉桥为原型,设计并完成了一座包含群桩、人工场地土和上部结构在内的试验模型,采用振动台试验技术研究斜拉桥不同结构体系的抗震性能以及验证附加耗能构件的控制效果,揭示多点激励对桩-土-斜拉桥地震响应的影响机理,探索桩-土-结构相互作用对上部结构地震响应的影响规律,研究地震输入特性对桩-土-斜拉桥地震响应的影响及其规律,研究强地震作用下桩-土-斜拉桥的灾变演化及其破坏模式,为大跨深水基础缆索承重桥梁的抗震设计理论提供试验基础,为相关重大工程的实施建设提供科学支撑。

限于篇幅,本文仅以笔者所提出的具有良好抗震性能的辅助墩耗能体系为例<sup>[22]</sup>,研究一致激励下地震输入特性(加速度峰值和频谱特性)对桩-土-斜拉桥动力相互作用体系振动反应特性的影响及其规律。

## 1 试验模型

### 1.1 模型相似比

综合考虑振动台承载能力和几何尺寸以及试验场地和项目经费等限制条件,模型几何相似比取 1/70;考虑模型重力加速度效应、初始刚度以及振动台加速度输出能力和人工配重的实现,模型加速度相似比为 2;此外,模型混凝土和钢材的弹性模量相似比分别取 0.3 和 1.0,其余相似比由上述 3 个基本相似比导出。试验模型的相似比见表 1。

表 1 试验模型相似比

Table 1 Similarity ratios of test model				
性能	物理量	相似关系	混凝土	钢材
几何性能	长度 $l$	$S_l$	1/70	1/70
	面积 $A$	$S_A$	1/70 <sup>2</sup>	1/70 <sup>2</sup>
	惯性矩 $I$	$S_I$	1/70 <sup>4</sup>	1/70 <sup>4</sup>
材料性能	弹性模量 $E$	$S_E$	0.3	1
	应力 $s$	$S_s$	0.3	1
	应变 $e$	$S_e$	1	1
	密度 $r$	$S_r/(S_s \cdot S_l)$	10.5	35
动力性能	水平加速度 $a$	$S_a$	2	2
	时间 $T$	$S_l^{0.5} S_a^{-0.5}$	0.0845	0.0845
	频率 $f$	$S_l^{-0.5} S_a^{0.5}$	11.8322	11.8322

### 1.2 模型设计

按几何相似比严格缩尺后,试验模型总长 38200 mm,主塔、桥墩的高度分别为 5100, 860 mm,如图 1 所示。由于原型桥梁桩基数量较多,先根据刚度等效原则进行并桩,同时受振动台承载能力限制,因此

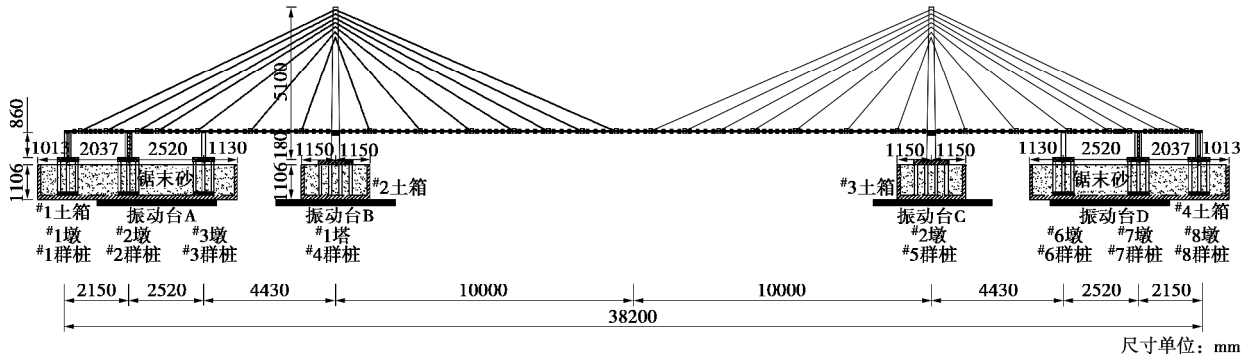


图 1 桩-土-斜拉桥模型

Fig. 1 Full model for pile-soil-cable-stayed bridge

只截取一段桩长 (70 m) 进行缩尺设计, 模型桩高和桩径分别为 1000, 105 mm, 其中桥墩和主塔处分别设置 3×3 和 4×6 的群桩基础, 群桩基础在层状剪切土箱中的相对坐标如图 1 所示。主塔、桥墩采用 M15 微粒混凝土和 1.2~3.2 mm 镀锌铁丝模拟原型构件的混凝土和钢筋, 纵筋与箍筋焊接成网状, 桩基采用 C40 混凝土和 6 mm 螺纹钢; 上述 3 种构件的配筋率与原型构件相同, 即主塔、桥墩和桩基的配筋率分别为 2.67%, 1.7%, 3.26%。

根据竖向抗弯刚度等效原则以及横向抗弯刚度近似等效, 模型主梁设计成箱型截面, 但忽略了轴向和扭转刚度的影响。根据轴向刚度等效原则, 原型拉索等效成 8×7 根双索面拉索, 由直径为 8 mm 的钢丝绳制作而成。

为了减少土箱边界反射和再现人工土的自由场反应, 通常采用层状剪切土箱模拟土体边界, 且其边界条件已得到验证<sup>[23]</sup>。因此, 本试验采用与文献[23]相同的层状剪切土箱, 但其中几何尺寸不同。即它由 9 层 (不含底层框架) 独立的长方形框架叠合而成, 框架层间间隙为 12 mm, 除底层框架外, 其余两层之间放置凹槽, 凹槽内放数颗钢滚珠以形成自由滑动的支承点, 在与纵向方向垂直的侧面各贴一块厚 2 mm 的钢板以防止横向滑动和扭转, #1 和 #4 层状剪切土箱的长宽高分别为 6700, 1700, 1006 mm, #2 和 #3 层状剪切土箱的长宽高分别为 2300, 2800, 1006 mm。

为了满足模型与原型桥梁的惯性力和动力相似, 需通过附加质量以弥补材料重度不足的影响, 即根据相似理论计算所得的理论质量与模型质量的差值即为附加质量。由于试验模型的几何缩尺比较小, 附加全配重质量难以实现, 因此采用欠配重模型。主塔从塔底至上横梁区段均匀对称安装配重以及在塔顶安装 2 个配重箱; 桥墩沿墩柱两侧均匀对称安装配重; 主梁配重以成对半圆钢块为主, 再辅以配重箱; 由于人工土质量的影响和振动台承载能力限制, 桩基未附加质量, 导致桩基频率偏高; 由于拉索附加质量相对全桥

模型质量很小, 且不考虑拉索本身动力特性的影响, 因此忽略其附加质量。主塔、桥墩和主梁附加质量安装部位如图 3 所示。

实际场地土通常难以满足振动台试验动力相似率要求, 需采用降低剪切模量或提高质量密度的人工土来模拟, 本项试验采用砂子和木屑的混合物<sup>[24]</sup>。此外, 由于原型桥梁为一座试设计斜拉桥, 缺乏实际的地质场地, 无法以原型场地土的动力特性作为人工土的设计依据。因此从土层对上部结构地震响应的最不利影响出发, 设计人工土的频率以桥墩和主塔的一阶频率为依据确定其剪切模量和密度, 并通过 GDS 共振柱试验确定其剪切模量和密度。最终, 砂子和木屑的质量比为 3:1, 人工土的密度为 840 kg/m<sup>3</sup>, 其初始剪切模量为 5.65 MPa (有效围压为 7.5 kPa)。其剪切模量  $G$ 、阻尼比  $D$  与剪切应变关系如图 2 所示。

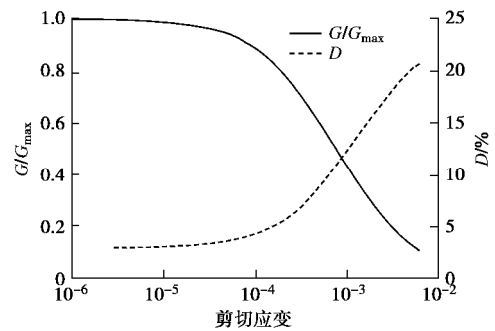


图 2 人工土的剪切模量、阻尼比与剪切应变曲线

Fig. 2 Relationship among shear modulus, damping ratio and shear strain for artificial soil

砂子和木屑晒干、过筛和均匀拌合组合成人工土, 然后分层装入层状剪切土箱, 每层人工土厚度不超 100 mm, 通过实际称重和压实体积来控制人工土密度, 以达到期望的土体密度。

安装后的桩-土-斜拉桥模型如图 3 所示。主塔下横梁-主梁、墩顶-主梁之间安装滑动支座, #1~#3 群桩、#4 群桩、#5 群桩和 #6~#8 群桩分别与 #1、#2、#3 和 #4 层状剪切土箱底部固结, 然后层状剪切土箱分别与振动台 A、B、C 和 D 通过螺栓连接。关于试验

模型安装可参阅文献[22]。



图3 安装后桩-土-斜拉桥模型

Fig. 3 Full model for assembled pile-soil-cable-stayed bridge

### 1.3 结构体系

笔者研究了地震作用下桩-土-斜拉桥3种纵向结构体系的抗震性能：①半漂浮体系；②弹性约束体系；③辅助墩耗能体系<sup>[22]</sup>，其中辅助墩耗能体系具有更优良的抗震性能。本文仅以辅助墩耗能体系为例，分别在单一的纵向一致激励和横向一致激励作用下，采用振动台试验技术探讨地震输入特性（加速度峰值和频谱特性）对桩-土-斜拉桥振动反应特性的影响及其规律。

辅助墩耗能体系的边界条件或连接条件为：#1和#8墩-主梁以及主塔-主梁之间安装滑动支座，而#2、#3、#6和#7墩-主梁之间通过钢板焊接形成固结，目的是使辅助墩分担更多主梁惯性和耗散更多地震输入能，主塔-主梁之间安装纵向弹性拉索，其刚度为4080 kN/m。辅助墩耗能体系的力学简图如图4所示。

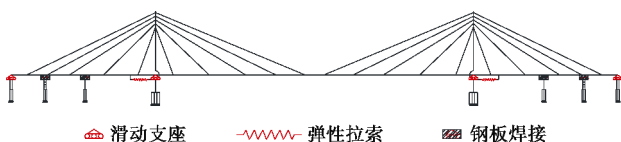


图4 辅助墩耗能体系的力学简图

Fig. 4 Structural system of energy dissipation supporting pier

## 2 试验方案

### 2.1 传感器布置

本项试验主要测量加速度、位移和应变等地震响

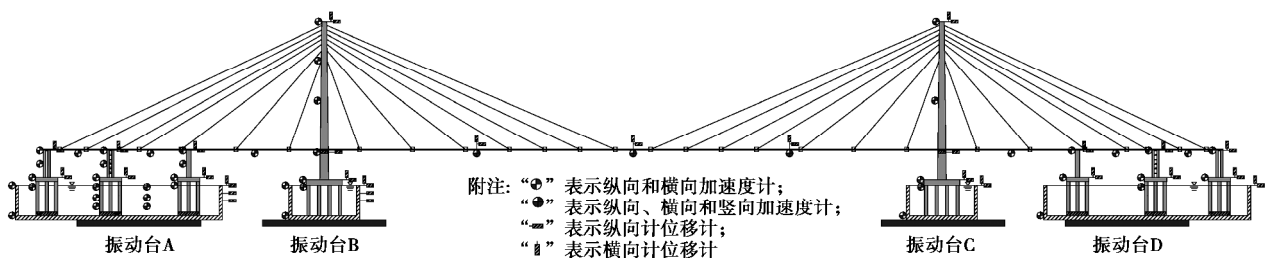


图5 桩-土-斜拉桥模型测点布置

Fig. 5 Layout of measuring points for full model for pile-soil-cable-stayed bridge

应，相应传感器为压电式加速度计、拉线式位移计和电阻式应变片。试验模型共有383个传感器实时采集数据，其中包括68个位移计、103个加速度计和212个应变片。图5为位移计和加速度计的安装部位。

### 2.2 试验加载

试验选取了某超大跨斜拉桥的人工地震波（记为Acce100波）作为地震输入，其卓越周期和频率成分能反映中国沿海地区工程地质场地特征；还选取了经典的实际地震记录El-Centro波和Mexico-City波作为地震输入，以期研究地震输入频谱特性对试验模型地震响应的影响及其规律；3条地震波分别简称为A波、E波和M波。当试验进行地震输入时，3条波的持时和时间间隔均按时间相似常数进行压缩，为了符合振动台的性能要求，也过滤了地震波的高频成分（如100 Hz以上频率），A波、E波和M波的加速度时程以及相应的频谱特性如图6、7所示。

分析图7可知，A波和E波的频带相对较宽，其主要能量分别分布在频率4~40、5~50 Hz，其中能量较大区域集中在频率7.5~21、19~48 Hz；M波的频带相对较窄，其主要能量集中在频率4~7 Hz。

首先，将3条地震波的峰值加速度（peak ground acceleration, PGA）均调至0.1g，然后对试验模型分别进行单一的纵向一致激励输入和横向一致激励输入，本文暂未考虑空间相关性和行波效应等多点激励输入。试验模型的纵向一致激励工况如表2所示，需要说明的是，由于M波的长周期成分相对较丰富，若进行其较大PGA加载有可能损伤模型，进而影响后续试验，因此仅进行了M波的较小PGA（0.2g以下）加载试验。另外，试验模型的横向一致激励工况与纵向工况相同，但地震输入方向为横向。

## 3 试验结果与分析

### 3.1 动力特性

在试验模型进行振动加载前，先后进行单一的纵向或横向白噪声扫频以识别其相应方向的动力特性，然后采用随机子空间方法识别了前10阶振型以及相应频率，并采用修正后的有限元模型得到了相应振型及频率（见表3）。

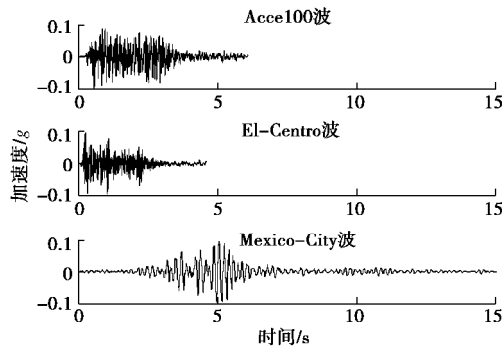


图 6 地震波加速度历程

Fig. 6 Acceleration history time of earthquake waves

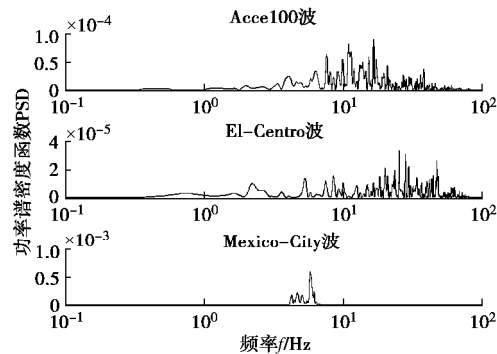


图 7 地震波加速度频谱特性

Fig. 7 Spectral characteristics of acceleration of earthquake waves

表 2 纵向一致激励工况

Table 2 Cases of uniform earthquake excitations in longitudinal direction

输入波	输入方向	激励模式	PGA/g
白噪声			0.08
A 波			0.10, 0.20, 0.30, 0.40
白噪声	纵向	一致激励	0.08
E 波			0.10, 0.20, 0.30, 0.40
白噪声			0.08
M 波			0.10, 0.20
白噪声			0.08

表 3 试验模型的前 10 阶振型及相应频率

Table 3 First 10 mode shapes and modal frequencies of test model

振型	频率/Hz		误差/%	振型描述
	数值模型	试验模型		
1	1.208	1.341	11.01	主梁对称横弯
2	2.337	2.125	-9.27	主塔反对称侧弯
3	2.363	2.276	-3.84	主塔对称侧弯
4	2.459	2.557	3.99	主梁对称竖弯
5	2.948	2.986	1.29	主梁反对称竖弯
6	3.006	未识别	—	主梁反对称横弯
7	3.680	3.613	-1.82	纵漂
8	3.852	3.953	2.62	主梁对称竖弯
9	4.483	4.612	2.88	主梁反对称竖弯
10	5.344	5.240	-1.93	主梁对称竖弯

由表 3 可知, 除第 6 阶主梁反对称横弯振型未被识别外, 其余频率均与有限元模型结果比较吻合, 如主塔对称侧弯及主梁对称竖弯与试验模型的误差在 4% 以内, 且两种方法之间得到的振型相同, 表明随机子空间方法和有限元模型均可有效描述试验模型的动

力特性。

### 3.2 不同峰值加速度作用下体系振动特性分析

限于篇幅, 仅以经典 E 波为例分析不同峰值加速度 (PGA) 作用下桩-土-斜拉桥体系的振动特性。图 8 和图 10 分别给出了 #1 塔 (含桩)、#2 墩 (含桩) 以及 #1 土箱自由土沿各自高度分布的最大加速度放大系数, 其中加速度放大系数等于构件最大加速度响应与相应振动台最大输出加速度之比 (下同)。

由图 8 (a) 可知, 在 E 波纵向一致激励下, 主塔 (含桩) 最大纵向加速度放大系数的变化规律: ①最大纵向加速度放大系数沿塔高呈非线性分布, 其原因是主塔高阶振型对加速度响应的贡献明显, 如图 9 (a) 所示。②在 PGA 为 0.4g 以内的 E 波作用下, 归一化的最大纵向加速度放大系数受加速度峰值的影响不明显 (15% 以内), 如在 PGA 为 0.1g, 0.2g, 0.3g 和 0.4g 作用下, 塔顶最大纵向加速度放大系数分别为 1.387, 1.388, 1.239, 1.521, 塔中最大纵向加速度放大系数分别为 1.167, 1.103, 1.171, 1.331。③在不同 PGA 作用下, 桩顶 (塔底) 的最大纵向加速度放大系数变化较小 (10% 以内), 表明在桥梁纵向的桩-土-结构相互作用受基岩地震动加速度峰值的影响较小。

分析图 8 (b) 可知, 在 E 波横向一致激励下, 主塔 (含桩) 最大横向加速度放大系数的变化规律有: ①最大横向加速度放大系数沿塔高呈非线性分布, 其原因是主塔高阶振型被激发 (见图 9 (b)), 表明高阶振型对主塔横向加速度的影响明显。②在 PGA 为 0.4g 以内的 E 波作用下, 最大横向加速度放大系数受加速度峰值的影响不明显 (平均影响在 15% 以内)。③桩顶 (塔底) 的最大横向加速度放大系数随 PGA 的增大而减小 (最大减小约 20%), 如在 PGA 为 0.10g, 0.20g, 0.30g 和 0.40g 作用下, 塔底的最大横向加速度放大系数分别为 2.628, 2.354, 2.216 和 2.063, 表明在桥梁横向的桩-土-结构相互作用随基岩地震动加速度峰值增大而减小, 其原因是: 随横向地震 PGA 的增大, 主梁与支座之间更容易滑动甚至脱离, 降低了桥梁整体刚度。

由图 10 (a) 可发现, 在 E 波纵向一致激励下, 2 号墩 (含桩) 最大纵向加速度放大系数有如下变化规律: ①墩底和桩顶最大纵向加速度放大系数大于 1, 表明桩-土-结构相互作用对桥墩纵向加速度有放大作用, 但放大效应受基岩地震动加速度峰值的影响不明显 (15% 以内)。②最大纵向加速度放大系数沿墩高逐渐变化, 即最大纵向加速度放大系数从桩底至桥墩中部 (0~1670 mm) 逐渐增大, 然后至墩顶减小, 主要原因是主梁对墩顶纵向运动有约束作用, 限制了墩顶振动。③桥墩最大纵向加速度放大系数随 PGA 的逐级增大而变化不明显 (15% 以内), 如在 PGA 为 0.10g,

0.20g, 0.30g, 0.40g 作用下, 墩顶最大纵向加速度放大系数分别为 0.988, 0.931, 0.931, 0.807。

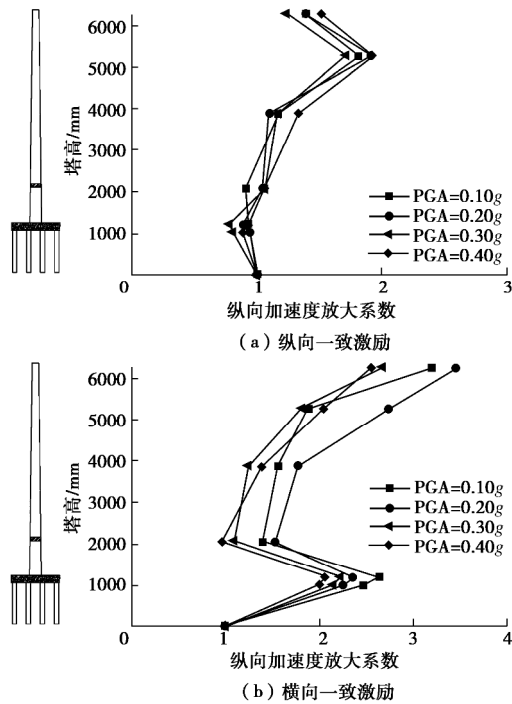


图 8 E 波作用下#1 塔最大加速度放大系数

Fig. 8 Maximum amplification coefficients of acceleration of No.1 tower under E waves

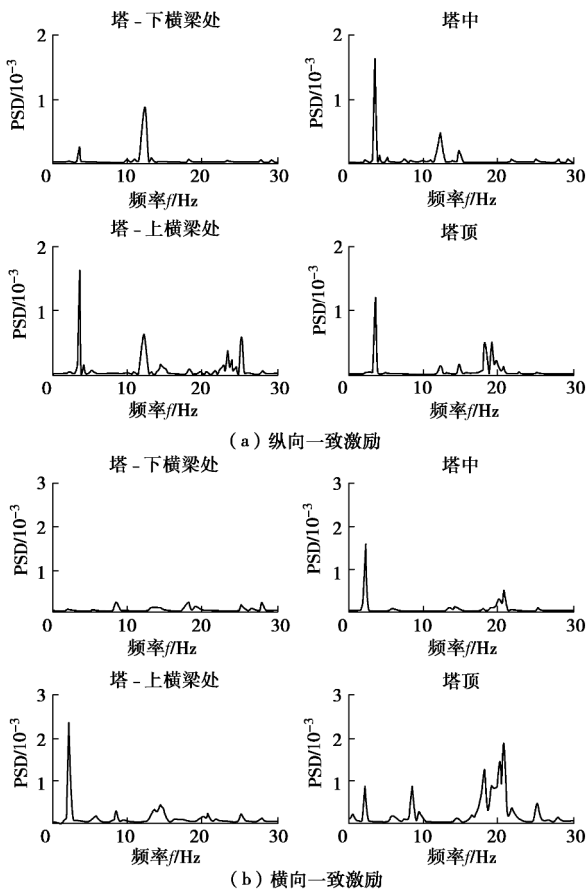


图 9 E 波作用下#1 塔的加速度频谱

Fig. 9 Spectral characteristics acceleration of No.1 tower under E waves

分析图 10 (b) 可得, 在 E 波横向一致激励下, #2 墩 (含桩) 在横向的地震响应规律有: ①墩底和桩顶最大横向加速度放大系数大于 1, 表明桩 - 土 - 结构相互作用对桥墩横向加速度产生有放大效应, 但放大效应随基岩地震动加速度峰值的增大而减小。②最大横向加速度放大系数沿墩高逐渐变化, 即从桩底至墩底 (0~1240 mm) 最大横向加速度放大系数逐渐增大, 然后至墩顶逐渐减小, 与主梁对桥墩的横向约束作用有关, 限制了墩顶振动。③最大横向加速度放大系数随 PGA 的逐级增大而逐渐减小, 如在 PGA 为 0.10g, 0.20g, 0.30g, 0.4g 作用下, 墩顶最大纵向加速度放大系数分别为 0.871, 0.719, 0.691, 0.617, 桩顶分别为 1.605, 1.405, 1.316, 1.103。

自由土最大纵向加速度放大系数沿其高度呈非线性分布 (图 10 (a))。其可能原因是土体高阶振型被激发, 导致桩 - 土 - 结构相互作用更明显, 使桩基和土体的地震响应更复杂, 表明桩 - 土的运动相互作用随其高度逐渐变化。分析图 10 (b) 可知, 自由土最大横向加速度放大系数沿其高度被逐渐放大, 表明桩 - 土的运动相互作用随其高度逐渐增强; 土层的放大效应显著, 土体表面加速度峰值相对于剪切土箱底部的输入加速度显著增大。

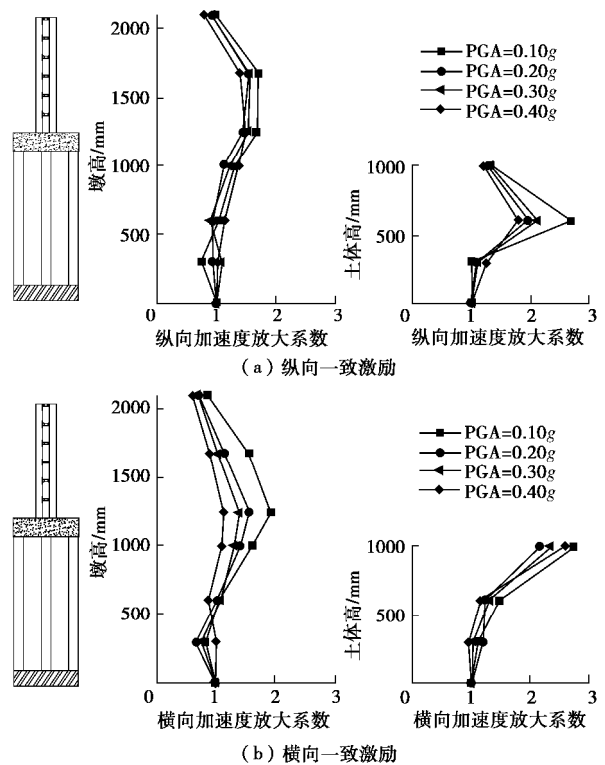


图 10 E 波作用下#2 墩、自由土最大加速度放大系数

Fig. 10 Maximum amplification coefficients of acceleration of No. 2 pier and free soil under E waves

### 3.3 不同频谱特性地震对体系振动特性的影响

限于篇幅, 仅以 PGA 为 0.10g 的地震响应为例,

分析不同频谱特性地震对桩-土-斜拉桥体系振动特性的影响, 图 11, 12 给出了不同地震一致激励下#1 塔(含桩)、#2 墩(含桩)和#1 土箱自由土沿各自高度分布的最大加速度放大系数。

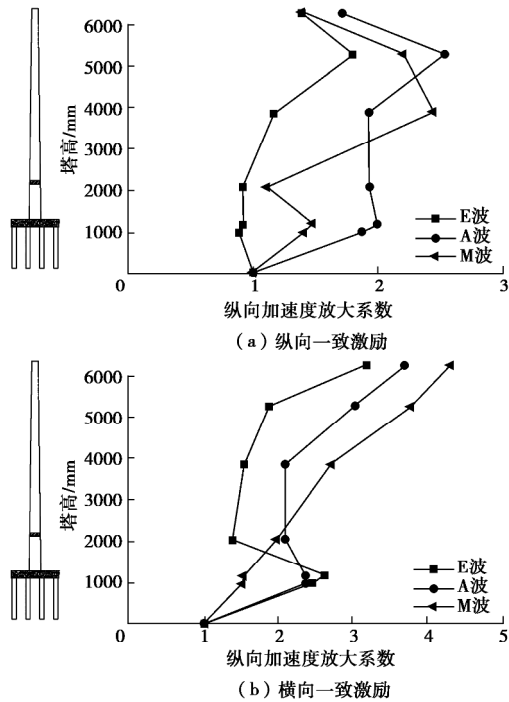


图 11 不同地震作用下#1 塔最大加速度放大系数

Fig. 11 Maximum amplification coefficients of acceleration of No. 1 tower under different earthquake waves

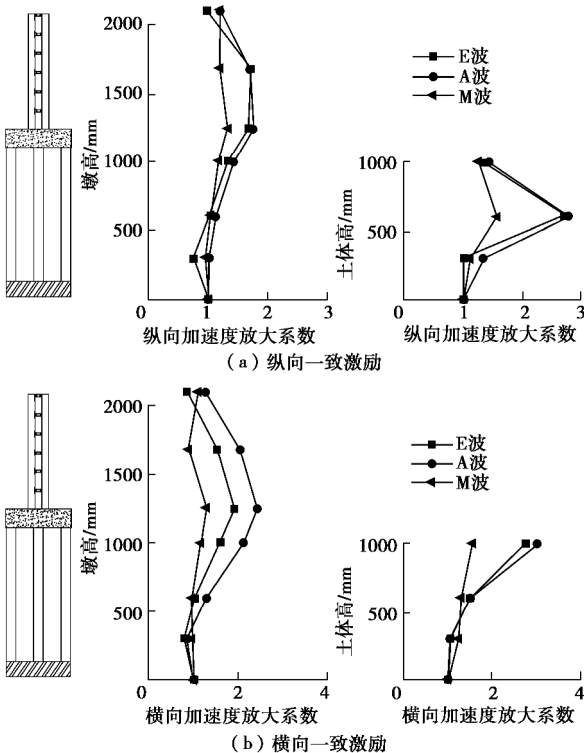


图 12 不同地震作用下#2 墩、自由土最大加速度放大系数  
Fig. 12 Maximum amplification coefficients of acceleration of No. 2 pier and free soil under different earthquake waves

分析图 11 (a) 可知, 与 E 波纵向一致激励结果相比, A 波和 M 波纵向作用下主塔(含桩)最大纵向加速度放大系数明显增大, 其原因是与 E 波的卓越能量频带 19~48 Hz 相比, A 波和 M 波的卓越能量频带分别集中于 7.5~21 Hz 和 4~7 Hz (图 7), 更接近主梁竖弯和纵漂振型频率(2.4~5.5 Hz, 见表 3)。如在 A 波纵向一致激励下, 桩顶、塔中和塔顶的最大纵向加速度放大系数分别增大 110%, 65%, 24%, 在 M 波纵向一致激励下, 相同部位的最大纵向加速度放大系数分别增大 57%, 109%, 1%。这些结果表明: 在相同 PGA 作用下, 不同频谱特性地震输入明显影响主塔(含桩)的纵向加速度响应。

在 E 波、A 波和 M 波纵向一致激励下, 塔底最大纵向加速度放大系数分别为 0.923, 1.998, 1.472 (图 11 (a)), 表明桩-土-结构相互作用对主塔纵向加速度响应产生影响, 且其影响程度不仅与地震输入的频谱特性相关, 也与结构或构件的动力特性相关。即当地震波的主要频率成分(图 7)越接近结构或构件的卓越频率(图 13), 结构或构件的加速度响应越大。需要说明的是, 在 El Centro 波作用下塔底纵向加速度放大系数略小于 1, 其原因是 El Centro 波的主要能量集中于 19~48 Hz 远离塔底和土体的纵向卓越频率(11.7 Hz, 见图 13)。

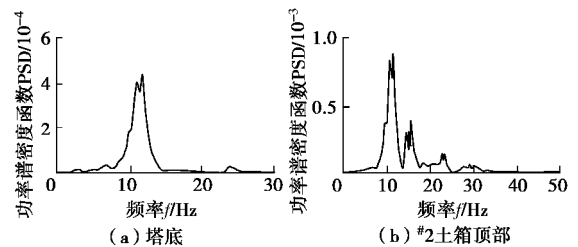


图 13 白噪声激励下塔底和#2 土箱顶部的纵向加速度频谱  
Fig. 13 Spectral characteristics of longitudinal acceleration at tower bottom and No. 2 shear box top under white noise excitations

由图 11 (b) 可知, 与 E 波横向一致激励结果相比, A 波和 M 波横向作用下除塔底外的主塔最大横向加速度放大系数增大, 其主要原因是 A 波和 M 波的卓越能量所在频带(图 7)比 E 波更接近主塔侧弯频率(约 2.3 Hz, 见表 3)。如在 A 波和 M 波横向一致激励下, 塔顶最大横向加速度放大系数分别增大 16%, 35%, 塔中分别增大 34%, 74%。这表明: 在相同 PGA 作用下, 不同频谱特性地震输入对主塔(含桩)横向加速度响应产生明显影响。

在 E 波、A 波和 M 波横向一致激励下, 塔底最大横向加速度放大系数分别为 2.374, 2.628, 1.538 (图

11 (b)), 表明桩-土-结构相互作用对主塔横向加速度响应产生明显不利影响。比较不同地震波作用下横向加速度放大系数可知: 桩-土-结构相互作用不仅与地震输入的频谱特性相关, 也与结构或构件的动力特性相关, 即当地震波的主要频率成分(图7)越接近结构或构件的卓越频率(图14), 结构或构件的加速度响应越大。

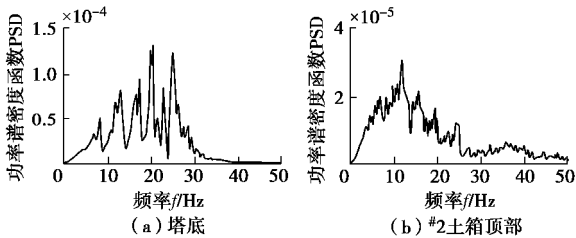


图14 白噪声激励下塔底和#2土箱顶部的横向加速度频谱  
Fig. 14 Spectral characteristics of transverse acceleration at tower bottom and No. 2 shear box top under white noise excitations

分析图12(a)可知, 与E波纵向一致激励结果相比, A波纵向作用下#2墩(含桩)和自由土的最大纵向加速度放大系数变化较小, 如桩顶、墩中和自由土表面增大在7%以内; M波纵向作用下桩底至墩中区段和自由土的横向加速度放大系数减小, 如桩顶和墩中分别减小11%, 30%, 距土箱底600 mm处自由土减小42%, 其原因是: M波的频带相对较窄, 且主要集中在低频(图7), 远离#2墩底(桩顶)和土体的主要频率成分(图15)。此外, M波纵向作用下墩顶最大纵向加速度放大系数反而比E波作用的结果增大21%, 其原因是: 由于约束作用, #2墩顶的加速度反应由主梁纵漂振型控制, 而M波的卓越能量频带(图7)更接近主梁纵漂频率(表3), 易激发主梁纵向振动, 导致#2墩顶纵向加速度增大。

在E波、A波和M波纵向一致激励下, 墩底最大纵向加速度放大系数分别为1.688, 1.746, 1.331(图12(a)), 表明不能忽视桩-土相互作用对桥墩纵向加速度响应的放大作用, 且其放大效应受地震输入频谱特性的影响。

由图12(b)得知, 与E波横向一致激励结果相比, A波横向作用下#2墩(含桩)的最大横向加速度放大系数增大, 而自由土的变化很小, 如桩顶、墩底和墩顶分别增大33%, 27%, 45%; M波横向作用下桩底至墩中区段和自由土的横向加速度放大系数减小, 如桩顶和墩底分别减小25%, 32%, 自由土表面减小43%, 其主要原因仍与地震输入的卓越能量所在频带与2号墩频率、土体频率密切相关。进一步比较可知, M波横向作用下墩顶最大横向加速度放大系数反而比E波作用的结果增大28%, 其原因是: 主梁约束

了#2墩顶的横向振动, 导致#2墩顶在横向与主梁一起振动, 而M波的卓越峰值(图7)更接近主梁横向频率(表3), 易激起主梁横向振动, 导致#2墩顶横向加速度增大。

在E波、A波和M波横向一致激励下, 墩底最大横向加速度放大系数分别为1.921, 2.437, 1.307(图12(b)), 表明桩-土-结构相互作用对桥墩横向加速度响应的不能忽视, 且其影响程度与地震输入的频谱特性相关。在E波、A波和M波横向作用下, 桩顶最大横向加速度放大系数分别为1.605, 2.134, 1.207, 自由土表面最大横向加速度放大系数分别为2.754, 3.004, 1.561, 比较两者相同高度的加速度响应可发现桩-土相互作用比较明显。

分析图16(a)可知, 与E波纵向一致激励结果相比, A波纵向作用下主跨最大竖向加速度放大系数增大, 尤其M波作用下显著增大, 其原因是A波和M波的卓越能量所在频带(图7)比E波更接近主梁竖弯频率(表3)。如M波纵向作用下, 1/4主跨、跨中和3/4主跨的最大竖向加速度放大系数分别为E波作用结果的5.2倍、3.7倍和5.9倍。这些结果表明: 在相同PGA作用下, 主梁竖向加速度响应明显受不同频谱特性地震输入的影响, 且具有丰富长周期特性的M波对超大跨斜拉桥主梁竖向地震响应的影响特别显著。

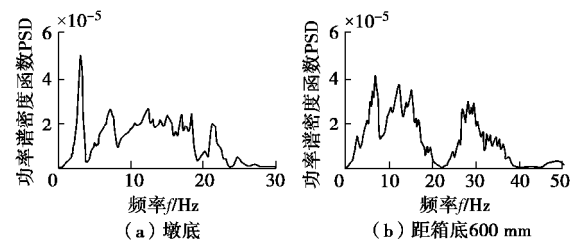


图15 白噪声激励下#2墩底和#1土箱自由土600 mm处的纵向加速度频谱

Fig. 15 Spectral characteristics of longitudinal acceleration at No. 2 pier bottom and 600 mm-height of free soil in No. 1 shear box under white noise excitations

由图16(b)可知, 与E波横向一致激励结果相比, A波横向作用下主跨最大横向加速度放大系数增大, 如1/4主跨、跨中和3/4主跨分别增大33%, 19%和42%; M波横向作用下主跨最大横向加速度放大系数减小, 如跨中和3/4主跨分别减小12%和8%; 其主要原因仍与地震输入的卓越能量所在频带与主梁的横弯频率密切相关。这些结果表明: 在相同PGA作用下, 不同频谱特性地震输入对主跨横向加速度响应产生明显影响。

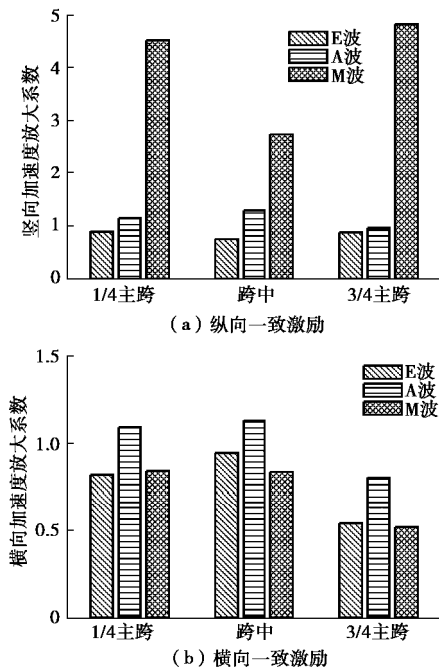


图 16 不同地震作用下主跨最大加速度放大系数

Fig. 16 Maximum amplification coefficients of acceleration of main span under different earthquake waves

## 4 结 论

本文以一座试设计的主跨 1400 m 超大跨斜拉桥为原型,设计和制作了几何相似比为 1/70 且包括桩基础、场地土和上部结构等在内的试验模型,研究了地震波的峰值加速度和频谱特性对桩-土-斜拉桥动力相互作用体系振动特性的影响及其规律。主要得出以下 4 点结论。

(1) 桩-土-结构相互作用对超大跨斜拉桥加速度响应产生明显影响,且其影响程度与地震输入的频谱特性相关,也与构件自身的动力特性相关。当地震波的卓越频率越接近构件或土体的主要振型频率,桩-土-结构相互作用效果越明显。因此,在斜拉桥抗震设计或性能评估中应综合考虑上述各因素的影响。

(2) 在纵向一致激励下,桩-土-结构相互作用受基岩地震动加速度峰值的影响不明显;在横向一致激励下,桩-土-结构相互作用随基岩地震动加速度峰值的增大而减小,其原因是:随横向地震 PGA 的增大,主梁与支座之间更容易滑动甚至脱离,降低了桥梁整体刚度。

(3) 在不同地震输入特性(峰值加速度和频谱特性)作用下,超大跨斜拉桥主塔的最大纵向或横向加速度沿塔高呈非线性分布,显示主塔高阶振型对其地震加速度响应的贡献明显。

(4) 不同频谱特性地震输入明显影响超大跨斜拉桥的地震响应。与相同 PGA 的人工波和 El Centro 波

激励结果相比,具有长周期成分的 Mexico City 波导致主梁竖向地震响应显著增大。

致 谢: 感谢同济大学土木工程学院楼梦麟教授、梁发云教授、陈清军教授和袁万城教授对本试验方案所提出的宝贵意见,也感谢同济大学土木工程学院研究生聂丹、王建国、贾亚杰、陈海兵、焦胜、杨耀华和罗超对本试验的帮助。

## 参考文献:

- [1] NAGAI M, FUJINO Y, YAMAGUCHI H, et al. Feasibility of a 1,400 m span steel cable-stayed bridge[J]. *Journal of Bridge Engineering*, 2004, **9**(5): 444 - 52.
- [2] NAGASAWA M, SUMI K, TASAKI K, et al. Seismic retrofit of the all-free type cable-stayed Higashi-Kobe bridge with new energy dissipation devices[C]// 5th World Conference on Structural Control and Monitoring. Tokyo, 2010.
- [3] 周智杰. 集鹿大桥震害评估与修复之研究[D]. 台北: 台湾大学, 2004. (ZHOU Zhi-jie. Evaluation and repaired on seismic damage of Chi-Lu bridge[D]. Taipei: Taiwan University, 2004. (in Chinese))
- [4] MAKRIS N, TAZOH T, YUN X, et al. Prediction of the measured response of a scaled soil-pile-superstructure system [J]. *Soil Dynamics & Earthquake Engineering*, 1997, **16**(2): 113 - 124.
- [5] 韦 晓, 范立础, 王君杰. 考虑桩-土-桥梁结构相互作用振动台试验研究[J]. *土木工程学报*, 2002, **35**(4): 91 - 97. (WEI Xiao, FAN Li-chu, WANG Jun-jie. Shake table test on soil-pile-structure interaction[J]. *China Civil Engineering Journal*, 2002, **35**(4): 91 - 97. (in Chinese))
- [6] CUBRINOVSKI M, KOKUSHO T, ISHIHARA K. Interpretation from large-scale shake table tests on piles undergoing lateral spreading in liquefied soils[J]. *Soil Dynamics & Earthquake Engineering*, 2006, **26**(2): 275 - 286.
- [7] 唐 亮, 凌贤长, 徐鹏举, 等. 可液化场地桥梁群桩基础地震响应振动台试验研究[J]. *岩土工程学报*, 2010, **32**(5): 672 - 680. (TANG Liang, LING Xian-zhang, XU Peng-ju, et al. Shaking table test on seismic response of pile groups of bridges in liquefiable ground[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2010, **32**(5): 672 - 680. (in Chinese))
- [8] WANG S C, LIU K Y, CHEN C H, et al. Experimental investigation on seismic behavior of scoured bridge pier with pile foundation[J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2015, **44**(6): 849 - 864.

- [9] SU L, TANG L, LING X, et al. Pile response to liquefaction-induced lateral spreading: a shake-table investigation[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2016, **82**: 196 - 204.
- [10] DURANTE M G, SARNO L D, MYLONAKIS G, et al. Soil-pile-structure interaction: experimental outcomes from shaking table tests[J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2016, **45**(7): 1041 - 1061.
- [11] 商宇, 叶爱君, 王晓伟, 冲刷条件下的桩基桥梁振动台试验[J]. *中国公路学报*, 2017, **30**(12): 280 - 289. (SHANG Yu, YE Ai-jun, WANG Xiao-wei, Shake table test of pile supported bridge under scour condition[J]. *China Journal of Highway and Transport*, 2017, **30**(12): 280 - 289. (in Chinese))
- [12] JOHNSON N, RANF R, SAIID I, et al. Seismic testing of a two-span reinforced concrete bridge[J]. *Journal of Bridge Engineering*, 2008, **13**(2): 173 - 182.
- [13] 房贞政, 张超, 陈永健, 等. 基于三台阵振动台的多塔斜拉桥试验研究[J]. *土木工程学报*, 2012, **45**(增刊 1): 25 - 29. (FANG Zhen-zheng, ZHANG Chao, CHEN Yong-jian, et al. Research on the shaking table test of three towers cable-stayed bridge based on three shaking table system[J]. *China Civil Engineering Journal*, 2012, **45**(S1): 25 - 29. (in Chinese))
- [14] 闫晓宇, 李忠献, 韩强, 等. 多点激励下大跨度连续刚构桥地震响应振动台阵试验研究[J]. *土木工程学报*, 2013, **46**(7): 81 - 89. (YAN Xiao-yu, LI Zhong-xian, HAN Qiang, et al. Shake tables test study on seismic response of a long-span rigid-framed bridge under multi-support excitations[J]. *China Civil Engineering Journal*, 2013, **46**(7): 81 - 89. (in Chinese))
- [15] ZONG Z H, ZHOU R, HUANG X Y, et al. Seismic response study on a multi-span cable-stayed bridge scale model under multi-support excitations part I: shaking table tests[J]. *Journal of Zhejiang University (Science A)*, 2014, **15**(5): 351 - 363.
- [16] 王曙光, 刘伟庆, 徐秀丽, 等. 大跨连续梁桥纵向消能减震振动台模型试验[J]. *中国公路学报*, 2009, **22**(5): 54 - 59. (WANG Shu-guang, LIU Wei-qing, XU Xiu-li, et al. Shaking table model test of long-span continuous girder bridge with longitudinal seismic energy dissipating[J]. *China Journal of Highway and Transport*, 2009, **22**(5): 54 - 59. (in Chinese))
- [17] LI J, YAN J, PENG T, et al. Shake table studies of seismic structural systems of a Taizhou Changjiang Highway Bridge Model[J]. *Journal of Bridge Engineering*, 2015, **20**(3): 04014065.
- [18] SHOJI G, KOGI T, UMESAKA Y. Seismic response of a PC cable-stayed bridge subjected to a long-period ground motion[C]// *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*. Beijing, 2008.
- [19] 王瑞龙, 徐艳, 李建中. 一致激励下的混凝土斜拉桥振动台试验[J]. *同济大学学报(自然科学版)*, 2015, **43**(3): 357 - 363. (WANG Rui-long, XU Yan, LI Jian-zhong. Shake table test of a concrete cable-stayed bridge subjected to uniform seismic excitation[J]. *Journal of Tongji University (Natural Science)*, 2015, **43**(3): 357 - 363. (in Chinese))
- [20] WOOD S, ANAGNOS T, ARDUINO P, et al. Using NEES to investigate soil-foundation-structure interaction[C]// *13th Conference on Earthquake Engineering*. Vancouver BC, 2004.
- [21] 闫晓宇, 李忠献, 李勇, 等. 考虑土-结构相互作用的多跨连续梁桥振动台阵试验研究[J]. *土木工程学报*, 2013, **46**(11): 98 - 104. (YAN Xiao-yu, LI Zhong-xian, LI Yong, et al. Shake tables test on a long-span continuous girder bridge considering soil-structure interaction[J]. *China Civil Engineering Journal*, 2013, **46**(11): 98 - 104. (in Chinese))
- [22] 谢文, 孙利民. 采用振动台阵的超大跨斜拉桥大比例全模型试验研究[J]. *土木工程学报*, 2018, **51**(8): 47 - 59, 80. (XIE Wen, SUN Li-min. Experimental studies on a large-scaled full model of a super long-span cable-stayed bridge by using shaking table array system[J]. *China Civil Engineering Journal*, 2018, **51**(8): 47 - 59, 80. (in Chinese))
- [23] 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*, 2002, **30**(7): 781 - 785. (in Chinese))
- [24] 楼梦麟, 宗刚, 牛伟星, 等. 土-桩-钢结构相互作用体系的振动台模型试验[J]. *地震工程与工程振动*, 2006, **26**(5): 226 - 230. (LOU Meng-lin, ZONG Gang, NIU Wei-xing, et al. Shaking table model test of soil-steel structure interaction system[J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2006, **26**(5): 226 - 230. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201907018

# 地下工程开挖卸荷既有桩基承载响应物理模拟及新进展

刘松玉<sup>1</sup>, 李洪江<sup>\*1</sup>, 童立元<sup>1</sup>, 张明飞<sup>2</sup>, 周志宏<sup>3</sup>

(1. 东南大学岩土工程研究所, 江苏 南京 210096; 2. 郑州航空工业管理学院土木建筑工程学院, 河南 郑州 450046;  
3. 江苏省建设工程设计施工图审核中心, 江苏 南京 210036)

**摘要:** 地下工程开挖卸荷引起的灾变问题一直是社会高度关注的问题之一, 近年来中国多地发生了由基坑开挖或隧道建设诱发的地面变形、桩基倾斜偏位及建筑物垮塌等灾害事故, 威胁人们的生命和财产安全。简要介绍传统地下工程开挖卸荷物理模拟存在的不足, 对比概述了近 20 年间国内外有关基坑、隧道开挖对桩基影响的典型试验方法和试验装置(小比尺模型试验和离心机试验)。重点设计提出了一种地下工程开挖卸荷既有桩基承载响应室内综合模拟试验装置, 并对模型设计原理及技术特点进行了分析, 同时开展了邻近基坑开挖对既有工程桩水平承载力影响及工程阻隔物对地下水阻挡作用影响两类问题试验研究。最后, 对卸荷桩未来的研究方向提出了一些建议和展望。

**关键词:** 地下工程开挖; 桩基; 模型试验; 气压加载; 卸荷桩

中图分类号: TU473 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2019)07-1329-10

**作者简介:** 刘松玉(1963—), 男, 江苏靖江人, 教授, 博士生导师, 主要从事土力学与岩土工程教学与科研工作。E-mail: liusy@seu.edu.cn。

## Model tests and new progress of pile response due to underground excavations

LIU Song-yu<sup>1</sup>, LI Hong-jiang<sup>1</sup>, TONG Li-yuan<sup>1</sup>, ZHANG Ming-fei<sup>2</sup>, ZHOU Zhi-hong<sup>3</sup>

(1. Institute of Geotechnical Engineering, Southeast University, Nanjing 210096, China; 2. Civil Engineering and Architecture Institute, Zhengzhou University of Aeronautics, Zhengzhou 450046, China; 3. Jiangsu Provincial Construction Drawing Examination & Verification Center, Nanjing 210036, China)

**Abstract:** The disaster from the unloading effects induced by underground excavations has always been one of the high-concern issues. In recent years, a series of ground deformation, pile foundation tilt, or building collapse cases have taken place in China, and sometimes they even threaten people's lives and property. The imperfection of the conventional model tests for simulating underground excavations is introduced, and the typical experimental test methods and test devices including small-scale and centrifuge models corresponding to excavation of foundation pit and tunneling in the past two decades are briefly compared. In this study, a new testing apparatus for pile load response undergoing underground excavations is proposed, and its design principles and technical characteristics are analyzed. Using the test boxes, the studies on the lateral pile response to adjacent excavation and the blocking effect of a barrier on the flow of groundwater are conducted. Finally, some suggestions and prospects about the future study on unloading piles are put forward.

**Key words:** underground excavation; pile foundation; model test; pneumatic loading; unloading pile

## 0 引言

随着城市化进程的加快, 城市地下空间开发带来的环境效应越来越严峻, 特别是基坑开挖、隧道掘进导致的既有工程桩破坏现象频发。如图 1 所示, 基坑开挖或隧道掘进会诱发周边土体产生应力释放和位移, 进而在邻近桩体内部产生附加应力和变形, 削弱桩基的正常服役能力。地下空间开挖卸荷效应已经成为工程人员必须考虑的热点问题, 也是科研工作者亟待解决的难点问题。近年来, 城市高密度区各种复杂型式的地下开挖工程不断涌现, 如超大规模集群式开

发基坑群与坑中坑、地铁盾构隧道穿越密集建筑群、既有建筑地下室增设等。面对上述问题, 已有的桩基承载理论已不能完全满足地下工程近接施工条件下的桩基设计要求, 仍沿用传统的分析方法指导设计和施工, 往往会导致重大工程事故。地下工程开挖卸荷既

基金项目: 国家重点研发计划项目(2016YFC0800201); 江苏省建设系统科技项目(2014ZD66); 国家自然科学基金项目(51578146, 51878157); 江苏省自然科学基金项目(BK20181282)。

收稿日期: 2018-07-12

\*通讯作者(E-mail: lihongjiang55@126.com)

有桩基承载响应问题是一个复杂的桩-土-卸荷体相互作用问题，英国、澳大利亚、新加坡、香港等一些国家/地区在该领域已经走在了世界的前列，国内专家学者也进行了一些探索性工作。主要集中在以下几个方面：针对土体开挖卸荷特性研究<sup>[1-4]</sup>，在开挖引起的地层变形影响方面<sup>[5-8]</sup>，在基坑开挖对邻近桩基础影响方面<sup>[7, 9-12]</sup>，在隧道开挖对邻近桩基影响方面<sup>[13-18]</sup>，在基坑开挖坑内工程桩竖向承载特性方面<sup>[8, 19-22]</sup>，都取得了有益成果，为今后相关研究奠定了基础。

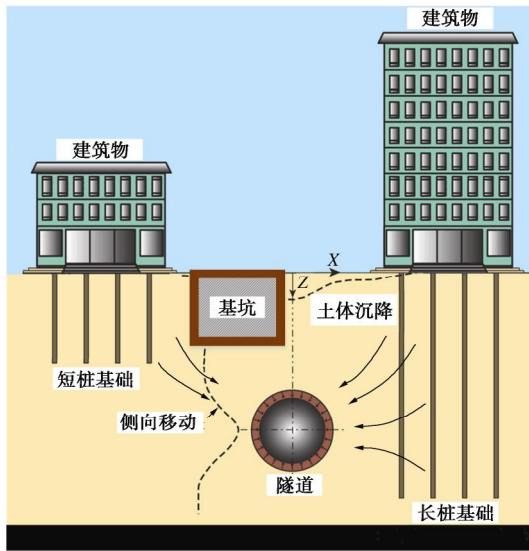


图1 地下工程（基坑、隧道）开挖卸荷对桩基影响示意  
Fig. 1 Impact of underground excavations (foundation pit and tunneling) on loading characteristics of piles

本文重点关注地下工程开挖卸荷物理模拟上存在的缺陷，总结对比分析了国内外相关试验方法和试验装置及存在的问题，设计提出了一种地下工程开挖卸荷既有桩基承载响应室内综合模拟装置，并对模型设计原理及技术特点进行了分析。最后指出卸荷桩研究上存在的不足和今后的方向，以期促进国内卸荷桩相关科学研究的发展。

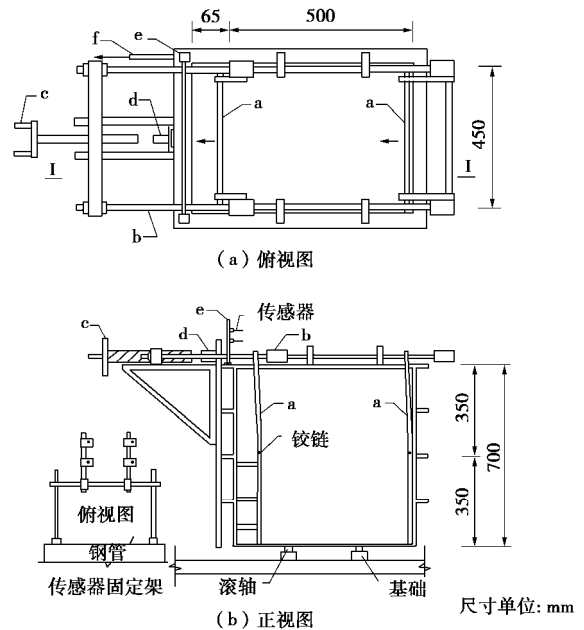
### 1 物理模拟方法与试验装置概述

地下工程开挖卸荷引起的既有桩基承载响应规律复杂，研究的难点在于工程桩往往先于地下工程开挖埋入地下，现场往往缺少传感器的埋设，导致地下工程开挖过程中无法观测既有桩基的深部受力变形规律。目前的研究思路主要还是依据室内物理模拟试验，包括小比尺 1g 模型试验和离心机试验。

#### 1.1 基坑开挖卸荷模拟

基坑开挖卸荷往往伴随土体的侧向移动，土体的移动会在桩身产生附加应力和位移，通常称为被动桩问题。针对这一问题，Chen 等<sup>[23]</sup>最早采用室内模型试

验研究了土体运动位移下的群桩受力变形规律，图 2 为其采用的模型装置原理图，其借助于加载系统将力作用在钢板上，然后钢板带动土体一起水平移动。由于作用力是通过整块钢板传递的，该试验装置仅能模拟单一土体位移模式下的桩基响应问题。同样地，Pan 等<sup>[24]</sup>采用与 Chen 等<sup>[23]</sup>类似的模拟装置研究了软黏土中考虑土体运动的被动群桩极限土抗力问题，指出桩间距在 5 倍桩径时依旧存在群桩效应，群桩效应系数随桩间距的减小而减小。类似的还有 Guo 等<sup>[25]</sup>的试验装置。国内陈锦剑等<sup>[26]</sup>开展了坑底土体开挖卸荷单桩竖向承载特性室内模型试验研究，其采用重块预堆载模拟基坑未开挖前的初始应力，继而分级卸掉堆载重块并同时试桩试验（如图 3）。研究指出深开挖对坑底工程桩承载力的影响主要包括：开挖段桩侧摩擦阻力的缺失和坑底以下一定深度范围内桩周土围压减小引起的桩侧摩擦阻力损失。调研发现，国内外涉及室内



注：a-钢架；b-加载系统；c-绞轮；d-载荷元；e-传感器固定架；f-传感器

图2 土体运动位移模拟装置原理图<sup>[23]</sup>  
Fig. 2 Schematic diagram of soil movement simulation devices

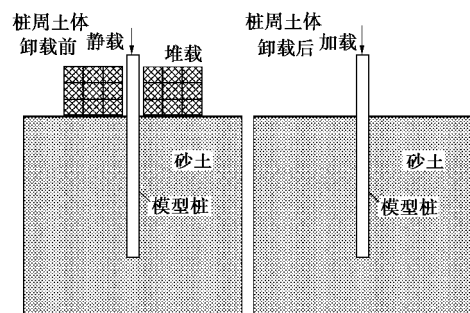


图3 重块预堆载再卸载模拟坑底土开挖示意<sup>[26]</sup>

Fig. 3 Excavation simulation of bottom soil using heavy block preloading and unloading method

1g 卸荷试验模拟装置的研究非常少, 且已有的装置都是一种较为简单的近似模拟法。例如, 图 2, 3 的装置在分级开挖、成层开挖、动态开挖模拟等方面存在严重的技术缺陷, 试验装置都较为粗糙, 不能接近真实的开挖状态。对于采用重块预堆载再卸载的思路, 图 3 装置显然无法模拟深基坑、超深基坑的坑底卸荷桩基响应试验。

在离心机试验研究方面, 离心机能够克服模型试验的尺寸限制, 相关试验成果较多。Lyndon 等<sup>[27]</sup>较早开展了基坑开挖卸荷的离心机模拟, 初始加速度 1g, 然后通过不断增大加速度直至挡墙破坏, 但存在的问题是试验开挖过程难操作, 试验结果可靠性较低。Bolton 等<sup>[28-29]</sup>提出采用重流体模拟待开挖土体的方法, 具体选用 ZnCl<sub>2</sub> 代替土体 (装在一个乳胶袋内), ZnCl<sub>2</sub> 重度与土体重度相仿。在离心机运行过程中, 通过不断排出 ZnCl<sub>2</sub> 液体来模拟土体开挖卸荷, 但液体的水平压力系数与静止土压力系数存在差别。Kimura 等<sup>[30]</sup>和 Loh 等<sup>[31]</sup>发展了新的离心机试验土体开挖模拟技术, 提出采用机器人挖掘机对高速运转中的土体进行开挖, 但由于受离心机机舱空间的限制, 未能获得广泛应用。目前国际上最常用的基坑开挖模拟方法仍然是重流体排移方法。采用 ZnCl<sub>2</sub> 重流体排移法, Leung 等<sup>[32-33]</sup>先后考察了砂土中基坑开挖致土体运动对邻近单桩、群桩的影响。ONG 等<sup>[34]</sup>和 Leung 等<sup>[35]</sup>则研究了黏土中稳定挡墙和非稳定挡墙后单桩基础在土体开挖过程中的变形问题及挡墙-单桩相互作用问题。Ong 等<sup>[36]</sup>还研究了软黏土中不同尺寸、不同桩头约束条件、不同群桩配置 (2, 4, 6 桩) 下的卸荷群桩响应问题。ONG 等的离心机模型装置原理与传感器布设如图 4。图 5 为 Leung 等<sup>[35]</sup>采用 PIV 技术观测到的离心机仓内土体变形及单桩整体倾斜现象。Zheng 等<sup>[37]</sup>采用离心机试验考虑单桩桩土间弱摩擦和强摩擦, 研究了坑底开挖卸荷 (ZnCl<sub>2</sub> 排移法) 对桩基竖向承载和侧壁摩擦阻力的影响规律。

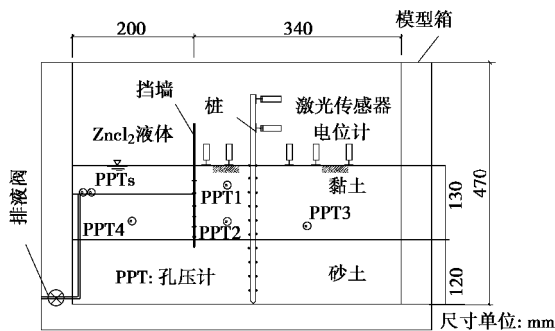


图 4 离心机试验装置及传感器布设<sup>[34-35]</sup>

Fig. 4 Centrifuge test devices and layout of sensors

表 1 汇总了国内外基坑开挖典型模拟试验方法、试验类型及其关注的主要科学问题。可以看出, 目前有关基坑开挖卸荷的模拟仍旧过度依赖离心机试验, 但离心机试验费用昂贵, 操作难度大, 而且离心运转过程中很难准确模拟基坑开挖的回弹效应, 再者, 离心试验的土体粒径效应, 桩-土尺寸比, 桩界面粗糙问题等都是未能很好解决的问题。因此, 合理有效的室内模拟装置及开挖卸荷模拟方法亟待提出。

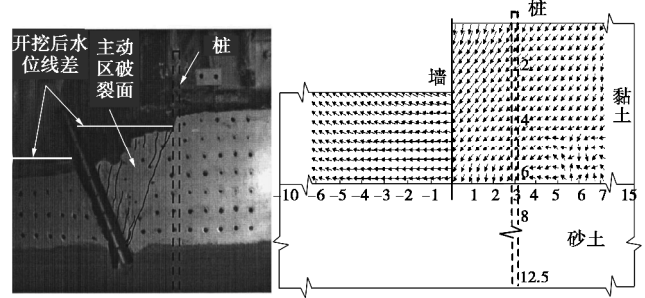


图 5 开挖过程中桩-土变形及土体剪应变分布<sup>[35]</sup>

Fig. 5 Pile-soil deformations and soil shear strains during excavation

表 1 基坑开挖典型模拟试验比较

Table 1 Typical model tests of excavation of foundation pits

试验	桩型	模拟方法及关注的科学问题	文献来源
室内 1g 试验	群桩	采用侧向加载系统改变土体位移模式, 分析了土体运动位移下的群桩受力变形规律	Chen 等 <sup>[23]</sup>
离心机单桩	单桩	采用 ZnCl <sub>2</sub> 排液法模拟基坑开挖, 研究砂土中基坑开挖致土体运动对邻近单桩影响	Leung 等 <sup>[32]</sup>
室内 1g 试验	群桩	通过模型箱侧向施加荷载, 改变土体的运动位移, 考察土体移动作用下的桩土相互作用规律及极限土抗力取值大小	Pan 等 <sup>[24]</sup>
离心机群桩	群桩	采用 ZnCl <sub>2</sub> 排液法模拟基坑开挖, 研究砂土中无支护基坑开挖致土体运动对邻近群桩影响, 同时模拟桩顶自由和有承台约束的双桩、四桩和六桩群桩基础的卸荷响应规律	Leung 等 <sup>[33]</sup>
离心机单桩	单桩	采用 ZnCl <sub>2</sub> 排液法配合 PIV 技术, 研究黏土中稳定挡墙后单桩基础在墙前土体开挖过程中的变形问题及挡墙-单桩相互作用问题	ONG 等 <sup>[34]</sup>
离心机单桩	单桩	采用 ZnCl <sub>2</sub> 排液法配合 PIV 技术, 明确了非稳定挡墙后单桩对土体开挖卸荷的响应规律, 并与稳定挡墙下的桩基变形规律对比	Leung 等 <sup>[35]</sup>

续表 1

离心机 群桩	采用 ZnCl <sub>2</sub> 排液法分析软黏土中不同尺寸、不同桩头约束条件、不同群桩配置 (2,4,6 桩) 的群桩基础对开挖卸荷的响应问题	ONG 等 <sup>[36]</sup>
室内 1g 单桩 试验	属坑底卸荷模拟, 采用重块预堆载模拟初始地应力, 然后卸掉表层土重块进行试桩试验, 对比考察上部土体开挖卸荷条件下单桩承载力异同及承载特性	陈锦剑 等 <sup>[26]</sup>
离心机 单桩	采用重流体 ZnCl <sub>2</sub> (密度 1.53 kg/m <sup>3</sup> ) 逐次抽离模拟顶部土体的开挖卸荷过程。分别考察开挖卸荷效应对强摩擦桩、弱摩擦桩 竖向承载和侧壁摩阻力的影响。弱摩擦桩 采用光面铝管, 强摩擦采用环氧树脂黏砂粒	Zheng 等 <sup>[37]</sup>

1.2 隧道卸荷模拟

隧道开挖对邻近桩基影响的研究始于 20 世纪 70 年代 Morton 等<sup>[38]</sup>所做的模型试验。由于隧道开挖卸荷对邻近桩基的影响涉及到各类参数间的相互耦合影响, 已有理论分析很难对其进行完整的解析 (多为三维问题向二维问题简化及三维问题半解析解)。因此, 合理采用室内试验对桩基承载性能及桩 - 隧道 - 土体相互作用规律进行模拟是主要手段。国内外学者从小尺度模型和离心机模型等方面做了探索工作, 取得了一些有益观点。

Loganathan 等<sup>[39]</sup>采用西澳大学离心机研究了隧道开挖掘进对单桩、2×2 群桩 (桩间距 2.5 m) 的影响规律, 试验模型缩尺 1/100, 离心加速度 100g。模拟 3 种工况, 隧道中心轴线与地表距离分别为 15, 18, 21 m, 桩长 18 m, 桩径 0.8 m。

Lee 等<sup>[40]</sup>采用室内小比尺模型结合数字成像技术观测桩 - 土 - 隧道的相互作用现象, 详细介绍了试验过程及试验设备材料, 给出了隧道开挖卸荷的土体影响范围。图 6 为试验过程中的平面二维模型照片及拍摄到的桩基动态响应规律图。

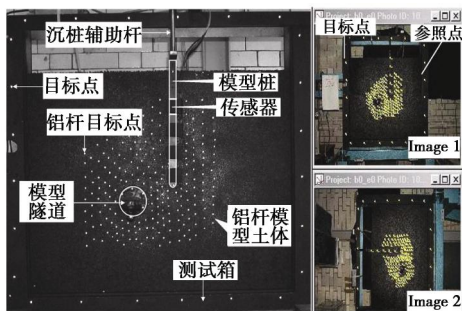


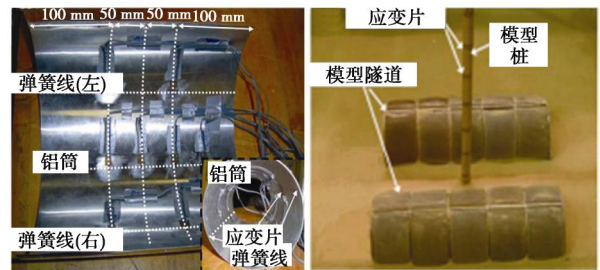
图 6 平面二维试验模型及桩基变形数字成像拍摄<sup>[40]</sup>

Fig. 6 Digital images of 2D test model and pile deformation

Mohamed 等<sup>[41]</sup>同样采用较为精细的室内小比尺试验研究了软黏土中柔性衬砌隧道-桩-土相互作用问题。重点模拟了隧道的掘进和衬砌支护过程, 考察了邻近桩基与衬砌的相互作用, 测量了桩基与隧道不同距离时衬砌应力与桩身应力的变化规律。如图 7 (a), 隧道衬砌是一个由厚度为 0.25 mm, 长 0.4 m, 宽 0.3 m 的铝板围成的圆筒, 铝筒有足够的弹性和刚度去反映“衬砌”的变形。隧道掘进靠油压千斤顶通过螺纹杆顶进一个钢套管模拟旋转开挖掘进, 钢套管外径 152 mm, 内径 150 mm, 长 405 mm。基于该试验装置, Mohamed 等研究指出, 隧道 - 桩 - 土相互作用强影响范围为桩与隧道侧壁间距小于一倍隧道直径范围, 与 Lee 等<sup>[42]</sup>的研究结论相一致。

孙庆等<sup>[43]</sup>采用离心机试验研究了隧道开挖对邻近桩基受力变形的瞬时和长期影响, 指出隧道开挖引起的桩身最大轴力和弯矩都发生在隧道起拱线附近, 且开挖对桩基造成的长期影响 (流变) 不容忽视。

Ng 等<sup>[44]</sup>则开展了双隧道与邻近桩基相互作用的离心试验研究, 模拟了 3 种情况下干砂中双排隧道对桩的影响: 单隧道在桩底, 双隧道在桩底, 双隧道在桩半腰, 对 3 种条件下的土层沉降及桩身弯矩进行了描述。隧道模型 (见图 7 (b)) 采用装满水的圆柱形橡胶袋, 通过卸掉袋中的水进行每一步的掘进模拟。相邻橡胶袋间设刚性的分节装置, 保证每一节可以独立作业, 且开挖每一步都控制地层损失比为 1%。文中指出当双隧道位于桩半腰位置时, 第二隧道开挖对桩身弯矩的影响可以忽略。



(a) Mohamed等<sup>[41]</sup>模型 (b) Ng等<sup>[44]</sup>模型

图 7 两种隧道模拟方法

Fig. 7 Two kinds of tunnel simulation methods

马少坤等<sup>[45]</sup>采用离心机试验研究了膨胀土地基双隧道开挖对群桩的承载影响, 指出双隧道共同作用形成的沉降槽可以看作每个独立隧道形成沉降槽的叠加。两个隧道开挖引起的前后桩弯矩规律类似, 最大附加弯矩均出现在拱冠附近。马少坤等<sup>[46]</sup>还进一步研究了地下水循环变化时隧道开挖卸荷对群桩的长期影响, 得到了桩身长期附加弯矩和附加轴力的变化规律。

其他相关试验研究还有: Ghahremannejad 等<sup>[47]</sup>、Meguid 等<sup>[48]</sup>的 1g 模型试验; Bezuijen 等<sup>[49]</sup>、Hergarden 等<sup>[50]</sup>、Grant 等<sup>[51]</sup>、Ran 等<sup>[52]</sup>、Jacobsz 等<sup>[53-54]</sup>、Chiang 等<sup>[55]</sup>、Ong 等<sup>[56]</sup>的离心机模型试验。表 2 对国内外学者常采用的隧道开挖模拟典型试验方法进行了汇总归纳。

表 2 隧道开挖模拟试验方法

试验类型	核心模拟方法	文献来源
离心机	通过一个特殊的、可以调节直径大小的圆形装置模拟隧道的开挖掘进过程	Bezuijen 等 <sup>[49]</sup>
离心机	隧道通过一个内附橡胶膜的圆形腔体实现, 圆形腔体内充有压缩空气, 通过卸除高压气体模拟隧道的开挖掘进	Grant 等 <sup>[51]</sup>
离心机	隧道模型采用水袋进行模拟, 通过控制水袋排水量来控制地层损失量	Jacobsz 等 <sup>[53]</sup>
离心机	通过不同规格的气袋来模拟隧道开挖; 气袋内部气压可以调整大小以模拟不同程度的开挖地层损失	Chiang 等 <sup>[54]</sup>
室内 1g 试验	隧道衬砌是一个由厚度为 0.25 mm, 长 0.4 m, 宽 0.3 m 的铝板围成的圆筒, 铝筒有足够的弹性和刚度去反映“衬砌”的应变; 靠油压千斤顶通过螺纹杆顶进一个钢套筒模拟隧道开挖掘进, 钢套筒外径 152 mm, 内径 150 mm, 长 405 mm	Mohamed 等 <sup>[41]</sup>
离心机	模型隧道的内部是高密度的聚苯乙烯泡沫, 隧道衬砌由铜箔制成; 模型隧道的内部插入两根管子, 分别用来提供和排出丙酮溶液, 丙酮溶液用来溶解聚苯乙烯泡沫, 继而模拟开挖卸荷	孙庆 等 <sup>[43]</sup>
离心机	隧道模型采用装满水的圆柱形橡胶袋, 通过卸掉袋中的水进行每一步的掘进模拟; 相邻橡胶袋间设刚性的分节装置, 保证每一节可以独立作业	Ng 等 <sup>[44]</sup>
室内 1g 试验	模型隧道由 5 节塑料水袋组成, 以模拟五步开挖, 五节水袋用金属框架组装在一起, 用以固定水袋的位置	马少坤 等 <sup>[45]</sup>

## 2 开挖卸荷试验装置设计与原理

目前开挖卸荷模型研究总体以离心机试验为主, 离心机成本昂贵, 很多工程设计单位无法开展相关试验, 这就给科学研究带来了局限。适于常规地下工程开挖卸荷既有桩基承载响应模拟辅助装置亟待提出。然而存在的问题是, 已有相关文献涉及的基坑模拟装置, 受模型装置高度的限制, 土体卸荷量不够, 无法准确模拟深基坑、超深基坑开挖卸荷效应, 对于基坑侧面开挖效应的模拟也未有合适的方法。

图 8 为在克服已有装置的缺陷下, 研制提出的地下工程开挖卸荷既有桩基承载响应综合模拟装置。该装置由主箱体和副箱体及配套设备构成, 主箱体尺寸为 1.5 m×0.8 m×1.2 m, 副箱体尺寸为 0.76 m×0.5 m×1.0 m。两个箱体体量适中, 可以在室内自由摆放。

该试验装置的最大特点是采用气压/水压加卸载, 联合主箱顶部加卸载和副箱侧面加卸载实现不同基坑开挖卸荷路径及卸荷工况的模拟。隧道开挖卸荷的模拟则可以在主箱体内完成, 模拟方法可参照表 2 中的方法。主箱体侧面还设有水位观测计, 可以监测成层土内不同深度下的水位变化。如图 8, 主、副箱体的顶部设有注气口及气压表、调压阀的安装口, 借助外接气泵通过注气口向箱体内注气, 箱体内部气压的高低由气压表和调压阀联合控制。气压直接作用在水体(或 ZnCl<sub>2</sub> 液体)上进而对土体边界加载, 轻松实现初始地应力状态模拟, 分级或者一次性卸除气压则可以实现开挖卸荷全过程的模拟。

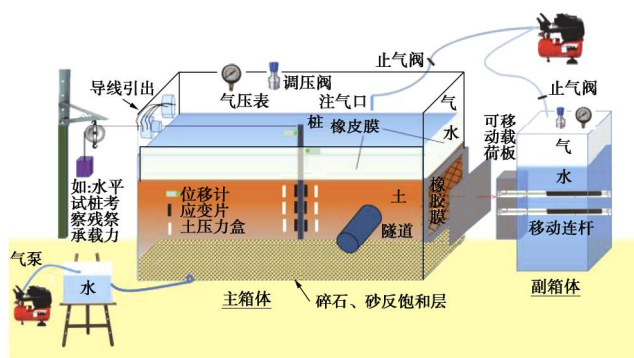


图 8 地下工程开挖卸荷既有桩基承载响应试验装置

Fig. 8 Schematic diagram of new test apparatus for pile load response simulation undergoing underground excavations

副箱是一个能耐高压的有机玻璃体, 如图 9, 可实现与主箱体开口一侧的吻合对接, 对接一侧为一组可移动的金属载板。载板共 12 片, 每片载板平整黏贴在一张防漏水/气橡胶膜上, 防漏水/气橡胶膜与副箱的有机玻璃板紧密贴合, 使副箱成为一个完全密闭的力学机构。12 片载板组成加卸载模块, 每片载板均固定有 2 根移动连杆, 移动连杆一端与载板后侧面固定, 一端穿过副箱体的后侧面, 载板靠移动连杆在水平方向前后移动。载板-移动连杆的水平移动遵循副箱内部的压强高低(外接气泵对水体表面施加气压), 压强增加, 载板向前移动, 压强降低, 载板水平回缩。在副箱后侧有机玻璃板的背面设置有固定移动连杆水平运动的夹片, 夹片可以同时实现单个载板的固定和多个载板的同步固定。12 块载板可以单独移动, 也可以几块板组合在一起进行工作, 更可以 12 块板整体移动。在实际模拟工况中, 可通过控制夹片松紧来实现 12 片载板模块的梯度性、有序性变化, 继而模拟不同路径(不同开挖深度、开挖宽度、不同位移模式等)的基坑开挖卸荷。每片载板上可黏贴薄膜式压力传感器, 可实时测量载板与主箱侧向土体接触面的接触应力, 实现对土体侧向

加卸载边界的有效控制,配合 PIV 技术对卸荷土体变形场进行可视化描述。另外,本模型试验在材料选型上要充分遵循相似比关系(例如模型桩与原型桩之间关系)。图 10 为主副箱体气密性、水密性现场检验情况,现场测试结果表明该试验装置最大注气可达 2~3 个大气压,可以模拟超深基坑(深度大于 10 m)的开挖卸荷状态。本试验装置亦可实现土体堆载、开挖联合降水、土体流动侧移等对桩基影响的物理模拟。

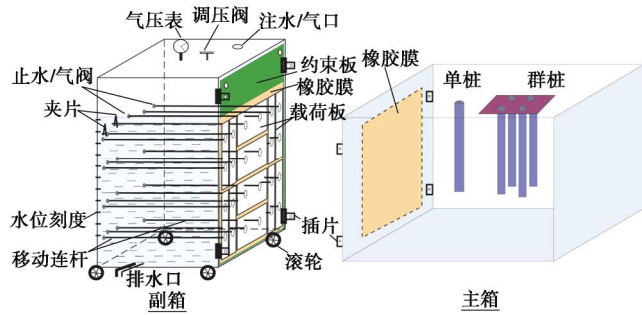


图 9 副箱体结构及工作原理

Fig. 9 Structure and working principle of auxiliary box



图 10 试验装置气/水密封性情况现场检验

Fig. 10 Field photos of air and water seal tests

### 3 试验结果讨论

采用上述模型试验装置,分别开展了案例一:邻近基坑开挖卸荷后桩基水平承载力损失程度和案例二工程阻隔物对地下水阻挡作用影响相关室内模型试验研究。限于篇幅,具体模拟过程不作展开。

#### 3.1 案例一

本文试验装置主-副箱拼接后,副箱 12 块载荷板通过联动机制可以实现不同层次的侧向卸荷作用。本试验通过控制 12 块载荷板的卸荷顺序实现不同基坑开挖深度对桩基水平承载的影响研究,得到了既有桩基在邻近基坑开挖卸荷不同深度条件下的水平承载力损失程度。试验中,土体为淤泥质粉质黏土,塑性指数 18.7;模型桩材质为 UPVC 桩,桩长 1000 mm,有效入土深度 700 mm,直径为 32 mm,壁厚 3 mm。

图 11 (a), (b) 分别为试验得到的基坑开挖深度

一半和全挖深情况下的水平承载力对比结果。图 11 (a) 显示,基坑开挖一半深度(对应 12 块载荷板的上部 6 块板卸荷)后,桩基水平承载力发生明显的衰减,桩顶试桩加载-位移曲线刚度较未开挖时减小,开挖卸荷后桩基临界水平承载力降低约 40%。实际桩基工程设计阶段必须充分考虑后期邻近基坑开挖卸荷对既有建筑桩基水平承载力的影响,给出设计富余。

图 11 (b) 为全挖深(对应 12 块载荷板全部卸荷)情况下,考虑不同加载方向的试桩水平承载力对比结果。图中#3 桩桩顶加载方向为背离基坑开挖侧,#4 桩桩顶加载方向为指向基坑开挖侧。研究结果表明:基坑全挖深后,桩基水平承载力(#4 桩)较挖深一半时桩基承载力(#1 桩)进一步降低,临界水平承载力较自由场地(未开挖#2 桩)降低约 70%。同时注意到,当桩顶水平加载方向为背离基坑开挖侧时(#3 桩),桩基水平承载力降低并不明显。因此,实际桩基工程设计阶段应充分考虑桩基真实受力方向或后期可能的开挖卸荷方向,进而给出合理的桩基水平承载力设计值。

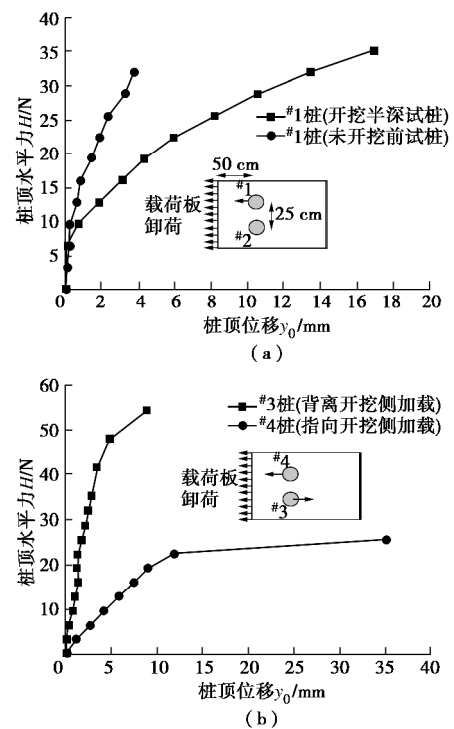


图 11 侧向基坑卸荷致使桩基水平承载力损失程度对比

Fig. 11 Losses of lateral pile capacity subjected to adjacent excavation unloading

#### 3.2 案例二

本试验装置的主箱体还可以作为独立箱体开展多种工程问题研究。本文采用主箱体开展了不同含水层类型(潜水和承压水)中,工程阻隔物对地下水流动的阻挡作用研究。试验用砂土模拟潜水含水层,砂土

上覆 100 mm 厚黏土共同模拟承压含水层。其中, 砂土和黏土之间铺设土工布, 土工布上方设置普通塑料纸, 下侧铺设双层塑料薄膜, 具体参见文献[57]。

图 12 为模型试验和数值分析得到的不同含水层中阻隔物对地下水阻挡作用的影响规律。图中, 量纲为“1”阻挡作用  $S_{BD}$  的定义为  $(\Delta h_B - \Delta h_N)/(a i_N) \approx (\Delta h_B - \Delta h_N)/\Delta h_N$ <sup>[57]</sup>, 其中  $a$  为阻隔物厚度,  $i_N$  为天然水力梯度。

由图 12 可知, 模型试验结果与数值模拟结果基本保持一致。研究结果显示: 随着阻隔物插入比的增大, 阻挡作用逐渐加强, 量纲为“1”阻挡作用  $S_{BD}$  曲线上, 逐渐趋缓, 并在插入比约为 0.4 时,  $S_{BD}$  升至 1。曲线的凹凸性有两个较为明显的拐点, 分别为插入比约为 0.2~0.3 和 0.7~0.8。即当插入比  $< 0.2 \sim 0.3$  时, 未能形成有效的隔水边界, 阻隔物对渗流场的影响基本可以忽略; 当插入比  $> 0.7 \sim 0.8$  时, 阻隔物能够形成有效的隔水边界, 其对渗流场具有明显的阻挡效应。

同时发现, 含水层类型对阻挡作用也有影响, 阻隔物在潜水中的阻挡作用小于承压水中的阻挡作用, 但二者趋势基本一致。随着插入比的增大, 阻挡作用受含水层类型的影响逐渐增大, 当插入比  $< 0.7$  时, 潜水层阻挡作用  $S_{BD}$  值较承压水层  $S_{BD}$  值略小 10%, 当  $0.7 \leq$  插入比  $< 0.9$  时小 20% 左右, 当插入比大于 0.9 时小 70%。工程实际中, 应该重视不同含水层类型下的阻挡作用差异性特征, 进而合理地开展工程设计。

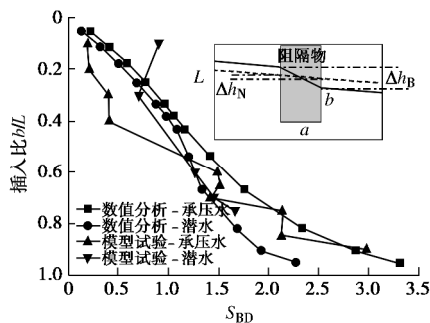


图 12 不同含水层类型下阻隔物对地下水阻挡作用

Fig. 12 Barrier effects on flow of groundwater in various aquifer layers

## 4 结论与展望

随着城市化进程的加快, 地下空间开挖卸荷问题变得越来越突出, 地下工程近接施工带来的既有桩基承载安全性和服役稳定性问题更加严峻。目前国内外在地下工程开挖卸荷模拟装置特别是小比尺试验装置研发及模拟手段上暴露出了不足, 也限制了卸荷桩相关科学研究。本文从物理模拟试验装置入手, 强调地下工程开挖卸荷模拟的重要性, 对比分析了国内外相

关试验装置的特点, 设计提出了新的地下工程开挖卸荷综合模拟试验装置, 开展了邻近基坑开挖对既有工程桩水平承载力影响及工程阻隔物对地下水阻挡作用影响两类问题研究。同时, 鉴于地下工程开挖卸荷既有桩基承载响应问题的复杂性, 今后应加强以下 4 个方面的研究。

(1) 地下工程开挖卸荷对桩基影响计算手段多为数值方法, 应加强基础试验的研究, 开展室内辅助小尺度试验或者条件允许时开展原型观测试验。

(2) 有关土体运动致桩基被动受荷目前多采用复杂的有限元、边界元或两阶段方法, 理论方法积累较少, 需进一步发展有效实用的简化计算方法。

(3) 加强卸荷土体的现场原位测试技术 (CPTU/DMT 等) 研究, 建立卸荷土体原位测试参数与桩基承载性能间的关系, 提出基于原位测试参数的地下工程开挖卸荷桩基承载力损失快速预测方法, 为工程设计提供依据。

(4) 关注特殊开挖环境下的既有桩基承载安全稳定, 对诸如“坑中坑”开挖, 地下增层开挖, 交叉隧道穿越等新问题亟待提供针对性分析方法和安全控制技术。

## 参考文献:

- [1] ROSCOE K H, SCHOFIELD A N, THURAIRAJAH A. Yielding of clays in states wetter than critical[J]. Géotechnique, 1963, 13(3): 211 - 240.
- [2] YIN Z Y, CHANG C S. Stress-dilatancy behavior for sand under loading and unloading conditions[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2013, 37(8): 855 - 870.
- [3] 刘国彬, 贾付波. 基坑回弹时间效应的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(增刊 1): 3040 - 3044. (LIU Guo-bin, JIA Fu-bo. Test research on time effect of foundation pit rebound[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(S1): 3040 - 3044. (in Chinese))
- [4] 贾 坚, 谢小林. 上海软土地区深大基坑的卸荷变形及控制[J]. 岩土工程学报, 2008, 30(增刊 1): 376 - 380. (JIA Jian, XIE Xiao-lin. Deformation and control measures of deep and large excavation in Shanghai soft clay area[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, 30(S1): 376 - 380. (in Chinese))
- [5] OU C, HSIEH P, CHIOU D. Characteristics of ground surface settlement during excavation[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1993, 30(5): 758 - 767.

- [6] CUI Y, KISHIDA K, KIMURA M. Prevention of the ground subsidence by using the foot reinforcement side pile during the shallow overburden tunnel excavation in unconsolidated ground[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2017, **63**: 194 - 204.
- [7] 黄茂松, 王卫东, 郑刚. 软土地下工程与深基坑研究进展[J]. *土木工程学报*, 2012, **45**(6): 146 - 161. (HUANG Mao-song, WANG Wei-dong, ZHENG Gang. A review of recent advances in the underground engineering and deep excavations in soft soils[J]. *China Civil Engineering Journal*, 2012, **45**(6): 146 - 161. (in Chinese))
- [8] 郑刚, 朱合华, 刘新荣, 等. 基坑工程与地下工程安全及环境影响控制[J]. *土木工程学报*, 2016, **49**(6): 1 - 24. (ZHENG Gang, ZHU He-hua, LIU Xin-rong, et al. Control of safety of deep excavations and underground engineering and its impact on surrounding environment[J]. *China Civil Engineering Journal*, 2016, **49**(6): 1 - 24. (in Chinese))
- [9] GOH A, WONG K S, TEH C I, et al. Pile response adjacent to braced excavation[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2003, **129**(4): 383 - 386.
- [10] ONG D E L, LEUNG C F, CHOW Y K. Time-dependent pile behaviour due to excavation-induced soil movement in clay[C]// *Proc 12th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Massachusetts Institute of Technology. Boston, 2003.
- [11] LEUNG C F, LIM J K, CHOW Y K. Behaviour of pile due to excavation-induced soil movement in clay[C]// *15th Int Conf on Soil Mech and Geotechnical Engineering*. Istanbul, 2001.
- [12] POULOS H G, CHEN L T. Pile response due to excavation-induced lateral soil movement[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1997, **123**(2): 94 - 99.
- [13] NG C W W, HONG Y, SOOMRO M A. Effects of piggyback twin tunnelling on a pile group: 3D centrifuge tests and numerical modelling[J]. *Géotechnique*, 2015, **65**(1): 38 - 51.
- [14] 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.
- [15] CHEN L T, POULOS H G, LOGANATHAN N. Pile responses caused by tunneling[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1999, **125**(3): 207 - 215.
- [16] 杨敏, 靳军伟. 桩基础与既有地铁隧道相互影响的研究进展[J]. *建筑结构学报*, 2016, **37**(8): 90 - 100. (YANG Min, JIN Jun-wei. Research progress on interaction of pile foundation with nearby existing subway tunnel[J]. *Journal of Building Structure*, 2016, **37**(8): 90 - 100. (in Chinese))
- [17] 郑俊杰, 章荣军, 潘玉涛, 等. 考虑开挖卸荷及变形耦合效应的被动桩分析方法[J]. *岩土工程学报*, 2012, **34**(4): 606 - 614. (ZHENG Jun-jie, ZHANG Rong-jun, PAN Yu-tao, et al. Analytic method for passive piles considering excavation-induced unloading effects and deformation coupling effect[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2012, **34**(4): 606 - 614. (in Chinese))
- [18] 张治国, 徐晨, 宫剑飞. 考虑桩侧土体三维效应和地基剪切变形的隧道开挖对邻近桩基影响分析[J]. *岩土工程学报*, 2016, **38**(5): 846 - 856. (ZHANG Zhi-guo, XU Chen, GONG Jian-fei. Influence of tunneling on deflection of adjacent piles considering shearing deformation of foundation and 3D effects of lateral soils beside piles[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2016, **38**(5): 846 - 856. (in Chinese))
- [19] 龚晓南, 王继成, 伍程杰. 深基坑开挖卸荷对既有桩基侧摩阻力影响分析[J]. *湖南大学学报(自然科学版)*, 2014, **41**(6): 70 - 76. (GONG Xiao-nan, WANG Ji-cheng, WU Cheng-jie. Effect of unloading on the shaft resistance of existing piles due to deep excavation[J]. *Journal of Hunan University (Natural Science)*, 2014, **41**(6): 70 - 76. (in Chinese))
- [20] 胡琦, 凌道盛, 陈云敏, 等. 深基坑开挖对坑内基桩受力特性的影响分析[J]. *岩土力学*, 2008, **29**(7): 1965 - 1970. (HU Qi, LING Dao-sheng, CHEN Yun-min, et al. Study of loading characters of pile foundation due to unloading of deep foundation pit excavation[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2008, **29**(7): 1965 - 1970. (in Chinese))
- [21] 陈锦剑, 吴琼, 王建华, 等. 开挖卸荷条件下单桩承载力特性的模型试验研究[J]. *岩土工程学报*, 2010, **32**(增刊2): 97 - 100. (CHEN Jin-jian, WU Qiong, WANG Jian-hua, et al. Model tests on bearing capacity of single pile influenced by excavation[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2010, **32**(S2): 97 - 100. (in Chinese))
- [22] 杨敏, 逯建栋. 深开挖基坑回弹引起的坑中桩受力与位移计算[J]. *同济大学学报(自然科学版)*, 2010, **38**(12): 1730 - 1735. (YANG Min, LU Jian-dong. A calculation of behavior of underpinning pile subjected to excavation of deep foundation pit[J]. *Journal of Tongji University (natural science)*, 2010, **38**(12): 1730 - 1735. (in Chinese))
- [23] CHEN L T, POULOS H G, HULL T S. Model tests on pile

- groups subjected to lateral soil movement[J]. *Soils and Foundations*, 1997, **37**(1): 1 - 12.
- [24] PAN J L, GOH A, WONG K S, et al. Ultimate soil pressures for piles subjected to lateral soil movements[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2002, **128**(6): 530 - 535.
- [25] GUO W D, GHEE E H. Model tests on single piles in sand due to soil movement[C]// *Proc 18th Australasian Conf on the Mechanics of Structures and Materials*. London, 2004: 997 - 1003.
- [26] 陈锦剑, 王建华, 范巍, 等. 抗拔桩在大面积深开挖过程中的受力特性分析[J]. *岩土工程学报*, 2009, **31**(3): 402 - 407. (CHEN Jin-jian, WANG Jian-hua, FAN Wei, et al. Behavior of up-lift pile foundation during large-scale deep excavation[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2009, **31**(3): 402 - 407. (in Chinese))
- [27] LYNDON A, SCHOFIELD A N. Centrifugal model test of a short-term failure in London clay[J]. *Geotechnique*. 1970, **20**(4): 440 - 442.
- [28] BOLTON M D, POWRIE W. The collapse of diaphragm walls retaining clay[J]. *Géotechnique*, 1987, **37**(3): 335 - 353.
- [29] BOLTON M D, POWRIE W. Behaviour of diaphragm walls in clay prior to collapse[J]. *Géotechnique*, 1988, **38**(2): 167 - 189.
- [30] KIMURA T, TAKEMURA J, HIRO-OKA A, et al. Excavation in soft clay using in-flight excavator[C]// *Proc Int Conf Centrifuge 94*. Singapore, 1994.
- [31] LOH C K, TAN T S, LEE F H. Three-dimensional excavation tests in the centrifuge[C]// *Proc Int Conf Centrifuge 98*. Rotterdam, 1998.
- [32] LEUNG C F, CHOW Y K, SHEN R F. Behavior of pile subject to excavation-induced soil movement[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2000, **126**(11): 947 - 954.
- [33] LEUNG C F, LIM J K, SHEN R F, et al. Behavior of pile groups subject to excavation-induced soil movement[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 2003, **129**(1): 58 - 65.
- [34] ONG D E, LEUNG C E, CHOW Y K. Pile behavior due to excavation-induced soil movement in clay I: stable wall[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 2006, **132**(1): 36 - 44.
- [35] LEUNG C F, ONG D E, CHOW Y K. Pile behavior due to excavation-induced soil movement in clay. II: Collapsed wall[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2006, **132**(1): 45 - 53.
- [36] ONG D, LEUNG C F, CHOW Y K. Behavior of pile groups subject to excavation-induced soil movement in very soft clay[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2009, **135**(10): 1462 - 1474.
- [37] ZHENG G, PENG S Y, NG C W, et al. Excavation effects on pile behaviour and capacity[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2012, **49**(12): 1347 - 1356.
- [38] MORTON J D, KING K H. Effects of tunneling on the bearing capacity and settlement of piled foundations[C]// *Proc Tunneling 79, IMM*. London, 1979.
- [39] LOGANATHAN N, POULOS H G, STEWART D P. Centrifuge model testing of tunnelling-induced ground and pile deformations[J]. *Géotechnique*, 2000, **50**(3): 283 - 294.
- [40] LEE Y, BASSETT R H. Influence zones for 2D pile-soil-tunnelling interaction based on model test and numerical analysis[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2007, **22**(3): 325 - 342.
- [41] MEGUID M A, MATTAR J. Investigation of tunnel-soil-pile interaction in cohesive soils[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 2009, **135**(7): 973 - 979.
- [42] LEE G T, NG C W. Effects of advancing open face tunneling on an existing loaded pile[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2005, **131**(2): 193 - 201.
- [43] 孙庆, 杨敏, 冉侠, 等. 隧道开挖对周围土体及桩基影响的试验研究[J]. *同济大学学报(自然科学版)*, 2011, **39**(7): 989 - 993. (SUN Qing, YANG Min, RAN Xia, et al. Test study on tunneling-induced soil movement and pile responses[J]. *Journal of Tongji University (Natural Science)*, 2011, **39**(7): 989 - 993. (in Chinese))
- [44] NG C W W, LU H, PENG S Y. Three-dimensional centrifuge modelling of the effects of twin tunnelling on an existing pile[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2013, **35**: 189 - 199.
- [45] 马少坤, WONG K S, 吕虎, 等. 膨胀土地基中隧道施工对群桩影响研究[J]. *岩土力学*, 2013, **34**(11): 3055 - 3060. (MA Shao-kun, WONG K S, LÜ Hu, et al. Study of effects of tunnel construction on pile group in expansive soil[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2013, **34**(11): 3055 - 3060. (in Chinese))
- [46] 马少坤, 邵羽, 吕虎, 等. 地下水位循环变化时隧道开挖对群桩的长期影响研究[J]. *岩土力学*, 2016, **37**(6): 1563 - 1568. (MA Shao-kun, SHAO Yu, LÜ Hu, et al. A

- study of the long-term influence of twin tunneling on the existing pile group under cyclic variation of groundwater level[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2016, **37**(6): 1563 - 1568. (in Chinese))
- [47] GHahremannejad B, Surjadinata J, Poon B, et al. Effects of tunneling on model pile foundations[C]// Proc 6th Int Conf on Physical Modelling in Geotechnics. Leiden, 2006.
- [48] Meguid M A, Mattar J. Investigation of tunnel-soil-pile interaction in cohesive soils[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2009, **135**(7): 973 - 979.
- [49] Bezuijen A, Van der Schrier J. The influence of a bored tunnel on pile foundations[C]// Proc Int conf Centrifuge 94. Singapore, 1994.
- [50] Hergarden H, Der Poel I, Van der Schier J S. Ground movements due to tunneling: Influence on pile foundations[C]// Proc Int Symp on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground. London, 1996.
- [51] Grant R J, Taylor R N. Centrifuge modelling of ground movements due to tunnelling in layered ground[C]// Proc of the Int Symp on Geotech Aspects of Underground Construction in Soft Ground. Mair, 1996.
- [52] Ran X, Leung C F, Chow Y K. Centrifuge modelling of tunnel-pile interaction in clay[C]// Proceedings of Underground Singapore. Singapore, 2003: 256 - 263.
- [53] Jacobsz S W. The effects of tunnelling on piled foundations[R]. London: University of Cambridge, 2003.
- [54] Jacobsz S W, Standing Jr, Mair R J, et al. Centrifuge modelling of tunnelling near driven piles[J]. *Soils and Foundations*, 2004, **44**(1): 49 - 56.
- [55] Chiang K, Lee C. Responses of single piles to tunneling-induced soil movements in sandy ground[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2007, **44**(10): 1224 - 1241.
- [56] Ong C W. Centrifuge model study of tunnel-soil-pile interaction in soft clay[M]. Singapore: National University of Singapore, 2009.
- [57] 张明飞. 地下水位变动诱发地铁隧道变形机理及其与地铁隧道相互影响研究[D]. 南京: 东南大学, 2018. (ZHANG Ming-fei. Deformation mechanism of subway tunnel induced by groundwater level variation and its interaction with tunnel[D]. Nanjing: Southeast University, 2018. (in Chinese))

## 《岩土工程学报》征订启事

《岩土工程学报》创办于1979年,是我国水利、土木、力学、建筑、水电、振动等六个全国性学会联合主办的学术性科技期刊。由南京水利科学研究院承办,国内外公开发行。主要刊登土力学、岩石力学领域中能代表当今先进理论和实践水平的科学研究和工程实践成果等。报道新理论、新技术、新仪器、新材料的研究和应用。欢迎国家自然科学基金项目及其他重要项目的研究成果向本刊投稿,倡导和鼓励有实践经验的作者撰稿,并优先刊用这些稿件。主要栏目有黄文熙讲座、综述、论文、短文、工程实录、焦点论坛、讨论和简讯等。

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

库”和“日本科学技术振兴机构数据库 JST”等国际数据库收录。本刊网址([www.cgejournal.com](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)。

《岩土工程学报》编辑部

DOI: 10.11779/CJGE201907019

# 不同掺砾量下砾石土抗拉强度试验研究

吉恩跃<sup>1, 2, 3</sup>, 陈生水<sup>1, 2</sup>, 朱俊高<sup>3</sup>, 傅中志<sup>1, 2</sup>

(1. 南京水利科学研究院岩土工程研究所, 江苏 南京 210024; 2. 水利部土石坝破坏机理与防控技术重点实验室, 江苏 南京 210029;  
3. 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)

**摘要:** 砾石土的抗拉强度是土心墙堆石坝抵抗拉裂破坏的重要指标之一。基于自主研发的单向拉伸试验模具, 对不同掺砾量下的砾石土进行了系列的单向拉伸试验。在此基础上得到了以下结论: 在本文的试验参数范围内, 砾石土的抗拉强度随着含水率的增大而减小, 随着干密度的增大而增大; 分别给出了各掺砾量下土样抗拉强度与其最优含水率及最大干密度的关系表达式; 对于处于各自最优含水率和最大干密度下的砾石土, 掺砾量从0%增加到50%时, 试样的抗拉强度从122.6 kPa减小到了49.8 kPa, 且两者呈线性递减关系; 试样的峰值拉应变和极限拉应变均随着掺砾量的增加而线性递减; 对不同掺砾量土样的断裂能分析发现, 随着掺砾量的增加, 土样的抗拉能力不断减弱; 在略高于最优含水率及处于最大干密度时砾石土试样的综合抗拉能力最强。相关试验成果可为实际土石坝心墙抗裂设计提供参照。  
**关键词:** 砾石土; 掺砾量; 单向拉伸; 抗拉强度; 拉应变

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2019)07-1339-06

作者简介: 吉恩跃(1989—), 男, 江苏盐城人, 博士后, 主要从事土石坝工程、粗颗粒土基本性质及本构关系研究。

E-mail: [eyji@nhri.cn](mailto:eyji@nhri.cn)

## Experimental research on tensile strength of gravelly soil under different gravel contents

JI En-yue<sup>1, 2, 3</sup>, CHEN Sheng-shui<sup>1, 2</sup>, ZHU Jun-gao<sup>3</sup>, FU Zhong-zhi<sup>1, 2</sup>

(1. Geotechnical Engineering Department, Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210024, China; 2. Key Laboratory of Earth-Rock Dam Failure Mechanism and Safety Control Techniques, Ministry of Water Resources, Nanjing 210029, China; 3. Key Laboratory of Ministry of Education for Geomechanics and Embankment Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China)

**Abstract:** The tensile strength of gravelly soil is one of the important indexes for resisting the cracking of earth core rockfill dams. Based on the self-developed uniaxial tensile test mould, a series of uniaxial tensile tests are carried out on the gravel soil with different gravel contents. Within the range of test parameters, the tensile strength of gravelly soil decreases with the increasing water content and increases with the increase of dry density. The relationship of tensile strength versus the optimum water content and the maximum dry density is presented, respectively. For the gravelly soil with the optimum water content and maximum dry density, as the gravel content increases from 0% to 50%, the tensile strength of specimens decreases from 122.6 kPa to 49.8 kPa linearly. The peak tensile strain and ultimate tensile strain both decrease with the increase of the gravel content. From the fracture energy analysis, it is found that the tensile capacity of gravelly soil decreases slightly with the increase of the gravel content. In the case that the specimens with the maximum dry density and the water content higher than the optimum water content, the comprehensive tensile capacity of the specimens is the strongest. The relevant test results can provide support for the anti-crack design of high earth and rockfill dams.

**Key words:** gravelly soil; gravel content; uniaxial tensile test; tensile strength; tensile strain

## 0 引言

中国高土石坝分布广泛, 其中土质心墙坝因其出色的协调变形能力被广泛应用于不良地质情况。通常, 为了增加土质心墙的模量, 常常在黏土中掺入一定比例的砾石(砾石土)作为心墙的筑坝料, 以减小与堆石区模量的差异, 达到减小拱效应的目的。随着砾石

含量的增大, 土体抵抗剪切变形的能力显著增大, 但其抗裂性能是否仍能满足坝体的抗裂设计要求值得深

基金项目: 国家重点研发计划重点专项项目(2017YFC0404806); 国家自然科学基金项目(51809182, 51779152); 中国博士后科学基金项目(2018M630578); 中国博士后科学基金特别项目(2019T120444)  
收稿日期: 2018-07-12

入研究。

目前,学者们<sup>[1-3]</sup>针对黏土进行了大量的单轴、三轴拉伸试验,得到了抗拉强度及拉应变随含水率、干密度以及基质吸力等的定量变化规律。另外,一些学者针对特殊土展开了系列抗拉试验研究,孙纬宇等<sup>[4]</sup>研究了黄土的抗拉特性,指出原状黄土的抗拉强度范围为 10.5~46.5 kPa。吕海波等<sup>[5]</sup>通过试验证明胀缩性土的抗拉强度在饱和度约 66% 时达到最大,对应的含水率为最优含水率。路立娜等<sup>[6]</sup>对分散性土抗拉强度及断裂机理进行了系统的分析,认为长径比取 2.5,拉伸速率取 1.8 mm/min 可有效避免端部效应及自重影响。Divya 等<sup>[7]</sup>利用自行研制的模具研究了加筋土的拉伸特性,利用图像测量技术研究了加筋土微观力学特性,指出加筋率增加到 0.75% 后,加筋土抗拉强度可增加 2.5 倍。Tang 等<sup>[8]</sup>研制了一种拉伸模具,试样在模具内制成后不需拆卸,可直接进行拉伸试验。并利用该模具,对人工加筋黏土进行了不同含水率及干密度的拉伸试验。张辉等<sup>[9]</sup>进行了不同干密度及含水率下击实砾质土抗拉强度试验,试样通过上下夹具来锚固,基于该试验仪器,朱俊高等<sup>[10]</sup>研究了 3 种砾石土在不同击实功、饱和度、含水率下抗拉强度的变化规律。总的来说,目前对砾石土的拉伸特性研究较少,对掺砾量影响其抗拉能力的认知尚不足。

本文通过自主研制的拉伸模具进行了不同掺砾量、不同含水率、不同干密度下的砾石土单向拉伸试验,研究了不同方案下砾石土的抗拉强度、极限拉伸应变、断裂能等参数随掺砾量的变化规律。

## 1 单向拉伸模具的研制

目前应用较多的单轴拉伸试验装置,其主要的缺陷在于:①对于长方形或圆柱形等规则的试样,由于试样是靠夹具与土体之间的摩擦力来提供约束力的,过小的夹力不能有效的夹住试样;而过大的夹力会使试样两端土体发生压缩变形。②对于低密度、高含水率的黏性土或者砾石土,如使用环氧树脂黏结试样与加载板,试样会在黏结区内拉裂破坏。③对于沙漏型的试样,模具对内部土体的存在一定的约束作用,这部分约束力对土体的抗拉能力有一定的贡献。④卧式拉伸装置中试样与试验平台是直接接触的,存在一定的摩擦力,尽管在试样与平台之间采用滑轨,很难保证土体在拉伸时不被滑轮扰动剥落。

针对前人所研制的拉伸装置的弊端,本试验拟采用一种新型单轴拉伸装置。该装置将试样两端的加载段与中间的拉伸段分开设计成不同的形状。

单轴拉伸试样的拉伸段采用长方体的形式,为了满足最大粒径的限制,尺寸设为 10 cm×10 cm;加载

段土样均采用四方体形式,其横断面为梯形形状,两侧装置和加载面夹角设置为 30°;为了方便两端拉应力的施加,在哑铃状模具两侧设置挂耳,其尺寸与万能试验机自带的挂钩相匹配,两者通过铆钉链接。

另外,为尽量减小加载段与拉伸段土体之间由于形状各异而出现的应力集中问题,在二者间的连接部位设置了圆弧状铝皮来成型过渡段的土样。中间段和两侧梯形段以及上部和下部的装置通过六角螺栓连接,拆卸较为方便。该装置集制样、试验于一体,不需要其他复杂的设备。图 1 详细给出了本文拉伸装置的具体形状及尺寸。

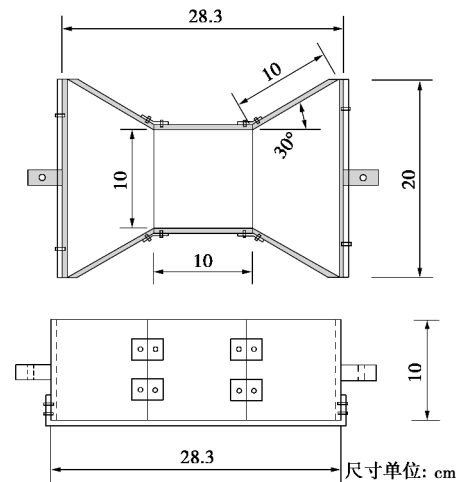


图 1 本文所用拉伸装置示意图

Fig. 1 Schematic diagram of tensile device

制样完成后,将整个试样连同模具竖直安装在万能试验机上,采用试验机自带的力及位移传感器测试试样拉力及拉伸位移,最大试验力为 1 kN,精度不大于 ±1.0%。试验完成后将试样被拉断的上半部分连同上半部分模具移至电子秤,测量并记录其自重,从最大拉力中减去试样拉断上部分自重,并换算成拉应力,即为试样的抗拉强度。

## 2 试验土料及试验方案

### 2.1 试验土料

本文试验所用的黏性土来自某心墙堆石坝心墙混合料,采用筛析法及密度计法对混合料进行颗粒分析,得到其颗粒曲线如图 2 所示。

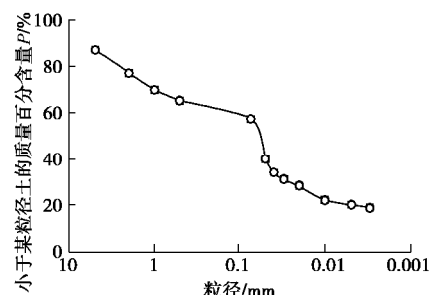


图 2 试验所用心墙料颗粒分曲线

Fig. 2 Gradation curve of core materials

依据土工试验规程, 对该黏土进行基本试验得到其基本参数指标见表 1 所示。

表 1 某土石坝心墙料基本参数

Table 1 Basic parameters of core materials

土粒相对密度 $G_s$	液限 $w_L/\%$	塑限 $w_p/\%$	塑性指数 $I_p$	天然含水率 $w/\%$	渗透系数 $k/(\text{cm}\cdot\text{s}^{-1})$
2.74	30.4	20.5	10	22.2	$2.0 \times 10^{-6}$

试验所用砾石土中的砾石取自某土石坝堆石料, 母岩为花岗岩。经人工破碎及筛分得到试验需要的粒组, 因装置中部尺寸为  $10\text{ cm} \times 10\text{ cm}$ , 根据土工试验规程的规定, 控制砾石最大粒径为  $20\text{ mm}$  (试样最长边的  $1/5$ ), 最小粒径则控制为  $2\text{ mm}$ 。

### 2.2 试验方案

首先对不同掺砾量下的砾石土进行击实试验, 确定其最大干密度及最优含水率。表 2 给出了不同掺砾量下的最优含水率和最大干密度具体数值, 后文试样的制备均按照表 2 中的最优含水率和最大干密度作为控制标准。

表 2 掺砾量为  $0\% \sim 50\%$  下砾石土最优含水率和最大干密度

Table 2 Optimum water contents and maximum dry densities of gravel content from  $0\% \sim 50\%$

掺砾量/ $\%$	0	10	20	30	40	50
最优含水率/ $\%$	17.5	16.4	14.8	13.3	11.5	10.1
最大干密度/ $(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	1.73	1.82	1.88	1.98	2.01	2.05

本试验主要研究干密度、含水率及掺砾量对砾石土抗拉强度的影响, 采用控制变量方法拟定试验方案, 具体的试验方案如表 3 所示, 试验共计 30 个试样。

表 3 砾石土单向拉伸试验方案

Table 3 Tensile test schemes of gravelly soil

类别	掺砾量/ $\%$	干密度/ $(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	含水率/ $\%$
纯黏土	0	1.73	17.5, 15.5, 19.5
		1.73, 1.63, 1.53	17.5
		1.82	16.4, 14.4, 18.4
砾石土	10	1.82, 1.72, 1.62	16.4
		1.88	14.8, 12.8, 16.8
		1.88, 1.78, 1.68	14.8
砾石土	30	1.98	13.3, 11.3, 15.3
		1.88, 1.78, 1.68	13.3
	40	2.01	11.5, 9.5, 13.5
		2.01, 1.91, 1.81	11.5
	50	2.05	10.1, 8.1, 12.1
		2.05, 1.95, 1.85	10.1

## 3 试验结果分析

### 3.1 变含水率试验成果及分析

砾石土试样在加载初期近似发生均匀变形, 此时可认为试样各断面变形是相同的, 在试样达到其极限抗拉强度之后, 出现宏观的细微裂缝, 即断裂区域。断裂区域内部的变形加速发展, 而其他区域的土体则发生回弹变形, 应变减小, 出现卸载现象。在达到极

限拉应力后, 拉伸试验测得的是未开裂区域和断裂区域的总位移。而只有断裂区域的土体应力应变关系才能真正反应其拉伸状态下应力应变全过程, 因此必须对应力变形曲线进行分段处理才能得到断裂区域真实的应力应变曲线, 本文借鉴了李全明<sup>[12]</sup>提出的压实黏土在受拉过程中应力应变曲线的整理方法。

图 3 给出了不同掺砾量、最大干密度下不同含水率砾石土拉应力应变关系曲线。可以看出, 随着含水率的增加, 各方案的抗拉强度降低显著; 发生拉裂时所需的拉应变随着含水率的增加而增加。本试验所有土样均处于非饱和状态, 前人对非饱和土的研究表明基质吸力随着含水率的增大而减小<sup>[11]</sup>。随着含水率的增大, 土体中的毛细管逐渐被重力水所充满, 土颗粒之间由于毛细作用力而形成的表面张力逐渐减弱, 基质吸力降低, 土颗粒之间的宏观黏聚力降低, 导致土样的抗拉强度降低。

另一方面, 在含水率较低时, 曲线的初始切线模量较大, 非线性特征不是很明显。相反, 在含水率较高时, 试样的初始切线模量较小, 曲线的非线性特性显著, 超过峰值应力后, 在发生拉伸破坏过程中, 有明显的软化特征, 且随着掺砾量的增大, 软化特征越来越明显。

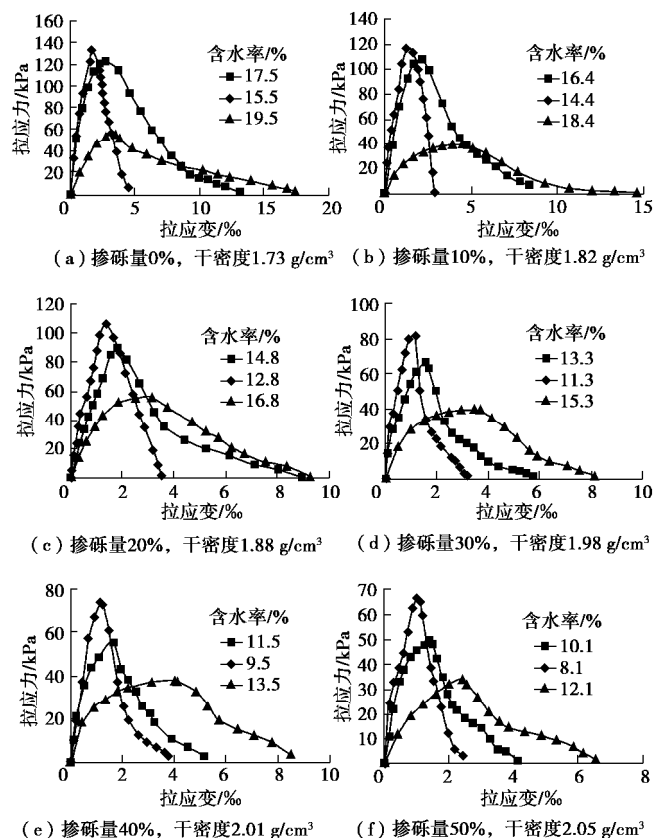


图 3 各掺砾量、最大干密度下不同含水率砾石土拉应力应变关系曲线

Fig. 3 Tensile stress-strain curves of gravelly soil with different water contents under different gravel contents and maximum dry densities

为进一步分析各掺砾量下砾石土含水率与抗拉强度的关系,图4给出了掺砾量从0%~50%下砾石土抗拉强度随着含水率变化曲线,其中制样干密度均为各掺砾量下击实试验求得的最大干密度。可以看出,不同掺砾量下的试样抗拉强度都随含水率的增大而减小。在掺砾量较小时,含水率与抗拉强度的关系曲线呈较好的线性变化,而当掺砾量增加到30%后,含水率和抗拉强度转为非线性关系。可以预见,当含水率降低到某值后抗拉强度会出现峰值<sup>[13]</sup>,此后随着含水率降低,抗拉强度会急剧减小,本文只研究土样在最优含水率附近变化的情况,因此不作过多论述。

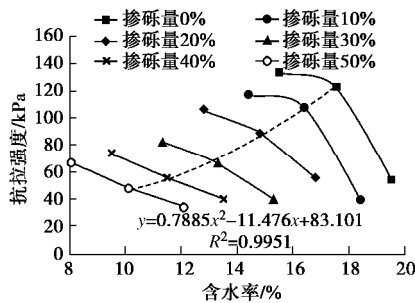


图4 不同掺砾量下抗拉强度随含水率变化曲线

Fig. 4 Variation of tensile strength with water content under different gravel contents

因黏粒含量较高时基质吸力对于试样含水率的变化较为敏感,当试样掺砾量较小时,土样抗拉强度变化幅度较大;当掺砾量较大时,试样中相应的黏粒含量较低,此时抗拉强度整体偏小,抗拉强度对含水率的变化不是太敏感,如掺砾量为50%时,抗拉强度的浮动范围仅有约25 kPa。

实际土石坝工程中应控制上料含水率为最优含水率,在本文各掺砾量下砾石土的抗拉强度与其最优含水率呈较明显的非线性变化,可以表示为

$$s_t = 0.7885w_{op}^2 - 11.476w_{op} + 83.1 \quad (1)$$

### 3.2 变干密度试验成果及分析

在保持试样含水率(最优含水率)不变的情况下减小试样干密度,可以看出,对于所有掺砾量的试样,最大干密度下其抗拉强度最大,如图5所示。

随着干密度的降低,土样抗拉强度显著降低,各掺砾量下的试样从最大干密度降低到低干密度后,试样抗拉强度均降低了约其最大抗拉强度的1/2。主要的原因是:在低干密度的条件下,对抗拉强度起决定性的是土颗粒间的凝聚力,随着颗粒间的孔隙逐渐被挤压密实,凝聚力增大趋势减小,抵抗拉应力的主导作用变为颗粒之间的分子力。随着干密度的进一步增加,土体孔隙的半径越小,弯液面的曲率越大,基质吸力越大,进而使得抗拉强度变大。

对于所有试验方案,拉伸破坏时所需的极限拉应变及总拉应变随干密度的降低而降低。此外,随着干

密度的降低,土样的初始模量降低,极限拉伸强度后的曲线下降段的斜率略有增大,软化特征较密度大的试样不明显。

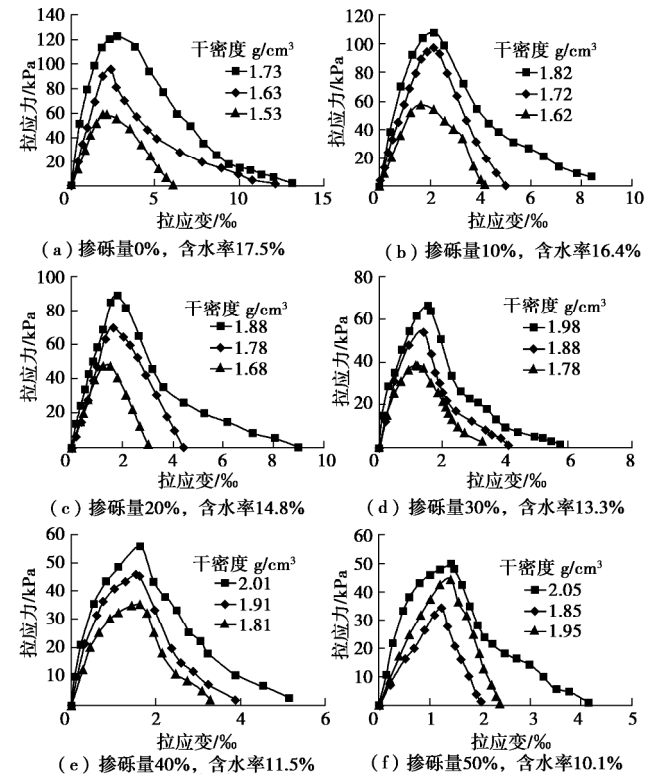


图5 各掺砾量、最优含水率下不同干密度砾石土拉应力应变关系曲线

Fig. 5 Tensile stress-strain curves of gravelly soil with different maximum dry densities under different gravel contents and optimum water contents

为进一步分析不同掺砾量下干密度与抗拉强度的关系,图6给出了5种掺砾量下3个干密度和抗拉强度关系曲线。可以看出各掺砾量下随着干密度的降低,抗拉强度也随之减小,掺砾量越大,试样黏粒含量越低,因此其抗拉强度减小程度越小。各个掺砾量及最大干密度下掺砾料的抗拉强度和最大干密度呈较好的线性关系,可表示为

$$s_t = -239.91r_{dmax} + 536.68 \quad (2)$$

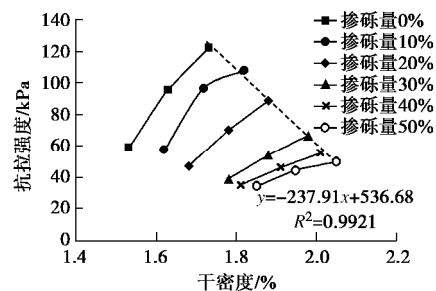


图6 不同掺砾量下抗拉强度随干密度变化曲线

Fig. 6 Variation of tensile strength with dry density under different gravel contents

随着掺砾量的增大,抗拉强度随着干密度的降低的程度在减小。如掺砾量为0%时,干密度从1.73 g/cm<sup>3</sup>

减小到 1.53 g/cm<sup>3</sup>, 抗拉强度从 122.6 kPa 减小到 59.2 kPa, 减小了 63.4 kPa; 掺砾量为 50% 时, 干密度从 2.05 g/cm<sup>3</sup> 减小到 1.95 g/cm<sup>3</sup>, 抗拉强度从 49.8 kPa 减小到 34.3 kPa, 仅减小了 15.5 kPa。主要的原因是掺砾量增大到一定值时, 黏粒含量已较小, 通过减小其干密度测得的抗拉强度变化值浮动不大。

### 3.3 掺砾量对砾石土抗拉强度影响分析

上文提到, 土体的抗拉强度主要是由黏粒的相对密度所主导, 掺砾量增加时, 土样的黏粒含量会减小, 如掺砾量增加到 100%, 除了存在部分颗粒间的咬合力及摩擦力, 土样的抗拉强度基本接近 0。图 7 给出了不同掺砾量下土样的抗拉强度值。可以看出掺砾量从 0% 增加到 50% 时, 抗拉强度从 122.6 kPa 减小到 49.8 kPa, 两者满足一定的线性关系:

$$s_t = -1.5741I + 120.96 \quad (3)$$

式中,  $I$  为掺砾量。考虑到心墙既要满足一定的刚度又要满足一定的防渗要求, 实际土石坝工程中, 通常将心墙的掺砾量控制在约 35% 左右, 同时控制其最优含水率和最大干密度作为施工参数。按照式 (3), 掺砾量在 35% 时, 掺砾料的抗拉强度约为 65.9 kPa。

按照此趋势, 掺砾量增加到 80% 时, 土样的抗拉强度为 0。事实上, 掺砾量增大到一定的值后, 部分黏粒会被砾石架空, 基质吸力提供的抗拉强度占一部分, 还有一部分是粗颗粒土之间的咬合力, 当然由于土样比较难以成型, 其抗拉强度较难通过试验测得。

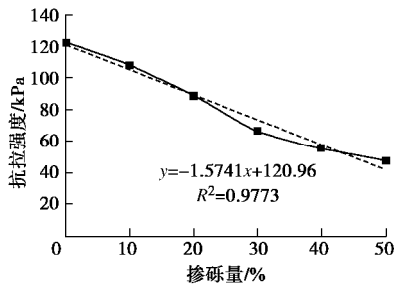


图 7 抗拉强度随掺砾量变化曲线

Fig. 7 Variation of tensile strength with gravel content

### 3.4 断裂能及拉应变分析

表 4 给出了各方案土样断裂能及拉应变的具体数值, 其中断裂能由各掺砾量下试样的拉伸应力应变曲线所围面积计算得到。可以看出, 砾量为 0% 的土样在含水率为 17.5% (最优含水率) 时抗拉强度达到 122.5 kPa, 相应的断裂能达到最大值 14.3 N/m; 随着掺砾量的增加, 土样断裂能均是在比最优含水率多 2% 时达到其最大值。也就表明掺砾含量较高的砾石土并不是在其最优含水率时达到其最大抵抗拉裂变形的能力, 而是在比最优含水率略大。说明, 实际施工中控制心墙上料含水率略高于最优含水率有利于抵抗不均匀变形, 降低裂缝发生的可能性。

另一方面, 各掺砾量下的土样均在其最大干密度时达到断裂能的最大值, 说明较大的压实度下土料的抵抗拉裂变形的能力较强, 实际施工中严格控制压实标准是提高防渗体抗拉裂能力的有效措施。

表 4 各方案砾石土断裂能及拉应变

Table 4 Fracture energies and tensile strains of gravelly soil under different test schemes

土样类别	掺砾量/%	干密度/(g·cm <sup>-3</sup> )	含水率/%	极限&峰值拉应变/‰	断裂能/(N·m <sup>-1</sup> )
纯黏土	0	1.73	17.5	13.1/2.7	14.3
			15.5	4.5/1.7	6.6
			19.5	17.5/3.5	9.5
	10	1.82	16.4	8.9/2.2	10.0
			14.4	3.9/1.3	4.4
			18.4	14.5/4.1	6.6
砾石土	20	1.88	14.8	8.8/1.9	6.3
			12.8	3.5/1.4	4.5
			16.8	9.3/3.1	6.9
	30	1.98	13.3	5.7/1.6	5.2
			11.3	3.2/1.2	3.5
			15.3	8.1/3.2	5.9
40	2.01	11.5	5.1/1.6	4.9	
		9.5	2.9/1.2	3.1	
		13.5	8.5/3.9	5.6	
50	2.05	10.1	4.1/1.4	3.5	
		8.1	3.0/1.0	2.8	
			12.1	6.5/2.4	4.0

为研究掺砾量对断裂能的影响, 图 8 给出了掺砾量和断裂能的关系曲线, 其中断裂能均是由各掺砾量下的最优含水率和最大干密度下计算而得。可以看出随着掺砾量的增加, 断裂能减小的较为明显, 在掺砾量为 25%~40%, 断裂能的减小不是很明显, 掺砾量增加到 40% 后, 断裂能的减小幅度又开始变大, 掺砾量到 50% 时, 断裂能仅有 3.5 N/m, 表明此时试样拉裂所需能量已很小。此过程主要是由于试样内砾石的含量变大, 拉裂面上的黏土与砾石作用面在扩大, 相应的黏土颗粒间的作用力在减小, 因此基质吸力在不断减小, 则土样拉伸破坏所需要的总能量在减小, 宏观上体现为断裂时需要的拉应力和拉应变在减小。

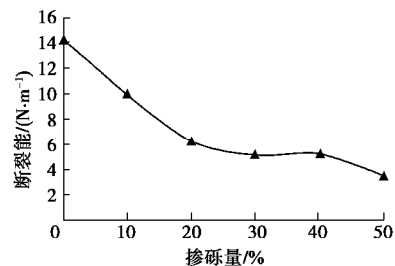


图 8 掺砾量和断裂能关系曲线

Fig. 8 Variation of gravel content with fracture energy

图 9 给出了掺砾量和拉应变关系曲线, 可以看出随着掺砾量的增加, 土样的极限拉应变及峰值拉应变均呈减小趋势, 且满足一定的线性关系, 说明掺砾量的增加会减小砾石土抵抗塑性变形的能力。

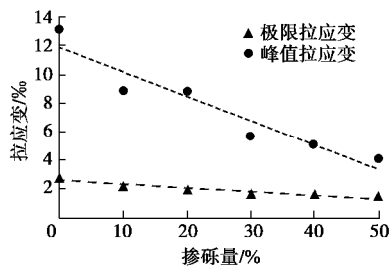


图9 掺砾量和拉应变关系曲线

Fig. 9 Variation of gravel content with tensile strain

## 4 结 论

本文基于自行研制的单向拉伸试验模具,采用不同掺砾量的砾石土进行了系列的轴向拉伸试验。讨论了抗拉强度、断裂能、拉应变等参数随着土体掺砾量、含水率及干密度变化的规律,得到以下3点结论。

(1) 在本文的试验参数范围内,砾石土的抗拉强度随着含水率的增大而减小;随着干密度的增大而增大。掺砾量为30%时,含水率的增加使得土样抗拉强度从81.8 kPa减小到39.8 kPa;干密度的减小使得其抗拉强度从66.6 kPa减小到38.5 kPa。

(2) 对于掺砾量不同的砾石土,在各自最优含水率和最大干密度下,试样的抗拉强度随着掺砾量的增加而呈线性递减趋势;试样的峰值拉应变和极限拉应变均随着掺砾量的增加而减小。

(3) 对不同掺砾量土样的断裂能分析发现,在略高于最优含水率及处于最大干密度时其综合抗拉能力最强;随着掺砾量的增加,土样的抗拉能力不断减弱。

### 参考文献:

[1] 钮泽明, 陆士强. 黏性填土单轴抗拉强度的几个影响因素[J]. 岩土工程学报, 1983, 5(2): 35 - 44. (NIU Ze-ming, LU Shi-qiang. On some factors influencing the uniaxial tensile strength of cohesive compacted fill[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1983, 5(2): 35 - 44. (in Chinese))

[2] 陈梦芸. 击实黏土抗拉强度研究[D]. 南京: 南京大学, 2014. (CHEN Meng-yun. Study on tensile strength of compacted clay[D]. Nanjing: Nanjing University, 2014. (in Chinese))

[3] TANG G X, GRAHAM J. A method for testing tensile strength in unsaturated soils[J]. Geotechnical Testing Journal, 2000, 23(3): 377 - 382.

[4] 孙纬宇, 梁庆国, 欧尔峰, 等. 陕西延安 Q2 原状与重塑黄土抗拉强度对比试验研究[J]. 土木工程学报, 2015, 48(增刊 2): 53 - 58. (SUN Wei-yu, LIANG Qing-guo, OU Er-feng, et al. Comparative experimental study on tensile strength of undisturbed and remolded Q2 loess from Yan'an Shanxi, China[J]. China Civil Engineering Journal, 2015, 48(S2): 53

- 58. (in Chinese))

[5] 吕海波, 曾召田, 葛若东, 等. 胀缩性土抗拉强度试验研究[J]. 岩土力学, 2013, 34(3): 615 - 620. (LÜ Hai-bo, ZENG Zhao-tian, GE Ruo-dong, et al. Experimental study of tensile strength of swell-shrink soils[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, 34(3): 615 - 620. (in Chinese))

[6] 路立娜, 樊恒辉, 陈 华, 等. 分散性土单轴抗拉强度影响因素试验研究[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(6): 1160 - 1166. (LU Li-na, FAN Heng-hui, CHEN Hua, et al. Influencing factors for uniaxial tensile strength of dispersive soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, 36(6): 1160 - 1166. (in Chinese))

[7] DIVYA P V, VISWANADHAM B V S, GOURC J P. Evaluation of tensile strength-strain characteristics of fiber-reinforced soil through laboratory tests[J]. Journal of Materials in Civil Engineering, 2013, 26(1): 14 - 23.

[8] TANG C S, WANG D Y, CUI Y J, et al. Tensile strength of fiber-reinforced soil[J]. Journal of Materials in Civil Engineering, 2016, 28(7): 4016031.

[9] 张 辉, 朱俊高, 王俊杰, 等. 击实砾质土抗拉强度试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(增刊 2): 4186 - 4190. (ZHANG Hui, ZHU Jun-gao, WANG Jun-jie, et al. Experimental study on tensile strength of compacted gravel soil[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 25(S2): 4186 - 4190. (in Chinese))

[10] 朱俊高, 梁 彬, 陈秀鸣, 等. 击实土单轴抗拉强度试验研究[J]. 河海大学学报(自然科学版), 2007(2): 186 - 190. (ZHU Jun-gao, LIANG Bin, CHEN Xiu-ming, et al. Experimental study on uniaxial tensile strength of compacted soils[J]. Journal of Hohai University(Natural Sciences), 2007(2): 186 - 190. (in Chinese))

[11] 张鹏程, 汤连生, 姜力群, 等. 基质吸力与含水量及干密度定量关系研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32(增刊 1): 2792 - 2797. (ZHANG Peng-cheng, TANG Lian-sheng, JIANG Li-qun, et al. research of quantitative relations of matrix suction with water content and dry density[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, 32(S1): 2792 - 2797. (in Chinese))

[12] 李全明. 高土石坝水力劈裂发生的物理机制研究及数值仿真[D]. 北京: 清华大学, 2016. (LI Quan-ming. Physical mechanism and numerical simulation of hydraulic fracturing in high earth and Rockfill dam[D]. Beijing: Tsinghua University, 2016. (in Chinese))

[13] VANICEK I. The importance of tensile strength in geotechnical engineering[J]. Acta Geotechnica Slovenica, 2013(1): 5 - 17.

DOI: 10.11779/CJGE201907020

# MBT 垃圾的三轴试验结果

张振营, 郭文强, 张宇翔, 吴大志, 徐辉, 刘开富, 陈萍

(浙江理工大学建筑工程学院, 浙江 杭州 310018)

**摘要:** 采集杭州天子岭垃圾填埋场的 MBT 垃圾, 在环境土工实验室进行了成分分析、试样制备、三轴快剪、固结快剪和慢剪试验, 对 MBT 垃圾的剪切强度特性进行了系统地研究。结果表明: ①MBT 垃圾的组分主要以塑料、纺织物、玻璃、灰土和无法识别的材料为主。②随着轴向应变的增大, 偏应力逐渐增大, 轴向应变超过 30% 后仍没达到峰值, 是一条应变硬化曲线。③得到了三轴快剪、固结快剪和慢剪试验条件下抗剪强度参数(黏聚力和内摩擦角)的取值范围。④MBT 垃圾的抗剪强度参数与轴向应变的关系可拟合为直线关系, 建立了抗剪强度参数与轴向应变的线性关系表达式。⑤MBT 垃圾的应力-应变关系符合邓肯-张模型, 得到了模型参数  $a$ ,  $b$  的取值范围, 建立了模型参数  $a$ ,  $b$  与围压的幂函数关系表达式。研究结果可为 MBT 垃圾填埋场的稳定性分析提供理论基础。

**关键词:** MBT 垃圾; 三轴试验; 应变硬化; 抗剪强度参数; Duncan-Chang 模型; 模型参数

中图分类号: TU411

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)07-1345-09

**作者简介:** 张振营(1963—), 男, 教授, 主要从事环境岩土工程方面的教学和科研工作。E-mail: zhangzhenyinga@163.com。

## Shear strength behavior of mechanically-biologically treated waste in triaxial tests

ZHANG Zhen-ying, GUO Wen-qiang, ZHANG Yu-xiang, WU Da-zhi, XU Hui, LIU Kai-fu, CHEN Ping

(School of Civil Engineering and Architecture, Zhejiang Sci-Tech University, Hangzhou 310018, China)

**Abstract:** To study the shear behavior of mechanically biologically treated (MBT) waste systematically, the samples from Tianziling landfill (Hangzhou, China) are collected, and several tests are carried out in an environmental and geotechnical laboratory, such as composition analysis, sample preparation, triaxial unconsolidated-undrained (UU), consolidated-undrained (CU), and consolidated-drained (CD) tests. These tests reveal that the main components of the MBT waste include plastics, textiles, glass, fines, and unidentified materials. The deviatoric stress gradually increases with the increasing axial strain, and no peak value is attained even when the axial strain exceeds 30%, indicating a strain hardening behavior. The UU, CU, and CD tests reveal the ranges of the shear strength parameters (cohesion force and internal friction angle). The relationship between shear strength parameters and axial strain is linear, and the fitting equations are obtained. The stress-strain relationship of the MBT waste conforms to that of the Duncan-Chang model, and the ranges of the model parameters ( $a$  and  $b$ ) are obtained. Further, a power function relationship is established between the model parameters and the confining pressure. These results can provide a theoretical basis for the stability analyses of MBT waste landfills.

**Key words:** MBT waste; triaxial test; strain hardening; shear strength parameter; Duncan-Chang model; model parameter

## 0 引言

随着中国经济的快速发展, 城市化水平的不断提高, 越来越多的人口涌向城市, 由此产生的生活垃圾总量逐年增长。数据表明, 中国城市生活垃圾的年增长率与 GDP 增长速率基本保持一致, 多数城市已经面临或即将面临垃圾围城的困境<sup>[1-4]</sup>。为了使城市生活垃圾得到最大限度的减量, 杭州率先引进了国外先进的城市生活垃圾处理技术——机械生物处理技术 (mechanical-biological treatment, MBT), 并结合自身特点自主创新研发了 EMBT 处理技术, 通过该技术的处理, 城市生活垃圾减量化程度得到大大提高<sup>[5-6]</sup>。

虽然城市生活垃圾得到了减量, 但通过减量处理后的最终产物——MBT 垃圾仍然需要填埋处理<sup>[7-8]</sup>。由于国内还没有开展 MBT 垃圾剪切强度特性相关研究, 也没有 MBT 垃圾填埋场的设计规范和标准, 在垃圾填埋高度不断增加的情况下, MBT 垃圾填埋场有可能发生滑坡、失稳、渗滤液外泄等灾难性的后果<sup>[9-10]</sup>。为了给 MBT 垃圾填埋场的设计、建设及管理提供合理的建议及指导, 防控垃圾填埋场坍塌破坏事故的发生

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51478436, 51678532)

收稿日期: 2018-07-02

生,对 MBT 垃圾剪切强度特性的研究至关重要。

Kölsch<sup>[11-13]</sup>对粒径范围为 0~20 mm 的 MBT 垃圾进行了大型直剪试验,得到黏聚力和内摩擦角范围分别为 55~67 kPa 和 31.8°~36.1°,认为在大变形条件下的强度特性类似于加筋土的强度特性,总抗剪强度由剪切面上的摩擦力和纤维中的拉力组成。Powrie 等<sup>[14]</sup>对粒径范围为 0~20 mm 的 MBT 垃圾进行了大型直剪试验,假设黏聚力为零的条件下得到了内摩擦角的范围为 45.8°~47°。Lamare 等<sup>[15]</sup>和 Fucale 等<sup>[16]</sup>采用直剪仪对 MBT 垃圾进行了直剪试验,分析了纤维材料对其强度特性的影响,认为纤维加筋材料影响黏聚力,有助于增加内摩擦角。Calle<sup>[17]</sup>分析了纤维状的成分对垃圾力学性能的影响,验证了纤维材料不改变内摩擦角的大小、但影响黏聚力的结论。Motta<sup>[18]</sup>通过大型直剪试验,确认了纤维组分在固废剪切强度中的重要性,由于纤维拉伸应力的作用,可以得到很高的强度参数。Stela 等<sup>[19]</sup>在不伦瑞克理工大学的 Leichtweiss 研究所采用尺寸为 300 mm×300 mm×150 mm 的剪切箱,对德国 MBT 垃圾土进行了直剪试验,认为其抗剪强度不仅由颗粒之间的相互摩擦引起,而且在很大程度上还由类似于形成纤维基质的增强纤维和片状的材料引起,并得到黏聚力为 16 kPa,内摩擦角为 40.1°。Baba 等<sup>[20]</sup>对印度班加罗尔 Mavallipura 垃圾填埋场的 MBT 垃圾土取样,利用直剪仪和三轴仪进行不同排水条件下的室内剪切试验,以 20%应变时的应力作为抗剪强度,得到直剪时的内摩擦角为 40°,固结不排水条件的内摩擦角为 55°,固结排水剪的内摩擦角为 33°,黏聚力的取值范围为 0~10 kPa,其抗剪强度与轴向应变有关,并随着轴向应变的增加而增加;抗剪强度还与试样的初始密度有关,随着试样初始密度的增大而增大。Pimolthai 等<sup>[21]</sup>对泰国、德国和卢森堡等国的 MBT 垃圾进行了直剪试验,得到了抗剪强度与有机物的含量有关、也和轻质塑料的含量有关、还与正应力相关并随着正应力的增加而增加的结论。Kuehle-Weidemeier 等<sup>[22]</sup>对德国 MBT 垃圾的剪切强度特性进行了研究,得出了黏聚力在 10~62 kPa 范围内变化的结论。

综上所述,国外学者大多采用直剪仪,对 MBT 垃圾的剪切强度特性进行了研究,但直剪仪有一些缺陷,这些缺陷包括:剪切面是人为确定的平面(上下两个剪切盒之间的平面)、该平面上的剪应力分布不均匀,在边缘处会发生应力集中现象、试验过程中很难

控制排水条件、孔隙水压力很难量测等。三轴试验没有上述局限性,可以较好地控制排水条件,可以量测孔隙水压力,比较接近实际工程的工况。通过上述研究可知,MBT 垃圾的剪切强度特性与其组分有关<sup>[23]</sup>,而中国 MBT 垃圾的组分与国外有很大的差别,且中国在 MBT 垃圾剪切强度特性研究领域尚处于起步阶段,有必要对中国 MBT 垃圾的剪切强度特性进行研究。借鉴国内学者<sup>[24-26]</sup>对生活垃圾剪切强度特性的相关试验研究成果,本文对杭州 MBT 垃圾的组分进行了分析,采用三轴压缩仪,考虑 3 种不同的排水条件,对 MBT 垃圾的剪切强度特性进行了比较系统地研究,研究结果可为 MBT 垃圾填埋场的稳定性分析奠定理论基础。

## 1 试验材料及试样制备

采用杭州天子岭生活垃圾处理场的 MBT 垃圾,用密封性能良好的塑料桶将 MBT 垃圾运到浙江理工大学环境土工实验室,垃圾材料见图 1(a)。通过手工分拣的方法,得到 MBT 垃圾的组分及含量。MBT 垃圾组分含量见表 1。



图 1 不同试验阶段的 MBT 垃圾

Fig. 1 Original waste (a) and prepared waste (b)

为了减小尺寸效应对试验结果的影响,需要对运回来的 MBT 垃圾进行预处理。先去除原始垃圾中尺寸较大的垃圾,如塑料瓶、大块金属、大块玻璃、大块木头、大块纺织品等,然后将剩余部分放入烘箱,在 65℃ 的温度下烘干至恒重。按照生活垃圾土试验规程中三轴试验垃圾材料粒径不大于试样直径(61.8 mm) 1/8 的制样原则<sup>[27-28]</sup>,采用孔径为 7.725 mm 的圆孔筛,将烘干后的 MBT 垃圾进行过筛,取筛子底下的筛出物做为试验材料(图 1(b))。将粒径不大于 7.725 mm 的筛余物制成三轴试验所需的重塑试样。操作流程为用电子秤称取 212.36 g 筛分后的 MBT 垃圾,将其均匀摊铺在土工薄膜上;称取 106.18 g 的纯净水,把水均匀的喷洒在 MBT 垃圾上,均匀拌和,盖上保

表 1 MBT 垃圾组分含量

Table 1 Contents of various components in MBT waste

(%)

塑料	橡胶	纺织物	木头	石头	陶瓷	玻璃	金属	灰土	无法识别的材料
25.09	5.00	10.72	6.40	4.11	3.00	14.19	2.31	16.36	12.82

鲜膜静置 24 h。将上述 MBT 垃圾分 5 层填入试样模型筒中, 每层的填入量相等, 每层填完后以相同的力度击实, 为了避免垃圾土的分层, 击实后再轻轻挠动表面, 然后再填入下一层, 直到填满为止。为避免试样在拆模后回弹散样, 需要将已制备试样密封并放置一周再拆模。该试样直径为 61.8 mm, 高度为 125 mm, 其基本物理指标: 密度为 0.85 g/cm<sup>3</sup>, 含水率为 50.0%, 颗粒相对密度为 1.71, 孔隙比为 2.02。

## 2 试验方法及试验过程

采用中型台式三轴压缩仪对制备的试样进行不固结不排水剪、固结不排水剪和固结排水剪试验。试验分别在 50, 100, 200, 300 kPa 4 个不同围压下进行。将试样放置在压力室, 采用水头饱和、反压饱和方法对试样进行饱和。水头饱和时, 进水管与出水管之间的水位差保持 1 m, 当出水量与进水量相等时, 水头饱和完成, 饱和所需时间为 30 min。反压饱和时, 先对试样施加 20 kPa 围压, 开孔压阀, 待孔压稳定时, 记录读数, 关孔压阀。然后分级施加反压, 施加反压的同时分级施加围压, 每级增量为 30 kPa, 同样记录稳定时的孔压, 当经过两级施压时, 围压引起的孔压增量与围压增量之比大于 0.98, 此时认为饱和完成, 反压饱和和所需时间为 30 min。对于不固结不排水剪, 饱和完后关闭排水阀门, 先施加 50 kPa 的围压, 再施加竖向偏应力, 以 0.625 mm/min 的速率进行试验<sup>[28]</sup>, 该级围压试验结束后, 取出试样, 重新装填另外一个相同的试样, 按上述方法分别进行 100, 200, 300 kPa 围压试验, 直到全部试验结束并采集全部的试验数据。对于固结不排水剪, 先对试样进行饱和, 施加 50 kPa 围压, 打开排水阀门对试样进行固结, 固结结束后, 保持围压不变, 关闭排水阀门, 施加竖向偏应力, 以 0.625 mm/min 的速率进行试验<sup>[28]</sup>, 该级围压结束后, 按上述方法分别进行 100, 200, 300 kPa 围压试验, 直到全部试验结束并采集全部的试验数据。对于固结排水剪, 还是先对试样采取水头饱和与反压饱和的方法进行饱和, 然后施加 50 kPa 围压, 打开排水阀门对试样进行固结, 固结完后, 施加偏应力, 以 0.125 mm/min 的速率进行试验<sup>[28]</sup>, 试验过程中记录位移计、量力环、孔压计等读数, 同时观察试样的变形情况, 直至试样发生破坏时停止试验。

## 3 试验结果及分析

### 3.1 不固结不排水剪试验结果及分析

偏应力与轴向应变的关系见图 2。图 2 可以看出, UU 条件下不同围压的偏应力与轴向应变的关系曲线比较靠近, 基本上与围压无关, 这与理论上饱和土的应力应变曲线在不同围压条件下互相重合的唯一性相符合。图 2 之所以没有完全重合, 是因为 MBT 垃圾组分复杂多样, 有的成分被不透水材料包裹, 试验过程中很难达到完全饱和。随着轴向应变的增大, 偏应力逐渐增大, 当轴向应变超过 15% 时, 应力应变曲线的走势向上翘起, 偏应力增长速率变快, 其原因可能是 MBT 垃圾中含有大量的纤维状材料, 在轴向应变超过 15% 后会表现出很强的加筋特性。

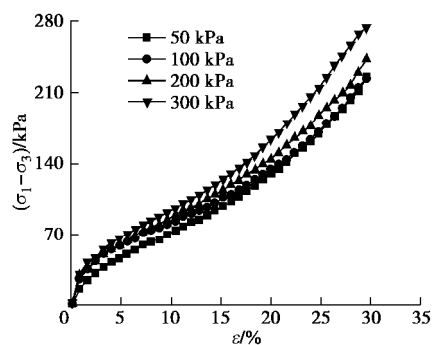


图 2 偏应力与轴向应变的关系

Fig. 2 Relationship between deviatoric stress and axial strain

垃圾填埋场稳定性分析中, 常以 5%, 10%, 15%, 20% 轴向应变下的剪应力作为抗剪强度, 轴向应变 5%, 10%, 15%, 20% 时的强度包线见图 3~6。由图 3~6 可以看出, MBT 垃圾在 UU 条件下的抗剪强度参数范围为黏聚力  $c$  在 18.1~51.2 kPa, 内摩擦角  $\varphi$  在 4.0~5.8°。这与饱和土 UU 试验中强度包线为一条直线, 内摩擦角为 0 不同。对于常规的饱和土, 其成分主要由土颗粒和水组成, 而对于 MBT 垃圾土, 其成分组成比较复杂, 主要由塑料、橡胶、纺织品、木头、陶瓷、玻璃、金属、灰土等组成。其中的塑料和橡胶等是不透水的材料, 小部分垃圾材料可能会被这些不透水的材料包裹, 形成小的密闭空间, 致使试样中存在少量的空气, 当压力增大时, 空气会被压缩, 试样体积减小, 产生体变, 从而引起有效应力的改变, 在强度包线中就表现为一条有一定斜率的直线。

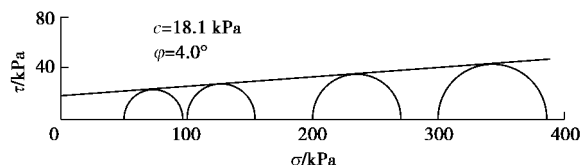


图 3 轴向应变 5% 时的强度包线

Fig. 3 Strength envelopes at axial strain of 5%

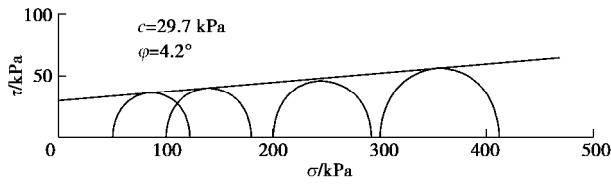


图 4 轴向应变 10%时的强度包线

Fig. 4 Strength envelopes at axial strain of 10%

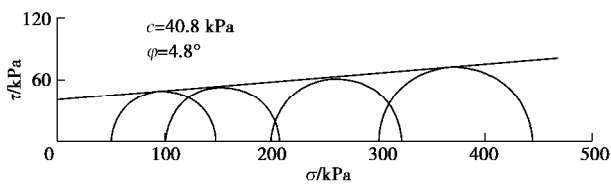


图 5 轴向应变 15%时的强度包线

Fig. 5 Strength envelopes at axial strain of 15%

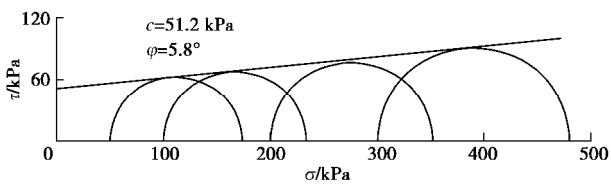


图 6 轴向应变 20%时的强度包线

Fig. 6 Strength envelopes at axial strain of 20%

### 3.2 固结不排水剪试验结果及分析

固结不排水剪试验破坏前后的试样见图 7。由图 7 可以看出，试样外观发生了明显的鼓胀破坏。

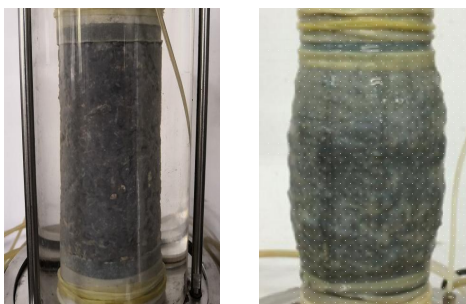


图 7 试验过程中（左）结束后（右）试样的形状

Fig. 7 Sample before (left) and after (right) tests

偏应力与轴向应变的关系见图 8。图 8 可以看出，轴向应变相同时，不同围压下的偏应力不同，围压越大，偏应力越大，表现出随着围压的增大而增大的现象。其原因可能是随着围压的增大，试样的孔隙比变小，各组分结构变得更加紧密，相互咬合作用增强，摩擦力变大，抵抗变形的能力增强。图 8 还可看出，偏应力随着轴向应变的增大而增大，表现出应变硬化的特征，是一条应变硬化曲线。从偏应力的增长速率来看，在发生轴向变形的起始阶段，偏应力随着轴向

应变的增加而迅速增加，增长速率较快，这是因为固结后试样的孔隙比大大减小，密实度大大增加，各组分之间的距离变小，结构上更致密，摩擦力在竖向压力作用下迅速增大，此时的抗剪强度主要由摩擦力提供。随着轴向应变的继续增大，偏应力也继续增大，但增大的速率变缓，这是因为在轴向应变逐渐增大的过程中，各组分材料之间的细小颗粒由于剪切错动会向疏松多孔材料内部孔隙之间移动。当轴向应变超过 15% 以后，偏应力的增长速率又开始变快，其原因是随着轴向应变的不断累积，试样组分中的细小颗粒已经完全移动到疏松多孔材料的内部孔隙中，整个试样已经非常密实，这时候丝状、条状、块状类加筋材料开始发挥出加筋的特性，此时的抗剪强度不仅由各组分之间的摩擦力提供而且还与其中纤维状的加筋材料有关。当这些加筋材料受到拉伸变形时，由于其自身的弹性，在拉伸变形过程中会有抵抗其变形的趋势，这一趋势会为其周围的材料一个反作用力，在这个反作用力下周围土体的滑移错动会受到抑制，从而整个土体的抗剪强度会增强，在应力应变曲线中就表现出偏应力增长速率变快的现象。

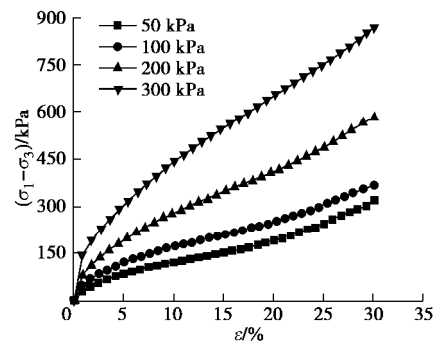


图 8 偏应力与轴向应变的关系

Fig. 8 Relationship between deviatoric stress and axial strain

由于 MBT 垃圾土组分的复杂性和高压缩性，偏应力并没有随轴向应变的增加而出现峰值或接近峰值的点，根据实际填埋场中的衬垫系统、管道系统等承受荷载的容许变形能力，取轴向应变 5%，10%，15% 和 20% 时的剪应力作为抗剪强度，其强度包线见图 9~12。

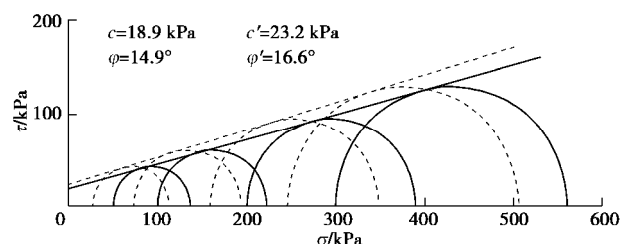


图 9 轴向应变 5%时的强度包线

Fig. 9 Strength envelopes at axial strain of 5%

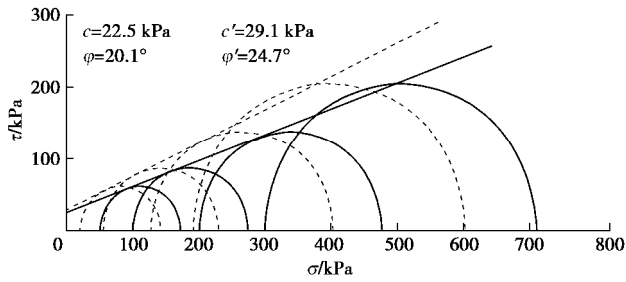


图 10 轴向应变 10%时的强度包线

Fig. 10 Strength envelopes at axial strain of 10%

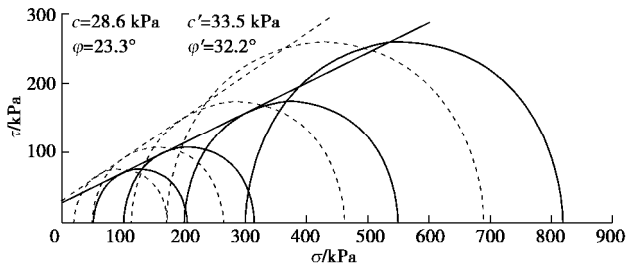


图 11 轴向应变 15%时的强度包线

Fig. 11 Strength envelopes at axial strain of 15%

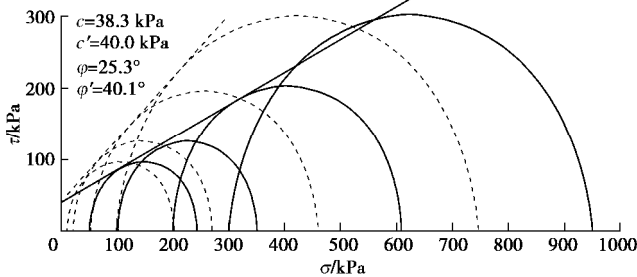


图 12 轴向应变 20%时的强度包线

Fig. 12 Strength envelopes at axial strain of 20%

### 3.3 固结排水剪试验结果及分析

固结排水剪条件下的偏应力与轴向应变的关系见图 13。由图 13 可知，偏应力随着围压的增大而增大，这与固结不排水剪偏应力与围压的关系基本一致，其原因是在较大的围压下，试样的压缩与固结会更完全、更彻底，试样的孔隙比大大减小，结构更加致密紧凑，在竖向压力作用下，各材料组分之间的咬合摩擦增强，抵抗变形的能力也随之增强。由图 13 还可看出，轴向应变超过 30% 后偏应力没有达到峰值，试样没有明显屈服或破坏。偏应力随着轴向应变的增大而增大，表现出应变硬化的特征，但不同轴向应变偏应力的增长速率不同，在偏应力开始作用的初始阶段，速率增长非常快，然后开始变慢，这是由于在试样的初始压缩阶段，其抵抗变形破坏的能力是由各材料之间的摩阻力提供，之后变慢是因为在偏应力作用下，试样的压缩变形会带动大粒径材料之间的细小颗粒状材料向材料的结构孔隙中蠕动。轴向应变超过 15% 后偏应力的增长又开始变快，但小于开始阶段，这是因为细小粒

径状的材料已经完全蠕动到材料之间的结构孔隙中，在竖向压力的进一步作用下，细小纤维状的材料开始发挥出加筋作用，此时试样抵抗变形破坏的能力不仅由摩阻力提供还由细小纤维状材料发挥出的加筋作用提供。

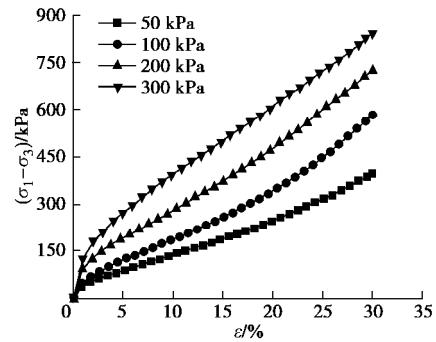


图 13 偏应力与轴向应变的关系

Fig. 13 Relationship between deviatoric stress and axial strain

固结排水剪试样的体积应变与轴向应变的关系见图 14。由图 14 可知，不同围压下的体积应变不同，围压越小体变越大，围压越大体变越小。在较小的围压下，MBT 垃圾没有完全充分的固结变形，试样结构不是很致密，而在较大的围压下，试样的固结变形已经基本完成，试样结构致密紧凑，所以在相同的偏应力作用下，发生相同的轴向应变时，小围压条件下的试样体积变形更容易发生，变形量也更大。

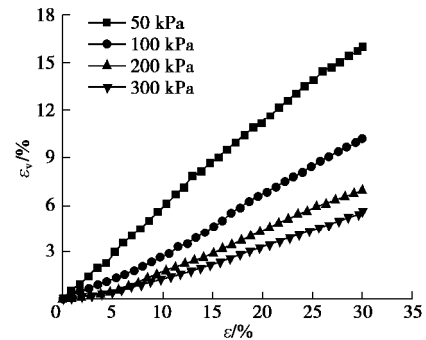


图 14 体积应变与轴向应变的关系

Fig. 14 Relationship between volumetric strain and axial strain

分别取 5%、10%、15% 和 20% 轴向应变下的剪应力作为抗剪强度，其强度包线见图 15~18。

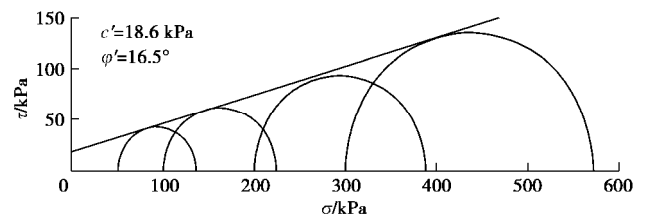


图 15 轴向应变 5%时的强度包线

Fig. 15 Strength envelopes at axial strain of 5%

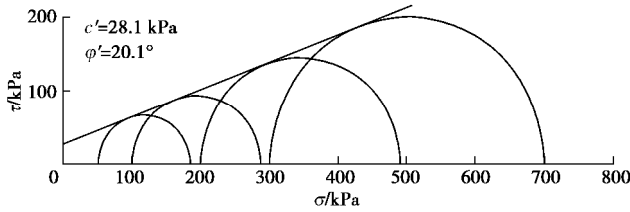


图 16 轴向应变 10% 时的强度包线

Fig. 16 Strength envelopes at axial strain of 10%

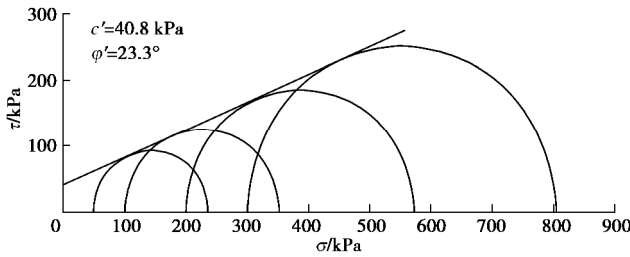


图 17 轴向应变 15% 时的强度包线

Fig. 17 Strength envelopes at axial strain of 15%

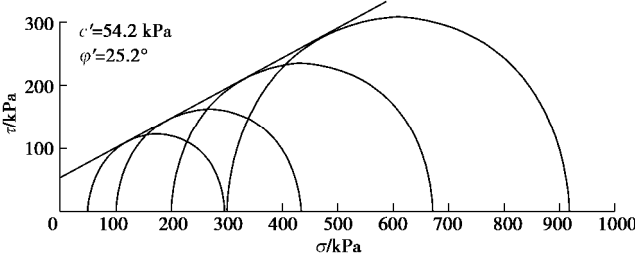


图 18 轴向应变 20% 时的强度包线

Fig. 18 Strength envelopes at axial strain of 20%

### 3.4 抗剪强度参数与轴向应变的关系

不同轴向应变时的抗剪强度参数见表 2。

由表 2 可知,对于不固结不排水剪,MBT 垃圾的抗剪强度参数  $c$  和  $j$  的取值范围分别为 18.1~51.2 kPa, 4.0°~5.8°。对于固结不排水剪,MBT 垃圾的抗剪强度参数  $c, c', j$  和  $j'$  的取值范围分别为 18.9~38.3 kPa, 23.2~40.0 kPa, 14.9°~25.3°, 16.6°~40.1°。对于固结排水剪,MBT 垃圾的抗剪强度参数  $c'$  和  $j'$  的取值范围为 18.6~54.2 kPa, 16.5°~25.2°。根据冯世进等<sup>[29]</sup>的研究统计,未经处理城市生活垃圾土的抗剪强度参数黏聚力  $c$  为 0~80 kPa、内摩擦角  $j$  为 5°~40°,可见 MBT 垃圾与未经处理生活垃圾的

表 2 不同轴向应变时的抗剪强度参数

Table 2 Shear strength parameters at different axial strains

轴向应变 /%	UU 试验		CU 试验			CD 试验		
	$c$ /kPa	$j$ / (°)	$c$ /kPa	$c'$ /kPa	$j$ / (°)	$j'$ / (°)	$c'$ /kPa	$j'$ / (°)
5	18.1	4.0	18.9	23.2	14.9	16.6	18.6	16.5
10	29.7	4.2	22.5	29.1	20.1	24.7	28.1	20.1
15	40.8	4.8	28.6	33.5	23.3	32.2	40.8	23.3
20	51.2	5.8	38.3	40.0	25.3	40.1	54.2	25.2

抗剪强度参数有一定的差别。MBT 垃圾土抗剪强度参数黏聚力的范围一般要小于未经处理生活垃圾黏聚力的范围,内摩擦角的范围二者比较接近。未经处理生活垃圾有机质的含量很高,随着有机质的降解,有机质含量降低,其抗剪强度参数随之发生变化,降解龄期对抗剪强度参数有很大的影响。表 2 还可知道,随着轴向应变的增大,黏聚力和内摩擦角也会增大,其关系分别见图 19, 20。图 19, 20 可知,黏聚力、内摩擦角与轴向应变的关系可以拟合为一条直线,黏聚力与轴向应变的拟合公式见式 (1)~(4),内摩擦角与轴向应变的拟合公式见式 (5)~(8)。

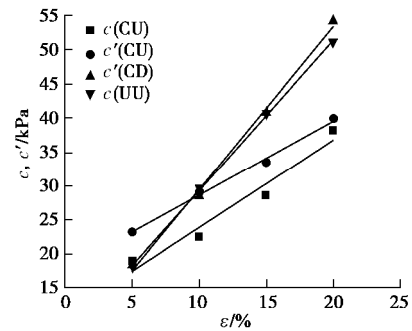


图 19 黏聚力(有效黏聚力)与轴向应变的关系

Fig. 19 Relationship between cohesion (effective cohesion) and axial strain

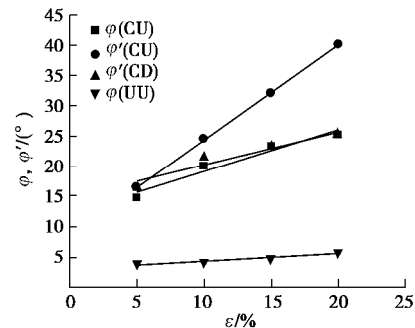


图 20 内摩擦角(有效内摩擦角)与轴向应变的关系

Fig. 20 Relationship between internal friction angle (effective internal friction angle) and axial strain

$$c = 1.3e + 11.0 \quad (\text{CU}) \quad , \quad (1)$$

$$c' = 1.1e + 17.8 \quad (\text{CU}) \quad , \quad (2)$$

$$c' = 2.4e + 5.8 \quad (\text{CD}) \quad , \quad (3)$$

$$c = 2.2e + 7.4 \quad (\text{UU}) \quad , \quad (4)$$

$$j = 0.7e + 12.3 \quad (\text{CU}) \quad , \quad (5)$$

$$j' = 1.6e + 8.9 \quad (\text{CU}) \quad , \quad (6)$$

$$j' = 0.6e + 14.7 \quad (\text{CD}) \quad , \quad (7)$$

$$j = 0.1e + 3.2 \quad (\text{UU}) \quad 。 \quad (8)$$

3.5 MBT 垃圾的本构模型

基于固结不排水与固结排水剪试验偏应力与轴向应变关系的一致性, 以固结不排水剪试验结果为例对 MBT 垃圾的本构模型进行分析。由图 8 可以看出, 轴向应变不超过 15% 时, MBT 垃圾的应力应变关系可以拟合为一条双曲线, 符合邓肯-张模型。双曲线的应力应变关系为

$$s_1 - s_3 = \frac{e}{a + be} \quad , \quad (9)$$

式中,  $s_1$  为大主应力,  $s_3$  为围压,  $e$  为轴向应变,  $a$ ,  $b$  为模型参数。在常规三轴压缩试验中, 式 (9) 也可写为

$$\frac{e}{s_1 - s_3} = a + be \quad 。 \quad (10)$$

$\frac{e}{s_1 - s_3}$  与  $e$  的关系见图 21。

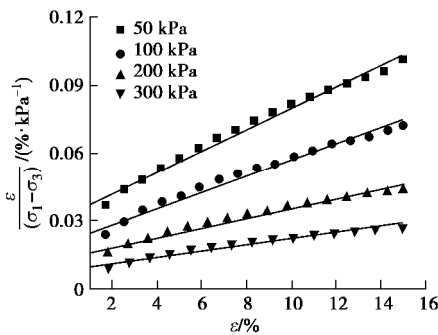


图 21  $e/(s_1 - s_3) - e$  的关系  
Fig. 21 Relationship between  $e/(s_1 - s_3)$  and  $e$

图 21 可知,  $e/(s_1 - s_3)$  与  $e$  的关系可拟合为一条直线, 拟合相关系数  $R^2$  均大于 0.94, 拟合效果很好。由图 21 还可得到不同围压下模型参数  $a$ ,  $b$  的取值, 见表 3。

表 3 模型参数  $a$ ,  $b$  值

Table 3 Values of model parameters  $a$ ,  $b$

围压/kPa	$a/10^{-2}$	$b/10^{-3}$
50	3.2	4.7
100	2.1	3.6
200	1.4	2.1
300	0.8	1.4

模型参数  $a$ ,  $b$  与围压的关系见图 22。图 22 可以看出, 模型参数  $a$ ,  $b$  随着围压的增大而减小, 相同围压下  $a$  大于  $b$ , 模型参数  $a$ ,  $b$  与围压的关系可拟合为幂函数:

$$a = 0.4s_3^{-0.7} \quad , \quad (11)$$

$$b = 0.5s_3^{-0.6} \quad 。 \quad (12)$$

相关系数  $R^2$  均大于 0.94, 拟合效果很好。

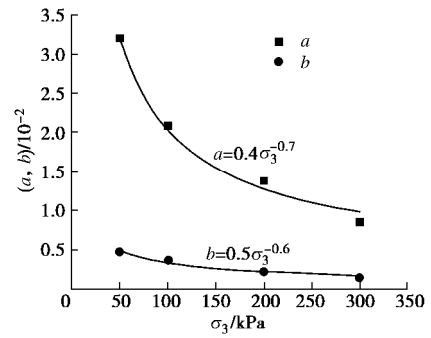


图 22 模型参数  $a$ ,  $b$  与围压的关系

Fig. 22 Relationship between model parameters ( $a$ ,  $b$ ) and confining pressure

4 结 论

(1) MBT 垃圾组分复杂多样, 压缩性高, 即使轴向应变达到 30% 时, 偏应力也没有达到峰值, 应力应变曲线表现出应变硬化的特性, 属于一种应变硬化材料。

(2) MBT 垃圾的抗剪强度参数取值与排水条件有关, 得到了不同排水条件下 MBT 垃圾的抗剪强度参数黏聚力、内摩擦角和有效黏聚力、有效内摩擦角的取值范围。不固结不排水剪的黏聚力  $c$  为 18.1~51.2 kPa, 内摩擦角  $\phi$  为  $4.0^\circ \sim 5.8^\circ$ ; 固结不排水剪的黏聚力  $c$  为 18.9~38.3 kPa, 内摩擦角  $\phi$  为  $14.9^\circ \sim 25.3^\circ$ ; 有效黏聚力  $c'$  为 23.2~40.0 kPa, 有效内摩擦角  $\phi'$  为  $16.6^\circ \sim 40.1^\circ$ ; 固结排水剪的有效黏聚力  $c'$  为 18.6~54.2 kPa, 有效内摩擦角  $\phi'$  为  $16.5^\circ \sim 25.2^\circ$ 。

(3) MBT 垃圾的抗剪强度参数 ( $c$ ,  $c'$ ,  $\phi$ ,  $\phi'$ ) 与轴向应变成正相关, 可以拟合为线性关系, 建立了线性关系表达式。

(4) MBT 垃圾符合邓肯-张模型, 模型参数  $a$ ,  $b$  与围压的关系可以拟合为幂函数关系, 建立了幂函数表达式。

(5) 研究结果可为 MBT 垃圾填埋场边坡的稳定性分析提供理论及抗剪强度参数依据。

参考文献:

[1] 张振营, 张宇翔, 郭文强, 等. MBT 垃圾基本土工特性室内试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2018, 37(9): 2170 - 2179. (ZHANG Zhen-ying, ZHANG Yu-xiang, GUO Wen-qiang, et al. Laboratory study on the geotechnical properties of MBT waste[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2018, 37(9): 2170 - 2179. (in Chinese))

- [2] 李磊, 袁光钰. 中国城市生活垃圾处理现状及展望[J]. 世界环境, 2017, **169**(6): 24 - 27. (LI Lei, YUAN Guang-yu. Present situation and prospects of municipal solid waste treatment in China[J]. World Environment, 2017, **169**(6): 24 - 27. (in Chinese))
- [3] 罗媛. 我国城市垃圾围城现状、成因与对策[J]. 经济研究导刊, 2016, **310**(29): 45 - 46. (LUO Yuan. The current situation, reason and countermeasures of MSW in China[J]. Economic Research Guide, 2016, **310**(29): 45 - 46. (in Chinese))
- [4] 陈云敏. 环境土工基本理论及工程应用[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(1): 1 - 46. (CHEN Yun-min. A fundamental theory of environmental geotechnics and its application[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(1): 1 - 46. (in Chinese))
- [5] 杨列, 刘婷, 陈思, 等. 生活垃圾机械-生物预处理工艺优化[J]. 环境工程, 2011, **29**(6): 89 - 93. (YANG Lie, LIU Ting, CHEN Si, et al. Optimization of mechanical biological pretreatment for MSW[J]. Environmental Engineering, 2011, **29**(6): 89 - 93. (in Chinese))
- [6] 刘婷, 杨列, 陈朱蕾, 等. 生活垃圾生物预处理效果研究[J]. 湖北农业科学, 2015, **54**(7): 1693 - 1696. (LIU Ting, YANG Lie, CHEN Zhu-lei, et al. Biological pretreatment of municipal solid waste[J]. Hubei Agricultural Sciences, 2015, **54**(7): 1693 - 1696. (in Chinese))
- [7] 屈阳, 张进锋, 朱卫兵, 等. 城市生活垃圾机械生物处理效果[J]. 环境工程学报, 2015, **9**(1): 401 - 406. (QU Yang, ZHANG Jin-feng, ZHU Wei-bing, et al. Mechanical biological treatment effect of MSW[J]. Chinese Journal of Environmental Engineering, 2015, **9**(1): 401 - 406. (in Chinese))
- [8] 吴玮, 杨再兴, 冯猛. 封场垃圾填埋场的土地整理及利用[J]. 环境卫生工程, 2013, **21**(4): 16 - 18. (WU Wei, YANG Zai-xing, FENG Meng. Land arrangement and utilization of closed waste landfill sites[J]. Environmental Sanitation Engineering, 2013, **21**(4): 16 - 18. (in Chinese))
- [9] 赵燕如, 谢强, 张永兴, 等. 城市生活垃圾降解-压缩特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(10): 1863 - 1871. (ZHAO Yan-ru, XIE Qiang, ZHANG Yong-xing, et al. Experimental study on biodegradation-compression properties of municipal solid waste[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(10): 1863 - 1871. (in Chinese))
- [10] 许四法, 王国才, 王哲. 温度和填埋高度引起的垃圾填埋场边坡土工膜张力评价[J]. 岩土力学, 2010, **31**(10): 3120 - 3124. (XU Si-fa, WANG Guo-cai, WANG Zhe. Evaluation of tensile forces of geomembrane placed on waste landfill slope due to temperature variation and filling height[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(10): 3120 - 3124. (in Chinese))
- [11] KÖLSCH F. The Bearing behaviour of domestic waste and related consequences for stability. CISA(Hrsg.)(C)// Proceedings of the 4th International Landfill Symposium. Cagliari, 1993: 1393 - 1410.
- [12] KÖLSCH F. Material values for some mechanical properties of domestic waste. CISA(Hrsg.)(C)// Proceedings of the 5th International Landfill Symposium. Cagliari, 1995: 711 - 729.
- [13] KÖLSCH F. Der Einfluß der Faserbestandteile auf die Scherfestigkeit von Siedlungs-abfall[D]. Braunschweig: Technische Universitaet Braunschweig, 1996. (KÖLSCH F. The influence of fiber components on the shear strength of municipal solid waste[D]. Braunschweig: Technical University of Braunschweig, 1996. (in German))
- [14] POWRIE W, BEAVEN R P. Hydraulic properties of household waste and implications for landfills[J]. Geotechnical Engineering, 1999, **137**(4): 235 - 247.
- [15] DE LAMARE NETO, A. Resistência ao Cisalhamento de Resíduos Sólidos Urbanos de materiais Granulares com Fibras[D]. Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2004. (DE LAMARE NETO, A. The resistance to shear of solid urban waste and granular fiber materials[D]. Rio de Janeiro: Federal University of Rio de Janeiro, 2004. (in Portuguese))
- [16] FUCALE S P. Influência dos Componentes de Reforço na Resistência de Resíduos Sólidos Urbanos[D]. Pernambuco: Universidade Federal de Pernambuco, 2005. (FUCALE S P. Influence of reinforcement components on the shear strength of municipal solid waste[D]. Pernambuco: Federal University of Pernambuco, 2005. (in Portuguese))
- [17] CALLE J A C. Comportamento Geomecânico de Resíduos Sólidos Urbanos[D]. Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2007. (CALLE J A C. Geomechanical behavior of municipal solid waste[D]. Rio de Janeiro: Federal University of Rio de Janeiro, 2007. (in Portuguese))
- [18] MOTTA E de Q. Avaliação da Resistência de Resíduos Sólidos Urbanos com Codisposição de Lodo de Tratamento de esgoto através de Ensaio de Cisalhamento Direto de Grandes Dimensões[D]. Pernambuco: Universidade Federal

- de Pernambuco, 2011. (MOTTA E de Q. Evaluation of the resistance of municipal solid waste with sewage treatment sludge in large-scale direct shear tests[D]. Pernambuco: Federal University of Pernambuco, 2011. (in Portuguese))
- [19] FUCALE S, JOSÉ F T J, MUENNICH K. The mechanical behavior of MBT-Waste[J]. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 2015, **20**(13): 5927 - 5937.
- [20] SIVAKUMAR B G L, LAKSHMIKANTHAN P, SANTHOSH L G. Shear strength characteristics of mechanically biologically treated municipal solid waste (MBT-MSW) from Bangalore[J]. *Waste Management*, 2015, **39**: 63 - 70.
- [21] PIMOLTHAI P, WAGNER J F. Soil mechanical properties of MBT waste from Luxembourg, Germany and Thailand[J]. *Songklanakarin Journal of Science & Technology*, 2014, **36**(6): 701 - 709.
- [22] Kuehle-Weidemeier. Geotechnical properties and emission behaviour of mechanically and biologically treated municipal solid waste landfill properties of MBT waste[M]. Langenhagen: Report for Waste Consult International, 2006.
- [23] 杜吴鹏, 高庆先, 张恩琛, 等. 中国城市生活垃圾排放现状及成分分析[J]. *环境科学研究*, 2006, **19**(5): 85 - 90. (DU Wu-peng, GAO Qing-xian, ZHANG En-chen, et al. The emission status and composition analysis of municipal solid waste in China[J]. *Research of Environmental Sciences*, 2006, **19**(5): 85 - 90. (in Chinese))
- [24] 施建勇, 朱俊高, 刘 荣, 等. 垃圾土强度特性试验与双轴强度包线研究[J]. *岩土工程学报*, 2014, **32**(10): 1499 - 1504. (SHI Jian-yong, ZHU Jun-gao, LIU Rong, et al. Tests on shear strength behavior and envelop of double lines of municipal solid waste[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2014, **32**(10): 1499 - 1504. (in Chinese))
- [25] 张振营, 严立俊, 吴大志, 等. 新鲜生活垃圾抗剪强度参数变化规律研究[J]. *岩土工程学报*, 2015, **37**(3): 432 - 439. (ZHANG Zhen-ying, YAN Li-jun, WU Da-zhi, et al. Experimental study on shear strength parameters of fresh municipal solid waste[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2015, **37**(3): 432 - 439. (in Chinese))
- [26] 陈云敏, 郭洪钢, 徐晓兵, 等. 饱和城市固废一维降解固结解析解[J]. *岩土工程学报*, 2016, **38**(12): 2137 - 2146. (CHEN Yun-min, GUO Qi-gang, XU Xiao-bing, et al. Analytical solution for one-dimensional degradation-consolidation of saturated municipal solid waste[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2016, **38**(12): 2137 - 2146. (in Chinese))
- [27] SL237—1999 土工试验规程[S]. 1999. (SL237—1999 Specification of soil test[S]. 1999. (in Chinese))
- [28] CJJ/T 204—2013 生活垃圾土土工试验技术规程[S]. 2014. (CJJ/T 204—2014 Technical specification for soil test of landfilled municipal solid waste[S]. 2014. (in Chinese))
- [29] 冯世进, 周子范, 陈云敏, 等. 城市固体废弃物剪切强度参数的研究[J]. *浙江大学学报(工学版)*, 2005, **39**(7): 987 - 991. (FENG Shi-jin, ZHOU Zi-fan, CHEN Yun-min, et al. Study on shear strength parameters of municipal solid waste[J]. *Journal of Zhejiang University(Engineering Science)*, 2005, **39**(7): 987 - 991. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201907021

# 高地应力深埋隧道断裂破碎带段大变形控制 现场试验研究

崔光耀<sup>1</sup>, 王雪来<sup>1</sup>, 王明胜<sup>2</sup>

(1. 北方工业大学土木工程学院, 北京 100144; 2. 中国中铁隧道集团有限公司, 广东 广州 511458)

**摘要:** 丽香铁路中义隧道出口平导玉龙雪山麓断裂破碎带段围岩软弱、破碎, 受高地应力及断裂破碎带影响严重, 边墙大变形灾害突出, 以此为研究背景, 开展了4种围岩大变形控制措施的现场试验研究。试验结果表明: 采用普通加强支护措施(工况1), 无法控制该段围岩变形; 采用“抗放结合”控制措施, 下部围岩应力释放需缓释, 采用工况3(双层支护+下台阶、仰拱分开施作)方案, 试验段围岩应力得到较好控制, 但其工序繁琐, 施工进度缓慢; 采用“强支”理念的工况4(单层支护+加强拱架+预留应急加固措施)方案, 最大日变形速率、累计最大变形量均最小, 分别为3.2 cm/d和62.2 cm, 试验段全长围岩累计变形量在可控范围内, 施工工序较为简单, 施工月进尺可达90 m以上; 考虑到平导需发挥超前作用, 建议中义隧道出口平导玉龙雪山麓断裂破碎带段采用工况4方案进行施工。研究结果可为类似工程提供参考。

**关键词:** 深埋隧道; 高地应力; 断裂破碎带; 围岩; 大变形; 现场试验

中图分类号: TU457

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)07-1354-07

**作者简介:** 崔光耀(1983—), 男, 山东莒南人, 博士, 副教授, 主要从事隧道与地下工程研究工作。E-mail: cyao456@163.com。

## Field tests on large deformation control measures of surrounding rock of deep tunnels in fault zones with high geostress

CUI Guang-yao<sup>1</sup>, WANG Xue-lai<sup>1</sup>, WANG Ming-sheng<sup>2</sup>

(1. College of Architecture and Civil Engineering, North China University of Technology, Beijing 100144, China; 2. China Railway

Tunnel Group Co., Ltd., Guangzhou 511458, China)

**Abstract:** The surrounding rock at the western piedmont of Yulong Snow Mountain fault zone of Zhongyi pilot tunnel at the tunnel exit of the Lijiang-Xianggelila railway is weak and fractured affected by the high geostress and fault zone, and the large deformation of the side wall is prominent. Four kinds of large deformation control measures for the surrounding rock are taken out in the field tests. The results show that the deformation of the surrounding rock is out of control adopting the general strengthening support measures (working condition 1). It needs slow release adopting control measures of resisting and reducing the stress of the surrounding rock. The stress of the surrounding rock of the test section is better controlled by working condition 3 (double-layer support + lower bench and inverted arch excavation), but the process is tedious and the construction progress is slow. Adopting the "strong support" measure of working condition 4 (monolayer support + strengthening arch support + reserved emergency reinforcement measures), the maximum daily rate of deformation and the maximum accumulation of deformation are the minimum, 3.2 cm/d and 62.2 cm respectively, the accumulation of deformation of the full test section is within the controllable range, the construction procedure is relatively simple, and the advance progress of the construction month can reach more than 90 m. In view of the advance effect of the pilot, It's highly recommended that the western piedmont of Yulong Snow Mountain fault zone of Zhongyi tunnel exit should adopt the working condition 4. The research results can provide a reference for large deformation control measures for the surrounding rock of deep tunnels in fault zones with high geostress.

**Key words:** deep tunnel; high geostress; fault zone; surrounding rock; large deformation; field test

## 0 引言

随着中国交通基础设施建设的持续深入发展, 交

基金项目: 国家自然科学基金项目(51408008); 北京市青年拔尖人才培养计划项目(CIT&TCD201704013); 北京市属高校基本科研业务费项目(110052971921/061); 昆明铁路局科技项目重点课题(K17G43)

收稿日期: 2018-09-09

通工程不断向高海拔、高纬度、高烈度地震区、高地应力区、艰险山区延伸, 交通隧道工程建设也向着“特长、深埋、地质条件复杂”方向发展, 深埋软岩大变形隧道不断涌现。如何有效控制软岩隧道的围岩稳定性是当前亟待研究和解决的关键技术问题之一<sup>[1-2]</sup>。

隧道围岩大变形可分为软岩类、深埋软岩类、挤压性围岩类、膨胀性围岩类 4 种<sup>[3-5]</sup>。隧道围岩大变形工程实例在国内外已屡见不鲜, 国内外专家、学者对隧道围岩大变形的控制技术进行部分研究, 主要有: 采用多层柔性支护结构有效控制了日本饭山隧道围岩变形<sup>[6]</sup>; 日本惠那山 I 号隧道采用刚性支护(初支采用重型 H 型钢+1.2 m 厚钢筋砼二衬)应对围岩大变形失败<sup>[7]</sup>; 南昆铁路家竹箐隧道先采用刚性支护应对围岩大变形, 但由于变形过大, 支护破坏严重, 最后采用“以柔克刚”获得成功<sup>[8]</sup>; 木寨岭隧道采用刚性支护顺利通过断裂破碎带软弱围岩段<sup>[9]</sup>; 乌鞘岭隧道断裂破碎带采用“刚柔并济”工程措施(提高衬砌刚度+多重支护+扩大断面)应对围岩大变形获得成功<sup>[10]</sup>; 研究了采用系统锚杆加强围岩措施应对广甘高速系列隧道软弱破碎千枚岩段大变形的作用效果<sup>[11]</sup>; 关角隧道 F<sub>2-1</sub> 断层破碎带采用提高支护结构和围岩刚度(提高钢架刚度、设置临时横撑、边墙小导管注浆)应对围岩变形<sup>[12]</sup>; 大梁隧道极高地应力段开展了型钢钢架与格栅钢架适应性现场对比试验研究<sup>[13]</sup>; 柿子园隧道采用刚性支护(加强初支刚度+优化断面形式)顺利通过断层破碎带软岩大变形段<sup>[14]</sup>; 对围岩大变形研究现状、存在的问题与对策, 以及所提出的钢格栅混凝土核心筒支护结构应用进行了研究<sup>[15]</sup>等。综上所述, 各实际工程特点不一, 应对围岩大变形策略不可一概而论, 需要不断总结围岩大变形处治经验, 以为类似工程提供经验借鉴。本文以丽香铁路中义隧道出口平导工程为研究背景, 针对高地应力区深埋隧道断裂破碎带片理化玄武岩段围岩大变形施工控制工程技术措施进行现场试验研究, 研究成果可为中义隧道正洞掘进及类似工程施工控制措施的选取提供参考。

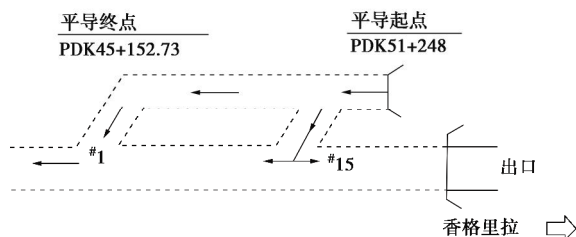
## 1 中义隧道出口平导工程概况

### 1.1 工程概述

丽香铁路中义隧道位于云南省丽江市玉龙纳西族自治县龙蟠乡境内, 新尚站~虎跳峡站区间, 进口里程 DK36+549, 出口里程 DK51+294, 全长 14745 m, 隧道最大埋深 1240 m。中义隧道为全线控制性工程, 由#1 横洞、#2 横洞及出口平导 3 个施工工区组织施工, 出口平导长 6095 m。中义隧道位置如图 1 所示。



(a) 隧道位置



(b) 平导位置

图 1 中义隧道位置示意图

Fig. 1 Schematic diagram of location of Zhongyi tunnel

中义隧道出口段地质构造复杂, 发育有区域性断裂—玉龙雪山西麓断裂, 断裂与出口平导相交于 PDK50+625—PDK49+725, 断裂破碎带段隧道埋深在 600~1050 m。

### 1.2 玉龙雪山西麓断裂地质概况

中义隧道出口平导穿越玉龙雪山西麓断裂段地质情况如图 2 所示。

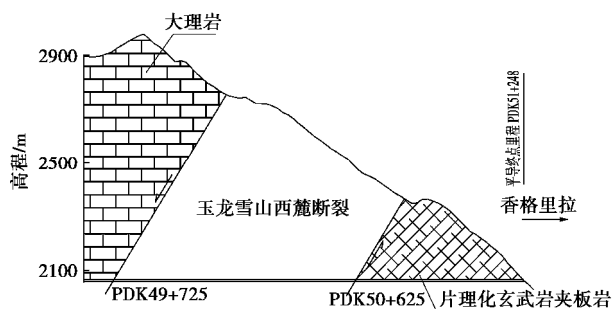


图 2 玉龙雪山西麓断裂段地质情况

Fig. 2 Geological situation of fault segment at western piedmont of Yulong Snow Mountain

玉龙雪山西麓断裂为区域性正断裂, 走向 NW—NE, 倾向 SW—NW, 倾角 60°, 上盘为片理化玄武岩夹板岩, 下盘为大理岩。

断裂破碎带岩性以片理化玄武岩(部分夹绿泥石片岩)为主, 节理、裂隙发育, 完整性差。围岩结构面多有绿泥石、蒙脱石等矿物富集, 岩体强度较弱。片理化玄武岩(部分夹绿泥石片岩)多为剪节理, 隧道开挖后, 多呈张开状, 节理面软弱, 易发生错动。断裂破碎带围岩主要物理力学参数见表 1 所示。

表 1 断裂破碎带围岩物理力学参数

Table 1 Physical and mechanical parameters of surrounding rock in fractured zone

围岩	$\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	$c/\text{MPa}$	$\varphi/(\text{°})$	$E/\text{GPa}$	$n$
片理化玄武岩 (部分夹绿泥 石片岩)	26.4~27.0	0.70~ 0.74	32~33	1.25~ 1.30	0.26

注： $g$  为重度； $c$  为黏聚力； $\varphi$  为内摩擦角； $E$  为变形模量； $n$  为泊松比。

### 1.3 高地应力概况

玉龙雪山西麓断裂破碎带段采用水压致裂法（铅直孔）实测地应力，最大水平主应力最大值为 28.25 MPa，最大水平主应力最小值为 16.37 MPa，侧压系数为 1.61~1.94，测区为极高地应力区。

### 1.4 断裂破碎带段隧道支护结构设计

出口平导此段原设计采用IV级围岩锚喷 I 型支护，洞型为直墙+圆弧拱，跨度为 5.3 m，墙高 3.65 m，拱部半圆半径为 2.65 m。初支采用 15 cm 厚 C25 喷射混凝土、 $\phi 6$  钢筋网（网格间距 25 cm $\times$ 25 cm），钢拱架采用 I18 工字钢（间距 0.8 m），系统锚杆采用  $\phi 22$  砂浆锚杆，锚杆长度为 2.5 m，间距为 1.2 m $\times$ 1.0 m（环 $\times$ 纵）。如图 3 所示。

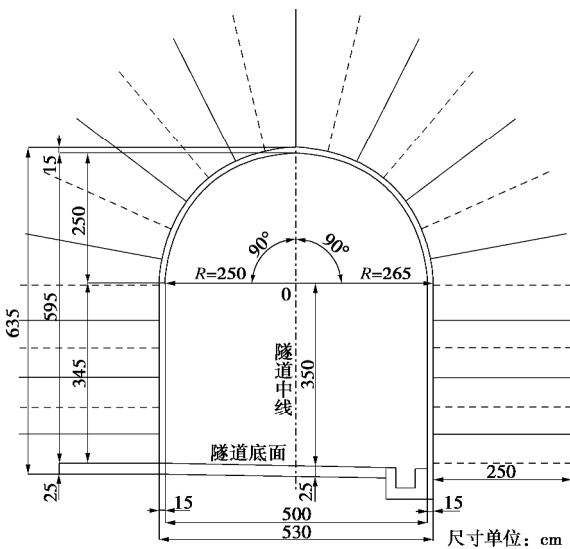


图 3 原设计横断面图

Fig. 3 Original cross-sectional design

## 2 现场试验方案

### 2.1 试验目的

出口平导进入玉龙雪山西麓断裂破碎带后，揭示的围岩岩性比地勘资料差很多，围岩软弱、破碎，受高地应力及断裂破碎带影响严重，经现场检测，平导边墙围岩松动圈在 4.5~5.0 m（图 4），边墙大变形灾害突出（图 5），如 PDK50+580 断面边墙累计最大单

侧变形达 69 cm。

本段平导主要以掌子面后方变形为主，产生的原因主要是：岩体较为破碎（以片理化玄武岩为主），围岩塑性区较为宽厚，不能发挥围岩的自承能力，当作用于初支上的围压较大，随着时间的推移围岩体将会产生一定的塑性流动，当初支不足以抵挡塑性区域内作用于其上的围压时，初支产生变形而破坏，从而产生隧道围岩大变形灾害。



图 4 围岩松动圈检测

Fig. 4 Detection of loose circle of surrounding rock



图 5 边墙大变形灾害

Fig. 5 Disaster of large deformations in side wall

原设计不适合控制此段围岩大变形，急需探索适应此段围岩岩性、变形特点的新型支护结构，并为正洞掘进施工方案选取提供参考，为此开展现场试验研究。

### 2.2 试验工况

控制高地应力区软弱围岩大变形可从两方面采取措施：①提高围岩的自承能力，可采取围岩注浆、打设锚杆等措施；②采取合适的支护体系，可改变边墙曲率、增设套拱、加强拱架等措施。

试验段采用两台阶法进行施工（图 7），台阶长度为 2 m。试验段边墙采用围岩注浆并施设 6.5 m 的长锚杆对围岩进行加固，长锚杆采用  $\phi 25$  螺纹钢制作，

间距为 1.2 m×1.0 m (环×纵)。试验段开挖断面改为 V 级围岩锚喷支护 (曲墙-仰拱型), 本次现场试验主要对初支层数、钢架种类、开挖顺序进行研究, 现场试验工况见表 2 所示。以工况 4 为例, 试验工况支护横断面如图 6 所示。

表 2 试验工况

Table 2 Test conditions

工况	试验方案	实施里程
1	单层支护 (预留变形 20 cm, I18 钢拱架)	PDK50+560—PDK50+520
2	双层支护+下台阶、仰拱一次性开挖 (预留变形 40 cm, I18 钢拱架)	PDK50+520—PDK50+460
3	双层支护+下台阶、仰拱分开施作 (预留变形 40 cm, I18 钢拱架)	PDK50+460—PDK50+285
4	单层支护+加强拱架+预留应急加固措施-套拱 (预留变形 40 cm, H175 钢拱架; 当收敛变形值达到 35 cm 后, 施作套拱, 采用 I18 钢拱架)	PDK50+285—PDK50+195

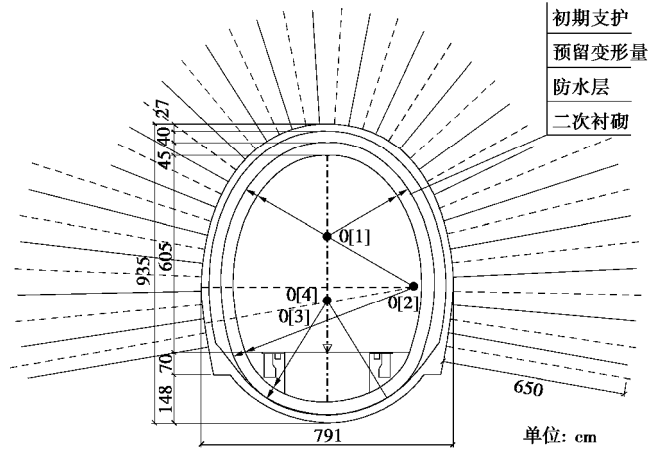


图 6 试验工况支护横断面图

Fig. 6 Cross-sectional drawing of test working conditions

### 2.3 监测布置

试验段每隔 5 m 设置监测断面, 变形严重段落监测断面加密。每个监测断面分别设置上台阶收敛测线、下台阶收敛测线及拱顶沉降测点, 如图 7 所示。

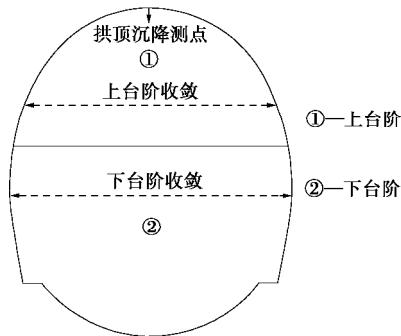


图 7 监测布置

Fig. 7 Arrangement of monitoring points

## 3 现场试验结果及分析

### 3.1 试验结果及分析

(1) 工况 1: 单层支护

此段地层岩性以片理化玄武岩为主, 夹杂部分绿泥石片岩, 围岩软弱破碎, 局部存在裂隙水。采用曲墙-仰拱单层支护体系后, 平导边墙大变形未能有效控制, 试验段边墙单侧变形普遍大于 20 cm, 最大达 50 cm, 现场换拱频繁, 此试验方案失败。以 PDK50+555 断面下台阶收敛为例进行说明, 如图 8 所示。

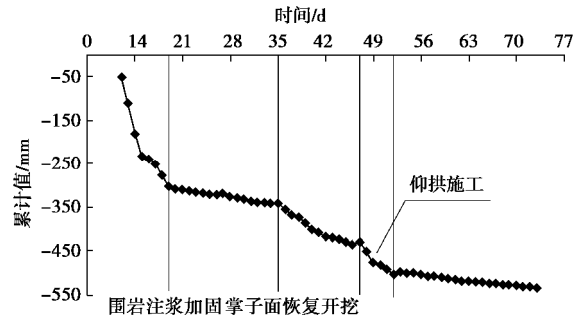
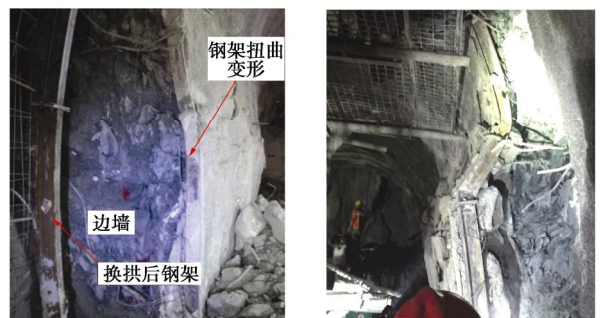


图 8 PDK50+555 断面下台阶收敛值与时间关系曲线

Fig. 8 Curves of convergence value in bottom bench and time of PDK50+555

由图 8 可以知, PDK50+555 断面下台阶收敛前期超限 (达到 31 cm), 经过现场注浆加固围岩后, 下台阶收敛逐渐稳定; 当掌子面恢复开挖后, 下台阶收敛继续加大, 待仰拱施工完成后, 下台阶收敛趋缓, 但仍未稳定, 最终累计变形达 54.97 cm, 现场被迫进行换拱处理。

PDK50+536—PDK50+521 段初支一次换拱后, 边墙变形仍难以控制, 不得不进行初支二次换拱, 如图 9 所示。



(a) PDK50+542—520段一次换拱 (b) PDK50+536—521段二次换拱

图 9 工况 1 试验现象

Fig. 9 Test phenomena of working condition 1

(2) 工况 2: 双层支护+下台阶、仰拱一次性开挖

该方案为“抗放结合”施工措施, 即允许第一层初支产生一定的变形, 释放部分地应力后, 再施作套

拱（第一层初支变形达到 30 cm 后）。

采用此方案，PDK50+520—PDK50+477 试验段基本能够控制围岩变形，未出现初支侵限而换拱的情况。

PDK50+477—PDK50+460 试验段仰拱出现开裂、隆起，最高隆起 14.8 cm（图 10），现场被迫爆破原仰拱并重新施作；边墙出现大变形侵限而换拱，以 PDK50+468 断面变形监测曲线为例进行说明，如图 11 所示。



图 10 PDK50+468 断面附近仰拱开裂隆起

Fig. 10 Arch crack and uplifting deformation beside section PDK50+468

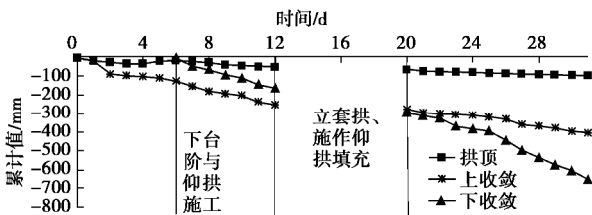


图 11 PDK50+468 断面变形监测历时曲线

Fig. 11 Duration curves of section deformation monitoring of PDK50+468

由图 11 可以知，PDK50+468 断面施工全过程拱顶沉降均相对较小，下台阶与仰拱施工后，上下台阶收敛变形持续增大，加设套拱并施作仰拱填充后，上台阶收敛变形有所变缓，下台阶收敛变形仍持续增大，累计变形达 65.21 cm，因无收敛趋势，现场被迫进行换拱处理。

（3）工况 3：双层支护+下台阶、仰拱分别施作

该方案在工况 2 的基础上，对平导围岩地应力的释放采取了进一步控制，下台阶与仰拱分别施作，下部围岩应力释放达到“缓释”目的。该方案同工况 2 方案，当第一层初支变形达到 30 cm 后，施作第二层初支（套拱）。

试验段采用该方案进行施工，控制变形收敛效果明显，未出现变形过大造成侵限换拱情况。以 PDK50+335 断面变形监测曲线为例进行说明，如图 12 所示。

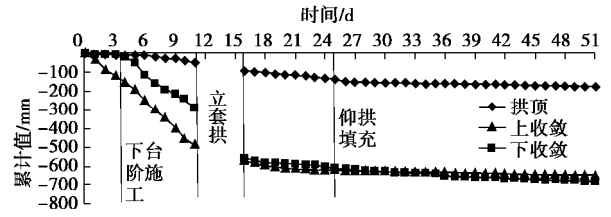


图 12 PDK50+335 断面变形监测历时曲线

Fig. 12 Duration curves of section deformation monitoring of PDK50+335

由图 12 可知，套拱施工前上下台阶收敛变形持续增大，套拱施作后变形速率显著降低；待仰拱填充施作后，变形速率进一步降低，变形趋于稳定。

试验段累计收敛变形均控制在 70 cm 之内（小于边墙预留变形总量 80 cm），且变形均基本达到稳定，不需换拱。但本方案施工效率低下，每月进尺只能维持在 50 m 左右。

（4）工况 4：单层支护+加强拱架+预留应急加固措施

该方案以“抗”为主，属于“强支”方案。试验段 PDK50+285—PDK50+280、PDK50+270—PDK50+250、PDK50+243—PDK50+195 成功控制了围岩变形；试验段 PDK50+280—PDK50+270、PDK50+250—PDK50+243，现场施工初支收敛变形超过了 35 cm，采取了预留加固措施，施作套拱（I18 钢拱架）后控制了围岩变形，以 PDK50+244 断面变形监测曲线为例进行说明，如图 13 所示。

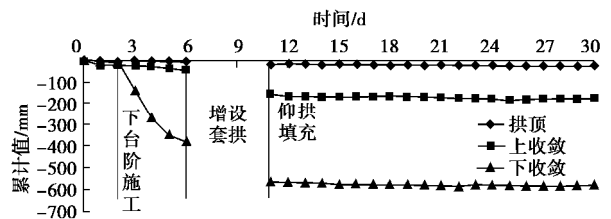


图 13 PDK50+244 断面变形监测历时曲线

Fig. 13 Duration curves of section deformation monitoring of PDK50+244

由图 13 可知，PDK50+244 断面下台阶施工后变形速率增大，下台阶收敛变形累计超过 35 cm 时，现场及时增设了套拱，套拱施作后收敛变形速率明显降低，待仰拱填充施作完成后，收敛变形基本达到稳定。

试验段累计收敛变形最大值为 62.2 cm，小于边墙预留变形总量 80 cm（左右边墙各 40 cm），且收敛变形基本达到稳定，不需换拱。本方案施工效率较工况 3 有较大提升，月进尺约 90 m。

3.2 试验对比分析

将 4 种工况试验结果列于表 3 所示。



表3 试验结果

Table 3 Test results

工况	试验方案	里程	长度 /m	换拱长 度/m	换拱百分 比/%	最大日变形 速率/(cm·d <sup>-1</sup> )	累计最大变 形/cm	平均月进 尺/m
1	单层支护	PDK50+560— PDK50+520	40	40	100	5.6	76.8	15
2	双层支护+下台阶、仰拱 一次性开挖	PDK50+520— PDK50+460	60	17	28.33	3.9	76.2	40
3	双层支护+下台阶、仰拱 分开施作	PDK50+460— PDK50+285	175	0	0	3.6	68.9	50
4	单层支护+加强拱架+预 留应急加固措施(套衬)	PDK50+285— PDK50+195	90	0	0	3.2	62.2	90

由表3可知:

(1) 工况1将支护体系由IV级围岩锚喷I型支护(直墙-底板型)改为V级围岩锚喷支护(曲墙-仰拱型),并辅以围岩加固措施(围岩注浆及施设6.5m长锚杆等),试验段全长40m均未控制住围岩大变形,试验段全长侵限,被迫换拱,试验失败。这说明所采取的支护刚度不足以抵抗围岩应力,可从继续提高单层支护的刚度、适度释放围岩压力两个方面予以改进工程控制措施。

(2) 工况2和工况3均属于“抗放结合”控制措施,即提高支护刚度又释放一定的围岩压力。工况2下台阶与仰拱一次性开挖,此阶段下部围岩应力释放急促,导致PDK50+477—PDK50+460试验段共17m出现仰拱开裂隆起、边墙大变形侵限灾害,不得不重新施作仰拱及换拱,影响了施工进度。工况3在此基础上,下台阶与仰拱分别施作,下部围岩应力释放得到有效控制,试验段全长175m未出现围岩大变形侵限灾害,但由于工序繁琐,施工进度受到限制,月进尺仅50m,如按此方案进行施工,出口平导无法起到超前作用,将严重影响中义隧道出口工区总体施工进度。

(3) 工况4以加快平导施工进度为目的,在提高边墙围岩承载能力和抗变形能力的基础上(围岩注浆及施设6.5m长锚杆加固围岩),采用“强支”方案(预留应急加固措施),实现了围岩-支护双向加强、共同承载的目的,有效控制了试验段边墙的围岩变形。试验段全长90m未出现围岩大变形侵限灾害,实现了安全、快速施工的目的,该方案月进尺达90m,且有继续提升的空间。该方案适用于工期较紧、经加固围岩具有较好承载能力和抗变形能力的高地应力软岩隧道。

## 4 结 论

(1) 中义隧道出口平导玉龙雪山西麓断裂破碎带

段围岩软弱、破碎,且该段埋深大、地应力极高,采用普通加强支护措施(工况1),无法控制围岩变形。

(2) 采用“抗放结合”控制措施(工况2,3),围岩变形得到较为有效的控制。工况2所采取的“下台阶与仰拱一次性开挖”,下部围岩应力释放急促,致使部分试验段落出现围岩大变形,造成侵限换拱,影响了施工进度,不建议采用。工况3克服了工况2的缺点,下台阶与仰拱分别施作,下部围岩应力释放得到有效控制,但该方案工序繁琐,施工效率低下,施工进度缓慢。

(3) 采用“强支”理念的工况4,最大日变形速率、累计最大变形量均最小,试验段全长围岩累计变形量在可控范围内,施工工序较为简单,施工月进尺可达90m以上。

(4) 为发挥平导的超前作用,提升工程整体的施工进度,建议中义隧道出口平导玉龙雪山西麓断裂破碎带段采用工况4(单层支护+加强拱架+预留应急加固措施)进行施工。

## 参考文献:

- [1] ORESTEPP, PEILAD. Modelling progressive hardening of shotcrete in convergence-confinement approach to tunnel design[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 1997, 12(3): 425 - 431.
- [2] 王梦恕. 中国隧道及地下工程修建技术[M]. 北京: 人民交通出版社, 2010. (WANG Meng-shu. *Tunnelling and underground engineering technology in China*[M]. Beijing: China Communications Press, 2010. (in Chinese))
- [3] 何满潮, 景海河, 孙晓明. 软岩工程力学[M]. 北京: 科学出版社, 2002. (HE Man-chao, JING Hai-he, SUN Xiao-ming. *Engineering mechanics of soft rock*[M]. Beijing: Science Press, 2002. (in Chinese))
- [4] 关宝树, 赵 勇. 软弱围岩隧道施工技术[M]. 北京: 人民

- 交通出版社, 2011. (GUAN Bao-shu, ZHAO Yong. Construction technology of tunnel in soft surrounding rock[M]. Beijing: China Communications Press, 2011. (in Chinese))
- [5] 赵 勇. 隧道软弱围岩变形机制与控制技术研究[D]. 北京: 北京交通大学, 2012. (ZHAO Yong. Study on deformation mechanism and control technology of weak rock surrounding tunnel[D]. Beijing: Beijing Jiaotong University, 2012.(in Chinese))
- [6] 近藤敏达. NATM 调查. 计測と施工管理の問題点[J]. 施工技术, 1977(11): 76 - 80. (KONDO T. The management problem of measurement and control in tunnel construction with the NATM[J]. Construction Technology, 1977(11): 76 - 80. (in Japanese))
- [7] KIMURA F, OKABAYASHI N, KAWAMOTO T. Tunneling through squeezing rock in two large fault zones of the Enasan tunnel II[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 1987, **20**(3): 151 - 166.
- [8] 张祉道. 家竹箐隧道施工中支护大变形的整治[J]. 世界隧道, 1997(1): 7 - 16. (ZHANG Zhi-dao. Regulation of support large deformation for Jiazhuqing tunnel in construction[J]. Modern Tunneling Technology, 1997(1): 7 - 16. (in Chinese))
- [9] 刘 高, 张帆宇, 李新召, 等. 木寨岭隧道大变形特征及机理分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, **24**(增刊 2): 5521 - 5526. (LIU Gao, ZHANG Fan-yu, LI Xin-zhao, et al. Reseach on large deformation and its mechanism of muzhailing tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, **24**(S2): 5521 - 5526. (in Chinese))
- [10] 李国良, 朱永全. 乌鞘岭隧道高地应力软弱围岩大变形控制技术[J]. 铁道工程学报, 2008(3): 54 - 59. (LI Guo-liang, ZHU Yong-quan. Control technology for large deformation of high land stressed weak rock in wushaoling tunnel[J]. Journal of Railway Engineering Society, 2008(3): 54 - 59. (in Chinese))
- [11] 邹育麟, 何 川, 周 艺, 等. 强震区软弱破碎千枚岩隧道系统锚杆支护作用效果分析[J]. 岩土力学, 2013, **34**(7): 2001 - 2008. (ZOU Yu-lin, HE Chuan, ZHOU Yi, et al. Analysis of supporting effect of systematic bolts applied to weak and broken phyllite tunnels in meizoseismal area[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(7): 2001 - 2008. (in Chinese))
- [12] 万 飞, 谭忠盛, 马 栋. 关角隧道  $F_{2-1}$  断层破碎带支护结构优化设计[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, **33**(3): 531 - 538. (WAN Fei, TAN Zhong-sheng, MA Dong. Optimizing design of support structure for Guanjiao tunnel in fault-rupture zone  $F_{2-1}$ [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, **33**(3): 531 - 538. (in Chinese))
- [13] 张德华, 刘士海, 任少强. 高地应力软岩隧道中型钢与格栅支护适应性现场对比试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, **33**(11): 2258 - 2266. (ZHANG De-hua, LIU Shi-hai, RENG Shao-qiang. Research on selection of steel and steel grid for tunnel support in soft rock with high geostress[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, **33**(11): 2258 - 2266. (in Chinese))
- [14] 丁远振, 谭忠盛, 马 栋. 高地应力断层带软岩隧道变形特征与控制措施研究[J]. 土木工程学报, 2017, **50**(增刊 1): 129 - 134. (DING Yuan-zhen, TAN Zhong-sheng, MA Dong. Study on large deformation characteristics and control measures of soft rock tunnel in fault zone with high geostress[J]. China Civil Engineering Journal, 2017, **50**(S1): 129 - 134. (in Chinese))
- [15] 李术才, 徐 飞, 李利平, 等. 隧道工程大变形研究现状、问题与对策及新型支护体系应用介绍[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, **35**(7): 1366 - 1376. (LI Shu-cai, XU Fei, LI Li-ping, et al. State of the art: challenge and methods on large deformation in tunnel engineering and introduction of a new type supporting system[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, **35**(7): 1366 - 1376. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201907022

# 基于透明土技术的多孔介质孔隙流动特性研究

梁越<sup>1,2</sup>, 陈鹏飞<sup>1,2</sup>, 林加定<sup>1,2</sup>, 孙志伟<sup>1,2</sup>

(1. 重庆交通大学国家内河航道整治工程技术研究中心, 重庆 400074; 2. 重庆交通大学水利水运工程教育部重点实验室, 重庆 400074)

**摘要:** 土体作为一种特殊多孔介质, 内部孔隙通道尺度与形态随机性强, 导致土体渗流场中孔隙流速分布不均, 即存在优势流现象。优势流是影响污染物运移、导致土体渗透变形的重要因素。基于透明土原理, 利用聚丙烯酸钠交联聚合物颗粒和蒸馏水, 配制成饱和和透明多孔介质, 并利用一种新的研究透明多孔介质内部流场的装置及方法, 将绿色光源激光器、单反相机、十字滑台等组合成简易粒子图像测速(PIV)系统, 采集不同水力梯度下透明多孔介质内部流场图像, 结合粒子图像测速技术, 将得到的流速数据进行统计分析, 揭示孔隙液体的流动特性。研究表明, 利用自制简易 PIV 系统进行流场测量, 实测孔隙流动结果与宏观流速吻合程度高, 能够实现对流场的多点、无扰、高精度测量。研究发现多孔介质内部纵断面上的孔隙面积与纵断面所在位置有关, 而孔隙面积越大, 断面上的孔隙流速也越大。多孔介质内部孔隙流速分布规律大致相同, 优势流速随着断面流速的减小而减小, 优势流速越小, 其概率密度越高, 优势流动现象越显著。

**关键词:** 透明土; PIV; 多孔介质; 孔隙流速; 优势流; 宏观流速

中图分类号: TU411, P641.2 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2019)07-1361-06

**作者简介:** 梁越(1985—), 男, 博士, 教授, 主要从事水利工程灾害形成机理及防治方面的研究工作。E-mail: [liangyue2560@163.com](mailto:liangyue2560@163.com)。

## Pore flow characteristics of porous media based on transparent soil technology

LIANG Yue<sup>1,2</sup>, CHEN Peng-fei<sup>1,2</sup>, LIN Jia-ding<sup>1,2</sup>, SUN Zhi-wei<sup>1,2</sup>

(1. National Engineering Research Center for Inland Waterway Regulation, Chongqing Jiaotong University, Chongqing 400074, China;

2. Key Laboratory of Hydraulic and Waterway Engineering of Ministry of Education, Chongqing Jiaotong University, Chongqing 400074, China)

**Abstract:** The soil is a kind of special porous medium, whose internal pore channel is extremely random. As a result, the pore velocity distribution is not uniform in its seepage field, which is referred to the preference flow phenomenon. The preference flow is an important factor influencing the pollutant migration and infiltration deformation of the soil. Based on the principle of transparent soils, the saturated transparent porous medium is mixed with sodium polyacrylate cross-linked polymer particles and distilled water. A simple particle image velocimetry (PIV) system is combined with a green light laser, a SLR camera and a cross slide to study seepage in transparent medium. The flow field images of transparent porous medium under different hydraulic gradients are collected, and the velocity data obtained are statistically analyzed by combining with the particle image velocimetry technology to reveal the flow characteristics of pore fluid. The results show that the measured results are in good agreement with the macroscopic velocities. The simple PIV system can be used to measure the flow field with multi-point, non-interference and high precision. It is found that the pore area in the longitudinal section of porous medium is related to the location of the longitudinal section, and the larger the pore area, the larger the pore flow velocity on the section. The distribution of pore velocity in porous medium is approximately the same. With the decrease of longitudinal section velocity, the preference velocity decreases. The smaller the preference velocity is, the higher the probability density is, the more significant the preference flow phenomenon is.

**Key words:** transparent soil; PIV; porous medium; pore flow velocity; preference flow; macroscopic velocity

## 0 引言

天然土体是由不同形状、尺寸的土体颗粒组成的多孔非均匀介质。土体内孔隙形状及尺寸复杂, 在土

**基金项目:** 国家重点研发计划课题(2018YFB1600403); 重庆市基础研究与前沿探索项目(cstc2018jcyjAX0559); 自然资源部中国地质调查局公益性项目(DD20160291)

**收稿日期:** 2018-06-07

**\*通讯作者 (E-mail: [1837655414@qq.com](mailto:1837655414@qq.com))**

体渗流场中,呈现出显著的细观非均匀特性,即使在宏观均质土体中,孔隙中的流体运动特性也呈现出很强的差异性。当渗流在孔隙中流动时,会沿某些路径优先流动,形成“优势流”,造成渗流场流速分布不均。因此,多孔介质内孔隙流动特性的研究对于解决地下水污染物运移及土体渗透变形等问题具有重要意义。但由于土体孔隙形态的复杂性及分布的随机性,较难采用试验手段获取孔隙流动特性。数值模拟曾被用于孔隙流动特性研究,如梁越等<sup>[1]</sup>曾通过有限体积法对渗流场的流体进行了数学模拟分析与计算,发现多孔介质孔隙流速服从卡方分布。但复杂边界使得孔隙的三维建模面临较大困难,较大尺度的孔隙流动数值分析对计算资源的要求高,计算收敛与结果精度保障不高。

利用模型试验手段探索孔隙流动特性面临两个难题:一是天然土体不透明,难以在外部直接观测孔隙内部流体运动;二是当前缺乏适用于孔隙流动特性的直接测量工具,且介入式流速测量手段对孔隙流的扰动会对流动本身产生较大影响。基于此,本文将透明土技术引入土体孔隙流动特性研究中。透明土是一种基于折射率匹配原理的人造土体,由透明固体颗粒和透明液体分别模拟土颗粒和流体。在相同的试验环境下,要求两种材料折射率相同,光线穿过固-液界面时不会发生折射和散射,外观呈现透明效果。人造透明土主要分为两类,由无定型硅粉合成的透明土,具有与黏土相似的工程性质,而由石英砂、无定型硅胶等合成的透明土,工程性质类似于砂土<sup>[2]</sup>。目前国内对于透明土研究发展较快,高岳等<sup>[3]</sup>发现采用熔融石英砂与溴化钙溶液配制出的透明土在土体强度及变形方面具有表征天然砂土的能力。孔纲强等将由玻璃砂和混合油制成的透明土材料的三轴剪切特性,与福建标准砂试验结果进行了比较,研究其变形特性<sup>[4]</sup>,还针对不同种类液体研究了孔隙液体对玻璃砂透明土强度的影响<sup>[5]</sup>。齐昌广等<sup>[6]</sup>利用由熔融石英砂、Krystol40和 Puretol7 混合液制成的透明土进行了浅基础模型试验。曹兆虎等<sup>[7]</sup>开展了桩基贯入模型试验,用透明土模拟天然土体,研究了桩基贯入过程中“土体”变形测量。

目前国内对于透明土的研究大多局限在岩土体变形中,对多孔介质孔隙优势流动的研究较少。王凯剑<sup>[8]</sup>、贾宇鹏等<sup>[9]</sup>利用水晶玻璃球制成透明多孔填充床,并对内部单相流动进行了可视化研究,分析了流体流动机理的转变过程。在国外,Arthur 等<sup>[10]</sup>对流体在低雷诺数下流经具有不同边界条件的多孔介质时的流动规律开展了试验研究。Sen 等<sup>[11]</sup>进行了微观尺度下多孔介质内过渡流和湍流的研究,并统计了流速分

布规律。

本试验通过人工配制透明多孔介质来模拟饱和散粒土,利用一种测试多孔介质内孔隙液体流动特性的装置即简易粒子图像测速(PIV)系统,结合图像处理技术及 MATLAB 工具箱 PIVlab,获取试样内部孔隙液体流动二维图像并进行流场分析,得到孔隙流动空间分布规律和优势流动特性。

## 1 试验概况

### 1.1 透明土材料

透明多孔介质的模型研究所选用的固体材料还有 PMMA 颗粒、高硼硅玻璃、高吸水树脂等,孔隙液体的选择有硫氰酸钠溶液、烃类油、二甲基亚砷溶液等<sup>[12-16]</sup>。国内透明土模型所采用的熔融石英砂、玻璃砂等内部通常存在细微孔隙,杂质较多,会影响透明土整体透明效果。鉴于此,本文选用聚丙烯酸钠交联聚合物作为透明土颗粒,其具有高透明度、低成本、易制备、安全无毒等特点,粒径范围为 9~11 mm,密度为 1.02 g/cm<sup>3</sup>,制成孔隙率  $n=0.40$  的“土体”。孔隙液体选用蒸馏水,将未吸水的固体颗粒放入到蒸馏水中,待颗粒在液体中充分泡发后,固-液两相折射率匹配度高,混合而成的介质透明度更好,如图 1。

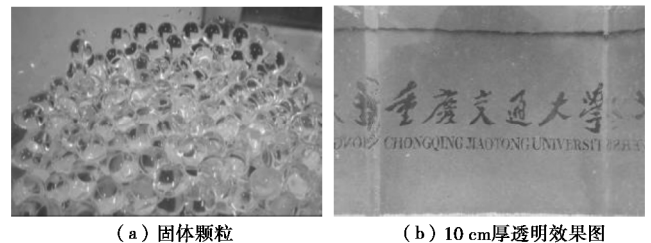


图 1 透明固体颗粒及 10 cm 厚透明试样效果图

Fig. 1 Transparent solid particles and transparent effect seen through 10 cm

### 1.2 粒子图像测速(PIV)系统

PIV 技术是目前一种较为成熟的二维流场测量手段,能够实现对流场多点、瞬态、无损的高精度测量,是激光技术、数字信号处理、图像处理、计算机技术等多种高新技术的融合。其基本原理在于:脉冲激光器片光源入射到撒布示踪粒子的待测流场中,形成动态激光面,利用 CCD 相机,经过多次曝光,捕捉激光面上的粒子图像,然后利用自相关、互相关理论或杨氏条纹法对图像进行处理分析,得到流场信息图。其中,示踪粒子要求化学性质稳定,且具备良好的流动跟随性及散光性。

一套成熟的商业用 PIV 系统价格高昂,配件包括脉冲激光器,PIV 专用跨帧 CCD 相机,光源镜头组,导光臂,三维标定系统,示踪粒子,处理软件等设备。

而且设备尺寸较大, 操作较为复杂。柯森繁等<sup>[17]</sup>利用简易 PIV 装置对示踪粒子的粒径及跟随性进行了优化, 并出于对测量精度的考虑, 根据水流速对摄像机应采用的帧率进行了研究。基于此, 笔者根据 PIV 测速原理, 在已有的研究基础上, 自行研制了简易 PIV 系统, 其中, 成像系统包括: 532 nm 绿色一字线激光器搭配十字滑台、PENTAX K-3 数码相机搭配 PENTAX-D FA 100 mm F2.8 微距镜头和定时快门线。图像处理软件采用 MATLAB 中的子程序 PIVlab。示踪粒子选用美国 TSI 公司生产的空心玻璃球, 直径为 8~12  $\mu\text{m}$ , 密度为 1.03  $\text{g}/\text{cm}^3$ 。

### 1.3 孔隙渗流控制装置

装置由模型盒及水流控制系统组成。为了方便研究孔隙流动, 整个试验采用蒸馏水循环系统。循环动力由微型抽水泵提供, 抽水泵置于一侧缓冲区, 通过硅胶管连到另一侧缓冲区, 宏观渗流方向为水平向。

模型盒由超白玻璃制成, 高度为 100 mm, 宽度为 310 mm, 厚度为 100 mm; 试样位于模型中间段, 高 77 mm, 宽 150 mm, 厚 100 mm。渗透装置左右两端留有 80 mm 宽的缓冲区, 使水流经缓冲区后能够均匀稳定流过整个试样, 试样与缓冲区由透水隔板隔开, 如图 2 所示。

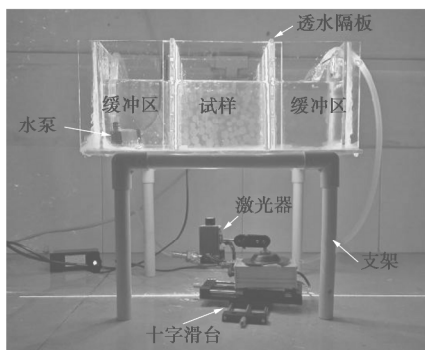


图 2 试验装置图

Fig. 2 Experimental setup for model test using transparent soils

### 1.4 试验方法

本试验旨在利用简易 PIV 系统分析不同流量下透明多孔介质内孔隙液体的流动特性, 并通过将测量结果与宏观实际流速做对比, 验证简易 PIV 系统实用性及测量精度的同时, 揭示土体孔隙流动规律。

试验过程在暗室环境中进行, 当含有示踪粒子的流体在介质孔隙中流动时, 在激光的照射下, 纵断面方向会形成一动态激光面, 数码相机镜头轴线垂直于激光面连续录制渗流场流动视频, 然后将视频文件导出, 按 50 ms 时间间隔连续截取图片, 将连续的图片导入到 PIVlab 中, 进行图像处理及流速数据分析。

考虑到不同截面流速有差异, 为增大样本量提高

测量结果的准确性, 便于与宏观流速做对比, 同一流量条件下采集 A~F 6 个位置的纵断面图像并做分析, 其中 A 断面紧贴玻璃壁、B~F 断面距玻璃前壁的距离分别为 0.5 倍、1 倍、1.5 倍、2 倍、2.5 倍颗粒直径, 即 5, 10, 15, 20, 25 mm。每次改变流量之后, 录制视频之前, 应等待 30 s 以上, 使得图像采集区域内渗流场的状态达到稳定, 从而保证视频录制时流速的准确性, 每次录制时间应保持在 15 s 以上。改变宏观流量重复试验, 研究孔隙流动特性随宏观流量的变化规律。

值得注意的是, 改变纵断面的位置后, 会导致图像采集窗口的实际尺寸发生变化, 因此每一个断面上视频录制完毕之后, 应沿激光面树立刻度尺, 要求尺面与激光面重合, 记录采集窗口中刻度尺的刻度范围, 便于之后像素坐标与实物坐标的准确转换。以图 3 为例, 截取的图片像素尺寸为 1920×1080 像素, 而采集窗口的实际高度为 25.7mm, 则此组图片每毫米代表 42 个像素。

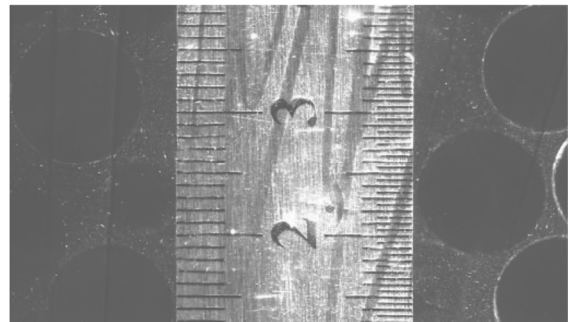


图 3 激光面上的刻度尺图像

Fig. 3 Image of scale on laser surface

## 2 试验结果

### 2.1 不同位置纵断面实测流速分析

多孔介质内孔隙极其错杂, 所测纵断面上的流速大小与其所在位置有关, 图 4 给出了流量分别等于 2.7, 7.8  $\text{mL}/\text{s}$  时, A~F 纵断面上的孔隙流速变化曲线。从图 4 中可以看出, 多孔介质内部由于空间位置的差异性, 孔隙流速空间离散性较大, 不同位置纵断面孔隙面积不同, 纵断面上的孔隙流速呈“波浪式”变化, 但波动幅度随着与玻璃前壁距离的增大逐渐变小。

图 5 显示为试验采集的去除原始背景图像的 C, D 纵断面图像。可以看出, 图 5 (a) 显示的 C 断面, 由于正位于颗粒与颗粒交界处, 孔隙面积较大, 连通性强, 孔隙流体更易集中流动, 因此此位置上的孔隙流速相对较大; 而图 5 (b) 显示的 D 断面, 激光光线基本恰好穿过颗粒中间, 图像上颗粒截面面积更大, 颗粒间接触紧密, 孔隙几乎被封锁, 里面的流体流动

较差，因此流速较小。

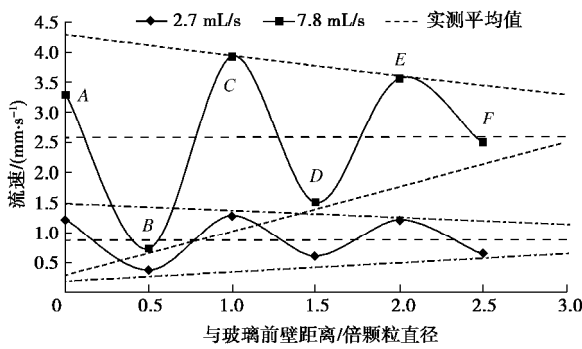
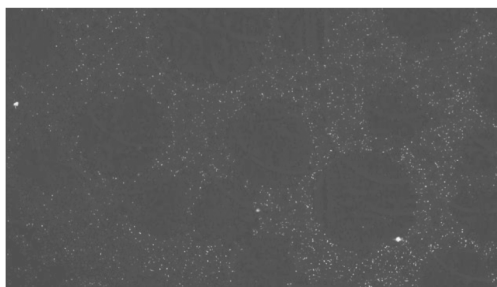
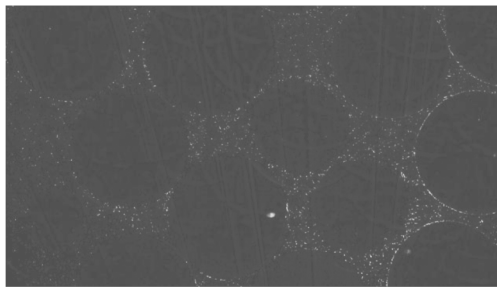


图 4 不同断面上的流速实测值

Fig. 4 Measured values of velocity on different sections



(a) C断面 (距离玻璃前壁1倍粒子直径)



(b) D断面 (距离玻璃前壁1.5倍粒子直径)

图 5 C, D 纵断面粒子图像

Fig. 5 Particle images of C and D longitudinal planes

图 6 给出了在 A~E 5 个位置的纵断面上，孔隙流速随宏观流量的变化趋势，以及多个断面的平均流速与宏观流速的对比。其中，宏观流速  $v=Q/(An)$ ，其中， $Q$  为流量， $A$  为试样横截面积， $n$  为孔隙率。

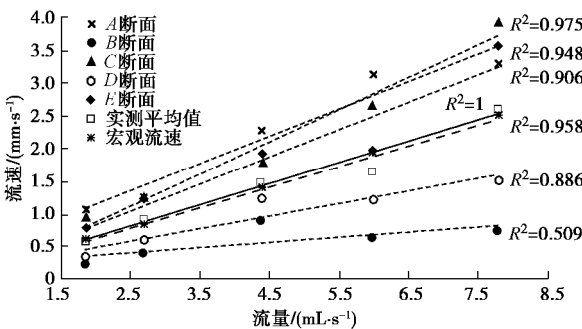


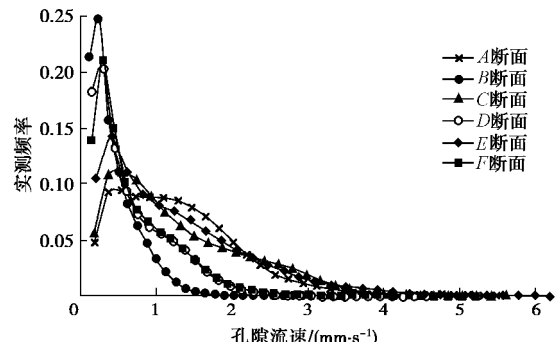
图 6 不同流量下各个纵断面实测流速值变化

Fig. 6 Variation of measured velocities of longitudinal section with different flow rates

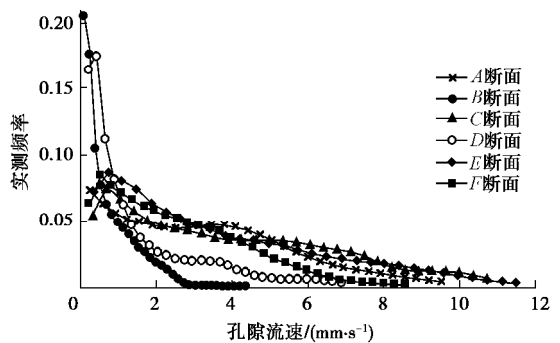
从图 6 中可以看出，随着渗流流量的增大，每个位置的孔隙流速亦随之增大，但增大速率不尽相同，B, D 纵断面上由于孔隙连通性差，宏观流量增大时，其孔隙流速增速较缓，且线性拟合较差；而对于 A, C, E 纵断面，孔隙连通性较强，渗流流动对于流量增大的响应更加及时。另外，由图 6 可知，简易 PIV 设备的测量结果与实际宏观流速吻合程度较高。说明试验所采用的简易 PIV 系统测量结果可近似替代专业 PIV 设备，进行流场的测定。

## 2.2 优势流速分析

每个位置的图像经 PIVlab 分析后得到一系列流速值，将流速值由小到大等距分为 50 组，并计算得到每一组的频率，图 7 表示流量为 2.7, 7.8 mL/s 时，试样内不同位置纵断面上的流速值频率分布图。



(a) 流量为 2.7 mL/s



(b) 流量为 7.8 mL/s

图 7 不同纵断面的流速分布曲线图

Fig. 7 Distribution curves of flow velocity of different longitudinal sections

可观察到，同一断面位置流速的频率分布悬殊，频率最高的流速区间，即优势流速，通常为第二组，少数为第一组，大于优势流速的流速值频率分布呈骤降趋势并最后趋近于 0；而不同位置上的孔隙流速的“优势性”也不尽相同，B, D, F 三组纵断面上的孔隙流速相对较小，但其优势流速的频率更高，说明在此类纵断面上优势流动更加明显；而 A, C, E 组纵断面上孔隙流速相对较大，但流速频率分布曲线相对平缓，优势流动相对较弱。

优势流速的优势程度随纵断面位置的变化曲线如

图 8, 随着与玻璃前壁的距离越来越远, 曲线波动幅度逐渐变小, 由于试样中心部分颗粒分布更加杂乱, 不同位置纵断面上的流速差异性逐渐变小, 说明试验过程中玻璃壁造成的边界效应不容忽视。

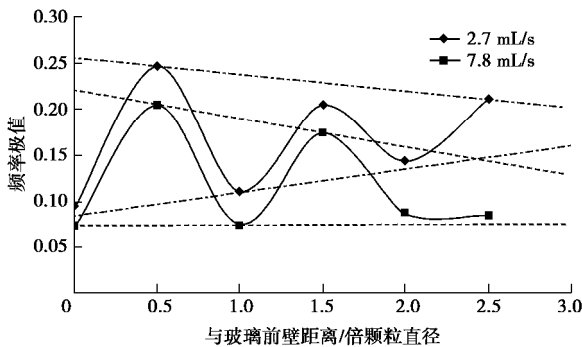


图 8 不同纵断面优势流速频率值变化曲线图

Fig. 8 Variation curves of preference velocity frequency values on different longitudinal sections

为弱化边界效应, 取试样的 E 组断面进行不同流量条件下孔隙流动纵向比较, 如图 9。与图 7 类似, 第二组流速区间频率最高, 优势流动现象突出, 由于流量的变化, 导致试样内宏观孔隙流速也发生变化, 而宏观流速越小, 频数分布曲线越陡峭, 说明优势流现象越显著。

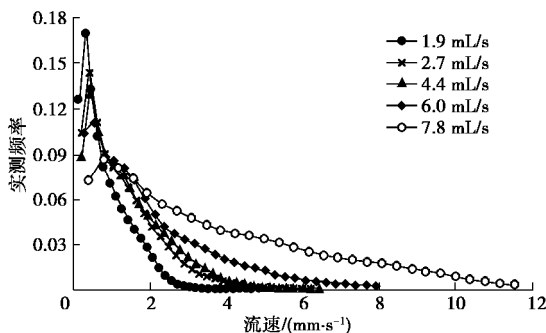


图 9 不同流量下 E 断面流速分布曲线图

Fig. 9 Distribution curves of velocity of section E under different flow rates

通过分析不同流量下拟合得到的曲线的极值点坐标, 分别得到优势流速及其所对应的频率与流量之间的关系如图 10, 11。

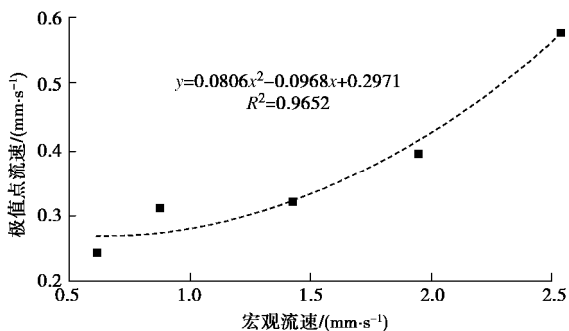


图 10 优势流速与宏观流速的关系曲线图

Fig. 10 Relation between preference velocity and macroscopic velocity

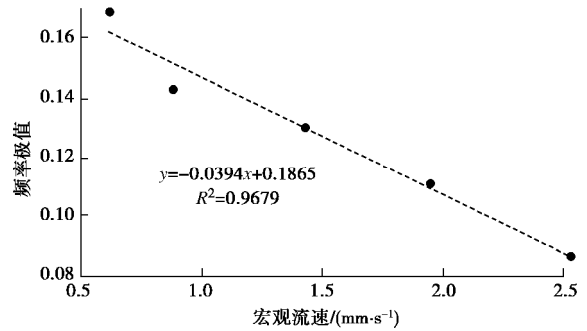


图 11 优势流速频率值与宏观流速的关系曲线图

Fig. 11 Relation between frequency value of preference velocity and macroscopic velocity

从图 10, 11 中可以看出, 多孔介质孔隙率一定时, 孔隙流动中具有最高频率的流速, 即优势流速随着流量的增大而增大, 其两者之间的关系可以利用二次函数较好地拟合; 而孔隙流速频率极值随流量的增大而减小, 说明当试样内渗流的宏观流速变大时, 其优势流速“优势性”逐渐减弱, 可以推测, 当流量增大到一定程度时, 优势流现象将不再存在。

### 3 结 语

本文基于透明土技术原理, 利用成本较低, 操作性更强的简易 PIV 系统采集透明多孔介质内部流场图像, 并进行图像处理, 将得到的流速数据进行统计, 并与实际宏观流速做对比。无论是截面位置不同还是流量不同, 孔隙流速值分布规律基本一致, 流速值的频率先陡增后急剧减小, 最终趋于 0。流速越小的截面优势流速值越小但优势现象越显著。

本文仅仅针对不同流量对孔隙液体流动特性做了研究, 而颗粒形状、颗粒组成、流体特性及试样密度等因素都会对孔隙流动造成影响, 因此, 影响孔隙液体流动特性的因素待进一步研究。此外, 误差方面, 试验时应当注意避免边界效应, 简易 PIV 系统的测量精度亦有待提高。

### 参考文献:

[1] 梁 越, 陈建生, 陈 亮. 孔隙流动数值模拟建模方法及孔隙流速分布规律[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(7): 1104 - 1109. (LIANG Yue, CHEN Jian-sheng, CHEN Liang. Numerical simulation model for pore flows and distribution of their velocity[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(7): 1104 - 1109. (in Chinese))

[2] 隋旺华, 高 岳, LIU Jin-yuan. 透明土实验技术现状与展望[J]. 煤炭学报, 2011, 36(4): 577 - 582. (SUI Wang-hua, GAO Yue, LIU Jin-yuan. Status and prospect of transparent soil experimental technique[J]. Journal of China Coal Society,

- 2011, **36**(4): 577 - 582. (in Chinese))
- [3] 高岳, 隋旺华. 熔融石英型透明砂土及其岩土工程性质[J]. 徐州工程学院学报, 2016, **31**(2): 60 - 66. (GAO Yue, SUI Wang-hua. Geotechnical properties of transparent sand made of fused silicap[J]. Journal of Xuzhou Institute of Technology(Natural Sciences Edition, 2016, **31**(2): 60 - 66. (in Chinese))
- [4] 孔纲强, 刘璐, 刘汉龙, 等. 玻璃砂透明土变形特性三轴试验研究[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(6): 1140 - 1146. (KONG Gang-qiang, LIU Lu, LIU Han-long, et al. Triaxial tests on deformation characteristics of transparent glass sand[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(6): 1140 - 1146. (in Chinese))
- [5] 孔纲强, 孙学谨, 李辉, 等. 孔隙液体对玻璃砂透明土强度特性影响研究[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(2): 377 - 384. (KONG Gang-qiang, SUN Xue-jin, LI Hui, et al. Effect of pore fluid on strength properties of transparent soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(2): 377 - 384. (in Chinese))
- [6] 齐昌广, 范高飞, 崔允亮, 等. 利用人工合成透明土的岩土物理模拟试验[J]. 岩土力学, 2015, **36**(11): 3157 - 3163. (QI Chang-Guang, FAN Gao-fei, CUI Yun-liang, et al. Geotechnical physical model test using artificial synthetic transparent soil[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(11): 3157 - 3163. (in Chinese))
- [7] 曹兆虎, 孔纲强, 刘汉龙, 等. 基于透明土的管桩贯入特性模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(8): 1564 - 1568. (CAO Zhao-hu, KONG Gang-qiang, LIU Han-long, et al. Model tests on pipe pile penetration by using transparent soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(8): 1564 - 1568. (in Chinese))
- [8] 王凯剑. 多孔介质流动特征实验研究——水晶玻璃球填充床[D]. 包头: 内蒙古科技大学, 2014. (WANG Kai-Jian. Experiment research of flow characteristic in porous media: crystal glass ball packed bed[D]. Baotou: Inner Mongolia University of Science & Technology, 2014. (in Chinese))
- [9] 贾宇鹏, 王景甫, 郑坤灿, 等. 应用粒子图像测试技术测量球床多孔介质单相流动的流场[J]. 物理学报, 2016, **65**(10): 263 - 269. (JIA Yu-peng, WANG Jing-fu, ZHENG Kun-can, et al. Measurement of single phase flow in porous media using PIV technique[J]. Acta Physica Sinica, 2016, **65**(10): 263 - 269. (in Chinese))
- [10] ARTHUR J K, RUTH D W, TACHIE M F. PIV measurements of flow through a model porous medium with varying boundary conditions[J]. Journal of Fluid Mechanics, 2009, **629**: 343.
- [11] SEN D, NOBES D S, MITRA S K. Optical measurement of pore scale velocity field inside microporous media[J]. Microfluidics & Nanofluidics, 2012, **12**(1/2/3/4): 189 - 200.
- [12] PATIL V A, LIBURDY J A. Turbulent flow characteristics in a randomly packed porous bed based on particle image velocimetry measurements[J]. Physics of Fluids, 2013, **25**(4): 201.
- [13] PATIL V A, LIBURDY J A. Flow characterization using PIV measurements in a low aspect ratio randomly packed porous bed[J]. Experiments in Fluids, 2013, **54**(4): 1497.
- [14] HARSHANI H M D, GALINDO-TORRES S A, SCHEUERMANN A, et al. Experimental study of porous media flow using hydro-gel beads and LED based PIV[J]. Measurement Science & Technology, 2017, **28**(1): 015902.
- [15] OVER B, RATHKE B, WILL S. Investigations on particle diffusion in porous glass by angle-dependent dynamic light scattering[J]. Journal of Molecular Liquids, 2016, **222**: 972 - 980.
- [16] NI W J, CAPART H. Cross-sectional imaging of refractive-index-matched liquid-granular flows[J]. Experiments in Fluids, 2015, **56**(8): 163.
- [17] 柯森繁, 石小涛, 王恩慧, 等. 简易粒子图像测速(PIV)技术开发与优化技巧[J]. 长江科学院院报, 2016, **33**(8): 144 - 150. (KE Sen-fan, SHI Xiao-tao, WANG En-hui, et al. Development and optimization skill of simple particle image velocimetry technology[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2016, **33**(8): 144 - 150. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201907023

# 大型微摩阻土工真三轴试验系统及其应用

潘家军, 程展林, 江泊洧, 左永振, 徐 晗

(长江水利委员会长江科学院水利部岩土力学与工程重点实验室, 湖北 武汉 430010)

**摘 要:** 介绍了长江科学院研制的大型土工真三轴试验系统, 该试验系统具有如下功能: ①能够稳定的开展粗粒土的真三轴试验; ②可以提供的小主应力最大值为 3.0 MPa, 大主应力最大值为 15.0 MPa; ③试验尺寸为 300 mm (长) × 300 mm (宽) × 600 mm (高); ④可按任意设定的加载过程, 采用应力或应变控制方式进行三向独立加载, 实现复杂应力条件下的模拟试验; ⑤能获得粗粒土试样的应力变形全过程线。通过一个典型工程案例, 将该试验系统应用于粗粒土复杂应力条件下的力学特性研究, 获得了粗粒土在不同应力水平下的应力变形规律; 得到了试样在不同加载路径下的强度参数, 并对其破坏准则的适用性进行了初步探讨。大型微摩阻土工真三轴试验系统的成功研制, 为深入研究粗粒土在高应力和复杂应力路径下的强度与变形特性提供了技术手段。

**关键词:** 大型真三轴; 粗粒土; 应力变形; 中主应力; 强度特性

**中图分类号:** TU415 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2019)07-1367-07

**作者简介:** 潘家军(1980—), 男, 博士, 教授级高级工程师, 主要从事粗粒土力学特性与土石坝工程方面的研究工作。

E-mail: [panjj@mail.crsri.cn](mailto:panjj@mail.crsri.cn)。

## Large-scale low-friction geotechnical true tri-axial apparatus and its application

PAN Jia-jun, CHENG Zhan-lin, JIANG Ji-wei, ZUO Yong-zhen, XU Han

(Changjiang River Scientific Research Institute, Key Laboratory of Geotechnical Mechanics and Engineering of the Ministry of Water Resources, Wuhan 430010, China)

**Abstract:** Firstly, an introduction is made to the large-scale geotechnical true tri-axial apparatus developed by Changjiang River Scientific Research Institute. The functions of this apparatus can be described as follows: (1) The true tri-axial tests on coarse grained soil can be carried out steadily. (2) The maximum value of  $\sigma_3$  is able to achieve 3.0 MPa, while that of  $\sigma_1$  is able to achieve 15.0 MPa. (3) The specimen size is 300 mm (length) × 300 mm (width) × 600 mm (height). (4) The loading process can be set arbitrarily, both the stress control and the strain control are available, and loading in three directions is independently, which makes it possible to simulate complex stress paths. (5) The whole process stress-strain curves of coarsely grained soil can be obtained. Through an engineering case, the researches on the mechanical characteristics of coarse grained soil under complex stress conditions are conducted using this apparatus, and the stress-strain rules are obtained at different stress levels. The strength parameters of the specimen in different loading paths are achieved, and a preliminary analysis for the applicability of strength criterion is made. The successful development of the large-scale low-friction true tri-axial apparatus provides a new technical method in studying the strength and deformation of coarse grained soil under high stress levels and complex stress paths.

**Key words:** large-scale true tri-axial apparatus; coarse-grained soil; stress-strain; intermediate principal stress; strength property

## 0 引 言

目前一般采用大型常规三轴试验研究粗粒土的强度变形参数。但常规的大型土工三轴仪不能模拟实际工程中粗粒土所处的三向应力状态和经历的真实应力路径, 得到的应力变形关系和强度参数未充分考虑中主应力的影响, 应用过程中存在一定的局限性。

土工真三轴试验仪是研究复杂应力条件下土的力学特性的最为有效的试验手段之一, 相对于常规三轴

试验, 真三轴试验可以更全面、更真实地反映土单元在三向受力状态下的变形规律、各向异性特征, 可用于研究土体的应力应变特性及验证和发展土体本构模型等。自1936年Kjellman提出真三轴仪的设想以来,

基金项目: 国家自然科学基金-雅砻江联合基金重点项目(U1765203); 长江科学院创新团队项目(CKSF2015051/YT); 中央级公益性科研院所基本科研业务费项目(CKSF2017023/YT)

收稿日期: 2018-07-12

已先后研制了多种各具特点的真三轴仪。按其压力室加荷特性,可分为刚性加载真三轴仪、柔性加载真三轴仪及刚柔复合加载真三轴仪。瑞典Kjellman<sup>[1]</sup>和英国Pearce<sup>[2]</sup>、Wood<sup>[3]</sup>、Matsuoka等<sup>[4-5]</sup>研制了刚性加载真三轴仪,它们适用于砂土;其他学者<sup>[6-13]</sup>研制了柔性加载真三轴仪;美国Lade<sup>[14]</sup>、日本诚研舍、日本谷藤株式会社和伦敦大学等研制了刚柔复合加载真三轴仪。中国真三轴仪的研究起步较晚,直到20世纪80年代才开始研制和引进真三轴仪,包括清华大学刚性加载真三轴仪<sup>[15]</sup>、同济大学刚柔复合型真三轴仪<sup>[16]</sup>、河海大学刚柔复合加载的真三轴仪<sup>[17]</sup>、香港理工大学刚柔复合型真三轴仪、西安理工大学刚柔复合型真三轴仪<sup>[18]</sup>等。但以往这些真三轴试验设备试样尺寸和应力水平都难以满足目前高土石坝工程研究的需要。

为了研究复杂应力状态及路径下粗粒土力学特性,长江科学院自主研制了高压、微摩阻、智能伺服控制的大型土工真三轴试验系统,该试验系统已在中国西南多个高土石坝工程堆石料力学特性测试中得到采用,取得了较好的工程应用效果。

## 1 真三轴测试系统说明

### 1.1 测试系统的构成

新研发的大尺寸微摩阻真三轴测试系统主要由5大模块组成,分别为加载传力模块、荷载模块、伺服控制及数据采集模块和量测模块。

加载传力及荷载模块由竖向反力框架、真三轴压力室、加载板、可压缩双向减摩板、平衡盘、平衡油

缸、水平向反力框架等组成。竖向反力框架由横梁和立柱构成足够刚度的框架,试样上下分别为轴向活塞和加载板;水平反力框架由拉杆和横梁构成,试样左右分别为传力柱、轴向活塞、加载板和可压缩传力板。

伺服控制模块包括电液(气)伺服控制系统和电机伺服控制系统。其中电液(气)伺服控制系统由伺服阀、功率放大器、位移传感器、载荷传感器以及伺服控制器等组成;电机伺服系统由伺服电机、驱动器、载荷传感器、位移传感器、传动箱及滚柱丝杆等组成。

量测模块包括水下荷载传感器、交流线性差动位移传感器、压力传感器,激光液位传感器、外体变测量装置,及配套数据采集器等。

### 1.2 工作原理

真三轴仪的工作原理是对试样独立施加3个方向的荷载,并通过伺服系统,实现任意加载过程的精确控制;同时,对相应荷载、变形、孔隙水压力等进行量测;通过数据采集系统实现量测数据的自动采集、处理和实时显示。总体结构简图如图1所示。

试验时,控制软件首先给伺服系统一个控制信号,伺服控制系统控制液压源通过加载传力装置将荷载施加到试样上,施加的荷载引起试样各物理量的变化,量测系统量测到各物理量的变化信号后,将信号传递到伺服控制系统,经数字伺服控制器判断后,再控制液压源施加更准确的荷载值。数据采集系统采集到量测系统的荷载、位移、体变、孔压等物理量,经后台处理后,可在终端显示量测值、关系曲线等。

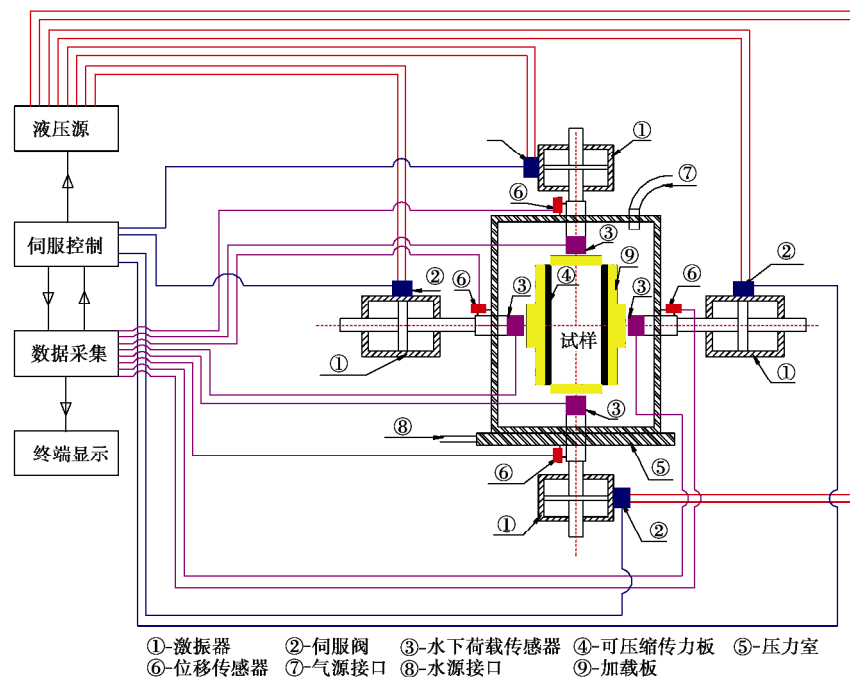


图1 大型土工真三轴试验系统工作原理图

Fig. 1 Working principles of large-scale true tri-axial apparatus

### 1.3 系统功能

大型微摩阻土工真三轴试验系统如图 2 所示, 其性能指标如下:

(1) 大尺寸。与大型土工真三轴试验系统配套的试样尺寸为 30 cm (长) × 30 (宽) × 60 cm (高), 如图 3 所示。与目前一些真三轴仪采用立方体试样不同, 本设备采用了高宽比 1:2 制样, 控制粒径可与常规大三轴一致, 便于试验成果的比较。

(2) 高应力。大型土工真三轴试验系统中, 能够加载最小主应力最大值为 3 MPa, 中主应力最大值为 10 MPa, 大主应力最大值为 15 MPa。可满足包括高土石坝筑坝粗粒土在各种高应力水平状态下试验需求。

(3) 微摩阻加载。大型土工真三轴试验系统中加载板与试样之间通过增加特殊的可压缩双向减摩板<sup>[19]</sup>, 使得加载板与试样之间的滑动摩擦变为滚动摩擦, 保证试验成果的真实性。

(4) 复杂应力路径伺服控制。大型土工真三轴试验系统加载为自动伺服控制, 根据应力或应变控制方式对 3 个主应力方向独立设置加载路径。



图 2 大型土工真三轴试验系统

Fig. 2 Large-scale true tri-axial apparatus



图 3 真三轴试样

Fig. 3 Prepared specimen for true tri-axial tests

(5) 全过程。本系统可实现变形、孔隙水压力和体积变化的自动量测, 并可对数据进行自动采集、绘制各参量的全过程曲线。

## 2 工程应用案例

大型微摩阻土工真三轴试验系统研制成功后, 已应用于中国多个水利水电工程中的粗粒土力学特性试验研究。本节以某典型土石坝筑坝粗粒土为例, 进一步说明真三轴试验系统的性能及工程应用。

### 2.1 试样基本特性

试验所用粗粒土级配如表 1 所示。通过重型击实试验, 得到试样的最小干密度和最大干密度分别为 1.658, 2.134 g/cm<sup>3</sup>。按照相对密实度  $D_r=0.90$  控制试样密实度, 对应干密度为 2.07 g/cm<sup>3</sup>。

表 1 粗粒土真三轴试验级配

Table 1 Grain-size distribution of coarse-grained soil specimen

(%)				
60~40 mm	40~20 mm	20~10 mm	10~5 mm	<5 mm
15.9	24.7	19.9	17.5	22.0

### 2.2 应力路径方案

选取中主应力系数  $b$  ( $b=(s_2 - s_3)/(s_1 - s_3)$ ) 和不同周围压力  $s_3$  作为变量, 开展粗粒土真三轴试验, 一方面研究中主应力对试样变形及强度的影响, 另一方面还可对粗粒土破坏准则的适用性进行深入研究。

应力路径具体为: ①施加周围压力  $s_3$ , 使试样在静水压力固结; ②始终保持中主应力系数  $b=\Delta s_2 / \Delta s_1$  进行荷载的持续施加, 直到试样破坏。应力加载路径如图 4 所示。

本次试验中,  $b$  分别取 0, 0.25, 0.50, 0.75; 小主应力  $s_3$  则分别取 200, 400, 600, 800 kPa, 共计开展 4 组等  $s_3$  等  $b$  试验。

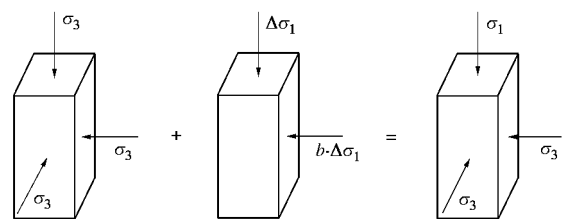


图 4 等  $s_3$  等  $b$  试验应力加载路径示意图

Fig. 4 Schematic of loading path under constant ratio  $b$

### 2.3 应力变形试验成果分析

图 5 依次为不同  $b$  值、不同  $s_3$  条件下粗粒土的应力应变曲线图。从图 5 可以看出:

(1) 随着  $b$  值的增加,  $(s_1 - s_3) - e_1$  关系曲线形态在应变初期呈陡变趋势, 试样切线模量的提升, 直接反映出中主应力  $s_2$  对粗粒土起到明显的硬化作用。

(2)  $b$  值增加, 试样  $(s_1 - s_3) - e_1$  关系曲线在应变中期呈现“线性化”的趋势,  $b=0.75$  情况下最为显著。

图6为 $s_3=0.6$  MPa, 不同 $b$ 值条件下粗粒土的应力应变曲线图, 由图6可知: ①相同 $s_3$ 条件,  $b=0.25, 0.50, 0.75$  三种状态下 $(s_1 - s_3) - e_1$ 曲线初始阶段的斜率非常接近, 但明显大于 $b=0$ 状态, 表明中主应力对试样小变形阶段的硬化效果是显著的,  $b>0.25$ 后, 应变初期的硬化增强效果基本不再持续增加; ②从 $b=0.25, 0.50, 0.75$  三种状态峰值应力对应的应变来看, 呈明显降低趋势, 表明在大应变区间, 中主应力对试样硬化的影响仍呈逐步增强趋势。

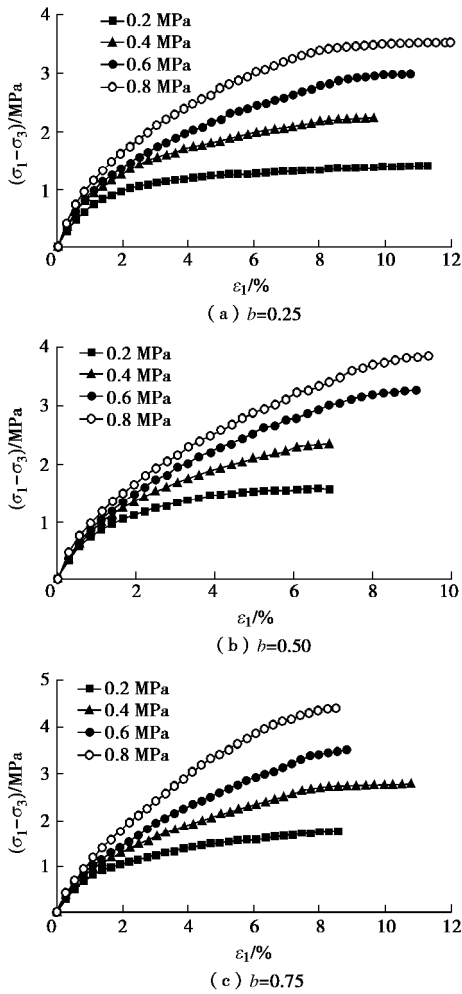


图5 不同 $b$ 值 $(s_1 - s_3) - e_1$ 关系曲线

Fig. 5 Relationship between  $(s_1 - s_3)$  and  $e_1$  at different values of ratio  $b$

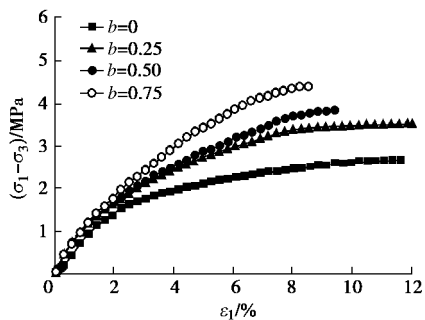


图6  $s_3=0.6$  MPa时 $s_1 - s_3$ 与 $e_1$ 关系曲线

Fig. 6 Relationship between  $s_1 - s_3$  and  $e_1$  at  $s_3$  of 0.6 MPa

图7为粗粒土在不同 $s_3$ 条件下 $e_v - e_1$ 关系曲线; 图8为 $b=0.25$ 条件下试样 $e_1 - e_3$ 关系曲线。由图8可以看出真三轴试验中应变之间的关系特征表现为: ① $b$ 值对试样体胀的抑制作用较为明显, 在 $s_3$ 较低条件下,  $b=0$ 在大变形区间出现了明显的体胀, 其体现出试样内部结构的调整, 而 $b=0.25, 0.50, 0.75$ , 试样全程呈现体缩特性, 中主应力对颗粒自由度的约束作用显著。②相同 $b$ 值下, 由于中主应力的存在,  $e_3$ 在 $b \neq 0$ 的条件下都成拉伸趋势, 但 $e_3$ 值随着 $s_3$ 的增大而减小,  $b$ 值提升和 $s_3$ 增加都可抑制试样体胀, 在此情况下, 受到颗粒破碎等因素影响, 体积膨胀呈收敛趋势。

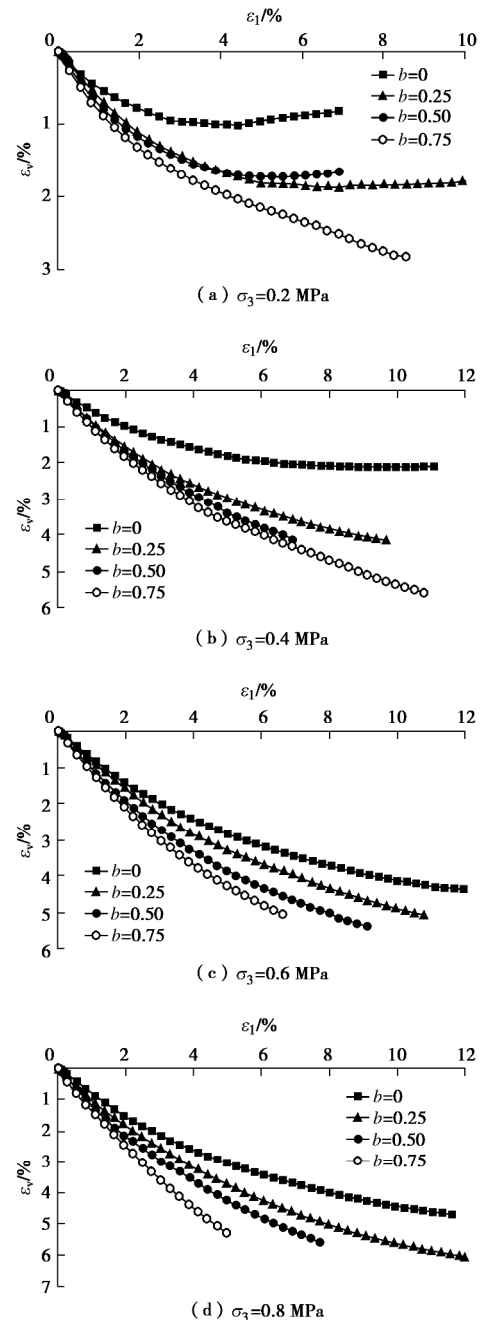


图7 不同 $s_3$ 轴应变 $e_1$ 与体应变 $e_v$ 关系曲线

Fig. 7 Relationship between  $e_1$  and  $e_v$  at different values of  $s_3$

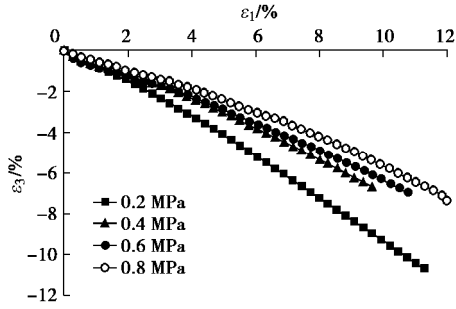


图 8  $b=0.25$  时大、小主应变  $e_1 - e_3$  关系曲线

Fig. 8 Relationship between  $e_1$  and  $e_3$  at  $b$  of 0.25

### 2.4 强度参数及破坏准则适用性分析

根据试验成果, 绘制的粗粒土莫尔应力圆及线性强度包络线如图 9 所示, 表 2 统计了不同  $b$  值下粗粒土的线性强度指标。可以看出: 采用线性强度包络线能够较好地拟合相应  $b$  值下莫尔应力圆。

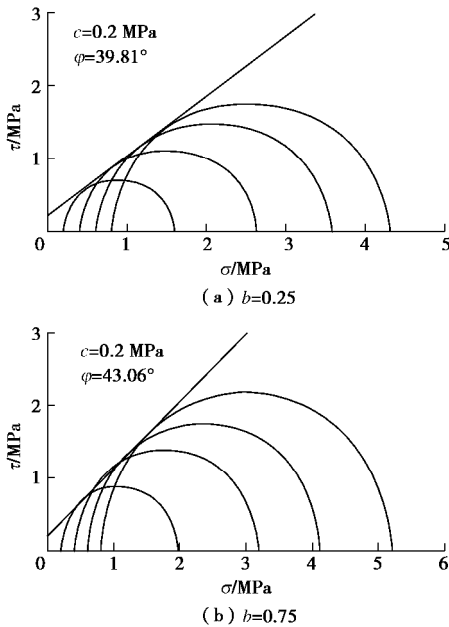


图 9 不同  $b$  值莫尔应力圆及线性强度包络线图

Fig. 9 Mohr's circles and linear fitting curves at different values of ratio  $b$

表 2 不同  $b$  值试样线性强度统计表

Table 2 Statistic for linear strength parameters at different values of ratio  $b$

$b$ 值	$\varphi/(^\circ)$	$c/\text{MPa}$
0	34.89	0.1
0.25	39.81	0.2
0.50	41.23	0.2
0.75	43.06	0.2

基于粗粒土无黏性的特点,  $c=0$ , 统计得到各  $b$  值和  $s_3$  条件下试样的非线性强度指标  $j_0$  如表 3 所示, 相应的强度变化曲线如图 10 所示, 可以看出: 相同  $b$  值下, 内摩擦角随  $s_3$  的增加呈劣化趋势, 但从不同  $b$

值下的内摩擦角演化角度看,  $b=0.25$  与  $b=0$  之间的间隔显著大于  $b=0.25, 0.50, 0.75$  之间的内摩擦角差异, 一方面表明  $b$  值对粗粒土强度的增强作用是显著的; 另一方面,  $b>0.25$  之后对于强度增强效果显著减弱。

表 3 不同  $s_3$  及  $b$  值试样的内摩擦角  $j_0$

Table 3 Internal friction angles at different confining pressures and values of ratio  $b$

$s_3/\text{MPa}$	$b$ 值			
	0	0.25	0.50	0.75
0.2	46.93	51.07	52.94	54.65
0.4	41.82	47.39	48.18	49.94
0.6	40.16	45.47	46.97	48.22
0.8	38.72	43.38	44.90	45.67

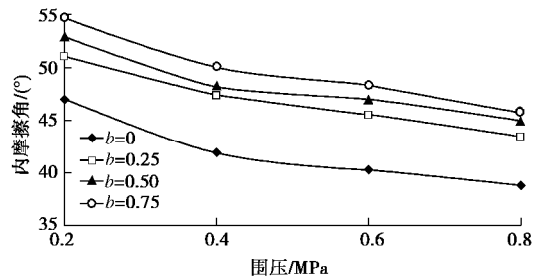


图 10 不同  $s_3$  及  $b$  值试样内摩擦角  $j_0$  变化曲线

Fig. 10 Evolution curves of internal friction angles at different confining pressures and values of ratio  $b$

目前土体常见的破坏准则主要有莫尔-库仑 (M-C) 破坏准则、拉德-邓肯 (L-D) 破坏准则和松岗元-中井 (SMP) 破坏准则, 关系表达式分别为

莫尔-库仑 (M-C) 准则,  $s_1 = s_3 \tan^2(45^\circ + j/2) + 2 \cot(45^\circ + j/2)$ ; 拉德-邓肯 (LADE-DUNCAN) 准则,  $\frac{I_1^3}{I_3} = k_f$ ; 松岗元-中井 (SMP) 准则:  $\frac{I_1 I_2}{I_3} = k_f$ 。

其中  $I_1, I_2, I_3$  分别为第一、第二、第三应力不变量;  $k_f$  为与试验应力值有关的比例系数。

图 11 为  $s_3=0.6, 0.8$  MPa 条件下试验获得的强度指标数据点与以上 3 个破坏准则在  $p$  平面上的轨迹。可以看出: 莫尔-库仑 (M-C) 破坏准则包围的面积最小; 其次为松岗元-中井 (SMP) 破坏准则, 其在  $b=0$  和  $b=1$  外接于 M-C 准则的六边形轨迹; 拉德-邓肯 (L-D) 破坏准则包围面积最大, 除  $b=0$  外, L-D 准则对强度的预测均高于另外两个破坏准则。

从与数据点的吻合度来看, 本次试验实测数据与 L-D 破坏准则拟合更好, M-C 破坏准则忽略了中主应力而显著低估粗粒土的强度。

图 12 绘制了不同破坏准则下的  $\varphi_b - b$  曲线与试验结果的关系, 可以看出: 试验得到的内摩擦角参数基本位于 L-D 破坏准则与 SMP 破坏准则, L-D 破坏准则对于强度全过程的预测效果更好; SMP 准则对于  $b$  值较大区间粗粒土强度趋势的预测存在较大偏差。

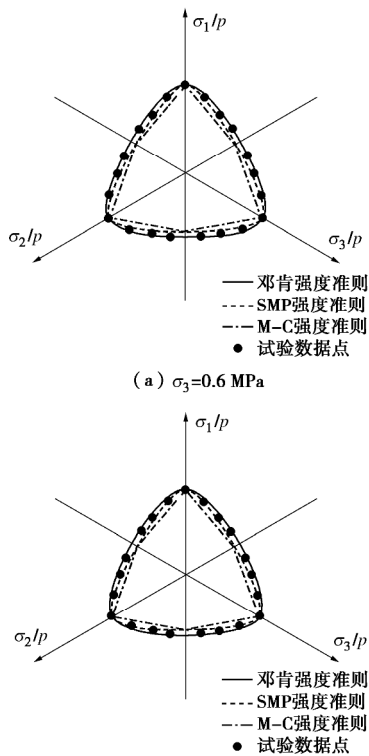


图 11 试验点与经典破坏准则在  $\pi$  平面分布关系

Fig. 11 Comparison between test data and classical failure criteria on  $\pi$  plane

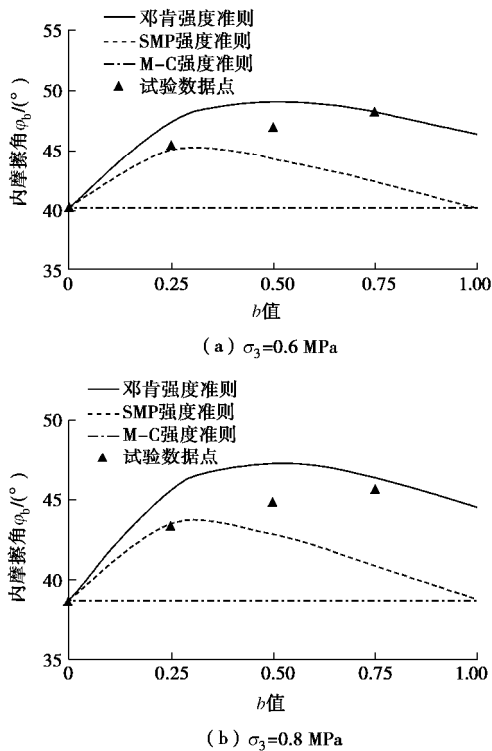


图 12 内摩擦角与  $b$  值的关系同经典破坏准则对比

Fig. 12 Comparison between test data of  $\phi$  and ratio  $b$  and classical failure criterion

### 3 结 语

本文首先从设备的系统构成、工作原理以及设备

性能等方面介绍了长江科学院自主研发的大型微摩阻土工真三轴试验系统，该设备为目前国内外试样尺寸最大的土工真三轴仪，同时通过对加载板和控制系统的技术创新，显著降低了设备的机械摩阻力，并提高了设备的自动化程度，可有效满足目前高土石坝工程和复杂应力条件下粗粒土力学特性的试验需求。

通过对某土石坝筑坝粗粒土等  $s_3$  等  $b$  试验，分析了  $s_2$  对粗粒土应力 - 变形特性的影响规律，揭示了  $s_2$  对于粗粒土强度的影响程度及演化规律，并进一步对比分析了试验成果与几种经典破坏准则适用性，表明真三轴试验系统在研究粗粒土工程特性方面的综合工作性能优势，该测试系统可为粗粒土真三轴力学特性测试提供重要的技术保障。

另外，为促进真三轴试验系统在工程中的应用范围和应用深度，将结合使用情况，从应力路径的进一步拓展、测试变量的进一步综合优化等方面不断完善和改进试验系统的工作性能。

### 参考文献:

- [1] KIELLMAN W. Report on an apparatus for consummate investigation of the mechanical properties of soils[C]// Proceedings of the 1st ICSMFE. New York, 1963: 667 - 669.
- [2] PEARCE J A. A new triaxial apparatus, stress-strain behavior of soils[M]. London: Yeovil Co, Ltd, 1971: 330 - 339.
- [3] WOOD D M. Some aspects of the mechanical behaviour of Kaolin under truly triaxial conditions of stress and strain[D]. London: University of Cambridge, 1974.
- [4] MATSUOKA H, SUN D A. Extension of spatially mobilized plane(SMP) to frictional and cohesive materials and its application to cemented sands[J]. Soils and Foundations, 1995, 35(4): 63 - 72.
- [5] MATSUOKA H, SUN D A, KOGANE A, et al. Stress-strain behaviour of unsaturated soil in true triaxial tests[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2002, 39: 608 - 619.
- [6] BELL J M. Stress-strain characteristics of cohesionless granular materials subjected to statically applied homogeneous loads in an open system[D]. California: California Institute of Technology, 1965.
- [7] KO H Y, SCOTT R F. A new soiltesting apparatus[J]. Géotechnique, 1967, 17(1): 40 - 57.
- [8] STURE S, DESAI C S. Fluid cushion truly triaxial or multi-axial testing device[J]. Geotechnical Testing Journal, 1979, 2(1): 20 - 33.
- [9] SIVAKUGAN N, CHAMEAU J L, HOLTZ R D, et al. Serve-controlled cuboidal shear device[J]. Geotechnical

- Testing Journal, 1988, **11**(2): 119 - 124.
- [10] REDDY K R, SAXENA S K, BUDIMAN J S. Development of a true triaxial testing apparatus[J]. Geotechnical Testing Journal, 1992, **15**(2): 89 - 105.
- [11] MANDEVILLE D, PENUMADU D. True triaxial testing system for clay with proportional-integral -differential(PID) control[J]. Geotechnical Testing Journal, 2004, **27**(2): 1 - 11.
- [12] CHOI C, ARDUINO P, HARNEY M D. Development of a true tri-axial apparatus for sands and gravels[J]. Geotechnical Testing Journal, 2007, **31**(1): 1 - 13.
- [13] PRASHANT A, PENUMADU D. Effect of intermediate principal stress on overconsolidated Kaolin clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, **130**(3): 284 - 292.
- [14] LADE P V, DUNCAN J M. Cubical triaxial tests on cohesionless soils[J]. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 1973, **99**(10): 793 - 812.
- [15] 李广信. 土的三轴本构关系的探讨与模型验证[D]. 北京: 清华大学, 1985. (LI Guang-xin. A study of three-dimensional constitutive relationship of soils and an examination of various model[D]. Beijing: Tsinghua University, 1985. (in Chinese))
- [16] 孙红, 赵锡宏, 袁聚云, 等. 软土的真三轴试验研究[J]. 水利学报, 2002(12): 72 - 78. (SUN Hong, ZHAO Xi-hong, YUAN Ju-yun, et al. A study on soft soil by true tri-axial test[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2002(12): 72 - 78. (in Chinese))
- [17] 朱俊高, 卢海华, 殷宗泽. 土体侧向变形性状的真三轴试验研究[J]. 河海大学学报, 1995, **23**(6): 28 - 33. (ZHU Jun-gao, LU Hai-hua, YIN Zong-ze. Lateral deformation of soil in true tri-axial test[J]. Journal of Hohai University, 1995, **23**(6): 28 - 33. (in Chinese))
- [18] 邵生俊, 罗爱忠, 邓国华, 等. 一种新型真三轴仪的研制与开发[J]. 岩土工程学报, 2009, **31**(8): 1172 - 1179. (SHAO Sheng-jun, LUO Ai-zhong, DENG Guo-hua, et al. Development of a new true tri-axial apparatus[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, **31**(8): 1172 - 1179. (in Chinese))
- [19] 程展林, 王艳丽, 饶锡保, 等. 土工真三轴试验双向微摩擦荷载传力板: 201510500516.7[P]. 2015-08-14. (CHENG Zhan-lin, WANG Yan-li, RAO Xi-bao, et al. Bi-directional micro-friction load transfer plate for geotechnical true tri-axial test: 201510500516.7[P]. 2015-08-14. (in Chinese))
- 

## 本期广告索引

- 封2 广州国光仪器有限公司  
封3 北京理正软件股份有限公司  
封4 南端集团水利水电技术分公司

DOI: 10.11779/CJGE201907024

# 隧道工作面稳定性与滑移线网破坏模式研究

孙雁军<sup>1,2</sup>, 阳军生<sup>1,3</sup>, 罗静静<sup>1</sup>, 郑响凑<sup>4</sup>, 杨峰<sup>1,3</sup>

(1. 中南大学土木工程学院, 湖南长沙 410075; 2. 湖南省高速公路建设开发有限公司, 湖南长沙 410001;

3. 重载铁路工程结构教育部重点实验室, 湖南长沙 410075; 4. 代尔夫特理工大学土木工程和地球科学学院, 荷兰代尔夫特)

**摘要:** 针对隧道工作面稳定性和破坏模式问题, 从保守角度将其假定为沿隧道纵向中线剖开的二维平面应变模型, 采用刚体平动运动单元上限有限元法(UBFEM-RTME)开展分析研究, 绘制了土体自重作用下地层临界失稳状态对应的隧道工作面稳定系数  $N_{cr}$  图表和有效间断线网(近似滑移线网)破坏模式, 探讨了埋深比  $H/D$ 、内摩擦角  $j$  和剪胀角  $\psi$  等参数影响规律, 给出了  $N_{cr}$  与  $H/D$  和  $j$  影响因素的拟合公式, 进一步揭示了有效间断线数目及位置分布等网格参数对计算精度的影响程度。研究表明 UBFEM-RTME 数值计算配合网格更新策略并保证合理充足的网格密度, 能提高  $N_{cr}$  上限解精度并捕获高密度有效间断线网破坏模式, 其分析结果可用于评价隧道工作面稳定性、揭示极限失稳破坏形态的主要特征, 为地层预加固方案制定等工作提供一定理论支撑。

**关键词:** 工作面稳定性; 上限有限元; 剪胀效应; 稳定系数; 破坏模式

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2019)07-1374-07

作者简介: 孙雁军(1974—), 男, 博士研究生, 主要从事隧道与地下工程方面的研究工作。E-mail: [syj369058@163.com](mailto:syj369058@163.com)。

## Stability and mesh-like collapse mechanism of tunnel face

SUN Yan-jun<sup>1,2</sup>, YANG Jun-sheng<sup>1,3</sup>, LUO Jing-jing<sup>1</sup>, ZHENG Xiang-cou<sup>4</sup>, YANG Feng<sup>1,3</sup>

(1. School of Civil Engineering, Central South University, Changsha 410075, China; 2. Hunan Expressway Construction and Development

Co., Ltd., Changsha 410001, China; 3. Key Laboratory of Engineering Structure of Heavy Railway, Ministry of Education, Changsha

410075, China; 4. Faculty of Civil Engineering and Geosciences, Delft University of Technology, Delft, Netherlands)

**Abstract:** The stability and collapse mechanism of tunnel faces are simplified conservatively to two-dimensional plane strain models along the longitudinal middle line of tunnel. Using the upper bound finite element method with rigid translatory moving element (UBFEM-RTME), a series of stability factors  $N_{cr}$  and collapse mechanisms displayed with active discontinuities are deduced. The influences of dimensionless buried depth ratio  $H/D$ , internal friction angle  $j$  and dilatancy angle  $\psi$  on the variations of  $N_{cr}$  and mesh-like collapse mechanisms that are identical to the form of slip lines are discussed. A fitting formula of  $N_{cr}$  for the influence factors  $H/D$  and  $j$  is deduced, and the effects of numbers and locations of active discontinuities are also investigated. This study illustrates that the UBFEM-RTME with combination of mesh adaptive updating strategies and reasonable and sufficient mesh density can improve the accuracy of the obtained  $N_{cr}$  values and the refinement of mesh-like collapse mechanism. The results reveal the main characteristics of the ultimate collapse mechanisms of tunnel faces, and they can provide theoretical supports for the stability evaluations of tunnel faces and pre-reinforcement scheme of soil strata.

**Key words:** stability of tunnel face; upper bound finite element method; dilatancy effect; stability factor; collapse mechanism

## 0 引言

隧道工作面稳定性与破坏模式课题是工程界、学界普遍关注的经典问题。国内外学者采用模型试验<sup>[1-2]</sup>、数值模拟<sup>[3-6]</sup>及理论分析<sup>[7-9]</sup>等手段对其进行了大量的研究。

在理论计算方面, 塑性极限分析方法逐渐成为研究隧道工作面稳定性和破坏模式的特色手段<sup>[10-22]</sup>。目前有不少文献报道, Davis 等<sup>[10]</sup>针对黏土不排水条件下浅埋隧道, 假定了3种不同破坏模式, 利用极限分析上、下限理论对隧道工作面失稳破坏进行分析;

Sloan 等<sup>[11]</sup>运用极限分析方法研究了不排水条件下隧道工作面稳定性和支护反力上下限值; Augarde 等<sup>[12]</sup>采用极限分析上下限有限元法和刚性块体上限法对均质和非均质黏土隧道工作面稳定性进行了研究; Klar 等<sup>[13]</sup>利用上限法建立了隧道工作面三维塑性破坏速度场和破坏模式; Huang 等<sup>[14]</sup>运用多刚性块体上限法研究了非均质黏土隧道工作面稳定性问题。

基金项目: 国家自然科学基金项目(51878669)

收稿日期: 2018-05-02

\*通讯作者(E-mail: [yf5754@126.com](mailto:yf5754@126.com))

以上研究均考虑地层为纯黏性土且  $j = 0^\circ$  , 而针对砂土地层, Leca 等<sup>[15]</sup>构造了含刚性锥体滑块的破坏模式, Soubra<sup>[16]</sup>在此基础上将该破坏模式进行了改进; 国内方面, 杨峰等<sup>[17-18]</sup>构造了浅埋隧道工作面破坏模式以求解极限支护反力, 随后应用塑性变形单元和刚体平动运动单元上限有限元研究了地表超载作用下隧道工作面稳定性<sup>[19]</sup>; 阳军生等<sup>[20]</sup>应用六节点三角形单元以网格加密方式得到隧道工作面稳定性临界值上限解; 王金麒等<sup>[21]</sup>建立分层土体破坏模式并推导了浅埋隧道工作面极限支护压力。

上述浅埋隧道工作面稳定性理论与数值计算研究多侧重于极限支护反力的确定。在某些情况下, 工作面提供的支护反力很小, 此时, 评价土体自重作用下工作面稳定性并研究该临界失稳状态下的精细破坏模式变得更为重要。同时, 考虑极限状态下土体剪胀效应对稳定性的影响也是必要的。

基于此, 本文针对浅埋隧道工作面稳定性和失稳破坏模式问题, 采用刚体平动运动单元上限有限元法<sup>[22]</sup> (UBFEM-RTME) 开展大量计算分析。考虑土体剪胀效应的影响, 计算获取无量纲稳定系数图表和高密度有效间断线网 (近似滑移线网) 破坏模式及其演变规律, 进一步探讨有效间断线数目及位置分布对结果的影响。尽管本研究限于二维平面应变条件, 但从保守角度得到的结论仍可为隧道工作面稳定性评价、合理预加固方案的制定等提供一定理论支撑。

## 1 隧道工作面稳定性分析模型

### 1.1 问题描述与基本假定

浅埋隧道工作面稳定性实际上是复杂的三维问题。从保守角度出发, 将其简化为沿隧道纵向中心线剖切的二维平面应变问题 (图 1), 仍可获得如破坏演变规律等诸多有益信息<sup>[14, 17-20]</sup>。

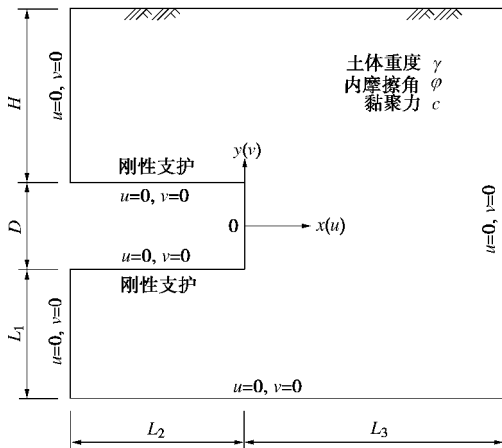


图 1 隧道工作面稳定性上限有限元分析模型

Fig. 1 Upper bound finite element model for stability analysis of tunnel faces

为使研究更具针对性, 进一步作出如下简化: ①隧道高度为  $D$ , 埋深为  $H$ , 地表为水平自由表面; ②地层为均质土体, 服从相关联流动法则的莫尔-库仑材料, 内摩擦角为  $j$ , 黏聚力为  $c$ , 重度为  $g$ ; ③隧道工作面为竖直自由表面, 其后方均为紧跟的刚性支护; ④隧道工作面仅在土体自重作用下发生失稳破坏, 不考虑地下水的作用。这些简化虽与实际工程存在差异, 但从理论计算方面, 系统开展隧道工作面稳定性特别是极限状态下破坏模式的研究仍是有意义的。

### 1.2 上限有限元分析模型

浅埋隧道工作面稳定性上限有限元分析模型如图 1 所示, 模型水平和垂直方向延伸范围分别取  $L_2+L_3$  和  $H+D+L_1$ ,  $L_1, L_2$  和  $L_3$  数值的确定与隧道埋深  $H$  相关, 旨在消除边界效应的影响。除隧道工作面和地表为自由面外, 模型其余边界均约束  $x$  和  $y$  方向的速度, 即  $u=0, v=0$ 。模型的坐标原点取为工作面中点,  $x$  和  $y$  正方向分别为向右和向上, 速度正方向与此一致。

由于模型只承受地层自重荷载, 按重度增加的稳定性分析思路, 对模型施加自重体力约束如下:

$$\sum_{i=1}^{n_e} A_i v_i = -1, \quad -A_i < 0 \quad (i=1, 2, 3, \dots, n_e), \quad (1)$$

式中,  $A_i$  为单元  $i$  的面积, 需始终大于零,  $v_i$  为单元  $i$  的竖向速度分量,  $n_e$  为单元总数。

按上限定理, 将模型中所有间断线耗散能最小化, 可得到 UBFEM-RTME 的非线性规划目标函数, 即极限状态下的土体临界重度  $g_{cr}$ :

$$g_{cr} = \sum_{i=1}^{n_d} P_{d,i} = c \sum_{i=1}^{n_d} x'_i \quad (2)$$

式中  $P_{d,i}$  为第  $i$  条速度间断线上耗散能;  $c$  为土体黏聚力, 在计算中取单位值;  $n_d$  为间断线总数;  $x'_i$  为第  $i$  条速度间断线的过程变量,

$$x'_i = 1/\tan j \left[ u_{r,i}(y_{f,i} - y_{s,i}) + v_{r,i}(x_{s,i} - x_{f,i}) + u_{l,i}(y_{s,i} - y_{f,i}) + v_{l,i}(x_{f,i} - x_{s,i}) \right] \quad (3)$$

式中  $u_{r,i}$  和  $v_{r,i}$  为第  $i$  条速度间断线顺时针方向一侧单元速度分量;  $u_{l,i}$  和  $v_{l,i}$  即为逆时针方向一侧单元速度分量;  $x_{s,i}$  和  $y_{s,i}$  为第  $i$  条速度间断线起点坐标;  $x_{f,i}$  和  $y_{f,i}$  即为终点坐标。其余符号说明可参考图 2。

速度间断线的另一个过程变量  $x''_i$  表达如下:

$$x''_i = u_{r,i}(x_{s,i} - x_{f,i}) + v_{r,i}(y_{s,i} - y_{f,i}) + u_{l,i}(x_{f,i} - x_{s,i}) + v_{l,i}(y_{f,i} - y_{s,i}), \quad (4)$$

式中, 变量含义同式 (3)。对两个过程变量施加如下不等式约束:

$$-x''_i - x'_i \leq 0, \quad x''_i - x'_i \leq 0 \quad (i=1, 2, 3, \dots, n_d) \quad (5)$$

则式 (5) 相当于非线性规划计算中对间断线施加相关联流动法则约束  $\Delta \bar{v}_i = |\Delta \bar{u}_i| \cdot \tan f$ 。而  $\Delta \bar{v}_i$  为第  $i$  条

速度间断线两侧单元在其法向速度分量差值,  $\Delta u_i$  为速度切向分量差值。

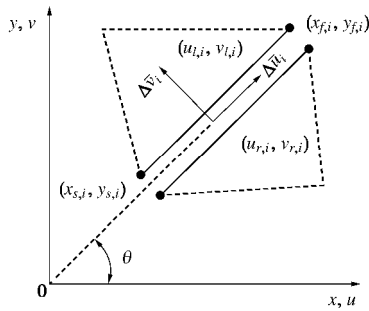


图2 刚体平动运动单元上限有限元速度间断线说明

Fig. 2 Illustration of UBFEM- RTME discontinuity

此外,还应施加模型各边界上的速度和几何约束,几何约束应保证各边界上的节点均仅在该边界上移动。UBFEM-RTME 具体求解过程可参见文献[22]。

### 1.3 稳定系数 $N_{cr}$ 定义

Broms 等<sup>[23]</sup>提出黏土不排水条件下隧道工作面稳定系数:

$$N = (s_s - gH - s_T) / S_u \quad (6)$$

式中,  $N$  为工作面稳定系数,  $s_s$  为地表超载,  $s_T$  为工作面均布荷载,  $H$  为隧道埋深,  $g$  为黏土重度,  $S_u$  为隧道开挖面中心处土体的不排水抗剪强度。

当土体内摩擦角  $j$  不为 0 时,上述公式不再合适。基于此,本文引入无量纲稳定系数  $N_{cr} = g_{cr} H / c$  定义土体自重作用下浅埋隧道工作面稳定性;当埋深  $H$  和黏聚力  $c$  为定值时,  $N_{cr}$  反映了维持稳定对应的地层最大容许重度  $g_{max}$ 。

### 1.4 土体剪胀效应的考虑

为保证极限荷载的唯一性,极限分析上限定理假定土体服从相关联流动法则。当内摩擦角  $j$  较大时,将高估土体破坏发生时的剪胀效应。为考虑非关联流动条件下的剪胀效应,引入剪胀角  $\psi$  并采用 Drescher 与 Detournay 等<sup>[24]</sup>提出的方法将土体内摩擦角  $j$  和黏聚力  $c$  替换为其等效参数  $j^*$  和  $c^*$ ,

$$\left. \begin{aligned} \tan j^* &= \tan j \cdot \frac{\cos \psi \cos j}{1 - \sin \psi \sin j} \\ c^* &= c \cdot \frac{\cos \psi \cos j}{1 - \sin \psi \sin j} \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

本文考虑  $\psi / j$  和  $\psi / j = 0$  两种情况,计算等效参数  $j^*$  和  $c^*$  用于上限有限元分析。

## 2 稳定系数分析

### 2.1 稳定系数 $N_{cr}$ 对比

为验证结果的可靠性,应用 UBFEM- RTME 计算  $j = 0^\circ$ ,  $H/D = 1 \sim 10$  对应的隧道工作面稳定系数  $N_{cr}$ ,

与已有文献[10, 12, 14, 19]数据对比如图 3 所示。需要指出的是,图 3 对比数据分别由 Davis 等<sup>[10]</sup>极限分析下限法结果、Augarde 等<sup>[12]</sup>极限分析上、下限有限元法结果、Huang 等<sup>[14]</sup>多刚性块体上限法结果、Yang 等<sup>[19]</sup>刚体平动运动单元上限有限元法结果通过线性插值并转换为本文所定义的稳定系数  $N_{cr}$  而来。

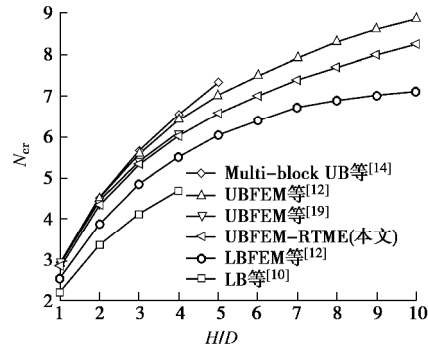


图3 稳定系数  $N_{cr}$  上限解与数据对比 ( $j = 0^\circ$ )

Fig. 3 Upper bound solutions of stability factor  $N_{cr}$  and comparison of data ( $j = 0^\circ$ )

从图 3 可知,本文稳定系数  $N_{cr}$  均大于  $H/D$  相同情况下 Davis 等<sup>[10]</sup>下限解,处于 Augarde 等<sup>[12]</sup>上、下限解之间,小于 Huang 等<sup>[14]</sup>上限解,并与 Yang 等<sup>[19]</sup>上限解接近。由于 UBFEM-RTME 方法遵循上限定理要求,获得的稳定系数  $N_{cr}$  为严格上限解,对比可知本文上限解较 Augarde 等<sup>[12]</sup>和 Huang 等<sup>[14]</sup>的上限解精度更高。例如当  $H/D = 1$  时,本文结果较之 Augarde 等<sup>[12]</sup>上限解小 3.78%,比 Huang 等<sup>[14]</sup>上限解小 3.76%。随着  $H/D$  增加至 5,本文上限解结果相比 Augarde 等<sup>[12]</sup>上限解小 6.54%,比 Huang 等<sup>[14]</sup>上限解小 11.54%,表明应用 UBFEM-RTME 方法能够获得较优的浅埋隧道工作面稳定性系数  $N_{cr}$  上限解。

### 2.2 稳定系数 $N_{cr}$ 变化规律

针对浅埋隧道工作面稳定性开展系列计算分析,所获稳定系数  $N_{cr}$  结果如表 1 所示。表中  $H/D = 1 \sim 10$ ,  $j = 0 \sim 30^\circ$ , 括号内数据表示  $\psi / j = 0$  对应的结果。此外,绘制  $H/D = 1 \sim 5$ ,  $j = 0 \sim 30^\circ$  对应的稳定系数  $N_{cr}$  曲线如图 4。

由表 1 和图 4 可知,随着  $j$  增加,  $N_{cr}$  逐渐增大,表明  $j$  值较大时地层稳定性更好。当  $j$  相同时,  $N_{cr}$  随着  $H/D$  的增加近似为线性增长。需要指出的是,  $j$  较小时,临界重度  $g_{cr}$  随着  $H/D$  增加而逐渐减小,表明隧道工作面上覆土层厚度增加更倾向于以荷载作用的形式,对工作面稳定性不利。而  $j$  较大时,  $g_{cr}$  随着  $H/D$  增加而减小到某一值后便不再变化,说明  $j$  较大时“土拱效应”将破坏区域限制在隧道工作面附近,埋深影响不再明显。



表 1 隧道工作面稳定性系数  $N_{cr}$  计算结果  
Table 1 Results of stability factor  $N_{cr}$  of tunnel face

$H/D$	$j /(^{\circ})$						
	0	5	10	15	20	25	30
1	2.82	3.36 (3.35)	4.04 (3.96)	4.88 (4.63)	5.89 (5.31)	7.01 (5.92)	8.15 (6.38)
2	4.34	5.40 (5.38)	6.82 (6.67)	8.71 (8.21)	11.09 (9.89)	13.74 (11.44)	16.23 (12.60)
3	5.32	6.83 (6.79)	8.98 (8.77)	12.02 (11.28)	16.02 (14.15)	20.42 (16.86)	24.34 (18.82)
4	6.02	7.93 (7.90)	10.79 (10.52)	15.03 (14.04)	20.81 (18.24)	27.11 (22.23)	32.45 (25.04)
5	6.57	8.84 (8.80)	12.36 (12.04)	17.83 (17.55)	25.51 (22.80)	33.79 (27.78)	40.56 (31.30)
6	7.00	9.61 (9.56)	13.77 (13.41)	20.49 (19.02)	30.15 (26.12)	40.49 (32.92)	48.67 (37.52)
7	7.39	10.29 (10.23)	15.07 (14.66)	23.03 (21.32)	34.74 (29.96)	47.19 (38.29)	56.79 (43.76)
8	7.70	10.89 (10.83)	16.26 (15.81)	25.48 (23.53)	39.30 (33.75)	53.91 (43.61)	64.90 (50.03)
9	7.99	11.43 (11.37)	17.39 (16.89)	27.86 (25.66)	43.83 (37.50)	60.54 (48.85)	73.01 (56.22)
10	8.25	11.92 (11.86)	18.43 (17.90)	30.15 (27.72)	48.33 (41.22)	67.24 (54.17)	91.12 (62.47)

注: 括号内数据为  $y/j = 0$  对应的结果。

上述分析针对  $y/j = 1$  的情况, 而  $y/j = 0$  时相应参数影响规律是类似的。原因在于将  $y = 0^{\circ}$  代入式 (7) 即可得到等效参数  $j^*$  和  $c^*$ , 相当于对土体强度参数  $j$  和  $c$  作了折减。当  $j, H/D$  都较小时,  $y/j = 0$  对应的计算结果变化不大, 如  $j = 5^{\circ}, H/D = 1$  情况下,  $y/j = 1$  与  $y/j = 0$  计算结果相差 0.3%, 而  $j = 30^{\circ}, H/D = 10$  情况下,  $y/j = 1$  与  $y/j = 0$  计算结果则相差 45.86%。这表明服从相关联流动法则将高估土体的剪胀效应, 尤其在  $j$  较大、边界条件约束较强的情况。从保守角度考虑, 可选取  $y/j = 0$ , 此时计算获得的稳定系数  $N_{cr}$  数值相对较小。

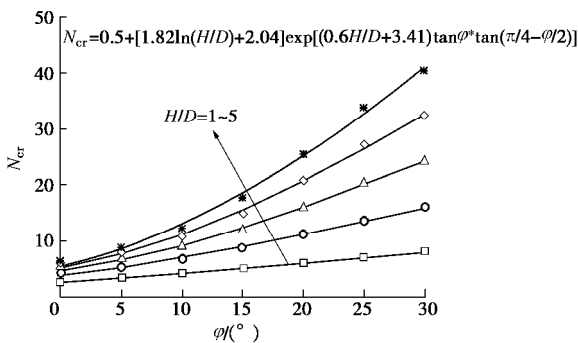


图 4 隧道工作面稳定系数  $N_{cr}$

Fig. 4 Stability factor  $N_{cr}$  of tunnel working face

为了便于应用, 将图 4 中  $N_{cr}$  与  $j$  和  $H/D$  的关系曲线进行拟合。参考太沙基土压力理论, 通过应力传递及土条极限平衡原理求解隧道工作面支护力, 再将支护力置零即可反推出稳定性系数  $N_{cr}$ , 以此作为拟合公式的大致形式。如图 4, 拟合公式为

$$N_{cr} = 0.5 + [1.82 \ln(H/D)] e^{(0.6H/D + 3.41) \tan j \cdot \tan(\pi/4 - j/2)} \quad (8)$$

该拟合公式对于  $j \geq 20^{\circ}$  时的拟合度较好, 相对误差基本小于 2%; 当  $j$  较小特别是为  $0^{\circ}$  时, 拟合相对误差较大, 最大接近于 -17%。这也与内摩擦角  $j$  较小时, 其对应的稳定性系数  $N_{cr}$  值较小有关系。

### 3 破坏模式讨论

#### 3.1 破坏模式对比分析

除获得稳定系数  $N_{cr}$  外, 运用 UBFEM-RTME 还可得到浅埋隧道工作面有效间断线网 (近似为滑移线网) 破坏模式。该破坏模式能够清晰直观揭示破坏的形态特征与尺寸范围, 为地层预加固方案制定等提供理论依据。对于  $j > 0^{\circ}$  时工作面破坏模式的研究报道还较少, 本文与阳军生等<sup>[20]</sup>应用六节点三角形单元上限有限元结合网格自适应加密策略得到的加密网格形态作对比 (其中  $H/D = 3, j = 5^{\circ}$ ), 绘图如图 5 所示。

如图 5, 本文与阳军生等<sup>[20]</sup>获得的浅埋隧道工作面破坏模式共同点为: 工作面破坏时均形成两条主要的剪切带延伸至地表, 前方楔形区均存在两条相交的剪切带; 不同的是本文获得的破坏模式近似滑移线网, 在破坏形态、几何尺度上更为清晰直观。阳军生等<sup>[20]</sup>所得  $N_{cr} = 6.84$ , 其线性规划模型六节点三角形单元总数  $n_e = 5155$ ; 本文稳定系数  $N_{cr} = 6.83$ , 非线性规划模型刚性三角形单元总数  $n_e = 341$ , 有效间断线总数  $n_d = 550$ 。由此看出, 尽管两种方法  $N_{cr}$  上限解相差不大, 但本文模型所用单元数目不足前者十分之一。表明 UBFEM-RTME 计算可应用较少的低阶刚性单元, 配合网格更新策略充分发挥速度间断线的优势, 获得良好的上限解和滑移线网破坏模式。

#### 3.2 滑移线网破坏模式演化规律

为说明内摩擦角  $j$  对破坏模式的影响规律, 绘制  $H/D = 2, j = 5^{\circ}, 15^{\circ}, 30^{\circ}$  时的破坏模式如图 6。可以看出, 破坏模式主要由靠近地表的整体刚性下沉区、工作面顶部和底部两簇交错滑移线构成的扇形区和工作面前方呈条带状楔形块体构成, 破坏范围延伸至地表。当  $H/D$  相同时,  $j$  增加使得网状破坏范围减小, 间断线更为集中, 稳定系数  $N_{cr}$  增大, 工作面稳定性增加。

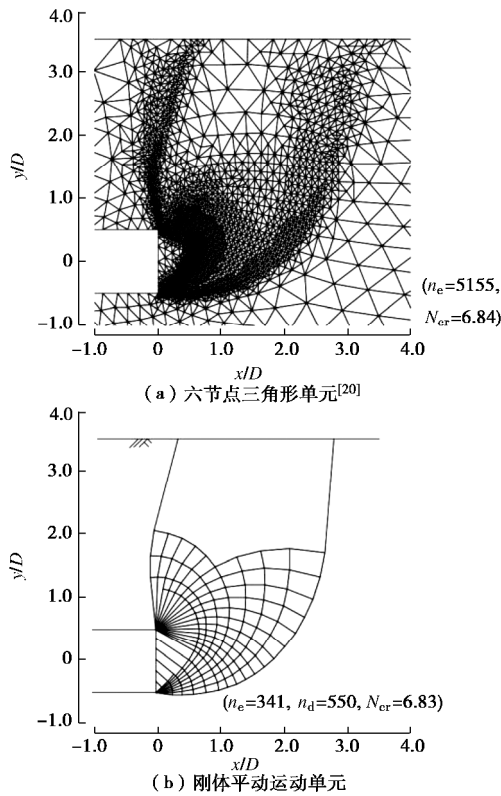


图5 隧道工作面破坏模式对比图 ( $H/D=3, j=5^\circ$ )  
Fig. 5 Comparison of failure modes of tunnel face ( $H/D=3, j=5^\circ$ )

为分析埋深比  $H/D$  对破坏模式的影响规律, 选取  $H/D$  为 1, 3, 5,  $j=20^\circ$  时的破坏模式显示如图 7 所示。可以看出, 破坏模式特征与图 6 一致。随着  $H/D$  增加, 网状破坏区域范围显著增大且有向工作面后方 (即已开挖段) 延伸趋势, 稳定系数  $N_{cr}$  增大但  $g_{cr}$  呈减小趋势, 表明埋深增加不利于隧道工作面维持稳定, 这可能由于土体自重荷载占地层破坏的主导作用所致。

### 3.3 有效间断线数目及分布对 $N_{cr}$ 结果影响规律

运用 UBFEM-RTME 进行非线性规划求解稳定系数  $N_{cr}$  和破坏模式时, 模型网格中的有效间断线数目、分布情况对非线性规划求解结果影响较大<sup>[22]</sup>。为分析这种影响, 选取  $H/D=2, j=20^\circ$ , 绘制叠加单元速度后的刚性块体相互错动的工作面破坏模式如图 8。

对比图 8 (a), (b) 可知, 有效间断线的位置分布对稳定系数  $N_{cr}$  和破坏形态影响较明显。图 8 (b) 较之图 8 (a), 工作面底部增加两簇滑移线延伸至拱顶上方, 有效间断线总数由 42 增加至 86, 对应稳定系数  $N_{cr}$  减小 2.9%, 破坏模式变化为: 靠近地表的整体刚性下沉区面积减小, 工作面上方破坏范围外轮廓线由两段折线构成而逐渐向光滑曲线演变。需要说明的是, Huang 等<sup>[14]</sup>多刚性块体上限法所假定的破坏模式类似于图 8 (a) 继续删除工作面底部一簇滑移线得到的有效间断线分布图。本文 UBFEM-RTME 无需预

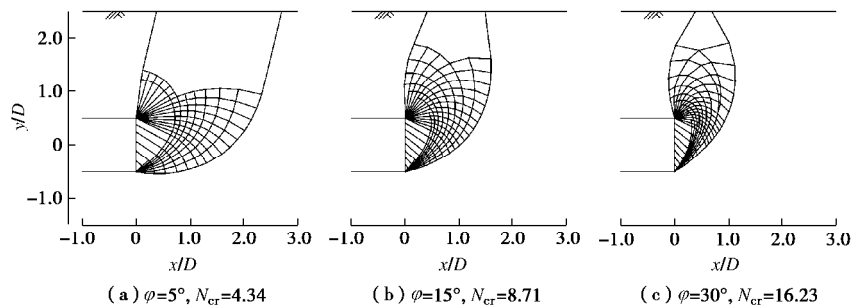


图6 隧道工作面滑移线网破坏模式 ( $H/D=2$ )

Fig.6 Mesh-like collapse mechanisms of tunnel face ( $H/D=2$ )

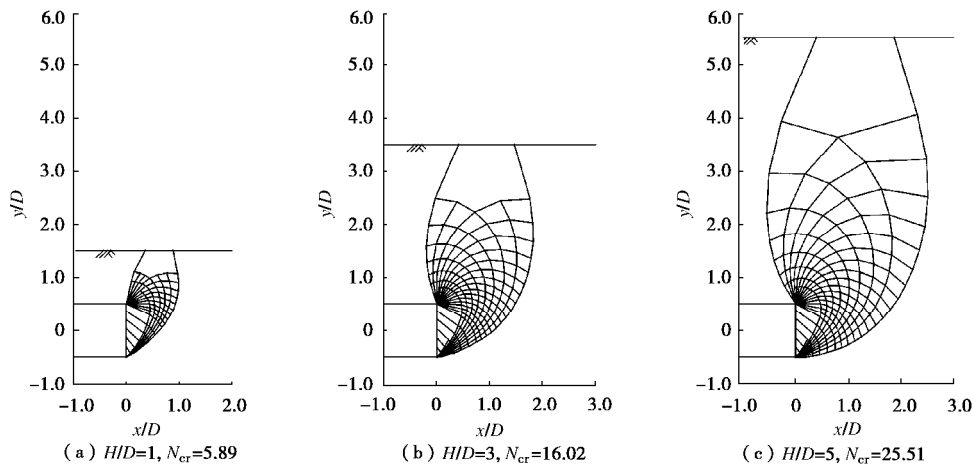


图7 隧道工作面滑移线网破坏模式 ( $j=20^\circ$ )

Fig. 7 Mesh-like collapse mechanisms of tunnel face ( $j=20^\circ$ )

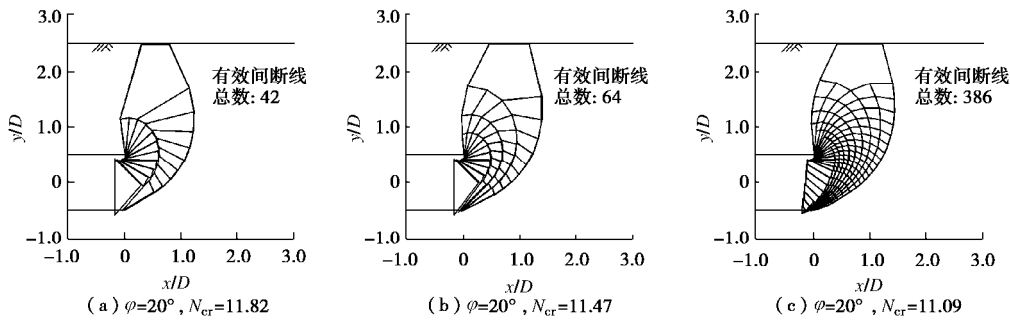


图8 隧道工作面稳定性系数  $N_{cr}$  与有效间断线数目及分布关系

Fig. 8 Relationship between stability factor  $N_{cr}$  of tunnel face and numbers or distributions of active discontinuities

先假定破坏形态, 通过计算过程中的网格更新, 可动态调整有效间断线数目和分布情况, 由此带来破坏模式的更新演化以及稳定性系数上限解精度的变化。

进一步对比图 8 (b), (c) 可知, 有效间断线数目增加能够较好提升上限解精度和获得更为细致的工作面失稳破坏模式。较之图 8 (b), 图 8 (c) 反映的有效间断线更加集中, 数目由 86 增加至 386, 工作面前方由一整体刚性块体细化为多个呈条带状的楔形块体, 工作面上方破坏范围外有多段间断线构成的轮廓曲线更为光滑, 对应稳定系数  $N_{cr}$  减小 3.3%, 上限解精度更高。由此说明, 保证合理充足的网格密度是非常必要的。不过, 当有效间断线数目较多时, 继续加密网格对于提升上限解精度是有限的, 且带来非线性规划求解的难度增加。

## 4 结 论

本文针对浅埋隧道工作面稳定性和失稳破坏模式问题, 采用刚体平动运动单元上限有限元法 (UBFEM-RTME) 进行分析研究, 得到以下 3 点结论。

(1) 土体内摩擦角  $j$  对隧道工作面稳定系数及破坏形态影响较大。 $j$  较大时, 主要破坏区域内有效间断线更为集中, 稳定系数  $N_{cr}$  较大, 地层稳定性较好。

(2) 考虑土体剪胀效应的影响, 当内摩擦角  $j$ 、隧道埋深比  $H/D$  均较大时, 从保守角度考虑, 设定  $y/j = 0$  的条件将明显降低稳定系数  $N_{cr}$ 。

(3) 有效间断线数目及分布对  $N_{cr}$  上限解精度和地层破坏形态有重要影响, 有效间断线数目增加及分布形态的优化将较好提升  $N_{cr}$  上限解精度和获得更为精细的隧道工作面滑移线破坏模式, 揭示失稳破坏机理。

### 参考文献:

[1] ATKINSON J H, POTTS D M. Stability of shallow tunnel in cohesionless soil[J]. Géotechnique, 1977, 27(2): 203 - 215.  
 [2] 吕玺琳, 周运才, 李冯缔. 粉砂地层盾构隧道开挖面稳定

性离心试验及数值模拟[J]. 岩土力学, 2016, 37(11): 3324 - 3328. (LÜ Xi-lin, ZHOU Yun-cai, LI Feng-di. Centrifuge model test and numerical simulation of stability of excavation face of shield tunnel in silty sand[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, 37(11): 3324 - 3328. (in Chinese))

- [3] VERMEER P A, RUSE N, MARCHER T. Tunnel heading stability in drained ground[J]. Felsbau, 2002, 20(8): 8 - 18.  
 [4] 朱 伟, 秦建设, 卢廷浩. 砂土中盾构开挖面变形与破坏数值模拟研究[J]. 岩土工程学报, 2005, 27(8): 897 - 902. (ZHU Wei, QIN Jian-she, LU Ting-hao. Numerical study on face movement and collapse around shield tunnels in sand[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, 27(8): 897 - 902. (in Chinese))  
 [5] 孙潇昊, 缪林昌, 林海山. 不同埋深盾构隧道开挖面稳定问题数值模拟[J]. 东南大学学报(自然科学版), 2017, 47(1): 164 - 169. (SUN Xiao-hao, MIAO Lin-chang, LIN Hai-shan. Numerical simulation research on excavation face stability of different depths of shield tunnel[J]. Journal of Southeast University (Natural Science Edition), 2017, 47(1): 164 - 169. (in Chinese))  
 [6] LI Y, EMERIAULT F, KASTNER R, et al. Stability analysis of large slurry shield-driven tunnel in soft clay[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2009, 24(4): 472 - 481.  
 [7] 吕玺琳, 王浩然, 黄茂松. 盾构隧道开挖面稳定极限理论研究[J]. 岩土工程学报, 33(1): 57 - 62. (LÜ Xi-lin, WANG Hao-ran, HUANG Mao-song. Limit theoretical study on face stability of shield tunnels[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 33(1): 57 - 62. (in Chinese))  
 [8] 陈仁朋, 齐立志, 汤旅军, 等. 砂土地层盾构隧道开挖面被动破坏极限支护力研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32(1): 2877 - 2882. (CHEN Ren-peng, QI Li-zhi, TANG Lü-jun, et al. Sand formation of shield tunnel excavation face passive failure limit supporting force[J]. Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, 32(1): 2877 - 2882. (in

- Chinese))
- [9] 赵明华, 毛 韬, 牛浩懿, 等. 上硬下软地层盾构隧道开挖面极限支护力分析[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2016, **43**(1): 103 - 109. (ZHAO Ming-hua, MAO Tao, NIU Hao-yi. et al. Analysis of limit supporting force of tunnel excavation face for shield machine in upper-hard lower-soft ground[J]. Journal of Hunan University (Natural Science), 2016, **43**(1): 103 - 109. (in Chinese))
- [10] DAVIS E H, GUNN M J, MAIR R J et al. The stability of shallow tunnel and underground openings in cohesive material[J]. Géotechnique, 1980, **30**(4): 397 - 416.
- [11] SLOAN S W, ASSADI A. Undrained stability of a plane strain heading[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1994, **31**: 443 - 500.
- [12] AUGARDE C E, LYAMIN A V, SLOAN S W. Stability of an undrained plane strain heading revisited[J]. Computers and Geotechnics, 2003, **30**(5): 419 - 430.
- [13] KLAR A, OSMAN A S, BOLTON M. 2D and 3D upper bound solutions for tunnel excavation using elastic flow fields[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2007, **31**: 1367 - 1374.
- [14] HUANG M S, SONG C X. Upper-bound stability analysis of a plane strain heading in non-homogeneous clay[J]. Tunnelling and Underground Space Technology Incorporating Trenchless Technology Research, 2013, **38**(9): 213 - 223.
- [15] LECA E, DORMIEUX L. Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material[J]. Géotechnique, 1990, **40**(4): 581 - 606.
- [16] SOUBRA A H. Three-dimensional face stability analysis of shallow circular tunnels[C]// International Conference on Geotechnical and Geological Engineering. Melbourne, 2000.
- [17] 杨 峰. 浅埋隧道围岩稳定性的极限分析上限法研究[D]. 长沙: 中南大学, 2009. (YANG Feng. Investigation of shallow tunnel stability using upper bound solution of limit analysis[D]. Changsha: Central South University, 2009. (in Chinese))
- [18] 杨 峰, 阳军生, 赵炼恒. 浅埋隧道工作面破坏模式与支护反力研究[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(2): 279 - 284. (YANG Feng, YANG Jun-sheng, ZHAO Lian-heng. Collapse mechanism and support pressure for shallow tunnel face[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(2): 279 - 284. (in Chinese))
- [19] YANG F, ZHANG J, ZHAO L H, et al. Upper-bound finite element analysis of stability of tunnel face subjected to surcharge loading in cohesive-frictional soil[J]. Ksce Journal of Civil Engineering, 2016, **20**(6): 2270 - 2279.
- [20] 阳军生, 张 箭, 杨 峰. 浅埋隧道掌子面稳定性二维自适应上限有限元分析[J]. 岩土力学, 2015, **36**(1): 257 - 264. (YANG Jun-sheng, ZHANG Jian, YANG Feng. Stability analysis of shallow tunnel face using two-dimensional finite element upper bound solution with mesh adaptation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(1): 257 - 264. (in Chinese))
- [21] 王金麒, 李林安, 陈 茜, 等. 水平分层土质条件下浅埋隧道掌子面支护稳定性研究[J]. 防灾减灾工程学报, **36**(2): 196 - 204. (WANG Jin-qi, LI Lin-an, CHEN Qian, et al. Supporting security research of shallow tunnel face in horizontal layered soil conditions[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, **36**(2): 196 - 204. (in Chinese))
- [22] 杨 峰, 赵炼恒, 张 箭, 等. 基于刚体平动运动单元的上限有限元研究[J]. 岩土力学, 2014, **35**(6): 1782 - 1786. (YANG Feng, ZHAO Lian-heng, ZHANG Jian, et al. Investigation of finite element upper bound solution based on rigid translatory moving element[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **35**(6): 1782 - 1786. (in Chinese))
- [23] BROMS B B, BENNERMARK H. Stability of clay in vertical openings[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1967, **193**: 71 - 94.
- [24] DRESCHER A, DETOURNAY E. Limit load in translational failure mechanisms for associative and non-associative materials[J]. Géotechnique, 1993, **43**(3): 443 - 456.

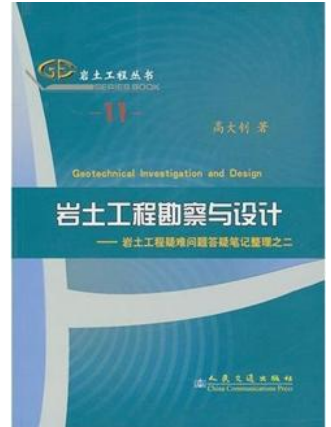
# 基于计算机三维地质模型的岩土工程设计与可视分析

——评《岩土工程勘察与设计》

赵艳莉

(郑州财税金融职业学院, 郑州 450000)

计算机三维地质模型的建立为岩土工程信息化管理提供了便利,直观展示岩土的相关信息,为工程建设的准确分析和科学评价提供现实依据,提高了岩土工程智能化决策水平。科学技术的不断发展推动着岩土工程朝信息化、智能化方向发展,计算机三维地质模型的建立和可视分析技术成为岩土工程信息化发展的风向标。所以,岩土工程设计中必须要充分发挥计算机三维地质模型和可视分析的作用,提高岩土工程智能化、信息化水平。由高大钊著,人民交通出版社出版的《岩土工程勘察与设计》第1版(2010年11月1日),以答疑的形式对岩土工程勘察与设计展开论述,系统全面的解答了岩土工程中的疑难问题,致力于岩土工程的持续健康发展,为岩土工程的建设和发展提供了现实指导,岩土工程设计要依托计算机三维地质模型的建立与可视分析,有效实现工程信息化科学管理,提高岩土工程的智能化水平。该书不仅形式新颖,内容丰富,而且意义深远,科学性和实用性都很强,以下对该书的三大特点做简要分析,旨在为岩土工程设计与可视分析奠定基础,推动岩土工程向信息化、智能化方向发展。



## 一、形式新颖,以问答的方式来解说岩土工程勘察与设计

该书是作者答复中国工程勘察信息网的“高大钊教授专栏”中同一行业人士提出的岩土工程相关疑难问题的笔记整理而成的,本书总共回答了两百多个有关岩土工程的问题,书中也包括了专栏中人们对问题的讨论以及相关典型的岩土工程案例。在为大家答疑解惑的同时作者也了解了更多的岩土工程中存在的实际问题,看清我国岩土工程的发展脉络。从形式上来说,该书答疑式的篇章布局十分新颖,用一种全新的方式解读了岩土工程勘察与设计,给读者留下深刻印象,有效提高读者的阅读兴趣。将枯燥乏味的岩土工程转变成有趣的问答,拉近作者与读者之间的距离,赋予读者参与感,增强著作的亲合力。这种以问题为导向,针对性的分析解决问题的形式,既提高了岩土工程业内人士的参与度,也激发了读者的求知欲,提高其阅读兴趣。

## 二、内容丰富,系统全面的解答岩土工程勘察与设计问题

该书首先论述了岩土工程设计是否需要勘察报告提供参数和结论,明确勘察的前期工作与编制勘察方案的依据和勘察工作量的布置。接着,介绍土的工程分类标准,土工试验,岩土工程参数的统计分析取值,原位测试与现场试验,工程的地下水条件,抗浮验算和大面积荷载工程问题。然后,阐明在岩土工程勘察报告中应如何进行评价和给出建议,勘察报告中如何提供基础方案的建议,岩土工程设计中的荷载与安全度控制。最后,叙述天然地基上浅基础设计的若干问题,桩基础设计与施工,地基处理技术,边坡与基坑支护工程技术,场地和地基的地震效应与抗震验算。由此可以看出,该书在内容上是十分丰富的,从岩土勘察工作到岩土测试,从方案建议到技术概要,全面系统的解答了岩土工程勘察与设计中所涉及到的系列问题,为岩土工程勘察与设计奠定坚实的基础,有利于读者全面掌握岩土工程勘察与设计的相关知识,不仅拓宽了读者的阅读视野,还为读者提供丰富的阅读体验。

## 三、意义深远,解锁三维地质模型岩土工程设计与可视化

作者指出该书书名包含两层意思,第一层意思是工程勘察与岩土工程设计的问题;第二层是勘察与工程设计的关系该如何处理的问题,涉及现行勘察设计体制的许多方面。岩土工程发展要兼顾勘察与设计,确保两者之间的整体性,不可将其分离开来。这一观点对岩土工程发展具有深远的意义,基于计算机三维地质模型的岩土工程设计与可视分析首先就要协调好勘察与设计的关系,加强勘察人员和设计人员之间的互动沟通,携手解决结合部位上的问题,不能脱离勘察而独自进行设计。其次做好桩基、地基、边坡、基坑等岩土工程的方案设计与施工设计工作。在桩基设计上要选择合适的桩型,预估桩的水平承载力。地基设计中合理运用强夯法、预压法、垫层法等处理技术。边坡设计中注重加强路破、水利堤防和土石坝的设计。基坑设计做好原位测试、截水、回灌等工作。最后,对岩土地质做三维建模,实现岩土工程的可视化。在勘察和设计的基础上,进行三维模型建模工作,为岩土工程的分析和研究提供可视化操作,直观展现岩土空间形态、地理位置、分布等信息,为工程分析与评价提供现实依据,提高岩土工程决策水平。

综上所述,该书形式新颖,内容丰富,意义深远,以岩土工程为研究主体,通过答疑的方式全面解读岩土工程的勘察与设计,书中作者对业内人士提出的疑难问题进行答复,其现实指导意义大,这是一本学术性和实用性都很强的书籍,对基于计算机三维地质模型岩土工程设计与可视分析具有指导价值。该书既可作为从事岩土工程勘察、设计、施工等方面的工作人员的参考使用书目,也可供高校岩土工程相关专业教师、研究人员和学生参考学习,是一本值得推荐的实用好书。

作者简介:赵艳莉(1965—),女,汉,山东人,郑州财税金融职业学院副教授,研究方向:计算机应用技术

# 计算机图像模拟技术在岩土工程勘探中的应用

——评《计算机视觉特征提取与图像处理》

袁雪霞, 尹新富

(郑州财经学院)



岩土工程勘探是工程建设过程中对岩土地质条件进行数据搜集, 经过数据分析、整理制定决策方案的一项工作。作为工程建设的组成部分, 岩土工程勘探能够对工程地质、岩土结构进行有效监测, 通过监测数据确定该工程建设的可行性, 有助于提前针对施工中可能出现的问题做好应急预警机制, 规避风险, 促进工程的顺利开展及工作效率的提高。但随着科技的发展, 传统的岩土工程勘探技术存在数据不合理、成本高、技术水平低、人员知识储备不够、经验不足等问题, 难以适应新时代、新技术下工程建设的现实需求。计算机模拟技术下的岩土工程勘探是科技创新驱动发展的成果, 是高科技、新技术下的创新勘探模式。通过运用计算机模拟岩土工程勘探的仿真动态过程, 能够有效解决数据不合理、成本高等难题, 精准数据、降低成本。有助于促进岩土勘探技术水平的全面提升, 提高勘探结果的精准性、设计方案的合理性、确保施工人员的安全性, 从而提高施工效率的高效性、质量的优质性。

《计算机视觉特征提取与图像处理》由英国学者Mark S. Nixon和Alberto S. Agudo编著, 于2014年在电子工业出版社出版发行。该书共分为十三章, 主要内容包括: 计算机视觉特征的基础概念和图像处理的相关原理。在对比分析人类视觉和计算机视觉差异性基础上, 分别对图像、采样和频域处理、基本图像处理、低级和高级特征提取、形状匹配的特征提取、目标描述、纹理描述、分割和分类基础等进行逐一分析, 阐明了图像处理的运算方式。该书理论联系实际, 可操作性强, 是研究计算机模拟技术在岩土工程勘探中应用的重要素材支撑, 从书的整体框架、逻辑、内容来看, 该书具有如下特点:

框架清晰, 架构完整。该书全文围绕计算机的视觉特征和图像处理展开, 主题框架清晰, 内容架构完整。首先, 主要从人类认知和理解环境(人类视觉)的角度来剖析计算机视觉的基础内容和关键步骤, 细化分析了计算机视觉的特征提取和图像处理的运算方法。然后从计算机软硬件、人类视觉、图像采样、边缘检测、可变形性分析等分章讲解。全书共分为十三章九十小节, 每章标题都能够直观反映该章主题, 为了加强对章标题的知识补充和论证, 章标题下又细分为几小节论述, 每小节都紧扣章主题。每章都单设一节概述介绍, 论述该章主要内容。最后以扩展阅读和参考文献结尾扩充知识, 便于读者掌握更多学术知识。

逻辑缜密, 重点突出。严谨的逻辑有助于更好的帮助读者在研读书籍时理清思路、了解知识点、抓住关键、掌握重难点。作者编纂该书时, 写作思路清晰, 层次分明、重点突出。首先, 在描述计算机视觉概念的基础上讲解了图像处理的相关原理及方法, 然后分析了当下计算机视觉存在的问题, 最后着重探究了低级、高级的特征提取和图像处理方式, 并辅助以适当的实例加强论证。在图像处理运算讲解上, 从简单的图像处理运算到低、高级的特征提取, 由浅入深、从点到面、层层深入, 强调重点知识的讲解, 逐步拓宽知识面, 让读者深入理解图形处理的相关知识, 是一本适合初学者了解该领域的有用教材。

言语精炼, 笔酣墨饱。流畅丰富的内容能够增加整本书的厚度、广度以及深度, 精炼不冗杂的语句更能够突出知识的重难点。《计算机视觉特征提取与图像处理》对图像的概念、形成、成分、运算方式、照相机的几何基础等都做了讲解, 内容涉及编程代码、数学微积分和几何学等, 内容详实、知识点丰富, 但却不是知识的随意堆积。作者不仅注重文章的流畅、层次感, 更加强调内容的质感, 对知识的严谨性、科学性要求严苛, 专业性较强, 力求精益求精。整本书并没有采用华丽的词句修饰, 通篇运用简单的语句阐明计算机视觉特征提取和图像处理的主要内容及运算方法。语句简明扼要, 书本内容描述行云流水, 以流畅的写作方法和精炼的语句表达向读者展示了计算机视觉的特征提取和图像处理。

与时俱进, 推陈出新。随着时间的推移、时代的发展、科技的进步, 该书也在适时的更新书本知识。于2006年4月发行第一版后又于2008年6月发行第二版, 再于2014年发行了第三版。相较于第二版, 第三版在以往的知识基础上增加了新的内容, 其最大变化是增加了第九章内容运动对象检测与描述。每一版相较于前一版内容都做了一定的增加删减, 删除不适用的内容, 增加新的知识, 逐渐完善书本知识结构体系。总的来说, 就是在保持书本总体框架和主要内容大致不变的前提下, 对其作了局部调整。

计算机模拟技术下的岩土工程勘探是对岩土工程勘探方式的创新模式, 党的十八大明确提出“科技创新是提高社会生产力和综合国力的战略支撑, 必须摆在国家发展全局的核心位置。”大力推进对我国计算机模拟技术下岩土工程勘探的深度研发, 既具有适应科技高速发展的社会需求, 也具有提高社会服务力的功能作用, 更是响应“创新驱动发展”战略号召的具体体现, 是我国经济发展的有效驱动力, 有助于促进我国经济的稳态增长。而《计算机视觉特征提取与图像处理》内容涉及面广, 可广泛适用于数学、软件工程、电子工程、岩土工程等工程建设领域。加强对该书的深入研读, 可为研究计算机模拟技术下的岩土工程勘探应用提供科学的理论指导, 用理论知识指导实践工作, 有助于促进创新模式下岩石工程勘探工作的优化升级。

[2018年度河南省教育厅人文社科项目“新媒体背景下基于大学生思想政治教育的移动APP应用研究”(2018-ZZJH-510), 2018年度河南省科技厅厅软科学项目: 利用大数据、大服务推动河南传统工艺产业创新发展研究]

作者简介: 袁雪霞, 硕士, 郑州财经学院副教授, 主要研究领域为计算机图形图像处理; 尹新富, 硕士, 郑州财经学院副教授, 主要研究领域为计算机技术

# 岩土与水利生物工程产业发展新战略

——评《工程地质及水文地质》

徐水平

(河南水利与环境职业学院, 河南 郑州 450008)

随着经济、技术的发展与进步, 社会现代化进程迫使工程建筑产业不断向前发展, 岩土工程与水利、生物工程作为工程建筑的重要部分, 为响应国家绿色环保、可持续发展理念, 适应市场环境的变化, 更需拓展新领域、新技术、创新服务模式和绿色发展战略的研究。长期以来, 人类工程活动总在不同程度受到地质环境的制约, 不同地质条件所衍生的工程地质问题是工程建设中的关键难点, 而地质问题需通过地质勘察得以发现。《工程地质与水文地质》(中国农业出版社 2004 年 12 月出版) 是由刘俊民主编的关于地质学、工程地质及水文地质知识、地质勘察程序等方面的书籍, 该书有助于学者、技术人员勘察当前所在地区的工程地质情况与水文地质情况, 为工程施工方案、质量控制提供依据, 保障工程建设工作顺利推进。



《工程地质与水文地质》可分地质学基础、水文地质和工程地质、勘察四部分, 共十二章, 全面系统地讲述了矿物与岩石、地质构造、自然地质作用、地下水概述、不同含水介质中的地下水、地下水资源评价、岩土的工程地质研究、坝的工程地质研究、洞室的工程地质研究、渠道的工程地质研究、环境地质灾害、工程地质与水文地质勘察等内容。《工程地质与水文地质》一书具有强烈的实践性和经验性, 作者注重学科前沿动态与相关书本内容的联系与衔接, 倾向于地质概念、现象的认知及地质勘察方法的灌输, 作为工程建设类基础教育教材, 可为学生夯实专业学科基础。通读全书, 从书的整体思路、内容来看, 呈现以下几方面特点。

行文严谨合理, 思路清晰。《工程地质与水文地质》编写思路清晰, 以实现职业能力提升为核心, 夯实专业基础为主线, 做到显性知识与默会知识并重, 注重地质学概念的理解、地质现象的认知及地质性质分析勘察等, 在核心内容的行文上做到全面、严谨、规范、层次清晰不累赘, 突出专业教学的针对性。作者根据培养对象和过往工程地质与水文地质理论的发展状况, 对内容进行相应调整, 删繁就简, 完善书本知识结构体系, 在抽象性概念普过程中采用图文并茂的方式, 降低知识点认知要求。全书叙述简明, 由浅及深, 开篇绪论言简意赅的阐明课程主要内容是掌握工程地质与水文地质的基本内容, 学会各种地质条件和问题的分析方法, 在正文部分简单铺垫普及基本地质概念与算法后, 依托典型实例紧密结合工程实际进行分析, 使读者更易于理解和掌握。

模块分明, 实践性强。作者摒弃传统地质类专业“现象—机理—试验”的模式, 每一章节在阐述专业知识和理论时都结合了实际工程案例, 实现理论与实践一体化。在编写过程中, 作者不过分强调理论与公式的推导引入, 更加注重结合工程实例, 注重基本概念、理论和计算方法在实际工程问题中的应用, 增强全书的实用性与实践性, 有利于培养学者对于工程地质与水文地质问题的分析和评价能力, 便于了解各类地质参数的来源作用和应用条件, 正确提出勘察任务和要求, 学会分析、应用地质勘察报告与图件, 针对不良地质现象采取正确的处理措施、进行合理设计、施工。全书进行了章节化划分, 使得内容系统、全面而又自成体系, 体现教学内容的弹性化、层次化、模块化, 有利于教师、学者因材施教, 按需学习, 灵活使用。

学科知识体系鲜明, 知识涵盖面广。《工程地质与水文地质》一书包含了地质学、工程地质、水文地质与等方面的学科知识。工程地质及水文地质学是在地质学的基础上发展起来的两门新兴学科, 研究对象为地质环境与工程建筑产生的地质问题, 与数学、物理学、化学、生物学等学科相互结合, 相互渗透, 是一门跨学科的综合边缘学科, 内容十分广泛, 所以在有限的编排内容里, 作者需结合工程建设类各专业需要择主要和基本的内容, 简明扼要地予以论述, 并提供最为必要的工程地质与水文基本知识及技能。虽然全书内容具有特殊的复杂性, 全新概念层出不穷, 学科跨越度大, 作者却能以十分精准的语言加以概述, 使得内容丰富不冗长, 编排层层深入, 令人耳目一新, 作为一本教学教材, 其知识理论结构完整、基础理论知识扎实, 具备了超强的可读性和学术价值。

对于工程建设领域而言, 社会的不断发展给其带来产业化发展的契机, 巧妙使用现代化地质工程和水文工程的勘察技术、分析计算方法能够促进各项工程建设的良好开展, 节约建设成本, 减免因地质灾害带来的人力与物力的损失, 保护生态环境, 适应社会发展的需求。工程人员只要根据不同地质情况采用不同建设方法, 便可发挥效益最大, 为我国建设工程做贡献, 进一步促进我国综合实力的提升。

《工程地质与水文地质》一书兼顾培养需求, 注重吸收各项前沿科技与成果, 使内容与生产紧密结合, 内容广泛、图文并茂、深入浅出、突出重点、模块分明、便于教育教学与自学。该书可作为各类工程相关专业的基础学科教材, 供各高校教师与学生开展教育教学工作, 也可供工程建设的技术人员和业余爱好者学习品读。

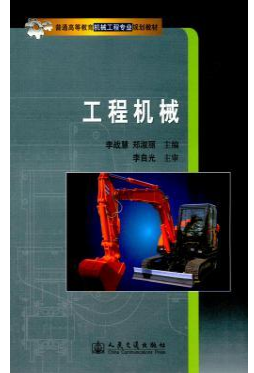
**作者简介:** 徐水平(1966—), 男, 江苏无锡人, 河南水利与环境职业学院副教授, 研究方向: 水利工程建设与管理。

# 岩土工程地质勘查中施工机械的研究与开发

——评《工程机械》

吕维勇

(郑州铁路职业技术学院, 河南 郑州 450052)



随着全面改革的进程进一步加快,我国工程机械的发展也迈上了新的台阶,科技在不断发展,工程建设也在不断增多,机械化设备的应用也越来越广泛,工程机械是装备工业的重要组成部分,在建筑施工过程中有着举足轻重的作用。由李战慧、郑淑丽主编的《工程机械》一书在系统总结作者多年的教学经验和已有科研成果基础上,有效地针对国内外土木工程施工特点,详细介绍了国内外有关的最新典型工程机械设备与装备。该书共有十一章,分别包括工程机械发动机、工程机械底盘和一系列工程机械产品,例如:铲土运输机械、挖掘机械、起重机械、压实机械、路面施工机械等。该书内容主要讲述的是关于设备和装备的定义、功用、分类、施工方法、总体构造、工作原理、工作过程、型号编制,及其主要工作装置的结构等方面,旨在为相关专业工程技术人员以及研究人员提供借鉴,也能够为岩土工程地质勘查中施工机械的研究与开发提供有效参考,此外,还可作为高等学校机械工程、土木工程、工程力学、交通运输专业师生教材,亦可作为高职、专科、职大和成人教育同类专业的教材或自学考试用书。

## 一、关注科技,联系实际

该书属于普通高等教育机械工程专业规划教材,作者关注科技动向,注重从实际出发,重点介绍了国内外的一系列最新的最典型的工程机械产品,分别讲述了每种产品的构造、主要功能、施工方法、工作原理、工作过程等。伴随着经济的发展,我国机械运用领域涉及范围越来越广,为了能使工程机械发挥其最大价值,施工企业应该根据工程特点、生产需要及本企业的实际情况进行选型。而作者在书中有效的根据国内外土木工程施工特点,详细介绍了国内外的最新典型工程机械产品与装备,以期能够帮助相关工程人员选择最合适的产品。列如在书的第三章中讲述的是铲土运输机械,作者则分别列举介绍了推土机、铲运机、平地机、装载机等不同类型的产品,因而工程人员可以根据所建工程来选择需要的机械产品。而高等或大专院校的师生则能够根据书中的介绍认识很多平时难以见到的机械,并且掌握到更加丰富全面的知识。

## 二、因材施教,难易结合

考虑到不同层次以及知识背景读者的需要,该书从一些较为基础的知识入手,注重因材施教,讲究难易结合。在介绍不同类型的机械产品时几乎都会做一个简单的概述,再来对产品的构造、功用、性能等做详细深入介绍。例如在第四章中谈到的挖掘机械,作者首先在第一节中对挖掘机械做了概述,使读者能够大致了解其情况,再在接下来的章节中对挖掘机的工作装置、回转装置、行走装置做详细的说明,对于没有过挖掘经验的施工人员来说,他们也能够根据书中的知识而轻松掌握挖掘机的要领。而当书中在谈到一些较为晦涩、难以理解的问题时还列举了一些工程实例作为参考依据,如果书中全部是理论知识,而缺少例证,不仅会使得书中理论缺乏一定的说服力,也会减少读者在阅读过程中的兴趣。除此以外,作者还总结了自身的教学经验与科研成果,并将这些理论成果巧妙融入书中,使得该书具有很强的说服力。

## 三、内容丰富,详略得当

书的内容涉及的范围较为宽广,但内容丰富而不累赘,可谓之详略得当。而在我国,工程机械可以用于国防建设工程、交通运输建设,能源工业建设和生产、矿山等原材料工业建设和生产、农林水利建设、工业与民用建筑、城市建设、环境保护等领域,可见工程机械涉及的范围之宽广。工程机械具有多样性、机型复杂、产地多样化、材料和制造工艺差异大等特点,因而学习并掌握好各类型的机械产品具有重要的作用。我国有俗语中说道:“要致富,先修路”,路桥工程往往关系着民生,自从改革开放以来,我国一直将修建路桥工程作为带动民生发展的一大法宝,作为路桥工程单位的现场设备人员,应当具备依据项目工程的施工方案与建设标准,以及本单位的基本条件水平来选择符合该工程项目所需的施工机械设备的种类、规模、型号等,为了能够使工程机械产品发挥其应有的价值,作者在书中详细的介绍了各种各样的机械产品,并对其做详尽的介绍,能够为各类工程人员提供有效的参考。

当前我国各项工程的建设规模正不断扩大,工程机械的需求量也在不断增加,对充分掌握机械的功用、分类、施工方法、总体构造、工作原理、工作过程、型号编制等等的专业技术人员的需求也在不断扩大。对于一名工程建设人员来说,掌握工程机械的相关知识至关重要,这就要求各工程技术人员要充分了解不同种类工程机械的工作原理、型号编制等,才能在工程建设中,针对所选用的主施工设备的性能与运营状况,选择相应的施工辅助机械,以配合主施工设备发挥出良好的作业成效,保证工程整体的现场设备使用与施工水平。《工程机械》一书中涵盖了工程机械的方方面面,作者在书中着重向读者介绍了不同种类的工程机械产品,联系实际,关注科技的最新动向,因材施教,难易结合,内容丰富又详略得当,可以说是一本关于工程机械产品的百科全书,总而言之,非常值得从事工程机械的相关工程人员以及相关专业的师生研读。

**作者简介:**吕维勇(1974—),男,河南信阳人,硕士,郑州铁路职业技术学院讲师,主要研究方向为机械工程。

# 理正深基坑平面有限元软件

## 震撼来袭

### 主要功能

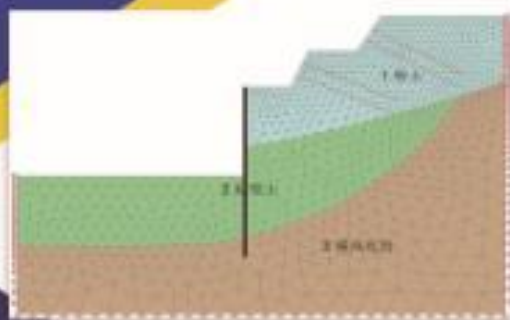
软件采用二维图形化和参数化结合的建模方式，采用平面应变问题假定和非线性计算架构，可进行平面连续介质的弹性分析和强度折减稳定分析。可计算多种支护类型及考虑基坑周边有建筑物或隧洞时，坑壁侧向位移和地表沉降计算；可进行复杂地质条件下，坑内坑外地表不平整的基坑分析；可完成排桩、水泥土墙、土钉、对撑、斜撑等多种支护模型组合支护的结构分析。同时可以输出图文并茂的各种位移、应力应变、支护结构内力图形。

### 前后处理

前处理充分考虑到基坑工程专业特色，操作便利直观；后处理可以输出图文并茂的各种位移、应力应变、结构内力图形。

### 环境影响

考虑基坑周边有建筑物或隧洞时，坑壁侧向位移和地表沉降计算；还可进行复杂地质条件下坑内坑外地表不平整的基坑分析。



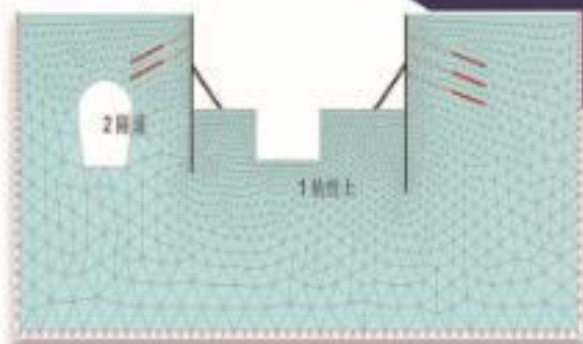
不均匀地层、排桩+土钉联合支护的多地层计算分析

### 完全兼容理正深基坑软件

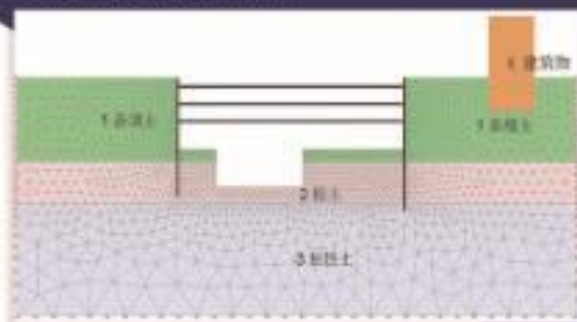
可直接调入深基坑软件例题，既可以直接计算，也可以利用已有模型进行修改，利于用户将两款软件互相印证。

### 组合支护

突破传统深基坑软件单一支护的限制，可进行多种支护的组合。比如排桩、水泥土墙、土钉、对撑、斜撑等多种支护模型组合支护的结构分析。



坑边有隧洞的多种支护组合



坑边有建筑物的多种支护组合



**NARI 南瑞集团**  
NARI GROUP CORPORATION

**水利水电技术分公司**  
WATER RESOURCES AND HYDROPOWER TECHNOLOGY COMPANY

# 专于安全监测事业 齐全的产品与服务

自1973年开始一直专业从事工程安全监测技术研究、仪器设备研制和相关技术咨询服 务，获20余项专利、2项软件著作权，生产的产品涵盖了工程安全监测各个领域并已在国内外300多个大中型工程应用。

- 差动电阻式安全监测仪器系列
- 振弦式安全监测仪器系列
- 电容式安全监测仪器系列
- 土石坝安全监测仪器系列
- 电位器式安全监测仪器系列
- DAMS-IV型智能分布式工程安全监测系统
- DSIMS系列大坝安全信息管理网络系统软件
- 真空激光准直测量系统
- 多种类型渗流、渗压、渗漏监测仪器系列
- CCD坐标仪、伺服加速度式测斜仪系列

地址：南京市江宁区诚信大道19号  
电话：025-81085810  
网址：<http://www.sgepri.sgcc.com.cn>

邮编：211106  
传真：025-81085888

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