

ISSN 1000 - 4548
CODEN YGXUEB

岩土工程学报

Chinese Journal of Geotechnical Engineering

第 40 卷

第 3 期 (总 320 期)

Vol.40

No.3 (Total 320)

3

2018

主 办

中国水利学会
中国力学学会
中国水力发电工程学会

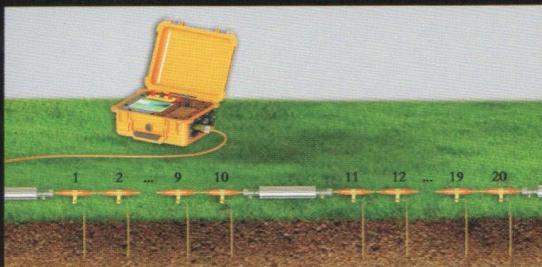
中国土木工程学会
中国建筑学会
中国振动工程学会

ISSN 1000-4548



03>

9 771000 454186



DUK-4
超级高密度电法测量系统
(DZD-8多功能全波形直流电法仪)

- 采用电位电流全波形采集技术，实时监控外界游离电干扰，全面提升原始数据质量；
- 后期可通过上位机软件对全波形电位进行任意时间段极化率的二次计算；
- 一机多能——常规电阻率/激电仪、高密度电法测量系统主机、岩样测试仪、多参数找水仪；
- 自由选择2D/3D模式下级联式/分布式/集中式高密度视电阻率/视极化率测量；
- 卓越的性能——超大供电功率(7.5kW)、超宽量程(80Vp-p)、超高精度和稳定性。



DZQ12/24/48
高分辨率地震(面波)仪

可开展反射、折射、面波勘探，以及地震映象、地脉动、震动测量，还可开展桩基检测、剪切波波速测试，广泛应用于基岩、覆盖层、风化带调查，空洞、溶洞勘查，建筑物及桩基无损检测，爆破振动安全监测，岩体弹性力学参数测试，场地常时微动测量。



JKX-4钻孔全孔壁成像系统

主要用途：

观察钻孔中地质体的特征及细微构造，划分岩性，检测裂隙，可视化检查管桩、管道内的异常和缺陷。

主要特点：

高清---探管光照强度连续可调，高清还原全孔壁信息，无百叶窗或延时现象；
高速---测试速度达到10m/min；高可靠---基于综合测井系统的防水密封技术；
线缆长度：150---800米可选。



JGSB-1轻便工程测井系统

主要用途

水利水电、铁路、公路、市政、电力、交通、城建勘测等行业浅、中深度水文地质、工程地质综合数字测井。

可测参数

声波、自然电位、普通电阻率、三侧向电阻率、流体电阻率、极化率、井温、井径、井斜、流量、自然伽马、密度、磁化率、磁三分量等参数。

特点及功能

轻便-绞车采用Φ4.0三芯铠装电缆；电源方便-可使用直流12V或交流220V/50HZ作工作电源。



《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40卷第3期(总320) 2018年3月出版

Chinese Journal of Geotechnical Engineering

(Monthly, Started in 1979)

Vol. 40, No. 3 (Total No. 320) Published in Mar. 2018

主 管 中国科学技术协会
主 办 中国水利学会 中国土木工程学会
中 国 力 学 学 会 中国建筑学会
中国水力发电工程学会 中国振动工程学会

承 办 南京水利科学研究院
编 辑 出 版 《岩土工程学报》编辑部
地址:南京虎踞关34号,210024
电话:(025)85829534,85829556 传真:(025)85829555
电子信箱:ge@nhri.cn

主 编 蔡正银
印 刷 河海大学印刷厂
发 行 范 围 公开发行
订 阅 全国各地邮局(南京邮局总发行)
国内邮发代号 28-62
国外总发行 中国国际图书贸易总公司(北京399信箱)
国外发行代号 MO 0520

网 址 www.cgejournal.com

广告登记 江苏省工商行政管理局登记编号:广登32000000054

Competent Authority:

China Association for Science and Technology

Sponsors:

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

Published under the Auspices of

Nanjing Hydraulic Research Institute

Edited and Published by

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

Editor-in-Chief:

CAI Zheng-yin

Printed by

Hohai University Printing Factory

Overseas Distributor:

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

Web Site:

www.cgejournal.com

《岩土工程学报》征稿简则

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

1 宗旨及内容

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

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

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

2 来 稿

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

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

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

（4）署名者应为稿件执笔人或稿件内容的主要责任者。

（5）稿件可能涉及机密资料时应由作者单位出具非泄密证明。

（6）凡被海内外正式出版物公开发表或已录用的稿件本刊不再受理。

3 稿件选用和清稿体例

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

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

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

（4）稿件一经发表即付稿酬，并按发表文章页数收取版面费。

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

（6）本刊版面为A4开本，双栏排版，版芯为25.4 cm×17.8 cm。

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

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

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

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

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

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

a) 专著（普通图书、会议文集、学位论文、报告、汇编等）：[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，不经缩写点。

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

4 退 稿

（1）未录用稿件一般以E-mail发送退稿通知。

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

（3）退稿不承诺提供审阅意见。

5 本刊编辑部

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

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

凡选用稿件均在南京本部统编。有关编辑出版事宜请与南京本部联系。

目 次

论 文

- 禾二矿浅埋破碎顶板切顶成巷试验研究 何满潮, 郭鹏飞, 王炯, 王浩 (391)
基于基床系数法的劈裂注浆过程分析 张乐文, 辛冬冬, 丁万涛, 宿传玺, 吴启龙, 王洪波 (399)
考虑土体-结构相互作用的数值极限分析上限法 贾苍琴, 黄齐武, 王贵和 (408)
矿震震动传播与响应规律 杜涛涛 (418)
超固结度对超固结饱和黏土不排水蠕变特性的影响研究 韩剑, 姚仰平, 尹振宇 (426)
等向应力条件下非饱和原状黄土增湿渗水特性试验研究 张登飞, 陈存礼, 张洁, 贾亚军 (431)
“12·20”深圳滑坡动态模拟 孙玉进, 宋二祥 (441)
工程活动诱发的围岩结构变化对隧道突涌水的影响分析 黄震, 朱术云, 赵奎, 李晓昭, 吴锐, 王迎超, 王晓军 (449)
低温热力耦合下岩体椭圆孔(裂)隙中冻胀力与冻胀开裂特征研究 黄诗冰, 刘泉声, 刘艳章, 程爱平 (459)
一种新型非饱和土温控三轴试验系统的研制与初步应用 李剑, 王勇, 孔令伟, 汪明元, 程朋, 马永政 (468)
基于颗粒接触状态理论的粗细粒混合料液化强度试验研究 吴琪, 陈国兴, 周正龙, 凌道盛 (475)

焦点论坛

- 论有效应力原理与有效应力 杜修力, 张佩, 许成顺, 路德春 (486)

短 文

- 海洋土与钢桩界面剪切强度的大型直剪试验研究 闫澍旺, 林澍, 贾沼霖, 郎瑞卿 (495)
新型板桩码头群桩基础被动段桩侧压力试验研究 徐光明, 任国峰, 顾行文, 陈爱忠, 李乐晨 (502)
悬臂式抗滑桩内力计算的“三段法” 苏爱军, 霍欣, 王杰涛, 鲁志春, 焦世杰 (512)
地裂缝场地加速度响应振动台试验研究 熊仲明, 张朝, 霍晓鹏, 陈轩 (520)
干湿循环作用下砂岩溶蚀的孔隙度演化规律 刘新荣, 袁文, 傅晏, 王子娟, 缪露莉, 谢文博 (527)
基于 Mindlin 解的矩形均布荷载作用下的附加应力 何春保, 王林彬, 李高扬 (533)
水泥固化/稳定化场地污染土的效果分析 王菲, 沈征涛, 王海玲 (540)
不同车速下高速公路 X 形桩网复合地基动力特性研究 尹锋, 刘汉龙, 陈育民, 李建斌, 周航, 楚剑 (546)
砂土最大最小孔隙比测定及其影响因素分析 李珊珊, 李大勇, 高玉峰 (554)
浅埋盾构隧道开挖面失稳大比尺模型试验研究 李姣阳, 刘维, 邹金杰, 赵宇, 龚晓南 (562)
不同尺寸裂隙岩石损伤破坏特性光弹性试验研究 谢璨, 李树忱, 晏勤, 李景龙, 赵世森 (568)
一种用于计算 JRC 的节理面起伏形态表征方法 赵志鹏, 马明, 王刚, 王珂 (576)

简 讯

- 2018 年度第 21 讲黄文熙讲座学术报告会第 1 号通知 (417)
第十届全国土动力学学术会议二号通知 (561)
第十届全国基坑工程研讨会第 1 号通知(征文) (467)
2018 年全国工程地质学术年会第 1 号通知(征文) (553)
《岩土工程学报》征订启事 (567)
本期广告索引 (582)
《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

- Experimental study on gob-side entry formed by roof cut of broken roof at shallow depth of Hecaogou No. 2 Coalmine HE Man-chao, GUO Peng-fei, WANG Jiong, WANG Hao (391)
Process analysis of split grouting based on foundation bed coefficient method ZHANG Le-wen, XIN Dong-dong, DING Wan-tao, SU Chuan-xi, WU Qi-long, WANG Hong-bo (399)
Numerical upper bound limit analysis based on topology optimization considering soil-structure interaction JIA Cang-qin, HUANG Qi-wu, WANG Gui-he (408)
Propagation and response laws of mine seismic DU Tao-tao (418)
Influences of overconsolidation ratio on undrained creep behavior of overconsolidated saturated clay HAN Jian, YAO Yang-ping, YIN Zhen-yu (426)
Experimental study on wetting water permeability of unsaturated intact loess under isotropic stress ZHANG Deng-fei, CHEN Cun-li, ZHANG Jie, JIA Ya-jun (431)
Dynamic simulation of “12·20” Shenzhen landslide SUN Yu-jin, SONG Er-xiang (441)
Influences of structural variation of host rock induced by engineering activities on water inrush of tunnels HUANG Zhen, ZHU Shu-yun, ZHAO Kui, LI Xiao-zhao, WU Rui, WANG Ying-chao, WANG Xiao-jun (449)
Frost heaving pressure and characteristics of frost cracking in elliptical cavity (crack) of rock mass under coupled thermal-mechanical condition at low temperature HUANG Shi-bing, LIU Quan-sheng, LIU Yan-zhang, CHENG Ai-ping (459)
Development and preliminary application of a new temperature-controlled triaxial test system for unsaturated soils LI Jian, WANG Yong, KONG Ling-wei, WANG Ming-yuan, CHENG Peng, MA Yong-zheng (468)
Experimental investigation on liquefaction resistance of fine-coarse-grained soil mixtures based on theory of intergrain contact state WU Qi, CHEN Guo-xing, ZHOU Zheng-long, LING Dao-sheng (475)

TRIBUNE FOR FOCUSED DISPUTE

- On principle of effective stress and effective stress DU Xiu-li, ZHANG Pei, XU Cheng-shun, LU De-chun (486)

NOTES

- Large-scale direct shear tests on shear strength of interface between marine soil and steel piles YAN Shu-wang, LIN Shu, JIA Zhao-lin, LANG Rui-qing (495)
Experimental study on lateral pile-soil pressure on passive part of pile groups in innovative sheet-pile wharf XU Guang-ming, REN Guo-feng, GU Xing-wen, CHEN Ai-zhong, LI Le-chen (502)
Three-section method for calculating internal force and deformation of cantilevered anti-slide pile SU Ai-jun, HUO Xin, WANG Jie-tao, LU Zhi-chun, JIAO Shi-jie (512)
Shaking table tests on acceleration response of ground fissure site XIONG Zhong-ming, ZHANG Chao, HUO Xiao-peng, CHEN Xuan (520)
Porosity evolution of sandstone dissolution under wetting and drying cycles LIU Xin-rong, YUAN Wen, FU Yan, WANG Zi-juan, MIAO Lou-li, XIE Wen-bo (527)
Stresses induced by vertical rectangular uniform loads within ground based on Mindlin solution HE Chun-bao, WANG Lin-bin, LI Gao-yang (533)
Performances of cement-stabilised/solidified contaminated site soils WANG Fei, SHEN Zheng-tao, WANG Hai-ling (540)
Dynamic response of XCC pile-geogrid composite foundation of expressways influenced by vehicles with different speeds YIN Feng, LIU Han-long, CHEN Yu-min, LI Jian-bin, ZHOU Hang, CHU Jian (546)
Determination of maximum and minimum void ratios of sands and their influence factors LI Shan-shan, LI Da-yong, GAO Yu-feng (554)
Large-scale model tests on face instability of shallow shield tunnels in sand LI Jiao-yang, LIU Wei, ZOU Jin-jie, ZHAO Yu, GONG Xiao-nan (562)
Photoelastic experiments on failure characteristics of fractured rock with different sizes XIE Can, LI Shu-chen, YAN Qin, LI Jing-long, ZHAO Shi-seng (568)
New method of joint surface morphology for calculating JRC ZHAO Zhi-peng¹, MA Ming¹, WANG Gang, WANG Ke (576)
- NEWS** (417, 467, 553, 561, 567, 582)
Members of Editorial Board of Chinese Journal of Geotechnical Engineering (head page I)
Invitation for original papers (head page II)

DOI: 10.11779/CJGE201803001

禾二矿浅埋破碎顶板切顶成巷试验研究

何满潮^{1, 2}, 郭鹏飞^{1, 2, 3}, 王炯^{1, 2}, 王浩^{1, 2}

(1. 中国矿业大学(北京)力学与建筑工程学院, 北京 100083; 2. 中国矿业大学深部岩土力学与地下工程国家重点实验室, 北京 100083;
3. 绍兴文理学院土木工程学院, 浙江 绍兴 312000)

摘要: 针对浅埋薄煤层沿空留巷在工作面回采后垮落带内顶板不易垮落、沿空巷道动压显现剧烈的关键问题, 通过关键理论分析、数值模拟、现场工程地质条件分析等手段, 对浅埋深、薄煤层、破碎顶板条件下的切顶成巷技术开展研究, 并在该条件下的禾草沟二号煤矿 1105 工作面回风顺槽进行现场应用。通过数值模拟, 对比分析了切顶不充分和切顶充分时沿空巷道围岩应力分布及巷道围岩位移, 结果表明: 切顶充分时, 采空区顶板对沿空巷道顶板动压影响大大减弱, 巷道围岩变形较小, 能够保证留巷效果。根据禾草沟二号煤矿浅埋、破碎顶板开采顶板运动模式和矿压显现特征, 确定了切缝角度和恒阻锚索支护等关键参数, 为浅埋、破碎顶板切顶卸压自动成巷的成功应用奠定基础, 提出了切顶卸压自动成巷的预裂爆破参数设计、自动成巷支护技术; 通过对禾草沟二号煤矿 1105 工作面回风顺槽留巷的工程地质条件分析, 运用切顶成巷技术原理进行了留巷设计, 并应用到现场, 取得较好的应用效果。

关键词: 浅埋深; 薄煤层; 破碎顶板; 切顶成巷; 数值模拟; 关键参数; 工程应用

中图分类号: TD325 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)03-0391-08

作者简介: 何满潮(1956-), 男, 博士, 中国科学院院士, 教授, 博士生导师, 主要从事深部岩体力学与工程灾害控制方面的教学与研究工作。E-mail: hemancho@263.net。

Experimental study on gob-side entry formed by roof cut of broken roof at shallow depth of Hecaogou No. 2 Coalmine

HE Man-chao^{1, 2}, GUO Peng-fei^{1, 2, 3}, WANG Jiong^{1, 2}, WANG Hao^{1, 2}

(1. School of Mechanics and Civil Engineering, China University of Mining and Technology, Beijing 100083, China; 2. State Key

Laboratory for GeoMechanics and Deep Underground Engineering, China University of Mining & Technology, Beijing 100083, China;

3. School of Civil Engineering, Shaoxing University, Shaoxing 312000, China)

Abstract: For the key problem that the broken roof in caving zone of gob is not easy to fall and dynamic pressure of the gob-side entry is violent for the shallow depth and thin coal layer under broken roof, the technology of automatic gob-side entry formed by roof cut of shallow buried depth, thin coal layer, and broken roof is investigated through theoretical analysis, numerical simulation and engineering geological analysis. Through the numerical simulation, the distribution of stresses and the displacements of the surrounding rock are analyzed and compared when the roof cut is deficient or enough. The result shows that when the roof cut is enough, the effect of the roof of the goaf on the dynamic pressure of roadway roof is greatly weakened, and the deformation of the surrounding rock is small, which can guarantee the effects of the gob-side entry. And it is applied in the air-return way of 1105 working face of Hecaogou No.2 Coalmine. According to its motion patterns and behavioral characteristics of mine pressure, key parameters angle of seam and such as support of constant resistance cable are determined, and it lays a foundation for the successful application of the proposed technology of automatic gob-side entry formed by roof cut of shallow buried and broken roof. The relevant design pre-splitting blasting parameters and pressure relief are put forward. Through the analysis of engineering geological conditions of air return way of 1105 working face of Hecaogou No.2 Coal Mine, the key parameters are designed according to the technical principles of the gob-side entry formed by roof cut. The proposed technology is applied in practice, and good results are achieved.

Key words: shallow depth; thin coal seam; broken roof; numerical simulation; key parameter; engineering application

0 引言

近年来, 在浅埋煤层中进行沿空留巷的研究取得

较大发展, 但因中国内蒙、陕北等浅埋煤层浅埋深、

收稿日期: 2017-03-08

薄基岩、上覆厚松散砂土的特征，使其在沿空留巷的过程中仍存在沿空巷道受动压影响较大、矿压显现剧烈、沿空巷道围岩变形量大、巷旁和巷内支护不合理等诸多问题。在薄煤层沿空留巷的过程中，由于采空区侧顶板垮落不充分及地应力的影响导致采空区老顶更易将应力传递至巷道顶板。然而，在留巷过程中，采动应力对破碎顶板沿空巷道的围岩稳定性影响更加严重，因此，巷内和巷旁支护的合理性显得更加重要^[1-2]。目前，在中国煤炭总储量中，薄煤层的开采储量为18%，然而其产量仅占全国总产量的7.3%，在中国矿井厚及中厚煤层开采已近枯竭的严峻形势下，薄煤层的大面积开采势在必行^[1]。可是，薄煤层采掘比较小、掘进成本高、巷道围岩多为如泥岩或泥质砂岩等强度较低岩层，易产生大变形、维修量大、安全成本高^[3]。目前，国内外对浅埋深条件下沿空留巷技术的研究还比较少，因此，薄煤层切顶成巷技术的研究和发展意义重大^[4]。

1950年前后，英国、德国等率先在煤矿试验沿空留巷开采方法，中国约20年后引入巷旁充填沿空留巷技术，却均因“高水材料”的强度、耐久性不够，充填技术落后，巷道维护难度大，而以失败告终。20世纪80年代，中国煤矿得到大力发展，使得其更加机械化、现代化，所能开采的煤厚不断增加，生产更加高效，与此同时巷道支护与巷道维护所需条件更加苛刻，对巷旁隔离墙充填材料的早期强度、凝结时间等参数有更高的要求，所以中国专家借鉴国外技术，提出了高水充填理论。随着对沿空留巷技术研究的深入，21世纪初，沿空留巷无煤柱开采进入到了一个新的发展阶段，取得了丰硕的研究成果^[5-8]。2008年，何满潮提出切顶卸压自动成巷无煤柱开采技术，即工作面回采前预先沿顺槽帮顶线使用恒阻大变形锚索对巷道进行补强，超前工作面沿切顶线进行定向预裂，切断了沿空留巷工程中顶板的部分应力传递路径，大大减弱了沿空留巷期间的采动影响。待工作面回采后，沿空侧采空区顶板沿切缝面垮落并形成巷帮，在采空区垮落碎石及实体煤帮的支撑下形成稳定的巷道围岩结构。

延安市车村煤业集团公司禾草沟二号煤矿主采陕北三叠纪3号煤，是国内稀缺的优质化工原料和环保用煤。在大规模开采前，本地区多采用刀柱式或房柱式开采控制顶板下沉及地表沉陷，但造成了煤炭资源极大损失。大规模开采后，留设区段煤柱的长壁开采方法易引起应力集中，回采巷道煤壁片帮严重，顶板事故频发，残留煤柱的留设也造成了资源的大量损失^[9-11]。特别是现在经济下行环境，降本增效、提高回收率受到了极大的重视。因此，禾草沟二号煤矿浅埋深、薄煤层、破碎顶板条件下切顶成巷无煤柱开采技术的研

究，对于提高煤炭回收率，缓解煤炭经济下行压力及延安矿区的可持续发展势必产生重大意义^[12-13]。

1 关键问题及参数分析

对于浅埋深、薄煤层、破碎顶板条件下的切顶卸压自动成巷技术研究，主要涉及3个方面关键问题：①运用现有的巷道支护材料及设计方法是否能够满足沿空巷道经历多次动压影响仍能够保持稳定的需求；②动压影响期间的沿空巷道巷内和巷旁支护是否能与巷道协调变形的同时仍能保证沿空巷道的稳定；③是否能够确定合理的切缝高度，切断采空区顶板的应力传递路径，并使其垮落充分，使沿空巷道形成稳定的结构。

(1) 恒阻大变形锚索补强支护

恒阻锚索不仅能在围岩变形前提供高预紧力控制巷道围岩变形，而且当恒阻锚索受力达到其设定恒阻值后能够随围岩同步变形，通过恒阻变形吸收能量，因此，当围岩稳定后锚索仍能提供高预紧力而不发生破断失效，其工作原理及其性能见图1、2。因此，恒阻大变形锚索能够适应留巷过程中采动应力对沿空巷道的剧烈影响，控制动压区内沿空巷道的大变形，保证采空区顶板垮落过程中对巷道顶板冲击能量的控制性释放，有效保障巷道整体稳定及支护安全性。

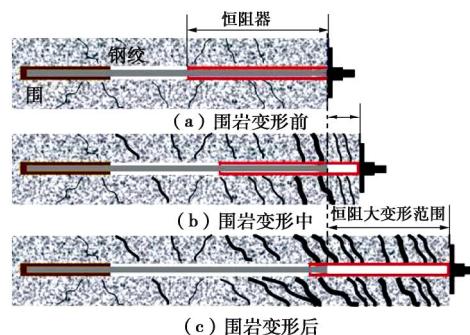


图1 恒阻大变形锚索工作原理示意图

Fig. 1 Supporting principle of cable with constant resistance and large deformation

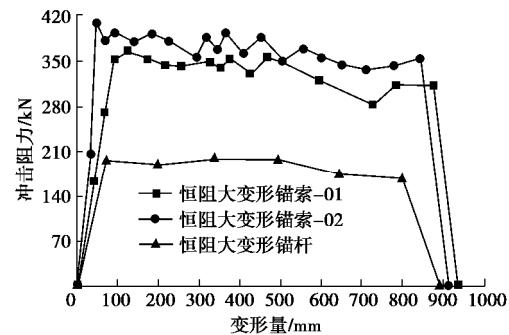


图2 恒阻大变形锚索恒阻性能试验曲线

Fig. 2 Test curves of cable with constant resistance and large deformation

(2) 巷内采用恒阻大变形锚索+单体支柱+花边梁进行支护(其中, 单体支柱+花边梁为临时支护)

高预应力恒阻锚索补强支护, 减小或防止巷道破碎顶板离层, 防止动压影响下巷道顶板岩石局部冒落。在动压区, 使用“单体支柱+花边梁”临时支护, 进一步保护巷道破碎顶板的完整性, 防止破碎岩块滑落造成巷道顶板锚杆(索)失效, 最大限度减少动压对巷道顶板的影响。

(3) 合理的切顶高度

切顶成巷技术中, 采用双向聚能张拉爆破装置, 利用岩体抗压强度远大于其抗拉强度的特性, 利用岩石的碎胀特性, 通过聚能管和矿用炸药的有效结合, 使炸药爆破后在两个设定方向上形成聚能流, 并产生集中拉张应力(见图3), 使巷道顶板按照设定方向拉张断裂形成连续的预裂面^[6]。不仅解决了既能主动切顶又不破坏顶板的技术难题, 且合理的切顶高度能够切断采空区顶板向巷道顶板的应力传递路径。显然, 当切顶充分时, 使沿空侧采空区顶板垮落充分, 并快速接顶, 能够最大限度减小采动应力对沿空巷道的影响(见图4)。



图3 双向聚能拉张爆破原理示意图

Fig. 3 Principles of bilateral cumulative tensile explosion

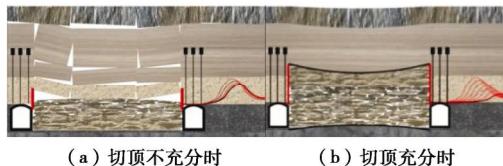
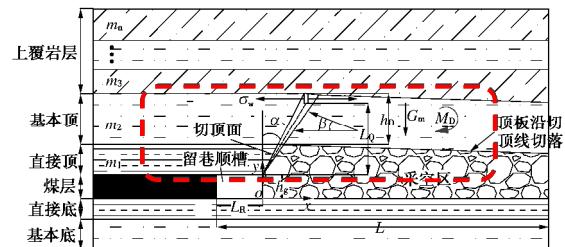


图4 不同切顶高度对成巷的影响

Fig. 4 Influences of different roof cut heights on gob-side entry

2 理论分析

在工作面回采前, 定向预裂切缝(双向聚能张拉爆破)改变了巷道围岩应力分布, 使采空区顶板沿巷道帮顶线断裂垮落自动形成巷帮。首先, 超前工作面进行高预应力恒阻大变形锚索补强支护, 最大限度的减轻聚能爆破对巷道原有支护的影响。然后, 沿巷道顶板边缘超前工作面施工切顶钻孔, 切断采空区顶板与巷道顶板的联系, 改变巷道围岩应力分布, 使沿空巷道顶板形成一个“切顶短臂梁结构”, 在实体煤帮、垮落矸石的支撑下, 形成一个稳定的结构, 力学模型如图5所示。



红色虚线框区域—悬臂梁; L 、 L_R 、 L_Q 为悬臂梁长度、巷宽、切顶高度, m ; h_g 、 h_D 为采高、基本顶厚度, m ; q 为基本顶自重及工作面回采后采空区上覆岩层全区变形产生的均布荷载; M_D 为切缝面上的回转弯矩; σ_w 为切缝未贯穿面上的拉应力

图5 切顶短臂梁力学模型

Fig. 5 Mechanical model for short arm beam by roof cut

工作面回采后, 随着采空区顶板的逐步垮落, 悬臂梁将沿切缝面发生回转变形, 此过程中在切缝面上及切缝未贯穿面上产生回转弯矩 M_D , 由于切缝面不能承担弯矩, 因此, 未贯穿切缝面承担全部回转弯矩 M_D 。则预裂切缝未贯穿面上的拉应力 s_w 为

$$s_w = \frac{M_D}{W} , \quad (1)$$

$$M_D = \frac{1}{2} q(L - L_R)^2 , \quad (2)$$

$$W = \frac{1}{12} b(h_D - L_Q)^3 . \quad (3)$$

由式(1)~(3)可知, 预裂切缝高度 L_Q 越大, 作用于预裂切缝未贯穿面上的拉应力 s_w 越大。所以进行预裂切顶时, 预裂切缝高度要适当大些, 为顺利拉断预裂切缝未贯穿面创造条件。

3 数值模拟

在考虑实际工程条件及简化计算的基础上, 针对禾二矿1105工作面回风顺槽工程地质条件, 进行不同切顶高度时的数值模拟, 本构模型选用Mohr-Coulomb模型。模型尺寸为: 长×宽×高=120 m×60 m×50 m。巷道尺寸为: 宽×高=3.5 m×2.3 m, 工作面开挖尺寸为: 宽×高=120 m×1.2 m; 巷道埋深为76 m; 煤层均厚0.78 m, 倾角为2°, 直接顶均厚2.5 m; 基本顶均厚7.9 m; 直接底板为均厚3 m, 基本底均厚5 m。计算模型如图6所示。

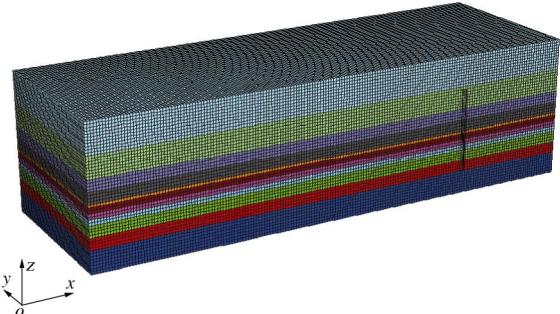


图6 数值计算模型

Fig. 6 Numerical model

表 1 1105 工作面巷道围岩岩石力学参数

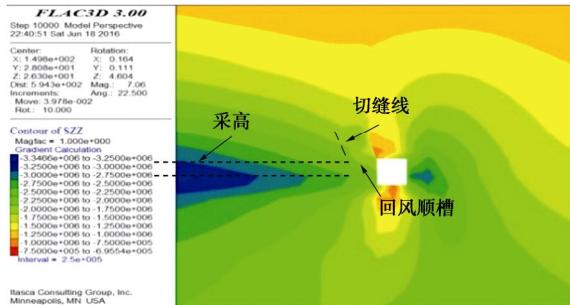
Table 1 Mechanical parameters of surrounding rock of roadway in No. 1105 working face

层位	岩性	单轴抗压强度 s_c /MPa	弹性模量 E/GPa	泊松比	c/MPa	j
基本顶	细砂岩	51.78	52.65	0.34	7.70	48.50
直接顶	粉砂质泥岩	30.75	28.10	0.24	7.40	32.96
煤层	#3 煤	16.35	13.27	0.15	4.60	30.16
直接底	泥质粉砂岩	33.13	39.05	0.22	8.90	31.60
基本底	细砂岩	60.03	69.50	0.34	9.50	48.07

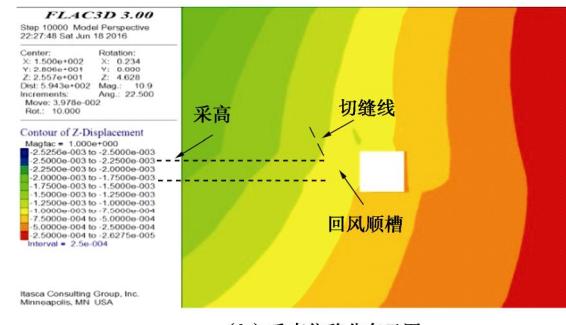
模型前后和左右边界限制 x 和 y 方向位移; 下部边界限制 z 方向的位移; 上部边界施加均布自重应力。岩层力学参数如表 1 所示。

分别对切顶不充分 (2.5 m) 和切顶充分 (3.5 m) 的模型进行数值计算, 计算结果如图 7, 8 所示。

图 7 (a) 中, 当切顶高度为 2.5 m 时, 实体煤侧应力集中区距巷帮仅为 3.0 m, 垂直应力最大值 3.2 MPa; 沿空巷道顶板近切缝侧出现小区域卸压区, 垂直应力均值达 1.7 MPa。根据图 7 (b) 中垂直位移分布图, 沿空巷道顶板垂直位移最大值为 22 mm, 最大值出现在采空区侧巷道顶板。



(a) 垂直应力分布云图



(b) 垂直位移分布云图

图 7 切顶不充分时垂直应力和垂直位移分布

Fig. 7 Distribution of vertical stress and displacement under deficient roof cut

如图 8 (a), 当切顶高度为 3.5 m 时, 工作面开挖后, 巷道实体煤帮内部应力集中区距离巷帮较远, 约 16.0 m, 垂直应力最大值减小为 2.9 MPa; 巷道上方一定范围内存在较明显的卸压区, 垂直应力平均值约 1.3 MPa。根据图 8 (b) 中垂直位移分布图, 预裂切缝有效的切断了巷道及采空区顶板之间的部分应力传递, 沿空巷道顶板下沉最大值为 18 mm, 最大值仍出现在

采空区侧。

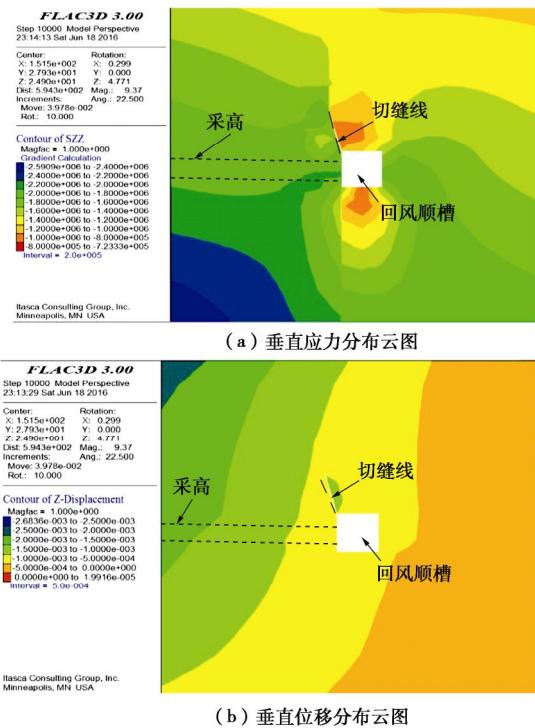


图 8 切顶充分时垂直应力和垂直位移分布图

Fig. 8 Distribution of vertical stress and displacement under enough roof cut

综上可知, 切顶成巷中, 切顶高度是影响卸压效果的重要因素之一。切顶高度 3.5 m 比切顶高度 2.5 m 时的应力集中区明显向实体煤深部转移, 因此, 随着切顶高度的增大应力集中向实体煤帮深处转移较明显。数值模拟表明, 切顶高度越大, 应力集中区距离巷帮越远, 对巷道维护越有利。进行方案设计时应综合考虑现场实际情况选择最优参数。切顶高度越大, 巷道顶板卸压区范围越大, 说明切顶卸压影响范围与切顶高度在一定程度上呈正相关关系。结果表明切顶高度对应力集中峰值有一定影响, 切顶高度越大, 应力集中峰值越小, 但是随着切顶高度的增大其影响程度逐渐减小。垂直位移分布云图表明, 随着切顶高度增大巷道顶板位移量逐渐减小, 通过切缝前对巷道顶板进行合理的恒阻大变形锚索加固, 能够有效的控制沿空巷道的顶板变形。

4 工程应用

4.1 工程概况

禾草沟二号煤矿 1105 工作面走向长度为 120 m, 倾向长度为 1140 m。该工作面煤层平均厚度 0.78 m, 采高 1.2 m。煤层埋深在 56~232 m 之间, 平均 76 m, 煤层倾角 1~3°。该煤层直接顶为 0~2.5 m 的泥质粉砂岩, $f=4$; 老顶为 0~16 m 的细砂岩, $f=5$; 煤层底板多以泥质粉砂岩、粉砂岩为主, 抗压强度小, 稳定性较差。1105 工作面回风顺槽钻孔柱状图见图 9。综上所述, 禾草沟二号煤矿 1105 工作面回风顺槽是典型的浅埋深、薄煤层、破碎顶板, 对切顶卸压自动成巷技术的应用提出了更高的要求, 工作面回采前, 巷道顶板本身比较破碎, 且在回采前出现大变形, 如图 10, 11 所示。因此, 按照传统的留巷方法进行留巷后, 沿空巷道将受到剧烈的采动影响, 留巷难度较大。

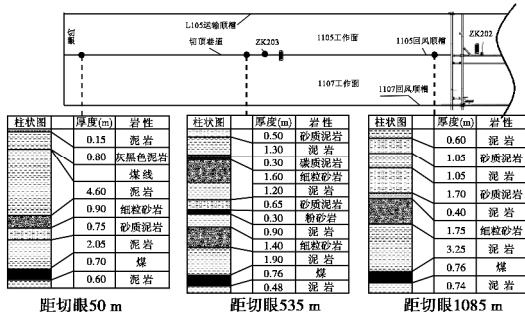


图 9 1105 工作面回风顺槽钻孔柱状图

Fig. 9 Borehole log of air-return gate in No. 1105 working face



图 10 顶板大变形

Fig. 10 Large deformation of roadway roof



图 11 顶板破碎

Fig. 11 Breaking of roadway roof

4.2 关键参数计算

(1) 预裂切缝角度

a) 薄煤层与中厚煤层条件下沿空留巷时巷道顶板的回转、断裂、垮落规律差异很大, 由于薄煤层条件

下其基本顶回转变形的空间较小, 容易在回转变形阶段形成较大三角区, 采空区上覆岩层运移过程中的不断破断导致沿空巷道受动压影响剧烈、影响时间长。传统留巷方法难以改变沿空侧巷道顶板依靠基本顶自重及采空区上覆岩层下沉变形施加到巷道顶板上的荷载而产生的剪切作用导致留巷失败的客观事实。因此, 在切顶成巷中, 必须设计合理的预裂切顶角度 α , 保证切顶范围内的岩层沿切缝面顺利垮落。

为了最大限度地减少切缝面内的摩擦力, 减小采空区顶板垮落过程中对沿空巷道顶板的影响, 依据前文已建立的受力模型(图 5)可知切缝角度 q 为

$$q = 90^\circ - \arctan \frac{L - L_R}{h_g} \quad (4)$$

根据禾草沟二号煤矿 1105 工作面的具体情况, 采高 $h_g=1.2$ m, $L_R=3.5$ m, L 取 4~6 m, 则由式(4)可得出切缝角度 q 为 $21.8^\circ \sim 26.6^\circ$ 。

b) 在围压作用下岩石破坏时其破坏面与竖直方向有一定的角度, 在预裂爆破时, 与竖直方向偏转一定的角度有利于岩层预裂切缝。

岩石破坏面角度确定的机理为

$$\left. \begin{aligned} T &= P_0 \cos \alpha, \\ T_1 &= P_0 \sin \alpha \cdot \tan j. \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

式中 T 和 T_1 为破坏面上的切应力; P_0 为作用在岩石上的轴向力; j 为岩石的内摩擦角, α 为岩石破坏面与竖直方向的夹角, 如图 12。则由 $T=T_1$ 可得

$$\alpha = \arctan(\cot j) \quad (6)$$

岩层与水平方向具有一定的角度 b , 确定预裂切缝角度时, 还须考虑岩层 2° 的产状倾角, 对上文计算得到的 α 进行修正得 $\alpha'=\alpha'-b$, 即

$$\alpha' = \arctan(\cot j) - b \quad (7)$$

根据禾草沟二号煤矿 1105 工作面顶板的岩性, 取内摩擦角 j 为 $43^\circ \sim 62^\circ$, 岩层产状角度 b 取 2° , 由式(7)可得 $\alpha'=q$ 为 $18^\circ \sim 26^\circ$ 。

综上所述, 同时考虑施工的便利性, 取预裂切缝角度为 20° 。

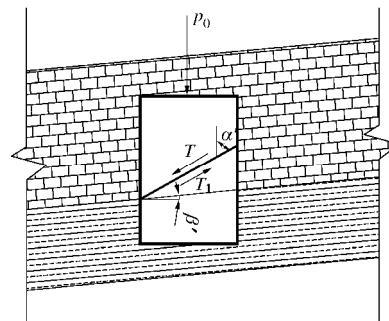


图 12 岩石在围压下的破坏模型

Fig. 12 Damage model of rock under confining pressure

(2) 预裂切缝高度

要让切缝范围内顶板顺利垮落，且沿空巷道能够快速稳定，需保证切缝高度影响范围内垮落的矸石碎胀后能够接顶。

爆破裂纹扩展的最小深度为

$$L_{\min} = \frac{\sqrt{6}}{2} \left[1 + 3 \sqrt{\frac{49033(0.0126z - 1.7 \times 10^4)}{S_t}} \right] r_e \quad (8)$$

式中 z 为岩石声阻抗, 取 $6 \times 10^6 \sim 10 \times 10^6 \text{ kg}(\text{m}\cdot\text{s}^2)$; r_e 为炮孔半径, 取 0.05 m ; S_t 为岩石的抗拉强度, 取 $3 \sim 6 \text{ MPa}$, 计算得 $L_{\min} \approx 3.1 \sim 4.3 \text{ m}$ 。因此, 切缝高度为 3.5 m 时, 爆破震动裂纹就足以破断厚度 5.5 m 左右的细砂岩, 采空区垮落矸石碎胀后能够充分接顶。

综上所述，预裂切缝的合理高度为 3.5 m。

4.3 切顶成巷设计方案

经相邻工作面现场实测, 1105 工作面回顺侧采空区垮落矸石碎胀系数取 1.3, 又因工作面采高为 1.2 m, 巷道掘进时挑顶 0.5 m, 因此切顶钻孔设计 3.5 m; 考虑到采高及地应力的影响, 切顶钻孔与铅垂方向夹角为 20° , 炮孔间距 0.5 m (见图 13); 在进行聚能爆破的过程中, 为减小或避免爆破对恒阻锚索的锚固端造成破坏性影响, 根据耦合支护理论, 切缝侧恒阻锚索长度设计为 6.3 m (见图 13), 切缝线距帮 0.2 m, 恒阻锚索距巷帮 0.5 m, 恒阻锚索排距 1 m, 相邻恒阻锚索间用 W 钢带连接 (见图 14)。

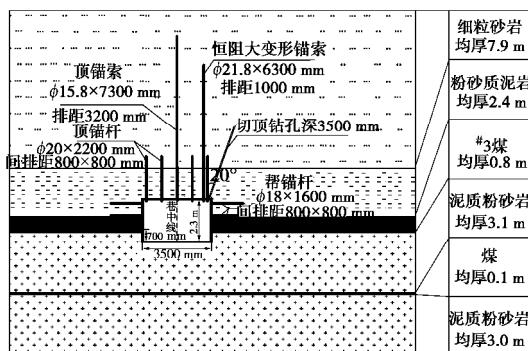


图 13 1105 工作面回顺巷道支护断面图

Fig. 13 Support section in air-return gate of No. 1105 working face

4.4 应用效果

按照所设计的切顶关键参数，在1105工作面回风顺槽进行了现场试验。

从图 15 可见,按所设计的切顶参数进行现场试验后切顶效果明显,超前工作面预裂聚能定向爆破之后,顺利地切断了 1105 工作面顶板与 1105 回风顺槽顶板之间的联系,煤层采空之后垮落与采空区填充效果良好,1105 回风顺槽的顶板下沉量在恒阻锚索允许变形量范围内,且巷道已稳定,顺利地保留了巷道,作为下一工作面回采的回风巷道。

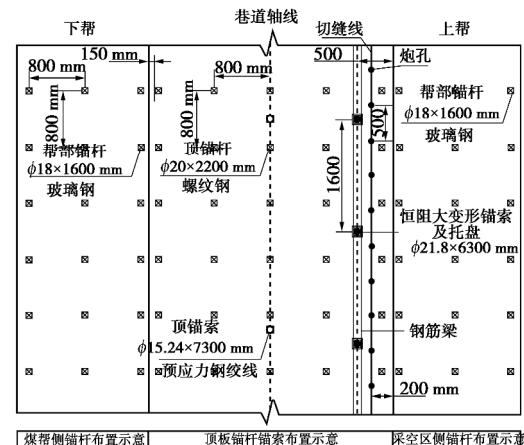


图 14 1105 工作面回顺巷道支护断面展开图

Fig. 14 Sketch of support section in air-return gate of No. 1105
working face



图 15 双向聚能爆破后孔口裂缝效果

Fig. 15 Effect of blasting cracks out of hole after bilateral cumulative tensile explosion

双向聚能张拉爆破后，各个炮孔内裂缝均沿巷道轴线方向，形成一个完整的切缝面，效果如图 16 所示。

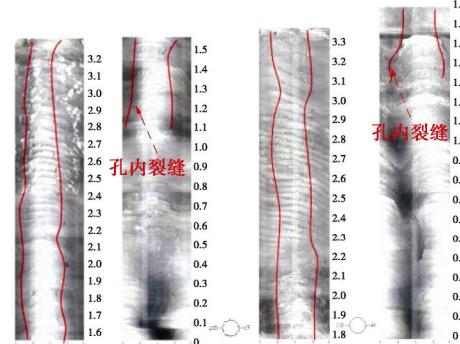


图 16 双向聚能爆破后孔内切缝效果（展开图）

Fig. 16 Effect of blasting cracks in hole after bilateral cumulative tensile explosion

工作面近回风顺槽侧液压支架拉架后，沿空侧采空区顶板沿切缝面滑落形成巷帮，滑落后顶板切缝面清晰可见，滑落后的矸石带有半眼，如图 17, 18 所示。

根据工作面推进及恒阻锚索测力计布置,选择^{#1}、^{#2}、^{#3}和^{#4}测点,其位置分别距1105工作面开切眼200,320,400,620m,其中^{#1}和^{#3}测点位于切顶不充分区,^{#2}号^{#4}测点位于切顶充分区。各个测点锚索测力计的锚索受力变化曲线如图19所示。由上述图表分析可知:①随着工作面的推进,巷内锚索受力受超前支撑压力影响明显,超前影响范围一般为20m左右,如^{#1}测点;②切顶不充分区锚索滞后工作面90~

100 m 时其拉力趋于稳定; 由于切顶卸压的影响, 切顶充分区锚索滞后工作面 65~80 m 时拉力达到稳定; ③沿空侧采空区顶板关键层破断的过程中, 锚索拉力急速增大, 达到恒阻值后, 恒阻锚索变形吸收能量, 锚索拉力急速减小; 在切顶不充分区, 沿空侧采空区矸石不能接顶, 在后期沿空侧采空区关键层回转变形的过程中, 锚索受力逐渐增大, 见图 19, #1、#2、#3 及#4 测点变化曲线。

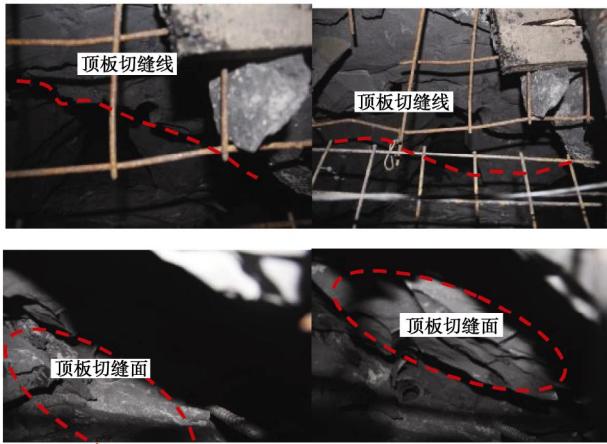


图 17 回采后沿空侧顶板沿切缝垮落效果

Fig. 17 Falling effect of roof along cut seam along goaf



图 18 崩落后半眼效果

Fig. 18 Half-hole effect of rock after falling along goaf

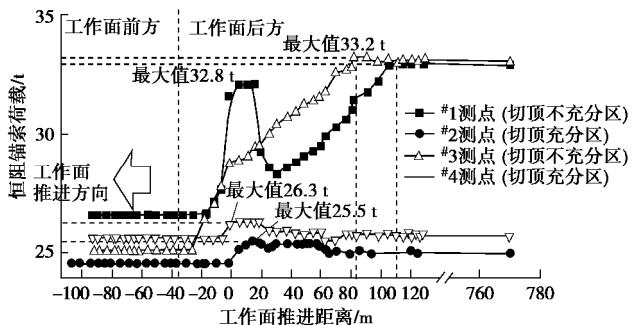


图 19 恒阻大变形锚索受力值变化规律

Fig. 19 Variation laws of stresses with constant resistance and large deformation cable

根据工作面推进和顶板离层仪测点布置, 选择#L1 和#L2 测点, 其位置分别距 1105 工作面开切眼 200 m 和 520 m。由图 20 分析可知, 在切顶不充分区, 一般超前工作面 20 m 开始对顶板离层产生影响, 当滞后工作面 191 m 时, 沿空巷道顶板离层趋于稳定, 见#L1

测点, 最大离层量为 63.7 mm; #L2 测点处于切顶充分区, 超前工作面 15 m 开始对顶板离层产生影响, 离层稳定位置滞后工作面 98 m, 最大离层量 39 mm, 比未切顶爆破区减小 38.8%。

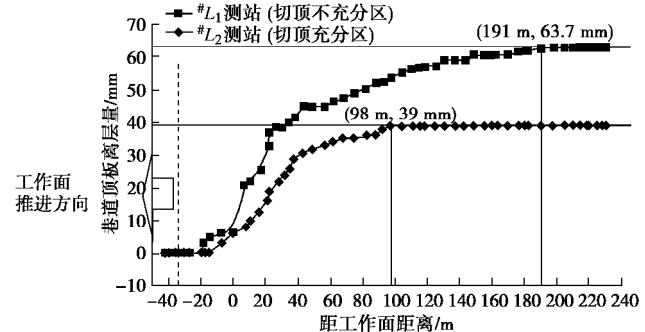


图 20 顶板离层变化规律

Fig. 20 Variation law of bed separation in roadway roof

在经历动压影响后, 沿空巷道进入稳压区, 巷道围岩趋于稳定, 沿空巷道形成, 成巷效果如图 21 所示。

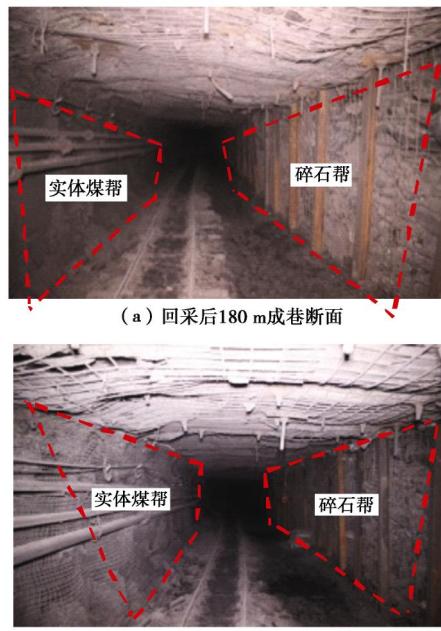


图 21 1105 工作面回风顺槽切顶成巷效果图

Fig. 21 Effect of gob-side entry formed by roof cut and pressure release in air return way of No. 1105 working face

5 结 论

本文在现场工程地质条件分析及工程开采条件的基础上, 运用理论分析、数值模拟及现场试验等手段, 对禾草沟二号煤矿浅埋、破碎顶板切顶成巷无煤柱开采关键技术开展研究, 得出以下主要结论:

(1) 根据禾草沟二号煤矿浅埋、破碎顶板开采顶板运动模式和矿压显现特征, 分析了该条件下的关键问题, 确定了切缝角度和恒阻锚索支护等关键参数, 为浅埋、破碎顶板切顶卸压自动成巷成功应用奠定基础。

(2)通过数值模拟研究,确定了合理的切顶参数,从根本上改变了巷道围岩应力分布,大大减弱了应力集中引起的下顺槽巷道难维护等技术难题,最大限度的减小动压给沿空巷道带来的影响。

(3)根据浅埋、破碎顶板切顶成巷的难点及特点,提出了充分切顶的切顶卸压自动成巷的预裂爆破参数设计、自动成巷支护技术。

(4)运用切顶卸压自动成巷技术原理对禾草沟二号煤矿 1105 工作面回顺进行了留巷设计,在现场应用过程中取得了良好效果。

参考文献:

- [1] 钱鸣高, 石平五, 许家林. 矿山压力与岩层控制[M]. 徐州: 中国矿业大学出版社, 2010: 65 - 99. (QIAN Ming-gao, SHI Ping-wu, XU Jia-lin. Ground pressure and strata control[M]. Xuzhou: China University of Mining and Technology Press, 2010: 65 - 99. (in Chinese))
- [2] 宋振骐. 实用矿山压力[M]. 徐州: 中国矿业大学出版社, 1988: 41 - 78. (SONG Zhen-qi. Practical ground pressure[M]. Xuzhou: China University of Mining and Technology Press, 1988: 41 - 78. (in Chinese))
- [3] 何满潮. 深部软岩工程的研究进展与挑战[J]. 煤炭学报, 2014, 39(8): 1409 - 1417. (HE Man-chao. Progress and challenges of soft rock engineering in depth[J]. International Journal of Coal Science & Technology, 2014, 39(8): 1409 - 1417. (in Chinese))
- [4] 张东升, 茅献彪, 马文顶. 综放沿空留巷围岩变形特征的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(3): 331 - 334. (ZHANG Dong-sheng, MAO Xian-biao, MA Wen-ding. Experimental study on surrounding rock deformation characteristics of gob-side entry retaining in fully-mechanized caving face[J]. International Journal of Coal Science & Technology, 2002, 21(3): 331 - 334. (in Chinese))
- [5] 康红普, 牛多龙, 张镇, 等. 深部沿空留巷围岩变形特征与支护技术[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(10): 1977 - 1986. (KANG Hong-pu, NIU Duo-long, ZHANG Zhen, et al. Deformation characteristics of surrounding rock and supporting technology of gob-side entry retaining in deep coal mine[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(10): 1977 - 1986. (in Chinese))
- [6] 何满潮, 曹伍富, 单仁亮, 等. 双向聚能拉伸爆破新技术[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 22(12): 2047 - 2051. (HE Man-chao, CAO Wu-fu, SHAN Ren-liang, et al. New blasting technology-bilateral cumulative tensile explosion[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2003, 22(12): 2047 - 2051. (in Chinese))
- [7] 马立强, 张东升, 王红胜, 等. 厚煤层巷内预置充填带无煤柱开采技术[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(4): 675 - 679. (MA Li-qiang, ZHANG Dong-sheng, WANG Hong-sheng, et al. Mining technology with preset packing body in roadway for thick coal seam without coal pillars[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(4): 675 - 679. (in Chinese))
- [8] 柏建彪, 周华强, 侯朝炯, 等. 沿空留巷巷旁支护技术的发展[J]. 中国矿业大学学报, 2004, 33(2): 183 - 186. (BAI Jian-biao, ZHOU Hua-qiang, HOU Chao-jiong, et al. Development of support technology beside roadway in goaf-side entry retaining for next sublevel[J]. Journal of China University of Mining and Technology, 2004, 33(2): 183 - 186. (in Chinese))
- [9] 华心祝, 马俊枫, 许庭教. 锚杆支护巷道巷旁锚索加强支护沿空留巷围岩控制机理研究及应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(12): 2107 - 2112. (HUA Xin-zhu, MA Jun-feng, XU Ting-jiao. Study on controlling mechanism of surrounding rocks of gob-side entry with combination of roadside reinforced cable supporting and roadway bolt supporting and its application[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(12): 2107 - 2112. (in Chinese))
- [10] 史红, 姜福兴. 综放采场上覆岩厚层坚硬岩层破断规律的分析及应用[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(4): 525 - 528. (SHI Hong, JIANG Fu-xing. Analysis on rupture of hard and massive overlying strata in fully-mechanized sublevel caving face[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28(4): 525 - 528. (in Chinese))
- [11] 谭云亮, 蒋金泉. 采场坚硬顶板断裂步距的板极限分析[J]. 山东矿业学院学报, 1989, 8(3): 21 - 26. (TAN Yun-liang, JIANG Jin-quan. The plate limit analysis of the fracture length of hard roof back of the coalface[J]. Journal of Shandong Mining Institute, 1989, 8(3): 21 - 26. (in Chinese))
- [12] 黄艳利, 张吉雄, 巨峰. 巷旁充填沿空留巷技术及矿压显现规律[J]. 西安科技大学学报, 2009, 29(5): 515 - 520. (HUANG Yan-li, ZHANG Ji-xiong, JU Feng. Technology of roadside packing in gob-side entry retaining and law of rock pressure[J]. Journal of Xi'an University of Science and Technology, 2009, 29(5): 515 - 520. (in Chinese))
- [13] 郭志飚, 王将, 曹天培, 等. 薄煤层切顶卸压自动成巷关键技术参数研究[J]. 中国矿业大学学报, 2016, 29(5): 515 - 520. (GUO Zhi-biao, WANG Jiang, CAO Tian-pei, et al. Research on key parameters of gob-side entry retaining automatically formed by roof cutting and pressure release in thin coal seam mining[J]. Journal of China University of Mining and Technology, 2016, 45(5): 879 - 885. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201803002

基于基床系数法的劈裂注浆过程分析

张乐文¹, 辛冬冬², 丁万涛^{*2}, 宿传玺², 吴启龙², 王洪波²

(1. 山东大学海洋研究院, 山东 青岛 266237 250061; 2. 山东大学岩土与结构工程研究中心, 山东 济南 250061)

摘要: 为了揭示劈裂注浆中浆液扩散的动态过程及变化规律, 基于基床系数法, 研究了劈裂注浆过程中尺寸效应对土体变形的影响, 建立了不同土体的劈裂缝宽度方程; 假设浆液按平面辐射圆扩散, 根据浆土应力耦合特性以及质量守恒定律对土体劈裂注浆过程进行了分析, 获得了浆液扩散半径变化方程、浆液压力时空变化方程、劈裂缝宽度时空变化方程, 并对浆液扩散规律与影响因素进行了分析。分析结果表明: 浆液扩散半径随时间不断增长, 但增长速率不断变缓, 与基床系数标准值正相关, 与浆液黏度负相关, 黏性土小于砂土; 浆液压力与时间、基床系数标准值正相关, 绝大部分位置与浆液黏度正相关, 黏性土小于砂土; 劈裂缝宽度与时间正相关, 绝大部分位置与基床系数标准值负相关、浆液黏度正相关, 大部分位置黏性土大于砂土。与现场试验对比分析表明, 理论计算值与实测值差异在可接受范围内, 验证了本理论的合理性。

关键词: 劈裂注浆; 基床系数法; 浆土应力耦合; 过程分析

中图分类号: TU411 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2018)03-0399-09

作者简介: 张乐文(1972-), 男, 博士, 教授, 主要从事地质灾害超前预报与防治等方面的教学与研究工作。E-mail: lewenzhang@163.com。

Process analysis of split grouting based on foundation bed coefficient method

ZHANG Le-wen¹, XIN Dong-dong², DING Wan-tao², SU Chuan-xi², WU Qi-long², WANG Hong-bo²

(1. Institute of Marine Science and Technology, Shandong University, Qingdao 266237, China; 2. Geotechnical and Structural

Engineering Research Center, Shandong University, Jinan 250061, China)

Abstract: In order to reveal the dynamic process and change rules of slurry diffusion in split grouting, the foundation bed coefficient method is employed to study the influence of size effect on deformation of different soils in the process of split grouting. The width equation of split crack of different soils is established. The form of slurry diffusion is supposed to be the horizontal radiation circle. The process of split grouting is analyzed based on the stress coupling effect of slurry and soil and the conservation of mass of slurry. Based on the above analysis, the equations for variations of slurry diffusion radius, temporal and spatial variations of slurry pressure and split crack width are obtained. The rules and influence factors of slurry diffusion are investigated. The analysis results show that the slurry diffusion radius continues to grow along with time, but the growth rate continues to reduce. The slurry diffusion radius is positively related to the standard value of foundation bed coefficient and negatively related to the slurry viscosity. The slurry diffusion radius of cohesive soil is smaller than that of sandy soil. The slurry pressure is positively related to the time and the standard value of foundation bed coefficient. At most positions, there is a positive correlation between the slurry pressure and the viscosity. The slurry pressure of cohesive soil is smaller than that of sandy soil. The split crack width continues to grow along with time. At most positions, the split crack width is negatively related to the standard value of foundation bed coefficient and positively related to the slurry viscosity, and the split crack width of cohesive soil is larger than that of sandy soil. Finally the comparative analysis of the calculated and field test values indicates that the difference of calculated and measured results is acceptable. Obviously, the proposed method is of high rationality.

Key words: split grouting; foundation bed coefficient method; stress coupling effect of slurry and soil; process analysis

0 引言

注浆法^[1-2]作为加固软弱岩土体和地下水灾害治理的有效手段, 已被广泛应用于隧道、矿山、地基处理等各类工程中, 其中, 劈裂注浆的应用非常广泛^[3-4]。

然而, 现阶段劈裂注浆理论远远落后于工程应用,

基金项目: 国家自然科学基金项目(41572275); 山东省自然科学基金面上项目(ZR2017MEE032)

收稿日期: 2016-12-28

*通讯作者(E-mail: dingwantao@sdu.edu.cn)

劈裂注浆工程迫切需要准确的、科学的理论指导。

劈裂注浆过程^[5-6]指随时间的增长浆液不断地劈开土体并向前扩展的过程，是一个动态变化的过程，其研究具有相当的复杂性。前人在劈裂注浆方面已做了一定的研究，但是，目前关于劈裂注浆过程的理论研究却鲜有报道。邹金锋等^[3]基于牛顿流体，通过 Navier-Stokes 方程分析了劈裂注浆的注浆压力衰减和浆液最终扩散半径；张忠苗等^[7]基于幂律流体，对桩底劈裂注浆扩散半径和注浆压力进行了研究；李术才等^[8]根据具体工程，建立了优势劈裂注浆模型，研究了富水断裂带优势劈裂注浆机制及注浆控制方法。但上述研究均将劈裂注浆通道考虑成一次劈裂成足够长的劈裂缝且裂缝宽度恒定来进行计算分析，未考虑浆液与土体的耦合特性，更未对劈裂注浆的过程进行分析。张连震等^[6]、张庆松等^[9]利用土体影响深度及土体压缩性来计算土体变形量，考虑了浆土耦合特性。但该文亦未对劈裂注浆的过程进行分析，且计算中土体影响深度这个重要参数为一个未考虑尺寸效应且难以取值的恒定量，与实际存在较大差距。

基于以上问题，本文引入基床系数法^[10]，考虑了尺寸效应及不同土体的差异，并进一步考虑浆土应力耦合特性，对不同土体劈裂注浆过程进行了分析。推导了浆液扩散半径变化方程、浆液压力时空变化方程、劈裂缝宽度时空变化方程，并进行了相应的分析。通过与现场试验对比分析，表明了本研究的合理性。

1 基床系数的确定

1.1 基床系数标准值

基床系数指单位面积地基土在外力作用下产生单位变形时所需的应力，也叫做弹性抗力系数或地基反力系数。可用下式表示：

$$k = \frac{N}{y} \quad (1)$$

式中 k 为基床系数设计值 (MPa/m)； N 为土体所受应力； y 为土体变形量。

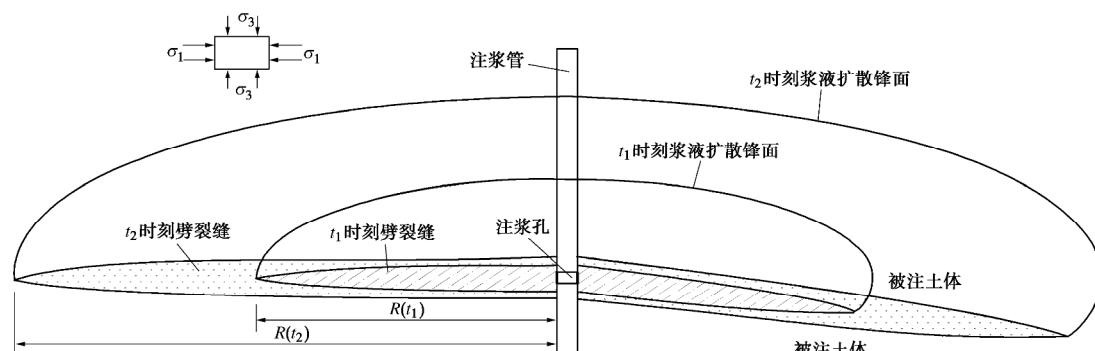


图 1 劈裂注浆过程分析模型

Fig. 1 Analysis model for process of split grouting

基床系数类似于土体压缩模量，但是又与压缩模量有所区别。基床系数表示的是工程现场土体的整体压缩特性，在计算现场土体变形量时可以直接使用而不出现压缩层厚度这个不确定的因素。

根据相关规范^[11-12]，基床系数的确定以 k_{30} 平板载荷试验方法应用最为广泛且最为准确，常将该方法确定的结果作为基床系数标准值；当难以开展现场载荷试验时，也可利用室内三轴试验、室内固结试验等进行取值，并将试验值修正为基床系数标准值。

1.2 劈裂注浆中尺寸效应修正

由于试验范围和尺寸的局限性，基床系数标准值与真实的现场数据仍存在很大差异，需要对基床系数标准值进行尺寸效应的修正^[10-12]。在劈裂注浆过程中，由于浆液扩散半径是不断变化的，浆液对土体的压缩范围也在不断变化的，其基床系数设计值实质上具有一个动态变化的过程，可用下式表示：

对黏性土

$$k = \frac{0.3}{2R} k_b \quad (2)$$

对砂土

$$k = \left(\frac{2R + 0.3}{4R} \right)^2 k_b \quad (3)$$

式中 k_b 为基床系数标准值 (MPa/m)； R 为浆液扩散半径，其随注浆过程的不断进行而不断发生变化，为注浆时间 t 的函数，即 $R=R(t)$ 。

劈裂注浆在黏性土和砂土中均有较多的应用，本文对黏性土和砂土均进行计算分析。

2 基于基床系数法的劈裂注浆过程分析模型

2.1 劈裂注浆过程分析模型与假设

随注浆过程的进行，浆液扩散半径、各位置处浆液压力不断发生变化。同时，由于受浆液压力和扩散半径变化的影响，任一位置处劈裂缝宽度也是在不断变化的（如图 1，其中 s_1 、 s_3 分别为地层中的大、小

主应力), 且在扩散锋面位置处劈裂缝宽度为 0。劈裂注浆过程具有明显的时空变化特性。

此外, 由于土体内部结构复杂性、土体渗透性及裂缝侧壁与水平方向夹角等原因都对劈裂注浆过程存在一定影响。基于此, 本文作如下假设:

(1) 假设注浆土体均匀, 且不存在渗透性, 浆液完全在劈裂缝中运动。

(2) 认为土体中最小主应力方向竖直, 最大主应力方向水平, 劈裂缝始终在水平方向, 且具有圆形轴对称特性(如图 1)。

(3) 认为浆液对土体的压力总是在竖直方向。

(4) 假设浆液在劈裂缝中以层流的形式运动, 忽略劈裂缝宽度变化及注浆孔对流动状态的影响; 浆液侧壁为无滑移边界, 侧壁处浆液流速为 0。

(5) 认为浆液是均质、不可压缩的各向同性体; 注浆过程中流型保持不变。

2.2 基于基床系数法的劈裂缝宽度方程

浆液想要劈裂土体并不断向前扩展, 劈裂缝前端应力必须满足浆液的扩展应力, 根据断裂力学的裂缝扩展理论^[13], 裂缝扩展应力 p_d 为

$$p_d = \frac{G(L/r_0)}{F(L/r_0)} S_3 + \left(1 - \frac{G(L/r_0)}{F(L/r_0)}\right) S_1 + \frac{K_1}{F(L/r_0)\pi L} \quad (4)$$

式中 $G(L/r_0)$, $F(L/r_0)$ 为 L/r_0 的函数, 当 $L/r_0 \geq 10$ 时, $G(L/r_0)=F(L/r_0)=1$; K_1 为裂缝扩展临界强度因子; L 为劈裂缝长度; r_0 为注浆孔半径。

由于注浆过程中, 通常 L 数值比 r_0 大很多, 依据相关文献^[9], 可将上式简化为

$$p_d = S_3 \quad , \quad (5)$$

浆液劈裂土体必须首先克服土体中的最小主应力, 即在土体中的附加的应力才能真正有效地使土体产生变形, 劈裂土体。

联立式(1)、(2)、(5)并考虑劈裂缝两侧土体变形, 可得黏性土劈裂缝宽度 b 与浆液压力 p 为

$$b = \frac{4(p - S_3)R}{0.3k_b} \quad , \quad (6)$$

$$p = \frac{0.3k_b b}{4R} + S_3 \quad . \quad (7)$$

可见, 劈裂缝两侧土体变形不仅受浆液压力的控制, 也受浆液扩散半径的影响。对于黏性土, 劈裂缝宽度与浆液压力和浆液扩散半径均呈正相关关系; 浆液压力与劈裂缝宽度呈正相关关系, 与浆液扩散半径呈负相关关系。

联立式(1)、(3)、(5)并考虑劈裂缝两侧土体变形, 可得砂土劈裂缝宽度与浆液压力为

$$b = \frac{2(p - S_3)R}{k_b} \left(\frac{4R}{2R + 0.3} \right)^2 \quad , \quad (8)$$

$$p = \frac{k_b b}{2} \left(\frac{2R + 0.3}{4R} \right)^2 + S_3 \quad . \quad (9)$$

对于砂土, 可知劈裂缝宽度与浆液压力和浆液扩散半径均呈正相关关系; 浆液压力与劈裂缝宽度呈正相关关系, 与浆液扩散半径呈负相关关系。

2.3 基于基床系数法的劈裂注浆过程分析

工程中常用的水灰比为 2.0~10.0 的水泥浆属于牛顿流体, 水灰比为 0.8~1.0 的水泥浆、水泥-水玻璃浆液(C-S 双液浆)等则近似属于宾汉流体。宾汉流体由于屈服剪切力的存在, 理论研究复杂, 但是根据表观黏度的定义与测试原理并考虑到宾汉流体的屈服剪切力通常很小, 其影响甚微。因此实际工程中无论是牛顿流体还是宾汉流体, 一般都可以通过采用下式(10)所示的类似于牛顿流体本构方程的形式来近似描述浆液流变性能^[9]。

$$t = m_b g \quad . \quad (10)$$

式中 τ 为浆液内部剪应力; m_b 为浆液表观黏度, 其多具有时变性, 为时间 t 的函数, 即 $m_b = m_b(t)$; g 为浆液剪切速率。

根据本文假设, 近似按平面问题研究, 取其中对称于裂缝中心线的微单元体进行平衡分析(如图 2, 其中 dp 为浆液压力增量; dr 为微元体长度; h 为微元体半高; v 为浆液流速; r 为半径), 由于许多文献已经进行了相关研究^[2,6], 本文不加以赘述。

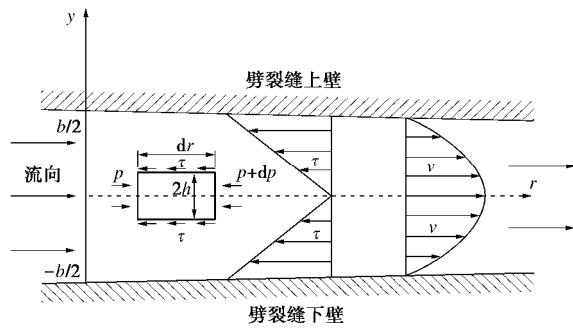


图 2 单元体平衡分析

Fig. 2 Analysis of element balance

浆液压力随半径的变化速率可表示为

$$\frac{\partial p}{\partial r} = -\frac{6m_b q}{\pi r b^3} \quad . \quad (11)$$

式中 q 为注浆速率; 浆液压力 p 为 r 和 t 的函数, 即 $p=p(r, t)$; 裂缝宽度 b 亦可表示为 $b=b(r, t)$ 。

(1) 黏性土分析

根据式(6)可得, 劈裂缝宽度随浆液压力的变化速率为

$$\frac{\partial b}{\partial p} = \frac{4R}{0.3k_b} \quad . \quad (12)$$

由式(6)可知, 裂缝宽度 b 为 p 和 R 的函数,

即 $b=b(p, R)$ 。根据复合函数求导公式, 可得 b 对 r 求偏导公式为

$$\frac{\partial b}{\partial r} = \frac{\partial b}{\partial p} \cdot \frac{\partial p}{\partial r} + \frac{\partial b}{\partial R} \cdot \frac{\partial R}{\partial r} \quad . \quad (13)$$

将式(11)、(12)代入上式, 其中 $\partial R / \partial r = 0$, 可得裂缝宽度随半径的变化速率如下:

$$\frac{\partial b}{\partial r} = -\frac{80m_b q R}{\pi k_b r b^3} \quad . \quad (14)$$

利用分离变数法求解上述偏微分方程, 并代入边界条件 $b|_{r=R}=0$, 可得裂缝宽度变化方程如下:

$$b = \left(\frac{320m_b q R}{\pi k_b} \ln \frac{R}{r} \right)^{\frac{1}{4}} \quad . \quad (15)$$

将式(15)代入式(7), 得浆液压力变化方程:

$$p = \left(\frac{m_b q k_b^3}{100\pi R^3} \ln \frac{R}{r} \right)^{\frac{1}{4}} + S_3 \quad . \quad (16)$$

由于不考虑浆液的压缩性和土体渗透性, 因此, 根据质量守恒定律可知, 剥裂注浆时间 t 内总的浆液注入量等于相应时刻的剥裂缝总体积, 即

$$Q = \int_0^t q dt = 2\pi \int_{r_0}^R r \cdot b dr \quad . \quad (17)$$

由于注浆孔半径 r_0 相对于整个注浆扩散区域非常小, 因而可以忽略其影响, 将 r_0 取为 0。将式(15)代入上式, 并移项化简可得如下方程式:

$$qA(t) = \left(\frac{5120\pi^3 q R}{k_b} \right)^{\frac{1}{4}} B(R) \quad , \quad (18)$$

式中

$$A(t) = \frac{t}{[m_b(t)]^{\frac{1}{4}}} \quad , \quad (19)$$

$$B(R) = \int_0^R r \left(\ln \frac{R}{r} \right)^{\frac{1}{4}} dr \quad . \quad (20)$$

由于 $B(R)$ 的原函数无法确定, 因此本文采用数值积分的方法求解定积分 $B(R)$ 的近似值。本文将 $0 \sim R$ 区域等分为 1000 段, 并为提高计算精度, 采用了复化 Simpson 公式进行数值积分。可以求得其近似值为

$$B(R) \approx \sum_{k=1}^{500} \frac{R}{3000} \left[\frac{(2k-2)R}{1000} \left(\ln \frac{1000}{2k-2} \right)^{\frac{1}{4}} + \frac{(2k-1)R}{1000} \left(\ln \frac{1000}{2k-1} \right)^{\frac{1}{4}} + \frac{2k \cdot R}{1000} \left(\ln \frac{1000}{2k} \right)^{\frac{1}{4}} \right] \approx 0.381R^2 \quad . \quad (21)$$

将极高精度的 Matlab 计算值 (精度为 10^{-10}) 与式(21)求得的近似值进行比较 (见表 1), 可知按 1000 段进行数值积分确定的式(21)亦具有很高的准确度。

表 1 $B(R)$ 值准确性验证表

Table 1 Verification of accuracy of $B(R)$

R	0.5	1	1.5	2	2.5
Matlab	0.0952738	0.3810952	0.8574644	1.5243811	2.3818456
计算值	23403	95699	16927	86581	04647
$0.381R^2$	0.09525	0.381	0.85725	1.524	2.38125
相对误差 /%	-0.025	-0.025	-0.025	-0.025	-0.025

将式(21)代入式(18)并移项化简, 可以确定浆液扩散半径与注浆时间的关系, 即浆液扩散半径变化方程, 如下:

$$R(t) = \left(\frac{k_b q^3 [A(t)]^4}{107.89 \pi^3} \right)^{\frac{1}{9}} \quad . \quad (22)$$

将上式分别代入式(15)和式(16), 可得任意半径、任意注浆时刻的剥裂缝宽度与浆液压力, 即剥裂缝宽度时空变化方程、浆液压力时空变化方程如下:

$$b(r, t) = \left(\frac{8.42 \times 10^{11} q^{12} [m_b(t)]^9 [A(t)]^4}{\pi^{12} k_b^8} \right)^{\frac{1}{36}} \times \left(\ln \frac{k_b q^3 [A(t)]^4}{107.89 \pi^3 r^9} \right)^{\frac{1}{4}} \quad . \quad (23)$$

$$p(r, t) = \left(\frac{k_b^8 [m_b(t)]^3}{6.76 \times 10^6 [A(t)]^4} \right)^{\frac{1}{12}} \times \left(\ln \frac{k_b q^3 [A(t)]^4}{107.89 \pi^3 r^9} \right)^{\frac{1}{4}} + S_3 \quad . \quad (24)$$

根据式(23)和式(24)进行剥裂注浆过程分析时, 若令 t 恒定, 那么 r 的取值范围为 $r_0 \leqslant r \leqslant R(t)$; 若令 r 恒定, 那么 t 的取值范围为 $t \geqslant t(r)$, $R(t)$, $t(r)$ 可通过式(22)进行确定。

(2) 砂土分析

砂土与黏性土具有不同的特性, 根据式(3)可知, 即使是在相同的基床系数标准值时, 其基床系数设计值与黏性土也存在很大的差异, 土体的变形也存在很大差异。

由式(8)可得, 砂土中剥裂缝宽度随浆液压力的变化速率为

$$\frac{\partial b}{\partial p} = \frac{2}{k_b} \left(\frac{4R}{2R+0.3} \right)^2 \quad . \quad (25)$$

同黏性土计算过程类似, 将式(11)和式(25)代入式(13), 可得剥裂缝宽度 b 对 r 的偏导公式为

$$\frac{\partial b}{\partial r} = -\frac{12m_b q}{\pi k_b r b^3} \left(\frac{4R}{2R+0.3} \right)^2 \quad . \quad (26)$$

利用分离变数法, 并代入边界条件 $b|_{r=R}=0$, 可得砂土中裂缝宽度变化方程如下:

$$b = \left(\frac{48m_b q}{\pi k_b} \left(\frac{4R}{2R+0.3} \right)^2 \ln \frac{R}{r} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (27)$$

将上式代入式(9), 并移项化简, 可得浆液压力变化方程如下:

$$p = \left(\frac{3m_b q k_b^3}{\pi} \left(\frac{2R+0.3}{4R} \right)^6 \ln \frac{R}{r} \right)^{\frac{1}{4}} + S_3 \quad (28)$$

将式(27)代入式(17), 并进行类似的处理, 可得浆液扩散半径与扩散时间的关系式为

$$qA(t) = \left[\frac{768\pi^3 q}{k_b} \left(\frac{4R}{2R+0.3} \right)^2 \right]^{\frac{1}{4}} B(R) \quad (29)$$

将式(21)代入上式并移项化简, 可得砂土中浆液扩散半径与注浆时间的关系方程如下:

$$\frac{t^4}{m_b(t)} = \frac{16.183\pi^3}{q^3 k_b} \left(\frac{4R^5}{2R+0.3} \right)^2 \quad (30)$$

上式难以确定其通解, 只能通过隐函数的形式进行表示。联立式(27)与式(30)可得砂土中劈裂缝宽度时空变化方程, 亦可联立式(28)与式(30)确定砂土中浆液压力时空变化方程。 r 和 t 的取值范围类似于黏性土分析时的取值, 可通过式(30)来确定。

3 劈裂注浆扩散规律及影响因素分析

影响劈裂注浆过程的因素众多, 土体性质、浆液性质、注浆压力、注浆时间、重力作用等都会对其产生很大影响。土体性质中其内部结构差异具有极大的不确定性, 难以预测, 研究中多假设土体内部结构均匀, 此外土体变形性能、应力、渗透性等也具有较大影响; 注浆压力为土体劈裂提供动力, 其主要影响着劈裂的范围; 浆液性质主要包括浆液的流变性能和浆液黏度, 其控制着浆液的运动特性与能量消耗; 注浆时间控制着浆液黏度、浆液扩散范围、注浆量等; 重力作用常使浆液有向下运动的趋势, 其与复杂的土体内部结构的联合作用常常更增加了劈裂注浆预测的难度。为突出本文研究重点及劈裂注浆过程的关键因素, 本部分主要对土体基床系数、注浆时间、浆液参数(C-S双液浆)、土体类型进行重点研究和分析。

计算分析时, 注浆材料选用C-S双液浆, 注浆速率 $q=20\text{ L}/\text{min}$, 注浆孔半径 $r_0=0.05\text{ m}$, 裂缝扩展应力取 100 kPa 。据相关研究^[14-15], 水泥浆水灰比为 $1:1$, 水泥水玻璃体积比为 $1:1$, $2:1$, $3:1$ 的C-S双液浆的表现黏度拟合曲线如图3所示, 其拟合公式如下:

$$m_b = ht^I \quad (31)$$

式中, η , I 为拟合系数, 按上述水泥水玻璃体积比 η 依次为 0.003182 , 0.0008427 , 0.01864 , I 依次为 2.23 ,

2.694 , 2.066 ; μ_b 和 t 的单位分别为 $\text{pa}\cdot\text{s}$ 和 s 。

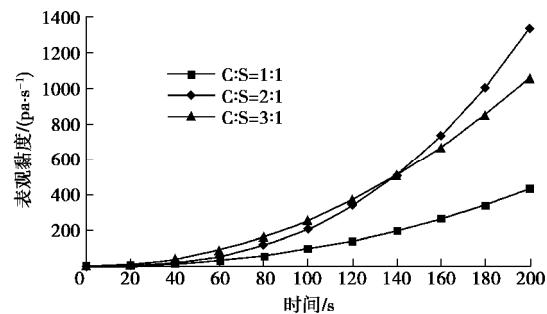


图3 水泥-水玻璃浆液表现黏度-时间拟合曲线

Fig. 3 Fitting curves of apparent viscosity-time of cement silicate slurry

根据拟合公式并结合上图分析可知, 体积比为 $1:1$ 的双液浆表现黏度恒小于体积比为 $3:1$ 的双液浆表现黏度。因此, 本文以水泥水玻璃体积比为 $1:1$ 与 $3:1$ 的双液浆来进行对比分析。

主要取下表2所示的水泥水玻璃体积比2种工况, 和基床系数标准值2种工况进行分析。

表2 劈裂注浆主要计算工况

Table 2 Main conditions of split grouting

工况	基床系数标准值 $k_b(\text{MPa}\cdot\text{m}^{-1})$	体积比(C:S)
1	5	1:1
2	5	3:1
3	5	1:1
4	10	1:1

3.1 浆液扩散半径随时间变化分析

不同工况下, 浆液扩散半径随时间变化曲线如图4所示。为了体现不同土体的差异, 图中在原有主要工况基础上, 分别进行了黏性土与砂土的曲线绘制。

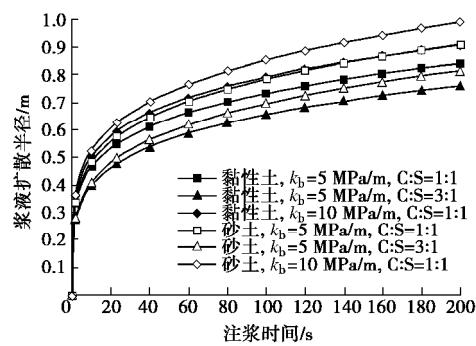


图4 浆液扩散半径随时间变化曲线

Fig. 4 Variation curves of slurry diffusion radius along with time

分析图4可知:

(1) 在定流量注浆时, 浆液扩散半径随时间变化曲线都具有相同的变化趋势, 且均随时间增长而不断增大。在注浆初期, 浆液扩散半径急剧增大, 而后随时间增长, 浆液的扩散速率不断变缓。

(2) 在同一时刻, 浆液的扩散半径随浆液黏度的增大而减小。分析原因为: 浆液黏度越大, 其扩散过程中受到的阻力越大, 浆液的扩散需要更大的注浆压力, 相应的劈裂缝宽度亦越大, 在时间相同时(即注浆量相同), 势必会造成扩散距离的减小。

(3) 在同一时刻, 浆液的扩散半径随土体基床系数标准值的增大而增大。分析原因为: 土体基床系数标准值越大, 土体的变形越困难, 在时间相同时(即注浆量相同), 势必会产生较大的扩散距离。

(4) 浆液扩散半径随时间的变化曲线受土体类型的影响, 任意时刻黏性土中浆液的扩散半径小于砂土中浆液的扩散半径。

3.2 浆液压力时空变化分析

不同工况下, 浆液压力时空变化曲线如图5所示。为了体现注浆时间以及不同土体的差异, 图中在原有主要工况基础上, 又分别进行了注浆时间100, 200 s以及黏性土、砂土的曲线绘制。

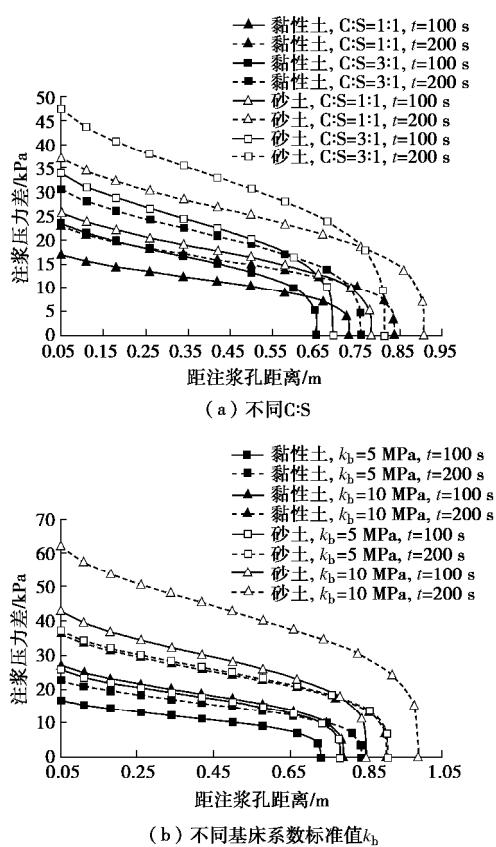


图5 浆液压力时空变化曲线

Fig. 5 Temporal and spatial variation curves of slurry pressure

分析图5可知:

(1) 在定流量注浆时, 浆液压力时空变化曲线都具有相同的变化趋势, 且均随距注浆孔距离的增大而减小, 在扩散锋面位置处衰减至裂缝扩展应力; 在浆液扩散锋面位置附近衰减速率最快, 在注浆孔附近位

置处衰减速率次之, 在两者中间位置处衰减速率较小且近乎恒定。分析原因为: 根据式(11), 浆液压力衰减速率与距注浆孔距离的一次方及劈裂缝宽度的三次方成反比, 劈裂缝宽度具有更大的影响; 在扩散锋面位置附近, 劈裂缝宽度较小, 其影响占绝对优势; 在注浆孔附近位置, 其距注浆孔的距离占较小的优势; 而在中间位置, 两者的影响近于平衡。

(2) 在定流量注浆时, 浆液扩散半径范围内任一位置的浆液压力均随注浆时间的增大而增大。且在相同的时间间隔内, 黏性土浆液压力增量较砂土要小。

(3) 随浆液黏度的增大, 自注浆孔至近浆液扩散锋面的绝大部分位置处的浆液压力也增大; 但由于扩散距离较小, 因而在近浆液扩散锋面位置附近, 浆液压力急剧衰减而使浆液压力变小。

(4) 随基床系数标准值的增大, 由于土体变形更加困难, 浆液扩散半径范围内任一位置处的浆液压力均增大。

(5) 浆液压力时空变化曲线受土体类型的影响明显, 任意位置处的黏性土的浆液压力均小于砂土。

3.3 劈裂缝宽度时空变化分析

不同工况下, 劈裂缝宽度时空变化曲线如下图6。图中亦在原有主要工况基础上, 分别进行了注浆时间100, 200 s以及黏性土、砂土的曲线绘制。分析图6可知:

(1) 在定流量注浆时, 劈裂缝宽度时空变化曲线的变化趋势与浆液压力时空变化曲线的变化趋势类似, 均随距注浆孔距离的增大而减小, 在扩散锋面位置处衰减为0; 浆液扩散锋面位置附近衰减速率大于注浆孔附近位置处衰减速率, 两者中间位置处衰减速率最小且近乎恒定。分析原因为: 在注浆时间确定时, 浆液扩散半径亦确定, 根据式(6)和式(8), 此时劈裂缝宽度与浆液压力具有一一对应的关系。

(2) 在定流量注浆时, 劈裂缝宽度亦均随注浆时间的增大而增大。且在相同的时间间隔内, 黏性土中劈裂缝宽度增量要比砂土中大。

(3) 随浆液黏度的增大, 劈裂缝宽度在自注浆孔至近浆液扩散锋面的大部分位置处也增大; 在浆液扩散锋面位置附近的较小范围内劈裂缝宽度变小, 这也与相应的浆液压力时空变化曲线相吻合。

(4) 随基床系数标准值的增大, 由于土体变形更加困难, 在自注浆孔至近浆液扩散锋面附近的绝大部分位置处劈裂缝宽度减小; 但由于扩散距离较大, 因而在浆液扩散锋面位置附近, 劈裂缝宽度增大。

(5) 在自注浆孔至近浆液扩散锋面附近的绝大部分位置处, 黏性土中劈裂缝宽度大于砂土中劈裂缝宽度, 仅在浆液扩散锋面附近的较小位置处黏性土中的

劈裂缝宽度小于砂土中的劈裂缝宽度。分析原因为: 黏性土受尺寸效应的影响较强, 劈裂缝宽度较大, 但由于黏性土的扩散距离较小, 因而在浆液扩散锋面位置附近的较小范围内, 由于劈裂缝宽度的急剧衰减而使黏性土中劈裂缝宽度小于砂土。

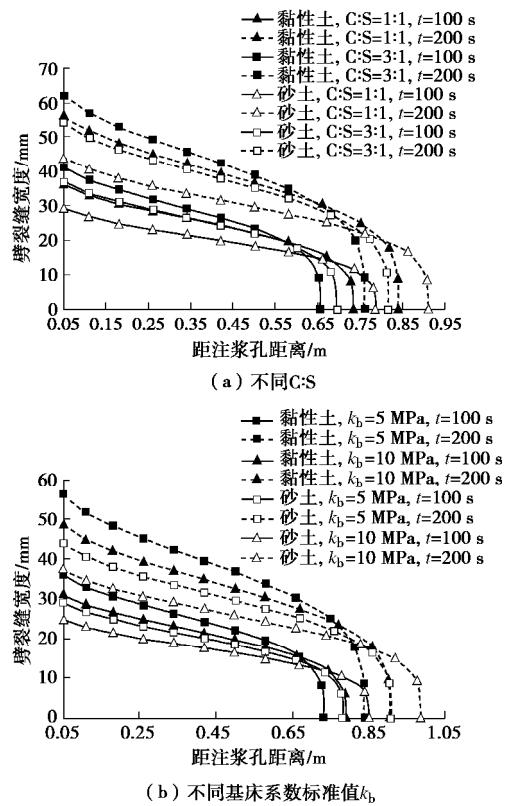


图 6 劈裂缝宽度时空变化曲线

Fig. 6 Temporal and spatial variation curves of split crack width

4 现场试验分析

4.1 工程概况

南京地铁三号线上元门站(原滨江路站)毗邻长江, 距离江边约 400 m, 采用明挖顺作法施工, 设计底板埋深为 22.0 m, 底板标高-12.0 m。2014 年 1 月, 在基坑开挖过程中坑底发生涌水, 涌水量达 130 m³/h, 严重影响施工进程。

结合相关资料与现场勘察, 区域内发育有多条断裂, 其中长江以南的沿江断裂与本标段近垂直相交, 对该工程具有影响巨大。标段内地质结构复杂, 岩体破碎且软弱, 性质不均, 地下水丰富, 富水层厚度达 16 m。基底以下主要为软-流塑粉质黏土、粉砂、细砂(土体主要参数见表 3), 具有较高的渗透性, 且与长江水存在一定的水力联系。分析涌水原因为: 长江水通过砂土层向基坑进行补给, 并冲破覆土进入基坑, 产生涌水。

表 3 基底土体主要参数

Table 3 Main parameters of bottom soils of foundation pit

名称	重度 $\gamma/(kN\cdot m^{-3})$	含水率 $w/\%$	孔隙比 e	基床系数标准值 $k_b/(MPa\cdot m^{-1})$	平均厚度/m
粉砂、细砂	19.3	29.0	0.798	10	4.91
粉质黏土	18.4	34.8	0.993	14	4.13
粉砂、细砂	19.4	25.7	0.744	26	18.27

4.2 现场试验设计

经研究, 拟对设计底板以下区域进行注浆加固, 以消除基坑进一步开挖带来的隐患。为使该工程能够有效、顺利的进行, 前期进行了一定的现场试验。根据工程问题并结合现场实际, 采用模袋注浆来隔离设计底板深度以上未开挖土体并对设计底板以下岩土体进行注浆加固。

以 t=2 注浆孔为例, 采用水泥-水玻璃双液浆进行现场注浆试验, 其中水泥浆水灰比为 1:1, 水泥水玻璃体积比为 3:1, 注浆速率控制在 40~70 L/min, 注浆终压为 0.5 MPa。钻孔直径 75 mm, 孔深 12 m(设计底板深度以下 6 m), 设计扩散半径 1.5 m。

4.3 对比分析

注浆过程中对注浆时间以及对应的注浆压力进行记录, 注浆后在离注浆孔 0.5 m 的位置处进行取芯(见图 7), 取芯深度在设计底板以下 4~6 m 处。



图 7 试验岩芯图

Fig. 7 Rock core of tests

根据土体参数等相关勘察资料并考虑基坑开挖状况, 确定取芯位置处土体的裂缝扩展应力为约 92 kPa。由于劈裂位置集中在砂土中, 且基底土体亦绝大多数为砂土, 因此计算时按砂土进行; 基床系数标准值近似采用各土层平均值 16.67 MPa/m。

对达到注浆终压的时间以及取芯位置处劈裂缝宽度的计算值与实测值进行对比, 见下表 4。

注浆压力随时间变化的计算曲线与实测曲线对比, 见下图 8。

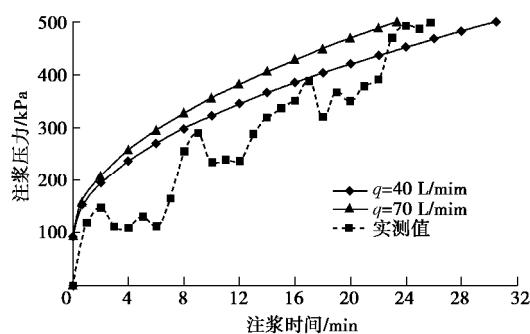
由表 4 可知, 注浆时间的实测值在计算值范围内, 可以认为是相对准确的; 而劈裂缝宽度计算值大于实测值, 将实测值的平均值与计算值进行比较可得其误

差范围为 81.2%~85.6%；由图 8 可知，注浆压力随时间变化的计算曲线与实测曲线具有类似的变化趋势，各时刻平均误差的范围为 35.2%~57.5%。由于劈裂注浆过程的复杂性且理论研究远落后于工程实际，国内外一些研究认为注浆工程中理论值与实测值相对误差在-50%~100%之间都是可以接受的^[16]。实际注浆过程中，由于土体内部结构的复杂性，浆液将会不断劈开地层中的薄弱带，逐渐形成多条空间分布复杂的劈裂缝，这可能是导致计算值与实测值差异的主要原因。

表 4 实测值与计算值对比表

Table 4 Comparison between measured and calculated results

值	注浆终压 p_0/MPa	注浆时间 t/min	劈裂缝宽度集 中范围 b/mm
实测值	0.5	25.8	64.5~91.7
计算值	0.5	23.34~30.51	141.52~144.99

图 8 实测与计算 $p-t$ 曲线对比Fig. 8 Comparison between measured and calculated $p-t$ curves

5 讨 论

(1) 实际上土体的应力 - 变形曲线并非是一条直线。因此，通过基床系数法进行劈裂注浆过程分析中的非线性问题仍需进一步研究。

(2) 实际上受浆液压力作用，土体中存在剪应力，浆液扩散半径之外的土体亦会产生一定变形。对于相关问题仍需进行深入研究。

(3) 由于土体内部结构的差异性、注浆过程中主应力方向的改变以及浆液重力作用等原因，实际裂缝的展布通常具有一定空间复杂性。因此，仍需对劈裂缝空间展布问题以及相应的浆液扩散机制进行研究。

(4) 实际地基土常有层状或者其它更复杂的分布形式，在劈裂注浆中如何将各土层基床系数进行合理、准确的应用也值得进一步研究。

6 结 论

(1) 基于基床系数法，考虑了尺寸效应及不同土体的差异，并进一步考虑浆土应力耦合特性，对不同

土体劈裂注浆过程进行了分析。推导了浆液扩散半径变化方程、浆液压力时空变化方程、劈裂缝宽度时空变化方程。

(2) 随时间增长浆液扩散半径不断增长，但增长速率不断变缓。浆液扩散半径与浆液黏度呈负相关，而与基床系数标准值呈正相关，且黏性土要小于砂土。

(3) 浆液压力时空变化曲线与劈裂缝宽度时空变化曲线具有类似的趋势；两者都随时间增长而增大，且均在大部分位置与浆液黏度呈正相关，仅在浆液扩散锋面附近较小位置呈负相关。

(4) 浆液压力与基床系数标准值呈正相关，黏性土中浆液压力小与砂土；劈裂缝宽度在绝大部分位置处与基床系数标准值呈负相关，在浆液扩散锋面附近较小位置呈正相关，黏土中绝大部分位置劈裂缝宽度大于砂土，在浆液扩散锋面附近较小位置小于砂土。

(5) 根据工程现场试验，对注浆时间、劈裂缝宽度以及注浆压力变化曲线的计算值与实测值进行对比，其差别在可接受范围内，验证了理论的合理性。

参 考 文 献:

- [1] 张庆松, 韩伟伟, 李术才, 等. 灰岩角砾岩破碎带涌水综合注浆治理[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, 31(12): 2412~2419. (ZHANG Qing-song, HAN Wei-wei, LI Shu-cai, et al. Comprehensive grouting treatment for water gushing analysis in limestone breccias fracturezone[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, 31(12): 2412~2419. (in Chinese))
- [2] 尹键政, 翁月稳, 王杰, 等. 岩土工程注浆理论与工程实例[M]. 北京:科学出版社, 2001. (KUANG Jian-zheng, ZAN Yue-wen, WANG Jie, et al. Theory and project example of grout in geotechnical engineering[M]. Beijing: Science Press, 2001. (in Chinese))
- [3] 邹金锋, 李亮, 杨小礼. 劈裂注浆扩散半径及压力衰减分析[J]. 水利学报, 2006, 37(3): 314~319. (ZOU Jin-feng, LI Liang, YANG Xiao-li. Penetration radius and pressure attenuation law in fracturing grouting[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2006, 37(3): 314~319. (in Chinese))
- [4] 李鹏, 张庆松, 张霄, 等. 基于模型试验的劈裂注浆机制分析[J]. 岩土力学, 2014, 35(11): 3221~3230. (LI Peng, ZHANG Qing-song, ZHANG Xiao, et al. Analysis of fracture grouting mechanism based on model test[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, 35(11): 3221~3230. (in Chinese))
- [5] 张忠苗, 邹健, 贺静漪, 等. 黏土中压密注浆及劈裂注浆室内模拟试验分析[J]. 岩土工程学报, 2009, 31(12):

- 1818–1824.(ZHANG Zhong-miao, ZOU Jian, HE Jing-yi, et al. Laboratory tests on compaction grouting and fracture grouting of clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, 31(12): 1818 – 1824. (in Chinese))
- [6] 张连震, 李志鹏, 张庆松, 等. 基于土体非线性压密效应的劈裂注浆机制分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, 35(7): 1483 – 1493. (ZHANG Lian-zhen, LI Zhi-peng, ZHANG Qing-song, et al. Split grouting mechanism based on nonlinear characteristics of compression process of soil[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, 35(7): 1483 – 1493. (in Chinese))
- [7] 张忠苗, 邹健. 桩底劈裂注浆扩散半径和注浆压力研究[J]. 岩土工程学报, 2008, 30(2): 181 – 184. (ZHANG Zhong-miao, ZOU Jian. Penetration radius and grouting pressure in fracture grouting[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, 30(2): 181 – 184. (in Chinese))
- [8] 李术才, 张伟杰, 张庆松, 等. 富水断裂带优势劈裂注浆机制及注浆控制方法研究[J]. 岩土力学, 2014, 35(3): 745 – 751. (LI Shu-cai, ZHANG Wei-jie, ZHANG Qing-song, et al. Research on advantage-fracture grouting mechanism and controlled grouting method in water-rich fault zone[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, 35(3): 745 – 751. (in Chinese))
- [9] 张庆松, 张连震, 刘人太, 等. 基于“浆-土”界面应力耦合效应的劈裂注浆理论研究[J]. 岩土工程学报, 2016, 38(2): 323 – 330. (ZHANG Qing-song, ZHANG Lian-zhen, LIU Ren-tai, et al. Split grouting theory based on slurry-soil coupling effects[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, 38(2): 323 – 330. (in Chinese))
- [10] TERZAGHI K. Evaluation of coefficients of subgrade reaction[J]. Géotechnique, 1955, 5(4): 297 – 326.
- [11] GB50021—2001 岩土工程勘察规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2001. (GB50021—2001 Code for investigation of geotechnical engineering[S]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2001. (in Chinese))
- [12] GB50307—2012 城市轨道交通岩土工程勘察规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 2012. (GB50307—2012 Code for geotechnical investigations of urban rail transit[S]. Beijing: China Planning Press, 2012. (in Chinese))
- [13] 郦正能, 张纪奎. 工程断裂力学[M]. 北京: 北京航空航天大学出版社, 2012. (LI Zheng-neng, ZHANG Ji-kui. Engineering fracture mechanics[M]. Beijing: Beihang University Press, 2012. (in Chinese))
- [14] 李术才, 刘人太, 张庆松, 等. 基于黏度时变性的水泥-玻璃浆液扩散机制研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32(12): 2415 – 2421. (LI Shu-cai, LIU Ren-tai, ZHANG Qing-song, et al. Research on C-S slurry diffusion mechanism with time-dependent behavior of viscosity[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, 32(12): 2415 – 2421. (in Chinese))
- [15] 李术才, 韩伟伟, 张庆松, 等. 地下工程动水注浆速凝浆液黏度时变特性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32(1): 1 – 7. (LI Shu-cai, HAN Wei-wei, ZHANG Qing-song, et al. Research on time-dependent behavior of viscosity of fast curing grouts in underground construction grouting[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, 32(1): 1 – 7. (in Chinese))
- [16] 阮文军. 基于浆液黏度时变性的岩体裂隙注浆扩散模型[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(15): 2709 – 2714. (RUAN Wen-jun. Spreading model of grouting in rock mass fissures based on time-dependent behavior of viscosity of cement-based grouts[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(15): 2709 – 2714. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201803003

考虑土体-结构相互作用的数值极限分析上限法

贾苍琴¹, 黄齐武^{*1, 2}, 王贵和¹

(1. 中国地质大学(北京)工程技术学院, 北京 100083; 2. 北京市轨道交通建设管理有限公司, 北京 100068)

摘要: 非连续面拓扑优化技术(discontinuity topology optimization, DTO)是考虑涉及土体-结构相互作用的岩土稳定性问题的极限分析数值上限法。稳定性问题的几何范围采用规则的栅格点阵进行离散, 且点阵之间潜在连接线即滑移线或非连续面构造形成允许速度场或破坏模式。诸如土钉、支撑挡墙等结构体与土体建模时同时考虑, 不用区别对待, 而且非连续面可以穿过结构体是本文DTO技术的独特之处。DTO技术可以涵盖平动和指定边界区域结构体的转动。最终优化问题呈线性特征, 并借助线性优化问题的内点法进行求解。刚性块体平动和转动以及刚塑性结构的塑性铰屈服破坏模式均可模拟。以拱桥结构、锚定板桩墙以及内支撑挡墙基坑稳定性问题为例证, 检验程序的有效性。DTO的计算结果以图示的形式清晰且细致地表述了非连续面布局构造的临界破坏模式。

关键词: 上限法; 土体-结构相互作用; 平动与转动; 非连续面拓扑优化; 内点法

中图分类号: TU431 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)03-0408-10

作者简介: 贾苍琴(1976-), 女, 讲师, 主要从事岩土力学数值分析等方面的教学和科研。E-mail: jiacangqin@cugb.edu.cn。

Numerical upper bound limit analysis based on topology optimization considering soil-structure interaction

JIA Cang-qin¹, HUANG Qi-wu^{1, 2}, WANG Gui-he¹

(1. School of Engineering and Technology, China University of Geosciences, Beijing 100083, China; 2. Beijing MTR Construction Administration Corporation, Beijing 100068, China)

Abstract: The discontinuity topology optimization (DTO) is an upper bound limit analysis technique for modeling the stability of geotechnical problems involving soil-structure interaction. The slip-lines or discontinuities used for DTO are typically generated by interconnecting a set of nodes located at regular grid points within a domain under consideration. A key feature of this implementation is that the soil reinforcement is simulated by the soil model such that allows the soil to flow past the reinforcement as might occur for soil nailing and propped wall. And also the procedure is extended to enable rotations at the boundaries of prescribed regions to be considered as well as translation failure mechanisms to be modelled. The resulting procedure is solved by the interior point method with linear programming formulation, which allows identification of a wide variety of failure modes, including translation and /or rigid body rotation, and rigid-plastic bending of the structure due to the formation of plastic hinge. The effectiveness of this procedure is demonstrated by analyzing the stability of masonry arch bridge, anchored sheet pile wall and propped wall. The DTO output is provided, which clearly illustrates the clarity and detail of the discontinuity collapse mechanism solutions.

Key words: upper bound method; soil-structure interaction; translation and rotation; discontinuity topology optimization; interior point method

0 引言

正如岩土力学传统稳定性问题一样, 考虑一定安全系数的土体-结构相互作用的土工结构(如基坑开挖支护)同样可以以其极限状态作为研究对象。极限分析理论在数学逻辑上更为严密, 构造简单, 而且无需复杂的本构关系, 在求解稳定系数或安全系数上更为直接、简明。一般而言, Sloan^[1]最早实现有限元法与极限分析相结合, 采用数学规划方法求解岩土工程稳

定性问题。这也标志着数值极限分析法的诞生。但是, 极限分析有限元法至今仍囿于浅基础承载力和边坡稳定性问题的简单运用; 尽管 Ukritchon^[2-3]在基坑稳定性分析中得以应用, 但没有详细说明其构造方法和运

基金项目: 国家自然科学基金项目(40902085, 41202219); 中央高校基本科研业务费专项资金项目(2652013104)

收稿日期: 2016-11-15

*通讯作者(E-mail: richardhuangqw@163.com)

算效率。因而, 在某种程度上而言, 对于考虑土体-结构相互作用的数值极限分析方法仍亟待深入研究。

由于数值极限分析方法兼具数值方法的灵活和极限定理的简单与直接, 因此, 采用离散技术和数学规划法进行极限分析问题的求解是当前研究的主流。由于无厚度间断面(非连续面)的引入, 使得计算结果受非连续面的分布影响较大。因此, 部分学者探讨和引入了线性单元的有限元网格自适应技术, 如 Borges 等^[4]、Christiansen 等^[5]、Lyamin 等^[6]、Lyamin 等^[7]。显然, 这也促使数值极限分析方法理论更趋复杂。

Yuan 等^[8]、Munoz 等^[9]采用极限分析有限元对锚桩墙、板桩墙稳定性进行分析, 进一步验证该方法的优越性。尽管采用有限单元技术进行离散, 由于单元间公用边界为非连续面, 每个单元都必须独立进行编号, 稀疏矩阵奇异问题难以回避^[10-11], 进而使得优化求解的整体计算效率降低。

近年来, 如何提高数值极限分析方法的计算效率, 一直是理论研究的热点和难点。其中, 静力许可应力场或机动容许速度场的构造方式和离散形式上的研究是主流方向之一。Milani 等^[12]采用曲线和线性单元进行离散; Hambleton 等^[13]采用线性三角形单元进行离散, 并通过单元节点的摄动方式(perturbation method)进行速度场的构造。Le^[14]采用无网格法(meshless method)和二阶锥形规划方法进行极限定理的实现; Zhou 等^[15]采用自然单元法(natural element method)实现板结构的极限上限方法。由此可见, 采用新型的离散方式构造数值极限理论是提高数值计算效率的有效方式。

与边坡稳定性问题类似, 考虑土体-结构相互作用的土工结构失稳破坏形态上存在两种主要形式: 滑动破坏与转动破坏, 即存在土体的屈服、结构的屈服(塑性铰)或两者兼而有之。土体-结构的相互作用也体现在土体与结构均存在破坏失效的可能。因此, 考虑土体-结构相互作用的稳定性问题的最优化解认为是在可行域上(所有失稳破坏模式)求得的全域最优解。

事实上, 上限法的优势在于确定土工结构的临界破坏模式, 其中, 非连续面或是滑移面的确定则是其关键之所在。依据 Smith 和 Gilbert^[16]的研究思路, 借助大规模桁架结构优化理论的进步, 本文以非连续面拓扑优化技术为核心, 在土体平动的基础上, 引入结构转动的失效模式, 丰富非连续面拓扑优化的内涵和功能, 并以拱桥的极限承载力和围护结构的稳定性问题进行例证, 验证非连续面拓扑优化理论的有效性和正确性。

1 非连续面拓扑优化

问题研究域采用 n 个节点, m 个节点间连线(非连续线)进行构造, 每个非连续线均是潜在的破坏滑移面。非连续面通过节点间连线产生。每个非连续面赋予材料特性和参数, 并定义边界条件, 非连续面组成破坏模式, 最终确定内部能量的极值。极限分析上限法非连续面拓扑优化(discontinuity topology optimization, DTO)的数学构造形式^[16-17]可表述为

$$\min I \mathbf{f}_L^T \mathbf{d} = -\mathbf{f}_D^T \mathbf{d} + \mathbf{g}^T \mathbf{p}, \quad (1)$$

$$\left. \begin{array}{l} \mathbf{Bd} = 0, \\ \text{subject to} \quad \begin{cases} \mathbf{Np} - \mathbf{d} = 0, \\ \mathbf{f}_L^T \mathbf{d} = 1, \\ \mathbf{p} \geq 0, \end{cases} \end{array} \right\} \quad (2)$$

其中, \mathbf{f}_L ($2m$)、 \mathbf{f}_D ($2m$) 分别为活载、恒载的切向和法向分量; I 为破坏荷载系数; \mathbf{g} ($2m$) 为非连续面的长度 l (m) 和黏聚力 c' (kPa) 的乘积; \mathbf{B} 为 $(2n \times 2m)$ 含有方向余弦的相容矩阵; \mathbf{N} 为 $(2m \times 2m)$ 塑性流动矩阵。在方程式(1)中, \mathbf{d} 和 \mathbf{p} 为线性规划问题的未知量, 且 $\mathbf{d}^T = \{s_1, n_1, s_2, n_2, \dots, n_m\}$, s_i 和 n_i 分别为块体间非连续面 i 的相对剪切和法向位移, 如图 1 所示; \mathbf{p} 是 $(2m)$ 塑性算子矩阵。

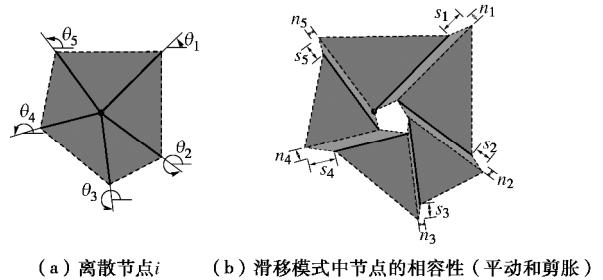


图 1 节点的相容性条件示意

Fig. 1 Compatibility at a node for cohesive-frictional soils

DTO 的实质内核是加强离散节点的协调条件, 非连续面位移 \mathbf{d} 和塑性算子 \mathbf{p} 为优化问题变量。当采用 Mohr-Coulomb 屈服准则时, 可通过线性规划法(linear programming)或二阶锥形规划法(second order cone programming)进行求解。获得的优化解表述为塑性真解的上限, 其计算的准确度由离散节点的数量控制。图 2 为 DTO 方法的具体步骤; 为确保计算结果的准确性, 离散节点密度或数量必须适中。在优化迭代计算过程中, 通过调整非连续面的布置获得问题的最优解。

在 DTO 构造中, 其数学构造形式完全基于非连续面的相对位移(速度), 每个非连续面设置变量来定义相对滑动位移。当采用相对位移后, 几何相容条件

可直接通过节点的线性约束方程进行校验。最终的优化函数定义为含有运动变量的所有非连续面(滑移面)的总的能量耗散。位移变量为线性优化问题的变量, 所获得的最优解界定优化的非连续面构建而成的相容破坏机构和最小能量耗散。DTO 从大规模的非连续面中优化确定临界速度非连续面的临界布置和最小的上限值。

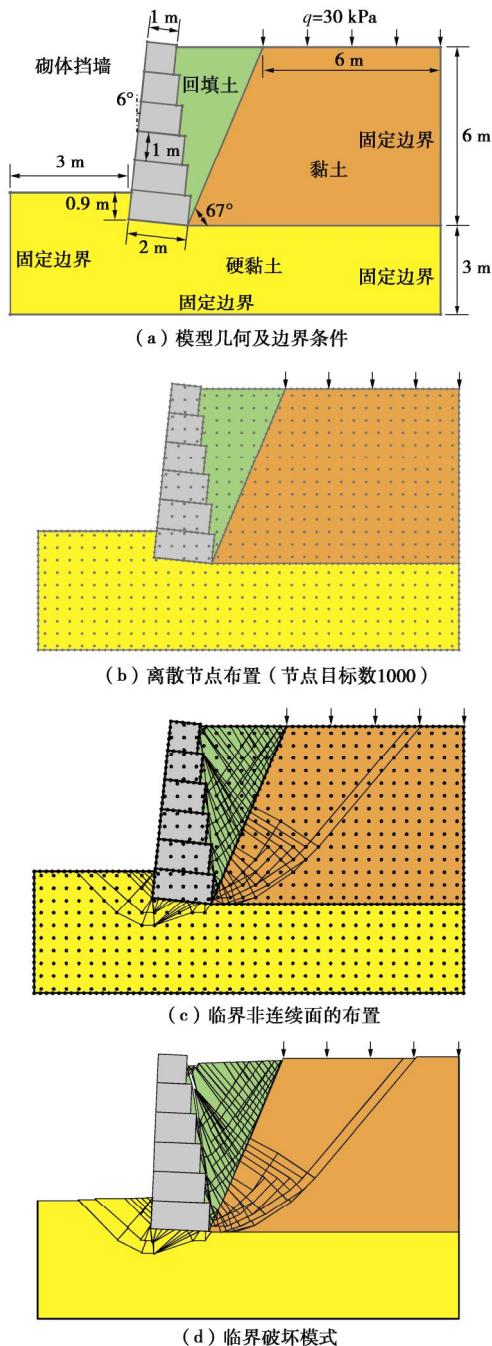


图 2 非连续面拓扑优化步骤示意图

Fig. 2 Procedure of discontinuity topology optimization stages

方程式 (1) 和 (2) DTO 数学优化问题最终借助线性规划的原-对偶内点法 (primal-dual interior point method) 进行求解。Karmarkar^[18]和 Gill 等^[19]提出能

处理大规模优化变量的内点法, 并成功运用于非线性优化问题。原-对偶内点法源于数学规划问题的对偶原理, 其核心仍基于拉格朗日函数 (Lagrangian function) 和 Karush-Kuhn-Tucker (KKT) 条件进行优化计算。其内涵意指若原问题通过构造和求解获得, 则其对偶问题的变量即可知道。一旦对偶问题获得优化解, 那么原线性规划问题可直接得到。

2 结构转动与平动

在前节 DTO 极限分析构造中引入结构体, 必须能够实现结构体与土体之间的相对运动。为实现这一目标, 所有潜在的非连续面 (或滑移线) 仅在固体内部产生, 除了穿越结构体上的离散节点外, 不能直接穿过结构体。这种做法的直接结果就是需要在边界或结构上增加节点密度 (或数量)。

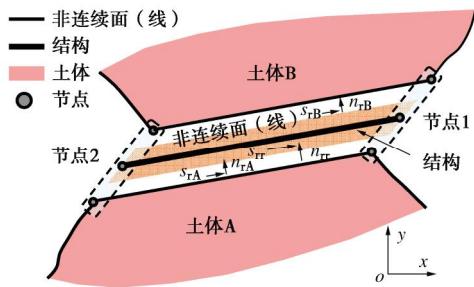


图 3 土体-结构相对运动示意图

Fig. 3 Relative movement between soil-structure interaction

2.1 结构平动

图 3 为结构体与周围土体相对运动以及土体与结构相对运动的示意图。结构体模拟为条块, 类似“三明治”形式夹在固(土)体 A 和 B 之间。细条块(结构体)和相邻固体的相对运动可通过固体条块上面和下面的潜在非连续面来模拟。而结构自身的运动则通过条块的相对运动获得。考虑结构的平动(结构的绝对速度在局部坐标内表述为 u_r 和 v_r), 可引入新的变量表征结构与固体(土体)的相对运动, 即

$$s_{rr} = u_r - u_t, \quad (3)$$

$$n_{rr} = v_r - v_t. \quad (4)$$

式中, s_{rr} 和 n_{rr} 分别为结构与土体的相对滑移和法向速度, 在全域坐标系中以绝对速度 u_t 和 v_t 运动。尽管在 DTO 程序中, 滑移线速度通常是相对的, 但是在边界的绝对值通过上述公式可以直接得出。

结构与细条块之间的相对运动可以通过边界特性来计算, 如剪胀性, 即

$$s_{rA} = u_t - u_A, \quad (5)$$

$$n_{rA} = v_t - v_A, \quad (6)$$

式中, s_{rA} 和 n_{rA} 分别表示理论土条与固体 A 边界的相

对滑移和法向速度; u_A 和 v_A 分别为固体 A 在局部坐标内的绝对速度。变量 s_{rB} 和 n_{rB} 的定义与固体 A 类似。

不难发现, 连接结构到 DTO 程序中的变量是 s_{rr} 和 n_{rr} , 这些并不涉及几何相容条件(协调方程), 结构体模拟为平动仅对能量耗散方程有影响。因此, 对类似土钉、锚杆等结构体, 拉拔系数 T (kN/m) 和侧阻系数 N (kN/m) 对能量耗散方程有影响, 即

$$dW = (T|s_{rr}| + N|n_{rr}|)dl \quad , \quad (7)$$

其中, dW 为功率, dl 为长度, $|s_{rr}| = s_{rr}^+ + s_{rr}^-$, $s_{rr} = s_{rr}^+ - s_{rr}^-$, 且 $s_{rr}^+, s_{rr}^- \geq 0$ 。

2.2 结构转动

对于土体-结构相互作用的问题, 转动模式不可避免。DTO 程序在刚性块体界面和边界处考虑转动破坏, 块体自身不考虑转动。实际上, 转动总是出现在土体和结构单元或是相邻结构单元之间的边界上。转动破坏的形式有以下几种可能: 土体屈服破坏、结构屈服破坏或两者兼之。以浅基础地基极限承载力为例, 考虑对数螺旋滑移面的几何尺寸, 地基极限承载力状态下的浅基础屈服破坏如图 4 所示。运动容许机构的发展为基础结构的塑性铰, 该塑性铰的出现导致基础转动和临近土体的变形。在这种情况下, 能量耗散不仅出现在土体和接触面, 而且也出现在基础(或结构)的塑性铰中。

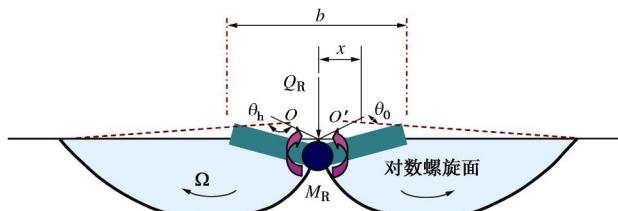


图 4 浅基础的破坏模式^[20]

Fig. 4 Collapse mechanism of shallow foundation

由于考虑转动变量, 需修正 DTO 的数值形式。基本变量 $\mathbf{d}^T = \{s_1, n_1, \omega_1, s_2, n_2, \omega_2, \dots, \omega_m\}$, 其中, 非连续面 i 的相对剪切和法向位移变量为 s_i 和 n_i 外, 增加相对转动变量 ω_i 。对于非连续面 i 的全域协调约束变为

$$\mathbf{B}_i \mathbf{d}_i = \begin{bmatrix} \mathbf{a}_i & -\mathbf{b}_i & \frac{l_i \mathbf{b}_i}{2} \\ \mathbf{b}_i & \mathbf{a}_i & -\frac{l_i \mathbf{a}_i}{2} \\ 0 & 0 & 1 \\ -\mathbf{a}_i & \mathbf{b}_i & \frac{l_i \mathbf{b}_i}{2} \\ -\mathbf{b}_i & -\mathbf{a}_i & -\frac{l_i \mathbf{a}_i}{2} \\ 0 & 0 & -1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} s_i \\ n_i \\ w_i \end{bmatrix}, \quad (8)$$

其中, \mathbf{B}_i 和 \mathbf{d}_i 分别为局部协调矩阵和非连续面 i 位移; a_i 和 b_i 分别为非连续面 i 的 x 和 y 轴的余弦, l_i 为非连续面 i 的长度。并且, 非连续面 i 的局部塑性流动约束可改写成

$$\mathbf{N}_i \mathbf{p}_i - \mathbf{d}_i = \begin{bmatrix} 1 & -1 & 0 & 0 \\ \tan f_i & \tan f_i & u_i l_i & u_i l_i \\ 0 & 0 & 1 & -1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} p_i^1 \\ p_i^2 \\ p_i^3 \\ p_i^4 \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} s_i \\ n_i \\ w_i \end{bmatrix} = 0, \quad (9)$$

$$u_i = \frac{1}{2} - \frac{1}{1 + \exp(\pi \tan f_i)}, \quad (10)$$

其中, 塑性算子 p_i^1, p_i^2 增加额外的变量 p_i^3, p_i^4 ; u_i 为在临近屈服区域的转动的距离因子, 或当转动仅在边界发生时, 可取常系数 0.5; f_i 土体-结构接触面摩擦角。需要指出的是, 这些塑性铰无需事先知道, 重叠非连续面等情况也可以包含在分析过程中。当转动在临近土体中调整, 考虑功率方程 $\mathbf{g}^T = \{c_1 l_1, c_1 l_1, c_1 l_1^2 u_i / \tan f_i, c_2 l_2, c_2 l_2, c_2 l_2^2 u_i / \tan f_i, \dots, c_m l_m^2 u_m / \tan f_m\}$, $c_m l_m^2 u_m / \tan f_m$ 的推导过程不在此赘述。

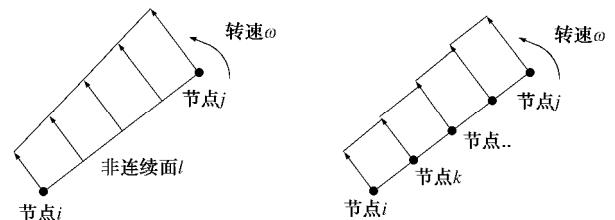


图 5 非连续面转动等效处理示意图

Fig. 5 Equivalent stress distribution of discontinuity

为便于转动问题的计算, 在 DTO 程序中进行了部分简化, 如图 5 所示。通过细分在边界或结构单元上节点数量, 将结构转动引致的不均衡力, 化整为零, 使得转动临近区域的土体受力条件不做任何改变。也就是说, 仅结构或接触面考虑转动, 而土体单元则仍以平动为主, 转动引发的不均衡力可通过多分段均衡力代替。

至此, DTO 程序的土体-结构相互作用的机制基本建立完成, 由于以非连续面布局为主, 线-线接触形式成为主导。为简化计算, 仅考虑问题边界、土体-结构接触面的转动, 土体形成块体本身不考虑转动破坏。

另外, 对于支护体系结构作用的发挥, 可借助地基极限承载力理论来实现。在集中荷载作用下, 致使地基达到极限承载力状态, 基础会适度出现塑性铰; 此时, 基础的受荷作用状态可匹配支护结构屈服时的作用状态。而基础的自由度在二维空间仅增加转角与作用弯矩; 并且其他作用荷载形式均可在此基础上进行衍生和拓展。

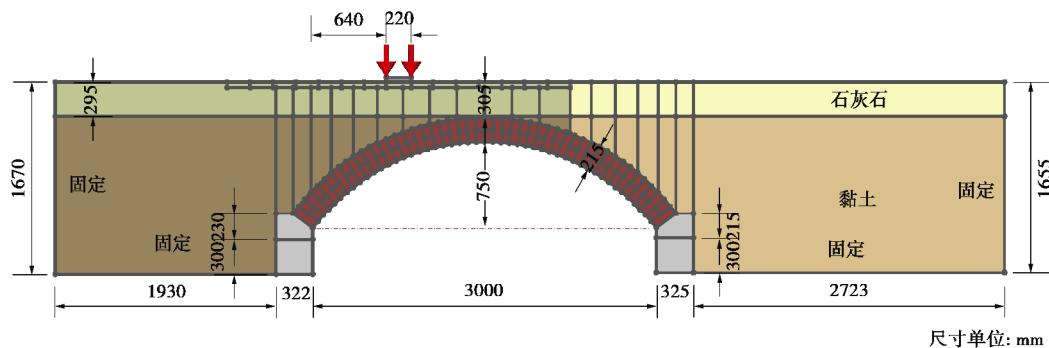


图 6 拱桥模型尺寸及边界条件

Fig. 6 Geometry and boundary conditions of masonry arch bridge

表 1 拱桥 Arch02 材料参数

Table 1 Parameters of masonry arch bridge Arch02

材料	摩擦系数	抗压强度 /($\text{kN}\cdot\text{m}^{-2}$)	重度 /($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	黏聚力 c /kPa	摩擦角 ϕ (°)	土体-结构接触面强度系数
砌体	0.64	25000	23.7			
石灰石	3.3	54.5	19.1	3.3	54.5	0.33
黏土	30	0	21.7	3.0	0	0.33

3 验证与应用

为例证本节土体-结构相互作用的有效性和准确性, 分别以复杂的砌体拱桥承载力、锚定板桩墙和基坑内支撑围护结构等问题进行分析。本节算例均在 2.67 GHz Intel Core i7 内核, 4GB 内存和 32 位 Windows XP 系统便携式电脑上计算求解。引用计算时间包括节点连接, 建立和求解线性规划问题所需的时间。

3.1 拱桥结构承载力

土体-拱桥结构相互作用对拱桥的极限承载力影响甚大, 但土体-结构相互作用的复杂机理并未很好地被掌握。本节依托英国 Sheffield 大学和 Salford 大学的联合拱桥试验, 仅以 Arch02 为例证, 验证 DTO 法的有效性和准确性, 同时, 对涉及岩土强度参数的合理性选择进行探讨。

拱圈 (arch barrel) 分块和跨径 3 m, 矢高比 4:1, 平均宽度为 1010 mm。拱圈由两个拱环和错缝拱头组成, 以确保试验中出现拱环分离。在拱顶以上采用石灰石回填 305 mm, 拱顶以下采用黏土填充, 平均宽度 1045 mm。试验拱桥 Arch02 具体几何尺寸和构造见图 6。

拱桥材料参数取值详见表 1, 其中材料参数已参照应变水平进行确定。砌块采用刚性模型, 而砌缝采用无黏性 Mohr-Coulomb 屈服准则 ($c=0$), 而摩擦角为测试摩擦系数的 0.64, 即 $\phi=\tan^{-1}(0.64)$ 。另外, 为考虑砌体的压缩破坏出现塑性铰, 砌体的抗压强度为 25 N/mm^2 。

填土材料的参数选择是 DTO 数值模拟计算的关键要素。对于土体-砌体接触面摩擦角由于没有直接进行试验测试, 本节模拟采用常规的做法取周边土体强

度参数的 1/3。根据 Eurocode 7 的推荐, 砂/卵石和预制混凝土之间为 $2/3\phi_{cv}$, 其中 ϕ_{cv} 为土体临界强度。尽管临界强度没有测试, 一般认为远小于峰值强度。

拱桥填土分为主动区域 (近荷载作用影响区域) 和被动区域 (远离作用荷载区域), 通过调整发挥系数 M (mobilization factor, $\phi_{mob}=M\phi$) 改变被动区域土体参数, 使得极限荷载数值结果变化较大。从 Nguyen^[21] 采用 MSLA (mobilized strength limit analysis) 计算应变的结果来看, 在达到极限破坏荷载时, 拱桥主动与被动区域土体的剪应变水平相差一个数量级。也就是说, 对于被动区域的土体强度参数不能采用峰值强度, 否则, 其破坏荷载高于实际值。为简便计算, 本算例采用分区域确定参数 (区域划分详见图 6), 假设主动区域土体应变达到极限强度, 而仅考虑被动区域土体受发挥系数影响, 即被动区域土体强度发挥系数 M 为 0.5。

黏土填充拱桥 (Arch02) 破坏荷载为 90 kN, 拱桥的荷载-位移关系曲线如图 7。试验拱圈结构破坏模式最终是“四铰”机构 (four-hinged mechanism), 如图 8 所示。

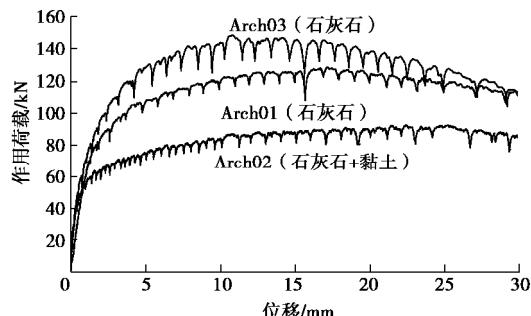


图 7 Salford 拱桥荷载-位移曲线 (Arch02)

Fig. 7 Load-vertical displacement (quarter span) relationship for Arch02 test

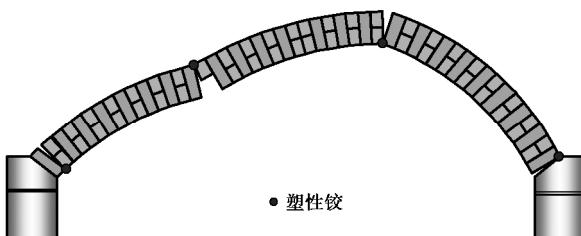


图 8 拱桥拱圈(肋)试验破坏图

Fig. 8 Collapse mechanism of arch barrel

图 9 为典型的 DTO 节点离散布置示意图, DTO 数值计算的极限荷载及线性优化问题的变量数与离散节点数的关系如图 10 所示。从中不难发现, 由于拱桥因涉及土体-结构相互作用结构形式较为复杂, 因此, 离散节点或节点目标数均较大, 一般达到 5000 左右才能获得较为满意的解。由图 10 可知, 当节点数量超过 5000 后, 由于极限荷载差异不大, 而优化变量数呈线性增加, 足见其计算成本增加而准确性提升的效率降低。因此, 节点目标数 5000 可以获得准确而又高效的数值解。拱桥 Arch02 的试验与 DTO 模拟计算结果如表 2, 拱桥的 DTO 极限荷载和试验破坏荷载误差约为 5.9% (节点数 5000, 具体计算结果见表 3)。研究分析发现两者结果误差主要源于从三轴试验中获得黏土的剪切强度因差异性较大而难以确定。

表 2 拱桥 Arch02 具体组成及相关结果

Table 2 Physical and numerical results of Arch02

序号	回填土类型		桥墩 主体部分	试验 类型	DTO 结果/kN
	近地表	自由			
1	黏土	石灰石		90	84.82

表 3 Salford 拱桥计算结果统计

Table 3 Statistical results of Salford masonry arch bridge Arch02

编号	节点密度 (潜在连接线)	迭代步	变量	约束	耗时 /s	DTO 结果
Arch02	5010 (978206)	8	195966	105756	188.735	84.82

由图 11 可知, 荷载作用处土体破坏模式明显, 载荷板因土体局部破坏而刺入土体。拱桥最终的破坏呈

现“四铰机构”破坏类型, 只是右侧的桥墩进入被动区域土体, 引致较大的剪切带。试验获得的拱圈破坏形式与模拟结果极其一致, 拱肋上个别砌块因破坏而分离。Salford 拱桥 Arch02 破坏形式与 DTO 数值模拟结果比对发现, 两者的破坏模式基本一致, 只是部分塑性铰的位置略有出入。事实上, 极限分析上限定理表述是当且仅当上限解与真解一致时, 其构造的破坏模式才是真实的。

3.2 锚定板桩墙

如图 12 所示, 采用此案例的目的是考虑钢板桩与土锚的屈服破坏, 以及转动破坏类型。Krabbenhoft 等^[22]针对本案例采用非线性优化对支护结构体系的特定值 (如板桩屈服强度、嵌固深度、土锚拉力等) 进行多目标计算求解。本文仅以计算结构体系的整体稳定性为目的, 选择 Brinch Hansen 的参数进行分析与结果比较。锚定板桩墙几何尺寸和计算模型如图 13 (a) 所示, 土体、土锚和钢板桩墙的参数详见表 4, 土体-墙体之间接触完全光滑 ($f=0$) 和完全粗糙 (摩擦角 $f=\varphi'$)。其中, 板桩受地锚的作用力分别维持 75kN 和 105 kN。安全系数为土体强度折减系数, 与常规有限元强度折减法类似, 此时, 式 (1) 和式 (2) 中目标函数关键变量为安全系数, 破坏荷载系数 I 则为 1。

表 4 锚定板桩墙的模型参数

Table 4 Parameters for modelling of anchored sheet pile wall

类别	参 数	数 值
土体	重度 $\gamma/(kN\cdot m^{-3})$	18
	黏聚力 c'/kPa	0
	摩擦角 $\varphi'/(^\circ)$	30
板桩	嵌固深度 d_w/m	完全粗糙 2.0 完全光滑 3.27
	塑性抗弯弯矩 $M_p/(kN\cdot m\cdot m^{-1})$	完全粗糙 125 完全光滑 182
地锚	拉拔系数 $T/(kN\cdot m^{-1})$	完全粗糙 75 完全光滑 105
	土体-墙接触面 摩擦角 $f/(^\circ)$	完全粗糙 30 完全光滑 0

注: 本表粗糙和光滑代表两种不同案例的数值模拟条件。

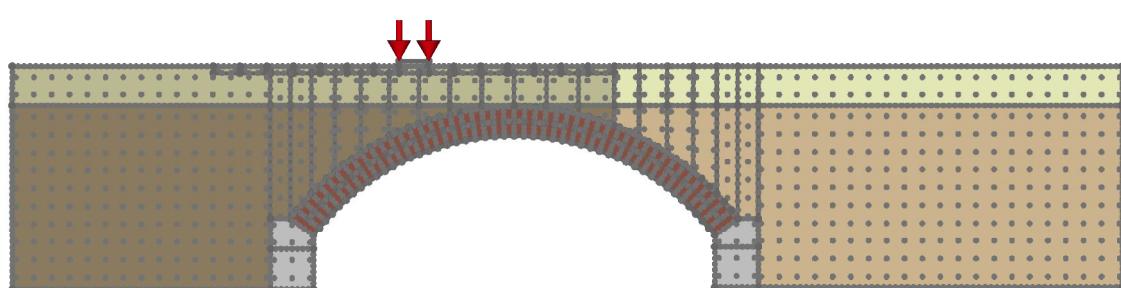


图 9 Arch02 拱桥离散点分布示意图 (节点数 1910 个以及 124796 个节点间潜在滑移线)

Fig. 9 Grid-node distribution of masonry arch bridge Arch02 (nodal density 1910 and 124796 potential inter-node connections)

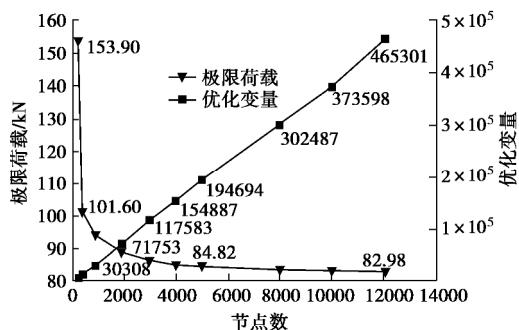


图 10 极限荷载、优化变量与节点目标数关系示意图

Fig. 10 Relationships among collapse load, optimum variables and

node target numbers with DTO

图 13 (b)、(c) 为不同土体强度参数条件下的 DTO 模拟的锚定板桩墙破坏模式图。不难发现，在土体-墙体接触完全光滑和完全粗糙的情况下，土锚均因达到其极限拉力而屈服（土锚固定端发生滑移），钢板桩并未达到屈服极限而出现塑性铰。DTO 程序求解的安全系数为强度折减系数，也是优化变量，而破坏荷载系数为 1，土体-墙体接触完全光滑和粗糙情况下其安全系数 FOS (factor of safety) 分别为 1.023 和 1.006；与 Brinch Hansen 的安全系数 1.0 的误差仅为 2.3% 和 0.6%。

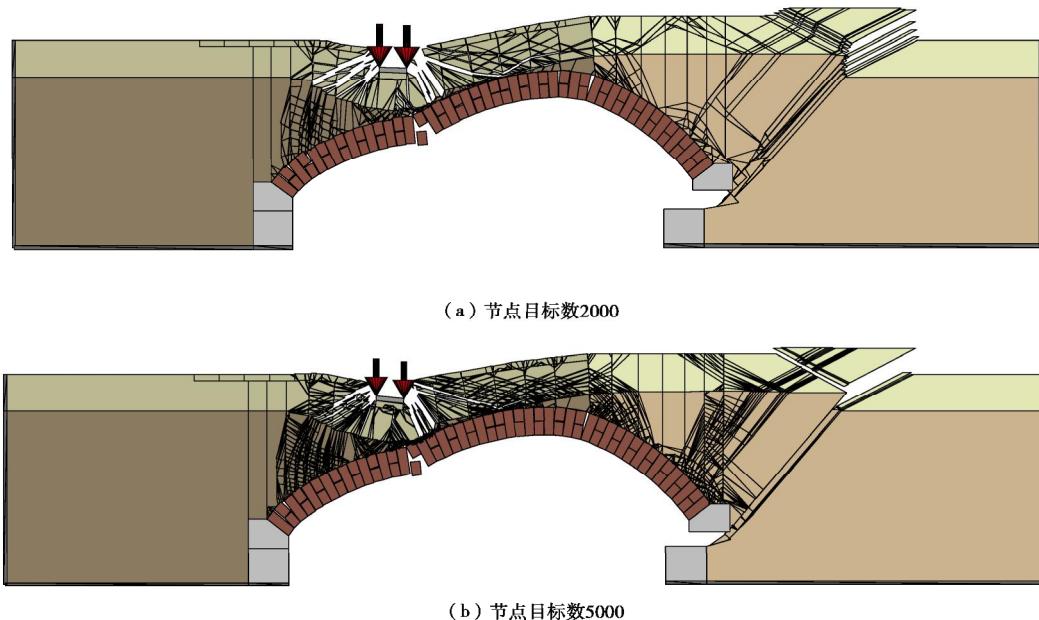
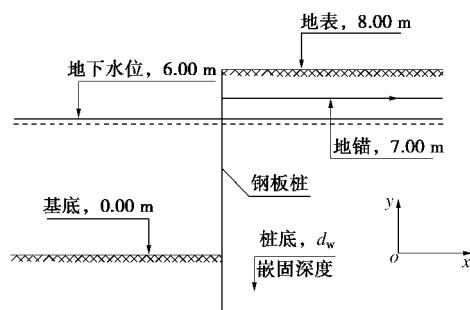


图 11 Arch02 拱桥 DTO 计算破坏模式

Fig. 11 Collapse mechanism of Arch02 calculated by DTO method

图 12 锚定板桩墙^[22]Fig. 12 Anchored sheet pile wall^[22]

3.3 基坑围护结构

考虑较为复杂的基坑围护结构稳定性问题，如图 14 所示。钢筋混凝土连续墙结构长 8 m，嵌固深度 2 m，距墙顶部 1.0 m 处有内支撑，高 0.2 m，其左侧端部固定。模型左右及底部固定，地表荷载 10 kPa，如图 14 (a) 所示。支撑与墙体通过接触单元连接，可自由转

动。为简便计，考虑土体-结构接触面完全光滑和完全粗糙两种情形，基于短期不排水情况进行分析。假设墙体刚性，仅考虑结构体系的整体破坏，材料参数见表 5。

表 5 基坑围护结构的模型参数

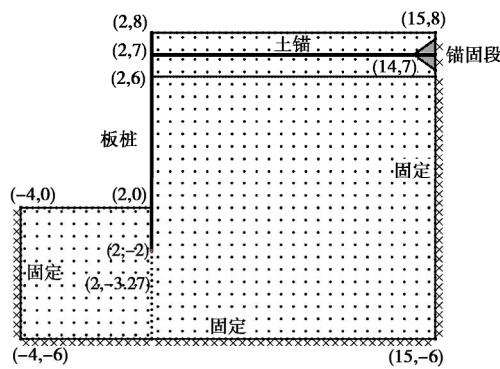
Table 5 Parameters for numerical modelling of propped wall

土体		墙体及支撑		土体-墙 体接触 面
重度 $\gamma/(kN\cdot m^{-3})$	黏聚力 c_u/kPa	重度 $\gamma/(kN\cdot m^{-3})$	塑性抗弯 矩 M_p $/(kN\cdot m\cdot m^{-1})$	
20	35	24	刚性	光滑

支撑为受拉截断模型，选择不同节点密度或节点目标数进行稳定性分析，安全系数为土体强度折减系数（与上例相同），计算迭代步、优化变量、线性约束数量以及计算结果统计详见列表 6。

表 6 基坑支护结构稳定性计算统计表

序号	节点数(潜在连接线)	迭代步	变量	约束	耗时/s	安全系数/FOS
1	997 (262692)	15	27304	12940	17.439	1.355
2	1989 (958161)	22	55275	25630	65.504	1.342
3	3062 (2077385)	23	93920	42031	121.529	1.338
4	4013 (3339304)	24	126803	56108	210.36	1.335
5	4948 (4736407)	25	161167	70587	283.976	1.333
6	6073 (6531062)	23	201314	87554	374.255	1.332



(a) 锚定板桩墙数值模型及离散点分布(节点目标数1000)

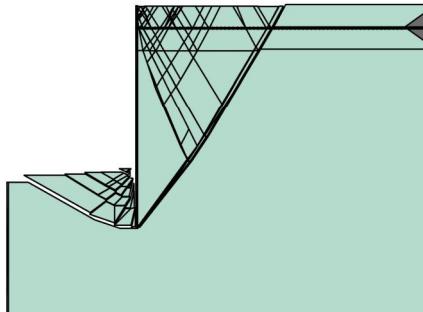
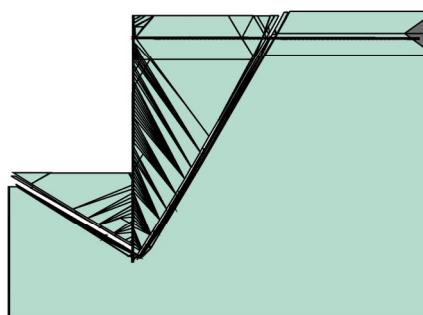
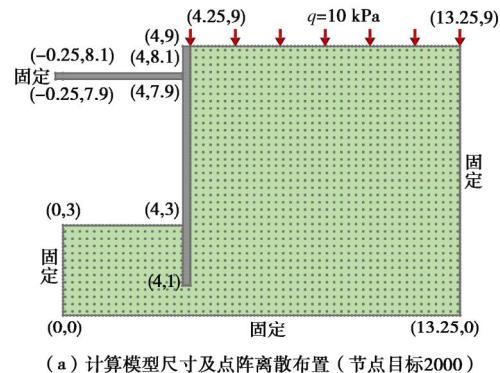
(b) 土体-墙接触光滑锚定板桩墙破坏模式
($T=75 \text{ kN}$, $M_p=125 \text{ kNm/m}$, 安全系数为1.023)(c) 土体-墙接触粗糙锚定板桩墙破坏模式
($T=125 \text{ kN}$, $M_p=182 \text{ kNm/m}$, 安全系数为1.006)

图 13 锚定板桩墙稳定分析

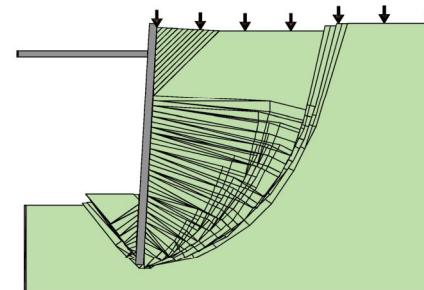
Fig. 13 Stability analysis of anchored sheet pile wall

由图 14 (b)、(c) 可知, 基坑围护结构为基底隆起破坏模式, 墙体可绕支撑转动。土体-结构(地连墙)接触完全光滑与安全粗糙的整体稳定安全系数分别为 1.342 和 1.610, 而基于常规瑞典条分法的整体稳定安

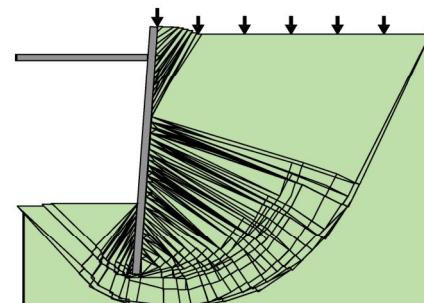
全系数为 1.471 (如图 14 (d) 所示), 抗倾覆和抗隆起安全系数分别为 6.076 和 1.466。对于整体稳定安全系数而言, 两者误差分别为 8.8% 和 9.4%。其中, 在土体-结构接触完全粗糙的情形下, 临界破坏模式的非连续面(或滑移面)达到数值几何模型的边界, 对最终的优化结果略有影响。放大支撑和墙体的接触(如图 15), 不难发现, 墙体因转动与支撑仅有下半端部接触。这主要是源于接触面无张拉作用, 而墙体抗压强度又足够大。



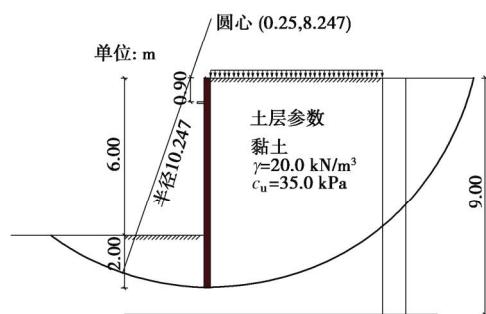
(a) 计算模型尺寸及点阵离散布置(节点目标2000)



(b) 支护结构破坏模式(土体-地连墙接触光滑, 安全系数1.342)



(c) 支护结构破坏模式(土体-地连墙接触粗糙, 安全系数1.610)



(d) 瑞典条分法临界破坏模型(条分法宽度0.4 m, 安全系数1.471)

图 14 基坑支护结构稳定性分析

Fig. 14 Stability analysis of propped wall

这里需要指出的是, DTO 程序的最优解是从全域优化的角度来考虑安全系数的最小值, 其涵盖所有破坏可能, 如整体稳定性、抗倾覆、抗隆起等, 且无需预先假设任何破坏模式; 而常规的极限平衡法则是根据不同的破坏类型, 预先构造不同的破坏模式再分别求解安全系数最小值。



图 15 支撑与墙体细部图

Fig. 15 Details of free rotation about prop

4 结 论

由于土体-结构相互作用机理较为复杂, DTO 构造形式与常规有限元离散不同, 因此, 结构单元和土体-结构接触面的构造必须区别对待。在点阵栅格离散的基础上, 引入可考虑土锚、连续墙等性能结构单元, 并且涵盖平动和结构转动破坏模式。最终在不影响数学规划问题线性特征的基础上, 采用原-对偶内点法进行求解, 且能满足工程应用的大规模计算需求。

采用点阵离散的拓扑优化技术主要特征是将研究对象的相容条件转化为离散节点的相容性, 节点间的潜在连接线即为速度非连续面(耗散面)或滑移线, 非连续面的临界布局构成最终的临界破坏模式。当然, DTO 技术也有值得特别注意的地方。尽管数学构造形式上满足几何约束, 但是 DTO 必须考虑应变与速度相容条件, 在拱桥承载力问题中合理区分土体主动和被动区域, 并选择特定应变条件下的强度参数, 可以确保在数学和物理意义上的应变协调性的统一, 也提高数值计算的精度和可靠度。

应变协调性或发挥强度的引入为 DTO 考虑物理意义上的几何相容创造条件, 为 DTO 在各类岩土工程问题中的应用创造可能。尽管 DTO 功能强大, 需要参数较少, 但对于应用范畴需要持审慎的态度; 针对特定的稳定性问题选择合理的强度参数还需进一步研究。

参考文献:

- [1] SLOAN S W. Lower bound limit analysis using finite elements and linear programming[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Engineering, 1988, **12**:

61 - 77.

- [2] UKRITCHON B, WHITTLE A J, SLOAN S W. Undrained limit analyses for combined loading of strip footings on clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 1998, **124**(3): 265 - 276.
- [3] UKRITCHON B, WHITTLE A J, KLANGVIJIT C. Calculations of bearing capacity factor n_y using numerical limit analyses[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2003, **129**(6): 468 - 474.
- [4] BORGES L A, ZOUAIN N, COSTA C, et al. An adaptive approach to limit analysis[J]. International Journal of Solids and Structures, 2001, **38**: 1707 - 1720.
- [5] CHRISTIANSEN E, PEDERSEN O S. Automatic mesh refinement in limit analysis[J]. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 2001, **50**(6): 1331 - 1346.
- [6] LYAMIN A V, SLOAN S W. Mesh generation for lower bound limit analysis[J]. Advances in Engineering Software, 2003, **34**(6): 321 - 338.
- [7] LYAMIN A V, SLOAN S W, KRABBENHOFT K, HJIAJ M. Lower bound limit analysis with adaptive remeshing[J]. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 2005, **63**(14): 1961 - 1974.
- [8] YUAN Y, WHITTLE A J. Evaluation and prediction of 17th Street Canal I-wall stability using numerical limit analyses[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2011, **139**(6): 841 - 852.
- [9] MUÑOZ J J, LYAMIN A V, HUERTA A. Stability of anchored sheet wall in cohesive-frictional soils by FE limit analysis[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2013, **37**(13): 1213 - 1230.
- [10] 黄齐武. 基于锥形规划理论的数值极限分析下限法及其应用 [D]. 上海: 同济大学, 2007. (HUANG QI-WU. Numerical lower bound limit analysis using second-order cone programming and its applications[D]. Shanghai: Tongji University, 2007. (in Chinese))
- [11] MAKRODIMOPOULOS A, MARTIN C M. Upper bound limit analysis using discontinuous quadratic displacement fields[J]. Communications in Numerical Methods in Engineering, 2008, **24**: 911 - 927.
- [12] MILANI G, LOURENÇO P B. A discontinuous quasi-upper bound limit analysis approach with sequential linear programming mesh adaptation[J]. International Journal of

- Mechanical Sciences, 2009, **51**: 89 - 104.
- [13] HAMBLETON J P, SLOAN S W. A perturbation method for optimization of rigid block mechanisms in the kinematic method of limit analysis[J]. Computers and Geotechnics, 2013, **48**: 260 - 271.
- [14] LE C V. Novel numerical procedures for limit analysis of structures: mesh-free methods and mathematical programming [D]. Sheffield: University of Sheffield, UK, 2010.
- [15] ZHOU S T, LIU Y H, CHEN S S. Upper bound limit analysis of plates utilizing the C1 natural element method[J]. Computational Mechanics, 2012, **50**(5): 543 - 561.
- [16] SMITH C, GILBERT M. Application of discontinuity layout optimization to plane plasticity problems[J]. Proceedings the Royal of Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences, 2007, **463**: 2461 - 2484.
- [17] JIA CANG-QIN, HUANG QI-WU, XIA BAI-RU. Stability analysis of soil slope using discontinuity layout optimization[J]. Advanced Materials Research, 2015, **1065-1069**: 190 - 198.
- [18] KARMARKER N. A new polynomial-time algorithm for linear programming[J]. Combinatorica, 1984, **4**: 373 - 395.
- [19] GILL P E, MURRAY W, SAUNDERS M A, et al. On projected Newton barrier methods for linear programming and an equivalence to Karmarkar's projective method[J]. Mathematical Programming, 1986, **36**: 183 - 209.
- [20] PLUMEY S. Soil-structure interaction in cut-and-cover tunnels[D]. Switzerland: EPFL, 2007.
- [21] NGUYEN D. Application of computational limit analysis to soil-structure interaction in masonry arch bridges[D]. Sheffield: University of Sheffield, 2008.
- [22] KRABBENHOFT K, DAMKILDE L, KRABBENHOFT S. Ultimate limit state design of sheet pile walls by finite elements and nonlinear programming[J]. Computers and Structures, 2005, **83**: 383 - 393.

2018年度第21讲黄文熙讲座学术报告会

第1号通知

2018年度第21讲黄文熙讲座学术报告会将于2018年4月22日（星期日）在北京中国科技会堂举行。2018年度黄文熙讲座主讲人为东南大学刘松玉教授和中国水利水电科学研究院汪小刚教高。刘松玉教授讲座题目为“污染场地测试评价与处理技术”，汪小刚教高讲座题目为“高土石坝几个问题探讨”。讲座文稿已分别刊登在《岩土工程学报》2018年第1期和第2期的黄文熙讲座栏目。

第21讲黄文熙讲座学术报告会由中国水利水电科学研究院和流域水循环模拟与调控国家重点实验室承办。黄文熙讲座学术报告会期间，还将邀请有关学者专家做学术报告。热烈欢

迎全国岩土工程界的专家学者及各有关单位的代表参会。有关本次学术报告会的更多信息请关注www.iwhr.com（中国水利水电科学研究院）和www.cgejournal.com（岩土工程学报）后续发布的第2号通知。

4月21日（星期六）晚8时召开《岩土工程学报》编委会全体会议。请第十二届《岩土工程学报》编委出席会议，并于2018年4月21日下午14:00~20:00在北京中国科技会堂报到。

联系人：田继雪女士：15910917077, tianjx@iwhr.com,
王玉杰博士：13651192199, wangyj@iwhr.com, 会务联系邮箱：geo_2018@163.com。

（本刊编辑部）

DOI: 10.11779/CJGE201803004

矿震震动传播与响应规律

杜涛涛^{1, 2}

(1. 天地科技股份有限公司开采设计事业部, 北京 100013; 2. 煤炭科学研究院开采研究分院, 北京 100013)

摘要: 针对距离震源不同距离的采掘区域冲击地压显现响应程度不同的问题, 采用 ARAMIS M/E 微震监测系统、PASAT-M 便携式微震监测系统和冲击地压多参量过程监测系统开展了矿震发生与响应过程规律研究, 并通过井下爆破激发震动试验研究了震动传播衰减规律。结果表明: ①冲击地压多参量过程监测系统监测到矿震的单参量(煤体应力)、多参量(煤体应力、围岩位移及锚杆受力)的响应过程, 实现了震动与响应信号捕捉与记录; ②矿震单参量响应规律, 响应时间短(368 ms), 响应过程引起距震源 75 m 的煤体应力最大升高 0.9 MPa, 响应终值为煤体应力升高 0.5 MPa, 矿震的响应并非都是多参量同时响应; ③矿震引起多参量响应规律, 响应时间不同步, 响应时间几百毫秒至几分钟不等, 响应过程引起距震源 150 m 的煤体应力整体降低 0.7~0.8 MPa、锚杆受力降低 7~8 kN、顶煤位移增加 4 mm, 且捕捉到矿震发生 10 h 前的岩层位移信息, 持续时间 1000 ms, 位移量最大 24 mm, 可作为矿震前兆信息; ④矿井围岩介质中震动能量传播呈指数 $E=E_0 e^{-\eta D}$ 关系衰减, 距震源 200 m 范围能量衰减快; 震动主频的衰减变化规律也呈指数 $f=f_0 e^{-\eta D}$ 关系。距离震源 200 m 范围的采场、巷道对矿震响应比较显著, 与矿震诱发冲击显现区域比较吻合。矿震发生至响应的传播衰减过程的定量关系研究, 对进一步提高冲击地压监测预警与防治技术水平具有一定的现实意义。

关键词: 矿震; 冲击地压; 震动响应过程; 震动衰减规律

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)03-0418-08

作者简介: 杜涛涛(1984-), 男, 山东枣庄人, 硕士, 助理研究员, 主要从事冲击地压防治研究方面的工作。E-mail: yl_dutt@126.com

Propagation and response laws of mine seism

DU Tao-tao^{1, 2}

(1. Coal Mining & Designing Department, Tiandi Science & Technology Co., Ltd., Beijing 100013, China; 2. Coal Mining Branch, China

Coal Research Institute, Beijing 100013, China)

Abstract: In order to analyze the response degree problem that seismic waves of surrounding rock are different at places with different distances from mine seism source, the ARAMIS M/E microseismic monitoring system, PASAT-M portable microseismic system and rockburst multi-parameter process monitoring system are employed to study the propagation and response laws of mine seism. The results show that: (1) The rockburst multi-parameter process monitoring system can capture variations of single-parameter (coal stress) and multi-parameter (coal stress, displacement of roadway and anchored bolt force) at the moment of mine seism; (2) For the single parameter laws of mine seism, the response time is short (368 ms), the mine seism-induced increase of the maximum coal stress reaches 0.9 MPa, which is 75 m from seism source, the final increase value of coal stress is 0.5 MPa, and not all the response of mine seism is multi-parameter simultaneous response; (3) For the multi-parameter laws of mine seism, the response time is not synchronized and varies from a few hundred milliseconds to a few minutes. At the place 150 m from the seism source, the coal stress decreases by 0.7~0.8 MPa, the anchored bolt force decreases by 7~8 kN, and the top-coal displacement increases by 4 mm. The displacement data of strata within 10 hours before the mine seism is captured with the duration time of 1000 ms and the maximum displacement of 24 mm, and they can be used as the prediction information for mine seism; (4) The attenuation of seismic energy propagation in the surrounding rock of the mine is exponential, that is $E=E_0 e^{-\eta D}$. The energy attenuation is fast, within 200 m range of seism source. The attenuation of main frequency in the surrounding rock is exponential' $f=f_0 e^{-\eta D}$.

The response of mining field and roadway within 200 m-range of the seism source is quite obvious, and the area is quite consistent with that of rockburst induced by mine seism. The

基金项目: 国家自然科学基金项目(51704155, 51574149, 51304116); 国家重点研发计划项目(2017YFC0804209, 2017YFC0804204, 2016YFC0801401, 2016YFC0801403); 天地科技开采设计事业部青年创新基金项目(KJ-2015-TDKC-11)

收稿日期: 2016-03-23

quantitative study on the process of the propagation attenuation of mine seism to the response is important to the further improvement of the monitoring, early warning, prevention and control technology of rockbursts.

Key words: mine seism; rockburst; mine seism response process; attenuation law

0 引言

冲击地压^[1-4]是影响煤矿安全生产的煤岩动力灾害之一，也是学术界研究的重要课题，矿震诱发冲击地压显现越来越多，已引起了许多学者关注。窦林名等^[5]提出了动静载叠加诱发冲击地压的原理，指出矿震强度较大，可能导致煤岩体瞬间冲击破坏，强调控制矿震动载荷就需要降低震源的震动能量；曹安业等^[6]研究了矿震动力扰动下煤岩冲击破坏机理；姜耀东等^[7]分析了放炮震动诱发煤矿巷道动力失稳的机理；阳生权等^[8]研究了地下结构及其围岩爆破震动效应。上述研究奠定了矿震诱发冲击地压的理论基础，冲击地压发生的突然性、剧烈性和瞬时性，危害性极大，现场多以宏观响应表述，如造成巷道破坏、设备损坏，人员伤亡，而强矿震诱发冲击响应机理，多从动载作用、煤体应力升高超过煤体极限破坏强度等角度定性解释。未评估矿震引起煤体应力等升高大小，也缺少矿震诱发冲击显现的响应过程特征研究。忽略了矿震引起冲击地压显现响应前，工作面的煤体应力、围岩位移和锚杆锚索受力等多参量的变化信息，主要原因是由于缺少能够实现矿震发生前、发生过程、发生后完整过程信息捕捉、记录的监测设备。基于此，文章研究手段克服了监测设备的局限性，解决了捕捉矿震响应过程的多参量信息难点，初步研究了矿震响应规律。

矿震响应不仅与矿震强度有关，还与震动波传播衰减有关。地震波在岩体中的传播规律一直是地球物理和岩土工程领域备受关注的研究课题^[9-15]。目前对震动波传播规律的研究主要采取人为的爆破震动来对震动波传播特性进行实验研究。吴文等^[16]利用现场实验，对不同介质的震动波传播衰减进行了研究。高明仕等^[17-18]利用在浅埋岩土中进行爆破震动实验，研究了震动波在不同介质中的能量衰减指数的差别及衰减特征，试验了巷道断面不同位置的震动效应。叶根喜等^[19]在煤矿现场，利用微震监测系统进行了深部爆破震动波传播规律的试验研究。曹安业等^[20]研究了矿井采动影响下煤岩特性改变对冲击震动波传播微震效应的影响规律。陆菜平等^[21-22]研究了顶板破断诱发冲击前后的震动信号特征，开展了井下爆破试验诱发震动传播与衰减规律研究。上述文献研究取得了大量成果，但受场地、范围、传播路径、介质的复杂性等因素制约，考虑人工诱发震动与自发矿震有一定差别，且文献研究更侧重震动传播与衰减规律的研究，对震动引

起的响应的关注较少，震动的响应研究对冲击地压监测预警与防治的指导意义也很重要，研究成果的应用尚未成熟，为推广应用仍有不少关键问题需要研究。

1 工程背景

如图1所示，矿井布置两个工作面，分别是B₁₊₂工作面和B₃₊₆工作面，开采煤层倾角平均87°，工作面之间岩柱自西向东逐渐变薄，平均厚度80 m，B₁₊₂工作面平均长度37 m，B₃₊₆工作面平均长度49 m，采用水平分层综采放顶煤，B₃₊₆工作面位于B₁₊₂煤层北部。

2014年3月24日，在B₃₊₆工作面轨道巷发生一起冲击地压显现，冲击造成底臌变形，平均底臌量为400 mm；5副U型钢支架受到不同程度的变形，其中3副支架钢箍崩断；冲击显现时伴随巨大声响。冲击地压显现发生时，监测到岩柱发生震级为2.2的矿震，如图1所示。

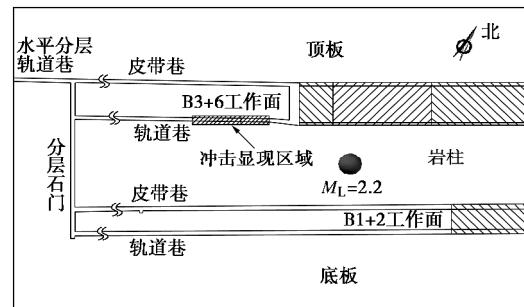


图1 工作面平面布置及冲击显现位置

Fig. 1 Plane layout of working face and position of rockburst

统计分析发现，矿井冲击地压显现除了具有突然性、剧烈性和瞬时性外，还具有以下特点：

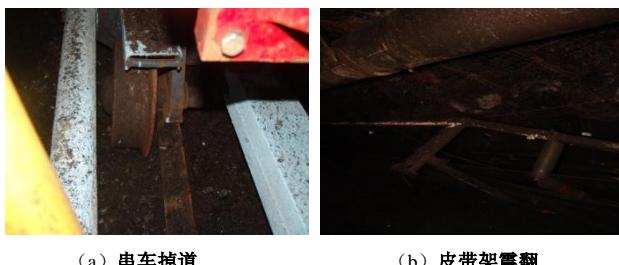
(1) 具有区域性。井下采掘工作面经常听到剧烈的声响，有时地面有震感，微震监测表明，90%以上地面有感矿震发生在两工作面之间的岩柱。

(2) 具有多样性。矿震显现以采掘巷道煤渣掉落，巷道底臌等位移变形，锚杆托盘脱落，螺帽弹射为主，严重时支架立柱折断，巷道严重破坏。图2所示，矿震引起现场响应情况，轨道巷串车掉道，皮带巷皮带被震翻。

(3) 具有差异性。现场发现不同区域响应程度不同，距离震动位置越近，破坏越严重，一定距离后，无法观察响应情况。

不难发现，矿震引起的响应形式具有多样性，可

用位移、受力进行定量化, 采场对矿震的响应程度不同。矿震是因, 响应是果, 矿震响应过程是震动传播至响应的过程。目前, 矿震可以通过微震监测实现定量化, 但由于制约矿震响应的因素复杂, 矿震造成的响应表征则比较困难, 如果能够实现监测矿震响应定量化, 探索矿震发生与响应的关系, 则更有利于现场冲击地压监测预警与防治。



(a) 串车掉道

(b) 皮带架震翻

图 2 矿震响应

Fig. 2 Response of mine seismic

因此, 基于矿井矿震频发, 不同震级的矿震响应不同, 采场不同位置的响应也不同, 很有必要探索它们之间的关系。

2 煤矿矿震响应规律监测分析

2.1 矿震响应监测设备

震动响应表现的宏观显现, 如巷道变形、煤体抛出、设备损坏等, 可以通过人员进行观测, 但微观响应, 如煤体应力变化、围岩位移及支护受力改变等, 则必须通过监测设备进行监测与记录。

矿震发生过程短暂, 能否捕捉到矿震发生过程信息, 取决于监测设备采样频率是否足够高并足以捕捉、记录下矿震发生过程。天地科技股份有限公司开采设计事业部采矿所研发的冲击地压多参量过程监测系统可以实现毫秒级别的信号捕捉与记录, 满足现场矿震响应监测要求, 为研究提供了必要的手段, 如图 3 所示为毫秒数据采集样本。

同时, 利用 ARAMIS M/E 微震监测进行矿山震动定位、震动能量计算。系统构成: 系统信息传输系统(DTSS), 该部分包括: 地面 SP/DTSS 信息收集站, 其由 OCGA 数字信号接收装置、配备 GPS 时钟的 ST/DTSS 传输系统控制模块、主通道切换模块以及 SR 15-150-4/11 I 型配电装置; SN/DTSS 井下分站, 其包括 SPI-70 拾震器以及 NSGA 震动信号发射装置。

2.2 矿震响应监测布置

如图 4 所示, 安装了 6 个钻孔应力计, 编号分别为 1, 2, 3, …, 6。2 号孔距离煤门右帮 5 m 开始施工, 孔深 5 m; 1 号孔孔深 3 m, 与 2 号孔间距 2 m; 3 号孔孔深 5 m, 距轨道巷帮 8 m; 4 号孔孔深 5 m, 与 3 号孔间距 3 m; 5 号孔孔深 5 m, 距轨道巷帮 8 m;

6 号孔孔深 5 m, 与 5 号孔间距 3 m。

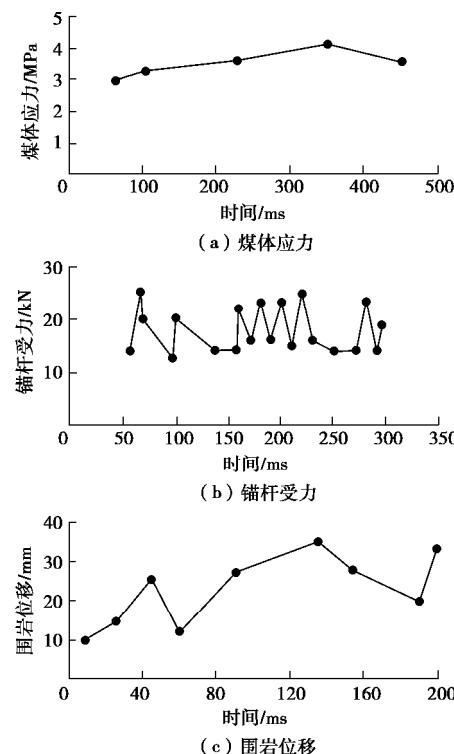


图 3 监测设备毫秒采样

Fig. 3 Millisecond sampling by monitoring device

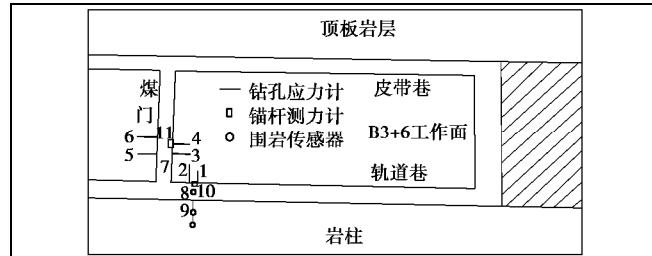


图 4 监测布置

Fig. 4 Arrangement of monitoring points

顶板离层仪编号分别为 7, 8, 9。7 号在煤门中, 距离轨道巷帮 8 m, 8 号孔距煤门 6 m, 深基点深度为 9 m, 浅基点深度为 3 m, 9 号装在岩柱中, 钻孔倾角 10°, 深基点深度为 30 m, 浅基点深度为 15 m。

锚杆测力计编号分别为 10, 11。10 号锚杆测力计安装在轨道巷中, 距离煤门右帮 6 m, 11 号锚杆测力计安装在煤门中。

2.3 矿震响应规律监测分析

(1) 矿震引起单参量响应

捕捉到一次矿震单参量响应过程, 经 ARAMIS M/E 微震监测系统监测与定位, 矿震发生在岩柱, 工作面后方 65 m, 距轨道巷帮 3 m 处, 矿震震源与响应监测位置水平距离为 75 m, 震源埋深为 364 m, 矿震震级为 2 级。

如图 5 所示, 矿震响应引起了煤体应力升高。矿震使距震源 75 m 的煤体应力最大升高 0.9 MPa, 震动

前后煤体应力变化 0.5 MPa。

如图 6 所示。震动发生时刻在 182 ms, 煤体应力响应时刻在 450 ms, 历时 368 ms, 震动传播至响应区域仅需几十毫秒, 因此, 震动发生至响应过程, 经历了震动的传播与煤体应力响应启动。共有效捕捉到 6 次煤体应力响应数值, 记录数据表明一旦煤体应力响应启动, 再次响应的时间大大减少, 响应时间为 3~30 ms, 煤体应力响应变化为升高—降低, 最终表现为煤体应力升高。

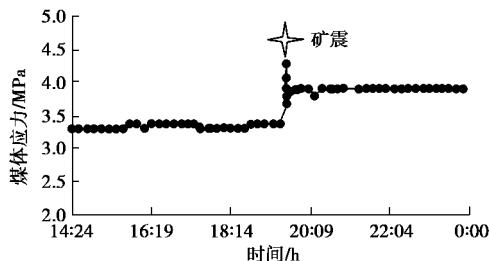


图 5 矿震前后煤体应力响应曲线

Fig. 5 Stress response curves of coal before and after mine seismic

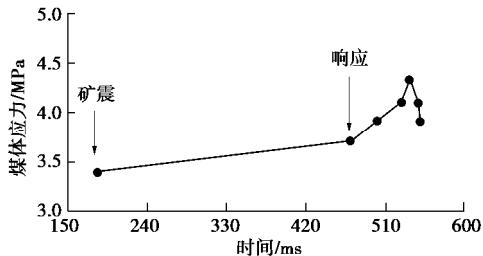


图 6 矿震响应过程

Fig. 6 Response process of mine seismic

通过冲击地压多参量过程监测系统的监测, 矿震并非每一次都会引起多参量同时响应, 本次响应为煤体应力的突然升高, 锚杆受力与围岩位移无响应变化。

(2) 矿震引起多参量响应

捕捉到一次矿震多参量响应过程, 经 ARAMIS M/E 微震监测系统监测与定位, 矿震发生在岩柱, 工作面前方 105 m, 距轨道巷帮 50 m 处, 矿震震源与响应监测位置水平距离为 150 m, 震源埋深为 367 m, 震级为 1.4 级。本次矿震不仅引起煤体应力响应, 同时引起锚杆、围岩位移响应, 受篇幅限制图 7 仅列出部分传感器响应曲线。

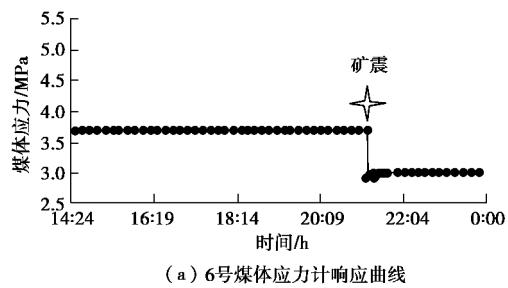
本次监测震动响应不同于上述的毫秒响应。震动发生引起煤体应力整体下降的响应, 但煤体应力响应时间不同, 1, 2 号煤体应力计响应时间为 10 min, 煤体应力降低 0.7 MPa; 4, 6 号煤体应力计响应时间为瞬时, 煤体应力降低 0.7 MPa; 5 号煤体应力计响应时间为 10 min, 煤体应力降低 0.8 MPa, 响应曲线如图 7 (a) 所示。

如图 7 (b) 所示, 矿震引起了顶煤的位移增加, 顶煤位移增加 4 mm, 响应时间 10 min, 顶煤在震动

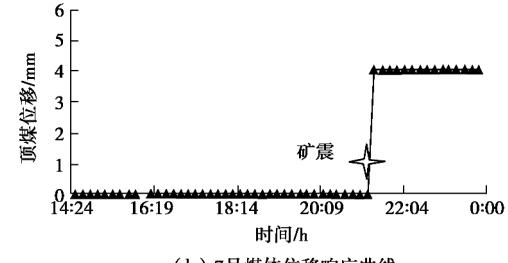
响应后逐渐平稳。

如图 7 (c) 所示, 岩柱发生矿震前, 曾产生岩层移动, 表明矿震的发生与岩柱变形运动有关, 岩层位移造成变形能积聚, 当积聚到一定程度就会释放, 约 10 h 后, 发生了矿震, 图 7 (d) 捕捉的岩层运动信息可作为本次矿震的前兆信号。

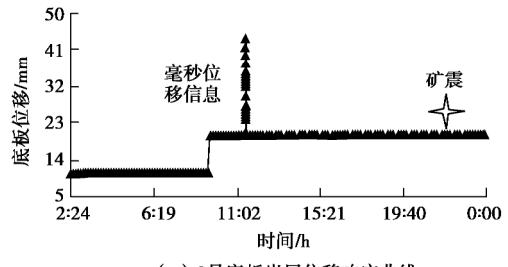
如图 7 (e) 所示, 岩柱矿震发生引起了锚杆受力的整体下降, 1 号锚杆受力响应时间为 10 min, 下降了 8 kN, 2 号锚杆受力响应时间为 10 min, 下降了 7 kN。



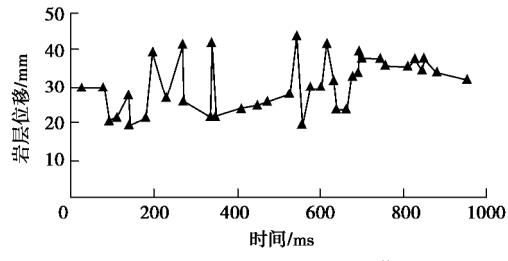
(a) 6号煤体应力计响应曲线



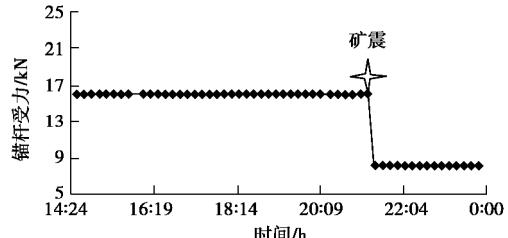
(b) 7号煤体位移响应曲线



(c) 9号底板岩层位移响应曲线



(d) 9号底板岩层毫秒位移信息



(e) 10号煤体应力计响应曲线

图 7 矿震多参量响应曲线

Fig. 7 Multi-parameter response curves of mine seismic

通过矿震响应过程的监测，煤矿矿震引起采场、巷道响应程度不同，影响因素众多，除了与震源能量大小有关，也与震动波在煤岩介质中传播衰减有关，为寻找有效表征震动影响的指标，现场试验研究了震动能量及频率的衰减规律。

3 煤矿矿震传播与衰减规律

3.1 震动能量衰减规律井下爆破试验

采用 ARAMIS M/E 微震监测系统进行研究震动波传播过程能量衰减规律。现场利用爆破诱发围岩震动，微震监测系统定位和能量计算各爆破点与各微震台站位置震动能量，进而分析震动波传播过程的衰减特征。

现场爆破试验过程发现，当震源传播路径有煤层时，能量传播衰减规律不明显，表明煤矿井下实际条件与其它试验比较均一介质条件的衰减规律相差大，也反映了震动能量传播过程衰减后引起的响应的复杂性。基于现场矿震频发区（岩柱）易造成采场严重灾害，确定以岩柱震动的衰减规律研究为试验目的。

因此，选择矿井包围该岩层的 4 个微震台站，分别为 1 号、2 号、3 号和 4 号微震台站，并在该岩层进行爆破激发震源，进行了 5 次爆破，相对位置关系如图 8 所示。微震监测系统有效监测激发震源，数据分析结果如表 1 所示。

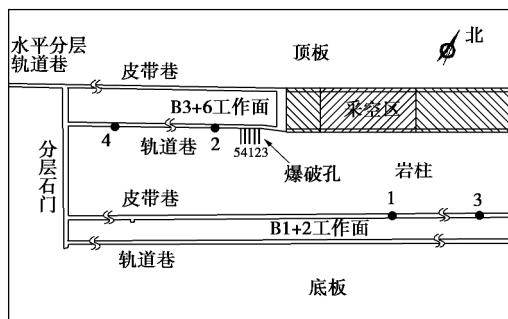


图 8 爆破点和微震拾震器的布置示意图

Fig. 8 Sketch of blasting point and seismic station

利用表 1 的监测分析数据，进行拟合，得到震动能量传播随距离的衰减曲线，如图 9 所示。

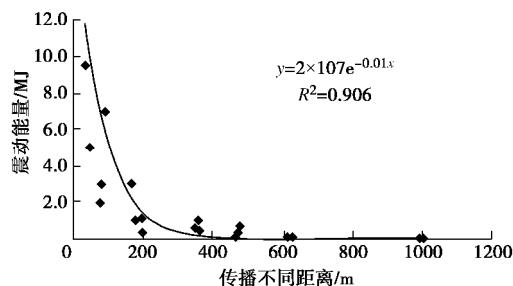


图 9 震动能量传播衰减拟合曲线

Fig. 9 Fitting curves of vibration energy propagation attenuation

表 1 井下爆破试验

Table 1 Underground blasting tests

爆破	台站编号	与震源距离/m	对应能量/J
第 1 炮	1	75	2.1×10^6
	2	370	4.0×10^5
	3	465	1.0×10^5
	4	1005	2.0×10^1
第 2 炮	1	83	3.1×10^6
	2	360	1.0×10^6
	3	475	4.0×10^5
	4	990	3.0×10^1
第 3 炮	1	93	7.0×10^6
	2	352	6.0×10^5
	3	480	7.0×10^5
	4	990	3.0×10^1
第 4 炮	1	50	5.0×10^6
	2	170	3.0×10^6
	3	204	3.0×10^5
	4	615	5.0×10^2
第 5 炮	1	40	9.5×10^6
	2	180	1.0×10^6
	3	200	1.2×10^6
	4	625	2.0×10^3

从能量衰减变化曲线可知，岩柱震动能量传播过程的衰减规律，随传播距离增大呈指数关系衰减：

$$E=E_0 e^{-\eta D}, \quad (1)$$

式中， E_0 为爆破震动的能级， D 为传播距离。

实测表明，初始震动比较剧烈但衰减很快，大约 200 m 后震动能量明显降低。因此在距震源 200 m 范围内的采场受到的震动效应更为明显，引起的响应更为剧烈。

3.2 震动主频衰减规律井下爆破试验

微震监测试验研究受限于矿井微震台站监测布置分散，台站布置距离远，单纯以震动能量衰减规律研究来进一步研究震动响应过程，受传播介质不单一、不均匀的影响较大，用于分析矿震响应局限性也较大。因此，为寻找更好的反映现场条件的衰减指标，从震动主频衰减特征角度进行分析。

仍基于震动频发在两煤层之间的岩柱，以此为研究对象。采用 PASAT-M 便携式微震监测仪进行试验，布置 7 个接收探头，分别是 #1、#2、#3、#4、#5、#6、#7，进行了 6 次爆破激发震动信号。具体布置如图 10 所示。

激发端设计炮孔深 1.5 m、直径 42 mm，齐腰位置垂直与巷帮打孔，激发孔装 150 g 炸药，短断触发，炮间距约 6 m；探头技术参数：采样频率为 2000 Hz，检波器工作频段 5~10000 Hz，增益 20 dB，采样长度 0.6 s，道间距约 15 m。

通过接收震动波形，采用 MATLAB 分析软件，经快速傅里叶变换（FFT）变为频率域，得到各震动波形的频谱，提取震动波形的主频，当出现 2 个震动

主频值时, 依据最大幅值选取。篇幅有限, 仅列出某一通道波形的频谱分析结果, 如图 11 所示。

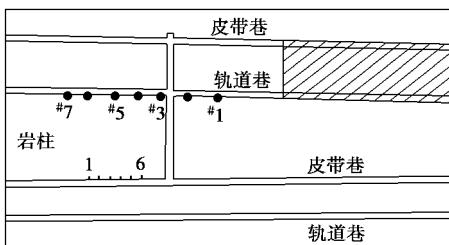


图 10 岩柱爆破试验布置

Fig. 10 Arrangement of rock pillar blasting tests

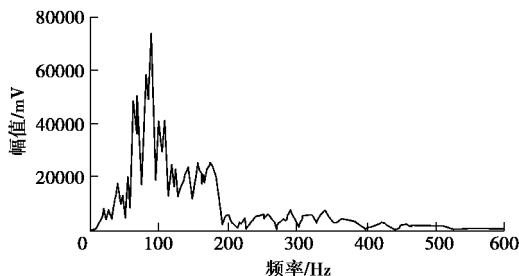
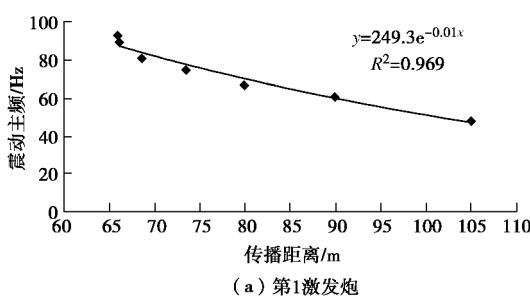


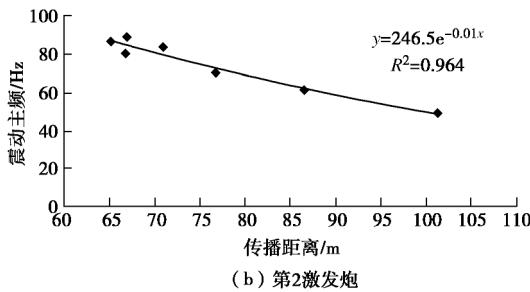
图 11 震动波形频谱

Fig. 11 Vibration waveform spectrum

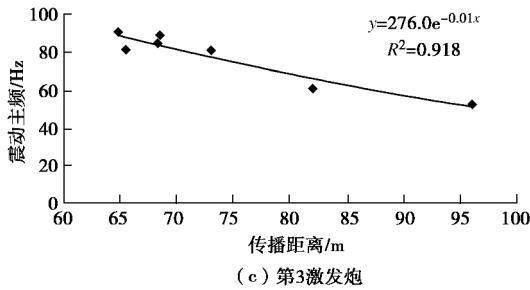
通过对各激发炮引起震动波形频谱与传播距离关系分析, 对震动主频与传播距离进行拟合, 得到各激发炮震动主频衰减拟合曲线, 如图 12 所示。



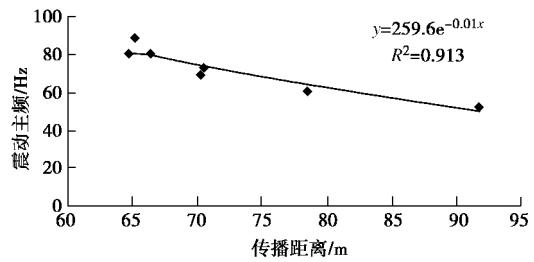
(a) 第1激发炮



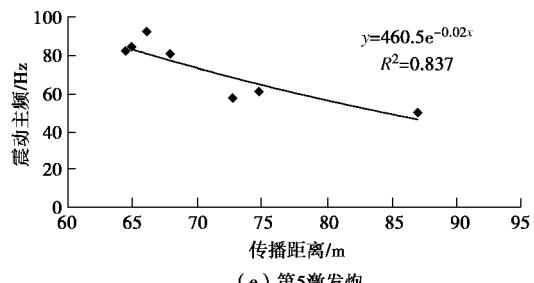
(b) 第2激发炮



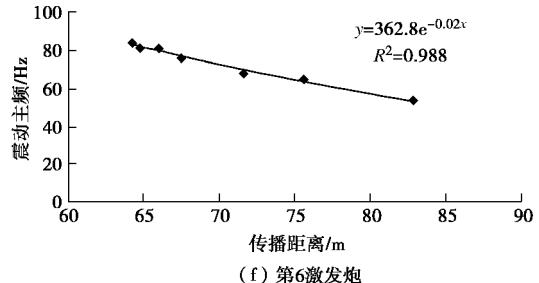
(c) 第3激发炮



(d) 第4激发炮



(e) 第5激发炮



(f) 第6激发炮

图 12 震动主频传播衰减拟合曲线

Fig. 12 Fitting curves of transmission attenuation of frequency

进一步分析求得各激发炮传播不同距离的主频, 进行拟合, 得到拟合曲线, 如图 13 所示。

震动主频的衰减变化规律随震源距离衰减也呈指数关系:

$$f=f_0 e^{-\eta D} \quad , \quad (2)$$

式中, f_0 为爆破震动的频率, D 为传播距离。

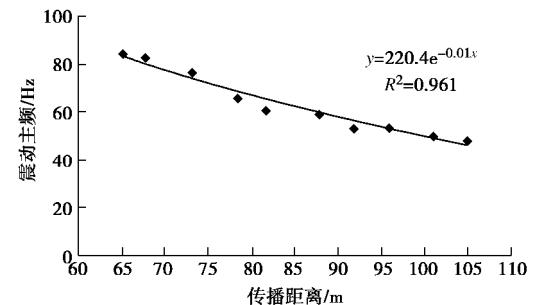


图 13 震动主频与传播距离的拟合曲线

Fig. 13 Fitting curves of frequency and propagation distance

4 探 讨

冲击地压多参量过程监测系统有效捕捉到了矿震发生时刻前后的多参量变化信息, 实现了矿震响应的定量化。

根据冲击地压的发生需要满足如下条件^[5], 即

$$S_j + S_d \geq S_{b\min} \quad (3)$$

式中 S_j 为煤岩体中的静载荷; S_d 为煤岩体中诱发的动载荷; $S_{b\min}$ 为冲击地压发生时的临界应力。

一般情况下, 采掘围岩静载由原岩应力和支承压力组成, 即

$$S_j = S_{j1} + S_{j2} = (k + I)gh \quad (4)$$

式中 g 为上覆岩层的重度; h 为上覆岩层厚度; I 为构造应力集中系数; k 为支承压力集中系数。

构造应力集中系数可以通过地应力测量获得, 支承压力集中系数、动载荷则可以通过冲击地压多参量过程监测系统监测分析得到, 最后通过冲击地压显现时响应监测, 获得冲击地压发生时临界应力。如果真实而比较准确的确定每个冲击地压矿井的冲击地压发生条件及不同开采时期的应力水平, 那么将大大提高冲击地压监测预警与防治水平。

矿震引起动载荷响应的影响因素比较复杂, 现场实测分析表明, 动载与矿震能量、传播距离、传播路径介质的性质、响应点的能量耗散水平、支护强度有关, 即矿震释放能量经传播过程的衰减、响应点的支护体和煤岩体介质状态改变等能量耗散后剩余能量越大动载响应越强烈。因此, 矿震发生至响应的传播衰减过程的定量分析, 仍需进一步寻找有效的指标参数和关系, 需要大量震动、冲击地压多参量过程响应监测案例。

5 结 论

(1) 通过现场矿震响应多参量监测实践证明, 冲击地压多参量过程监测系统可以监测矿震的煤体应力、围岩位移及锚杆受力的响应过程, 实现毫秒级别震动与响应信号捕捉与记录。

(2) 矿震单参量响应规律, 响应时间短, 历时 368 ms, 响应过程引起距震源 75 m 的煤体应力最大升高 0.9 MPa, 响应终值为煤体应力升高 0.5 MPa, 且矿震的响应并非都是多参量同时响应。

(3) 矿震引起多参量响应规律, 响应时间不同步, 响应时间几百毫秒至几分钟不等, 响应过程引起距震源 150 m 的煤体应力整体降低 0.7~0.8 MPa、锚杆受力降低 7~8 kN、顶煤位移增加 4 mm, 且捕捉到矿震发生 10 h 前的岩层位移信息, 持续变形移动 1000 ms, 最大位移量 24 mm, 可作为矿震前兆信息。

(4) 矿井围岩介质中震动波传播能量随着距离震源的增加呈指数 $E=E_0e^{\eta D}$ 关系衰减, 初始震动比较剧烈但衰减很快, 大约 200 m 后震动能量明显降低。震动主频的衰减变化规律随传播距离衰减也呈指数

$f=f_0e^{-\eta D}$ 关系。可见, 矿震对距离震源 200 m 范围的采场响应比较显著, 与矿震诱发冲击显现区域比较吻合。

参 考 文 献:

- [1] 窦林名, 何学秋. 冲击矿压防治理论与技术[M]. 徐州: 中国矿业大学出版社, 2001. (DOU Lin-ming, HE Xue-qiu. Theory and technique of rockburst prevention[M]. Xuzhou: China University of Mining and Technology Press, 2001. (in Chinese))
- [2] 蓝航. 浅埋煤层冲击地压发生类型及防治对策[J]. 煤炭科学技术, 2014, 42(1): 9~13. (LAN Hang. Prevention measures and types of mine strata pressure bump occurred in shallow depth seam[J]. Coal Science and Technology, 2014, 42(1): 9~13. (in Chinese))
- [3] 蓝航, 齐庆新, 潘俊锋, 等. 我国煤矿冲击地压特点及防治技术分析[J]. 煤炭科学技术, 2011, 39(1): 11~15. (LAN Hang, QI Qing-xin, PAN Jun-feng, et al. Analysis on features as well as prevention and control technology of mine strata pressure bumping in China[J]. Coal Science and Technology, 2011, 39(1): 11~15. (in Chinese))
- [4] 李铁, 张建伟, 吕毓国, 等. 采掘活动与矿震关系[J]. 煤炭学报, 2011, 36(12): 2127~2132. (LI Tie, ZHANG Jian-wei, LU Yu-guo, et al. Relationship between mining and mining-induced seismicity[J]. Journal of China Coal Society, 2011, 36(12): 2127~2132. (in Chinese))
- [5] 窦林名, 何江, 曹安业, 等. 煤矿冲击矿压动静载叠加原理及其防治[J]. 煤炭学报, 2015, 40(7): 1469~1476. (DOU Lin-ming, HE Jiang, CAO An-ye, et al. Rock burst prevention methods based on theory of dynamic and static combined load induced in coal mine[J]. Journal of China Coal Society, 2015, 40(7): 1469~1476. (in Chinese))
- [6] 曹安业, 范军, 牟宗龙, 等. 矿震动载对围岩的冲击破坏[J]. 煤炭学报, 2010, 35(12): 2006~2010. (CAO An-ye, FAN Jun, MU Zong-long, et al. Burst failure effect of mining-induced tremor on roadway surrounding rock[J]. Journal of China Coal Society, 2010, 35(12): 2006~2010. (in Chinese))
- [7] 姜耀东, 赵毅鑫, 宋彦琦, 等. 放炮震动诱发煤矿巷道动力失稳机制分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(17): 3131~3136. (JIANG Yao-dong, ZHAO Yi-xin, SONG Yan-qi, et al. Analysis of blasting tremor impact of roadway stability in coal mining[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(17): 3131~3136. (in Chinese))
- [8] 阳生权, 周健, 吕中玉. 地下结构及其围岩爆破震动效

- 应[J]. 工程爆破, 2006, **12**(1): 82 - 86. (YANG Sheng-quan, ZHOU Jian, LÜ Zhong-yu. Blasting seismic effects of underground structure and country rock[J]. Engineering Blasting, 2006, **12**(1): 82 - 86. (in Chinese))
- [9] 张雪亮, 黄数棠. 爆破地震效应[M]. 北京: 地震出版社, 1981. (ZHANG Xue-liang, HUANG Shu-tang. Blasting seismic effect[M]. Beijing: Earthquake Press, 1981. (in Chinese))
- [10] 寇绍金, 虞吉林, 杨根宏. 石灰岩中应力衰减机制的试验研究[J]. 力学学报, 1982, **14**(6): 583 - 588. (KOU Shao-jin, YU Ji-lin, YANG Gen-hong. Testing studies on attenuation mechanics of stress wave in limestone[J]. Journal of Mechanics, 1982, **14**(6): 583 - 588. (in Chinese))
- [11] 郭学彬, 肖正学, 张继春, 等. 论爆破地震波在传播过程中的衰减特性[J]. 中国矿业, 2006, **15**(3): 51 - 53, 57. (GUO Xue-bin, XIAO Zheng-xue, ZHANG Ji-chun, et al. On attenuating characteristic of blasting seismic waves in propagating process[J]. China Mining Magazine, 2006, **15**(3): 51 - 53, 57. (in Chinese))
- [12] 郭履灿, 赵凤竹. 震级与震源参数测定[M]. 北京: 中国科学技术出版社, 1986. (GUO Lu-can, ZHAO Feng-zhu. Earthquake magnitude and earthquake source parameter determination[M]. Beijing: China Science and Technique Press, 1986. (in Chinese))
- [13] 李夕兵, 古德生. 岩石冲击动力学[M]. 长沙: 中南工业大学出版社, 1994. (LI Xi-bing, GU De-sheng. Rock impact dynamics[M]. Changsha: Central South University of Technology Press, 1994. (in Chinese))
- [14] GRADY D E, KIPP M E. The micromechanics of impact fracture of rock[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, 1979, **16**(6): 293 - 302.
- [15] TRUNIN R F. Shock compressibility of condensed materials in strong shock waves generated by underground nuclear explosive[J]. Physics Uspekhi, 1994, **37**(11): 1123 - 1146.
- [16] 吴文, 徐松林, 杨春和, 等. 盐岩冲击特性试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, **23**(21): 3613 - 3620. (WU Wen, XU Song-lin, YANG Chun-he, et al. Testing studies on response behaviour of rock salt to impacting[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, **23**(21): 3613 - 3620. (in Chinese))
- [17] 高明仕, 窦林名, 张农, 等. 岩土介质中冲击震动波传播规律的微震试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, **26**(7): 1365 - 1371. (GAO Ming-shi, DOU Lin-ming, ZHANG Nong, et al. Experimental study on earthquake tremor for transmitting law of rock burst in geomaterials[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, **26**(7): 1365 - 1371. (in Chinese))
- [18] 高明仕, 赵国栋, 刘波涛, 等. 煤巷围岩冲击矿压震动效应的爆破类比试验研究[J]. 煤炭学报, 2014, **39**(4): 637 - 643. (GAO Ming-shi, ZHAO Guo-dong, LIU Bo-tao, et al. Blasting analogical experiment study on the vibration effects of rock burst in coal roadway[J]. Journal of China Coal Society, 2014, **39**(4): 637 - 643. (in Chinese))
- [19] 叶根喜, 姜福兴, 郭延华, 等. 煤矿深部采场爆破地震波传播规律的微震原位试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, **27**(5): 1053 - 1058. (YE Gen-xi, JIANG Fu-xing, GUO Yan-hua, et al. Experimental research on seismic wave attenuation by field microseismic monitoring in a deep coal mine[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, **27**(5): 1053 - 1058. (in Chinese))
- [20] 曹安业, LUO Xun, 窦林名, 等. 采动煤岩体中冲击震动波传播的微震效应试验研究[J]. 采矿与安全工程学报, 2011, **28**(4): 530 - 535. (CAO An-ye, LUO Xun, DOU Lin-ming, et al. Experimental research on seismic wave transmission and attenuation associated with underground longwall coal mining[J]. Journal of Mining & Safety Engineering, 2011, **28**(4): 530 - 535. (in Chinese))
- [21] LU Cai-ping, DOU Lin-ming, WU Xing-rong, et al. Case study of blast-induced shock wave propagation in coal and rock[J]. Int J Rock Mech Min Sci, 2010, **47**: 1046 - 1054.
- [22] LU Cai-ping, DOU Lin-ming, ZHANG Nong, et al. Microseismic frequency-spectrum evolutionary rule of rockburst triggered by roof fall[J]. Int J Rock Mech Min Sci, 2013, **64**: 6 - 16.

DOI: 10.11779/CJGE201803005

超固结度对超固结饱和黏土不排水蠕变特性的影响研究

韩 剑^{1, 3}, 姚仰平¹, 尹振宇^{*2, 3}

(1. 北京航空航天大学交通科学与工程学院, 北京 100191; 2. 同济大学地下建筑与工程系, 岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092;
3. 南特中央理工大学土木与力学工程研究所, 法国 南特 44300)

摘要: 以具有不同超固结度的重塑黏土试样为研究对象, 在加载应力比等同于临界状态线斜率的应力条件下开展了一系列不排水蠕变试验, 研究了超固结饱和黏土的蠕变特性。试验结果表明, 对强超固结度黏土试样, 随着蠕变时间的增加, 孔压一直降低, 并从正孔压降到负孔压。强超固结度试样的初始应力路径虽然都到达了正常固结土试验获得的临界状态线, 但强超固结度的试样在蠕变阶段并不破坏。在蠕变初始阶段, 对于不同强超固结度轴应变速率与对数蠕变时间的关系是相互平行的直线。整个蠕变过程中, 强超固结度试样都处于剪胀状态中, 且超固结度越大, 到达最大剪胀状态的蠕变时间越长。在相同的应力比下, 超固结度是影响超固结试样不排水蠕变破坏与否的重要因素。

关键词: 黏土; 超固结; 蠕变; 临界状态; 三轴试验

中图分类号: TU431 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)03-0426-05

作者简介: 韩 剑(1986 -), 男, 湖北荆州人, 博士, 主要从事岩土力学与本构关系方面的研究。E-mail:
jianhan@buaa.edu.cn

Influences of overconsolidation ratio on undrained creep behavior of overconsolidated saturated clay

HAN Jian^{1, 3}, YAO Yang-ping¹, YIN Zhen-yu^{2, 3}

(1. School of Transportation Science and Engineering, Beihang University, Beijing 100191, China; 2. Department of Geotechnical Engineering, Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. Ecole Centrale de Nantes, Research Institute of Civil and Mechanical Engineering, Nantes 44300, France)

Abstract: The results from creep tests on reconstituted clay are presented and used to develop a preliminary framework of undrained creep behavior of overconsolidated clay. Based on the results of undrained creep tests on the samples with different OCRs under the same stress ratio close to the slope of CSL, as the creep time increases, the pore pressure decreases to the end of creep, from a positive value to a negative one. The stress paths of the specimens with different OCRs all reach the critical state line. However, the highly overconsolidated specimens do not fail. At the beginning of creep, there are parallel lines for the relationship between the axial strain rate and the creep time for different OCRs. The specimens with higher OCRs are all in the state of stress dilatancy during the undrained creep. The higher the value of OCR is, the much more creep time the specimen reaching the greatest dilatancy state needs. Under the same stress ratio, the OCR is the important factor influencing the specimens to fail or not.

Key words: clay; overconsolidation; creep; critical state; triaxial test

0 引言

黏土的时间效应特性对工程结构的稳定和变形有着至关重要的影响, 即使是在荷载低于抗剪强度的情况下, 黏土的变形随时间的变化仍然非常明显。近年来, 各国学者对正常固结黏土的时间效应特性进行了大量的研究^[1-12]。岩土工程中的地基土经常是超固结土, 其持续变形和破坏主要是由于不排水条件下长时间蠕变造成的。目前, 对超固结土不排水蠕变特性的研究比较少, 已发表的成果大都是研究弱超固结土的

蠕变特性^[13], 对强超固结黏土(超固结度大于 10)的不排水蠕变特性还鲜有研究。

因此, 本文为研究超固结黏土的不排水蠕变特性, 制备超固结重塑黏土试样(OCR 从 2 到 14)开展了不排水三轴的蠕变试验研究, 获得了关于超固结黏土

基金项目: 国家自然科学基金项目(51579005, 51579179, 41372285);
国家重点基础研究发展计划(“973”计划)项目(2014CB047006)

收稿日期: 2016-12-05

*通讯作者(E-mail: zhenyu-yin@gmail.com)

不排水蠕变发展规律的试验数据, 为后续研究强超固结度黏土的蠕变特性及其本构模拟提供了宝贵的试验参考资料。

1 试验材料及试样制备

本文所用的超固结黏土 (Merville 黏土) 原状试样取自于法国北部的城市—Merville, 地表深度 5 m 到 11 m。该黏土沉积于第三纪始新世初期, 距今大约三千万年前, 然后沉积过程一直持续到第三纪上新世结束, 距今大约五百万年前。沉积结束时的土层比现在的土层要高大约 200 m, 由于侵蚀的作用, 以前的土层被破坏殆尽, 现在土层的顶部被淤泥质土覆盖。侵蚀过程一直持续到第四纪, 距今大约二百万年。现在的天然 Merville 黏土的竖向有效应力要远远低于其在沉积结束时受的力, 所以 Merville 黏土是一种超固结土。Merville 黏土中主要的黏粒矿物是伊利土, 另外有少量的高岭土及蒙脱石, 黏土整体呈现为灰棕色。天然 Merville 黏土的饱和度为 100%, 天然含水率大约为 31%, 液塑限分别为 99% 和 40%, 天然重度为 19.5 kN/m³, 黏粒含量 (<2 μm) 为 26%。

上述 Merville 黏土的形成历史使得土体具有很强的结构性, 以及大量的微裂隙。为避免结构性与裂隙的影响以及得到均质的试验试样, 本文按照文献[14]中的方法制备重塑土试样, 泥浆的含水率是液限的 1.25 倍。然后将泥浆倒入固结器皿中进行固结, 施加的竖向有效应力为 100 kPa, 直到试样每天的轴向位移变化小于 0.1 mm 时, 结束固结, 重塑土试样的初始孔隙比为 1.223。整个固结过程持续一个月, 确保制成的重塑土样是饱和的以及固结完成的。制备好重塑土试样为圆柱形, 高度为 70 mm, 直径为 35 mm。

2 试验方案

本文制备了 2 组重塑土试样, 其中 1 组正常固结重塑土试样用来做不排水三轴压缩试验。正常固结重塑土试样的有效固结压力分别为 100, 200, 400 kPa 和 700 kPa。另外 1 组试样用来做不排水蠕变试验, 超固结重塑土试样的超固结度分别为 2, 3.5, 7 和 14, 对应的竖向蠕变荷载 q_{\max} 分别为 350, 200, 100 kPa 和 50 kPa, 使得蠕变初始应力状态刚好落在临界状态线上。加载及蠕变过程中一直保持围压 (s_3) 不变。所有蠕变试验都是一次加载, 加载速率为 50 kPa/min。所有试样在不排水试验前都进行了反压饱和, 反压力为 700 kPa, 孔压系数 B 值都在 0.96 以上。反压饱和后, 对试样进行等向固结。正常固结重塑土试样的有效固结压力分别为 100, 200, 400 和 700 kPa, 试样固结完成后的孔隙比分别为 1.282, 1.073, 0.874 和 0.742。

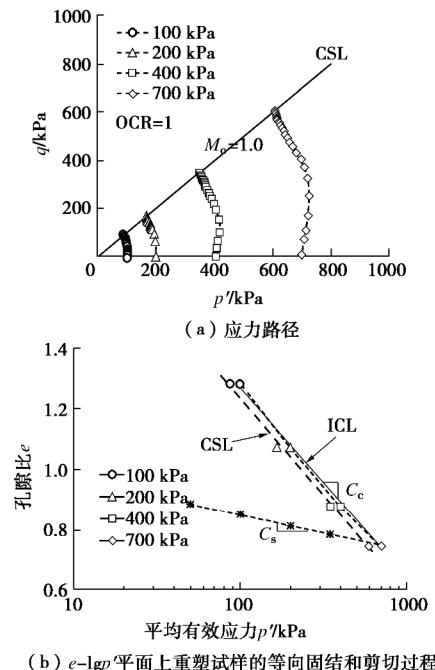
为得到超固结度为 2, 3.5, 7 和 14 的重塑土样, 试样先在较高的有效固结压力 (700 kPa) 下进行等向固结, 然后分别将有效固结压力减小到 350, 200, 100 和 50 kPa 下进行等向固结, 此时有效固结压力定为 p'_0 , 试样固结完成后的孔隙比分别为 0.783, 0.811, 0.848 和 0.886。因此, 本文每个蠕变试验中施加的荷载都是等于各自的有效固结压力 p'_0 (如: OCR=2 试样的有效固结压力为 350 kPa, 其蠕变荷载也是 350 kPa)。

重塑土试样的固结时间一般在 4 d 到 7 d。固结完成后, 在不排水条件下按上述试验方案进行不排水三轴压缩试验和不排水蠕变试验。试验过程中, 在试样底部有传感器对孔隙水压力进行测量。

3 试验结果与分析

3.1 临界状态线的确定

不排水三轴压缩试验的结果如图 1(a) 所示。由图 1(a) 中正常固结重塑试样的试验结果可以确定 Merville 黏土的临界状态线 (CSL), 其斜率 M_c 的值为 1.0。



(a) 应力路径

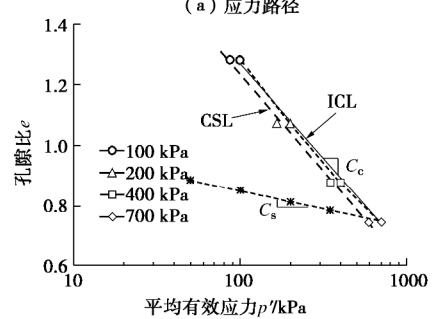


图 1 不同固结压力下正常固结重塑土样的不排水三轴压缩试验结果

Fig. 1 Test results of reconstituted specimens with different effective consolidation pressures

将不排水三轴压缩试验的等向固结阶段和剪切阶段的结果整理到 $e - \lg p'$ 平面上, 如图 1 (b) 所示。由不同等向固结压力下重塑试样的孔隙比可以得到等向压缩线 (isotropic compression line, ICL)。正常固结重塑土试样在不排水条件下都到达临界状态, 因此, 由临界状态对应的平均有效应力 (p') 可以得到临界状态线 (critical state line, CSL), 其平行于等向压缩线。由图 1 (b) 可以得到 Merville 重塑土样的压缩

和回弹指数 (C_c , C_s)。

3.2 蠕变试验结果-轴应变及孔压的变化

加载速率为 50 kPa/min, 每个蠕变试验要达到所需的蠕变荷载需要一定时间, 在加载过程中孔隙水压力一直增加, 弱固结土 ($OCR=2$) 在加载完后较短时间内发生破坏, 强超固结土 ($OCR=3.5$, 7 和 14) 取孔压达到最大值时作为蠕变阶段的开始, 其不排水蠕变试验结果如图 2 所示。所有蠕变试验中施加的荷载与对应的初始有效固结压力的比值 (q_{max}/p'_0) 都是 1.0。

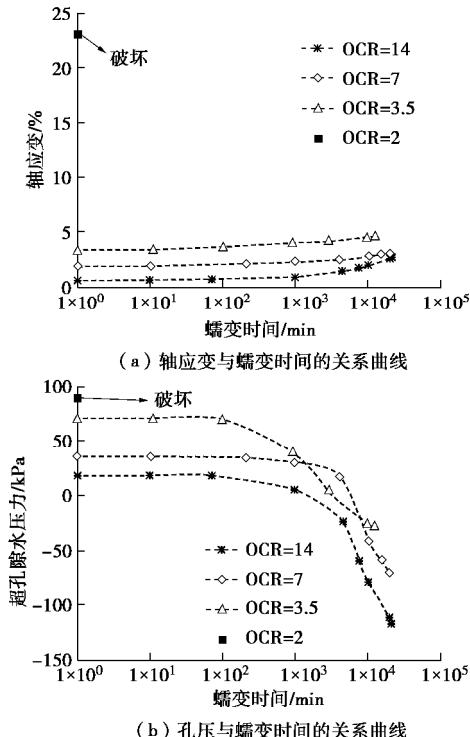


图 2 蠕变试验结果

Fig. 2 Creep test results of reconstituted specimens with different OCR s

由图 2 可知, 虽然蠕变荷载与有效固结压力的比值都相同, 但超固结度越大, 其应变变化幅度越小。超固结度为 2 的弱超固结度重塑土试样在很短的蠕变时间内破坏了。对超固结度为 3.5, 7 和 14 的试样, 试样蠕变过程中没有破坏, 在轴应变速率低于 $10^{-6}/\text{min}$ 时, 认为应变变化达到稳定状态, 蠕变试验结束。

超固结度比较大 ($OCR=3.5$, 7 和 14) 的试样, 在蠕变开始后一段时间内孔压保持不变, 随着蠕变时间的增加, 孔压开始下降, 从正孔压降成负孔压, 直到蠕变试验结束时仍没有稳定, 下降的幅值远大于上升幅值。这个现象与前人的正常固结和弱固结黏土的蠕变试验^[15]得到的结果不同。

3.3 蠕变试验结果——应力比及应力路径的变化

图 3 为应力比 (q/p') 随蠕变时间增加而变化的曲线。不同超固结度 ($OCR=2$, 3.5, 7 和 14) 的试样, 在蠕变开始时, 其初始应力比均在 1.0 左右。

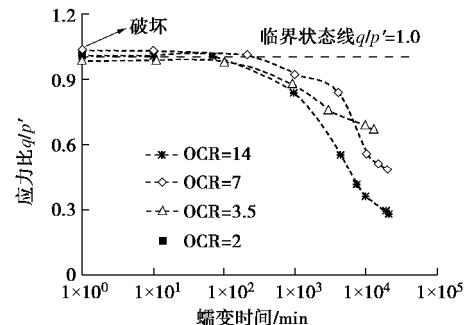


图 3 应力比随蠕变时间的变化

Fig. 3 Evolution of stress ratio with increasing creep time

超固结度较大 ($OCR=3.5$, 7 和 14) 的试样, 蠕变开始阶段, 应力比保持不变, 但随着蠕变时间的增加, 应力比开始减小, 这说明孔压开始下降, 平均有效应力开始增加, 直到蠕变试验结束时应力比的变化仍没有稳定, 应力比随蠕变时间变化的过程与孔压随蠕变时间变化的过程相对应。虽然应力比在蠕变过程中变化比较大, 但所有超固结度较大 ($OCR=3.5$, 7 和 14) 的试样在蠕变过程中都没有破坏。

图 4 (a) 中为蠕变过程中不同超固结度试样应力路径的变化情况。弱固结 ($OCR=2$) 试样在蠕变开始时, 其应力比即超过临界状态线而发生破坏。而超固结度较大 ($OCR=3.5$, 7 和 14) 的试样在蠕变开始时虽然应力比在临界状态线上, 但并没有发生破坏。在一段蠕变时间内 (100 min 以内), 应力比基本不变化, 即一直在临界状态线附近。然后, 随着蠕变时间的增加, 应力路径向临界状态线右边发展 (即孔压降低), 直到蠕变结束时仍没有稳定。

对不同超固结度试样的蠕变试验结果作蠕变时间线, 即图 4 中的虚线, 每个时间线上对应一个蠕变时间, 如图 4 (a) 中的从左到右的时间线 (100th min, 1000th min, 10000th min, 蠕变试验结束), 分别对应蠕变时间为第 100 分钟, 第 1000 分钟, 第 10000 分钟以及蠕变试验结束。由于蠕变开始到第 100 分钟的过程中, 强超固结度 ($OCR=3.5$, 7 和 14) 试样的孔压和平均有效应力 (p') 变化很小, 则在图 4 (a) 中画第 100 分钟以内的时间线 (如第 1 分钟时间线、第 10 分钟时间线) 比较难分辨, 因此对于蠕变开始阶段只在图 4 (a) 中画了第 100 分钟的时间线。

随着蠕变时间的增加, 蠕变时间线离临界状态线越来越远, 如图 4 (a) 所示。在蠕变试验结束 (轴应变速率小于 $10^{-6}/\text{min}$ 或试样破坏) 时, 可以得到一条超固结黏土的蠕变试验结束时间线。将超固结黏土从蠕变开始到蠕变试验结束阶段 (从左到右的虚线) 的试验结果画在 $e - \lg p'$ 上, 如图 4 (b) 所示。虽然所有的超固结试样的应力比在试验过程中都达到甚至超过临界状态线, 但是所有的超固结土都没有到临界状

态, 即使是在“ $OCR=2$ ”试验中破坏的试样。

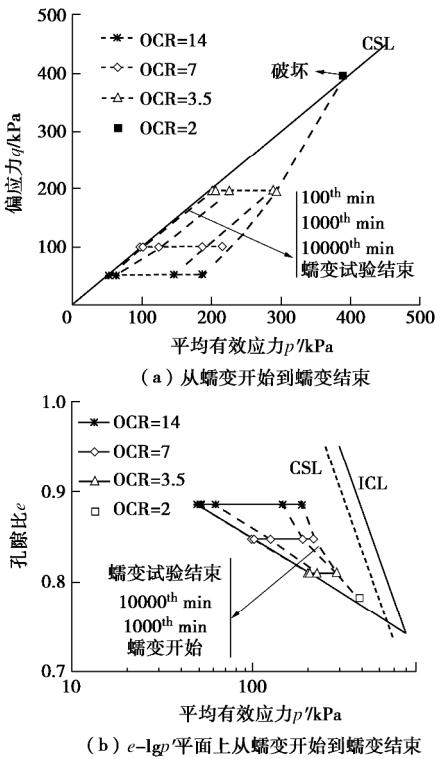


图 4 蠕变试验结果

Fig. 4 Creep test results

3.4 蠕变试验结果——塑性应变率的变化

在不排水条件下, 体应变不变, 即 $d\epsilon_a + 2d\epsilon_r = 0$, 因此偏应变增量可以得到: $d\epsilon_d = 2/3(d\epsilon_a - d\epsilon_r) = d\epsilon_a$ 。由于, 在蠕变过程中没有偏应力的变化, 则弹性偏应变增量为 0, 即塑性偏应变增量有 $d\epsilon_d^p = d\epsilon_a$ 的关系, 其随蠕变时间的变化曲线如图 5 (a) 所示。

不排水条件下, 由于体应变增量为 0, 则有 $d\epsilon_v^p = -d\epsilon_v^e$, 那么, 塑性体应变增量可以由平均有效应力的增量 ($d p' = -du$) 求得, 即

$$d\epsilon_v^p = \frac{du}{K}, \quad (1)$$

其中, K 为体积模量, 由 $K = (1+e_0) p'/k$ 得到, k 由图 1 中的 C_s 得到, e_0 为蠕变加载开始时试样的孔隙比, $p' = p'_0 + \Delta q/3 - \Delta u$, p'_0 为蠕变加载开始时的有效固结压力。塑性体应变率随蠕变时间的变化曲线如图 5 (b) 所示。

对弱超固结试样 ($OCR=2$), 加载阶段结束后很快就达到了破坏。对超固结度较大 ($OCR=3.5, 7$ 和 14) 的试样, 塑性偏应变速率与蠕变时间的关系在蠕变开始阶段为 3 条平行直线。随着蠕变时间的增加, 3 条斜率直线都竖直向下发展, 其速率越来越低, 见图 5 (a)。

在图 5 (b) 中, 由于是双对数坐标, 因此负的塑性体应变率按绝对值处理。图中塑性体应变率均是负值, 即整个蠕变过程中, 强超固结度 ($OCR=3.5, 7$ 和 14) 试样一直处于剪胀状态中。所有蠕变试验的最大应力比都是相同的 ($q/p'=1.0$), 而且应力路径在蠕变阶段都

达到了临界状态线, 但只有弱超固结度 ($OCR=2$ 和 $OCR=2*$) 的试样破坏了。这个现象说明, 在相同应力比下, 坚向蠕变荷载是影响试样破坏与否的重要因素。

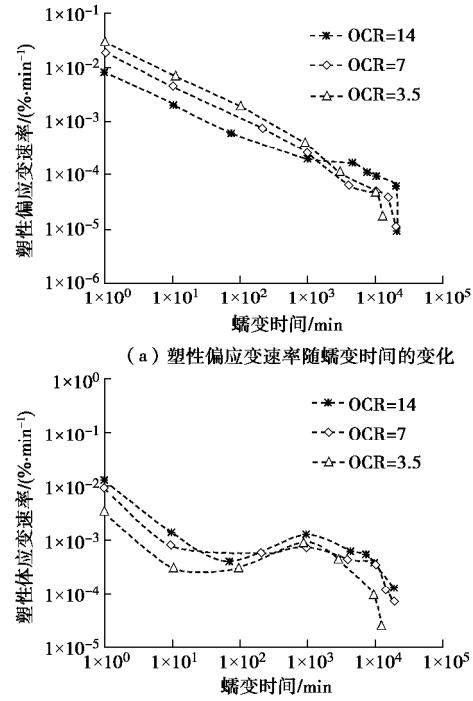


图 5 蠕变试验结果

Fig. 5 Creep test results

3.5 蠕变试验结果——应力剪胀值的变化

基于上述塑性应变的结果, 可以得到超固结重塑土样的应力剪胀值 $d = d\epsilon_v^p / d\epsilon_d^p$ (按定义, d 值为负表示剪胀, 为正表示剪缩)。应力剪胀值随应力比的变化曲线如图 6 所示。

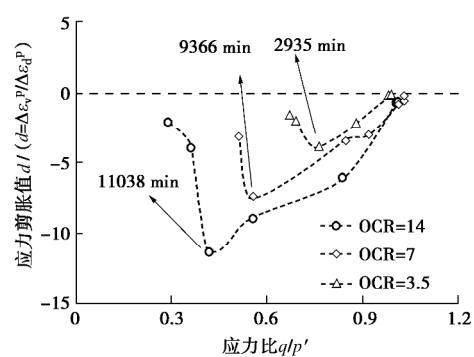


图 6 蠕变阶段中应力剪胀值随应力比的变化曲线

Fig. 6 Evolution of dilatancy versus stress ratio during undrained creep stages

在蠕变整个阶段中, 强超固结度 ($OCR=3.5, 7$ 和 14) 试样的剪胀值 d 是负的, 表示试样在此阶段是剪胀。蠕变开始后, 随着蠕变时间的增加, 剪胀值 d 一直减小, 达到最小值时, 对应着最大的剪胀状态(图 6 中实心点所示), 较高的超固结度需要较长的蠕变时间使剪胀值 d 达到最小值, 如图 6 中所示的蠕变时间。最后随着应力比的减小, 剪胀值 d 向 0 趋近。

4 结 论

根据超固结黏土在相同应力比不同超固结度条件下的不排水蠕变试验结果, 得到如下结论:

(1) 在加载过程结束后弱超固结土 ($OCR=2$) 即发生破坏。对强超固结度 ($OCR=3.5, 7$ 和 14) 试样, 在蠕变开始阶段一段时间内, 孔压基本保持不变。随着蠕变时间的增加, 孔压越来越低, 从正孔压一直降到负孔压, 在蠕变试验结束时仍在下降。

(2) 超固结度试样在加载结束后, 其应力路径即到达临界状态线。在蠕变开始一段时间内由于平均有效应力变化很小, 则应力路径变化很小。随着蠕变时间的增加, 应力路径越来越远离临界状态线, 当应变速率低于 10^{-6} min^{-1} 时, 在 $e - \lg p'$ 平面上存在一条超固结黏土的蠕变时间线。虽然较大超固结度 ($OCR=3.5, 7$ 和 14) 试样的应力路径在 $p' - q$ 面上到达临界状态线, 但是在 $e - \lg p'$ 平面上并没有达到临界状态, 因此试样并没有蠕变破坏。在相同应力比下, OCR 是影响试样破坏与否的重要因素。

(3) 较大超固结 ($OCR=3.5, 7$ 和 14) 试样的轴应变速率与蠕变时间的关系在蠕变开始阶段是 3 条相互平行的直线。在整个蠕变阶段中, 强超固结 ($OCR=3.5, 7$ 和 14) 试样一直处于剪胀状态中, 超固结度越大, 蠕变阶段中试样达到最大剪胀状态的时间越长。

后续将针对中国土样开展蠕变情况下超固结土破坏的临界 OCR 研究。

参 考 文 献:

- [1] 孙 钧. 岩土材料流变及其工程应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999. (SUN Jun. Rheological behavior of geomaterials and its engineering application[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 1999 (in Chinese))
- [2] 尹振宇. 软黏土流变理论及应用[M]. 上海: 同济大学出版社, 2016. (YIN Zhen-yu. Time dependency of soft clay and application[M]. Shanghai: Tongji University Press, 2016. (in Chinese))
- [3] 殷宗泽, 张海波, 朱俊高, 等. 软土的次固结[J]. 岩土工程学报, 2003, 25(5): 521 – 526. (YIN Zong-ze, ZHANG Hai-bo, ZHU Jun-gao, et al. Second consolidation of soft soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2003, 25(5): 521 – 526. (in Chinese))
- [4] 周秋娟, 陈晓平. 软土蠕变特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(5): 626 – 630. (ZHOU Qiu-juan, CHEN Xiao-ping. Experimental study on creep characteristics of soft soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28(5): 626 – 630. (in Chinese))
- [5] 曾玲玲, 洪振舜, 刘松玉, 等. 重塑黏土次固结性状的变化规律与定量评价[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(8): 1496 – 1500. (ZENG Ling-ling, HONG Zhen-shun, LIU Song-yu, et al. Variation law and quantitative evaluation of secondary consolidation behavior for remolded clays[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(8): 1496 – 1500. (in Chinese))
- [6] AUGUSTESEN A, LIINGAARD M. Evaluation of time-dependent behavior of soils[J]. International Journal of Geomechanics, 2004, 4(3): 137 – 156.
- [7] YAO Y P, KONG L M, ZHOU A N. Time-dependent unified hardening model: three-dimensional elasto-visco-plastic constitutive model for clays[J]. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 2015, 141(6): 0414162.
- [8] 孔令明, 姚仰平. 考虑时间效应的 K_0 各向异性 UH 模型[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(5): 812 – 820. (KONG Ling-ming, YAO Yao-ping. K_0 -anisotropic UH model considering time effects[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, 37(5): 812 – 820. (in Chinese)).
- [9] YIN J H. Non-linear creep of soils in oedometer tests[J]. Géotechnique, 1999, 49(5): 699 – 707.
- [10] MESRI G, CASTRO A. C_a/C_c concept and K_0 during secondary compression[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1987, 113(3): 230 – 247.
- [11] YIN Z Y, KARSTUNEN M, CHANG C S, et al. Modeling time-dependent behavior of soft sensitive clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2011, 137(11): 1103 – 1113.
- [12] WANG L Z, YIN Z Y. Stress-dilatancy of natural soft clay under undrained creep condition[J]. International Journal of Geomechanics, ASCE, 2014, 15(5): A4014002.
- [13] TAVENAS F, LEROUAIL S, ROCHELLE L A, et al. Creep behaviour of an undisturbed lightly overconsolidated clay[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1978, 15(3): 402 – 423.
- [14] BURLAND J B. On the compressibility and shear strength of natural soils[J]. Géotechnique, 1990, 40(3): 329 – 378.
- [15] 尹振宇, 朱启银, 朱俊高. 软黏土蠕变特性试验研究: 回顾与发展[J]. 岩土力学, 2013, 34(增刊 2): 1 – 17. (YIN Zhen-yu, ZHU Qi-yin, ZHU Jun-gao. Experimental investigation on creep behavior of soft clays: review and development[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, 34(S2): 1 – 17. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201803006

等向应力条件下非饱和原状黄土增湿渗水特性试验研究

张登飞^{1, 2}, 陈存礼^{*1, 2}, 张洁³, 贾亚军^{1, 4}

(1. 西安理工大学岩土工程研究所, 陕西 西安 710048; 2. 西安理工大学陕西省黄土力学与工程重点实验室, 陕西 西安 710048;
3. 北京理正软件股份有限公司, 北京 100044; 4. 甘肃林业职业技术学院, 甘肃 天水 741020)

摘要: 渗水系数是非饱和土固结分析的关键参数之一。用自制的非饱和土三轴剪切渗透仪, 在无应力及不同等向应力下分别对不同和相同孔隙比的原状黄土进行了直接向试样分级注水使吸力逐渐减小的增湿渗透试验, 分析了孔隙比, 应力与饱和度及吸力对增湿渗水系数的影响, 对比分析了无应力与应力作用下的渗水特性, 提出了可以考虑应力与饱和度或吸力影响的非饱和原状黄土增湿渗水的渗透性函数。研究结果表明: 孔隙比和应力对渗水系数与饱和度关系及渗水系数与吸力关系皆有影响, 吸力较大时对后者几乎没有影响, 可近似归一。无应力及不同应力条件下, 只要孔隙比相同, 则渗水系数与饱和度或吸力关系相同; 相对渗水系数与吸力的关系不能归一, 同一吸力对应的相对渗水系数随孔隙比的减小或应力的增大而增大, 而相对渗水系数与饱和度及吸力比(吸力与脱气值之比)关系皆可以归一。vG-M模型不适用于描述常孔隙比下原状黄土的渗水系数; 提出的渗透函数可以预测一定等向应力作用下增湿过程中饱和度增大及吸力减小时原状黄土的渗水系数, 预测结果与试验结果吻合较好。

关键词: 原状黄土; 增湿; 孔隙比; 等向应力; 饱和度; 吸力; 渗水系数

中图分类号: TU475.3 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)03-0431-10

作者简介: 张登飞(1987-), 男, 博士, 主要从事非饱和土水力与力学特性研究。E-mail: dfzhang1987@163.com。

Experimental study on wetting water permeability of unsaturated intact loess under isotropic stress

ZHANG Deng-fei^{1, 2}, CHEN Cun-li^{1, 2}, ZHANG Jie³, JIA Ya-jun^{1, 4}

(1. Institute of Geotechnical Engineering, Xi'an University of Technology, Xi'an 710048, China; 2. Shaanxi Provincial Key Laboratory of Loess Mechanics and Engineering, Xi'an University of Technology, Xi'an 710048, China; 3. Beijing Leading Software Co., Ltd., Beijing 100044, China; 4. Gansu Forestry Technological College, Tianshui 741020, China)

Abstract: The unsaturated water permeability is one of the key parameters in performing consolidation analysis for unsaturated soil systems. A series of unsaturated infiltration tests are performed on the intact loess with various void ratios at null stress and with the same void ratio at different isotropic stresses using the independently developed triaxial equipment for shearing and permeability measurement of unsaturated soils, whereby the suction is reduced incrementally by the direct addition of small amount of water to the sample at a constant isotropic stress. The influences of void ratio, stress, degree of saturation and suction on the water permeability are analyzed. The water permeability at null stress is compared with that at applied stress. The permeability functions to describe the relationships of water permeability versus degree of saturation and suction are respectively proposed for the intact loess at applied stress. The results show that the void ratio and stress have the effect on the relationships of the water permeability versus degree of saturation and suction, and little influences are found on the latter as the suction value is higher than certain threshold suction. The water permeability as functions of both degree of saturation and suction is the same as long as the void ratio is the same at both null stress and different stresses. The relative water permeability versus suction can not be normalized, and the relative water permeability increases with the decreasing void ratio or increasing stress for the same suction. Interestingly, there are all unique relationships of relative water permeability as functions of both degree of saturation and suction ratio (defined as suction to air-occlusion suction ratio). The wetting water permeability for the intact loess is not described by the vG-M model at a given void ratio. The proposed permeability functions can predict the water permeability for the intact loess with both the increase of degree of saturation and the decrease of suction during wetting

基金项目: 国家自然科学基金项目(50878183); 陕西省教育厅省级重点实验室重点科研项目(14JS063); 西安理工大学博士创新基金项目(310-252071509)

收稿日期: 2016-11-09

*通讯作者(E-mail: chencl@xaut.edu.cn)

at a constant isotropic stress. The predicted results are in good agreement with the test ones.

Key words: intact loess; wetting; void ratio; isotropic stress; degree of saturation; suction; water permeability

0 引言

降雨、地下水位上升或下降时, 土体的渗流及变形计算分析等, 需要饱和与非饱和土的渗水性参数——渗水系数。渗水系数与土的湿度, 密度, 结构性及应力状态等因素有关。渗水系数与这些因素的关系, 即为渗水的渗透性函数^[1]。非饱和土的渗水系数可以用间接法和直接法确定。间接法属于经验推断方法, 通常利用土水特征曲线间接求得, 其精度如何有待试验验证。通过试验测定渗水系数的直接法有稳态试验法, 瞬态试验法等。

无应力条件下, 一些渗水试验结果揭示了湿度(吸力, 饱和度)对重塑土渗水系数的影响^[2-4], 湿度和密度对原状^[5]及重塑土^[6-11]渗水系数的影响。非饱和土的特性(包括孔隙比的变化)主要取决于净应力和吸力(含水率)两个应力状态变量。应力及吸力变化时, 土体产生变形, 导致孔隙结构变化, 进而引起渗水特性变化。而关于应力对渗水特性的影响, 仅有相对较少的试验研究^[12-15]。

黄土是干旱半干旱地区的沉积物, 是一种典型的非饱和土。无应力条件下, 已有文献主要揭示了密度与湿度对非饱和重塑黄土渗水系数的影响^[8-11], 仅姚志华等^[5]揭示了二者对原状黄土渗水特性的影响。天然黄土通常为一定应力作用下的原状黄土, 且降雨或生活生产用水入渗时, 力水耦合作用使土体产生变形, 进而引起渗水特性的变化。因此, 研究应力作用下增湿时原状黄土的渗水特性具有重要的理论和实际意义。然而, 仅李永乐等^[13]通过非饱和土渗透试验研究了等向应力对重塑黄土渗水特性的影响, 有关应力对原状黄土渗水特性影响的研究还鲜有报道。

渗透函数中引入应力引起的孔隙比变化是考虑应力对非饱和土渗水特性影响的常用方法之一。Huang 等^[12]建立了考虑应力引起孔隙比变化的渗透函数。对于同一孔隙比, 水力作用路径对原状黄土渗水特性是否有影响的研究还鲜有报导。

基于上述认识, 本文用自制的非饱和土三轴剪切渗透仪, 在无应力及不同等向应力下分别对不同和相同孔隙比的原状黄土进行分级浸水渗透试验, 分析孔隙比、应力与饱和度及吸力变化对渗水系数的影响, 并结合电镜扫描试验分析渗水机理, 对比分析同一孔隙比下不同水力作用路径下的渗水特性, 提出可以考虑应力与饱和度或吸力影响的非饱和原状黄土增湿渗水的渗透性函数, 为建立非饱和土渗流-固结耦合本构

关系奠定基础。

1 试验仪器及试验方案

1.1 试验仪器与渗水试验原理

试验仪器为基于改进型水气运动联合测定仪^[9]的原理及方法自行研制的三轴剪切试验渗透仪, 如图 1 所示。该仪器能进行不同应力条件下渗水试验, 不同应力路径三轴剪切试验, 仪器原理如图 2 所示, 具体的功能详见文献[16]。



图 1 非饱和土三轴剪切渗透仪

Fig. 1 Triaxial equipment for shearing and permeability measurement of unsaturated soils

通过改变^{#1}三通阀门的方向, 可使浸(排)水管与试样上端的进水管路相连通(从试样上端浸水时), 或与陶土板下端的一个出口相连通(从试样下端排水时), 或关闭(测定孔隙水压力时, 三者之间皆不连通)。通过改变^{#2}三通阀门的方向, 可使陶土板下端的另一个出口与水罐相连通(测定孔隙水压力时冲刷陶土板下方螺旋槽水中气泡), 或与滴定管相连通(测定排水时冲刷水中气泡), 或关闭(测定孔隙水压力时, 三者之间皆不连通)。^{#3} 阀门处于开通状态时, 孔隙气压管路把气压加载装置与陶土板外侧环形多孔板相连通, 这样既可用于轴平移法测量及控制吸力时施加给试样孔隙气压力 u_a , 又可使试样在加载及浸水过程中排气。

进行渗水试验时, 通过浸(排)水管直接向试样上端分级注水进行增湿, 逐级浸水直至试样饱和, 浸水级数大于 6, 以每级含水率的增量 $\Delta w \geq 2\%$ 控制加水量。在加载及浸水过程中, ^{#3} 阀门始终处于开通状态, 通过气压加载装置施加的孔隙气压力 u_a ($u_a = s_0$) 保持不变, 采用轴平移技术测定吸力(测量孔隙水压力 u_w , 吸力 $s = u_a - u_w$), 试样通过孔隙气压管路排气。

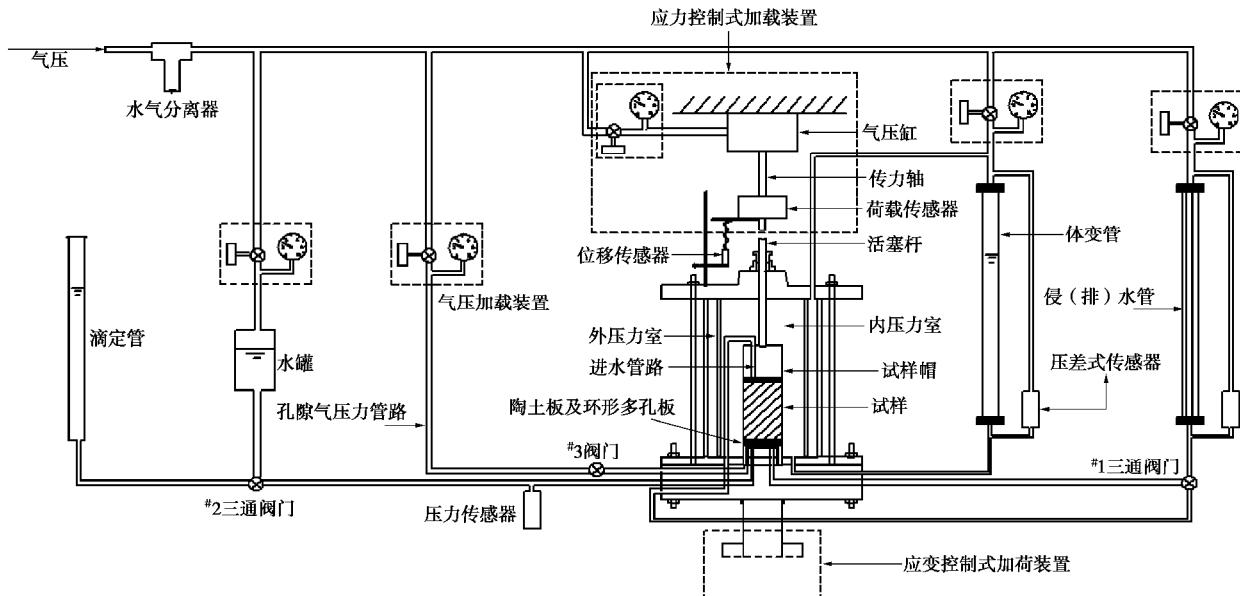


图 2 非饱和土三轴剪切渗透仪的原理图

Fig. 2 Schematic diagram of triaxial equipment for shearing and permeability measurement of unsaturated soil

注入一定水量 Q_L 后, 在力水耦合作用下, 水逐渐从上向下渗透, 增湿引起试样的体变、轴向变形及孔隙水压力 u_w 逐渐增大, 吸力 s ($s=u_a-u_w$) 逐渐减小, 并皆逐渐趋于稳定。当三者皆达到稳定标准时, 则认为渗水达到稳定, 即水停止转移运动。由于渗水过程中, 体变和轴向变形比孔隙水压力(吸力)更容易达到稳定, 故把由浸水开始至吸力达到稳定(渗水运动停止)的历时作为渗透历时 t 。随着浸水级数的增大, 试样的含水率 w , 饱和度 S_r 及孔隙水压力 u_w 逐渐增大, 吸力 s 逐渐减小。逐级浸水至饱和时, $u_w \approx u_a$, $s \approx 0$ 。

虽然在渗水过程中, 吸力并非定值, 而是逐渐减小并趋于稳定, 但可以按常水头法确定力水耦合作用下变形及吸力稳定后土样的平均渗水系数 k_L ^[1, 9]。根据每级浸水前与渗透稳定时试样的吸力 s_1 与 s_2 (通过测记浸水前及渗水稳定时的孔隙水压力 u_{w1} , u_{w2} , 确定 $s_1=u_a-u_{w1}$, $s_2=u_a-u_{w2}$) 之差 Δs 计算水力梯度 i_w , 其表达式为

$$i_w = (s_1 - s_2)/r_w g L \quad (1)$$

式中 L 为试样的高度(cm); r_w 为水的密度(g/cm^3); g 为重力加速度(取 $10 \text{ m}/\text{s}^2$)。根据达西定律, 一定浸水量 Q_L (cm^3) 下平均渗水系数 k_L 的表达式为

$$k_L = \frac{Q_L}{i_w t A} = \frac{Q_L r_w g L}{(s_1 - s_2) t A}, \quad (2)$$

式中, A 为试样的面积(cm^2)。

根据该方法测定渗水系数时, 无需测定渗水量, 仅需测定每级浸水量 Q_L 下渗透历时 t 及吸力 s_1 与 s_2 , 与稳态法相比, 既加速了测试进程, 又避免了少量渗水准确量测的困难^[1]。

1.2 试验土样及试验方案

(1) 试验土样

试验用土为西安北郊某基坑侧壁的原状 Q_3 黄土, 取土深度 $3\sim 4 \text{ m}$, 物理性质指标见表 1。用专门的削样器制备直径约 3.91 cm , 高度为 4 cm 的三轴试样(为了缩短水的渗透历时, 试样高度为 4 cm)。

表 1 原状 Q_3 黄土的物理性质Table 1 Physical properties of intact Q_3 loess

相对 密度 G_s	含水 率 $w_0/\%$	干密度 $\rho_d/(g \cdot \text{cm}^{-3})$	液限 $w_L/\%$	塑限 $w_p/\%$	颗粒组成/%		
					>0.075	0.075~0.005	<0.005
					mm	mm	mm
2.70	15.2	1.23~1.35	30.9	19.8	4	73	23

(2) 试验方案及方法

为了研究孔隙比, 等向应力与饱和度及吸力对原状黄土渗水特性的影响, 并探讨同一孔隙比下水力作用路径的影响, 对天然湿度状态(含水率 $w_n=15.2\%$, 初始吸力 $s_0=175 \text{ kPa}$)试样进行无应力-渗水(NSW)试验及等向应力-渗水(ICW)试验。

进行两种类型渗水试验时, 由于不同试样的含水率略有差异, 使其初始吸力不完全等于 175 kPa , 故皆需先进行吸力平衡, 以使吸力皆达到相同的初始值。分级浸水时, #2 三通阀门关闭, #3 阀门开通, 保持孔隙气压力 u_a 不变, 先关闭#1 三通阀门, 通过压力传感器测定浸水前试样的孔隙水压力 u_{w1} , 则可确定浸水前吸力 s_1 ; 再通过气压加载装置给浸(排)水管施加稍大于 u_a 的压力后, 微开#1 三通阀门, 使浸(排)水管与进水管路相连通, 水缓慢浸入试样的上端, 待浸水量 Q_L 达到目标含水率对应的加水量时, 关闭#1 三通阀门。从每级浸水开始起, 测定不同时间试样的体变、轴向变形及孔隙水压力(吸力)的变化, 直到稳定为止。

a) 无应力 - 渗水 (NSW) 试验

NSW 试验是在无应力时对不同孔隙比 e 试样进行分级浸水至饱和的渗水试验, 以研究孔隙比对渗水特性的影响。包括 2 个天然孔隙比 e_0 , 3 个预应力作用后孔隙比 e 的试样, 具体的孔隙比 e 见表 2。

表 2 分级浸水渗透试验试样的体积质量特性

Table 2 Volume-mass properties of specimens for infiltration tests in stages

试验 编号	初始 e_0	浸水应 力 p /kPa	预应力作用/等向 压缩后		浸水 饱和 e_s	脱气值 s_c /kPa
			e	$S_r/\%$		
NSW	1.115	36.8	0	1.115	36.8	1.115
	1.002	40.9	0	1.002	40.8	1.002
	1.115	36.8	0	0.945	42.5	0.945
	1.115	36.8	0	0.815	47.8	0.815
	1.115	36.8	0	0.710	54.2	0.710
	1.115	36.8	60	1.102	37.2	1.060
	1.115	36.8	100	1.094	37.3	0.999
	1.115	36.8	178	1.074	37.6	0.914
	1.115	36.8	200	1.054	38.0	0.898
	1.115	36.8	300	0.967	40.9	0.827
	1.115	36.8	400	0.875	43.6	0.761

预应力作用后不同孔隙比试样是通过对天然状态 ($e_0=1.115$) 试样进行常吸力 ($s_0=175$ kPa) 等向压缩及三轴剪切后卸载的方法得到。施加的预固结净等向应力皆为 300 kPa, 偏应力分别为 150, 275, 350 kPa。根据加卸载稳定后试样的体变, 计算预应力作用后试样的孔隙比。

NSW 试验主要包括吸力平衡, 常吸力等向压缩与三轴剪切及卸载(对天然孔隙比试样无此阶段), 无应力分级浸水 3 个阶段。在前两个阶段, #1 三通阀门转到从试样下端排水的方向。在吸力平衡阶段, 给试样施加 5 kPa 的等向应力(使乳胶膜紧贴试样)和与初始吸力 s_0 ($s_0=175$ kPa) 相等的孔隙气压力 u_a , 待排水达到稳定时, 即完成吸力平衡。在常吸力等向压缩, 三轴剪切及卸载阶段, 先施加一定的净等向应力, 再加一定的偏应力, 待试样的体变、轴向变形与排水稳定后卸载, 直到三者皆达到卸载稳定标准为止。在无应力分级浸水阶段, 逐级向试样上端注入一定量的水, 当增湿引起的体变、轴向变形及孔隙水压力(吸力)达到稳定, 即渗水达到稳定后, 进行下一级浸水, 直至试样饱和。

b) 等向应力 - 渗水 (ICW) 试验

ICW 试验是不同净等向应力 p 作用下, 对天然状态试样 ($s_0=175$ kPa) 进行分级浸水至饱和的渗水试验, 以研究应力对渗水特性影响。控制的净等向应力 p (等

于净围压 s_3) 分别为 60, 100, 178, 200, 300, 400 kPa。为简便起见, 下文把净等向应力 p 简称为应力 p 。

ICW 试验主要包括吸力平衡, 常吸力等向压缩及常应力分级浸水 3 个阶段。在前 2 个阶段, #1 三通阀门转到从试样下端排水的方向。在常吸力等向压缩阶段, 施加一定的净等向应力, 待试样的体变、轴向变形与排水稳定为止。在常应力分级浸水阶段, 保持等向应力 p 不变, 分级浸水, 浸水方法如上所述。

在 NSW 及 ICW 试验过程中, 为了提高试样的排水量及孔隙水压力的测量精度, 在加卸载及每级渗水稳定后, 冲刷陶土板下方螺旋槽水中的气泡, 具体的冲刷方法参见文献[16]。以试样的体变及水体积变化增量小于 $0.01 \text{ cm}^3/(2 \text{ h})$ 作为体变及排水的稳定标准, 以轴向变形增量小于 $0.005 \text{ mm}/\text{h}$, 吸力增量小于 1 kPa/(2 h) 分别作为轴向变形及孔隙水压力(吸力)的稳定标准。

2 原状黄土的渗水特性

对于 NSW 及 ICW 试验, 根据加载卸载及等向压缩稳定后试样的体变及排水量, 计算出预应力作用及等向压缩后试样的孔隙比 e 、含水率 w 、饱和度 S_r ($S_r=G_sw/e$); 根据每级的浸水量 Q_L 及增湿引起的体变量, 计算出力水耦合作用下渗水稳定时试样的含水率 w 与孔隙比 e , 进而确定出力水耦合作用下饱和度 S_r 。不同预应力作用及等向压缩后(即浸水前)的 e , S_r 及浸水至饱和时(湿陷后)的 e_s 值见表 2。根据每级浸水时测定的浸水量 Q_L , 渗水开始与稳定时吸力差 Δs 及渗透历时 t , 由式(2)确定出力水耦合作用下渗水系数 k_L , 分级浸水至饱和时, k_L 即为饱和渗水系数 k_s 。

2.1 渗水系数与饱和度关系

由图 3 所示的无应力及不同应力条件下, 渗水系数 k_L 与饱和度 S_r 曲线可以看出:

(1) 无应力作用时, 不同孔隙比 e 下, k_L-S_r 曲线皆呈先快后缓慢上升的型式(图 3(a)), 转折处对应的 S_r 基本上皆为 0.8, 这与王勇等^[4]对含浅层气砂土, 刘奉银等^[9]对不同干密度重塑黄土的研究结果相一致。曲线随着 e 的减小而下移, 不能归一, 说明孔隙比对原状黄土 k_L-S_r 关系有明显的影响。

(2) 不同应力 p 作用下, k_L-S_r 曲线的型式与无应力条件下相似, 即 k_L 皆随 S_r 的增大亦呈先陡变后缓变的上升趋势(图 3(b))。应力对 k_L-S_r 曲线有明显的影响, 曲线随着 p 增大而下移, 即对于相同饱和度, 渗水系数随应力的增大而减小。这是由于随着应力增大, 力水耦合作用引起试样孔隙比减小(见表 2), 使

得孔隙水的渗透通道变得弯曲细小, 流程的挠曲度增大, 流动阻力增大所致。这与 Ng 等^[15]对压实粉质黏土的增湿和减湿渗水试验结果相一致, 而与李永乐等^[13]对黄河大堤非饱和压实黄土及崔颖等^[14]对压实膨胀土的增湿渗水试验结果不同。反映出应力对 $k_L - S_r$ 关系的影响规律与土的类型, 结构等有关。

(3) 无应力作用下分级浸水至饱和时, 试样均未产生湿陷, 孔隙比保持不变 ($e_s = e$, 见表 2), 则不同孔隙比 e 下 $k_L - S_r$ (图 3 (a)) 及 $k_L - s$ (下文, 图 5 (a)) 曲线对应的孔隙比为常值; 常应力作用下分级浸水至饱和时, 力水耦合作用引起孔隙比减小 ($e_s < e$, 见表 2), 则不同应力 p 下 $k_L - S_r$ 及 $k_L - s$ (图 5 (b)) 曲线对应的孔隙比并非定值。

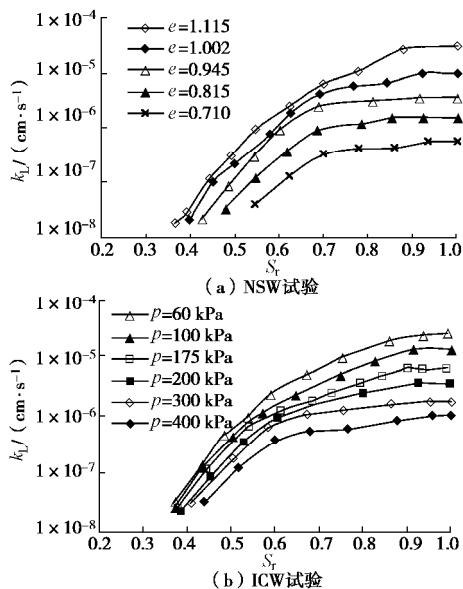


图 3 NSW 与 ICW 试验的渗水系数与饱和度关系

Fig. 3 Relationship between water permeability and degree of saturation from NSW and ICW tests

由图 3 绘出相对渗水系数 k_{rl} ($=k_L/k_s$) 与饱和度 S_r 的关系如图 4 所示。可见, 不同孔隙比 (无应力时) 及不同应力下, 试验点分布在同一较狭窄的范围, 可近似归一; 随着饱和度 S_r 增大, $k_{rl} - S_r$ 关系皆呈先陡变后缓变的型态。表明孔隙比及应力对原状黄土的相对渗水系数与饱和度关系的影响很小, 可用相同的渗水函数描述。这与 Lobbezoo 等^[17]基于不同应力状态下初始泥浆状态粉土^[12]、不同深度 Lakeland 砂土^[18]及不同孔隙比 Touchet 粉壤土^[6]的渗水试验结果整理得到 $k_{rl} - S_r$ 关系具有良好归一性的研究结果相一致。

2.2 渗水系数与吸力关系

无应力及不同应力条件下, 渗水系数 k_L 与吸力 s 曲线如图 5 所示, 可以看出:

(1) 无应力及不同应力 p 下分级浸水时, 吸力 s 逐渐减小, $k_L - s$ 曲线皆呈先快速后缓慢上升两个阶

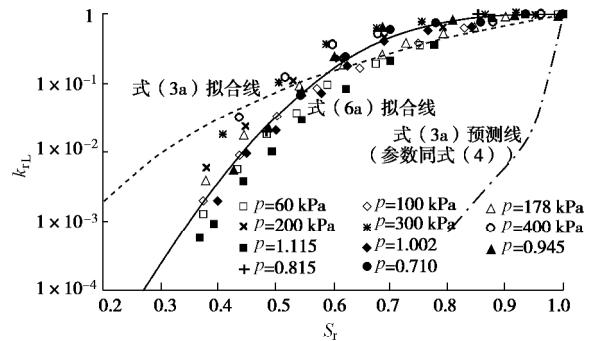
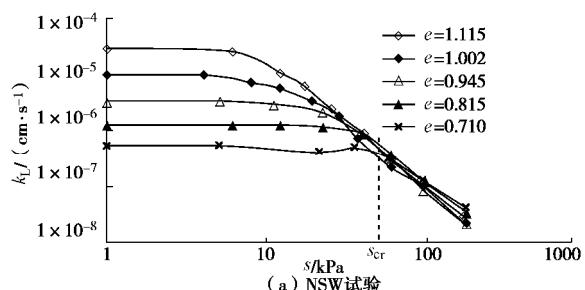


图 4 NSW 与 ICW 试验的相对渗水系数与饱和度关系

Fig. 4 Relationship between relative water permeability and degree of saturation from NSW and ICW tests

段, 且转折处的吸力值随孔隙比的减小或应力的增大而增大。不同应力作用下渗水特性与 Huang 等^[12]基于初始泥浆状粉砂土减湿渗透试验揭示的转折点处吸力随应力的增大而增大的研究结果一致; 而与 Ng 等^[15]对压实粉质黏土减湿及增湿渗透试验揭示的转折点处吸力随应力的增大而基本不变的研究结果不一致, 表明应力对 $k_L - s$ 关系的影响与土类有关。

(2) 孔隙比或应力对 $k_L - s$ 关系的影响程度与吸力 s 大小有关, 存在一个相同的吸力阈值 s_{cr} ($s_{cr}=50$ kPa)。当 $s>s_{cr}$ 时, $k_L - s$ 关系试验点皆分布在较狭窄带内, 可近似归一; 当 $s\leq s_{cr}$ 时, $k_L - s$ 曲线随孔隙比 e 减小或应力 p 增大而下移, 即渗水系数随着孔隙比减小或应力增大而减小。这与赵彦旭等^[10]、Huang 等^[12]分别针对压实黄土及初始泥浆状粉砂土减湿渗透试验结果相一致。这可能是由于天然状态原状黄土由集聚体间孔隙和集聚体内孔隙的双孔隙结构组成 (图 6 (a), 孔隙为黑色, 颗粒为白色), 预应力作用 (图 6 (b)) 与力水耦合作用 (图 6 (c)) 引起孔隙比的变化主要是集聚体间宏观孔隙的减小, 集聚体内微观孔隙几乎没有变化所致。 $s>s_{cr}$ 时, 浸水主要引起集聚体内孔隙中吸附水量的改变, 故应力或孔隙比的影响很小, 具有较好的归一性; $s\leq s_{cr}$ 时, 集聚体内微观孔隙被水充满而处于饱和状态, 浸水主要引起集聚体间宏观孔隙中水量增大^[7], 从而使孔隙比或应力有较大的影响。



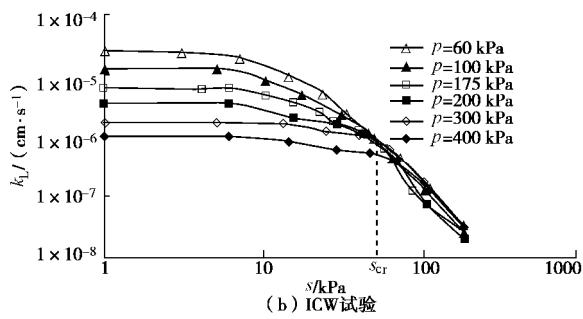
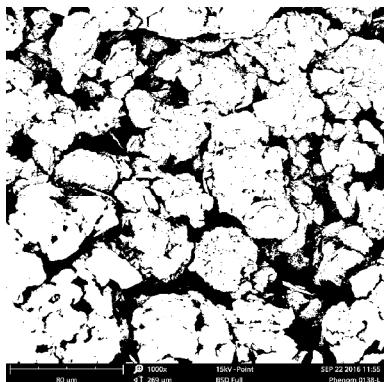
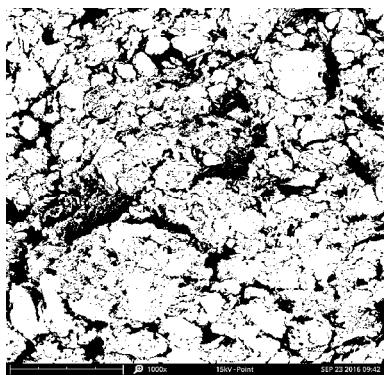


图 5 NSW 与 ICW 试验的渗水系数与吸力的关系

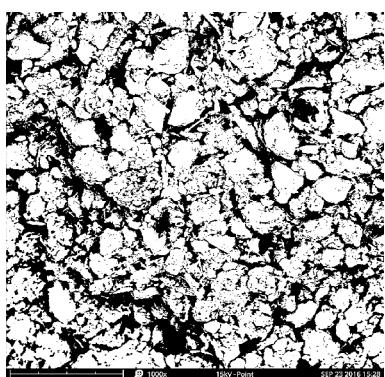
Fig. 5 Relationship between water permeability suction from NSW and ICW tests



(a) 天然含水率, \$\rho_d=1.28\$ g/cm\$^3\$, \$S_f=37\%\$



(b) 预应力 (\$p=300\$ kPa, \$q=275\$ kPa) 作用后



(c) 力水耦合 (\$p=100\$ kPa) 作用至饱和后

图 6 不同应力条件作用后黄土的电镜扫描照片(放大 1000 倍)
Fig. 6 Microscope pictures of loess under different applied stresses
(magnification of 1000 times)

由图 5 绘出相对渗水系数 k_{rl} 与吸力 s 的关系如图 7 所示。可见, 无应力及不同应力 p 下分级浸水时, 随着吸力的减小, $k_{rl}-s$ 关系曲线皆呈先陡变后缓变两个上升阶段。随着 e 减小或 p 增大, 陡变段斜率基本不变, 而转折处吸力值增大, 平缓段范围增长, 曲线向上移动, 即同一吸力下, 相对渗水系数随孔隙比的减小或应力的增大而增大。这与 Laliberte 等^[6]对不同类型土及 Huang 等^[12]对初始泥浆状粉砂土的试验结果相一致。说明孔隙比及应力对 $k_{rl}-s$ 关系有较大的影响。

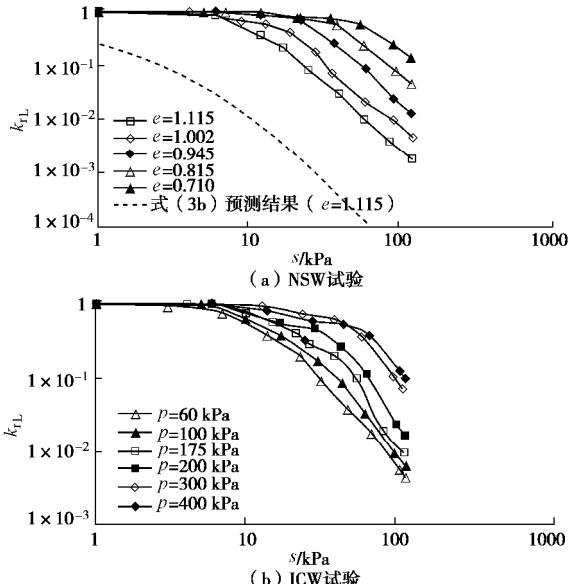


图 7 NSW 与 ICW 试验的相对渗水系数与吸力的关系

Fig. 7 Relationship between relative water permeability and suction from NSW and ICW tests

无应力及不同应力 p 条件下, 以饱和度 S_r 与吸力 s 关系表征的持水曲线如图 8 所示。可见, 增湿 S_r-s 曲线皆呈先陡变后缓变两个上升阶段, 转折处所对应的吸力为脱气值 s_c (其值见表 2)。孔隙比 e 及应力 p

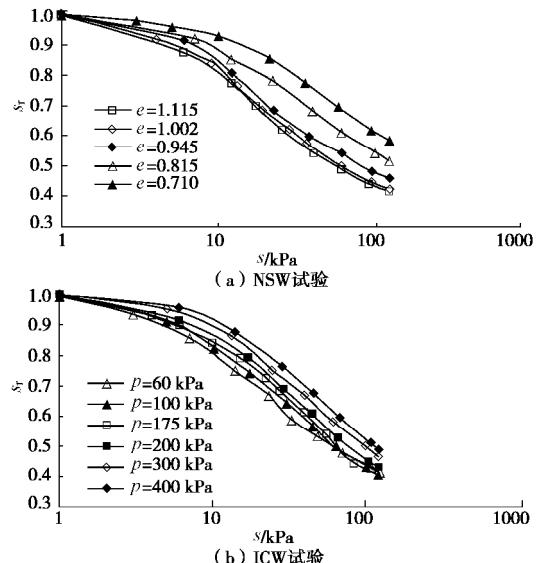


图 8 NSW 与 ICW 试验的土水特征曲线

Fig. 8 Water retention curves from NSW and ICW tests

对陡变段斜率的影响较小, 对脱气值 s_c 影响较大, 且随着 e 减小或 p 的增大, 脱气值 s_c 增大, 平缓段的范围增长, $S_r - s$ 曲线向右移动。

由图 7 及表 2 整理出相对渗水系数 k_{rL} 与吸力比 s/s_c (吸力 s 与脱气值 s_c 之比) 的关系如图 9 所示。可见, 无应力 (不同孔隙比) 及不同应力条件下, 试验点分布在同一较为狭窄的范围内, 可以近似归一; 随着吸力比 s/s_c 的减小, $k_{rL} - s/s_c$ 关系皆呈先陡变后缓变的型态。反映出孔隙比及应力对相对渗水系数与吸力比关系的影响很小, 可用相同的渗水函数描述。

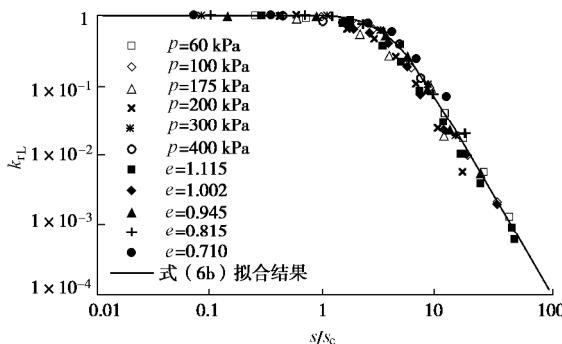


图 9 NSW 与 ICW 试验的相对渗水系数与吸力比关系

Fig. 9 Relationship between relative water permeability and

suction ratio from NSW and ICW tests

2.3 水力作用路径对渗水特性的影响

由图 3, 5 得到相同孔隙比下 $k_L - S_r$, $k_L - s$ 典型曲线如图 10。可见, 同一孔隙比下, 无应力及应力作用时两种关系试验点皆分布在很窄的范围内, 即只要孔隙比相同, 一定饱和度或吸力条件下渗水系数近似相同, 可以近似地用同一渗透函数描述。这表明原状黄土的渗水特性 ($k_L - S_r$, $k_L - s$) 主要与孔隙比有关, 而与无应力浸水 NSW 试验的预固结应力-水作用路径, 常应力浸水 ICW 试验的力-力水耦合作用路径下引起孔隙比变化的水力作用路径无关, 孔隙比是直接影响因素, 应力状态为间接因素, 应力的影响可以用力水耦合作用引起的孔隙比变化来反映。

3 原状黄土渗水特性的描述及预测

不同常孔隙比下, 通常用 van Genuchten-Mualem (vG-M) 模型^[19]和 Parkervan-Genuchten-Mualem (P-vG-M) 模型^[20]描述非饱和土的水气渗透特性, 其表达式分别为

$$k_{rL} = (S_{er})^g \left[1 - (1 - S_{er}^{1/m})^m \right]^2, \quad (3a)$$

$$k_{rL} = \frac{\{1 - (as)^{n-1} [1 + (as)^n]^{-m}\}^2}{[1 + (as)^n]^{m/2}}, \quad (3b)$$

$$k_{rG} = (1 - S_{er})^g (1 - S_{er}^{1/m})^{2m}. \quad (4)$$

式中 S_{er} 为有效饱和度; k_{rG} ($=k_G/k_d$, k_G , k_d 分别为一定含水率及风干状态下渗气系数) 为相对渗气系数; a , n , m 为描述持水特性的 V-G 模型 (式 (5)) 的参数, 且 $m=1-1/n$; g 为反映多孔介质挠曲程度影响的土性参数, 一般统计值为 0.5; 式 (3a) 及式 (4) 的参数 m , g 相同。

$$S_{er} = [1 + (as)^n]^{-m}. \quad (5)$$

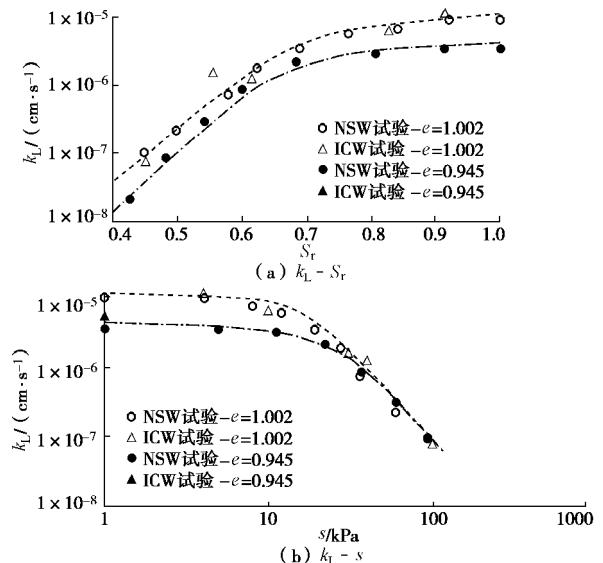


图 10 同一孔隙比不同水力作用路径下 $k_L - S_r$ 与 $k_L - s$ 关系

Fig. 10 $k_L - S_r$ and $k_L - s$ curves at same given void ratio but with

different hydro-mechanical paths

用总饱和度 S_r 作为式 (3a)、(4)、(5) 的自变量时, 对于本文的原状黄土, 参数 $m=0.15$ ^[21], 基于 $k_{rL} - S_r$ 关系确定出式 (3a)、(3b) 的参数 $g=2.94$ ^[22]。当采用与式 (4) 相同的参数, 由式 (3a) 预测的 $k_{rL} - S_r$ 关系曲线 (见图 4 点划线) 与试验结果相差很大。这与 Xu 等^[23]用式 (3a)、(4) 能同时较好地描述垃圾土的水气渗透性的研究结果不同, 可能是由于 vG-M 模型较适宜于粗粒土所致^[24]。当用式 (3a) 的表达式对不同孔隙比下 $k_{rL} - S_r$ 关系的试验数据进行拟合时, 最小二乘法拟合得到参数 $m=1.287$, $g=2.563$, 拟合曲线如图 4 中虚线所示。可见, 当 $S_r \geq 0.55$ 时, 拟合效果较好, 当 $S_r < 0.55$ 时, 拟合效果很差。上述反映出 vG-M 模型 (式 (3a)) 不适用于描述无应力时常孔隙比下原状黄土相对渗水系数与饱和度的关系。

当用 vG-M 模型 (式 (3b)) 及以总饱和度 S_r 作为变量的 V-G 模型 (式 (5)) 的参数^[21]预测常孔隙比下相对渗水系数与吸力关系时, 预测值与实测值相差很大。如对于天然状态试样, $e=1.115$ 时, 参数 $a=0.15$, $m=0.15$, $n=1.18$ ^[21], 预测的 $k_{rL} - s$ 关系如图 7 (a) 中虚线, 而符号 “□” 表示的试验点远在预测曲线之上。表明不同的常孔隙比下, 原状黄土的相对渗水系数与

吸力关系不能用 vG-M 模型(式(3b), 参数同 V-G 模型(式(5))来预测。这与蔡国庆等^[25]用 vG-M 模型能较好描述不同孔隙比下不同类型砂土的相对渗水系数与吸力关系的结果不同。

不同孔隙比(无应力)及不同应力下近似归一的 $k_{rl} - S_r$ (图4)及 $k_{rl} - s/s_c$ (图9)关系试验点可分别由式(6a), 式(6b)较好地拟合, 结果分别见图4, 9中实线, 其表达式为

$$k_{rl} = \left\{ 1 + [a_L(1 - S_r)]^{n_L} \right\}^{-m_L}, \quad (6a)$$

$$k_{rl} = [1 + a_R(s/s_c)^{n_R}]^{-1}, \quad (6b)$$

式中, a_L , n_L , m_L , a_R , n_R 为土性参数。式(6)满足 $S_r=1$ 与 $s=0$ 时, $k_{rl}=1$ 的边值条件。对于本文研究的原状黄土, 参数 $a_L=1.23$, $n_L=3.12$, $m_L=16.83$, $a_R=0.025$, $n_R=2.76$ 。

由 ICW 的试验结果得到浸水饱和时的渗水系数 k_s 与应力 p 关系如图 11 所示。可见, 在半对数坐标系中, 饱和渗水系数 k_s 随应力 p 的增大而线性减小, 其表达式为

$$k_s = k_{s0} \exp(-C_1 p), \quad (7)$$

式中, k_{s0} , C_1 为土性参数, 分别等于半对数坐标系中 $k_s - p$ 关系直线的截距和斜率, 且皆有明确的物理意义, k_{s0} 为无应力作用时原状黄土饱和渗水系数, C_1 为饱和渗水系数随应力增大而减小的速率。对于本文试验研究的原状黄土, $k_{s0}=3.02 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$, $C_1=0.01 \text{ kPa}^{-1}$ 。

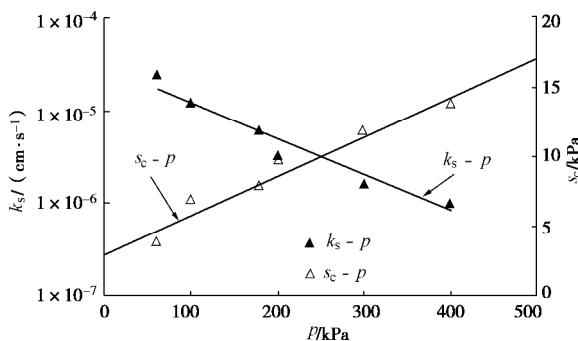


图 11 ICW 试验的 $k_s - p$, $s_c - p$ 曲线

Fig. 11 $k_s - p$ and $s_c - p$ curves from ICW tests

由表 2 可以整理出脱气值 s_c 与应力 p 关系($s_c - p$)曲线如图 11 所示, 可见, $s_c - p$ 关系可用直线描述, 其表达式为

$$s_c = s_{c0} + C_2 p, \quad (8)$$

式中, s_{c0} , C_2 为土性参数, 分别等于 $s_c - p$ 关系直线的截距和斜率, 且皆有明确的物理意义, s_{c0} 为无应力作用时原状黄土 $S_r - s$ 关系曲线对应的脱气值, C_2 为脱气值随应力增大而增大的速率。对于本文试验研究的原状黄土, $s_{c0}=3 \text{ kPa}$, $C_2=0.028$ 。

分别把式(7)代入式(6a), 式(7)、(8)代入式(6b)中, 可得

$$k_L = k_{s0} \exp(-C_1 p) \left\{ 1 + [a_L(1 - S_r)]^{n_L} \right\}^{-m_L}, \quad (9a)$$

$$k_L = \frac{k_{s0} \exp(-C_1 p)}{1 + a_R [s/(s_{c0} + C_2 p)]^{n_R}}. \quad (9b)$$

式(9a)、(9b)为不同应力下增湿时, 描述力水耦合作用引起变形时渗水系数 k_L 与饱和度 S_r 或吸力 s 关系的渗透性函数, 它可以直接确定应力与饱和度及吸力变化对非饱和原状黄土渗水系数的影响, 便于实际工程应用。

在 $k_L - S_r$ 与 $k_L - s$ 关系的渗透性函数(分别见式(9a), 式(9b))中, 参数 a_L , n_L , m_L , a_R , n_R 与应力(孔隙比)无关, 可通过无应力条件下对天然状态原状黄土的分级浸水试验确定; 参数 C_1 , C_2 与应力有关, 可通过对不同应力下原状黄土进行分级浸水试验(增湿至饱和)确定。

不同应力作用下分级浸水时, 用式(9)分别对不同饱和度及吸力下原状黄土的增湿渗水系数进行预测, 实测的 $k_L - S_r$, $k_L - s$ 关系及预测结果如图 12 所示(图中实线为预测结果)。可见, 预测效果较好。说明两种渗透性函数皆可较好地预测不同等向应力作用下饱和度增大或吸力减小时原状黄土的渗水系数。

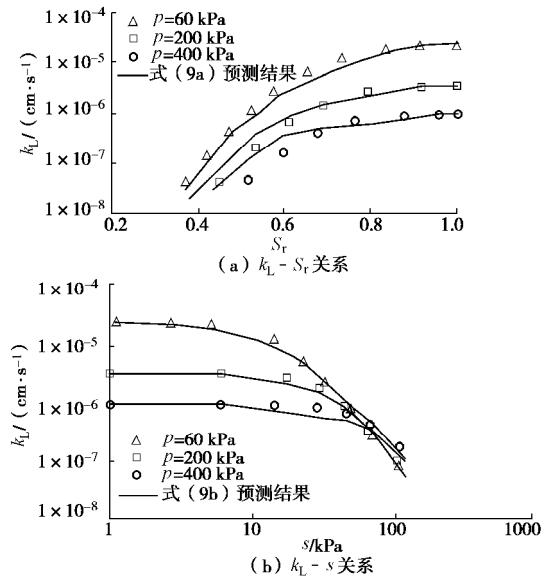


图 12 模型预测与本文试验结果对比

Fig. 12 Comparison between predicted values and results of ICW tests

为了验证本文提出的两种渗透性函数对其他土的适用性, 对不同等向应力 p 作用下初始泥浆状态粉砂土的减湿渗水试验结果^[12]进行预测。根据文献[12]的试验结果得到饱和渗水系数 k_s 及进气值 s_c 与应力 p 的关系也可用式(7)、(8)描述, 参数 $C_1=0.01 \text{ kPa}^{-1}$, $k_{s0}=2.34 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$, $C_2=0.03$, $s_{c0}=6 \text{ kPa}$; 由 $k_L - s$ 关

系及 $S_r - s$ 持水曲线得到不同应力下 $k_{rl} - S_r$ 及 $k_{rl} - s/s_c$ 也具有良好的归一性, 且可分别用式(6a)及式(6b)拟合, 参数 $a_L = 1.23$, $n_L = 2.03$, $m_L = 16.83$, $a_R = 0.025$, $n_R = 3.42$ 。根据这些参数, 用式(9)预测不同应力下初始泥浆状态粉土的减湿渗水系数, 预测结果(用实线表示)与文献[12]的试验结果对比如图13所示。可见, 预测结果与试验结果比较吻合。表明本文提出的渗水模型不仅能较好地预测等向应力条件下原状黄土的渗水系数与饱和度及吸力关系, 而且能较好预测初始泥浆状态粉土的减湿渗水系数, 即可以预测不同土的渗水系数, 具有较好的适用性。

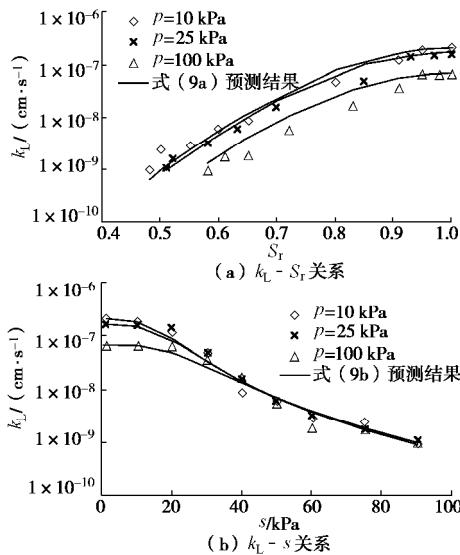


图13 模型预测与文献[12]试验结果对比

Fig. 13 Comparison between calculated results and measured ones from tests of Reference [12]

4 结 论

无应力与等向应力条件下分别对不同和相同孔隙比的原状黄土进行了分级浸水渗透试验, 研究了孔隙比、应力、饱和度及吸力对渗水特性的影响, 探讨了同一孔隙比下水力作用路径的影响, 得到了以下4点结论。

(1) 孔隙比及应力对渗水系数与饱和度关系影响较大, 相同饱和度下渗水系数随着孔隙比减小或应力增大而减小。其对渗水系数与吸力关系的影响与吸力大小有关, 皆存在一个相同的吸力阈值 s_{cr} , 当 $s \geq s_{cr}$ 时影响较小, 可近似归一; 当 $s < s_{cr}$ 时影响较大, 相同吸力下渗水系数随着孔隙比减小或应力增大而减小。

(2) 只要孔隙比相同, 不同水力作用路径(无应力下预应力-水路径, 常应力下力-水耦合路径)下渗水系数与饱和度及吸力关系相同。孔隙比是直接影响因素, 应力为间接因素, 可以用力水耦合作用引起

的孔隙比变化来反映应力的影响。

(3) 不同应力条件下, 相对渗水系数与吸力关系不能归一, 同一吸力对应的相对渗水系数随孔隙比的减小或应力的增大而增大; 相对渗水系数与饱和度及吸力比(吸力与脱气值之比)之间皆呈良好的归一化关系, 且可分别用相同函数描述。

(4) vG-M模型不适用于描述常孔隙比下原状黄土的渗水系数; 提出的考虑应力与饱和度或吸力变化的渗透性函数, 其参数皆可通过室内试验确定, 可以较好地预测等向应力作用下原状黄土增湿过程饱和度增大或吸力减小时的渗水系数, 便于实际工程应用。

参考文献:

- [1] 谢定义. 非饱和土力学[M]. 高等教育出版社, 2015. (XIE Ding-yi. Soil mechanics for unsaturated soil[M]. Beijing: Higher Education Press, 2015. (in Chinese))
- [2] LI X, ZHANGL M, FREDLUND D G. Wetting front advancing column test for measuring unsaturated hydraulic conductivity[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2009, **46**(12): 1431 – 1445.
- [3] 叶为民, 钱丽鑫, 陈宝, 等. 侧限状态下高压实高庙子膨润土非饱和渗透性的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2009, **31**(1): 105 – 108. (YE Wei-min, QIAN Li-xin, CHEN Bao, et al. Laboratory test on unsaturated hydraulic conductivity of densely compacted Gaomiaozi bentonite under confined conditions[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, **31**(1): 105 – 108. (in Chinese))
- [4] 王勇, 孔令伟, 郭爱国, 等. 含浅层气砂土的赋存特征及其非饱和参数预测[J]. 岩土力学, 2010, **32**(7): 1945 – 1950. (WANG Yong, KONG Ling-wei, GUO Ai-guo, et al. Occurrence characteristics and unsaturated parameters prediction of shallow gassy sand[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **32**(7): 1945 – 1950. (in Chinese)).
- [5] 姚志华, 陈正汉, 黄雪峰, 等. 非饱和原状和重塑 Q_3 黄土渗水特性研究[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(6): 1020 – 1027. (YAO Zhi-hua, CHEN Zheng-han, HUANG Xue-feng, et al. Hydraulic conductivity of unsaturated undisturbed and remolded Q_3 loess[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(6): 1020 – 1027. (in Chinese))
- [6] LALIBERTE G E. Properties of unsaturated porous media[D]. Fort Collins: Colorado State University, 1966.
- [7] ROMERO E, GENS A, LLORET A. Water permeability, water retention and microstructure of unsaturated compacted Boom clay[J]. Engineering Geology, 1999, **54**(1/2): 117 – 127.
- [8] 陈正汉, 谢定义, 王永胜. 非饱和土的水气运动规律及其

- 工程性质研究[J]. 岩土工程学报, 1993, **15**(3): 9 - 20. (CHEN Zheng-han, XIE Ding-yi, WANG Yong-sheng. Experimental studies of laws of fluid motion, suction and pore pressures in unsaturated soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1993, **15**(3): 9 - 20. (in Chinese))
- [9] 刘奉银, 张昭, 周冬. 湿度和密度双变化条件下的非饱和黄土渗透函数[J]. 水利学报, 2010, **41**(9): 1054 - 1060. (LIU Feng-yin, ZHANG Zhao, ZHOU Dong. Saturation-density dependent permeability function for unsaturated loess[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2010, **41**(9): 1054 - 1060. (in Chinese))
- [10] 赵彦旭, 张虎元, 吕擎峰, 等. 压实黄土非饱和渗透系数试验研究[J]. 岩土力学, 2010, **31**(6): 1809 - 1902. (ZHAO Yan-xu, ZHANG Hu-yuan, LÜ Qing-feng, et al. Experimental study of unsaturated permeability coefficient of compacted loess[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(6): 1809 - 1902. (in Chinese))
- [11] GALLAGE C, KODIKARAA J, UCHIMURA T. Laboratory measurement of hydraulic conductivity functions of two unsaturated sandy soils during drying and wetting processes[J]. Soils and Foundations, 2013, **53**(3): 417 - 430.
- [12] HUANG S Y, BARBOUR S L, FREDLUND D G. Development and verification of a coefficient of permeability function for a deformable unsaturated soil[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1998, **35**(3): 411 - 425.
- [13] 李永乐, 刘翠然, 刘海宁, 等. 非饱和土的渗透特性试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, **23**(22): 3861 - 3865. (LI Yong-le, LIU Cui-ran, LIU Hai-ning, et al. Testing study on permeability characteristics of unsaturated soil[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, **23**(22): 3861 - 3865. (in Chinese))
- [14] 崔颖, 缪林昌. 非饱和压实膨胀土渗透特性的试验研究[J]. 岩土力学, 2011, **32**(7): 2007 - 2012. (CUI Ying, MIAO Lin-chang. Testing study of permeability characteristics of unsaturatedcompacted expansive soils[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, **32**(7): 2007 - 2012. (in Chinese))
- [15] NG C W W, LEUNGA K. Measurements of drying and wetting permeability functions using a new stress-controllable soil column[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2012, **138**(1): 58 - 68.
- [16] 陈存礼, 张登飞, 张洁, 等. 等向应力下原状黄土的压缩及增湿变形特性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2017, **36**(7): 1731 - 1747. (CHEN Cun-li, ZHANG Deng-fei, ZHANG Jie, et al. Research on the compression and wetting deformation behavior of intact loess under isotropic stress[J]. Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2017, **36**(7): 1731 - 1747. (in Chinese))
- [17] LOBBEZO J P, VANAPALLI S K. A simple technique for estimating the coefficient of permeability of unsaturated soils[C]// Proceedings of 55th Canadian Geotechnical Conference. Canada, 2002: 1277 - 1284.
- [18] ELZEFTAWY A, CARTWRIGHT K. Evaluating thesaturated and unsaturated hydraulic conductivity in soils[C]// Permeability and Groundwater Contaminant Transport, ASTM, International, 1981: 168 - 181
- [19] VAN GENUCHTEN M T. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils[J]. Soil Science Society of America, 1980, **44**(5): 892 - 898.
- [20] PARKER J C, LENHARD J C, KUPPUSAMY T. A parametric model for constitutive properties governing multiphase flow in porous media[J]. Water Resources Research, 1987, **23**(4): 618 - 624.
- [21] 张洁. 三轴应力条件下原状黄土的增湿变形土水特征及渗透特性研究[D]. 西安: 西安理工大学, 2015. (ZHANG Jie. Deformation and soil water characteristics as well as permeability properties of unsaturated intact loess during wetting under triaxial stress[D]. Xi'an: Xi'an University of Technology, 2015. (in Chinese))
- [22] CHEN C L, ZHANG D F, ZHANG J. Influence of stress and water content on air permeability of intact loess[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2017, **54**(19): 1221 - 1230.
- [23] XU X B, ZHAN L T, CHEN Y M, et al. Intrinsic and relative permeabilities of shredded municipal solid wastes from the Qizishan landfill, China[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2014, **51**(4): 1243 - 1252.
- [24] AGUS S S, LEONG E C, SCHANZ T. Assessment of statistical models for indirect determination of permeability functions from soil-water characteristic curves[J]. Géotechnique, 2003, **53**(2): 279 - 282.
- [25] CAI G Q, ZHOU A N, SHENG D C. Permeability function for unsaturated soils with different initial densities[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2014, **51**: 1456 - 1467.

DOI: 10.11779/CJGE201803007

“12·20”深圳滑坡动态模拟

孙玉进^{1, 2}, 宋二祥^{*1}

(1. 清华大学土木工程安全与耐久教育部重点实验室, 北京 100084; 2. 中车建设工程有限公司, 北京 100084)

摘要: 将深圳滑坡堆填渣土近似视为饱和土, 考虑快速填筑效应, 假定填筑高度在填筑过程中随时间线性增大, 由一维固结理论推导出由于快速加载引起的土体内超静孔隙水压力分布, 同时根据修正剑桥模型考虑填土剪缩效应对超静孔隙水压力的影响。总孔隙水压力为静水压力、快速加载和剪缩引起的超静孔隙水压力三部分之和, 从而由总应力得到余泥渣土失稳时的有效应力, 进而由有效内摩擦角得到其剪切强度。再将快速滑出过程看作不排水条件下的破坏, 利用推导出的填土不排水强度, 采用可以有效模拟超大变形问题的物质点法对深圳滑坡的全过程进行了动态模拟, 并研究了滑坡体对建筑物的破坏作用。模拟结果表明该模型能较好解释深圳滑坡中滑动土体高速远程输送特征。

关键词: 深圳滑坡; 静态液化; 远程滑坡; 物质点法; 滑出分析

中图分类号: TU443 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)03-0441-08

作者简介: 孙玉进(1988-), 男, 博士, 主要从事岩土数值计算分析。E-mail: sunyj08@163.com。

Dynamic simulation of “12·20” Shenzhen landslide

SUN Yu-jin^{1, 2}, SONG Er-xiang¹

(1. Key Laboratory of Civil Engineering Safety and Durability of Ministry of Education, Tsinghua University, Beijing 100084, China;

2. CRRC Construction Engineering Co., Ltd., Beijing 100084, China)

Abstract: The filled soil of Shenzhen landslide is treated as saturated porous media. The excess pore pressure due to fast filling process is derived using the classical one-dimensional consolidation theory by assuming the thickness of the filled soil to increase linearly. Meanwhile, another part of the excess pore pressure induced by the soil contraction under shear deformation is derived by using the modified Cam-clay model. Then the effective stress is obtained by subtracting the pore pressure, i.e., the static pore pressure and the two parts of the excess pore pressure, from the total stress. The undrained shear strength can be expressed by the effective friction angle and the effective stress. Finally, the landslide is simulated using the material point method by assuming an undrained run-out process in which the soil strength keeps constant. The destructive effect of the sliding soil on the buildings is also analyzed. The proposed theory can be used to explain the extraordinary flow ability of the soil satisfactorily.

Key words: Shenzhen landslide; static liquefaction; long-distance landslide; material point method; run-out analysis

0 引言

随着中国城市化进程的加快, 大型工程项目, 如地铁、地下商场和地下车库等急剧增加, 其施工开挖产生了大量余泥渣土。为堆放这些余泥渣土有些地区专门设置渣土受纳场。随着受纳场余泥渣土厚度和体积的加大, 其稳定性问题需要给予高度重视, 否则会对周围人民生命财产安全造成严重威胁。

2015年12月20日, 广东深圳市光明新区红坳渣土受纳场堆填土失稳, 约 $1.8 \times 10^6 \text{ m}^3$ 余泥渣土由葫芦形受纳场北侧缺口滑出, 从30 m高滑口处顺势滑下, 沿途高速填埋、撞倒和摧毁33栋建筑物, 覆盖面积约 $3.5 \times 10^5 \text{ m}^2$, 造成多达69人遇难^[1]。此次滑坡最大落差约120 m, 最大水平滑距约1210 m, 堆积物最大宽

度约550 m, 滑坡残留物堆积坡度约4°, 远小于余泥渣土残余内摩擦角。

经国家安监局调查^[2], 此次重大安全事故的直接原因是:有关方面没有对渣土受纳场修建倒排水系统, 而这个受纳场原来有大量积水, 没有排出就加载垃圾、泥土, 同时受纳场周围有很多小股泉水, 加上天气降水, 使受纳场渣土饱和, 之后又超量填渣土, 在重力作用下, 使受纳场的泥土滑动, 并且地形南高北低, 大量渣土在重力推动下, 高速滑出, 造成了重大人员

基金项目: 国家重点基础研究发展计划(“973”计划)项目
(2014CB047003)

收稿日期: 2016-05-10

*通讯作者(E-mail: songex@tsinghua.edu.cn)

伤亡和财产损失。

据当地群众所拍滑坡视频以及媒体调查^[3], 滑坡前, 深圳当地并未发生大规模强降雨, 只是 12 月 20 日上午下过小雨, 且专家组的结论是该雨量不足以诱发滑坡。但是, 大量渣填土为何像流体一样从填埋坑流出, 并高速移动和扩散到下方广阔平缓地面, 且最终形成的堆积土坡角接近零度? 该问题使国内外众多岩土工作者甚感困惑。实际上, 一些滑坡的高速远程效应机理一直是国内外研究的热点, 针对该问题, 目前国际上有多种研究模型: 空气润滑模型^[4]、颗粒流模型^[5]、能量传递模型^[6]、底部超静孔隙水压模型^[7]、剪切生热模型^[8]、声波液化模型^[9]、滚动摩擦模型^[10]等。但由于问题的复杂性, 到目前为止, 研究还没有取得公认的结论^[11], 对此类高速远程滑坡的模拟也大多利用最大滑距反分析换算出表观摩擦角^[12], 再利用换算的摩擦角作为土体参数进行模拟, 而且模拟的手段均高度简化, 少见用连续介质理论为基础的精细化方法进行模拟。其中一个很重要的原因是: 高速远程滑坡模拟涉及土体超大变形, 土力学中常用的有限元法, 在处理这种超大变形问题时, 常遇到网格畸变, 计算精度降低, 甚至计算失败。相对而言, 物质点法 (material point method)^[13-14]在模拟这些超大变形问题时具有无可比拟的优势。

本文从受纳场渣填筑过程中的应力路径入手, 将渣土从开始填筑到失稳简化为两个基本过程: 一维固结过程和不排水剪切过程, 推导出填筑到设计标高渣土内部超静孔隙水压力的分布, 基于填筑后超静孔隙水压力的分布和有效内摩擦角, 推导出不排水抗剪强度。再将渣土滑出过程看为不排水情况, 利用能够有效模拟超大变形问题的物质点法动态模拟深圳滑坡滑动的全过程, 并结合模拟过程及结果探讨此高速远程滑坡的机理及其模拟方法。

1 深圳滑坡整体分析

1.1 滑坡概况

图 1 为滑坡前后地形对比图。该滑坡可分为 3 个

区: 葫芦形的滑坡物源区、狭长滑口区和平缓的堆积区。滑坡物源区原为采石坑, 后被利用作为渣土受纳场, 采石坑北面有一缺口, 缺口处为一缓坡, 坡高约 30 m, 其下为平坦工业园区。滑动土体从该缺口处涌出, 下滑至平坦地面, 以较高的速度冲击地面建筑物, 并最终形成大面积的堆积体, 堆积体中心纵剖面见图 2。



图 1 深圳滑坡前后对比图

Fig. 1 Comparison of topographies before and after landslide

由图 2 可以发现, 滑动土体全为余泥渣土, 滑动后主物源区堆积物坡度约为 5°, 这说明渣土在坑内时其表观强度就很低。堆积区表面坡度约为 4°, 略小于坑内堆积物坡度。

根据滑坡应急勘察报告, 滑出的堆积体由余泥渣土组成, 稍湿-很湿, 无压实。主滑区地面上和侧壁有多处出露渗水点, 并伴随冒泥冒气泡现象, 同时在已完成的钻孔内也同样观测到冒水、涌泥现象, 表明滑坡体具有较强的超静孔隙水压力。

根据现场钻孔取土进行试验测得滑动土体颗粒级配累积曲线见图 3, 滑动土体为细粒土, 另测得液限为 35.8%, 塑限 23.9%, 天然含水率 22.5%, 饱和度为 80%, 可判断滑动土体为近饱和黏性土。

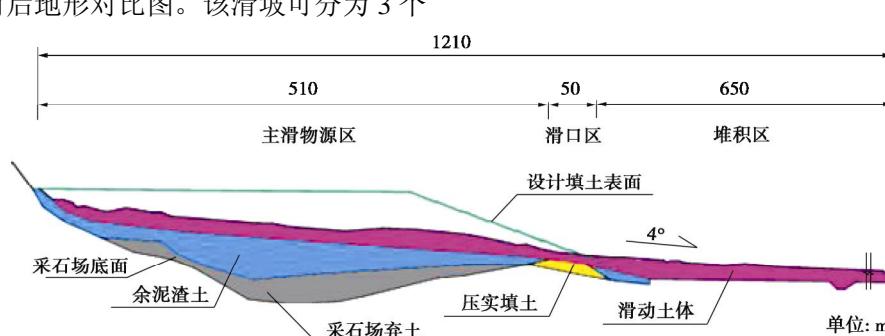


图 2 深圳滑坡滑动土体中心纵剖面图

Fig. 2 Profile of longitudinal section of sliding soil of the landslide

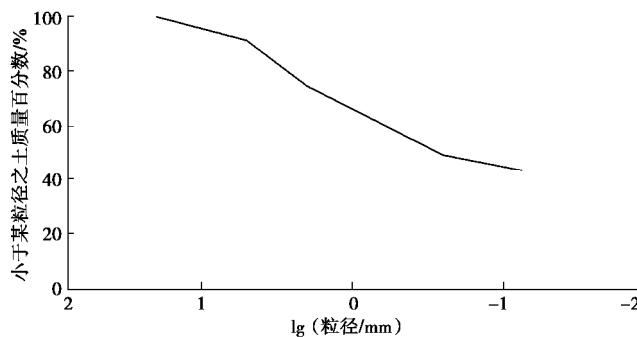


图3 深圳滑坡滑动土体粒径级配累积曲线

Fig. 3 Grading curve of sliding soil in Shenzhen landslide

试验测得滑动土体与余泥渣土材料参数平均值见表1。土体渗透性差, 余泥渣土与滑动土体材料参数相近, 说明滑动过程中, 材料的物理力学性能变化不大。通过余泥渣土材料参数, 可换算得其固结系数为 $C_v=3.94\text{ m}^2/\text{d}$ 。在后续分析中, 原位固结分析采用余泥渣土材料参数, 强度分析采用滑动土体对应的摩擦角。

表1 土体材料参数平均值

Table 1 Mean values of soil parameters

土体名称	密度 /(g·cm ⁻³)	孔隙比	渗透系数 /(cm·s ⁻¹)	压缩系数 /MPa ⁻¹	ϕ' (°)
滑动土体	1.87	0.75	1.40×10^{-5}	0.49	22
余泥渣土	1.82	0.79	1.26×10^{-5}	0.50	24

根据设计资料, 红坳渣土受纳场设计余泥渣土堆积方案为: 分10级堆放, 每一级高度10 m, 坡度1:2.5, 相邻两级间设宽3 m的马道, 堆积完最后一级后发生了滑坡, 滑口处于第1级顶面。

1.2 滑坡原因分析

深圳滑坡是一典型的高速远程滑坡。滑动土体受纳场堆积余泥渣土, 无淤泥或软弱土层, 事后测量土体内摩擦角较高。传统模拟方法(仅考虑动力效应)模拟出的滑距和堆积物坡度远小于实际结果。另外针对高速远程滑坡的理论模型, 如: 空气润滑模型、能量传递模型、剪切生热模型等, 虽然能一定程度上解释远程滑坡超远滑距以及堆积物平缓堆积坡度(4°)特征, 但不能解释深圳滑坡坑内土体形成的平缓坡角(5°)现象。坑内形成的坡角与坑外堆积物坡角近似相等, 这说明余泥渣土在滑动前, 其表观强度就很低。根据地勘报告, 堆积土近饱和, 且渗透性差, 因此本文给出的解释是: 由于快速施工, 相当于饱和黏土快速加载, 在堆积土中产生了较高的超静孔隙水压力, 使得其表观强度降低; 同时随着填土高度加大, 剪应力水平增大, 松软填土发生剪缩, 超静孔隙水压力进一步加大, 施工结束时, 土体达到破坏并滑出。

1.3 应力路径分析

取滑动土体内任一土单元, 分析从开始填筑到滑动终止全过程的应力路径, 大致如图4红色实线OA

(CA)所示。填筑过程中, 随着填土高度加大, 土体有效平均应力 p' 加大, 若填土无侧向位移, 则应力路径与 K_0 线重合, 但填埋场北面有缺口, 土体有侧向位移, 导致剪应力加大, 因此真实应力路径不断向临界状态线偏移, 直到最终达到临界状态线, 发生失稳滑动。滑出过程时间短, 土体渗透性差, 因此可近似看成不排水条件, 滑出过程中土体孔隙比保持不变。由临界状态理论可知(图4(b)), 其应力点将始终处于A点, 即滑出过程中, 土体有效应力和强度均保持不变。

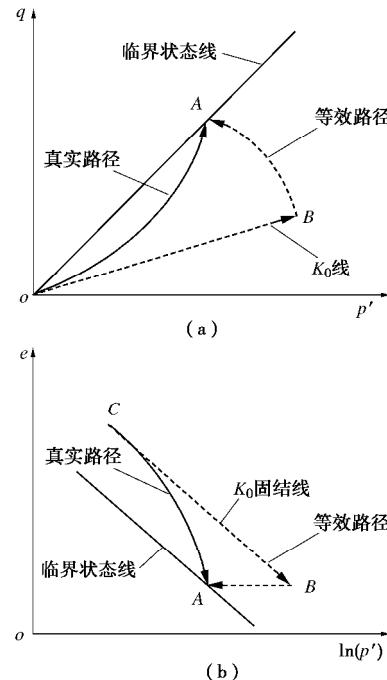


图4 滑动土体应力路径

Fig. 4 Stress paths of sliding soil

从填筑到失稳阶段的真实应力路径OA(CA)比较复杂, 难以求解, 本文将其简化为两个过程: 一维固结过程OB(CB)段和不排水剪切过程BA段。采用考虑施工过程的一维固结理论求出施工完毕后土体内的超静孔隙水压力, 再由修正剑桥模型推导出不排水剪切过程产生的超静孔隙水压力, 总的超静孔隙水压力等于两过程超静孔隙水压力之和, 从而可以确定填土体滑出时的应力状态。滑出过程中, 由于余泥渣土渗透性差, 滑出时间短, 可看成不排水条件, 由临界状态理论知, 滑出过程中土体有效应力保持不变, 因此强度保持不变, 可利用推导出的不排水强度进行滑出分析。

2 一维固结过程

深圳滑坡滑动土体为近饱和未压实黏性土, 物源区为葫芦形采石坑, 最大水平长度约490 m, 最大水平宽度约320 m, 滑口宽度约100 m, 堆土厚度90 m,

堆土面积大, 除狭窄滑口外, 其它面为不排水岩体, 故可近似采用一维固结理论来推导由于快速加载引起的土体内超静孔隙水压分布。

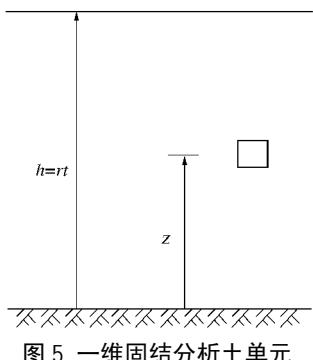


Fig. 5 Soil element in one-dimensional consolidation

取如图 5 所示填土单元, 进行固结分析, 可得固结方程为^[15]

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + g' \frac{\partial h}{\partial t}, \quad (1)$$

式中, u 为超静孔隙水压力, t 为时间, C_v 为固结系数, h 为填土高度, z 为分析土体高度 (向上为正), g' 为土体有效重度, 可取为饱和重度 g 的一半, 即 $g' = 0.5g$ 。

堆土时间间隔密集, 深圳市光明新区弃土受纳场泥渣弃土堆放较规则, 可将填土高度简化为时间的线性函数。即

$$\frac{\partial h}{\partial t} = r, \quad (2)$$

式中, r 代表施工速率。即式 (1) 变为

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + g'r. \quad (3)$$

假设底部不排水, 则边界条件为

$$\left. \begin{array}{l} z=0 \quad \frac{\partial u}{\partial z}=0, \\ z=h \quad u=0, \end{array} \right\} \quad (4)$$

采用变换

$$\left. \begin{array}{l} Z=\frac{z}{h}, \\ U=\frac{u}{g'h}-\left(1-Z\right), \\ T=\frac{r^2t}{4C_v}. \end{array} \right\} \quad (5)$$

将控制方程式 (3) 和边界条件式 (4) 标准化为

$$\left. \begin{array}{l} \frac{\partial U}{\partial T}=\frac{1}{(2T)^2}\frac{\partial^2 U}{\partial Z^2}+\frac{Z}{T}\frac{\partial U}{\partial Z}-\frac{U}{T}, \\ Z=0 \quad \frac{\partial U}{\partial Z}=1, \\ Z=1 \quad U=0. \end{array} \right\} \quad (6)$$

式 (6) 为典型的对流扩散方程, 其解可表达为^[16]

$$U=-\sqrt{\frac{T}{\pi}} \exp(-TZ^2) \int_0^{+\infty} x \tanh(2Tx) \cdot \cosh(2Tzx) \exp(-Tx^2) dx, \quad (7)$$

其中 $T=r^2t/(4C_v)$ 与施工速率的平方成正比, 与施工时间呈线性关系, 本文称之为时间因数。值得注意的是此处的时间因数与固结系数呈反比, 而太沙基理论中的时间因数与固结系数呈正比, 从而可以判定施工时间 t 越长 (时间因数 T 越大), 超静孔隙水压力越大。

式 (7) 涉及无穷积分, 该积分无解析解, 需利用数值法进行求解, 进而可由式 (5) 求得超静孔隙水压力的分布。

红坳渣土受纳场渣土填筑时间 t 约为 2 a, 填土高度 $h=90$ m, 因此对应施工速度 $r=45$ m/a, 根据地勘报告, 填土固结系数 $C_v=3.94$ m²/d, 施工结束后, 土体内部超静孔隙水压力分布如图 6 所示。

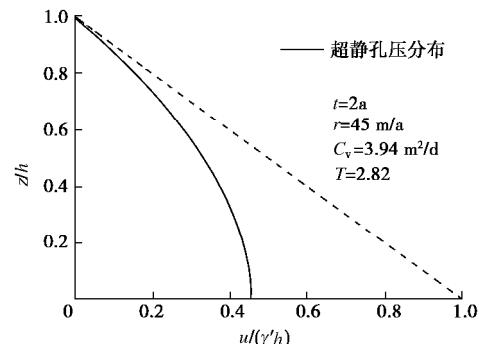


图 6 一维固结超静孔隙水压力分布

Fig. 6 Distribution of excess pore pressure resulting from one-dimensional consolidation

平均固结度为

$$S_a = 1 - \frac{\int_0^h u dz}{g' \int_0^h (h-z) dz} = 40\%. \quad (8)$$

式 (8) 说明一维固结阶段结束时, 土体内超静孔隙水压力约占自重应力的 60%, 即超静孔隙水压力约占土体竖向总应力的 30%。

为简化处理, 采用抛物线拟合图 6 所示超静孔隙水压力分布曲线, 得到拟合后的表达式为

$$u_{cz} = 0.45 \left[1 - \left(\frac{z}{h} \right)^2 \right] g'h. \quad (9)$$

3 不排水剪切过程

以下根据修正剑桥模型推导不排水剪切过程结束时, 土体的不排水强度 c_u 。

一维固结过程计算得到的土体应力状态可表示为

$$\left. \begin{aligned} p'_0 &= \frac{1+2K_0}{3} s'_z, \\ q_0 &= (1-K_0) s'_z. \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

式中 p'_0, q_0 分别为初始有效平均应力和初始广义剪应力; K_0 为侧压力系数, 可取为 $1-\sin j'$, j' 为有效内摩擦角, 坚向有效应力为

$$s'_z = g'(h-z) - u_{cz}. \quad (11)$$

修正剑桥模型的屈服面方程为

$$q^2 + M^2 p'^2 - M^2 p' p'_c = 0, \quad (12)$$

其中, p' , p'_c , q 分别为有效平均应力、先期固结压力和广义剪应力, 临界状态应力比 M 为

$$M = \frac{6 \sin j'}{3 - \sin j'}. \quad (13)$$

由式(12)知先期固结压力为

$$p'_{c0} = \frac{q_0^2 + M^2 p'^2}{M^2 p'_0}. \quad (14)$$

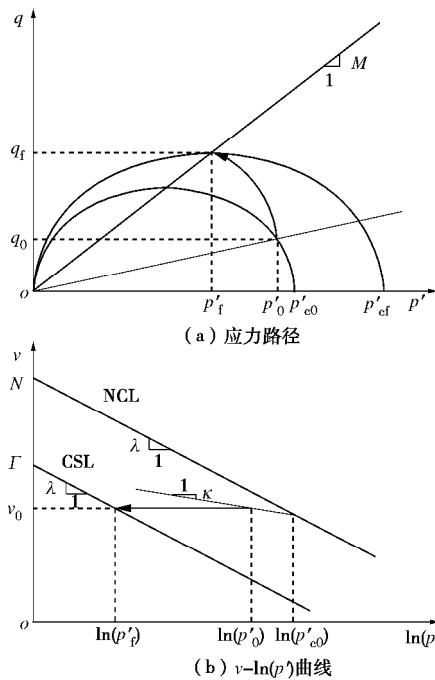


图 7 不排水剪切

Fig. 7 Undrained shear deformations

在图 7 (b) 所示 $v-\ln(p')$ 坐标系中, 正常压缩曲线和临界状态线方程分别为

$$\left. \begin{aligned} v &= N - I \ln(p') \quad (\text{NCL}), \\ v &= G - I \ln(p') \quad (\text{CSL}), \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

式中, $v=1+e$ 为比体积, e 为孔隙比。对于修正剑桥模型, 有

$$G = N - (I - k) \ln(2). \quad (16)$$

由图 7 (b) 知, 初始比体积 v_0 满足以下方程:

$$v_0 = N - I \ln(p'_{c0}) + k[\ln(p'_{c0}) - \ln(p'_0)]. \quad (17)$$

不排水剪切总体积保持不变, 则应力点到达临界状态线时, 其有效平均应力为

$$p'_f = \exp[(G - v_0)/I]. \quad (18)$$

将式(16)、(17)代入式(18)可得

$$p'_f = p'_0 \left(\frac{p'_{c0}}{2p'_0} \right)^{1-k/I}. \quad (19)$$

式(19)表明由剪缩引起的土体内超静孔隙水压力与总坚向应力的比值为

$$\frac{p'_0 - p'_f}{s_z} = \frac{s'_z}{s_z} \frac{p'_0}{s'_z} \left[1 - \left(\frac{p'_{c0}}{2p'_0} \right)^{1-k/I} \right]. \quad (20)$$

将式(10)、(13)、(14)代入式(19)可得

$$p'_f = \frac{3 - 2 \sin j'}{3} \left[\frac{1}{8} \left(\frac{3 - \sin j'}{3 - 2 \sin j'} \right)^2 + \frac{1}{2} \right]^{1-k/I} s'_z. \quad (21)$$

不排水强度:

$$c_u = q_f / 2 = M p'_f / 2 \equiv k s'_z, \quad (22)$$

式中, 系数 k 的表达式为

$$k = \frac{\sin j' (3 - 2 \sin j')}{3 - \sin j'} \left[\frac{1}{8} \left(\frac{3 - \sin j'}{3 - 2 \sin j'} \right)^2 + \frac{1}{2} \right]^{1-k/I}. \quad (23)$$

式(23)表明, 不排水强度为最大固结压力的线性函数, 该结果与姚仰平等^[17]基于 UH 模型推导的结果一致。 k 值与有效内摩擦角相关, 对于一般黏土, $k/l=0.1 \sim 0.2$, 有效内摩擦角 $j'=20^\circ \sim 30^\circ$, $k=0.21 \sim 0.30$, 对于深圳滑坡, 由地勘报告, 滑动土体平均有效内摩擦角为 22° , 滑动土体压缩性较大, 可取 $k/l=0.1$, 则系数 $k=0.22$ 。由式(20)计算可知, 由剪缩引起的土体内超静孔隙水压力占总坚向应力的 5%, 同时使土体内坚向有效应力减小相同数值。

4 滑出分析

4.1 几何模型

红坳渣土受纳场设计余泥渣土堆积方案为: 分 10 级堆放, 每一级高度 10 m, 坡度 1:2.5, 相邻两级间设宽 3 m 的马道, 滑口处于第 1 级顶面, 滑口以下土体未发生滑动, 因此可处理为基岩, 滑口以上部分全为余泥渣土, 高度为 90 m, 等效坡角为 20° 。取纵剖面进行分析, 其几何模型见图 8。模型底部固定, 左右两边为对称边界, 上部自由。

4.2 材料模型

由于滑出过程持续时间短, 因此可以认为滑出过程余泥渣土为不排水情况。由临界土力学理论, 土体在滑出过程中的强度保持不变, 因此可采用 von Mise 模型描述土体强度特征:

$$f = J_2 - a^2 = 0, \quad (24)$$

式中, J_2 为应力偏量的第二不变量。

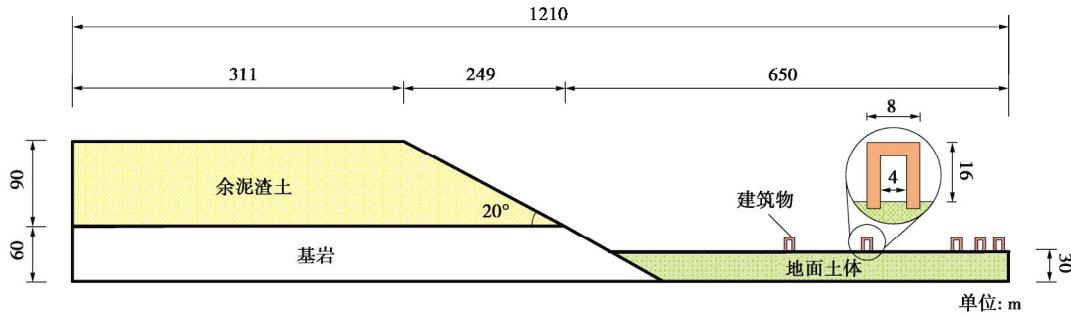


图 8 滑出分析模型

Fig. 8 Geometrical model for run-out analysis

一维固结过程和不排水过程结束后, 可由式(9)、(11)、(22) 和 (23), 将土体的不排水抗剪强度表达为总竖向应力的表达式为

$$c_{u0} \approx k(0.5s_z - u_{cz}) \approx 0.05 \left(1.2 - \frac{z}{h} \right) s_z, \quad (25)$$

式中, s_z 为竖向应力, 并近似取浮重度为饱和重度的一半。为直观认识余泥渣土强度降低程度, 可由式(25)按强度相等计算等效无黏性土的内摩擦角:

$$\tan j = \frac{c_{u0}}{s_z} \approx 0.05 \left(1.2 - \frac{z}{h} \right). \quad (26)$$

由该式可见, 越靠近表层土体等效内摩擦角越小(固结时间较短)。对于底部土体 ($z=0$), $\varphi=3.4^\circ$; 表层土体 ($z=h$), $\varphi=0.6^\circ$, 实际新填渣土为非饱和状态, 强度高于此值, 因此在滑出分析开始时刻, 利用下式确定余泥渣土的不排水强度:

$$c_u = 0.05 \left(1.2 - \frac{z}{h} \right) s_z + 1 \text{ kPa}. \quad (27)$$

由平面应变条件下 MC 模型与 DP 模型的转换关系^[18]可确定 von Mise 模型的强度参数:

$$a = c_u. \quad (28)$$

另外基岩采用弹性模型模拟; 下部地面土体采用 MC 近似 DP 模型, 摩擦角取 $\varphi=25^\circ$, 黏聚力取 $c=10$ kPa; 地面建筑物材料用 MC 模型, 参考 C30 混凝土强度, 取 $c=500$ kPa, $\varphi=55^\circ$ 。

4.3 数值模型及计算参数

物质点法采用质点离散物体, 用有限单元离散空间求解域。本文将物质域离散为间距为 1 m 的物质点, 共计 93940 个物质点; 采用 $2 \text{ m} \times 2 \text{ m}$ 正方形单元离散空间域, 空间域为 $1210 \text{ m} \times 160 \text{ m}$ 的长方形区域(覆盖整个物质域), 共计 48400 个单元。

计算过程分两步: 第一步在较高强度参数下产生初始应力场; 第二步为滑出分析。在第二步开始前, 利用第一步产生的初始应力场, 按式(27)确定后续分析过程中滑动土体的强度。

显式动力分析临界时间步长为

$$\Delta t = a \Delta t_{\text{crit}} = a \frac{l}{c_p}. \quad (29)$$

式中 a 为时间步长因子 ($a < 1$); l , c_p 分别为单元边长和压缩波波速。本文滑出分析时间步长因子取 0.1, 滑动模拟总时间为 70 s。

5 模拟结果与讨论

5.1 填土强度

由土体内的自重应力产生的滑动土体不排水强度见图 9。在滑出分析开始时 ($t=0$ s), 滑动土体的强度 (c_u) 随着土体深度的加大而加大, 最大值约为 108 kPa。滑动终止时 ($t=70$ s), 填土坑下部土体由于强度较高, 并发生滑动, 地面堆积体强度普遍小于 30 kPa。

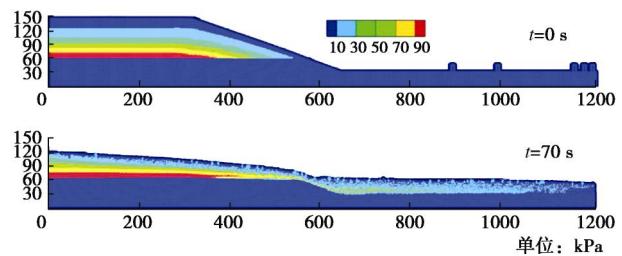


图 9 填土强度图

Fig. 9 Undrained shear strengths of soil

5.2 滑动速率

图 10 为滑动后不同时刻 ($t=2, 4, 9, 16, 23, 50$ s) 土体的速率图。

由图 10 知, 填土滑裂面随着时间推移, 不断向填土坑后方发展, 在 $t=2$ s 时, 滑裂面近似为圆弧形状, 且处于表层; 随着前方土体滑出, 后方土体失去支撑, 亦开始滑动, 滑裂面向后方扩展, 后面土体逐渐滑出, 最终滑裂面变为平面, 直到土体静止。前方滑出土体由于坑前为坡面, 速度不断加大, 在 $t=9$ s 时触及地面, 速度略有下降, 随后在后方滑出土体的推动下, 继续向前加速滑动, 当到达第一排建筑物时获得最大速率约 37 m/s, 撞击第一排建筑物, 速度开始下降; 随后在 18 s 时体系动能达到最大, 约为 $6.3 \times 10^6 \text{ kJ/m}$; 在 $t=50$ s 时滑动土体达到模型右边界, 后方土体仍有局部

滑动, 整个滑出过程持续 60 s, 基本与实际结果相符。

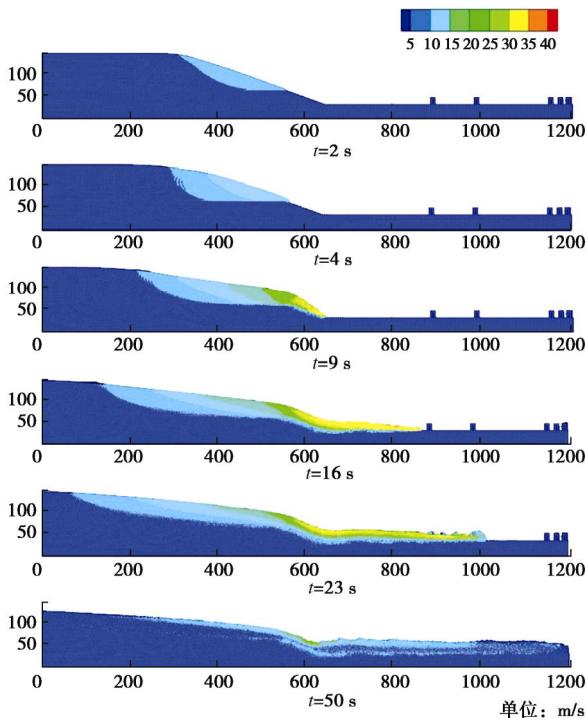


图 10 滑动速率图

Fig. 10 Sliding velocity

5.3 最终构形

滑坡静止后的构形见图 11。

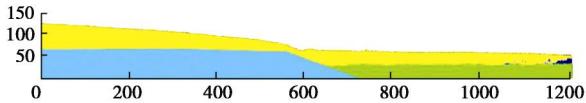


图 11 最终构形图

Fig. 11 Final configuration

地面堆积体最终形成的坡角为 1.2° , 小于实测结果 4° , 主要有以下两个方面的原因: 一是本文假设滑动土体全为饱和状态, 计算出的表层土体强度偏低, 表观摩擦角比实际小, 因此最终形成的堆积体坡度比实际小; 另一个原因是本文模型最大宽度为 1210 m, 滑动土体在右端堆积, 厚度加大, 减小堆积体坡度。本文计算坑内土体坡角为 5.1° , 与实际结果相近, 说明本文计算的中下部余泥渣土的强度与实际较接近。

滑动土体的总体积约为 $6.0 \times 10^3 \text{ m}^3$, 实测 $1.8 \times 10^6 \text{ m}^3$, 相当于物源区平均宽度为 300 m, 符合实际填土坑形状。填土坑后边缘滑出土体厚度为 30 m, 整个填土坑平均滑出土体厚度为 29 m。堆积体端部土体厚度约为 20 m, 高于实测厚度, 主要原因是本文模型为二维平面应变模型, 实际滑坡为三维情况, 滑动土体在下部地面各个方向运动, 使土体厚度减小, 滑距变小。

5.4 对建筑物的影响

图 12 为滑坡体对第一排建筑物的冲击过程。最前

排建筑物中下部首先遭受滑动土体 37 m/s 的速度冲击, 从中间断为两部分。由于滑动土体质量大、速度高, 上半部分来不及下落即被滑动土体裹携带走, 短时间加速到滑动土体速度, 下半部分被推倒掩埋。

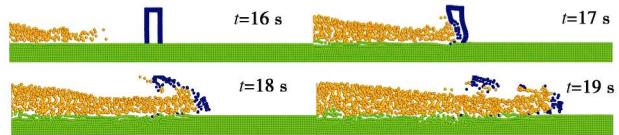


图 12 第一排建筑物破坏过程

Fig. 12 Failure process of first row of buildings

滑动土体裹携着破碎的第一排建筑物滑动 10 s 后, 速度大大降低, 在 $t=21 \text{ s}$ 时, 以 22 m/s 的速度撞击第二排建筑物。图 13 为滑坡体对第二排建筑物的冲击过程。第二排建筑被滑动土体撞击压碎, 变为一片, 被滑动土体推着向前继续滑动。

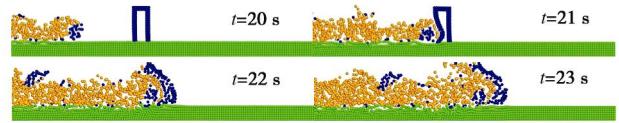


图 13 第二排建筑物破坏过程

Fig. 13 Failure process of second row of buildings

滑坡土体撞倒第二排建筑后, 向前移动约 200 m, 速度减为 11 m/s , 到达最后三排建筑, 见图 14。前一排建筑物首先被滑动土体撞倒、推翻, 由于建筑物距离很近, 第二排建筑被第一排建筑撞倒, 并相继撞倒后一排建筑, 造成多米诺骨牌效应。右端到达模型边界, 前方滑动土体在后方土体的推动下掩埋建筑, 最终形成的堆积物高度为 20 m。滑动土体对最后一排建筑物的推力约为 $1.3 \times 10^4 \text{ kN/m}$ 。

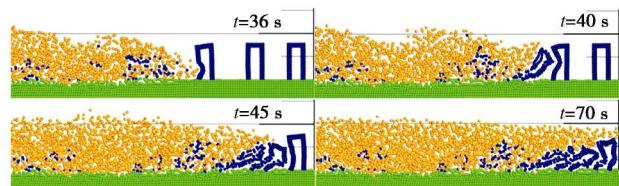


图 14 后三排建筑物破坏过程

Fig. 14 Failure process of last three rows of buildings

6 结论

本文将深圳滑坡余泥渣土近似视为饱和土, 考虑填土快速加载效应和剪缩效应, 推导给出其超静孔隙水压力, 并确定其不排水强度。再利用推导出的填土不排水强度, 运用物质点法对滑坡过程进行了动态模拟。基于文中分析可得出如下结论:

由经典一维固结理论求得填筑土体的平均固结度为 40%, 即土体内产生的超静孔隙水压力约占土体竖向总应力的 30%。

根据修正剑桥模型推导出由于剪缩引起的土体内超静孔隙水压力占总竖向应力的 5%，同时使土体内竖向有效应力减小相同数值。因此，填土快速加载引起的超静孔隙水压力占主导。

综合考虑快速加载和剪缩两种因素，采用物质点法对深圳滑坡进行了动态模拟，模拟结果表明填筑土体具有很大的流动性，完全可以滑动到千米之外，且最终形成的坡角接近 0°。同时也证明了本文所提模型的合理性。但由于深圳滑坡滑出土体散布宽度大于物源区宽度，二维平面应变模型模拟的滑距以及滑出土体的堆积厚度均大于实际情况，更加准确的模拟需采用三维模型。

由固结理论推导可知，固结度为时间因数的函数，而这里的时间因数与施工时间成正比，与固结系数成反比，与施工速率的平方成正比，时间因数越大，固结度越小，因此在此类填筑工程中，要严格控制施工速率，并同时做好排水措施。

高速远程滑坡引起建筑物的破坏形式取决于滑动土体的速度，速度很大时，建筑物将被切成几部分，各部分被滑动土体裹携带走；速度较大时，建筑物被压碎，并继续推动向前滑；速度较小时，建筑物被推倒、掩埋。

致 谢：中国铁道科学研究院深圳分院刘国楠研究员、郭亚磊女士以及治研院深圳分院杨志银院长帮助搜集了有关资料，并对此问题的计算提出有益建议，在此特致谢意。

参 考 文 献：

- [1] 百度百科. 12·20 深圳山体滑坡 [Z]. 2016. (Baidu encyclopedia. 12·20 Shenzhen landslide[Z]. 2016. (in Chinese))
- [2] 人民网. 安监总局局长：深圳“12·20”滑坡事故已被认定为重大安全生产责任事故[Z]. 2016. (People's Daily Online. The country's top work safety official: 12·20 Shenzhen landslide is a serious production accident[Z]. 2016. (in Chinese))
- [3] 调查：深圳山体滑坡大调查，http://www.iqiyi.com/v_19rrkg3vpg.html[Z]. 2016. (Survey: Shenzhen landslide survey, http://www.iqiyi.com/v_19rrkg3vpg.html[Z]. 2016. (in Chinese))
- [4] KENT P. The transport mechanism in catastrophic rock falls[J]. The Journal of Geology, 1966, **74**(1): 79 – 83.
- [5] DAVIES T R H. Spreading of rock avalanche debris by mechanical fluidization[J]. Rock Mechanics, 1982, **15**(1): 9 – 24.
- [6] OKURA Y, KITAHARA H, SAMMORI T, et al. The effects of rockfall volume on runout distance[J]. Engineering Geology, 2000, **58**(2): 109 – 124.
- [7] SASSA K. Geotechnical model for the motion of landslides[C]// Proceedings of the 5th International Symposium on Landslides. Lausanne, 1988: 37 – 55.
- [8] ALONSO E E, PINYOL N M, PUZRIN A M. Geomechanics of failures. advanced topics[M]. Springer Netherlands, 2010.
- [9] COLLINS G S, MELOSH H J. Acoustic fluidization and the extraordinary mobility of sturzstroms[J]. Journal of Geophysical Research (Solid Earth), 2003, **108**(B10).
- [10] KOERNER H J. Flow mechanisms and resistances in the debris streams of rock slides [J]. Bulletin of the International Association of Engineering Geology, 1977, **16**(1): 101 – 104.
- [11] 张 明, 殷跃平, 吴树仁. 高速远程滑坡—碎屑流运动机理研究发展现状与展望[J]. 工程地质学报, 2010(6): 805 – 817. (ZHANG Ming, YIN Yue-ping, WU Shu-ren, et al. Development status and prospects of studies on kinematics of long runout rock avalanches[J]. Journal of Engineering Geology, 2010(6): 805 – 817. (in Chinese))
- [12] ZHANG X, KRABBENHOFT K, SHENG D, et al. Numerical simulation of a flow-like landslide using the particle finite element method[J]. Computational Mechanics, 2015, **55**(1): 167 – 177.
- [13] 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(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(7): 1218 – 1225. (in Chinese))
- [14] SUN Yu-jin, YANG Jun, SONG Er-xiang. Runout analysis of landslides using material point method[J]. Earth and Environmental Science, 2015, **26**(1): 2014.
- [15] 李广信. 高等土力学[M]. 北京: 清华大学出版社, 2004. (LI Guang-xin. Advanced soil mechanics[M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2004. (in Chinese))
- [16] GIBSON R E. The progress of consolidation in a clay layer increasing in thickness with time[J]. Géotechnique, 1958, **8**(4): 171 – 182.
- [17] 姚仰平, 万 征, 杨一帆. 饱和黏土不排水剪切的热破坏 [J]. 岩土力学, 2011, **32**(9): 2561 – 2569. (YAO Yang-ping, WAN Zheng, YANG Yi-fan, et al. Thermal failure for saturated clay under undrained condition[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, **32**(9): 2561 – 2569. (in Chinese))
- [18] SONG Er-xiang. Elasto-plastic consolidation under steady and cyclic loads[D]. Delft: Delft University of Technology, 1990.

DOI: 10.11779/CJGE201803008

工程活动诱发的围岩结构变化对隧道突涌水的影响分析

黄震^{1, 2, 3}, 朱术云⁴, 赵奎^{*1}, 李晓昭³, 吴锐¹, 王迎超⁵, 王晓军¹

(1. 江西理工大学资源与环境工程学院,江西 赣州 341000; 2. 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;

3. 南京大学地球科学与工程学院,江苏 南京 210093; 4. 中国矿业大学资源与地球科学学院,江苏 徐州 221116;

5. 中国矿业大学力学与建筑工程学院,江苏 徐州 221116)

摘要: 随着深大交通、水利水电隧道(洞)的大量建设及地下矿产的不断延深开采,隧道突水灾害问题愈加严重。工程活动作为诱发突水的必要条件,其导致的围岩结构变化将对围岩力学、水力学性质及隧道附近渗流场产生重要影响。从工程扰动诱发的围岩损伤及其导致的渗透性演化入手,利用理论解析法研究了隧道围岩结构变化对涌水量及水压力分布的影响。结果表明:损伤区厚度对隧道涌水量和孔隙水压力分布具有较大影响,损伤区范围越大,发生突水的危险性越大;损伤区渗透系数对隧道涌水量的影响阈值约为2个数量级,之后其对涌水量的影响较弱;注浆圈厚度越大、渗透系数越低,隧道涌水量越小,但并不是注浆圈厚度越大、渗透性越低,涌水量的控制效果就越好,而是存在一个最优效果的设计值。

关键词: 地下工程; 隧道突水; 开挖损伤; 岩体结构; 渗透系数; 涌水量

中图分类号: TU452 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2018)03-0449-10

作者简介: 黄震(1989-),男,江西余人人,博士,讲师,主要从事工程地质和岩土工程方面的教学与研究工作。

E-mail: huangzhen075@163.com。

Influences of structural variation of host rock induced by engineering activities on water inrush of tunnels

HUANG Zhen^{1, 2, 3}, ZHU Shu-yun⁴, ZHAO Kui¹, LI Xiao-zhao³, WU Rui¹, WANG Ying-chao⁵, WANG Xiao-jun¹

(1. School of Resources and Environmental Engineering, Jiangxi University of Science and Technology, Ganzhou 341000, China; 2. State Key Laboratory for Geomechanics & Deep Underground Engineering, Xuzhou 221116, China; 3. School of Earth Sciences and Engineering, Nanjing University, Nanjing 210093, China; 4. School of Resources and Earth Science, China University of Mining and Technology, Xuzhou 221116, China; 5. School of Mechanics and Civil Engineering, China University of Mining and Technology, Xuzhou 221116, China)

Abstract: Water inrush disasters have become a serious problem resulting from the current trend that numerous traffic roads and hydropower tunnels are constructed, and minerals are mined in deep underground. The variation of rock structures induced by engineering activities has great influences on the mechanical and hydraulic properties of the host rock, and the seepage fields around tunnels. The theoretical analysis method is employed to investigate the influences of the structure variation of rock on the groundwater inflow rate and pore water distribution based on the damage and permeability evolutions of host rock induced by engineering disturbance. The results show that the influences of the thickness of the damage zone on the pore water distribution and the groundwater inflow rate are significant. The risk of water inrush increases with the increase of the thickness of the damage zone. The influences of the hydraulic conductivity on the pore water distribution and the groundwater inflow rate are weak if more than two orders of magnitude increase in hydraulic conductivity of damaged zone. The inflow rate decreases with the increase of the thickness of grouting circle and the decrease of its hydraulic conductivity. However, there is a best design value for the thickness and permeability of the grouting circle, rather than the effect of greater thickness and lower permeability of the grouting circle.

Key words: underground engineering; water inrush of tunnel;
excavation damage; rock structure; hydraulic conductivity;
inflow rate

0 引言

交通、水利水电隧道(洞)开挖、地下矿产开采等

基金项目:国家重点基础研究发展计划(“973”计划)(2013CB036001);
国家自然科学基金项目(4170236, 41572263);博士后创新人才支持
计划(BX201700113);中国博士后科学基金项目(2017M620205);
中国矿业大学深部岩土力学与地下工程国家重点实验室开放基金项目
(SKLGDEK1703);江西理工大学博士启动基金项目(jxxjbs17005)

收稿日期: 2016-12-01

*通讯作者 (yglmf_zk@163.com)

地下工程活动将造成围岩应力重新分布, 诱发岩体的损伤破坏, 形成开挖损伤区, 致使岩体的渗透特征发生改变, 进而导致围岩失稳、隧道突水等灾害事故的发生^[1-2]。尤其随着中国工程建设重心向深部转移, 在高应力、高水压等条件下, 围岩的扰动损伤作用更加显著, 突水事故发生的危险性也大大增加^[3-4]。分析突水实例可知, 工程扰动是诱发突水的必要条件^[5]。工程扰动在突水机制中的本质作用是改变了围岩的结构状态, 进而改变围岩的渗透性能。因此, 开展工程扰动诱发的围岩损伤及其对隧道突涌水的影响研究具有重要的理论意义和工程应用价值。

国内外学者针对地下工程围岩损伤破坏及损伤区的渗透性演化规律开展了一系列的研究。Kelsall 等^[6]研究了地下核废料处置库开挖诱发的围岩损伤破坏及其渗透性演化特征; Martino 等^[7]针对加拿大 URL (Underground Research Laboratory) 地下实验室系统研究了隧道开挖引起的围岩损伤及造成的围岩渗透性变化; Baechler 等^[8]采用多种测试手段研究了开挖损伤区的渗透特征; 姜振泉等^[9]、孙强等^[10]采用伺服渗透试验研究了岩石应力-应变过程中的渗透性演化特征, 指出岩石受力损伤过程中渗透性存在一个突增点; 胡少华等^[11]分析了高放废物深地质处置场址围岩损伤过程中的微裂纹萌生、扩展机制, 并采用细观力学方法研究了岩体的渗透率演化机制; 贾善坡等^[4]、韩国锋等^[12]、王伟等^[13]学者对岩石损伤破坏过程中的渗透特征进行了大量研究, 获得了许多有益的结论, 对地下工程中的水害防控起到了积极的指导作用。但是由于实际地下工程围岩损伤及渗流突水问题的复杂性, 目前关于工程扰动造成的围岩损伤及其对隧道突水的控制机理仍存在很多问题有待深入研究。此外, 隧道施工过程中经物探和钻探方法探明断层、溶洞、陷落柱等富水地段后, 常采用注浆法对围岩进行加固, 来预防岩体失稳及突水。事实上, 注浆加固就是对围岩的结构进行人为改造, 提高围岩的结构级别和阻渗能力, 从而提高围岩的控渗防突能力。本文在前人研究的基础上对工程扰动诱发的围岩损伤及其对岩体渗透性的影响进行分析, 并采用理论解析法研究围岩结构变化对隧道突涌水的影响, 以期为隧道突水机理研究和突水防治提供一定的参考依据。

1 开挖损伤及其对围岩渗透性的影响

地下工程施工过程中, 开挖扰动必然会造成围岩应力场发生变化, 围岩力学和水力特性也将发生明显改变, 其主要表现为岩体内部裂隙的扩展和贯通(即岩体结构的改变)、岩体渗流特性及声波波速

的改变等^[2, 14]。性质发生改变的这部分区域一般称为开挖损伤区(excitation damaged zone, EDZ)或开挖扰动区(excitation disturbed zone, EDZ)。

1.1 围岩开挖损伤范围

开挖损伤区的出现不仅改变了围岩的力学性质和水理性质, 降低了防突岩体的阻水性能, 而且减小了围岩的有效隔水厚度, 增加了突水的危险性。因此, 合理预测和确定围岩损伤范围对于预防隧道突水、指导隧道开挖和支护设计具有重要的工程意义。

隧道开挖前后围岩的裂隙发育及分布调查是确定围岩开挖损伤范围的一种有效方法。图 1 为法国 Meuse/Haute-Marne 及比利时 HADES 地下实验室隧道开挖后断面附近围岩裂隙分布图^[15-16], 实测结果表明裂隙分布具一定规律: 其中 Meuse/Haute-Marne 实验室该隧道的裂隙面与水平面的夹角约为 45°, 掌子面前方裂隙范围接近 1 倍洞径(约为 4 m); 实测 HADES 某隧道的裂隙面与水平面的夹角约为 60°, 掌子面前方裂隙范围约为 6~8 m, 径向裂隙发育范围约为 1 m。

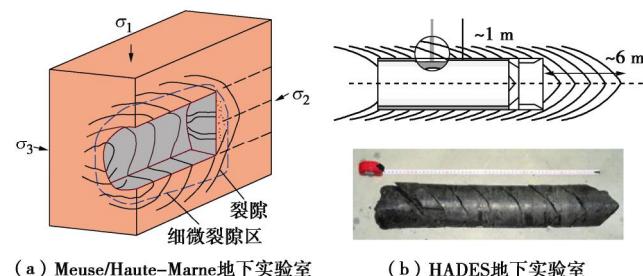


图 1 隧道开挖过程中的围岩裂隙分布^[15-16]

Fig. 1 Observed fracture patterns of host rock during excavation of tunnels^[15-16]

图 2 为瑞士 Mont Terri 地下岩石实验室某隧道裂隙调查结果^[17], 由图可知, 隧道开挖后, 断面附近发育有互相连通的裂隙网络, 其中隧道断面 0~30 cm 范围内每米发育有几十条裂隙, 距离隧道壁越远, 裂隙发育越少, 裂隙发育区集中于隧道断面 0.9 m 范围内。

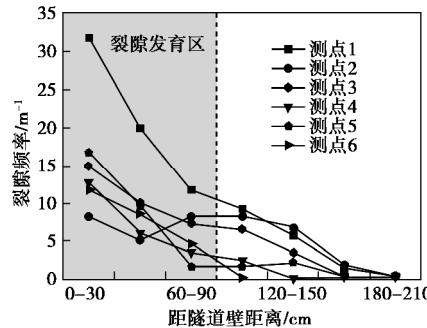


图 2 实测围岩裂隙频率与距隧道壁距离的关系^[17]

Fig. 2 Relationship between fracture frequency and distance from tunnel wall^[17]

Kaiser 等^[18]提出以最大切向应力 s_{\max} 和岩石单轴抗压强度 s_c 来预测现场围岩脆性破坏深度的经验公式

$$\frac{D_f}{a} = 1.34 \frac{s_{\max}}{s_c} - 0.57 (\pm 0.05) \quad . \quad (1)$$

式中 D_f 为围岩开挖破坏深度; a 为隧道半径; 最大切向应力 s_{\max} 可根据下式计算

$$s_{\max} = 3s_1 - s_3 \quad . \quad (2)$$

式中 s_1 为最大主应力; s_3 为最小主应力。

Martin 等^[19]在隧道开挖破坏深度实测数据的基础上对式(1)进行了修正, 获得了如图 3 所示线性经验表达式

$$\frac{D_f}{a} = 1.25 \frac{s_{\max}}{s_c} - 0.49 (\pm 0.1) \quad . \quad (3)$$

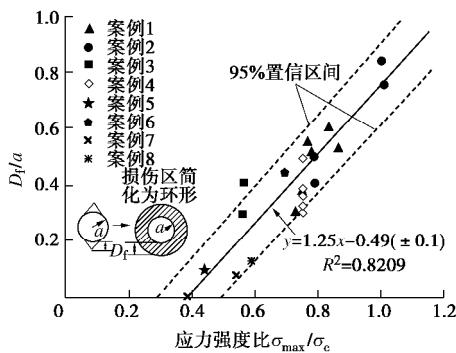


图 3 隧道围岩破坏深度与应力的拟合关系^[19]

Fig. 3 Fitting relationship between measured depth of failure and stress^[19]

由图 3 可知, 当应力强度比 $s_{\max}/s_c \approx 0.4 \pm 0.1$ 时, 隧道围岩将开始出现损伤破坏^[20], 应力强度比值越大, 围岩开挖损伤范围越大。

1.2 开挖损伤区的渗透特征

开挖损伤区(EDZ)的产生将造成围岩渗透性的显著提高。大量国内外隧道围岩渗透性的现场实测研究表明^[1, 16, 21-25], 隧道开挖后, 围岩渗透性将呈数量级增长。图 4(a) 为瑞士 Mont Terri 隧道开挖后断面不同位置围岩的渗透率实测结果^[17], 由实测结果可知, 虽然不同部位围岩的渗透性演化特征不同, 但围岩渗透性出现明显变化的区域均集中于隧道断面 1 m 范围内, 其中围岩渗透性显著提高 ($>1 \times 10^{-14} \text{ m}^2$) 的区域位于衬砌后 10~20 cm 范围内, 此范围内围岩的渗透率较原岩增加 2~4 个数量级。对比图 2 所示的裂隙调查结果可知, 裂隙频率与渗透性分布结果具有一致性。图 4(b) 为加拿大 URL 实验隧道测得的围岩渗透率与距隧道壁距离的关系^[22], 可以看出, 距离隧道壁越近, 围岩渗透性增加幅度越大, 与原岩渗透性相比最高可增加约 5 个数量级, 围岩渗透性明显增加

区域也集中于隧道断面 1 m 范围内, 距离隧道壁越远, 围岩渗透性逐渐趋于原岩的渗透性。此外, 根据实测结果^[1, 16, 23-35], 比利时 Mol 地下实验室围岩损伤区渗透系数增加 1~4 个数量级, 法国 Bure 隧道增加 4~5 个数量级, 法国 Tournemire 隧道增加 5~6 个数量级。

前人的研究结果可为下文损伤范围及损伤区渗透系数的确定提供一定的参考依据。

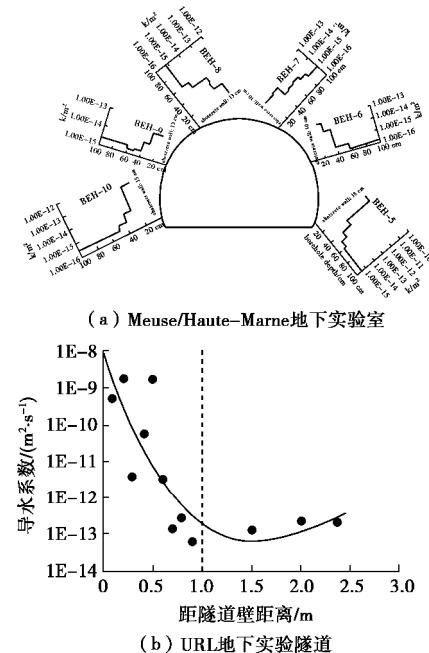


图 4 实测渗透率与距隧道壁距离的关系^[17, 22]

Fig. 4 Relationship between observed permeability and distance from tunnel wall^[17, 22]

2 开挖损伤对隧道突涌水的影响

由以上分析可知, 隧道开挖后, 损伤区将引起围岩渗透特征的变化, 而渗透性的改变必将对隧道渗流场产生影响, 加之, 渗流场和应力场的耦合作用将对围岩和支护结构的受力状态产生复杂的影响^[26]。在渗流场和应力场的相互作用下, 围岩阻水能力和稳定性降低, 支护结构承受的荷载增大, 严重时会造成隧道突水突泥等灾害事故的发生。因此, 确定开挖损伤区对隧道周围渗流场分布、渗流量大小, 及其对隧道涌水和周围水压力分布的影响具有重要的理论意义和工程应用价值。

涌水量的计算方法多种多样, 常用的主要有解析计算法、工程类比法、数值计算及其它数学方法等^[26-28]。由于隧道突水、涌水的发生机制十分复杂, 加之其影响因素多变, 由此可能造成上述几种方法的预测结果误差均较大。与工程类比法和数值计算法等其它方法相比, 解析计算法具有概念清晰、计算简便等优点, 并且便于直接揭示开挖损伤区对隧道涌水及水压力影

响的一般规律。而水压力的计算方法主要包括解析计算法、折减系数法及数值计算法等等。其中折减系数法在水工隧道中运用较广，其考虑了围岩、衬砌的渗透性及隧道防排水体系等影响因素，但它作为一种经验或半经验的方法对于确定高水压隧道和水下隧道的水压力还存在很大的不足^[29]。因此，本文运用理论解析方法求解考虑开挖损伤区的隧道涌水量和水压力计算公式，并据此研究了开挖损伤对隧道突涌水的影响。

2.1 涌水量和水压力的解析解

在隧道涌水的理论解析计算中，一般将围岩假定为连续介质，并假定岩体的渗透性各向同性或各向异性。而在实际中，节理裂隙和断层等结构面的存在使天然岩体为不连续介质且其渗透性表现为各向异性，但一般而言，围岩中裂隙的间距远小于隧道的尺寸，因此有可能把裂隙的影响平均到围岩中去，把围岩视为连续多孔介质^[26,30]。因此，尽管在计算中将围岩假定为各向同性的连续介质与实际情况不完全相符，但是由于连续多孔介质的渗流理论相对成熟^[26]，一般在研究计算中常把岩体作为满足达西定律的连续介质进行分析^[31]。

假定围岩为各向同性的连续多孔介质，岩体中的渗流符合达西定律，不考虑围岩中的应力场及应力-渗流耦合效应，假设隧道断面为圆形且开挖损伤区为环形，则隧道涌水量及水压力分布可根据 Harr^[32]提出的隧道镜像法（见图5）求得。

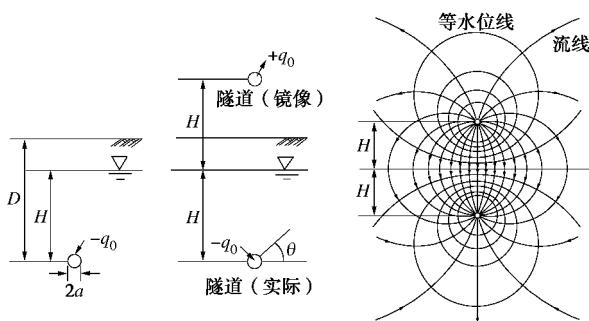


图 5 隧道镜像法示意图

Fig. 5 Schematic diagram of mirror image tunnel method

围岩中任一点位置的测压管水头可由下式进行计算^[32]

$$h = \frac{q_0}{2\pi k_m} [\ln(\cos^2 q + (2H/r - \sin q)^2)^{0.5}] + H \quad (4)$$

式中 h 为位置水头； q_0 为单位长度隧道的涌水量； k_m 为围岩的渗透系数； r 为测点位置距隧道断面中心的距离； θ 为隧道拱脚线与测点方向线的逆时针夹角； H 为隧道之上的地下水水头高度，并且假设 H 在隧道开挖过程中保持稳定，如图5所示。

其中，沿着隧道拱脚线 ($\theta=0^\circ$)，上式简化为

$$h_{sp} = \frac{q_0}{2\pi k_m} [\ln(1 + (2H/r)^2)^{0.5}] + H \quad (5)$$

考虑到 $h_{sp}=0$ ，单位长度隧道涌水量 q_0 可根据式 (5) 计算

$$q_0 = -\frac{2\pi H k_m}{\ln[1 + (2H/a)^2]^{0.5}} \quad (6)$$

式中 a 为隧道半径。对于深埋隧道工程，考虑到 $[1+(2H/a)^2]^{0.5} \approx 2H/a$ ，上式可变为

$$q_0 \approx -\frac{2\pi H k_m}{\ln(2H/a)} \quad (7)$$

将式 (7) 代入式 (4) 可得位置水头的计算公式

$$h = \left[1 - \frac{\ln(\cos^2 q + (2H/r - \sin q)^2)}{\ln[1 + (2H/a)^2]} \right] H \quad (8)$$

隧道围岩水压力分布公式可由上式求得

$$p = \left[1 - \frac{\ln(\cos^2 q + (2H/r - \sin q)^2)}{\ln[1 + (2H/a)^2]} - \frac{r \sin q}{H} \right] H g_w \quad (9)$$

对于 $\theta=0^\circ$ ，上式简化为

$$p_{sp} = \left[1 - \frac{\ln(1 + (2H/r)^2)}{\ln[1 + (2H/a)^2]} \right] H g_w \quad (10)$$

式中 p 和 p_{sp} 为孔隙水压力； g_w 为水的重度。由式 (10) 可知，隧道周围的孔隙水压力梯度很大程度上受到隧道之上的地下水水头高度与隧道半径比值 (H/a) 大小的影响。

2.2 考虑开挖损伤的涌水量和水压力解析解

Heuer^[33]通过对比大量隧道涌水量实测值与式 (7) 的预测值，发现实测值与预测结果的误差普遍较大。分析其原因，除了理论解析法假定围岩为各向同性、将等效半径的圆形代替实际隧道断面形态及未考虑针对性的地质条件等原因之外，还有可能是由于涌水量的解析计算时将围岩的渗透系数假定为一个定值，而在实际当中开挖必将可能导致隧道附近岩体的渗透系数发生高达几个数量级的改变，因此通过式 (7) 计算得到的涌水量的预测值误差较大。为了提高涌水量预测的准确性，Heuer^[33]将岩体的等效渗透系数与归一化的涌水量进行对应分区，然而这种方法为一种纯粹的统计经验方法。本文将开挖损伤区列入解析计算的考虑范围，并在此基础上对隧道涌水量和水压力的计算公式进行了必要的修正。

图 6 为损伤区及隧道围岩中的水头损失及孔隙水压力分布示意图^[34]，假设开挖损伤区为以隧道断面中心点为对称中心的环形区域，则单位损伤区长度的涌水量可由下式进行计算^[35]：

$$q_d = -\frac{2\pi k_d \Delta h_d}{\ln(b/a)} \quad (11)$$

式中 q_d 为单位长度损伤区的涌水量; k_d 为损伤区范围岩体的渗透系数; Δh_d 为损伤区范围内的水头损失; a 为隧道半径; b 为损伤区(环形)半径。

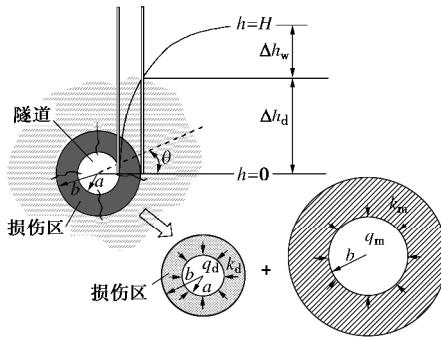


图 6 损伤区及隧道围岩中的水头损失及孔隙水压力分布示意
图(据 Fernandez 和 Moon^[34]修改)

Fig. 6 Schematic diagram of head losses and distribution of pore water pressures of damage zone and host rock (modified from Fernandez and Moon^[34])

损伤区外围岩中单位长度的涌水量可由式(6)和式(7)变换得来

$$q_m = -\frac{2\pi k_m \Delta h_w}{\ln[1+(2H/b)^2]^{0.5}} \approx -\frac{2\pi k_m \Delta h_w}{\ln(2H/b)} \quad (12)$$

式中 q_m 为损伤区外单位长度的涌水量; k_m 为损伤区外围岩的渗透系数; Δh_w 为损伤区外围岩中的水头损失; H 为隧道之上的地下水水头高度, 有

$$H = \Delta h_w + \Delta h_d \quad (13)$$

考虑渗流的连续性, 在损伤区边缘有 $q_d = q_m$, 联立式(11)、式(12)和式(13)则可获得损伤区内水头损失的计算公式

$$\Delta h_d = \frac{H}{1+C(k_d/k_m)} \quad (14)$$

其中 C 为与 H , a 和 b 有关的参数^[35]

$$C = \frac{\ln(2H/b)}{\ln(b/a)} \quad (15)$$

将式(14)代入式(12)得

$$\begin{aligned} q_d = q_m &= -\frac{2\pi k_m H}{\ln[1+(2H/b)^2]^{0.5}} \left[\frac{C(k_d/k_m)}{1+C(k_d/k_m)} \right] \\ &\approx -\frac{2\pi k_m H}{\ln(2H/b)} \left[\frac{C(k_d/k_m)}{1+C(k_d/k_m)} \right] \end{aligned} \quad (16)$$

将式(16)代入式(4)得

$$h = \left(1 - \left[\frac{\ln(\cos^2 \theta + (2H/r - \sin \theta)^2)}{\ln[1+(2H/b)^2]} \right] \left[\frac{C(k_d/k_m)}{1+C(k_d/k_m)} \right] \right) H \quad (17)$$

对于 $\theta=0^\circ$, 上式简化为

$$h_{sp} = \left(1 - \left[\frac{\ln(1+(2H/r)^2)}{\ln[1+(2H/b)^2]} \right] \left[\frac{C(k_d/k_m)}{1+C(k_d/k_m)} \right] \right) H \quad (18)$$

根据式(10)可得考虑开挖损伤区的孔隙水压力计算公式

$$p_{sp} = \left(1 - \left[\frac{\ln(1+(2H/r)^2)}{\ln[1+(2H/b)^2]} \right] \left[\frac{C(k_d/k_m)}{1+C(k_d/k_m)} \right] \right) H g_w \quad (19)$$

开挖损伤区的出现必定会对隧道涌水量产生影响, 其可通过考虑损伤区的涌水量与未考虑损伤区涌水量的比值 (q_d/q_0) 来反映, 根据式(7)和式(16)可得涌水量比为

$$\frac{q_d}{q_0} = \frac{\ln(1+(2H/a)^2)}{\ln(1+(2H/b)^2)} \frac{C(k_d/k_m)}{1+C(k_d/k_m)} \quad (20)$$

2.3 结果分析

根据前文可知, 损伤范围与工程扰动程度及所处的应力环境有关, 且隧道开挖后, 损伤区的渗透性将呈数量级增长。为了便于分析, 下文理论计算中损伤区厚度 (b/a) 及伤区渗透系数 (k_d/k_m) 均取几个具有代表性的简化值。

(1) 开挖损伤对孔隙水压力的影响

通过式(19)计算获得了归一化的孔隙水压力 (p_{sp}/Hr_w) 随损伤区渗透系数增大比 (k_d/k_m)、损伤区厚度(b/a)及隧道之上的地下水水头高度 (H/a) 的变化规律(见图7), 图中红线为未考虑损伤区 ($k_d/k_m=1$) 的孔隙水压力曲线。从图中可以看出, 随着损伤区渗透系数 (k_d/k_m) 的增加, 隧道附近的孔隙水压力逐渐降低, 损伤区内的水力梯度也逐渐降低。以图7(b)为例, 在隧道外 $r/a=6$ 位置处, 当损伤区渗透系数增大比 k_d/k_m 为 2, 5, 10, 10^2 , 10^3 和 10^4 时, 归一化的孔隙水压力 (p_{sp}/Hr_w) 分别降为不考虑损伤区的 82.2%, 79.9%, 69.9%, 68.1%, 66.7% 和 66.6%, 可知归一化的孔隙水压力随损伤区渗透系数增加逐渐降低。并且当损伤区渗透系数达到一定值后(约 $k_d/k_m=10^2$)继续增加时(即损伤区渗透系数较原岩增长达 2 个数量级后), 孔隙水压力和损伤区内水力梯度降低的效果越来越不明显, 而基本慢慢稳定。此外, 对比图7(a)和图7(b)可知, 损伤区厚度(图中 b/a)对孔隙水压力分布有较大的影响, 在同一位置, 孔隙水压力随损伤区厚度的增大而减小。在隧道外 $r/a=6$ 位置, 以地下水水头高度 $H/a=5$ 及损伤区渗透系数增大比 $k_d/k_m=10$ 为例, 损伤区厚度 b/a 分别为 2 和 5 的归一化孔隙水压力 (p_{sp}/Hr_w) 分别为 0.609 和 0.525, 后者较前者降低了 13.8%。而且, 对比图中曲线的变化规律可知, 损伤区厚度越大, 损伤区渗透系数的变化对孔隙水压力的影响更加明显。

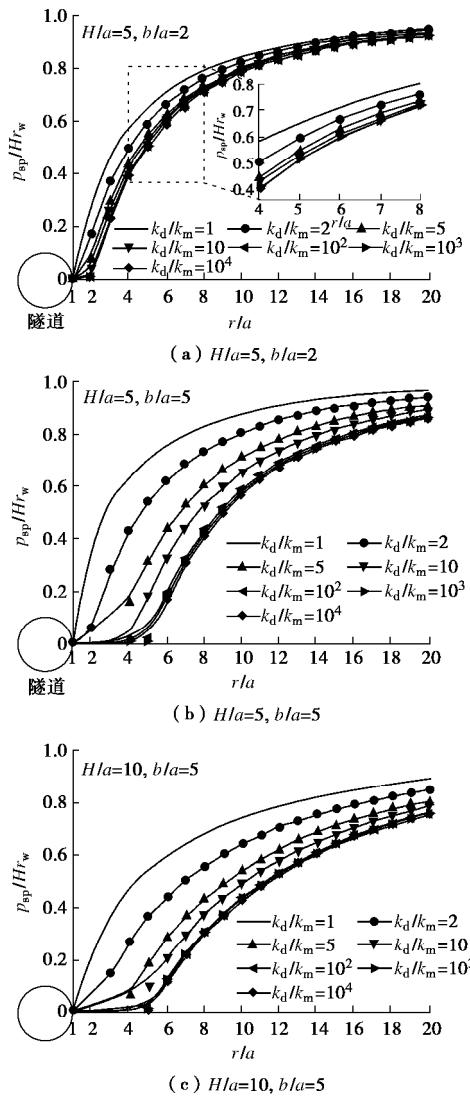


图7 孔隙水压力随损伤区渗透系数、厚度及地下水水头高度的变化规律

Fig. 7 Distribution of normalized pore water pressures for various ground water tables above tunnel, hydraulic conductivities and thicknesses of damage zone

(2) 开挖损伤对隧道涌水量的影响

图8为根据式(20)计算得到的隧道涌水量比(q_d/q_0)随损伤区渗透系数(k_d/k_m)、损伤区厚度(b/a)及隧道之上的地下水水头高度(H/a)的变化规律。由图可知,随着损伤区渗透系数(k_d/k_m)的增加,隧道涌水量逐渐增大,这说明损伤区的出现对防止隧道突涌水是不利的,这与实际工程结果是一致的。进一步可以发现,当损伤区渗透系数达到一定值后(约 $k_d/k_m=10^2$),隧道涌水量随损伤区渗透系数的继续增加几乎没什么变化,如图中所示,在 $k_d/k_m>10^2$ 后, q_d/q_0 曲线几乎保持水平。这种现象说明隧道涌水量并不会随着损伤区渗透性的增加而无限增大下去,损伤区渗透系数变化的影响阀值约为2个数量级($k_d/k_m=10^2$)。此外,对比图8中各图可知,隧道涌

水量随损伤区厚度的增大而增大,以地下水水头高度 $H/a=5$ 及损伤区渗透系数增大比 $k_d/k_m=10$ 为例,损伤区厚度 b/a 分别为2和5的隧道涌水量比(q_d/q_0)分别为1.358和2.327,后者涌水量较前者增大了71.4%。结果说明损伤区厚度对隧道突涌水的影响非常大,损伤区范围越大,越容易发生隧道突水事故。因此在实际的隧道开挖过程中,有必要查明开挖造成的损伤区的范围并制定合理的处理方案,如对损伤区进行注浆加固,以降低损伤区的渗透性,进而降低隧道突水的危险性。

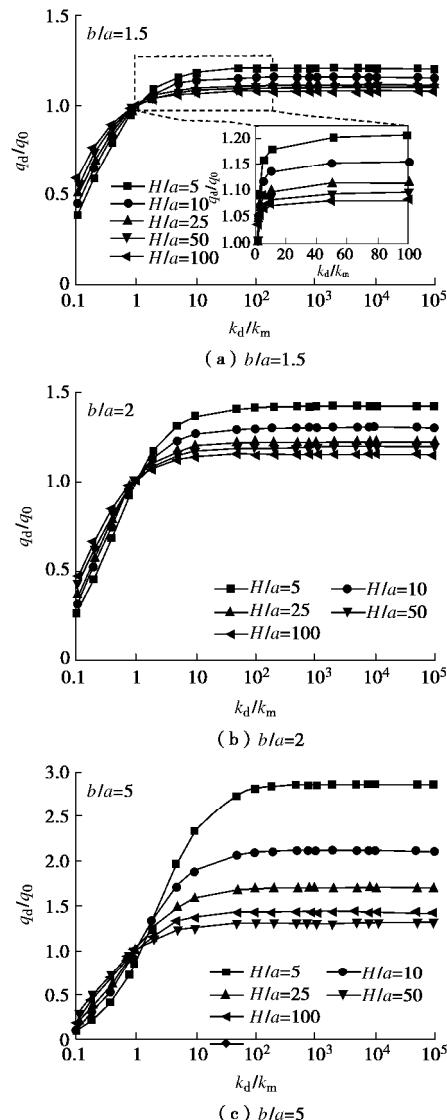


图8 涌水量比随损伤区渗透系数、厚度及地下水水头高度的变化规律

Fig. 8 Variation of ratio of inflow rates with various ground water tables above tunnel, hydraulic conductivities and thicknesses of damage zone

3 注浆加固的控渗效果分析

围岩开挖损伤区的出现增大了隧道突涌水的危险

性, 特别在高水压条件下尤为严重。虽然隧道开挖过程中会施工衬砌, 但地下水会对衬砌产生侵蚀破坏, 影响衬砌的耐久性, 此外, 在高水压下衬砌承受高水压, 有可能造成衬砌的渗透破坏。隧道施工过程中对围岩进行注浆加固, 可以有效地控制围岩的渗透系数, 从而达到降低隧道涌水量的效果, 加之, 注浆圈的存在消耗了大部分渗流能量, 这样衬砌直接承受的水压就会大大降低。

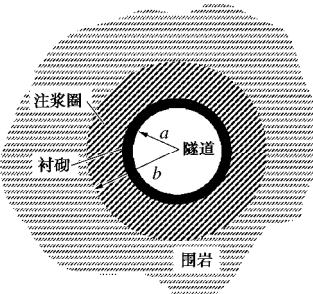


图9 注浆圈计算模型

Fig. 9 Computational model for grouting circle

考虑隧道衬砌和围岩注浆圈的简化计算模型如图9所示。由于衬砌的厚度相对于隧道直径、损伤区厚度和地下水水头较小, 为简化计算, 将衬砌和注浆圈归为一体并假设其半径为 b 。对比考虑损伤区和注浆圈的隧道涌水量解析模型可以发现, 二者在解析计算模型具有相似性, 差别仅在于开挖损伤区造成围岩渗透性增大, 而注浆圈却导致围岩渗透性减小。因此, 上文得到的公式也可用于考虑围岩注浆圈的计算。

假设 q_g 为单位长度注浆圈的涌水量, k_g 为注浆圈范围的渗透系数。则由式(19)和式(20)可计算得到考虑注浆圈的隧道孔隙水压力和涌水量的变化规律。

(1) 注浆圈对孔隙水压力的影响

图10为归一化的孔隙水压力(p_{sp}/Hr_w)随注浆圈渗透系数(k_g/k_m)、注浆圈厚度(b/a)及隧道之上的地下水水头高度(H/a)的变化规律。图中红线为未考虑注浆圈($k_g/k_m=1$)的孔隙水压力曲线。由图可知, 随着注浆圈渗透系数的减小, 孔隙水压力逐渐升高, 注浆圈内的水力梯度也逐渐升高。对比图10(b)和图10(c)可知, 随着注浆圈厚度的增加, 孔隙水压力和注浆圈内的水力梯度也逐渐升高。

(2) 注浆圈对隧道涌水量的影响

图11为隧道涌水量比(q_g/q_0)随注浆圈渗透系数(k_g/k_m)、注浆圈厚度(b/a)及隧道之上的地下水水头高度(H/a)的变化规律。从图中可以发现, 随着注浆圈渗透系数的减小, 隧道涌水量逐渐减小, 当注浆圈渗透系数不小于原岩渗透系数2个数量级($k_g/k_m>0.01$)时, 降低注浆圈渗透系数对减小隧道涌水量的效果明显, 而当 $k_g/k_m<0.01$ 时, 注浆圈渗透系数的降低对隧道涌水量的减小效果不再显著, 解析结果与其他学者^[36-37]的研究结果具有一致性。可见, 并不是使注浆圈的渗透系数越低就能达到越好的降水效果, 因此, 在进行隧道围岩注浆加固时需进行科学有效的分析设计, 以达到经济、合理的最优效果。

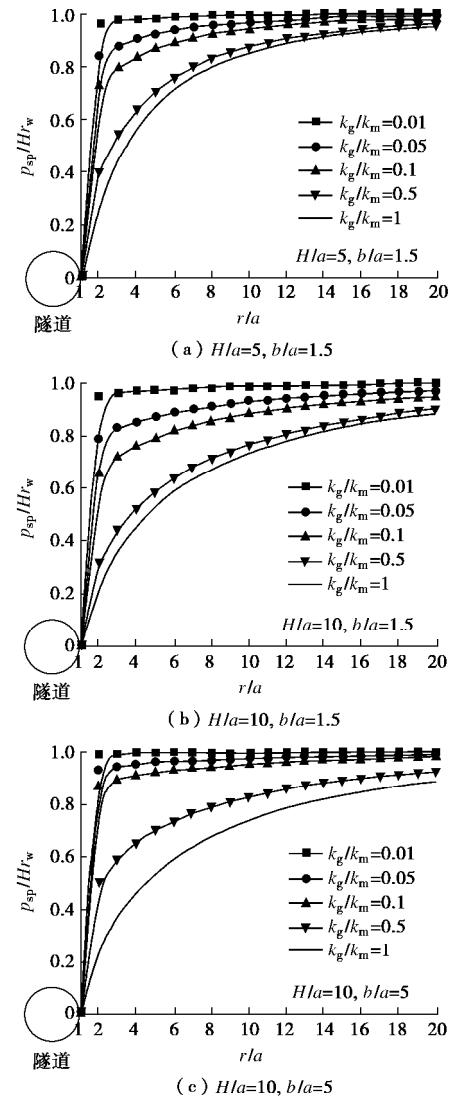


图10 孔隙水压力随注浆圈渗透系数、厚度及地下水水头高度的变化规律

Fig. 10 Distribution of normalized pore water pressures for various ground water tables above tunnel, hydraulic conductivities and thicknesses of grouting circle

另外, 对比图11中各图可知, 对于相同的注浆圈渗透系数曲线而言, 随着注浆圈厚度的增大, 隧道涌水量也逐渐减小。以 $k_g/k_m=0.1$ 和 $H/a=5$ 为例, 随着注浆圈厚度 b/a 的增大(分别为1.5, 2, 3, 5, 6, 7), 隧道涌水量分布比(q_g/q_0)分别为0.39, 0.27, 0.18, 0.12, 0.09和0.07, 虽然涌水量整体上随注浆圈厚度的

增大而持续减小,但注浆圈厚度 $b/a > 5$ 时,注浆圈的控水效果越来越不明显,隧道涌水量几乎不再减小(见图12)。所以,同样可以得出并不是注浆圈厚度越大对隧道涌水量的控制效果越好。分析结果与已有的理论研究结果和数值模拟结果^[36-37]吻合。

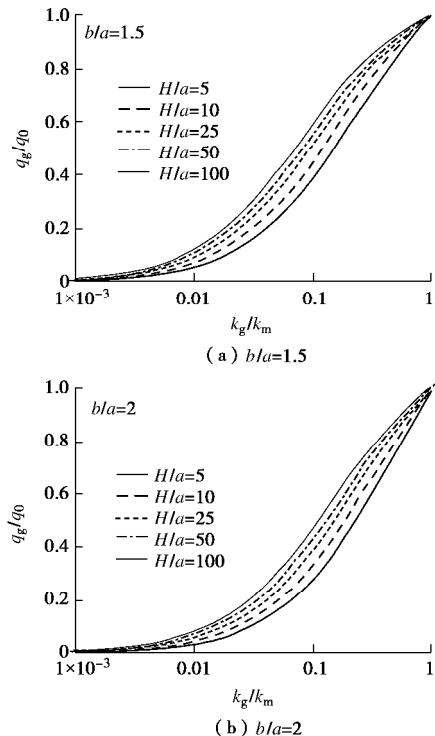


图 11 涌水量比随注浆圈渗透系数、厚度及地下水水头高度的变化规律

Fig. 11 Variation of ratio of inflow rates with various ground water tables above tunnel, hydraulic conductivities and thicknesses of grouting circle

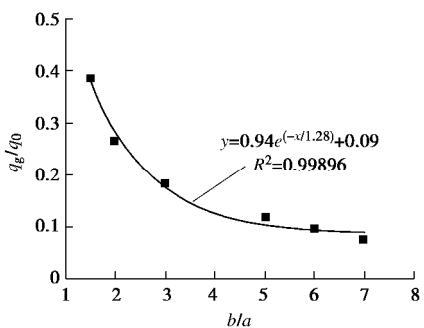


图 12 涌水量与注浆圈厚度关系

Fig. 12 Relationship between ratio of inflow rates and thickness of grouting circle

4 结 论

(1) 工程活动是引起围岩渗透性改变及造成岩体阻水能力变化的重要原因,隧道开挖诱发的围岩损伤及注浆加固本质上均为对围岩结构状态进行人为改造,前者造成结构破坏或弱化,后者增强围岩结构。

(2) 采用理论解析法获得了考虑开挖损伤区的隧道涌水量和孔隙水压力分布的计算公式,研究了围岩结构变化对隧道突涌水的影响,并分析了结构变化区渗透系数、厚度等因素对涌水量和水压力分布的影响规律。

(3) 损伤区厚度对隧道涌水量和孔隙水压力分布具有较大影响,厚度越大,发生突水的危险性越大,但涌水量并不会随着损伤区渗透性的增加而无限增大下去,损伤区渗透系数变化的影响阈值约为 2 个数量级。

(4) 涌水量随着注浆加固圈厚度的增加和渗透性的降低而减小,但并不是注浆圈厚度越大、渗透性越低,隧道涌水量的控制效果就越好,二者均存在一个最优效果的设计值。

参 考 文 献:

- [1] READ R S. 20 years of excavation response studies at AECL's Underground Research Laboratory[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2004, **41**(8): 1251 - 1275.
- [2] 吉小明. 隧道开挖的围岩损伤扰动带分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, **24**(10): 1697 - 1702. (JI Xiao-ming. Study on mechanical and hydraulic behavior of tunnel surrounding rock masses in excavation-disturbed zone[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, **24**(10): 1697 - 1702. (in Chinese))
- [3] 黄震, 姜振泉, 孙强, 等. 深部巷道底板岩体渗透性高压水试验研究[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(8): 1535 - 1543. (HUANG Zhen, JIANG Zhen-quan, SUN Qiang, et al. High-pressure water injection tests on permeability of deep rock mass under tunnels[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(8): 1535 - 1543. (in Chinese))
- [4] 贾善坡, 高敏, 龚俊, 等. 渗流-应力耦合作用下高孔低渗泥岩渗透特性演化模型[J]. 应用基础与工程科学学报, 2015, **23**(6): 1221 - 1235. (JIA Shan-po, GAO Min, GONG Jun, et al. Permeability evolution model for clay stone with high porosity and low permeability in coupled hydro-mechanical condition[J]. Journal of Basic Science and Engineering, 2015, **23**(6): 1221 - 1235. (in Chinese))
- [5] 李利平, 路为, 李术才, 等. 地下工程突水机理及其研究最新进展[J]. 山东大学学报(工学版), 2010, **40**(3): 104 - 112. (LI Li-ping, LU Wei, LI Shu-cai, et al. Research status and developing trend analysis of the water inrush mechanism for underground engineering construction[J]. Journal of Shandong University (Engineering Science), 2010, **40**(3):

- 104 – 112. (in Chinese))
- [6] KELSALL P C, CASE J B, CHABANNES C R. Evaluation of excavation-induced changes in rock permeability[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts, 1984, **21**(3): 123 – 135.
- [7] MARTINO J B, CHANDLER N A. Excavation-induced damage studies at the Underground Research Laboratory[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2004, **41**(8): 1413 – 1426.
- [8] BAECHLER S, LAVANCHY J M, ARMAND G, et al. Characterisation of the hydraulic properties within the EDZ around drifts at level -490m of the Meuse/Haute-Marne URL: a methodology for consistent interpretation of hydraulic tests[J]. Physics and Chemistry of the Earth Parts, 2011, **36**: 1922 – 1931.
- [9] 姜振泉, 季梁军, 左如松, 等. 岩石在伺服条件下的渗透性与应变、应力的关联性特征[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, **21**(10): 1442 – 1446. (JIANG Zhen-quan, JI Liang-jun, ZUO Ru-song, et al. Correlativity among rock permeability and strain, stress under servo-control condition[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2002, **21**(10): 1442 – 1446. (in Chinese))
- [10] 孙强, 姜振泉, 朱术云. 北皂海域煤矿顶板软岩试样渗透性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(3): 540 – 545. (SUN Qiang, JIANG Zhen-quan, ZHU Shu-yun. Experimental study on permeability of soft rock of Beizao Coal Mine[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(3): 540 – 545. (in Chinese))
- [11] 胡少华, 陈益峰, 周创兵. 北山花岗岩渗透特性试验研究与细观力学分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, **33**(11): 2200 – 2209. (HU Shao-hua, CHEN Yi-feng, ZHOU Chuang-bing. Laboratory test and mesomechanical analysis of permeability variation of Beishan Granite[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, **33**(11): 2200 – 2209. (in Chinese))
- [12] 韩国锋, 王恩志, 刘晓丽. 岩石损伤过程中的渗流特性[J]. 土木建筑与环境工程, 2011, **33**(5): 41 – 50. (HAN Guo-feng, WANG En-zhi, LIU Xiao-li. Seepage characteristics of rock during damage process[J]. Journal of Civil Architectural & Environmental Engineering, 2011, **33**(5): 41 – 50. (in Chinese))
- [13] 王伟, 郑志, 王如宾, 等. 不同应力路径下花岗片麻岩渗透特性的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, **35**(2): 260 – 267. (WANG Wei, ZHENG Zhi, WANG Ru-bin, et al. Experimental study of permeability properties of granitic gneiss under different stress paths[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, **35**(2): 260 – 267. (in Chinese))
- [14] 朱泽奇, 盛谦, 张勇慧, 等. 大岗山水电站地下厂房洞室群围岩开挖损伤区研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, **32**(4): 734 – 739. (ZHU Ze-qi, SHENG Qian, ZHANG Yong-hui, et al. Research on excavation damage zone of underground powerhouse of Dagangshan Hydropower Station[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, **32**(4): 734 – 739. (in Chinese))
- [15] WILEVEAU Y, BERNIER F. Similarities in the hydromechanical response of Callovo-Oxfordian clay and Boom clay during gallery excavation[J]. Physics and Chemistry of the Earth Parts, 2008, **33**: S343 – S349.
- [16] LI X. TIMODAZ: A successful international cooperation project to investigate the thermal impact on the EDZ around a radioactive waste disposal in clay host rocks[J]. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 2013, **5**: 231 – 242.
- [17] BOSSART P, MAYOR J C, MEIER P M, et al. Geological and hydraulic characterisation of the excavation disturbed zone in the Opalinus clay of the Mont Terri Rock Laboratory[J]. Engineering Geology, 2002, **66**: 19 – 38.
- [18] KAISER P K, MCCREATH D R, TANNANT D D. Canadian rockburst support handbook[M]. Sudbury: CAMIRO, 1996.
- [19] MARTIN C D, KAISER P K, MCCREATH D R. Hoek-Brown parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1999, **36**(1): 136 – 151.
- [20] 蔡明, 赵星光, KAISER P K. 论完整岩体的现场强度[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, **33**(1): 1 – 13. (CAI Ming, ZHAO Xing-guang, KAISER P K. On field strength of massive rocks[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, **33**(1): 1 – 13. (in Chinese))
- [21] PUSCH R. Alteration of the hydraulic conductivity of rock by tunnel excavation[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 1989, **26**(1): 79 – 83.
- [22] SOULEY M, HOMAND F, PEPA S, et al. Damage-induced permeability changes in granite: a case example at the URL in Canada[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2001, **38**: 297 – 310.
- [23] TSANG C F, BERNIER F, DAVIES C. Geohydromechanical

- processes in the excavation damaged zone in crystalline rock, rock salt, and indurated and plastic clays in the context of radioactive waste disposal[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2005, **42**(1): 109 - 125.
- [24] SHAO H, SCHUSTER K, SONNKE J, et al. EDZ development in indurated clay formations: in situ borehole measurements and coupled HM modelling[J]. Physics and Chemistry of the Earth, 2008, **33**(S1): S388 - S395.
- [25] LEVASSEUR S, CHARLIER R, FRIEG B, et al. Hydro-mechanical modelling of the excavation damaged zone around an underground excavation at Mont Terri Rock Laboratory[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2010, **47**(3): 414 - 425.
- [26] 房 倩, 张顶立, 黄明琦. 基于连续介质模型的海底隧道渗流问题分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, **26**(增刊 2): 3776 - 3784. (FANG Qian, ZHANG Ding-li, HUANG Ming-qi. Analysis of seepage problem induced by subsea tunnel excavation based on continuum medium model[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, **26**(S2): 3776 - 3784. (in Chinese))
- [27] 王建秀, 朱合华, 叶为民. 隧道涌水量的预测及其工程应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, **23**(7): 1150 - 1153. (WANG Jian-xiu, ZHU He-hua, YE Wei-min. Forward and inverse analyses of water flow into tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, **23**(7): 1150 - 1153. (in Chinese))
- [28] 李术才, 赵 岩, 徐帮树, 等. 海底隧道涌水量计算的渗透系数确定方法[J]. 岩土力学, 2012, **33**(5): 1497 - 1505. (LI Shu-cai, ZHAO Yan, XU Bang-shu, et al. Study of determining permeability coefficient in water inrush numerical calculation of subsea tunnel[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, **33**(5): 1497 - 1505. (in Chinese))
- [29] 杜朝伟. 海底隧道衬砌水压力及结构受力特征研究[D]. 北京: 北京交通大学, 2011. (DU Chao-wei. Research on water pressure on lining and the stress characteristics of lining structure of subsea tunnel[D]. Beijing: Beijing Jiaotong University, 2011. (in Chinese))
- [30] 张有天. 岩石水力学与工程[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2005. (ZHANG You-tian. Rock hydraulics and engineering[M]. Beijing: China Water and Power Press, 2005. (in Chinese))
- [31] KOLYMBAS D, WAGNER P. Groundwater ingress to tunnels: the exact analytical solution[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2007, **22**(1): 23 - 27.
- [32] HARR M E. Groundwater and seepage[M]. New York: McGraw-Hill, 1962.
- [33] HEUER R. Estimating rock tunnel water inflow-II[C]// Proceeding of Rapid Excavation and Tunnelling Conference. Seattle, 2005.
- [34] FERNANDEZ G, MOON J. Excavation-induced hydraulic conductivity reduction around a tunnel: part 1 Guideline for estimate of ground water inflow rate[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2010, **25**: 560 - 566.
- [35] FERNANDEZ G, ALVAREZ T A. Seepage-induced effective stresses and water pressures around pressure tunnels[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1994, **120**(1): 108 - 128.
- [36] 张成平, 张顶立, 王梦恕, 等. 高水压富水区隧道限排衬砌注浆圈合理参数研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, **26**(11): 2270 - 2276. (ZHANG Cheng-ping, ZHANG Ding-li, WANG Meng-shu, et al. Study on appropriate parameters of grouting circle for tunnels with limiting discharge line in high water pressure and water-enriched region[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, **26**(11): 2270 - 2276. (in Chinese))
- [37] 李鹏飞, 张顶立, 赵 勇, 等. 海底隧道复合衬砌水压力分布规律及合理注浆加固圈参数研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, **31**(2): 280 - 288. (LI Peng-fei, ZHANG Ding-li, ZHAO Yong, et al. Study on distribution law of water pressure acting on composite lining and reasonable parameters of grouting circle for subsea tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, **31**(2): 280 - 288. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201803009

低温热力耦合下岩体椭圆孔（裂）隙中冻胀力与冻胀开裂特征研究

黄诗冰^{1,2}, 刘泉声³, 刘艳章¹, 程爱平¹

(1. 武汉科技大学资源与环境工程学院, 湖北 武汉 430081; 2. 冶金矿产资源高效利用与造块湖北省重点实验室, 湖北 武汉 430081; 3. 中国科学院武汉岩土力学研究所岩土力学与工程国家重点实验室, 湖北 武汉 430071)

摘要: 寒区岩体工程含水孔(裂)隙中低温水冰相变会产生冻胀力与温度应力, 岩体冻融损伤与断裂是由温度应力和孔(裂)隙中的冻胀力共同作用的结果。考虑温度应力对椭圆孔(裂)隙形变的影响, 推导了椭圆孔(裂)隙中的冻胀力解析方程; 基于最大拉应力准则, 得到了低温热力耦合下椭圆孔(裂)隙周围最大拉应力与冻胀开裂角, 建立了椭圆孔可简化为椭圆裂隙进行冻胀计算的临界条件; 最后采用改进的等效热膨胀系数方法对隧道单裂隙围岩冻胀力与裂隙尖端应力场进行了数值分析。研究结果表明: ①椭圆孔中的最大冻胀力与岩石的热膨胀性、裂隙倾角和裂隙长短轴比 χ 等因素有关; ②长短轴比 $\chi \geq 10$ 的扁平椭圆孔可简化为裂隙进行计算分析, 此时冻胀基本发生在裂隙尖端且尖端拉应力集中明显; ③改进的等效热膨胀系数方法可以很好的模拟裂隙中的冻胀力与裂尖应力场。

关键词: 椭圆孔(裂)隙; 冻胀力; 温度应力; 冻胀开裂角; 裂尖应力场

中图分类号: TU433 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)03-0459-09

作者简介: 黄诗冰(1989-), 男, 博士, 2011年毕业于中国地质大学(武汉)土木工程专业, 现任讲师, 主要从事岩土工程方面的教学与研究工作。E-mail: huang1989.9@163.com

Frost heaving pressure and characteristics of frost cracking in elliptical cavity (crack) of rock mass under coupled thermal-mechanical condition at low temperature

HUANG Shi-bing^{1,2}, LIU Quan-sheng³, LIU Yan-zhang¹, CHENG Ai-ping¹

(1. School of Resources and Environmental Engineering, Wuhan University of Science and Technology, Wuhan 430081, China; 2. Hubei

Key Laboratory for Efficient Utilization and Agglomeration of Metallurgic Mineral Resources, Wuhan, 430081, China; 3. State Key

Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071, China)

Abstract: The frost heaving pressure is induced by water-ice phase transition in water-bearing cracks in addition to thermal stress at low temperature in rock engineering in cold regions. The freeze-thaw damage and cracking are caused by the combined action of frost heaving pressure with thermal stress. Considering the influence of thermal stress on elliptical cavity (crack), an analytical equation for the frost heaving pressure is deducted. Based on the maximum tensile-stress criterion, the maximum tensile stress and frost cracking angle on the elliptical cavity (crack) are derived. Besides, the critical condition for simplifying elliptical cavity to crack is also established under coupled thermo-mechanical condition at low temperature. Finally, the developed method for the equivalent thermal expansion coefficient is adopted to simulate the frost heaving pressure in crack and stress field at crack tip. The research results show that: (1) The maximum frost heaving pressure in the elliptical cavity is affected by the thermal expansion of rock, dip angle of crack, ratio of crack length to width χ and so on; (2) When $\chi \geq 10$, the flat elliptical cavity can be simplified as the crack, and the frost cracking appears at the crack tip with obvious stress concentration; (3) The frost heaving pressure and stress field at crack tip can be well simulated by the developed method for the equivalent thermal expansion coefficient.

Key words: elliptical cavity (crack); frost heaving pressure; thermal stress; frost cracking angle; stress field at crack tip

基金项目: 湖北省自然科学重点项目(41702291, 51604195); 国家自然科学基金青年基金项目(51604195)

收稿日期: 2017-01-17

0 引言

寒区高山隧道施工与运营、低温液化气储存以及露天矿山开采等寒区岩体工程建设都出现了岩体冻融损伤与断裂问题，裂隙岩体冻融损伤与断裂对寒区工程安全与稳定构成了极大威胁^[1-2]。如今，随着中国“一带一路”战略的提出，其中涉及高铁建设里程达到了2.6万km，由于高铁的设计时速高达400 km/h以上，这将引起隧道出入口以内的岩体段发生强烈的冻融损伤与断裂破坏，从而引起围岩整体结构损伤与强度弱化，岩体裂隙中的水冰相变过程会进一步加剧围岩的损伤程度。因此，研究裂隙中的冻胀力量值与裂隙冻胀断裂机制显得尤为重要。

岩体冻融损伤是由于岩体孔（裂）隙中水冰相变过程中冻胀力反复萌生与消散引起岩体结构弱化的结果^[3]。关于孔（裂）隙中的冻胀力量值问题很早已引起国内外学者关注。在国内较多是通过理论建模和数值模拟来探究孔（裂）隙中冻胀力大小。刘泉声等^[4]对柱状裂隙中的冻胀力萌生演化机制进行了研究，建立了冻胀水压力与冻结温度和岩石渗透率的关系式；赵鹏等^[5]将裂隙前缘假定为圆形，得到了危岩主控结构面中的冻胀力计算方程；刘泉声等^[6]还对无约束下扁平椭圆裂隙中的冻胀力量值进行了探究，建立了椭圆裂隙冻胀力解析解与数值分析方法；申艳军等^[7]从多场耦合的角度出发，探究了地表裂隙硬岩内部温度场和裂隙冻胀力演化过程。在国外，很早就有关于孔（裂）隙中冻胀力量值大小的探讨，但由于受限于当时的实验技术，早期研究主要停留在理论探究上，通过理论计算得到的冻胀力量值也相差较大^[8-9]。近年来，随着实验方法的完善，一些学者开始通过室内直接测试的方法来研究冻胀力的萌生演化过程，如Davidson等^[10]和Arosio等^[11]分别采用光弹性实验和薄膜压力传感器对裂隙中的冻胀力进行了监测分析，得到了冻胀力随裂隙深度和冻结时间的演化规律。

目前关于裂隙冻胀开裂特征的研究根据研究方法不同可分为有限元模拟、单裂隙冻胀实验和断裂力学理论分析3个方面。刘泉声等^[12]采用有限元方法对裂隙尖端应力场进行了分析；申艳军等^[13]通过预制饱和裂隙，研究了裂隙冻融过程中的端部断裂特性并结合断裂力学理论给出了裂隙冻胀开裂应力强度因子。

然而，现有研究很少考虑温度应力和裂隙几何参数对裂隙冻胀力演化规律和冻胀开裂过程的影响，基本上都假定非平直裂隙冻胀开裂仍发生在裂隙长轴处。目前在研究岩体非连续断裂与扩展问题时一般也不考虑裂隙厚度对裂纹扩展的影响以及外荷载对裂隙

厚度的改造，但饱水夹冰裂隙不同于常规裂隙，裂隙冻胀力大小以及裂隙断裂位置等都与裂隙几何尺寸有关，而裂隙几何尺寸又受到温度应力的影响：对于冻胀性岩石，在低温下裂隙受到温度应力压缩作用；对于膨胀性岩石，在低温下裂隙反而会被拉开。

因此，本文考虑椭圆孔中的水冰相变问题，在已有研究基础之上^[6]，进一步探究温度应力和椭圆孔几何参数对冻胀力的影响规律；利用弹性力学理论推导了温度应力与冻胀力耦合下的椭圆孔冻胀开裂判据，进而给定了椭圆孔与椭圆裂隙的划分界限；最后考虑水冰相变过程中的流-固转化特性，对等效热膨胀系数方法进行了改进，通过对扁平椭圆裂隙中的冻胀力解析解和数值解，说明了本文理论模型与数值分析方法的正确性，本文研究可为进行裂隙岩体冻融损伤与扩展演化过程研究提供借鉴。

1 椭圆孔（裂）隙冻胀解析模型

1.1 概化模型

寒区隧道岩体中经常发生冻融开裂挂冰现象，因此以寒区隧道围岩中的饱水椭圆孔（裂）隙为研究对象，探究热-力耦合下孔（裂）隙中的冻胀力演化规律与冻胀开裂特征，在充分考虑实际工况作如下假定：

- (1) 孔（裂）隙冻结前后始终保持椭圆形不变，孔（裂）隙含水饱和，冻结前长短轴分别记为 a 和 b 。
- (2) 围岩沿隧道走向可简化为无限大平面，隧道边界条件为走向上受到固定位移约束（如图1所示）。
- (3) 由于冰体上未冻水膜存在^[14]，不考虑冰体与孔（裂）隙壁的摩擦力，横断面上冻胀力均匀分布。
- (4) 冰体和岩石基质均视为均质各向同性弹性介质，孔（裂）隙开裂满足最大拉应力准则。

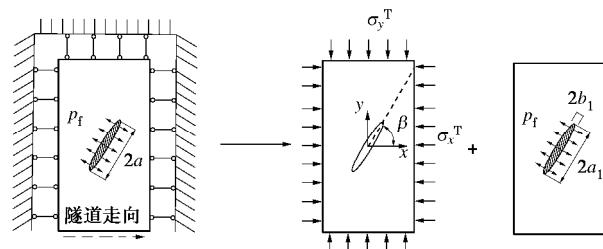


图1 低温冻结围岩裂隙周围的应力状态分解

Fig. 1 Decomposition of stress state around crack in freezing surrounding rock at low temperature

1.2 体积膨胀耦合方程

孔（裂）隙总长度记为 l ，已冻结段长度记为 l_f ，在冻结段内，水冰在无约束条件下的体积膨胀量为^[6]

$$\Delta V'_f = b(1-z)V_f^0 u^T, \quad (1)$$

式中, b 为自由水冰相变下的体积膨胀系数, 一般取 1.09, u^T 为温度 T 下孔(裂)隙水冻结率(%), z 为迁移出的孔(裂)隙水体积百分比。

冻结段冻结前容积为

$$V_f^0 = \pi abl_f \quad (2)$$

冻结完成后冰体受到孔(裂)隙壁的约束, 在冻胀力 p_f 下冰体积相对于自由膨胀状态时会发生压缩变形, 由弹性理论可知在平面应变下自由冰的体应变为

$$e_i^v = p_f / K_i^T \quad (3)$$

式中, K_i^T 为冰的体积模量。

在孔(裂)隙壁约束下的实际冰体积为

$$V_f = (V_f^0 - zV_f^0 + \Delta V_f')(1 - e_i^v) \quad (4)$$

将式(1)~(3)代入式(4)中, 可得冻结终了实际裂隙冰的体积为

$$V_f = \pi abl_f(1-z)(1+bu^T)(1-p_f/K_i^T) \quad (5)$$

冻结终了冻结段裂隙容积可记为

$$V_f^1 = \pi(a+\Delta a)(b+\Delta b)l_f \quad (6)$$

式中, V_f^1 为冻结段发生冻结后的裂隙容积; Δa , Δb 分别为在冻胀力和温度应力下裂隙横截面长短轴的总变化量。

冻结终了裂隙冰将充满长度为 l_f 的裂隙段, 裂隙冰的体积与裂隙容积相等, 从而有膨胀耦合关系:

$$V_f = V_f^1 \quad (7)$$

1.3 低温冻结下的裂隙变形

(1) 冻胀力引起的裂隙变形

从孔(裂)隙水冰相变体积膨胀耦合关系可以看出, 要得到热力耦合下的孔(裂)隙冻胀力需要对孔(裂)隙容积扩展量进行求解, 对于平面椭圆形裂纹在均匀内压下, 利用弹性力学结合复变函数理论可计算得到裂隙长短轴处位移(见图 2 中 A, B 点)。

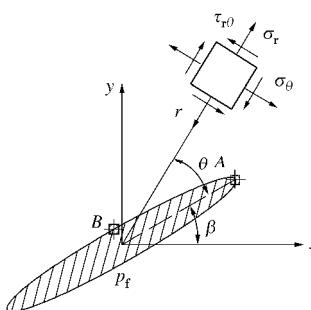


图 2 裂隙横断面尖端应力场计算模型

Fig. 2 Computational model for stress field at crack tip

根据复变函数理论, 对于含孔洞问题, 弹性体内的位移场可表示为

$$\frac{1}{2G_s^T} (u_r + iu_q) =$$

$$\frac{\bar{x}}{r_s} \cdot \frac{\bar{w'(x)}}{|w'(x)|} \cdot \left[\frac{3-n_s^T}{1+n_s^T} j(x) - \frac{w(x)}{w'(x)} j'(x) - \bar{y(x)} \right], \quad (8)$$

式中, G_s^T 为温度 T 下岩石的剪切模量, 可表示为 $G_s^T = E_s^T / [2(1+n_s^T)]$, 其中 E_s^T , v_s^T 为温度 T 下岩石的弹性模量与泊松比。 $j(x)$ 和 $y(x)$ 是根据边界条件选取的复变函数。

根据保角变换关系, 在 x 平面上有

$$x = r e^{iq} = r(\cos q + i \sin q), \quad (9)$$

其中 r , q 为 z 平面上的极坐标; i 为虚数单位。

对于椭圆形孔(裂)隙, 采用保角变换可得在 x 平面上有

$$w(x) = R \left(\frac{1}{x} + mx \right). \quad (10)$$

如图 1 所示, 低温饱和围岩冻结过程受力可分解为由温度变化引起的温度应力和孔(裂)隙水冰相变引起的孔(裂)隙冻胀力。当裂隙岩体仅仅受到孔(裂)隙冻胀力作用时复变函数 $j(x)$ 和 $y(x)$ 可分别表示为

$$j(x) = -p_f R m x, \quad (11)$$

$$y(x) = -p_f R (1+m^2) \frac{x}{1-mx^2}. \quad (12)$$

将式(9)~(12)代入到式(8)中可得到在冻胀力下孔(裂)隙长轴中心点 A 处位移为

$$u_r^A = \frac{p_f R}{2G_s^T} \left(1 - \frac{3-n_s^T}{1+n_s^T} m \right). \quad (13)$$

同理可得短轴中心点 B 处位移为

$$u_r^B = \frac{p_f R}{2G_s^T} \left(\frac{3-n_s^T}{1+n_s^T} m + 1 \right), \quad (14)$$

式中, $m = (a-b)/(a+b)$, $R = (a+b)/2$ 。

因此, 由孔(裂)隙中冻胀力引起的孔(裂)隙长短轴比变化分别为

$$\begin{cases} \Delta a_f = u_r^A, \\ \Delta b_f = u_r^B. \end{cases} \quad (15)$$

(2) 考虑温度应力下的裂隙冻胀变形

温度降低会引起低孔隙率与非饱和岩石收缩, 但对于高孔隙率饱和岩石而言, 温度降低岩石反而会发生膨胀变形^[15]。由于受到外部约束以及岩体内部变形协调要求, 岩石低温收缩与膨胀不能自由发生会在岩体中产生温度应力。在平面应变条件下, 如果岩体内的温度分布只是 x 与 y 的函数, 则物理方程可表示为

$$S_{ij}^T = 2G_s^T e_{ij}^T + I_s^T e_v^T d_{ij} - \frac{a_s^T E_s^T \Delta T}{1-2v_s^T} d_{ij}, \quad (16)$$

式中, i, j 取 x, y 或 z ; $e_v^T = e_x^T + e_y^T + e_z^T$ 为体应变; d_{ij} 为 Kronecker 符号; a_s^T 为温度 T 下岩石的等效线膨胀系数; ΔT 为冻结温度场。

结合几何方程, 用位移表示的平衡方程为

$$G_s^T \nabla^2 u_i + (I_s^T + G_s^T) u_{k,ki} - \frac{a_s^T E_s^T}{1-2n_s^T} \Delta T_{,i} = 0 \quad . \quad (17)$$

式中 I_s^T 为拉梅常数; u_i 为围岩中由于温度变化引起的位移。

位移解法的应力边界条件为

$$I_s^T u_{k,k} n_i + G_s^T n_j (u_{i,j} + u_{j,i}) - \frac{a_s^T E_s^T}{1-2n_s^T} \cdot \Delta T n_i = 0 \quad . \quad (18)$$

位移边界条件为

$$\begin{cases} \bar{u} = u \\ \bar{v} = v \end{cases} \quad (19)$$

可以看出, 岩体内部的温度应力相当于在等效体力和等效面力共同作用下岩石内产生的应力。

平面应变问题下的等效体力为

$$\left. \begin{aligned} f_x &= \frac{a_s^T E_s^T}{1-2n_s^T} \frac{\partial \Delta T}{\partial x}, \\ f_y &= \frac{a_s^T E_s^T}{1-2n_s^T} \frac{\partial \Delta T}{\partial y} \end{aligned} \right\} \quad (20)$$

其中 $\Delta T = T_f - T_0$, T_f 为冻结温度, T_0 为初始温度。

平面应变问题下的等效面力大小为

$$P_x = P_y = \frac{a_s^T E_s^T}{1-2n_s^T} \cdot \Delta T \quad . \quad (21)$$

认为孔(裂)隙附近在冻结过程中会形成统一的温度场, 那么 ΔT 为常数, 即

$$\partial \Delta T / \partial x = \partial \Delta T / \partial y = 0 \quad . \quad (22)$$

采用位移解法, 容易得到在图 1 所示的边界条件下岩体中的温度应力

$$S_x^T = \frac{2G_s^T}{2G_s^T + I_s^T} \frac{a_s^T E_s^T \Delta T}{1-2n_s^T} \quad , \quad (23)$$

$$S_y^T = 0 \quad . \quad (24)$$

对于岩石类脆性材料, 拉应力为负, 由上述分析可知该温度应力若不引起孔(裂)隙变形, 则需在孔(裂)隙面上施加的法向正应力和切向剪应力分别为

$$S_{cr} = -S_b^T = -\frac{2G_s^T}{2G_s^T + I_s^T} \frac{a_s^T E_s^T \Delta T}{1-2n_s^T} \sin^2 b \quad , \quad (25)$$

$$t_{cr} = -t_b^T = -\frac{2G_s^T}{2G_s^T + I_s^T} \frac{a_s^T E_s^T \Delta T}{1-2n_s^T} \cos b \sin b \quad . \quad (26)$$

反之, 可理解为孔(裂)隙在温度应力下的变形可等效为裂隙表面受应力 (S_{cr} , t_{cr})。

因此, 在冻胀力和温度应力共同作用下的椭圆孔(裂)隙长短轴增量表达式 (15) 应改写为

$$\Delta a = \frac{(p_f - S_b^T) R}{2G_s^T} \left(1 - \frac{3-n_s^T}{1+n_s^T} m\right) \quad , \quad (27)$$

$$\Delta b = \frac{(p_f - S_b^T) R}{2G_s^T} \left(\frac{3-n_s^T}{1+n_s^T} m + 1\right) \quad . \quad (28)$$

考虑到椭圆孔(裂)隙在温度应力或冻胀力下 Δa 和 Δb 都是极小量, 因而可认为 $\Delta a \times \Delta b \approx 0$ 。

1.4 孔(裂)隙冻胀力解析方程

将式 (27) 和式 (28) 代入式 (6) 中可得冻结终了裂隙容积为

$$V_f^1 = \pi abl_f \left\{ 1 + \frac{(p_f - S_b^T) R}{2G_s^T} \left[\frac{1}{b} \left(\frac{3-n_s^T}{1+n_s^T} m + 1 \right) + \frac{1}{a} \left(1 - \frac{3-n_s^T}{1+n_s^T} m \right) \right] \right\} \quad . \quad (29)$$

将式 (5)、(29) 代入式 (7) 中可得冻胀力与岩石和冰的力学参数、孔(裂)隙几何参数等物理量的关系式

$$p_f = \frac{1}{1/E_c + k_i/K_i} \left(k_i - 1 + \frac{S_b^T}{E_c} \right) \quad , \quad (30)$$

式中, $k_i = (1+bu^T)(1-z)$ 为考虑水分迁移后的孔(裂)隙水的体积膨胀系数; E_c 是与岩石力学参数和孔(裂)隙几何参数有关的等效弹性模量, 可表示为 $E_c = E_s^T / [2(c+1/c+v_s^T-1)]$, 其中 $c = b/a$ 。

2 冻胀力与冻胀开裂特征分析

2.1 计算模型参数选取

计算模型中的材料参数选取与文献[15]中的砂质泥岩相同, 以此说明该类膨胀性岩石中的椭圆孔(裂)隙低温冻胀开裂特征。模型位移边界条件如图 1 所示, 计算区域初始温度为 20℃, 隧道开挖后降到-20℃。砂质泥岩与水冰介质的热-力参数取值如表 1 所示。

表 1 模型热-力学参数取值^[15-16]

Table 1 Thermo-mechanical parameters of model^[15-16]

介质	密度 (kg·m ⁻³)	弹模 /GPa	泊松 比	孔隙 率/%	比热 (kJ·kg ⁻¹ ·°C ⁻¹)	线膨胀 系数 (°C ⁻¹)	导热系数 (W·m ⁻¹ ·°C ⁻¹)
砂质 泥岩	2500	11.5	0.25	8	816.43	4.89×10 ⁻⁶	2.00
冰	917	0.6	0.35	—	1.88	—	2.20
水	1000	—	—	—	4.2	—	0.56

对于低温含水岩石而言, 由于孔隙水冰相变影响, 高孔隙率饱和岩石在低温下表现为冻胀变形, 而低孔隙率岩石表现为冻缩变形^[17-18]。因此, 冻结过程中应该采用等效热膨胀系数来表征岩石低温效应。岩石等效热膨胀系数可以通过不同冻结温度下的冻胀变形测试获得, 根据刘泉声等^[15]的研究结果以及等效热膨胀系数定义, 可表示成如下形式

$$a_s^T = \begin{cases} a_{s0} - n \frac{p_i}{3K_s^T(T_f - T_0)} (1 - w_u) & T_f \leqslant T_m \\ a_{s0} & T_f > T_m \end{cases} \quad , \quad (31)$$

上式中 a_{s0} 为冻结点 T_m 以上岩石热膨胀系数, T_m

为体积水冻结点, 一般取 273.15 K; n 为岩石孔隙率; p_i 为孔隙冰压力; $w_u = 1 - e^{-M(T_f - T_m)}$ 为岩石中的未冻水含量方程, 其中 M 是与岩石孔隙分布有关的参数, 可以通过冻胀变形测试确定。

根据砂质泥岩低温冻胀变形测试, 通过拟合可得到低温下岩石的未冻水含量方程。将未冻水含量方程代入式(31)中可得低温饱和岩石等效热膨胀系数为

$$a_s^T = \begin{cases} [4.89 + \\ 575.28 \frac{1 - e^{0.088(T_f - T_m)}}{T_f - T_0}] \times 10^{-6} & T_f \leq T_m \\ 4.89 \times 10^{-6} & T_f > T_m \end{cases} \quad (32)$$

2.2 椭圆孔(裂)隙冻胀力变化规律

从式(30)可以看出, 冻胀力量值与孔(裂)隙面上的等效正应力和椭圆孔(裂)隙几何参数等有关, 其中等效应力受倾角 β 控制。由图3可知, 随着 m 增加, 冻胀力减小, 说明随着孔(裂)隙长宽比增加, 孔(裂)隙冻胀力降低; 但随着 β 增大, 由于温度应力影响增强, 此时冻胀力受孔(裂)隙长宽比的影响则逐渐减弱。当裂隙形状固定不变时, 对于冻胀性砂质泥岩, 随着 β 增加, 冻胀力增大, 这主要是 β 越大, 岩体低温膨胀对孔(裂)隙的挤压作用越强, 水冰相变体积越难释放, 引起冻胀力增加。

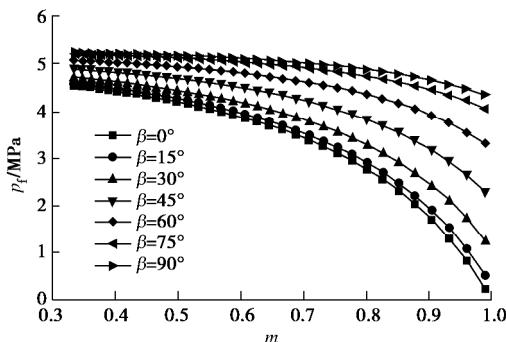


图3 不同倾角 b 下椭圆孔(裂)隙中冻胀力随 m 变化($a=0.02$, $\zeta=0.075$)

Fig. 3 Variation of frost heaving pressure in elliptical cavity (crack) with m under different dip angles b ($a=0.02$, $\zeta=0.075$)

2.3 冻胀开裂特征

(1) 开裂角 θ 的确定

对于低温下的饱水孔(裂)隙, 关注的重点是其冻胀开裂位置和扩展条件。定义 θ 为椭圆孔(裂)隙的开裂角, 确定开裂位置即是确定 θ 的值。根据弹性力学理论, 容易得到在温度应力下椭圆孔(裂)隙面上的应力场为

$$\left. \begin{aligned} s_r^T &= t_{rq}^T = 0 \\ s_q^T &= s_x^T \frac{1 - m^2 + 2m \cos 2b - 2 \cos 2(q - 2b)}{1 + m^2 - 2m \cos 2(q - b)} \end{aligned} \right\} \quad (33)$$

同理可以得到在冻胀力下周边应力场为

$$\left. \begin{aligned} t_{rq}^f &= 0 \\ s_r^f &= p_f \\ s_q^f &= -p_f \frac{1 - 3m^2 + 2m \cos 2(q - b)}{1 + m^2 - 2m \cos 2(q - b)} \end{aligned} \right\} \quad (34)$$

利用叠加原理, 在冻胀力与温度应力共同作用下椭圆孔(裂)隙周边拉应力可表示为

$$\left. \begin{aligned} s_q &= -p_f \frac{1 - 3m^2 + 2m \cos 2(q - b)}{1 + m^2 - 2m \cos 2(q - b)} + \\ s_x^T \frac{1 - m^2 + 2m \cos 2b - 2 \cos 2(q - 2b)}{1 + m^2 - 2m \cos 2(q - b)} \end{aligned} \right\} \quad (35)$$

根据最大拉应力准则, 开裂位置满足以下条件

$$\partial s_q / \partial q = 0, \quad (36)$$

$$\partial^2 s_q / \partial^2 q \geq 0. \quad (37)$$

将式(35)分别代入式(36)和(37), 可以得到确定椭圆孔(裂)隙开裂角的方程为

$$A \sin a + B \cos a + C = 0, \quad (38)$$

$$A \cos a - B \sin a \geq 0. \quad (39)$$

式中

$$\left. \begin{aligned} a &= 2(q - b), \\ A &= -2m(m^2 - 1)p_f + (1 - m^2)(\cos 2b - m)s_x^T, \\ B &= -\sin 2b(1 + m^2)s_x^T, \\ C &= 2m \cdot \sin 2b \cdot s_x^T. \end{aligned} \right\} \quad (40)$$

(2) θ 随 m 的变化规律分析

对于扁平椭圆孔, 为简化计算常常被当作裂隙处理, 这样简化处理可避免求解复杂方程式(38), 此时裂隙开裂位置认为发生在裂隙尖端; 此外, 采用该简化条件还可引入断裂理论对裂隙冻胀扩展过程进行理论分析与数值模拟。然而, 只有椭圆孔厚度(短轴长)相对于长度(长轴长)很小时, 椭圆孔开裂才会发生在长轴尖端, 此时椭圆孔开裂问题可简化为裂隙扩展问题处理。因此, 需要确定该简化成立时椭圆孔几何形状参数 m 应满足的条件。

将表1中的参数取值代入开裂角判定式(38)和式(39), 可以得到不同 b 下开裂角 θ 随形状参数 m 的变化规律, 如图4所示。可见, 随着 m 值不断增大, 开裂角 θ 逐渐趋近于裂隙倾角 b , 说明开裂位置逐渐向椭圆孔(裂)隙长轴处靠近。从图5可以看出, 当 $c \geq 10$ 时, 椭圆孔(裂)隙开裂位置基本上发生在长轴尖端, 最大误差不超过 5° , 此时形状参数 $m \geq 0.818$ 。

孔(裂)隙面上最大拉应力随裂隙几何参数变化规律如图6所示, 可见, 当 $m \geq 0.818$ 时椭圆孔(裂)隙表面最大拉应力 s_{max} 的增加速率随形状参数 m 的增加明显加快, 说明椭圆孔(裂)隙尖端的最大拉应

力集中情况已较为明显，容易发生冻胀断裂。因此对于 $c \geq 10$ 的扁长椭圆孔洞而言，可以简化为常规裂隙处理，断裂位置将发生在裂隙尖端。从计算结果来看，当 $m \geq 0.818$ 时，除 $b=90^\circ$ 时由于冻胀温度应力的挤压导致裂隙尖端应力集中不明显外，在 $0 \leq b \leq 75^\circ$ 的范围内，裂隙尖端拉应力都远远大于岩石抗拉强度，因此基本上都会发生冻胀扩展，从而引起岩体冻融损伤。

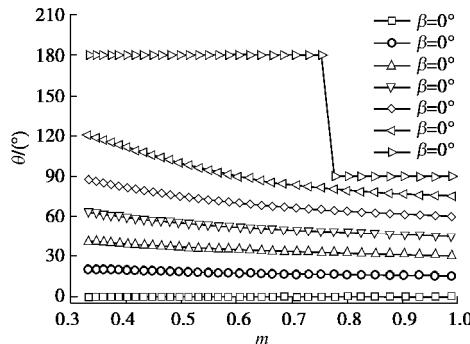


图4 砂质泥岩不同 β 下开裂角 θ 随 m 值变化 ($a=0.02, \zeta=0.075$)

Fig. 4 Variation of cracking angle θ with m under different tip angles b for sandy mudstone ($a=0.02, \zeta=0.075$)

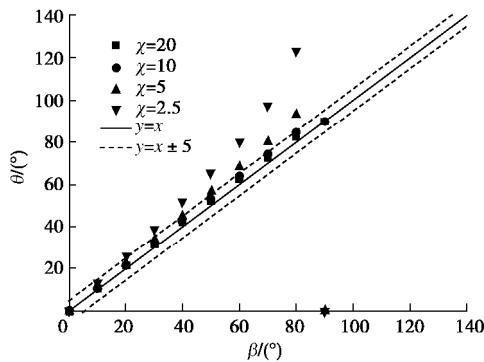


图5 砂质泥岩不同裂隙长宽比 χ 下裂隙周围开裂角 θ 与裂隙倾角 β 的关系 ($a=0.02, \zeta=0.075$)

Fig. 5 Cracking angle θ versus dip angle b under different ratios of crack length to width χ for sandy mudstone ($a=0.02, \zeta=0.075$)

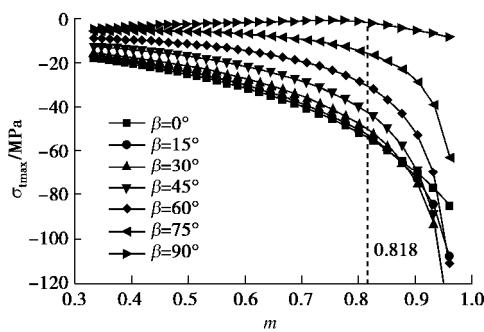


图6 砂质泥岩不同倾角 β 下孔(裂)隙面上最大拉应力 $s_{t\max}$ 随 m 值变化 ($a=0.02, \zeta=0.075$)

Fig. 6 Variation of maximum tensile stress $s_{t\max}$ on cavity (crack) surface with m under different dip angles b for sandy mudstone ($a=0.02, \zeta=0.075$)

3 裂隙冻胀数值计算

3.1 单裂隙隧道围岩数值计算模型

沿巷道走向选取对称围岩的一半为研究对象，模型上边界为巷道所在位置，巷道走向沿 x 方向，因此所选取的研究对象为巷道下半部分。椭圆裂隙长短轴分别为 $0.04\text{ m} \times 0.004\text{ m}$ ($c=10$)，隧道计算断面长宽分别取为 $0.6\text{ m} \times 0.6\text{ m}$ ，远大于裂隙尺寸。位移边界如图7所示，温度边界为：巷道处施加 -20°C 的温度荷载，其他3个方向做绝热处理，初始温度设为 20°C 。计算模型参数取值见表1。

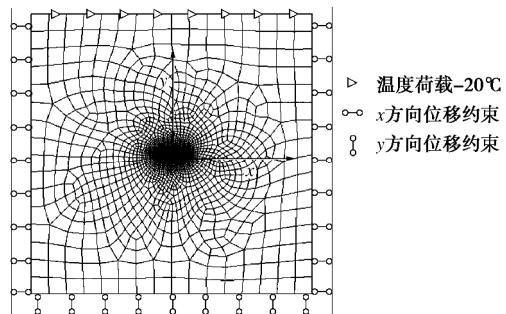


图7 巷道裂隙围岩冻胀计算模型

Fig. 7 Computational model for frost heave of fractured surrounding rock mass

3.2 改进的等效热膨胀系数法

在数值计算过程中，笔者曾探讨可采用等效热膨胀系数方法来模拟裂隙水冻结过程中的冻胀力演化过程^[6]。不考虑外部约束，采用等效热膨胀系数方法计算得到的裂隙水冰相变体积膨胀量应与自由状态下体积膨胀量相同，于是考虑水分迁移下的等效线热膨胀系数 a_e 可以从下式中求得

$$(1+a_e\Delta T)^3=k_i \quad (41)$$

但由于水冰相变过程中，冻胀力将处于不断调整，到冻结完成在裂隙横截面上冻胀力应该是相等的，如果采用各方向大小相同的线热膨胀系数进行数值计算，得到的冻胀力在裂隙宽度和厚度方向上数值将相差较大，无法体现出裂隙水冻结过程中冻胀力的自动调整过程，因此需要对上述等效热膨胀系数进行修正。采用各向异性热膨胀系数进行裂隙冻胀过程的数值计算，若不考虑外部约束，将仍存在以下体积对应关系

$$(1-a_a\Delta T)(1-a_b\Delta T)(1-a_l\Delta T)=k_i \quad (42)$$

式中， a_a ， a_b ， a_l 分别为裂隙长度、宽度和走向方向上的线热膨胀系数。其中裂隙走向上线膨胀系数仍可用式(41)计算。

裂隙长度和宽度方向的等效线膨胀系数采用如下原则进行调整：裂隙水自由冻结后在冻胀力的约束下

长短轴之比与裂隙冻结后的长短轴之比相等, 满足体积耦合原理, 即冻结完成后裂隙冰充满裂隙。因此有

$$\frac{(1-a_a \Delta T)a}{(1-a_b \Delta T)b} = \frac{a+\Delta a}{b+\Delta b}, \quad (43)$$

式中, Δa , Δb 可由式(27)和(28)计算得到。

结合式(41)、(42)、(43)可得裂隙各方向上的等效线热膨胀系数可表示为

$$\left. \begin{aligned} a_a &= (1 - k_i^{1/3} \cdot d^{1/2}) / \Delta T, \\ a_b &= (1 - k_i^{1/3} \cdot d^{-1/2}) / \Delta T, \\ a_l &= (1 - k_i^{1/3}) / \Delta T. \end{aligned} \right\} \quad (44)$$

式中, $d = (1 + \Delta a/a)/(1 + \Delta b/b)$ 。

3.3 裂隙冻胀力

利用式(44)得到的各向异性热膨胀系数进行砂质泥岩饱和单裂隙低温冻胀数值计算, 其中冻胀力取为裂隙中心点处的应力 s_q 。将冻胀力数值解与式(30)得到的解析解进行对比(如图8所示), 可以看出不同水分迁移量和裂隙倾角下裂隙冻胀力数值解与解析解吻合较好, 且随着裂隙倾角增加冻胀力呈增大趋势。

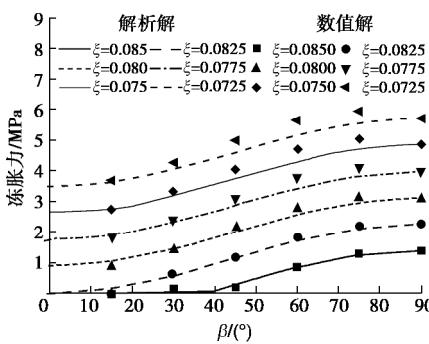


图8 不同x下砂质泥岩裂隙中冻胀力解析解与数值解对比

Fig. 8 Analytical solution versus numerical solution of frost heaving pressure in crack under different x for sandy mudstone

3.4 裂隙尖端应力场

对于 $c \geq 10$ 的扁平椭圆形裂隙, 当裂尖应力超过岩体的抵抗强度时会引起裂隙冻胀开裂。对于低温热力耦合下的裂隙冻胀问题, 在裂隙尖端会产生拉应力和剪应力集中, 因此需对裂隙尖端的应力场进行分析。在内部均匀冻胀力和温度应力下, 裂隙尖端附近应力场解析解的极坐标形式可表示为

$$s(r, 0) = \begin{cases} -p_f & (r \leq a) \\ \frac{(p_f - s_b^T) r}{\sqrt{r^2 - a^2}} - p_f & (r > a) \end{cases}, \quad (45)$$

$$t(r, 0) = t_b^T \frac{r}{\sqrt{r^2 - a^2}} \quad 0 \leq r < \infty. \quad (46)$$

采用等效热膨胀系数方法对不同水分迁移通量下

的裂尖应力场进行模拟分析, 如图9和10所示。可以看出, 在裂尖拉应力和剪应力都出现了较强应力集中, 数值解与解析解计算结果一致。图9中 $-0.02 \text{ m} \leq r \leq 0.02 \text{ m}$ 的区域为裂隙内部, 可见冻胀力在裂隙中的分布基本上是均匀的。裂隙尖端应力场分布与裂隙水迁移量有关, 当 $\xi \leq 0.0775$ 时, 裂隙冻胀力占主导, 裂尖将产生拉应力集中; 当 $\xi \geq 0.08$ 时, 岩石膨胀应力占主导, 裂隙尖端将产生压应力集中。

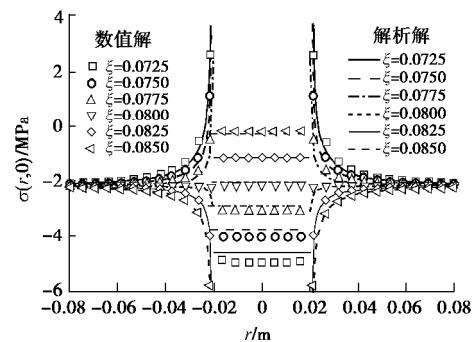


图9 $\beta = 45^\circ$ 时 $\sigma(r,0)$ 数值解与解析解对比

Fig. 9 Comparison between numerical and analytical solutions of $\sigma(r,0)$ as $\beta = 45^\circ$

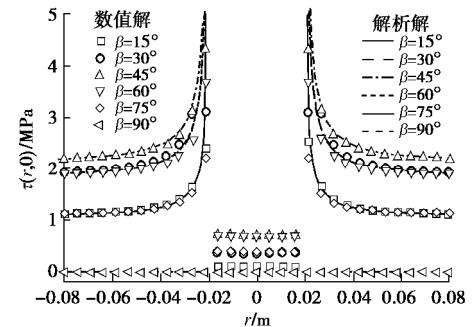


图10 $x=0.075$ 时 $t(r,0)$ 数值解与解析解对比

Fig. 10 Comparison between numerical and analytical solutions of $t(r,0)$ as $x=0.075$

图10中裂隙中的剪应力解析解并没有给出, 主要是因为如果裂隙中的剪应力由裂隙冰承担, 而是否会产生剪应力与裂隙和岩石部分的冻结前后顺序有关: 若孔隙岩石部分先冻结, 则由于裂隙水无法承受剪切力导致最终裂隙中不会出现剪应力或剪应力很小; 若裂隙水先冻结, 则在岩石逐渐冻结过程中, 裂隙冰与裂隙面延长线同样会产生剪应力。裂隙冰中的剪应力不仅与裂隙岩体热力学过程有关, 还会受到岩石与裂隙冰力学参数差异性的影响, 因此裂隙冰中的剪应力解析解较为复杂, 很难给出。但通过采用等效热膨胀系数方法可以很方便的模拟这一过程, 从而得到裂隙冰上剪应力大小, 体现了数值方法的优越性。

4 结 论

低温水冰相变下孔(裂)隙冻胀力与冻胀扩展是引起孔(裂)隙岩体冻融损伤的主要原因,但由于涉及到热—水—力耦合效应以及相变问题,而孔(裂)隙中相变理论和实验手段也存在不足,此外,孔(裂)隙冻胀断裂问题属于有厚度的非平面裂隙扩展问题,所以获得孔(裂)隙冻胀力量值与进行裂隙冻胀扩展演化过程数值分析较为困难。但随着中国寒区工程建设的大力推进,孔(裂)隙岩体冻融损伤与破裂过程的研究势必将引起更加广泛的关注。本文在前人研究基础之上考虑温度应力的影响对该问题进行了进一步的研究,可为进行寒区岩体工程中含水裂隙冻胀理论计算与裂隙岩体冻胀破裂演化过程模拟提供参考。基于本文可以得出如下结论:

(1) 考虑孔(裂)隙几何形态和温度应力的影响,建立了椭圆孔(裂)隙中的冻胀力计算模型,结果表明孔(裂)隙冻胀力大小不仅受裂隙形状等因素的影响,还与裂隙倾角相关。

(2) 基于弹性理论和最大拉应力准则,得到了椭圆孔(裂)隙冻胀开裂特征:开裂角 θ 随 χ 的减小而增大,当 $\chi \geq 10$ 时,冻胀开裂基本上发生在裂隙尖端,此时尖端应力集中明显,椭圆孔可简化为裂隙处理。

(3) 利用改进的等效热膨胀系数法对低温热—力耦合下裂隙中的冻胀力和裂隙尖端冻胀应力场进行了数值分析,结果表明数值解与解析解吻合较好。

参 考 文 献:

- [1] 徐彬, 李宁, 李仲奎, 等. 低温液化石油气和液化天然气储库及相关岩石力学研究进展[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32(增刊 2): 2977–2993. (XU Bin, LI Ning, LI Zhong-kui, et al. Low-temperature LPG storage caverns and related research review of rock mechanics[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, 32(S2): 2977–2993. (in Chinese))
- [2] 徐拴海, 李宁, 袁克阔, 等. 融化作用下含冰裂隙冻岩强度特性及寒区边坡失稳研究现状[J]. 冰川冻土, 2016, 38(4): 1106–1120. (XU Shuan-hai, LI Ning, Yuan Ke-kuo, et al. Strength behavior of frozen fractured ice-filled rock mass and research status of slope instability during thawing[J]. Journal of Glaciology and Geocryology, 2016, 38(4): 1106–1120. (in Chinese))
- [3] 刘慧, 杨更社, 贾海梁, 等. 裂隙(孔隙)水冻结过程中岩石细观结构变化的实验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, 35(12): 2516–2524. (LIU Hui, YANG Geng-she, JIA Hai-liang, et al. Experimental study on meso-structure of rock in the process of crack (pore) water freezing[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, 35(12): 2516–2524. (in Chinese))
- [4] 刘泉声, 黄诗冰, 康永水, 等. 裂隙冻胀压力及对岩体造成的劣化机制初步研究[J]. 岩土力学, 2016, 37(6): 1530–1541. (LIU Quan-sheng, HUANG Shi-bing, KANG Yong-shui, et al. Preliminary study on frost heaving pressure in crack and the degradation mechanism of rock mass caused by this pressure[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, 37(6): 1530–1541. (in Chinese))
- [5] 赵鹏, 唐红梅. 危岩主控结构面的冻胀力计算公式研究[J]. 重庆交通大学学报(自然科学版), 2008, 27(3): 420–423. (ZHAO Peng, TANG Hong-mei. Research on the damage mechanism due to freezing and thawing force of control fissure in perilous rock[J]. Journal of Chongqing Jiaotong University(Nature Science), 2008, 27(3): 420–423. (in Chinese))
- [6] 刘泉声, 黄诗冰, 康永水, 等. 低温冻结岩体单裂隙冻胀力与数值计算研究[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(9): 1572–1580. (LIU Quan-sheng, HUANG Shi-bing, KANG Yong-shui, et al. A numerical and theoretical study of frost heaving pressure in a single fracture of frozen rock mass under low temperature[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, 37(9): 1572–1580. (in Chinese))
- [7] 申艳军, 杨更社, 荣腾龙, 等. 低温环境下含表面裂隙硬岩温度场及冻胀演化过程分析[J]. 岩土力学, 2016, 37(增刊 1): 521–529. (SHEN Yan-jun, YANG Geng-she, RONG Teng-long, et al. Analysis of evolution of temperature field and frost heaving in hard rock with surface cracks under low temperature environment[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, 37(S1): 521–529. (in Chinese))
- [8] BRIDGMAN P W. Water, in the liquid and five solid forms, under pressure[J]. Proceedings of the American Academy of Arts and Sciences, 1912, 47(13): 441–558.
- [9] WINKLER E M. Frost damage to stone and concrete: geological considerations[J]. Engineering Geology, 1968, 2(5): 315–323.
- [10] DAVIDSON G P, NYE J F. A photoelastic study of ice pressure in rock cracks[J]. Cold Regions Science and Technology, 1985, 11(2): 141–153.
- [11] AROSIO D, LONGONI L, MAZZA F, et al. Freeze-thaw

- cycle and rockfall monitoring[M]// Landslide Science and Practice, Berlin: Springer, 2013: 385 – 390.
- [12] 刘泉声, 康永水, 刘小燕. 冻结岩体单裂隙应力场分析及热—力耦合模拟[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, 30(2): 217 – 225. (LIU Quan-sheng, KANG Yong-shui, LIU Xiao-yan. Analysis of stress field and coupled thermo-mechanical simulation of single-fracture freezed rock masses[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, 30(2): 217 – 225. (in Chinese))
- [13] 申艳军, 杨更社, 荣腾龙, 等. 冻融循环作用下单裂隙类砂岩局部化损伤效应及端部断裂特性分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2017, 37(3): 562 – 570. (SHEN Yan-jun, YANG Geng-she, RONG Teng-long, et al. Study on the localized damage effects of single-fractured quasi-sandstone and its joint-end fracture behaviors with cycles of freezing and thawing action[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2017, 36(3): 562 – 570. (in Chinese))
- [14] DÖPPENSCHMIDT A, BUTT H J. Measuring the thickness of the liquid-like layer on ice surfaces with atomic force microscopy[J]. Langmuir, 2000, 16(16): 6709 – 6714.
- [15] 刘泉声, 黄诗冰, 康永水, 等. 低温饱和岩石未冻水含量与冻胀变形模型研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, 35(10): 2000 – 2012. (LIU Quan-sheng, HUANG Shi-bing, KANG Yong-shui, et al. Study of unfrozen water content and frost heave model for saturated rock under low temperature[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, 35(10): 2000 – 2012. (in Chinese))
- [16] 于天来, 袁正国, 黄美兰. 河冰力学性能试验研究[J]. 辽宁工程技术大学学报(自然科学版), 2009, 28(6): 937 – 940. (YU Tian-lai, YUAN Zheng-guo, HUANG Mei-lan. Experimental study on mechanical behavior of river ice[J]. Journal of Liaoning Technical University (Nature Science), 2009, 28(6): 937 – 940. (in Chinese))
- [17] 康永水, 刘泉声, 赵军, 等. 岩石冻胀变形特征及寒区隧道冻胀变形模拟[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, 31(12): 2518 – 2526. (KANG Yong-shui, LIU Quan-sheng, ZHAO Jun, et al. Research on frost deformation characteristics of rock and simulation of tunnel frost deformation in cold region[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, 31(12): 2518 – 2526. (in Chinese))
- [18] NEAUPANE K M, YAMABE T, YOSHINAKA R. Simulation of a fully coupled thermo-hydro-mechanical system in freezing and thawing rock[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 1999, 36(5): 563 – 580.

第十届全国基坑工程研讨会(第1号征文通知)

由中国建筑学会建筑施工分会基坑工程专业委员会主办, 兰州理工大学承办的“第十届全国基坑工程研讨会”将于2018年9月在甘肃省兰州市召开。

主办单位:中国建筑学会建筑施工分会基坑工程专业委员会

承办单位:兰州理工大学

协办单位(排名不分先后):中铁西北科学研究院; 兰州大学; 西北民族大学; 兰州交通大学; 甘肃土木工程科学研究院; 《岩土工程学报》编辑部; 《岩土力学》编辑部(待增补)

会议主题:①基坑工程设计理论与实践及其新进展、行业的发展趋势; ②基坑工程施工和监测领域的技术、新工法和新设备; ③基坑工程及特殊岩土层中的地下水问题及控制技术; ④基坑施工对周围环境的影响评估与控制技术; ⑤地铁深基坑工程中的设计、施工与监测技术; ⑥黄土、软弱土等特殊

土地区基坑设计与施工的关键技术; ⑦深基坑工程支护结构与降水相关问题数值模拟研究; ⑧超深基坑工程的设计、施工与监测的关键技术; ⑨基坑工程领域的信息化技术及其应用; ⑩重、大、特基坑工程的典型案例和基坑工程事故分析。

重要日期安排:①2018年4月30日前提供论文电子版一份, 发送至邮jikenghy2018@163.com。②论文将组织学术委员会专家评审, 录用通知及修改意见将在2018年5月31日前通知作者。③作者根据修改意见和排版要求定稿, 于2018年6月20日前将修改稿和修改说明电子版发到会议组委会。

会议秘书处联系地址:甘肃省兰州市七里河区兰工坪路287号, 兰州理工大学土木工程学院(730050)。联系人: 周勇13119308411, 叶帅华13893624445, 韦正德13639330876, 杨校辉15095338032。会议论文提交电子邮箱:jikenghy2018@163.com

(第十届全国基坑工程研讨会会务组供稿)

DOI: 10.11779/CJGE201803010

一种新型非饱和土温控三轴试验系统的研制与初步应用

李 剑^{1,2}, 王 勇², 孔令伟², 汪明元³, 程 朋^{1,2}, 马永政⁴

(1. 安徽理工大学土木建筑学院, 安徽 淮南 232001; 2. 中国科学院武汉岩土力学研究所岩土力学与工程国家重点实验室, 湖北 武汉 430071;
3. 中国电建集团华东勘测设计研究院, 浙江 杭州 310012; 4. 宁波工程学院, 浙江 宁波 315016)

摘要: 为研究温度对非饱和土水力、力学和声学性质的影响, 自主研发一套带有弯曲元和精密体变量测的温控式三轴仪。本设备通过在 GDS 应力路径非饱和土三轴试验系统中增设温控内压力室的方式, 实现了对温度变化的精确控制及量测; 通过将压差传感器与温控内压力室相结合, 实现了温度变化情况下试样体变的精确量测; 同时增设了一套弯曲元测试系统, 增加了仪器的功能, 实现了温度变化情况下对试样实时波速的测试。通过对杭州湾粉细砂土开展 4 个温度水平的三轴剪切试验以及同一温度水平下的波速测试, 结果表明: 新仪器能够稳定的控制温度变化条件、精确测量温度变化条件下试样的体变以及测量温度变化条件下试样的实时波速, 初步检验了仪器性能的可靠性。该设备整体结构简单, 拆装方便, 可实现常规非饱和(饱和)土试验与温控非饱和(饱和)土试验之间自由切换, 互不干扰。设备研制的成功, 将为非饱和(饱和)土的热-水-力-声耦合特性的研究提供方便有效的测试装置。

关键词: 温控; 三轴仪; 非饱和土; 弯曲元; 体积变化

中图分类号: TU415 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)03-0468-07

作者简介: 李 剑(1990-), 男, 江苏泗阳人, 硕士研究生, 主要研究方向为海洋含气沉积物。E-mail: 524680876@qq.com。

Development and preliminary application of a new temperature-controlled triaxial test system for unsaturated soils

LI Jian^{1,2}, WANG Yong², KONG Ling-wei², WANG Ming-yuan³, CHENG Peng^{1,2}, MA Yong-zheng⁴

(1. School of Civil Engineering and Architecture, Anhui University of Science and Technology, Huainan 232001, China; 2. State Key

Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071, China; 3. Power China Huadong Engineering Corporation Ltd., Hangzhou 310012, China; 4. Ningbo University of Technology, Ningbo 315016, China)

Abstract: In order to study the influence of temperature on the hydraulic, mechanical and acoustic properties of unsaturated soils, a temperature-controlled triaxial apparatus with the bender element system (BES) and precision volume change measurement is developed. The instrument can accurately control and measure temperatures by adding a temperature-controlled inner pressure chamber into the stress path unsaturated triaxial testing system of geotechnical digital systems. A differential pressure sensor and the temperature-controlled inner pressure chamber are combined to achieve the precision measurement of volume change of specimens under different temperatures, whilst the BES is equipped to perform the real-time wave velocity tests. A series of experiments are carried out on the sand in Hangzhou Bay, including the triaxial shear tests under four temperature levels and the wave velocity tests under the same temperature level. The results show that the new instrument can control the temperature stably and accurately measure the volume change and the real-time wave velocity of the specimens under different temperatures. The performance of the instrument is satisfactory. Additionally, the instrument has the advantages of simple integral structure, convenient assembly and disassembly, and the function to perform freely the switching tests between the conventional and the temperature-controlled for unsaturated (saturated) soils without mutual interference. The successful development of the instrument will provide a convenient and effective testing device for the study on the hydro-hydraulic-mechanical-acoustic coupling characteristics of unsaturated (saturated) soils.

Key words: 温度控制; 三轴仪; 非饱和土; 弯曲元; 体积变化

基金项目: 国家自然科学基金项目(51579237); 浙江省自然科学基金项目(LY13E080009); 中国电建集团科技项目(KY2014-01-06-W3)

收稿日期: 2017-06-11

*通讯作者(E-mail: wang831yong@163.com)

0 引言

温度对岩土体热-水-力耦合特性的影响是环境工程地质和岩土工程领域中的一个重要课题, 尤其在核废料地下储藏、热能储存、热管线的埋设、石油气开采、爆炸软基处理、城市热岛效应等领域, 研究温度对岩土体的影响具有重大意义。室内试验是研究岩土体温度效应的基本手段之一, 而常规的土工试验设备不能满足研究的需要, 为此国内外学者对温控土工仪器的研制开展了许多工作^[1-9]。

Mitchell 等^[10]为研究温度对饱和黏土蠕变特性的影响, 研制了一台温控三轴仪, 通过直接循环加热压力室内流体来控制试样的温度, 通过反压水体积变化来测量体变。Demars 等^[11]为研究温度循环变化对土体体变的影响, 研制了一台温控三轴仪。该设备通过压力罩内的螺旋铜管与外部控温水浴装置联合控温, 体变通过反压水体积变化来反映。Bergenstahl 等^[12]开发了一套温控三轴仪。加热元件为设置在三轴室内试样周围的金属薄片, 体变通过反压水体积变化来测量。Sultan 等^[13]为了研究温度对土体前期固结应力和超固结比对温度变化引起的体变的影响, 基于英国 Geotechnical Digital Systems (GDS) 三轴仪, 开发了一台温控三轴仪。该装置通过设置在压力罩外壁的加热线圈进行控温。通过测量排出/吸入压力室内的流体体积来测量试样的体积变化。Abuel-Naga 等^[14]针对温度对曼谷软黏土剪切强度和屈服强度的影响, 研制一台温控三轴仪。通过设置在压力罩外壁的 3 个加热线圈进行控温, 体变通过反压水体变来反映。

国内研制温控土工仪器的起步比较晚。陈正汉等^[15]研制了国内第一台温控土工三轴仪。该设备通过将三轴室置于电热恒温箱内进行控温, 体变通过测量进(出)压力室内的流体体积来反算。蔡国庆等^[16]基于英国 GDS 非饱和土静三轴仪研发了一台温控非饱和三轴仪。通过在压力罩内设置环形筒状电热板, 对压力罩内流体和土样进行加热, 体变通过反压水体变来反映。刘干斌等^[17]基于 TAJ-20 动静三轴试验系统研发了一台温控动三轴试验装置。通过设置在压力室外壁的两块弧形加热板, 从外部对压力室、压力室内的流体以及试样进行加热; 通过对上传力杆和活塞杆进行加热, 实现从内部对压力室试样的直接加热。体变通过反压水体变来反映。

通过对上述现有国内外温控土工三轴设备的对比分析, 可从控温方式和体变量测方式两方面对它们的特点予以总结。

(1) 控温方式

现有的温控土工三轴仪的控温方式主要有以下 3 种: ①从外部进行控温, 主要通过在三轴压力室外壁设置加热元件, 包括加热线圈、加热板等(如 Sultan 等^[13]、Abuel-Naga 等^[14])或将三轴仪置于恒温箱内(如陈正汉等^[15])来实现; ②从内部进行控温, 主要通过在压力室内设置加元件, 包括加热棒、加热片或螺旋铜管来实现(如 Demars 等^[11]、Bergenstahl 等^[12]、蔡国庆等^[16]); ③内外联合控温, 通过在压力室外部设置加热板从外部加热, 通过加热上传力杆和活塞杆对内部试样加热(如刘干斌等^[17])。第一种控温方式, 传热路径长, 试样达到预设温度所需时间最长。此外出于对压力室导热性能的要求, 一般采用金属压力室, 不仅不能观察到试样的实时变化情况, 而且笨重。优点是不需要改变压力室内部结构, 对试样的扰动较小。第二种控温方式, 由于直接对压力室内的流体加热, 所需加热时间短。但不足之处在于, 压力室内的结构及有限的空间限制了加热元件的体积和排布, 导致不能对压力室内流体均匀加热; 第三种控温方式, 从控温角度来讲效果最好, 但由于需要对上传力杆、活塞杆以及外压力室加热, 实施起来较为困难, 因此这种加热方式不适合大部分普通三轴设备。

(2) 体变量测

现有的温控土工三轴仪器测量饱和土样体变的方式与常规三轴仪相同, 均通过测量试样孔隙水体变来反算试样体变, 此类方法这里不再赘述。而量测非饱和土试样的体变, 则主要通过测量进(出)压力室内流体的体积来反算体变,(如 Sultan 等^[13]、陈正汉等^[15])。这种测量非饱和土体变的方式需要预先标定不同围压和温度情况下压力室及其连接管路的变形, 不仅操作繁琐, 而且体变量测的精度较低。

温控非饱和土三轴试验系统研制的关键在于均匀高效的调控温度和实现温度变化情况下精细地测量试样的体变。基于上文对现有温控土工三轴仪优缺点的分析中可以发现, 现有的几种控温方式均存在一定的不足, 且对温度变化条件下试样体变的量测精度也不高。为克服上述问题, 本文基于现有的英国 GDS 非饱和三轴试验系统, 加以改造完善, 实现了对非饱和试样均匀高效的温度变化调控和温度变化下试样体变的精密测量。同时增设了新的功能, 可实现不同温度载荷条件下试样的实时波速量测。

1 试验装置的组成及特点

本文针对现有温控土工三轴试验设备的不足, 基于普通英国 GDS 非饱和三轴试验系统, 在保留原有功能的基础上加以改进, 研制了一套新型温控非饱和土

三轴试验系统。基本研发思路是，在GDS改进后的内压力室内、外壁上直接安装螺旋铜管，实现对非饱和试样均匀高效的温度调控以及温度变化下精确测量非饱和试样的体变；同时增设GDS弯曲元测试系统，实现不同温度条件下三轴试样实时波速的量测。

本文研制开发后的非饱和土温控三轴试验系统实景图如图1所示，主要由普通英国GDS非饱和三轴试验系统、体变量测系统、温度控制系统、弯曲元测试系统组成，下面对各部分结构做进一步介绍。

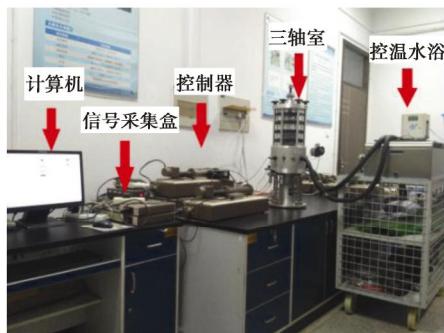


图1 非饱和土温控三轴试验系统实景图

Fig. 1 Temperature-controlled triaxial test system for unsaturated soils

(1) 普通英国GDS非饱和三轴试验系统，其三轴室结构示意图如图2所示。该试验系统配备了非饱

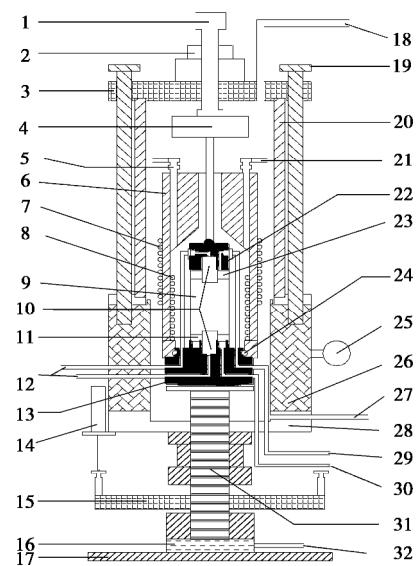


图2 温控非饱和土三轴试验系统三轴室结构示意图
Fig. 2 Schematic drawing of pressure chamber of temperature-controlled triaxial test system for unsaturated soils

和土底座和常规饱和土底座，可进行不同应力路径下非饱和（饱和）三轴试验。做常规饱和土试验时该设备的安装组成不再赘述，这里重点介绍做非饱和土试验时设备的安装组成。如图2所示，非饱和土底座13安装在三轴压力室内，其上设有高进气值陶土板11，非饱和土底座13的结构示意图见图3。如图2所示，试样帽22通过顶帽尼龙管29与气压控制器相连，非饱和土底座13通过底座尼龙管30与反压控制器相连。高进气值陶土板11透水不透气，与气压和反压控制器相配合，可实现对试样9内水、气的单独控制，进而控制基质吸力。气动控制器与进气尼龙管18相连，可以控制气压源进入内、外压力室室内的气压，即控制围压。这里的气动控制器与前文提到的气压控制器不同，气动控制器是控制外部有压气源进入内、外压力室室内的气压，本质上相当于气压阀，而气压控制器则是通过压缩自身气缸内的气体给试样施加压力。轴压控制器通过承压水尼龙管32与非饱和土底座13下部的液压缸31相连，通过轴压控制器内的承压水16控制非饱和土底座13下部的液压缸31的升降来对试样9施加轴向压力。轴向荷载和轴向位移，分别通过轴向荷载传感器4和竖向位移传感器14测量。所有的控制器和传感器均与信号采集盒相连，可通过计算机采集信息并控制试验进程。

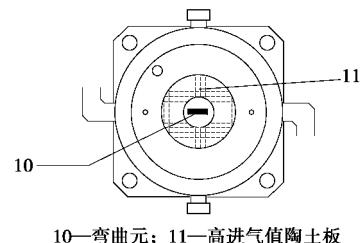


图3 非饱和土底座结构示意图

Fig. 3 Schematic drawing of pedestal for unsaturated soils

(2) 体变量测系统的改造。体变量测系统是基于现有的英国GDS非饱和三轴试验系统配套的内压力室改进而来，使其在保留原有高体变测量精度的基础上，进一步满足螺旋铜管和温度传感器安装的结构要求，改造后的内压力室实景图如图4所示，结构图如图5所示。具体的改造体现在以下两方面：①如图6所示，新内压力室由上、下两部分黏合而成，上部分的空腔内径比原配内压力室空腔内径略大，为内壁螺旋铜管的安装创造了空间条件，上部分的脖颈与原配内压力室脖颈的尺寸相同，从而保证体变测量精度与原配内压力室相同，下部分为圆环状，其内径与原配内压力室空腔内径相同，以满足与原配非饱和土底座尺寸配套的需求。上、下部分黏合而成的新内压力室，高度与原配内压力室相同，外径上略有扩大。②如图

7 所示, 在新内压力室上部开设 3 个孔, 其中有两个内壁螺旋铜管伸出孔 37, 用于内壁螺旋铜管 8 的伸出, 一个温度传感器伸出孔 36, 用于安装温度传感器。

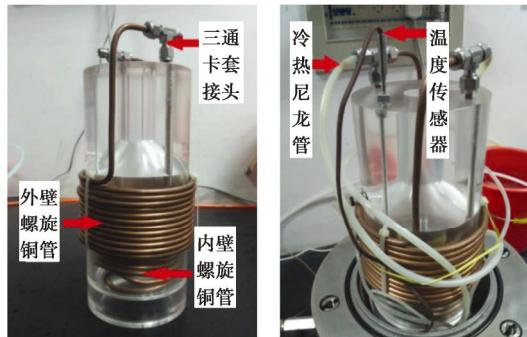
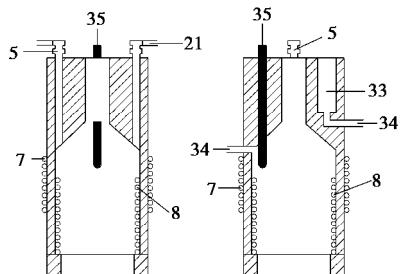


图 4 内压力室实景图

Fig. 4 Inner pressure chamber



5—三通卡套接头; 7—外壁螺旋铜管; 8—内壁螺旋铜管; 21—冷热循环尼龙管; 33—一体变参照筒; 34—内压力室尼龙管; 35—温度传感器

图 5 内压力室结构示意图 (剖切方向相互垂直)

Fig. 5 Schematic drawing of inner pressure chamber (cutting direction perpendicular to each other)

(3) 温度控制系统的实现。温度控制系统是通过在内压力室 6 上直接安装螺旋铜管, 并与外部的控温水浴设备相连来实现, 内压力室 6 的实景图如图 4 所示, 结构图如图 5 所示。如图 5 所示, 内壁螺旋铜管 8 紧贴内压力室 6 内壁, 两端分别从内压力室 6 顶部穿出, 并分别接在两个三通卡套接头 5 上, 外壁螺旋铜管 7 紧贴内压力室 6 外壁, 两端同样分别接在上述两个三通卡套接头 5 上, 两个三通卡套接头 5 剩余的接头各接一根冷热循环尼龙管 21, 两根冷热循环尼龙管 21 从十二通道环上 26 的两个通道穿出, 并分别与控温水浴循环系统的进、出口相连接。控温水浴循环系统控温范围为 0~95℃, 控温精度±0.01℃, 控温水浴循环系统内的温度水在内、外壁螺旋铜管内循环, 对内压力室 6 内、外的脱气水进行控温, 内壁螺旋铜管 8 沿试样 9 高度方向环绕在试样 9 周围, 可对试样 9 进行均匀高效的控温, 外壁螺旋铜管 7 同步对内压力室 6 外侧的脱气水进行加热, 既减小了内压力室 6 由于内外温度差异而导致的变形, 也对内压力室 6 起到更好的保温作用。此外另设一温度传感器 35, 测量精

度为 0.1℃, 温度传感器 35 伸进内压力室 6 内的脱气水中, 温度传感器 35 的数据线从十二通道环 26 的一个通道伸出, 与信号采集盒连接, 将内压力室内实时温度传输到计算机上。

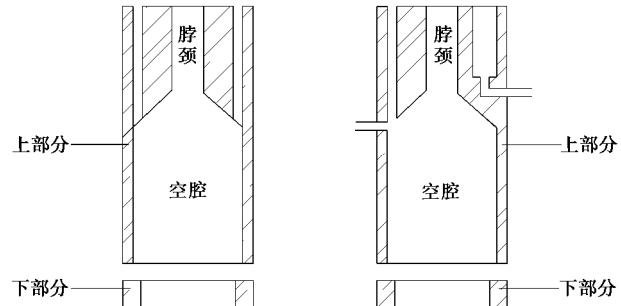
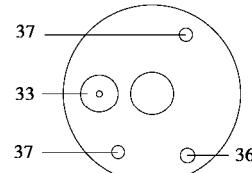


图 6 内压力室黏合前结构示意图 (剖切方向相互垂直)

Fig. 6 Schematic drawing of inner pressure chamber before adhesion (cutting direction perpendicular to each other)



33—一体变参照筒; 36—温度传感器伸出孔; 37—内壁螺旋铜管伸出孔

图 7 内压力室俯视图

Fig. 7 Top view of inner pressure chamber

(4) 增设弯曲元测试系统。弯曲元测试系统主要由发射端、接收端、弯曲元主控制箱以及弯曲元测试配套软件组成。如图所示 2, 试样帽 22 上的弯曲元为 S 波的激发端和 P 波的接收端, 非饱和底座 13 上的弯曲元为 S 波的接收端和 P 波的激发端。弯曲元信号线 12 从十二通道圆环 26 上穿出, 并与弯曲元主控制箱连接, 通过安装在计算机上的弯曲元测试软件可以进行 S 波和 P 波的激发、接收、显示、存储。试验之前通过该软件, 可对波类型、周期、放大倍数、采样频率以及采样时间等参数进行设置。

综上所述, 本文具体在以下几个方面做了改进:

(1) 参照原有的英国 GDS 非饱和三轴试验系统配套的有机玻璃内压力室, 重新设计加工了一个有机玻璃内压力室, 在保留原有内压力室精密测量试样体变功能的基础上, 进一步满足了安装温控螺旋铜管和温度传感器的需求, 实现了温度变化情况下精确测量非饱和试样的体变。

(2) 紧贴有机玻璃内压力室内壁沿试样高度方向安装内壁螺旋铜管, 使整个试样完全被内壁螺旋铜管包围, 对试样形成了从上到下的环向加热, 实现了对试样均匀高效的温度调控。

(3) 紧贴有机玻璃内压力室外壁沿轴向安装外壁螺旋铜管, 对内压力室外侧的脱气水进行同步加热, 既减小了内压力室由于内外温差引起的变形, 也对内压力室起到更好的保温作用。

(4) 在有机玻璃内压力室上安装温度传感器, 该温度传感器与内压力室内的脱气水接触, 用来测量内压力室内的实时温度。

(5) 加装了一套英国 GDS 弯曲元测试系统, 可以量测不同温度下三轴试样的实时波速。

(6) 外压力室包裹一层保温石棉, 进一步加强保温效果。

与现有设备相比, 本文研发的新设备优点在于: ①在进行常规温控非饱和土试验的基础上, 可以精确测量温度变化情况下非饱和试样的体变以及不同温度条件下土样的实时波速; ②在内压力室内、外壁安装的螺旋铜管, 可以使内压力室内、外同步升温, 不仅减小了温度应力引起的内压力室变形对测量试样体变的影响, 而且对试样的实际控温效果更均匀高效, 保温性也更强; ③钢管、温度传感器均集成在内压力室上, 结构简单, 拆装方便, 使得常规非饱和土试验与温控非饱和土试验之间可以自由切换, 互不干扰。④控温操作简便, 温度、体变和波速等数据的测量、采集、存储等实现了高度自动化。

2 初步应用

为验证新研制的新型温控非饱和土三轴试验系统的可靠性, 采用杭州湾粉细砂开展了 4 个温度水平的三轴剪切试验以及 4 个温度水平的 S 波波速测试。为节省试验时间和突出设备控温和体变量测功效的检验, 本次试验采用了饱和试样。

2.1 试验土样

试验用砂样取自杭州湾, 采用重塑样。将砂样烘干后过 2 mm 筛除去较大颗粒、有机腐殖物以及贝壳碎屑等杂质, 采用英国 Mastersizer2000 型激光粒度分析仪测试其粒度分布和累计体积百分数, 测得的级配曲线如图 8 所示。试验用砂的基本物理指标见表 1。

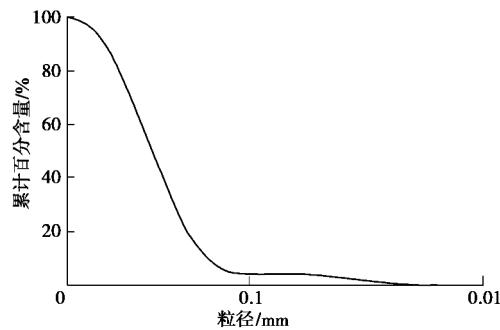


图 8 杭州湾砂颗粒分曲线

Fig. 8 Grain-size distribution curves of sand in Hangzhou Bay

表 1 杭州湾砂基本参数

Table 1 Parameters of sand in Hangzhou Bay

砂土类型	比重	最小干密度 (g·cm ⁻³)	最大干密度 (g·cm ⁻³)
杭州湾砂	2.68	1.197	1.541

2.2 试验方法及试验结果分析

(1) 三轴剪切试验

试样直径为 50 mm, 高度为 100 mm, 相对密实度 50%, 干砂分 5 层振捣成样。饱和方式为先通二氧化碳驱替出试样内的空气, 再以 5 kPa 的水头通无气水进行水头饱和, 其后施加反压进一步反压饱和, 当 B 值大于 0.98 时认为试样完全饱和。三轴排水剪切试验控制温度为 5℃, 20℃, 40℃, 60℃, 净围压为 200 kPa, 剪切速率为 0.05 mm/min。固结稳定标准为关闭排水阀后 5 min 内孔隙压力不上升。有明显剪切峰值的曲线取峰值强度为破坏值, 无明显峰值的取轴向应变达到 15% 的偏应力为破坏标准。

图 9 表明, 室温为 18℃ 左右时, 内压力室温度升高到 60℃ 需要 2 h, 平均每分钟升高约 0.35℃, 而降低到 5℃ 需要 3 h, 平均每分钟降温约 0.1℃, 而一旦达到各级预定温度后, 系统能稳定的维持在各级预设温度上, 充分的体现了本文研发系统控温的有效性以及稳定性。

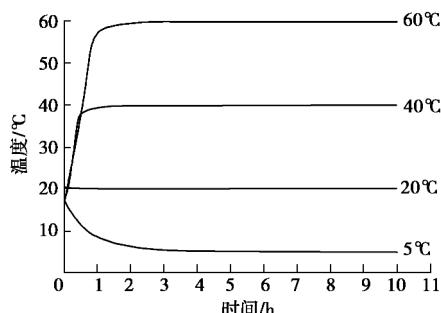


图 9 不同控温目标下内压力室温度与时间曲线

Fig. 9 Temperature-time curves of inner pressure chamber under different target temperatures

图 10 是选取 20℃ 时, 反压控制器测得的试样体变与体变量测系统测得的试样体变做出的对比图, 从图中可以看出, 两条体变曲线在变化规律上保持一致, 在数值上也基本相同, 检验了文研发试验系统的体变量测系统测量的精确性。

如图 11 所示, 是试验测得的不同温度条件下杭州湾砂土三轴剪切路径下的应力应变曲线。由图可看出, 试验温度从 5℃ 升高到 60℃ 的过程中, 饱和砂的三轴剪切峰值强度下降了 37.32 kPa, 平均每升高 1℃ 峰值强度下降 0.68 kPa。整体规律是强度随着温度的升高而有所降低, 这一规律与 Mitchell 等^[10]、Murayama

等^[18]、Sheriff 等^[19]、Hueckel 等^[20]研究的结果相一致, 验证了本非饱和土温控三轴试验系统性能的可靠性。

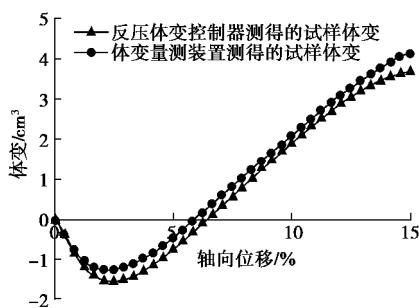


图 10 20℃时体变量测对比曲线

Fig. 10 Contrast curves of volume change under 20°C

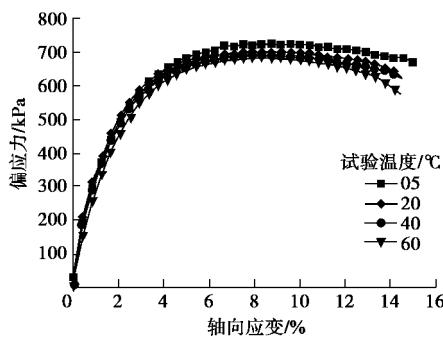


图 11 不同温度下杭州湾砂的应力应变曲线

Fig. 11 Strain-stress curves of sand in Hangzhou Bay under different temperatures

(2) 波速测试试验

S 波波速测试的激发波为正弦波, 激发频率为 20 kHz, 试验控制温度为 5℃、20℃、40℃、60℃, 净围压为 200 kPa, 试验结果如图 12 所示。

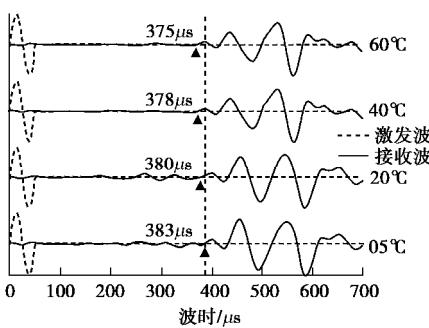


图 12 不同温度下杭州湾砂的 S 波波形图

Fig. 12 S-waveform of sand in Hangzhou Bay under different temperatures

图 12 展示了不同温度下杭州湾砂的 S 波波形图。本文采用初达波法判定剪切波的初达时间, 接收波的起跳点由图中的实心三角形标记出。可以看出: 不同温度水平下所得的 S 波波型稳定正常, 表明弯曲元测试系统的稳定性。随着温度的升高接收波的波时略有变化, 但最高温 60℃与最低温 5℃时的波时仅相差 8

μs, 而 20 kHz 时弯曲元测试系统自身系统误差为 5 μs, 所测波时变化与系统误差处于同一量级, 说明弯曲元系统在本文温度测试范围内受温度变化的影响不大。由于 P 波在饱和砂中的传播速度随温度的升高而增加^[21], 而弯曲元 S 波测试的初达时间判定受到近场效应的影响, 因此, S 波所测波时随温度升高出现略微变化, 这是由于饱和介质中 P 波受温度的影响更为显著所引起的。综上, 本非饱和土温控三轴试验系统可以满足不同温度条件下土样实时波速的量测。

3 结 论

(1) 本文基于现有的英国 GDS 非饱和土三轴试验系统, 研发了一套新的温控非饱和土三轴试验系统, 通过在重新设计的内压力室上直接安装内、外螺旋铜管的方式, 在保留原设备精密体变测量功能的基础上, 实现了对试样均匀高效的控温以及温度变化情况下体变的精确量测, 同时增设弯曲元测试系统, 增加了仪器的功能, 实现了不同温度条件下试样实时的波速量测。

(2) 新温控非饱和土三轴试验系统通过不同的安装方式, 可以开展温控条件下非饱和(饱和)土的不同应力路径三轴试验和实时波速测试试验。控温范围为 0~95℃, 控温精度 ±0.01℃。体变量测精度为土 0.04% 试样体积。结构设计简单, 拆装方便, 使得常规非饱和(饱和)土试验与温控非饱和(饱和)土试验之间可以自由切换, 互不干扰。

(3) 应用所研制的温控非饱和土三轴试验系统, 对杭州湾粉细砂开展了 4 个温度水平下的三轴排水剪切试验以及 4 个温度水平的 S 波波速测试。试验结果表明, 新仪器能够较好的反映温度变化对土体的影响, 验证了新仪器控温的有效性的可靠性。同时, 体变曲线对比的高度吻合也验证了新仪器体变量测的可靠性。波速测试试验证明新仪器可以满足不同温度条件下土体实时波速的量测, 验证了新仪器弯曲元波速测试系统的可靠性。

参考文献:

- [1] 赵成刚, 韦昌富, 蔡国庆. 土力学理论的发展和面临的挑战[J]. 岩土力学, 2011, 32(12): 3521~3540. (ZHAO Cheng-gang, WEI Chang-fu, CAI Guo-qing. The new development and challenge for soil mechanics[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(12): 3521~3540. (in Chinese))
- [2] KOHGO Y, SAITO H, PYONE W W. Temperature effects on mechanical behavior of unsaturated soils and their modeling[J]. Journal of the Agricultural Engineering Society

- Japan, 2013, **81**: 429 – 437.
- [3] JOBMANN M, MELESHYN A. Evaluation of temperature-induced effects on safety-relevant properties of clay host rocks with regard to HLW/SF disposal[J]. *Mineralogical Magazine*, 2016, **79**(6): 1389 – 1395.
- [4] LIU E L, XING H L. Modeling of thermo-mechanical behavior of saturated clays[M]// *Computational Science – ICCS 2007*. Berlin: Springer Berlin Heidelberg, 2007: 1151 – 1155.
- [5] DELAGE P, SULTAN N, CUI Y J. On the thermal consolidation of boom clay[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2012, **37**(2): 343 – 354.
- [6] 蔡国庆, 赵成刚. 非饱和土渗流和变形强度特性的温度效应[J]. 力学进展, 2010, **40**(2): 147 – 156. (CAI Guo-qing, ZHAO Cheng-gang. Temperature effects on seepage and strength-deformation characteristics of unsaturated soils[J]. *Advances in Mechanics*, 2010, **40**(2): 147 – 156. (in Chinese))
- [7] TANG A M, CUI Y J. Modelling the thermo-mechanical volume change behaviour of compacted expansive clays[J]. *Géotechnique*, 2009, **59**(3): 185 – 195.
- [8] 姚仰平, 牛 雷, 杨一帆, 等. 考虑温度影响的非饱和土本构模型[J]. 岩土力学, 2011, **32**(10): 2881 – 2888. (YAO Yang-ping, NIU Lei, YANG Yi-fan, et al. Constitutive model for unsaturated clays considering temperature effects[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2011, **32**(10): 2881 – 2888. (in Chinese))
- [9] 李彦龙, 王 俊, 王铁行. 温度梯度作用下非饱和土水分迁移研究[J]. 岩土力学, 2016, **37**(10): 2839 – 2844. (LI Yan-long, WANG Jun, WANG Tie-hang, et al. Moisture migration of unsaturated soil due to thermal gradients[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2016, **37**(10): 2839 – 2844. (in Chinese))
- [10] MITCHELL J K, CAMPANELLA R G. Creep studies on saturated clays[C]// *Laboratory Shear Testing of Soils: a Symposium*, ASTM-NRC. Ottawa, 1963: 90 – 110.
- [11] DEMARS K R, CHARLES R D. Soil volume changes induced by temperature cycling[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1982, **19**(2): 188 – 194.
- [12] BERGENSTAHL L, GABRIELSSON A, MULABDIĆ M. Changes in soft clay caused by increase in temperature[C]// *XIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. New Delhi, 1994: 1637 – 1640.
- [13] SULTAN N, DELAGE P, CUI Y J. Temperature effects on the volume change behaviour of Boom clay[J]. *Engineering Geology*, 2002, **64**(2/3): 135 – 145.
- [14] ABUEL-NAGA H M, BERGADO D T, LIM B F. Effect of temperature on shear strength and yielding behavior of soft Bangkok clay[J]. *Soils & Foundations*, 2007, **47**(3): 423 – 436.
- [15] 陈正汉, 谢 云, 孙树国, 等. 温控土工三轴仪的研制及其应用[J]. 岩土工程学报, 2005, **27**(8): 928 – 933. (CHEN Zheng-han, XIE Yun, SUN Shu-guo, et al. Temperature controlled triaxial apparatus for soils and its application[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2005, **27**(8): 928 – 933. (in Chinese))
- [16] 蔡国庆, 赵成刚, 白 冰, 等. 温控非饱和土三轴试验装置的研制及其应用[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(6): 1013 – 1019. (CAI Guo-qing, ZHAO Cheng-gang, BAI Bing, et al. Development and application of a temperature-controlled triaxial test system for unsaturated soils[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2012, **34**(6): 1013 – 1019. (in Chinese))
- [17] 刘干斌, 范思婷, 叶俊能, 等. 温控动三轴试验装置的研制及应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, **34**(7): 1345 – 1352. (LIU Gan-bin, FAN Si-ting, YE Jun-neng, et al. Application and development of a temperature-controlled dynamic triaxial test system[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2015, **34**(7): 1345 – 1352. (in Chinese))
- [18] MURAYAMA S. Effect of temperature on elasticity of clays[R]. *Effect of Temperature and Heat on Engineering Behavior of Soils 103*, Washington D C: Highway Research Board, 1969.
- [19] SHERIF M A, BURROUS C M. Temperature effects on unconfined shear strength of saturated, cohesive soil[R]. Washington D C: Highway Research Board, 1969.
- [20] HUECKEL T, BORSETTO M. Thermoplasticity of saturated soils and shales: constitutive equations[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1990, **116**(12): 1765 – 1777.
- [21] SHUMWAY G. Sound Velocity vs Temperature in Water-Saturated Sediments[J]. *Geophysics*, 1958, **30**(7): 494 – 505.

DOI: 10.11779/CJGE201803011

基于颗粒接触状态理论的粗细粒混合料液化强度 试验研究

吴 琪¹, 陈国兴^{*1, 2}, 周正龙³, 凌道盛⁴

(1. 南京工业大学岩土工程研究所, 江苏南京 210009; 2. 江苏省土木工程防震技术研究中心, 江苏南京 210009; 3. 苏交科集团股份有限公司, 江苏南京 210009; 4. 浙江大学岩土工程研究所, 浙江杭州 310058)

摘要: 为探讨粗细粒混合料的液化强度 CRR, 对具有不同细粒含量 FC 和相对密度 D_r 的粗细粒混合料开展了一系列不排水循环三轴试验。基于颗粒接触状态理论, 将粗细粒混合料分为类粗粒土、中间性态土和类细粒土; 用骨架孔隙比 e_{sk} 表征混合料骨架颗粒的接触状态, 引入参数 b 与 m 描述粗细粒混合料从类细粒土到类粗粒土过度中粗粒与细粒对颗粒接触状态的影响。试验结果表明: 随着 FC 的增加, 具有相同 D_r 的粗细粒混合料的 CRR 先降低后基本保持不变。此外, 具有不同 FC 和 D_r 的粗细粒混合料 CRR 都随 e_{sk} 的增大而降低。分析表明: 基于颗粒接触状态理论的 e_{sk} 是合理地表征粗细粒混合料 CRR 的一个物理状态指标, 且两者呈现较好的负幂函数关系。

关键词: 粗细粒混合料; 液化强度; 颗粒接触状态; 细粒含量; 骨架孔隙比。

中图分类号: TU441 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)03-0475-11

作者简介: 吴 琪(1991-), 男, 博士研究生, 主要从事混合料动力特性试验研究。E-mail: qw09061801@163.com。

Experimental investigation on liquefaction resistance of fine-coarse-grained soil mixtures based on theory of intergrain contact state

WU Qi¹, CHEN Guo-xing^{1, 2}, ZHOU Zheng-long³, LING Dao-sheng⁴

(1. Institute of Geotechnical Engineering, Nanjing Tech University, Nanjing 210009, China; 2. Civil Engineering and Earthquake Disaster Prevention Center of Jiangsu Province, Nanjing 210009, China; 3. Jiangsu Transportation Research Institute Co., Ltd., Nanjing 210009, China; 4. Institute of Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China)

Abstract: In order to investigate the liquefaction resistance CRR of fine-coarse-grained soil mixtures, a series of undrained cyclic triaxial tests are performed on the fine-coarse-grained soil mixtures with different values of fines content FC and relative density D_r . According to the theory of intergrain contact state, the mixtures are categorized as coarse-like soil, intermediate behavior soil and fines-like soil. The skeleton void ratio e_{sk} is used as the grain contact density index to describe the intergrain contact state which composes the skeleton of mixtures, and the parameters b and m are used to characterize the contribution of the fines and the coarse grains to the transition between coarse-like and fines-like behaviors in mixtures. The test results show that as FC increases, the CRR of mixtures with the same D_r decreases first, and thereafter it remains constant. In addition, the CRR of mixtures with different values of FC and D_r decreases with the increase of e_{sk} . Moreover, the test data obtained in this study reveal that e_{sk} can be used as the index to uniquely evaluate the CRR of mixtures, and a power relationship between a decrease in CRR and an increase in e_{sk} is then obtained.

Key words: fine-coarse-grained soil mixture; liquefaction resistance; intergrain contact state; fines content; skeleton void ratio

0 引言

目前中国正在渤海湾、琼州海峡等沿海地区规划建设高速铁路、海底隧道、风力发电厂、石油平台、跨海大桥等近海岸工程和海洋工程, 粗细粒混合料被广泛应用于高速铁路路基、软土地基处理、人工筑岛及近海沉管隧道垫层基础等工程中。而中国又是地震多发的国家, 因此如何合理评估地震荷载对粗细粒混

合料力学特性的影响成为对上述这些关乎国计民生的重大工程项目进行规范、安全、经济设计和施工所需要解决的关键问题。

基金项目: 国家自然科学基金项目(41172258; 51438004); 国家重点基础研究发展计划(“973”计划)项目(2014CB047005)

收稿日期: 2016-12-09

*通讯作者(E-mail: gxc6307@163.com)

近来多次大地震中都发现了粗细粒混合料场地严重的液化现象^[1-6]等, 这使得越来越多的学者开始关注粗细粒混合料的液化特性。大量研究成果表明: 颗粒组成与密实状态(相对密度 D_r 或孔隙比 e) 对粗细粒混合料液化特性影响显著^[7-14]。Polito 等^[15]研究了饱和粉-砂混合料的动力特性, 结果显示: D_r 相同的混合料随着细粒含量 FC(粒径小于 0.075 mm 的土颗粒质量百分比) 的增大, CRR 基本保持不变, 当 $FC > 37\%$ 时, 混合料的 CRR 随 FC 的增大而降低; 而 e 相同的混合料 CRR 随 FC 的增加先降低后增强。陈宇龙等^[16]对饱和粉-砂混合料进行了不排水循环扭剪试验, 结果显示: 在 $FC < 30\%$ 时, CRR 随着 FC 的增加而减小, 当 $30\% < FC < 50\%$ 时, 混合料的 CRR 随着 FC 的增加而增大。在 FC 增加到 60% 时, 混合料的 CRR 出现明显的骤减, 之后再次随着 FC 的增加而增大。刘雪珠等^[17]的试验结果表明: 随着 FC 的增大, CRR 并非单调变化, 约在 $FC = 10\%$ 处其 CRR 最小。此外, Sitharam 等^[18]发现 e 相同的粉-砂混合料的 CRR 和液化后不排水抗剪强度都随着 FC 的增加先降低后增强, 当 $FC = 20\%$ 时, 混合料的 CRR 和液化后不排水抗剪强度最低。综上所述, 具有不同密实状态的粗细粒混合料 CRR 受其颗粒组成影响显著, 但颗粒组成和密实状态对粗细粒混合料 CRR 的影响规律存在相互冲突之处。因此, 有必要系统的探讨不同颗粒组成和密实状态对粗细粒混合料 CRR 的影响, 以更加全面的了解粗细粒混合料 CRR 的影响因素及其影响规律。

本文将 FC 不同的含细粒土砾, 含细粒土砂, 细粒土质砂, 含砂细粒土统称为粗细粒混合料, 旨在通过一系列不排水循环三轴试验, 系统的研究不同 D_r 和 FC 对粗细粒混合料 CRR 的影响, 并基于颗粒接触状态理论, 对其影响规律做出解释。

1 粗细粒混合料颗粒接触状态理论

为描述 FC 对粗细粒混合料力学特性及力学响应的影响, Thevanayagam 等^[19-22]提出了混合料颗粒接触状态的概念: 混合料由不同粒径的粗、细颗粒组成, 且粗、细颗粒的接触状态决定混合料的力学特性。

1.1 粗细粒混合料的颗粒接触状态

颗粒接触状态的改变将影响粗细粒混合料的微观结构, 从而导致混合料基本物理属性、剪切特性及循环特性的变化。已有的试验结果^[14-15, 23]及理论分析^[24]表明: 对于具有明显颗粒粒径差异的粗细粒混合料, 必然存在着一个阈值细粒含量 FC_{th} , 当 $FC < FC_{th}$ 时, 混合料的主体骨架主要由粗粒组成, 而当 $FC > FC_{th}$

时, 混合料的主体骨架主要由细粒组成。随着 FC 的增加, 混合料的颗粒接触状态也有所不同, 具体可分为 4 种^[20], 如图 1 所示:

(1) 接触状态 1: 粗粒直接接触, 细粒全部填充粗粒间的孔隙, 混合料的力学特性完全由粗粒组构决定。

(2) 接触状态 2: 大部分粗粒直接接触, 部分细粒填充粗粒孔隙, 部分参与粗粒间接接触, 混合料的力学特性主要由粗粒组构决定, 细粒对其力学特性产生影响。

(3) 接触状态 3: 粗粒无直接接触, 但细粒间的接触仍受粗粒影响, 混合料的力学特性主要由细粒组构决定, 但粗粒对粗细粒混合料的力学特性仍有影响。

(4) 接触状态 4: 粗粒无直接接触, 且细粒间的接触完全不受粗粒影响, 混合料的力学特性完全由细粒组构决定, 而粗粒的存在不再对混合料的力学特性产生影响。

当颗粒处于接触状态 1, 混合料的力学特性与纯粗粒土 ($FC = 0\%$) 类似, 将处于接触状态 1 的混合料定义为类粗粒土; 当颗粒处于接触状态 4, 混合料的力学特性与纯细粒土 ($FC = 100\%$) 类似, 将处于接触状态 4 的混合料定义为类细粒土; 当颗粒处于接触状态 2 或 3 时, 混合料力学特性由粗粒和细粒组构共同确定, 随着 FC 的增加, 混合料的力学特性由类粗粒土向类细粒土转变, 将处于接触状态 2 或 3 的粗细粒混合料定义为中间性态土。

1.2 颗粒接触状态的临界条件

FC_{th} 是区分混合料主体骨架组成的重要参数, 即当 $FC < FC_{th}$ 时, 混合料的颗粒处于接触状态 1 或 2, 而当 $FC > FC_{th}$ 时, 混合料的颗粒处于接触状态 3 或 4。引入最小中间性态土细粒含量 FC_{in-min} 和最大中间性态土细粒含量 FC_{in-max} 以区分类粗粒土, 中间性态土和类细粒土; FC_{in-min} 定义为中间性态土的最小细粒含量, FC_{in-max} 定义为中间性态土的最大细粒含量。Thevanayagam 等^[25]基于已有的研究成果^[26-27]给出了 FC_{in-min} , FC_{th} 和 FC_{in-max} 的计算方法:

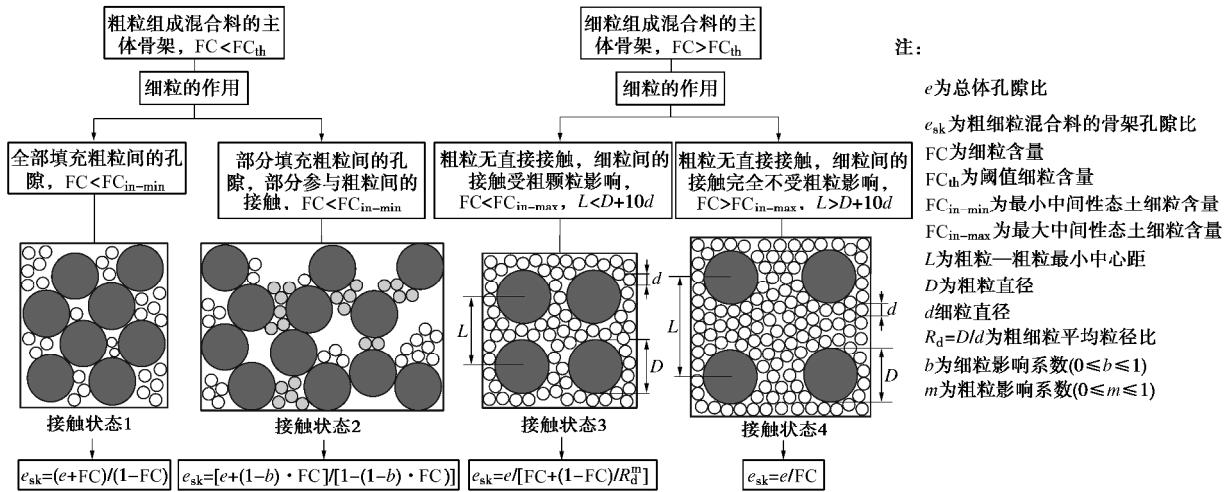
$$FC_{in-min} = (e_{c-max} - e) / (e_{c-max} + 1), \quad (1)$$

$$FC_{th} = e / e_{f-max}, \quad (2)$$

$$FC_{in-max} = 1 - [\pi(1 + e)] / 6s^3, \quad (3)$$

其中, e_{f-max} 定义为纯细粒土 ($FC = 100\%$) 的最大孔隙比; e_{c-max} 定义为纯粗粒土 ($FC = 0\%$) 的最大孔隙比; $s = 1 + a/R_d$, $a = 10$, R_d 为粗细粒混合料的粗细粒平均粒径比^[20], 即 $R_d = d_{50-c}/d_{50-f}$, d_{50-c} 为粗粒平均粒径, d_{50-f} 为细粒平均粒径。

综上所述, 当 $FC < FC_{in-min}$ 且 $FC < FC_{th}$ 时, 混合

图 1 粗细粒混合料的颗粒接触状态^[20]Fig. 1 Intergrain contact state of fine-coarse-grained soil mixtures^[20]

料的颗粒为接触状态 1; 当 $FC > FC_{in-min}$ 且 $FC < FC_{th}$ 时, 混合料的颗粒为接触状态 2; 当 $FC < FC_{in-max}$ 且 $FC > FC_{th}$ 时, 混合料的颗粒为接触状态 3; 当 $FC > FC_{in-max}$ 且 $FC > FC_{th}$ 时, 混合料的颗粒为接触状态 4。

1.3 粗细粒混合料的骨架孔隙比

在颗粒接触状态理论中, 采用骨架孔隙比 e_{sk} 描述组成粗细粒混合料骨架颗粒的接触状态, e_{sk} 定义为组成粗细粒混合料骨架颗粒间的孔隙体积与混合料骨架颗粒体积之比^[14, 19]。由于组成不同接触状态的混合料骨架的颗粒有所不同, 使得 e_{sk} 的计算方法随接触状态的变化而改变^[25]:

(1) 当混合料为接触状态 1 时,

$$e_{sk} = (e + FC) / (1 - FC) \quad . \quad (4)$$

(2) 当混合料为接触状态 2 时,

$$e_{sk} = [e + (1 - b) \cdot FC] / [1 - (1 - b) \cdot FC] \quad . \quad (5)$$

其中, b 为细粒影响系数, $0 \leq b \leq 1$ 。当 $b = 0$ 时, 混合料中没有细粒参与组成土体骨架; 而当 $b = 1$ 时, 混合料中所有细粒参与组成土体骨架。 R_d 和细粒基本物理属性差异导致混合料 b 值的不同。

(1) 当混合料为接触状态 3 时,

$$e_{sk} = e / [FC + (1 - FC) / R_d^m] \quad , \quad (6)$$

其中, m 为粗粒影响系数, $0 \leq m \leq 1$, m 的取值受粗粒基本物理属性和粗粒形状影响。

(2) 当混合料为接触状态 4 时,

$$e_{sk} = e / FC \quad . \quad (7)$$

2 不排水循环三轴试验

2.1 试验设备

试验采用英国 GDS 公司的空心圆柱仪 (HCA)

进行不排水循环三轴试验, HCA 如图 2 所示。HCA 的轴向力、围压和反压可以由设备独立控制进行静态/动态加载, HCA 在试样底部进行轴向加载, 轴向力传感器位于试样顶部, 轴向位移传感器位于试样底部, 最大动态轴向负荷为 10 kN, 最大轴向加载频率为 5 Hz; 围压和反压由标准的压力/体积控制器控制加载和测量压力, 围压和反压最大可达 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详细的描述见文献[28]。

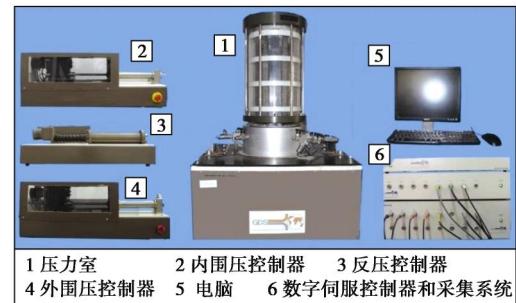


图 2 GDS 空心圆柱仪试验系统

Fig. 2 GDS hollow cylinder apparatus test system

2.2 试验材料

试验所用材料为粗细粒混合料, 取自南京六合区, 粗粒和细粒均为角粒。对取回的混合料进行烘干, 然后将其通过孔径 0.075 mm 的筛网进行筛分, 粒径大于 0.075 mm 的颗粒作为粗粒, 粒径小于 0.075 mm 的颗粒作为细粒。经过筛分处理后粗粒和细粒的物理属性指标见表 1。粗细粒混合料是在砂砾土中添加粉土制备而成的。

结合表 1 和式 (3) ~ (5) 可得粗细粒混合料的 $FC_{th}=0.877e$, $FC_{in-min}=0.462-0.538e$ 与 $FC_{in-max}=0.775-$

0.225 e , 因此, 可判定: 当 $FC < 0.877e$ 且 $FC < 0.462-0.538e$ 时, 混合料为类粗粒土; 当 $FC > 0.877e$ 且 $FC > 0.775-0.225e$ 时, 混合料为类细粒土; 当 $0.462-0.538e < FC < 0.775-0.225e$ 时, 混合料为中间性态土。选取 $FC = 0\%, 10\%, 20\%, 25\%, 30\%, 35\%, 40\%, 50\%, 60\%, 70\%, 85\%$ 和 100% , 探讨 FC 对混合料 CRR 的影响, 并分析不同接触状态的细粗颗粒混合料 CRR 与 e_{sk} 的关系。图 3 为不同 FC 粗细颗粒混合料的级配, 混合料的 e_{max} 和 e_{min} 分别在 $0.424 \sim 1.140$ 和 $0.221 \sim 0.620$ 之间, 且 e_{max} 和 e_{min} 都随 FC 的增加先减小后增大 (如图 4 所示)。

表 1 粗细颗粒混合料中粗粒和细粒的物理特性指标

Table 1 Physical properties of fines and coarse grains of fine-coarse-grained soil mixtures

	粗粒	细粒
土的类别	砂砾土	粉土
平均粒径 d_{50}/mm	1.849	0.056
有效粒径 d_{10}/mm	0.567	0.014
不均匀系数 C_u	4.306	4.130
比重 G	2.680	2.720
最大干密度 $\rho_{max}/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	1.740	1.679
最小干密度 $\rho_{min}/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	1.437	1.271
最大孔隙比 e_{max}	0.865	1.140
最小孔隙比 e_{min}	0.540	0.620

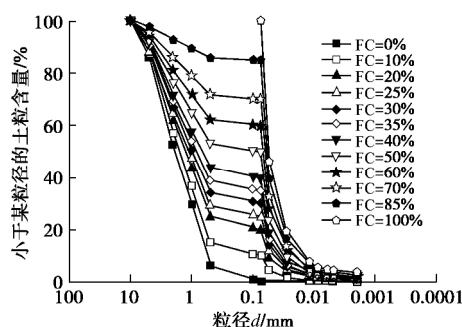


图 3 不同细粒含量的粗细颗粒混合料的级配曲线

Fig. 3 Grain-size distribution of fine-coarse-grained soil mixtures with different fines contents

2.3 试样制备、饱和与固结

试样为实心圆柱样, 直径为 100 mm , 高度为 200 mm , 为保证试样制备的均匀性, 采用分层振捣法制备试样, 为防止混合料的细粒产生局部聚集从而导致不均匀分布现象, 分层振捣时采用干捣法, 共分 5 层, 并按级配单独配制混合料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_2 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^[29]。对所有的试样都施加 400 kPa 的反压以满足饱和需求。对饱和完成的试样进行均等固结, 初始有效围压 $s'3c$ 为 100 kPa 。

2.4 试验方案

为确定不同颗粒接触状态的混合料的 CRR, 将 12 种 FC 不同试样的 D_r 分为 3 个等级: 30% 、 50% 和 70% 。为了更加详细的探讨处于接触状态 2 的混合料 CRR 与 e_{sk} 的关系, 将 $FC = 25\%$ 、 30% 和 35% 试样的 D_r 再添加两个等级: 15% 和 22% 。综合考虑 FC 和 D_r 因素的 41 组试样的 e 和接触状态如图 4 所示。由图可知, FC 相同的粗细颗粒混合料, 随 D_r 的改变, 其颗粒接触状态可能有所不同, 例如编号为 S17 和 S18 的试样 FC 都为 30% , 但由于 D_r 的不同, 试样 S17 为接触状态 2, 而试样 S18 为接触状态 3。随着 FC 的增加, D_r 相同的混合料颗粒从接触状态 1 向接触状态 4 转变, 但该转变过程随密实状态的改变而变化: ①当 $D_r > 50\%$ 时, 随着 FC 的增加, D_r 相同的混合料颗粒从接触状态 1 直接转变到接触状态 3, 再到接触状态 4; ②当 $15\% < D_r < 50\%$ 时, 随着 FC 的增加, 具有相同 D_r 的混合料颗粒从接触状态 1 依次向接触状态 4 转变; ③当 $D_r < 15\%$ 时, 混合料过于松散, 不能制备可用以不排水循环三轴试验的试样, 因此, 不涉及 $D_r < 15\%$ 混合料的试验研究。对 41 组混合料试样施加 3 个不同幅值的轴向循环应力 s_d (即不同的循环应力比 CSR), 采用正弦波加载, 振动频率为 1 Hz , 具体不排水循环三轴试验的工况见表 2。对于均等固结的循环三轴试验, CSR 的表达式为^[30]

$$\text{CSR} = s_d / 2s'_3c \quad (10)$$

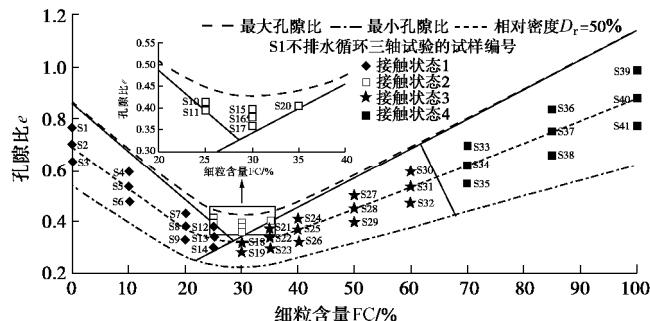


图 4 试样的接触状态和孔隙比

Fig. 4 Intergrain contact state and void ratio of specimens

表 2 粗细粒混合料的不排水循环三轴试验工况

Table 2 Cases of undrained cyclic triaxial tests on fine-coarse-grained soil mixtures

试样 编号	细粒含量 FC/%	相对密度 $D_f/%$	孔隙比 e	接触 状态	循环应力比 CSR	试样 编号	细粒含量 FC/%	相对密度 $D_f/%$	孔隙比 e	接触 状态	循环应力比 CSR
S1	0	30	0.77	1	0.245, 0.261, 0.290	S22	35	50	0.34	3	0.190, 0.193, 0.205
S2	0	50	0.70	1	0.292, 0.301, 0.325	S23	35	70	0.30	3	0.233, 0.240, 0.256
S3	0	70	0.64	1	0.334, 0.345, 0.375	S24	40	30	0.41	3	0.160, 0.175, 0.210
S4	10	30	0.59	1	0.242, 0.255, 0.270	S25	40	50	0.37	3	0.200, 0.213, 0.240
S5	10	50	0.54	1	0.285, 0.291, 0.315	S26	40	70	0.33	3	0.244, 0.256, 0.275
S6	10	70	0.48	1	0.320, 0.331, 0.360	S27	50	30	0.50	3	0.160, 0.175, 0.198
S7	20	30	0.43	1	0.223, 0.241, 0.265	S28	50	50	0.45	3	0.200, 0.208, 0.218
S8	20	50	0.38	1	0.268, 0.282, 0.302	S29	50	70	0.40	3	0.235, 0.245, 0.256
S9	20	70	0.33	1	0.312, 0.335, 0.380	S30	60	30	0.60	3	0.160, 0.165, 0.185
S10	25	15	0.41	2	0.260, 0.312, 0.350	S31	60	50	0.54	3	0.190, 0.195, 0.205
S11	25	22	0.40	2	0.241, 0.280, 0.302	S32	60	70	0.47	3	0.250, 0.265, 0.285
S12	25	30	0.38	1	0.220, 0.232, 0.253	S33	70	30	0.69	4	0.160, 0.166, 0.178
S13	25	50	0.34	1	0.238, 0.255, 0.280	S34	70	50	0.62	4	0.197, 0.213, 0.241
S14	25	70	0.30	1	0.260, 0.265, 0.290	S35	70	70	0.55	4	0.243, 0.256, 0.273
S15	30	15	0.39	2	0.241, 0.285, 0.303	S36	85	30	0.84	4	0.160, 0.163, 0.180
S16	30	22	0.38	2	0.210, 0.236, 0.275	S37	85	50	0.75	4	0.197, 0.206, 0.228
S17	30	30	0.36	2	0.198, 0.205, 0.225	S38	85	70	0.66	4	0.241, 0.251, 0.261
S18	30	50	0.32	3	0.190, 0.196, 0.205	S39	100	30	0.98	4	0.157, 0.160, 0.170
S19	30	70	0.28	3	0.235, 0.243, 0.251	S40	100	50	0.88	4	0.186, 0.191, 0.208
S20	35	15	0.41	2	0.170, 0.185, 0.208	S41	100	70	0.78	4	0.243, 0.260, 0.295
S21	35	30	0.38	3	0.160, 0.170, 0.185						

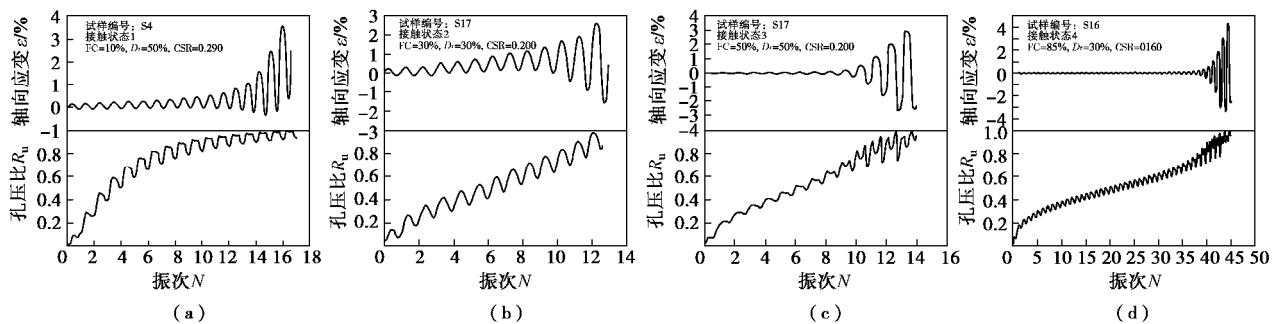


图 5 不同颗粒接触状态粗细粒混合料的不排水循环三轴试验结果

Fig. 5 Undrained cyclic triaxial test results of fine-coarse-grained soil mixtures with different intergrain contact states

3 试验结果与分析

3.1 粗细粒混合料液化判别标准

图 5 为 4 种不同颗粒接触状态的粗细粒混合料试样典型的不排水循环三轴试验结果。由图可知, 孔压比 R_u 和轴向应变 ε 随振次 N 的发展规律随颗粒接触状态的变化而转变。如图所示, 当颗粒为接触状态 1 时, 混合料为类粗粒土, R_u 初期增长很快, 最终趋于平稳, 呈现“快—平稳”的增长模式, 而 ε 随 N 的增加逐渐

增大, 当 $R_u=1.0$ 时, 试样的双幅轴向应变 ε_{DA} 超过 2.5%, 这与砂-砾混合料的试验结果基本一致^[13]; 当颗粒为接触状态 2 或 3 时, 混合料为中间性态土, R_u 随 N 的增加基本呈线性增长模式, 且 ε_{DA} 初期基本保持不变, 当 $R_u > 0.7$ 时, ε_{DA} 逐渐增大, 当 $R_u = 1.0$ 时, ε_{DA} 可达 5%; 当颗粒为接触状态 4 时, 混合料为类细粒土, R_u 初期迅速增长, 然后增长速度趋于平稳, 最后又急剧增加, 呈现“快—平稳—急剧”的增长模式, 当 $R_u < 0.8$ 时, ε_{DA} 保持不变且接近于 0, 而当 $R_u > 0.8$

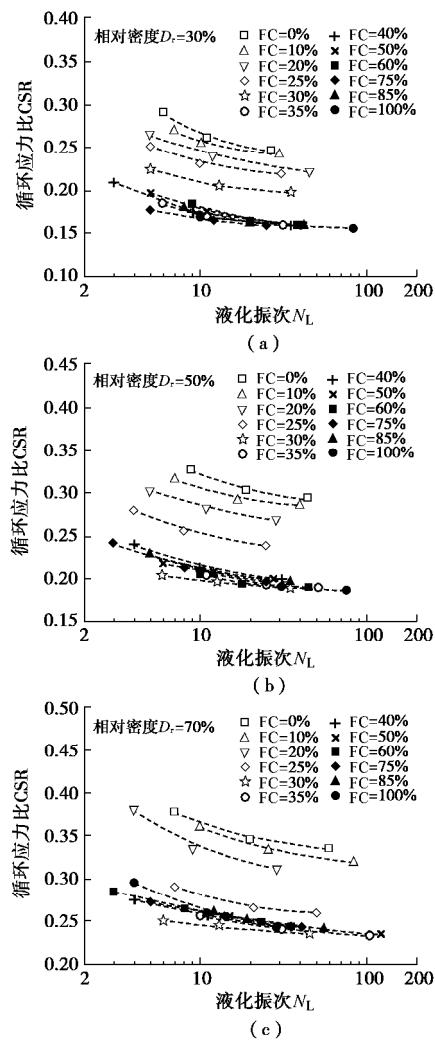


图 6 不同细粒含量粗细粒混合料的循环应力比与液化振次的关系曲线

Fig. 6 Relationship between cyclic stress ratio and number of cycles to liquefaction failure of fine-coarse-grained soil mixtures with different fines contents

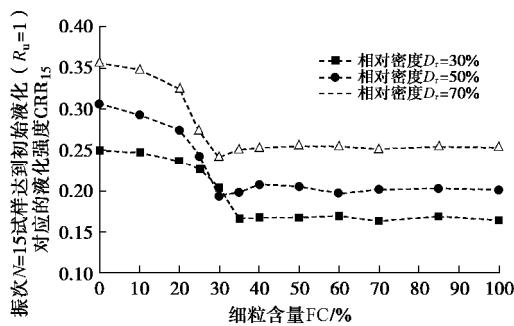


图 7 粗细粒混合料的液化强度与细粒含量的关系曲线

Fig. 7 Cyclic resistances of fine-coarse-grained soil mixtures with different fines contents

时, ε_{DA} 在极少的 N 下迅速增大, 当 $R_u = 1.0$ 时, ε_{DA} 接近 7.5%, 这与粉土的试验结果基本相同^[31]。

对于土体液化机理的认识一般分为两种: ①Seed 等^[32]认为应从应力状态出发分析土体液化, 强调液化

标志着土体的法向有效应力为零, 即此时土体不再具有抗剪能力; ②Casagrande^[33]认为土体液化归根结底表现为过量的位移、变形或应变, 研究液化的核心是土体出现具有液化性态的流动破坏。由于对液化机理认识的不同, 饱和土体不排水循环三轴试验的液化判别标准有两种^[34]。一种是孔压标准^[35]: 循环荷载作用下试样的超孔隙水压力 Δu 达到 $s'3c$ 作为液化判别标准, 即孔压比 $R_u (= \Delta u / s'3c)$ 达到 1。第二种是变形标准^[36]: 循环荷载作用下试样的单幅轴向应变 ε_{SA} 达到 2%~3% 或双幅轴向应变 ε_{DA} 达到 5% 作为液化判别标准。当土体在循环荷载作用下 Δu 可以达到 $s'3c$ 时, 用孔压标准判别土体液化, 而当土体在循环荷载作用下 Δu 难以达到 $s'3c$ 时, 则用变形标准判别土体液化。因此, 将 “ $R_u = 1.0$ ” 作为粗细粒混合料的液化判别标准。

3.2 细粒含量对粗细粒混合料液化强度的影响

图 6 为不同 FC 的粗细粒混合料 CSR 与液化振次 N_L 关系曲线, N_L 定义为试样达到液化判别标准所需施加轴向循环荷载次数。由图可知: FC 对混合料的 CSR 影响显著, 对于具有相同 FC 和 D_r 的混合料而言, N_L 随 CSR 的减小而迅速增大。混合料达到液化标准所需的 CSR 从 0.16 到 0.38 不等。

土的液化强度 CRR 通常定义为 $N_L = 15$ 时试样达到液化标准所需的 CSR^[37]。图 7 为 CRR 与 FC 关系曲线, 如图所示, 无论混合料处于松散 ($D_r = 30\%$)、中密 ($D_r = 50\%$) 还是密实 ($D_r = 70\%$) 状态, CRR 都随 FC 的增加先降低后基本保持不变, 这与 Karim 等^[7]的试验所得到的 FC 对 CRR 的影响规律一致, 但由于混合料颗粒的基本物理属性不同, 不同 FC 混合料对应的 CRR 有所差别。值得关注的是, 当 $D_r = 30\%$ 时, 直到 FC 大于 35%, 混合料的 CRR 才基本保持不变; 而当 $D_r = 50\%$ 或 $D_r = 70\%$ 时, 只要 FC 超过 30%, 混合料的 CRR 就基本保持不变。这种差异可能是因为: 随着 FC 的增加, 不同 D_r 的混合料颗粒的接触状态转变过程有所差异。

为进一步探讨细粒的加入引起的粗细粒混合料级配曲线变化对 CRR 的影响, 分析了粗细粒混合料 CRR 与 d_{50} , C_u 和曲率系数 C_c 的关系, 并将结果绘制于图 8。由图 8 (a) 可知, 当 $d_{50} < 0.075$ mm 时, D_r 相同的粗细粒混合料的 CRR 随 d_{50} 的增大基本保持不变, 而当 $d_{50} > 0.075$ mm 时, D_r 相同的粗细粒混合料的 CRR 随 d_{50} 的增大而增强, 但很难建立不同 D_r 的粗细粒混合料的 CRR 与 d_{50} 的关系曲线, 而如图 8 (b) 和 (c) 所示, 粗细粒混合料的 CRR 与 C_u 或 C_c 没有明

显的相关性, 这表明, d_{50} , C_u 或 C_c 都不是合理的描述 FC 不同的粗细粒混合料 CRR 的参数。

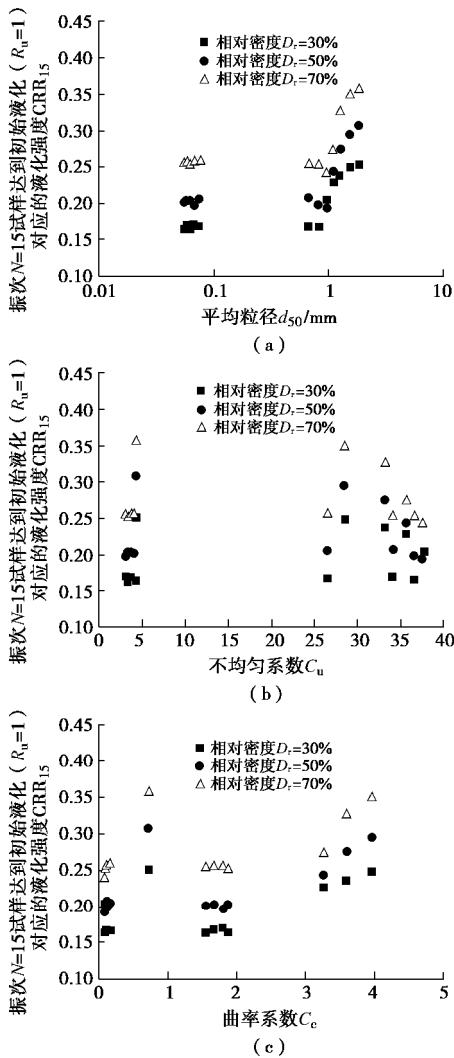


图 8 粗细粒混合料的液化强度与平均粒径、不均匀系数和曲率系数的关系

Fig. 8 Liquefaction resistance of fine-coarse-grained soil mixtures versus mean grain size, coefficient of uniformity and coefficient of curvature

3.3 参数 b 和 m 的确定

当颗粒处于接触状态 2 或接触状态 3 时, 粗细粒混合料为中间性土, 混合料骨架由粗粒和细粒共同组成, 引入参数 b 和 m 用以计算粗细粒混合料的 e_{sk} 。Lashkari^[38] 和 Thevanayagam^[39-40] 认为: 当 $FC < FC_{th}$ 时, 具有相同 e_{sk} 的混合料与纯粗粒土 ($FC = 0\%$) 的力学特性基本一致; 而当 $FC > FC_{th}$ 时, 具有相同 e_{sk} 的混合料与纯细粒土 ($FC = 100\%$) 的力学特性基本一致。其他学者的研究也证实这一结论^[42-44]。

为确定 b 值, 将颗粒为接触状态 2 的混合料及纯粗粒土 ($FC = 0\%$) 的 CRR 与不同 b 值确定的 e_{sk} 进

行对比分析, 并对 CRR 与 e_{sk} 的关系进行幂函数拟合。图 9 为粗细粒混合料的 CRR 与不同 b 值确定的 e_{sk} 关系曲线。由图可知, 随着 b 值的变化, 拟合关系曲线的可决系数 R^2 相差较大, 当 $b = 0.45$ 时, CRR- e_{sk} 的离散性很大, 拟合曲线的 R^2 仅有 0.042, 而当 $b = 0.15$ 时, 颗粒为接触状态 2 的混合料 CRR- e_{sk} 分布与纯砂土的 CRR- e_{sk} 分布有较好的统一性, 其拟合曲线的 R^2 可达 0.988; 因此, CRR- e_{sk} 拟合曲线的 R^2 达到最大值对应的 b 值即为混合料的 b 值。图 10 为粗细粒混合料的液化强度 CRR 与不同 m 值确定的骨架孔隙比 e_{sk} 的关系, 将颗粒为接触状态 3 的混合料的 CRR 与不同 m 值的 e_{sk} 进行对比, 利用相同的方法可以确定 m 值。分析发现, 当 $b = 0.15$ 和 $m = 0.80$ 时, 其各自 CRR- e_{sk} 拟合曲线的 R^2 最大, 即参数 b 与 m 的最佳拟合值分别为 0.15 和 0.80。

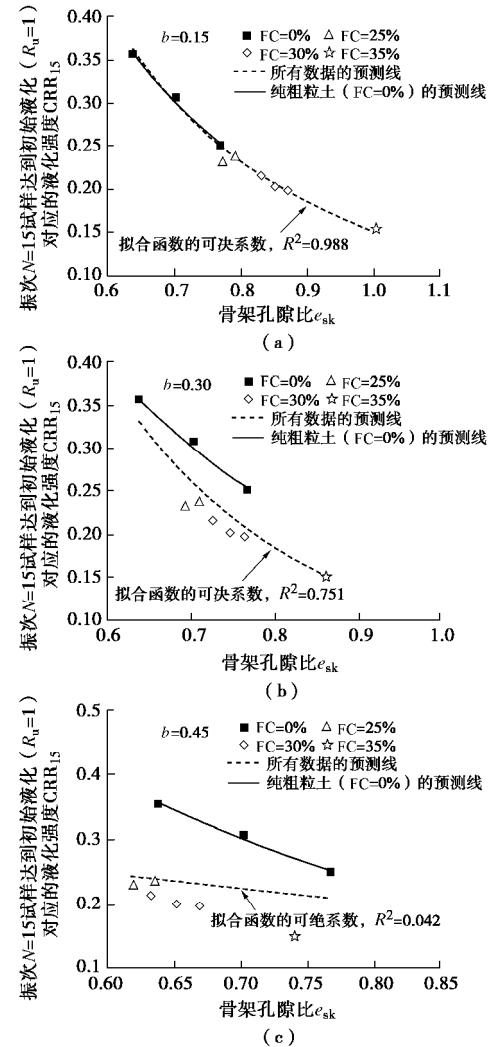


图 9 粗细粒混合料的液化强度与不同 b 值确定的骨架孔隙比的关系

Fig. 9 Liquefaction resistance of fine-coarse-grained soil mixtures versus skeleton void ratio determined by different values of b

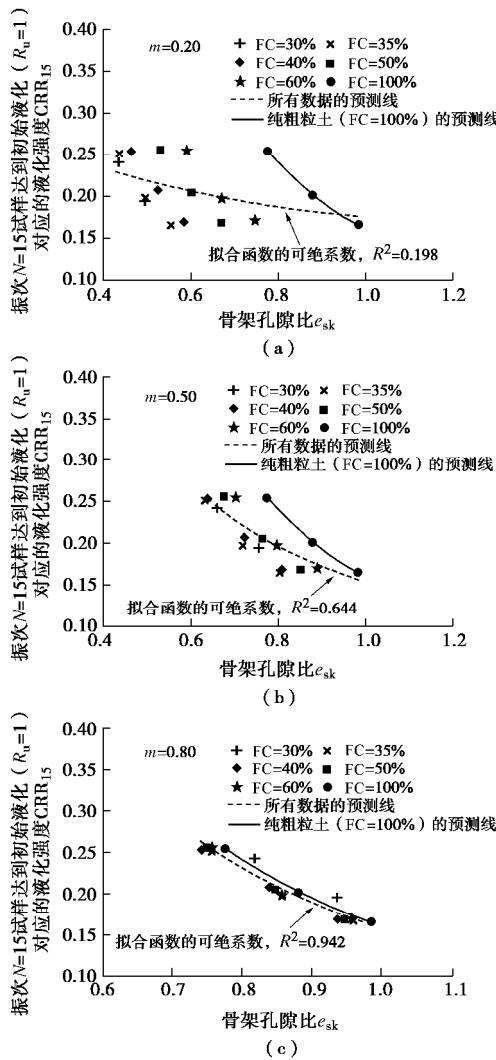


图 10 粗细粒混合料的液化强度与不同 m 值确定的骨架孔隙比的关系

Fig. 10 Liquefaction resistance of fine-coarse-grained soil mixtures versus skeleton void ratio determined by different values of m

3.4 骨架孔隙比与液化强度的关系

图 11 为粗细粒混合料的 CRR 与比 e_{sk} 的关系。由图可知, 当 $b = 0.15$ 和 $m = 0.80$ 时, 无论 FC 和 D_r 是否相同, e_{sk} 不同的粗细粒混合料的 CRR 分布于一条窄带内, 且 CRR 随着 e_{sk} 的增加迅速降低, 这与陈国兴等^[11]、Polito 等^[15]及 Papadopoulou 等^[44]所得到的 CRR 与 e_{sk} 的试验规律基本一致。与之不同的是, 陈国兴等^[11]建立了砂-砾混合料 CRR 与 e_{sk} 的关系曲线, 但对粒径小于 0.25 mm 的土粒含量大于 30% 的砂-砾混合料 CRR 与 e_{sk} 的关系并没有进行探讨; Polito 等^[15]及 Papadopoulou 等^[44]的试验结果显示, FC > 50% 的粉-砂混合料的 CRR 的分布规律与 FC < 50% 的粉-砂混合料的 CRR 的不一致, 不能建立统一的不同 FC 粗细粒混合料 CRR 与 e_{sk} 的关系, 这是因为, 当粉-砂混合料为中间性态土(接触状态 2 或接触状态 3)时, Polito

等^[15]及 Papadopoulou 等^[44]并没有考虑粗细粒影响程度(b 和 m)对 e_{sk} 的影响, 从而高估了中间性态土的 e_{sk} 。而基于粗细粒混合料颗粒接触状态理论的 e_{sk} 能统一的描述不同颗粒接触状态的粗细粒混合料的 CRR, CRR 可以合理地表示为 e_{sk} 的幂函数形式:

$$\left. \begin{aligned} CRR &= 0.158 \times e_{sk}^{-1.768}, \\ R^2 &= 0.972. \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

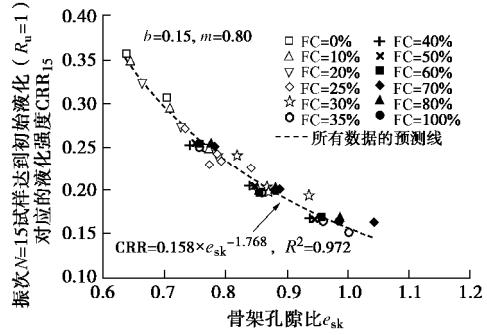


图 11 粗细粒混合料的液化强度与骨架孔隙比关系

Fig. 11 Liquefaction resistance versus skeleton void ratio of fine-coarse-grained soil mixtures

3.5 骨架孔隙比对粗细粒混合料液化强度的预测

为验证 e_{sk} 对粗细粒混合料 CRR 预测的合理性, 基于已有的 4 组粗细粒混合料不排水循环三轴试验结果^[15, 44-45], 利用不同颗粒接触状态的 e_{sk} 重新评估粗细粒混合料的 CRR, 4 组粗细粒混合料的基本物理属性以及液化判别标准见表 2。Hsiao 等^[45]试验所用细粒为高雄粉土, 但没有给出试验所用粉土的 $e_{f,max}$, 而均质粉土的 e 一般为 0.4~1.1^[46], 因此, 取 $e_{f,max} = 1.1$ 以计算 Hsiao 等^[45]试验所用粉-砂混合料的 FC_{th} 。利用 4.3 节所述的确定参数 b 与 m 的方法得到 4 组粗细粒混合料的参数 b 与 m , 然后计算四组粗细粒混合料的 e_{sk} , 图 12 为不同粗细粒混合料的 e_{sk} 对应的 CRR。如图所示, 虽然各粗细粒混合料的粗粒和细粒的基本物理属性以及液化标准有所不同, CRR 都随着 e_{sk} 的增加迅速降低, 且 CRR 可以合理地表示为 e_{sk} 的幂函数形式:

$$CRR = A \times e_{sk}^{-B}, \quad (11)$$

式中, A 和 B 为拟合参数。

综上所述, e_{sk} 能合理的预测不同种类粗细粒混合料的 CRR, 这是因为基本颗粒接触状态理论的 e_{sk} 综合考虑了粗细粒混合料的颗粒组成, 颗粒参与程度以及骨架颗粒密实状态 3 种因素对粗细粒混合料 CRR 的影响, 而粗细粒混合料的 FC, e 或 D_r 等基本物理参数仅仅描述了颗粒组成或土体整体密实状态其中一种因素对粗细粒混合料 CRR 的影响, 例如, FC 仅仅考虑了混合料的颗粒组成而没有考虑颗粒参与程度和骨架颗粒密实状态, 而 e 或 D_r 描述了混合料的总体密

表 2 粗细粒混合料的粗颗粒和细颗粒基本物理属性及液化标准

Table 3 Characteristics of coarse grains and fines and liquefaction criteria for fine-coarse-grained soil mixtures

验数据来源	粗粒				细粒				R_d	液化标准
	类别	$e_{c-\max}$	$e_{c-\min}$	d_{50-c}/mm	类别	$e_{f-\max}$	$e_{f-\min}$	d_{50-f}/mm		
Polito 等 ^[15]	蒙特利砂	0.82	0.63	0.46	耶茨维尔粉土	1.72	0.74	0.032	14.4	$R_u = 1$
Polito 等 ^[15]	耶茨维尔砂	0.97	0.65	0.18	耶茨维尔粉土	1.72	0.74	0.032	5.6	$R_u = 1$
Papadopoulou 等 ^[44]	希腊亚述砂	0.84	0.58	0.30	希腊亚述粉土	1.66	0.66	0.020	15.0	$\varepsilon_{DA} = 5\%$
Hsiao 等 ^[45]	高雄砂	0.70	0.24	0.62	高雄粉土	—	—	0.024	25.8	$R_u = 1$

注: $e_{c-\max}$ 为粗粒土最大孔隙比, $e_{c-\min}$ 为粗粒土最小孔隙比; $e_{f-\max}$ 为细粒土最大孔隙比, $e_{f-\min}$ 为细粒土最小孔隙比; d_{50-c} 为粗颗粒的平均粒径, d_{50-f} 为细颗粒的平均粒径, 平均有效粒径比 $R_d = d_{50-c}/d_{50-f}$ 。

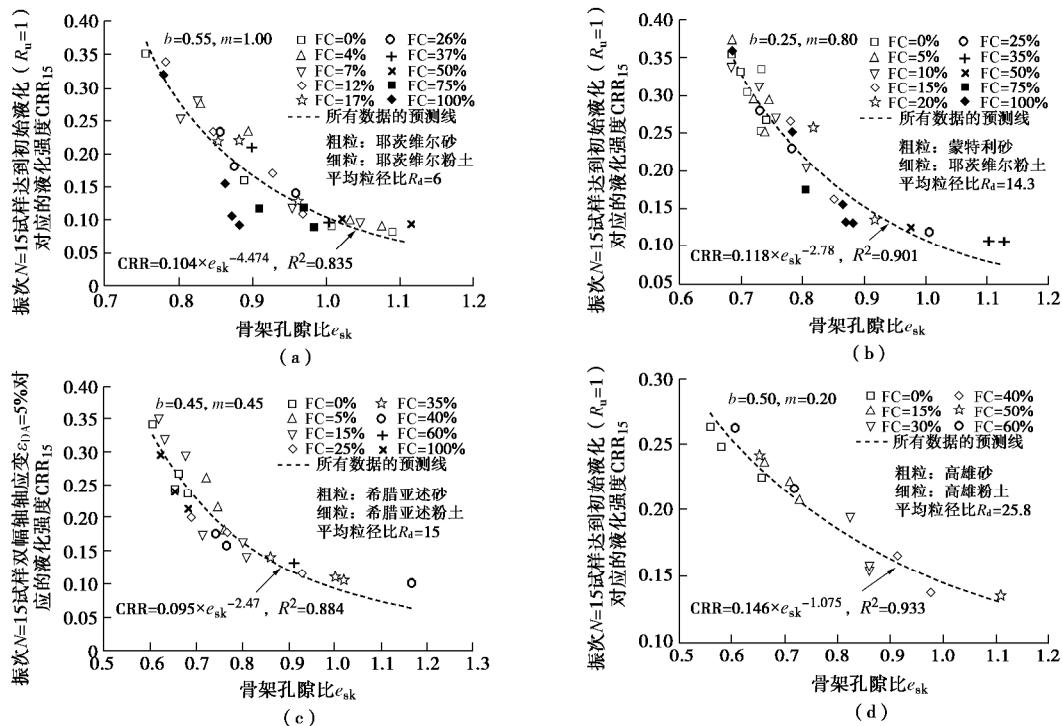


图 12 粗细粒混合料的液化强度与骨架孔隙比的关系

Fig. 12 Liquefaction resistance versus skeleton void ratio of fine-coarse-grained soil mixtures

实状态而无法描述颗粒组成与颗粒参与程度, 这是导致颗粒组成和密实状态对不同种类粗细粒混合料 CRR 的影响规律存在相互冲突现象的主要原因。

4 结 论

对具有不同细粒含量 FC 和相对密度 D_r 的粗细粒混合料进行了一系列不排水循环三轴试验, 研究了粗细粒混合料的液化强度 CRR, 基于颗粒接触状态理论, 分析了混合料 CRR 与 FC 及骨架孔隙比 e_{sk} 的关系, 得出如下结论:

(1) 随着 FC 的增加, 粗细粒混合料的颗粒接触状态从细粒填充粗粒状态向粗粒悬浮于细粒状态改变, 根据不同颗粒接触状态将粗细粒混合料分为类粗粒土, 中间性态土和类细粒土。

(2) FC 对 D_r 相同的粗细粒混合料的 CRR 影响

显著。无论混合料处于松散 ($D_r = 30\%$), 中密 ($D_r = 50\%$) 还是密实 ($D_r = 70\%$) 状态, D_r 相同的混合料的 CRR 都随 FC 的增大先降低, 直到 FC 达到某一特定值, 混合料的 CRR 随 FC 的增大基本保持不变。

(3) 参数 b 与 m 被引入描述细粒与粗粒组成混合料骨架影响程度对中间性态土 e_{sk} 的影响, b 与 m 的值随粗细粒混合料颗粒形状、平均粒径比及基本物理属性的不同而有所差异。

(4) 无论 FC 和 D_r 是否相同, 粗细粒混合料的 CRR 都随 e_{sk} 的增大而降低, 且 CRR 与 e_{sk} 都呈较好的幂函数关系, 这说明基于不同颗粒接触状态的 e_{sk} 是一个合理表征粗细粒混合料 CRR 的物理指标。

参考文献:

- [1] ISHIHARA K. Stability of natural deposits during

- Earthquakes[C]// Proceedings of the Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. San Francisco, 1985.
- [2] MUNENORI H, AKIHIKO U, JUNRYO O. Liquefaction characteristics of a gravelly fill liquefied during the 1995 Hyogo-Ken Nanbu earthquake[J]. Journal of the Japanese Geotechnical Society: Soils and Foundation, 1997, **37**(3): 107 - 115.
- [3] CHU B L, HSU S C, LAI S E, et al. Soil liquefaction potential assessment of the Wufeng area after the 921 Chi-Chi earthquake (in Chinese)[R]. Taiwan: Report of National Science Council, 2000.
- [4] CAO Z, HOU L, XU H, et al. Distribution and characteristics of gravelly soil liquefaction in the Wenchuan Ms 8.0 earthquake[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2010, **9**(2): 167 - 175.
- [5] 曹振中, 袁晓铭, 陈龙伟, 等. 汶川大地震液化宏观现象概述[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(4): 643 - 650. (CAO Zhen-zhong, YUAN Xiao-ming, CHEN Long-wei, et al. Summary of liquefaction macrophenomena in the Great Wenchuan Earthquake[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(4): 645 - 650. (in Chinese))
- [6] 袁晓铭, 曹振中, 孙锐, 等. 汶川 8.0 级地震液化特征初步研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, **28**(6): 1288 - 1296. (YUAN Xiao-ming, CAO Zhen-zhong, SUN Rui, et al. Preliminary research on liquefaction characteristics of Wenchuan 8.0 earthquake[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, **28**(6): 1288 - 1296. (in Chinese))
- [7] KARIM M E, ALAM M J. Effect of non-plastic silt content on the liquefaction behavior of sand-silt mixture[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2014, **65**: 142 - 150.
- [8] CHANG W J, HONG M L. Effects of clay content on liquefaction characteristics of gap-graded clayey sands[J]. Soils Found, 2008, **48**(1): 101 - 74.
- [9] LIN P S, CHANG C W, CHANG W J. Characterization of liquefaction resistance in gravelly soil: large hammer penetration test and shear wave velocity approach[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2004, **24**(9): 675 - 687.
- [10] AMINI F, SAMA K M. Behavior of stratified sand-silt-gravel composites under seismic liquefaction conditions[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1999, **18**(6): 445 - 455.
- [11] 陈国兴, 孙田, 王炳辉, 等. 循环荷载作用下饱和砂砾土的破坏机理与动强度[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(12): 2140 - 2148. (CHEN Guo-xing, SUN Tian, WANG Bing-hui, et al. Undrained cyclic failure mechanisms and resistance of saturated sand-gravel mixtures[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(12): 2140 - 2148. (in Chinese))
- [12] XENAKI V C, ATHANASOPOULOS G A. Dynamic properties and liquefaction resistance of two soil materials in an earthfill dam: laboratory test results[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2008, **28**(8): 605 - 620.
- [13] EVANS M D, ZHOU S P. Liquefaction behavior of sand-gravel composites[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1995, **121**(3): 287 - 298.
- [14] CHANG W J, CHANG C W, ZENG J K. Liquefaction characteristics of gap-graded gravelly soils in K_0 condition[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2014, **56**: 74 - 85.
- [15] POLITO C P, MARTIN II J R. Effects of nonplastic fines on the liquefaction resistance of sands[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2001, **127**(5): 408 - 415.
- [16] 陈宇龙, 张宇宁. 非塑性细粒对饱和砂土液化特性影响的试验研究[J]. 岩土力学, 2016, **37**(2): 507 - 516. (CHEN Yu-long, ZHANG Yu-ning. Experimental study of effects of non-plastic fines on liquefaction properties of saturated sand[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, **37**(2): 507 - 516. (in Chinese))
- [17] 刘雪珠, 陈国兴. 粘粒含量对南京粉细砂液化影响的试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2003, **23**(3): 150 - 155. (LIU Xue-zhu, CHEN Guo-xing. Experimental study on influence of clay particle content on liquefaction of Nanjing fine sand[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2003, **23**(3): 150 - 155. (in Chinese))
- [18] SITHARAM T G, DASH H K, JAKKA R S. Post-liquefaction undrained shear behavior of sand-silt mixtures at constant void ratio[J]. International Journal of Geomechanics, 2013, **13**(4): 421 - 429.
- [19] THEVANAYAGAM S. Effect of fines and confining stress on undrained shear strength of silty sands[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1998, **124**(6): 479 - 491.
- [20] THEVANAYAGAM S, SHENTHAN T, MOHAN S, et al. Undrained fragility of clean sands, silty sands, and sandy silts[J]. Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental

- Engineering, 2002, **128**(10): 849 – 859.
- [21] THEVANAYAGAM S, FIORILLO M, LIANG J. Effects of non-plastic fines on undrained cyclic strength of silty sands[J]. Geotechnical Special Publication, 2000: 77 – 91.
- [22] THEVANAYAGAM S, MARTIN G R. Liquefaction in silty soils-screening and remediation issue[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2002, **22**(9/10/11/12): 1035 – 1042.
- [23] SIMPSON D C, EVANS T M. Behavioral thresholds in mixtures of sand and kaolinite clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2015, **142**(2): 04015073.
- [24] LADE P V, LIGGIO C D, YAMAMURO J A. Effects of non-plastic fines on minimum and maximum void ratios of sand[J]. Geotechnical Testing Journal, 1998, **21**: 336 – 347.
- [25] THEVANAYAGAM S. Liquefaction potential and undrained fragility of silty soils[C]// Proceedings of the 12th World Conference Earthquake Engineering. New Zealand Society of Earthquake Engineering. Wellington, 2000.
- [26] ROSCOE K H. The influence of strains in soil mechanics[J]. Géotechnique, 1970, **20**(2): 129 – 170.
- [27] MOONEY M A, VIGGIANI G, FINNO R J. Undrained shear band deformation in granular media[J]. Journal of Engineering Mechanics, 1997, **123**(6): 577 – 585.
- [28] CHEN GUOXING, ZHOU ZHENGLONG, PAN HUA, 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.
- [29] SKEMPTON A W. The pore-pressure coefficients A and B[J]. Géotechnique, 1954, **4**(4): 143 – 147.
- [30] 张克绪. 饱和砂土液化应力条件[J]. 地震工程与工程振动, 1984, **4**(1): 99 – 109. (ZHANG Ke-xu. Stress condition inducing liquefaction of saturated sand[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 1984, **4**(1): 99 – 109. (in Chinese))
- [31] SINGH S. Liquefaction characteristics of silts[J]. Geotechnical & Geological Engineering, 1996, **14**(1): 1 – 19.
- [32] SEED H B, IDRIS I M, ARANGO I. Evaluation of liquefaction potential using field performance data[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1983, **109**(3): 458 – 482.
- [33] CASAGRANDE A. Liquefaction and cyclic deformation of sands: a critical review[C]// Fifth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. 1979.
- [34] EL MOHTAR C S. Evaluation of the 5% double amplitude strain criterion[C]// Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Alexandria, 2009: 80 – 83.
- [35] SEED H B, LEE K L. Liquefaction of saturated sand during cyclic loading[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, 1966, **92**(6): 105 – 134.
- [36] ISHIHARA K. Liquefaction and flow failure during earthquakes[J]. Géotechnique, 1993, **43**(3): 351 – 451.
- [37] SEED H B, MARTIN P P, LYSMER J. The generation and dissipation of pore water pressures during soil liquefaction[M]. California: University of California, 1975.
- [38] LASHKARI A. Recommendations for extension and recalibration of an existing sand constitutive model taking into account varying non-plastic fines content[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2014, **61**: 212 – 238.
- [39] THEVANAYAGAM S. Intergrain contact density indices for granular mixes: (I) framework[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2007, **6**(2): 123 – 134.
- [40] THEVANAYAGAM S. Intergrain contact density indices for granular mixes: (II) liquefaction resistance[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2007, **6**(2): 135 – 146.
- [41] RAHMAN M M, LO S R, BAKI M A L. Equivalent granular state parameter and undrained behaviour of sand–fines mixtures[J]. Acta Geotechnica, 2011, **6**(4): 183 – 194.
- [42] MOHAMMADI A, QADIMI A. A simple critical state approach to predicting the cyclic and monotonic response of sands with different fines contents using the equivalent intergranular void ratio[J]. Acta Geotechnica, 2015, **10**(5): 587 – 606.
- [43] CHANG W J, PHANTACHANG T. Effects of gravel content on shear resistance of gravelly soils[J]. Engineering Geology, 2016, **207**: 78 – 90.
- [44] PAPADOPOULOU A, TIKA T. The effect of fines on critical state and liquefaction resistance characteristics of non-plastic silty sands[J]. Soils and Foundations, 2008, **48**(5): 713 – 725.
- [45] HSIAO D H, PHAN V T A, HSIEH Y T, et al. Engineering behavior and correlated parameters from obtained results of sand–silt mixtures[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2015, **77**: 137 – 151.
- [46] MITCHELL J, SOGA K. Fundamentals of soil behavior[M]. 3rd ed. New Jersey: John Wiley and Sons, 2005.

DOI: 10.11779/CJGE201803012

论有效应力原理与有效应力

杜修力, 张佩, 许成顺, 路德春

(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: 有效应力原理是土力学区别于一般固体力学的基础, 是土力学的核心基石。Terzaghi 有效应力原理从提出至今就一直饱受争议, 特别是有关 Terzaghi 有效应力的近似性问题是争议的焦点。从有效应力原理的任务出发, 阐明有效应力原理的内涵是土体可量测荷载效应—外荷载间的一般规律。指出有效应力的作用是联接土体强度、变形等可量测荷载效应与外荷载间的纽带, 定义对土体强度特性和变形行为等可量测荷载效应产生直接影响的土体应力为有效应力, 因此, 有效应力不是唯一的, 它们是土体中真实存在应力的名义表述, 可以依据应力平衡原理和流体压力与土颗粒间的相互作用关系给出, 不同的有效应力定义就对应不同的有效应力计算公式, 从而解释了 Terzaghi 有效应力原理近似性的原因。提出了强度相关有效应力和变形相关有效应力 (Terzaghi 有效应力) 的概念, 严格推导了他们的计算表达式, 阐述了强度相关有效应力与土体剪切强度、变形相关有效应力与土体变形的一般关系。进一步, 基于莫尔库仑强度准则, 推导了土体抗剪强度与 Terzaghi 有效应力和孔压的关系。

关键词: 有效应力原理; 有效应力; 强度相关有效应力; 变形相关有效应力; Terzaghi 有效应力

中图分类号: TU431 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)03-0486-09

作者简介: 杜修力(1962-), 男, 教授, 博士生导师, 主要从事岩土地震工程方面的研究与教学工作。E-mail: duxiuli@bjut.edu.cn。

On principle of effective stress and effective stress

DU Xiu-li, ZHANG Pei, XU Cheng-shun, LU De-chun

(Key Lab of Urban Security and Disaster Engineering, Ministry of Education, Beijing University of Technology, Beijing 100124, China)

Abstract: The principle of effective stress is the key stone of soil mechanics, which becomes the fundamental difference between soil mechanics and solid mechanics. As it is put forward, the principle of effective stress is always in the debate, and the discussion focus is its approximation. From the analysis of the assignment of the principle of effective stress, the connotation of the principle of effective stress is illustrated as the general rule between the measurable effects and external loads. The effective stress establishes a connecting bond on the external loads and the measurable effects such as strength or deformation, which is defined as the stress that can influence the measurable effects such as strength or deformation directly. Therefore, the effective stress is not unique, which is the nominal term of real stress and can be given according to the equilibrium of forces and the interaction of soil particles. The different formulas correspond to different definitions of the effective stress, which explains the approximation of Terzaghi principle of effective stress. Then, the physical meanings of the effective stress related to the strength and the deformation are given respectively, indicating the general law of effective stress-strength or effective stress-deformation. Based on the Mohr-Coulomb strength theory, the relationship between the effective stress related to strength and the shear strength is established.

Key words: principle of effective stress; effective stress; effective stress related to strength; effective stress related to deformation; Terzaghi effective stress

0 引言

Terzaghi^[1]基于工程实践经验提出了饱和土有效应力原理, 并在第一届国际土力学和基础工程大会上^[2]对有效应力原理做了清晰的阐述:

“The stress in any point of a section through a mass of soil can be computed from the total principal

stresses, s_1 , s_2 , s_3 , which act in this point. If the voids of the soil are filled with water under a stress u , the total principal stresses consist of two parts. One

基金项目: 国家自然科学基金创新研究群体项目(51421005); 长江学者和创新团队发展计划项目(IRT13044); 国家自然科学基金面上项目(51578026)
收稿日期: 2016-06-27

part, u , acts in the water and in the solid in every direction with equal intensity. It is called the neutral stress (or the pore water pressure). The balance $s'_1 = s_1 - u$, $s'_2 = s_2 - u$, and $s'_3 = s_3 - u$ represents an excess over the neutral stress u , and it has its seat exclusively in the solid phase of the soil."

"The fraction of the total principal stresses will be called the effective principal stresses.....A change in the neutral stress u produces practically no volume change and has practically no influence on the stress conditions for failure...Porous materials (such as sand, clay, and concrete) react to a change of u as if they were incompressible and as if their internal friction were equal to zero. All the measurable effects of a change of stress, such as compression, distortion and a change of shearing resistance are exclusively due to changes in the effective stresses s'_1 , s'_2 and s'_3 . Hence every investigation of the stability of a saturated body of soil requires the knowledge of both the total and the neutral stresses."

依据他的阐述, Terzaghi 有效应力原理实际上包含 3 个方面的内容, 一是明确地给出了有效应力的定义, 二是给出了有效应力的计算方法, 三是说明了引入有效应力概念的意义和作用。

Terzaghi 有效应力原理的提出, 阐明了由土骨架、孔隙水组成的松散颗粒集合体(土体)材料与连续固体材料在力学性质上的区别, 并在连续介质力学框架中建立了分析土体力学性质的方法, 使得土力学区别于一般固体力学而成为了一门独立的学科。Mitchell 在《Fundamentals of soil behaviour》一书中指出 Terzaghi 有效应力原理是现代土力学的拱心石^[3] (the keystone of modern soil mechanics), 是经典土力学中固结理论、抗剪强度理论、渗流理论的基础, 高度概括了有效应力原理在土力学中的核心地位。

自从 Terzaghi 有效应力原理提出后, 在国际上就一直受到争议^[4-27], 核心问题是有效应力是否为真实应力(本征应力)和其计算公式的近似性。众多研究者从有效应力物理含义的不同理解出发, 得到了大量不同的有效应力计算表达式 $s' = s - hp$, 式中 s 为总应力, p 为孔压, h 为修正系数, 见表 1 所示。而大多数土力学研究者毫不怀疑 Terzaghi 有效应力计算公式的正确性, 认为提出质疑者是不了解由松散颗粒集合体组成的土体介质与其它固体介质性质上的差异性。但另一方面, 在推导 Terzaghi 有效应力计算公式时, 土力学与岩土工程学者们仍然绕不开假定条件的引入, 使得 Terzaghi 有效应力计算公式事实上成为了近似, 从而使问题的争论变得更加复杂。近期, 也有

一些土力学研究者从试验的角度发现饱和土体的强度会受到高孔隙水压力或反压的影响^[27-34], 这实际上又从另一个角度质疑了 Terzaghi 有效应力原理的准确性。鉴于有效应力原理在土力学中特殊的重要地位, 笔者认为有必要厘清这一问题, 从而使土力学的基石变得更为稳固, 也可以籍此揭示和解释一些新问题。

表 1 参数 h 的取值

Table 1 Values of parameter h

h	研究者
1	Terzaghi ^[1-2]
	Skempton ^[4]
	Oka ^[5]
	Li ^[6-7]
	Shao ^[8]
n n 为孔隙比	Lu et al ^[9]
	Hoffman ^[10]
	Fillunger ^[11]
	Lubinski ^[12]
$n \leq h \leq 1$	Biot ^[13]
	Schiffman ^[14]
	Skempton and Bishop ^[15]
	Bishop ^[16]
a'_c a'_c 为接触面积系数	Skempton ^[4]
	Cao ^[17]
	Biot ^[18]
	Gassmann ^[19]
C_s 为土颗粒的压缩系数 C 为土骨架的压缩系数	Biot and Willis ^[20]
	Skempton ^[4]
	Lade and De Boer ^[22]
	Chen ^[23]
$1 - a'_c \tan \gamma / \tan f'$	Ronaldo ^[24]
	Bishop ^[21]
	Zhang ^[25]
	Skempton ^[4]
$1 - (1-n)C_s / C$	Suklje ^[26]
	Lade and De Boer ^[22]
$\frac{C_b - C_s + n(C - C_s)}{C_b - C_s}$	Oka ^[5]

1 有效应力及有效应力原理

为厘清这一问题, 笔者认为还是应该回到 Terzaghi 对有效应力原理的原始阐述上来。首先必须搞清楚的问题是 Terzaghi 提出有效应力原理的目的是什么? 实际上, 这一问题在他本人对有效应力原理的作用叙述上已做了十分清晰的表述, 那就是有效应力是荷载作用下影响土体可量测荷载效应的独立变量。也就是说, 有效应力是联接土体强度、变形等可量测荷载效应与外荷载间的纽带或“桥梁”。

对于理想的单相连续固体介质, 固体介质中的本征应力(真实应力), 也即是名义应力或总应力, 固体介质的强度、变形与外荷载间的关系较为直观, 用固体介质中的应力表述即可。对于多孔固体介质, 特别是充满气-液混合体的多孔固体介质, 由于介质中存在

固相、气相、液相等多相介质应力，且存在复杂的各相介质间的相互作用，各相介质中的本征应力一般并不等于其名义应力，总应力也不简单是各相名义或本征应力之和。特别是对于多孔固体介质是非连续的颗粒集合体情况，由于颗粒体接触界面的存在，问题就变得更为复杂，其单位截面面积上的接触应力与颗粒介质中的应力也不相同。对于这种充满气-液混合体的颗粒集合型多孔固体介质，由于多种应力和颗粒间接接触应力以及相互间耦合关系的存在，固体骨架的强度、变形与外荷载间的关系到底应该通过什么样的应力来建立就变得复杂多了。

Terzaghi 有效应力原理的提出正是考虑到了这一复杂性，注意到土体强度、变形不能简单用土体总应力来表述，也即是土体的强度、变形和外荷载间的关系应该是用与土体强度、变形直接关联的应力来表述，为此，他提出了有效应力的计算表达式。认为定义的有效应力就是与土体强度、变形均直接关联的。遗憾的是，Terzaghi 忽视了土体的强度和变形等荷载效应与外荷载间的“桥梁”一般情况下应该是不同的（颗粒间为“点”接触的特殊情况除外），他简单地用了同样的一座“桥梁”来沟通强度与外荷载间、变形与外荷载间的关系，实际上是认为影响土体强度特性和变形行为等可量测荷载效应的应力是唯一的。正如 Santamarina^[35]指出“the impact of skeletal forces by external forces, particle-level forces, and contact-level forces on soil behavior is different, and mixing both types of forces in a single algebraic expression in terms of effective stress can lead to incorrect prediction”。因此，针对不同的荷载效应，由于其相关“应力”一般是不同的，也即应采用不同的有效应力来进行描述和分析，而不是一座普通的“桥梁”。

众所周知，按一般固体力学概念，材料的强度取决于作用在其剪切破坏面上的法向力，复杂受力情况下，它还受到中主应力^[36-38]和静水压力^[39-41]的影响，前者体现了应力诱导各向异性特征并与剪切破坏面的定义关联，后者反映了材料特性的差异并可由法向应力表述，这两种应力实际上都不是独立的。因此，问题实质就归结为如何确定剪切破坏曲面和相应的法向应力了，这与外荷载的作用方式和大小直接关联。如何确定剪切破坏面的问题实际上也是一个非常复杂的问题，目前一般有理论假定和经验判断两种方法，本文将不讨论这一问题。当然，材料的强度还与材料黏聚、摩擦特性等物性参数以及温度、湿度等环境条件引起的材料物理化学特性相关，这些也不是本文要讨论的内容。对于无流体压力作用的干燥性土体，虽然它们是散体材料的集合体，但本质上仍然是固体材料，

因此，它们的强度特性应该服从于一般固体材料的强度理论，也即它们的破坏形式本质上仍为剪切破坏。对于有流体压力存在的气-液混合土体，由于流体不能承受剪力，所以，土体的剪切强度仍然就只与作用在土体剪切破坏面上的法向应力相关，按照破坏路径的最小能量耗散原理，外荷载下形成的剪切破坏曲面通常将选择土颗粒间的接触曲面，也就是说这个曲面上的土颗粒间的法向接触力的合力就是与土体强度关联的自变量了。这就意味着，土体剪切破坏面上土颗粒间的法向接触力是建立土体剪切强度与外荷载间的那座“桥梁”，这也就是几乎所有的土力学教材中推导有效应力表达式的基础。另一方面，虽然流体压力不直接对土体的剪切强度产生作用，但由于土体中流体压力的存在改变了土颗粒间的接触力，这间接地也对土体的剪切强度产生了影响，这就是土力学强度理论与一般固体力学强度理论的差异所在。

土体变形通常是指其中的固体介质变形，也即是土骨架介质的变形。与无流体压力的干燥性土体相比，不同的是，同样的外荷载作用下，流体压力的存在会改变作用在土体中土骨架上的外荷载，从而使得两者的变形不同。孔隙流体压力作用对土体变形的影响有 3 种效应：一是它直接分担了部分外荷载，减少了土骨架本身所承担的外荷载，会间接影响土体变形；二是孔隙流体与土骨架的相互作用会改变土颗粒间的接触力，起到调整土骨架实际承担外荷载的作用，从而对土骨架产生类似于一种附加外荷载的影响，导致对土体变形产生影响，这实际上也是一种对土体变形产生的间接效应。第三种是流体压力作用在可压缩土颗粒上产生的变形。第一种间接效应影响部分比较直观较易分离，但第二种间接效应影响部分比较复杂，它涉及到固体骨架与流体压力间的相互作用，这也是研究者和工程技术人员一直没有很好理解这一问题的原因。由于土颗粒的变形相对于土骨架的变形小得多，因此土力学中常将土颗粒视为不可压缩，从而忽略了第三种变形，为简单起见，本文后面的讨论中采纳了这一观点。由上面的叙述还可见，无孔隙流体压力存在时，土骨架本身承担的那部分外荷载直接决定了土体的变形，而由于流体压力存在分担的部分外荷载和改变土颗粒接触力产生的附加外荷载作用效应是土体变形的间接影响因素，也就是说当能够将对土体变形产生直接影响的应力从土体所承担的总外荷载中分离出来时，它就是建立土体变形与外荷载间的那座“桥梁”。对土体变形间接产生影响的那两种因素则可依据混合体平衡和流体连续性条件来确定。因此，对于有孔隙流体压力存在的土体变形与外荷载的关系仍然应该是由无流体压力存在时土骨架承担的外荷载来表述

的。本文后面的推导可以看到, 无流体压力存在时土体截面单位面积内土骨架承担的外荷载等于孔隙流体压力存在时的土体截面单位面积所承担的总外荷载与同面积孔隙流体压力之差。这与 Terzaghi 有效应力计算公式给出的值完全相同, 它与土体截面单位面积内土颗粒间的法向接触力的区别在于后者考虑了孔隙流体压力的影响, 当假定土颗粒间为“点”接触时, 这种影响理论上就不存在了。有关 Terzaghi 有效应力计算公式值的含义在邵龙潭^[8]、路德春等^[9]的文章中也有讨论, 结论与本文分析完全一致。本文这里明确指出 Terzaghi 有效应力计算公式定义的有效应力是仅与土体变形关联的。

如上所述, 无论是土颗粒间的法向接触力或是土骨架上承担的外荷载都是真实存在的力, 由于相应的应力表述都是采用的土体的单位面积截面, 因此, 它们事实上都是名义应力, 而非本征应力, 有关这一问题的争议应该是可以明晰了。

对于 Terzaghi 有效应力计算公式的近似性问题, 笔者的理解是: ①按照 Terzaghi 定义的有效应力, 它是土体的单位面积截面上土骨架所传递的外荷载, 将其应用与变形问题讨论时, 它是精确的, 这就是大多数土力学工作者坚持 Terzaghi 有效应力不用修正的原因所在; ②与土体强度相关联的有效应力是单位面积截面上的剪切破坏面上的土颗粒间的法向接触力, 除假定土颗粒为“点”接触时的特殊情况外, 由此有效应力定义出发推导获得的 Terzaghi 有效应力就必然是一个近似的结果。

事实上, 这两种有效应力的定义本身就不一回事, 硬把这两个有联系又有区别的定义说成是一个东西, 在理论上就是有错误的, 这才导致学术界出现了持续至今的争论。其根源在于 Terzaghi 有效应力原理忽视了土体的强度、变形等荷载效应与外荷载间的“桥梁”应该是不同的, 他简单地用一个有效应力来表述多个关系, 而这多个关系的内涵和表达式都是不同的。

基于上述分析, 本文总结:

(1) 影响土体强度特性的应力是土体剪切破坏面上土颗粒间的法向接触应力, 影响土体变形行为的土体应力是与土骨架承担的外荷载对应的应力。这两种应力物理概念上是完全不同的, 一般情况下, 它们也是不相等的。从建立土体强度-外荷载、变形-外荷载间关系的目的而言, 它们的作用效果是同样的, 因此, 都应称为有效应力。本文定义对土体强度特性和变形行为等可量测荷载效应产生直接影响的土体应力为有效应力。由于影响土体强度特性和变形行为等可量测荷载效应的土体应力是不同的, 因此, 有效应力不是

唯一的。

(2) 有效应力原理是指, 土体可量测荷载效应(如: 强度、变形等)-外荷载间的一般规律。由于这种一般规律是通过有效应力作为自变量来确定的, 因此, 它被称之为有效应力原理。值得指出的是, 有效应力原理只是建立土体可量测荷载效应-外荷载间的一般规律, 而不是建立具体的关系, 具体关系的建立还得考虑材料的物性参数和受荷、温度、湿度等环境条件引起的材料物理化学特性变化以及混合体平衡、连续和各相间的相互作用等。

综上, 有效应力不是唯一的, 它们是土体中真实存在应力的名义表述, 可以依据应力平衡原理和流体压力与土颗粒间的相互作用关系给出, 不同的有效应力定义就对应不同的有效应力计算公式。下面按照这一观点, 笔者严格推导了强度相关和变形相关两种有效应力的计算公式, 并分别给出了它们与强度和变形的关联方式。

2 流体孔压对土颗粒接触力影响分析

为方便推导出土体的强度相关和变形相关两种有效应力的计算公式, 这里先讨论土体孔隙中流体孔压对土颗粒间接触力的影响问题。

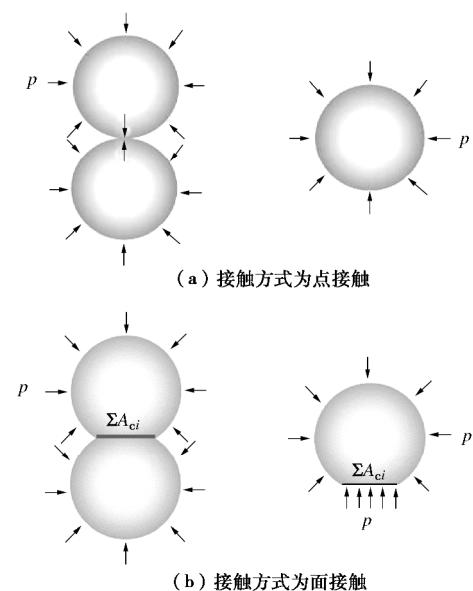


图 1 孔隙流体作用下接触面上应力分析

Fig. 1 Contact force analysis with applied pore fluid pressure

土体是由土骨架、孔隙水及孔隙气组成的松散集合体, 孔隙水和孔隙气形成混合流体(下面均简称为流体)并充填于土骨架的孔隙中。在外荷载作用时, 土体骨架与流体共同承担外荷载, 并且存在相互作用。流体对土骨架的作用体现为作用在土骨架上的孔压,

它不仅影响了土颗粒中的介质应力，而且一般情况下会通过影响颗粒间的接触力改变其接触状态。孔隙流体作用对土颗粒接触力的影响，因土颗粒接触方式的不同而产生差异。

图 1 为在孔隙流体作用下，土体中的颗粒在不同接触方式时的简化分析模型。当土颗粒间的接触方式为点接触时，如图 1 (a) 所示，流体压力 p 均匀地作用在土骨架中每个土颗粒的外表面。对于整个土骨架和每个土颗粒，流体压力都是一组自相平衡的应力。此时，流体压力的存在不影响土颗粒间的接触力，土单元的任一截面中土颗粒间的接触力 $\sum P_{vi}$ 也就是土体骨架承担的外荷载 F_{sk} ，

$$\sum P_{vi} = F_{sk} \quad . \quad (1)$$

当土颗粒间的接触方式为面接触时，如图 1 (b) 所示，对于土体中的任一颗粒，孔隙流体压力均匀地作用在非接触面上，此时，由于接触面的存在，流体压力作用对土颗粒而言将产生一种不平衡力系，为保持体系平衡，土颗粒间的接触力就必然会做相应的调整，土颗粒间的接触力将增加为

$$\sum P_{vi} = F_{sk} + \sum A_{ci} p = F_{sk} + a_c (A - A_m) p \quad , \quad (2)$$

式中，如图 2 所示， A 为土体中任一截面 $a-a$ 的面积， A_m 为流体的截面积， $\sum A_{ci}$ 为土颗粒间接触面积之和在 $a-a$ 截面方向的分量， $a_c = \sum A_{ci} / (A - A_m)$ 为土颗粒接触面积比。此时，土颗粒间的接触荷载 $\sum P_{vi}$ 是无孔隙流体存在时土骨架承担的外荷载 F_{sk} 与孔隙流体压力存在增加的颗粒间接触力 $\sum A_{ci} p$ 之和。

3 强度相关有效应力及其计算表达式

强度相关的有效应力 s'_1 为单位面积土体剪切破坏面在投影截面上对应的土颗粒间的法向接触力，它是土体中剪切破坏面上土颗粒间实际接触力的一种名义表述形式。

如图 2 所示，截面 $a-a$ 为土体中的任一截面，通过土颗粒及气液混合流体。截面 $a-a$ 面积为 A ，其中土颗粒的截面积为 A_s ，流体的截面积为 A_m ，即 $A = A_s + A_m$ 。截面 $x-x$ （剪切破坏面）为截面 $a-a$ 上的土颗粒与上层颗粒或下层颗粒的接触点或接触面构成的曲面。

土体孔隙中的流体压力为 p ，为各向等值应力。截面 $a-a$ 上的荷载包括两部分：

(1) 流体承担的荷载 $A_m p$ ；

(2) 土颗粒承担的荷载 $\sum P_{svi}$ 。

如图 3 所示，第 i 个土颗粒承担的荷载为 P_{svi} ，它是由截面 $x-x$ 中接触点或接触面处的接触荷载在法

向的分量 P_{vi} 和作用在土颗粒表面的流体压力 p 共同形成的。

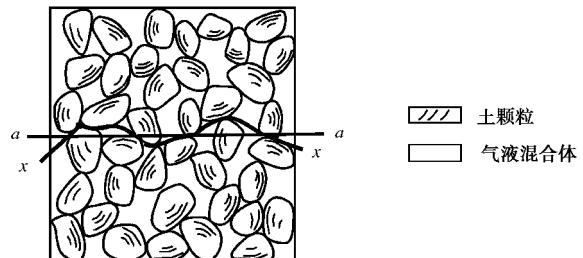


图 2 土体示意图

Fig. 2 Schematic diagram of saturated soils

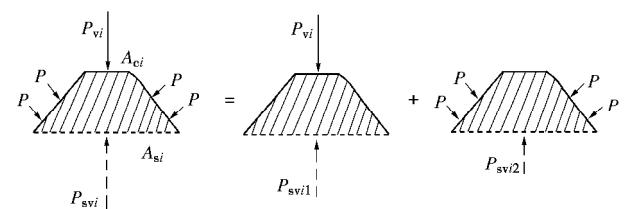


图 3 截面 $a-a$ 中第 i 个土颗粒所承担的荷载

Fig. 3 Load bearing by i th soil particle in section $a-a$

从颗粒间的接触荷载角度入手，得到截面 $a-a$ 法线方向上力的平衡方程为

$$\begin{aligned} sA &= \sum P_{svi} + A_m p \\ &= \sum P_{svi1} + \sum P_{svi2} + A_m p \\ &= \sum P_{vi} + (A - A_m) \left(1 - \frac{\sum A_{ci}}{A - A_m} \right) p + A_m p \\ &= \sum P_{vi} + (A - A_m)(1 - a_c) p + A_m p \\ &= \sum P_{vi} + Ap + a_c (A_m - A) p \quad , \end{aligned} \quad (3)$$

式中， $\sum P_{vi}$ 为土颗粒间接触荷载之和在 $a-a$ 法向的分量， $\sum P_{svi1}$ 为在截面 $a-a$ 上，由 $\sum P_{vi}$ 引起的作用在土颗粒中的荷载， $\sum P_{svi2}$ 为在截面 $a-a$ 上，由流体引起的作用在土颗粒中的荷载。

将式 (3) 两边同时除以 A ，得

$$\begin{aligned} s &= \frac{\sum P_{vi}}{A} + p + p a_c \left(\frac{A_m}{A} - 1 \right) \\ &= s'_1 + p + a_c (n-1) p \quad . \end{aligned} \quad (4)$$

由式 (4) 和强度相关有效应力的定义可知， $\sum P_{vi}/A$ 就是强度相关有效应力 s'_1 。式 (4) 中， $n = A_m/A$ ，为土体的孔隙率； $a_c = a'_c/(1-n)$ ， a'_c 为土力学教材中定义的颗粒接触面积系数。将式 (4) 进行变化，可得到如下形式：

$$s'_1 = s - p + a_c (1-n) p \quad , \quad (5)$$

式(5)即为与强度相关的有效应力的计算表达式。它不仅与外荷载相关, 而且与土体的孔隙率和颗粒接触面积比相关。当土颗粒间的接触方式假定为点接触时, 由式(5)可知, 它就是 Terzaghi 给出的有效应力表达式。

强度相关的有效应力 s'_i 是由土骨架承担的外荷载和流体压力共同决定的, 体现出外荷载和流固耦合作用对土体的综合影响。用强度相关的有效应力 s'_i 替代连续介质力学中的应力, 就可以采用与单相连续介质力学理论相同的方式, 建立适用于流体饱和土强度的关系, 其一般关系可以表示为

$$t_f = f(s'_i) \quad (6)$$

式(6)是强度与有效应力或外荷载间的一般关系。若采用莫尔-库仑理论来描述土体的剪切强度, 于是有

$$t_f = c' + s'_i \tan j' \quad (7)$$

式中, t_f 为抗剪强度, c' 和 j' 为土的有效应力强度指标。将式(5)带入式(7), 得

$$t_f = c' + [s - p + pa_c(1-n)] \tan j' \quad (8)$$

将式(8)进行展开, 得到如下形式:

$$t_f = c' + (s - p) \tan j' + pa_c(1-n) \tan j' \quad (9)$$

令 $\tan b' = a_c(1-n) \tan j'$, 它反映了孔隙流体压力对土体抗剪强度的影响程度。式(9)可进一步表示为

$$t_f = c' + (s - p) \tan j' + p \tan b' \quad (10)$$

从式(8)~(10)可以看出, 对于饱和土体, 在常见的工程应力条件下, 孔隙水压力一般不大, 且参数 $a_c(1-n) \tan j'$ 也很小, 因而, $p \tan b'$ 可略去不计。即在通常的工程状态孔隙水压力情况下, 可以不考虑孔隙水压力对土体强度的影响。但是, 对于处于高孔隙水压力作用下的土体(如深海条件下的土体), 土体的抗剪强度将会受到明显的影响, 且孔隙水压力越大, 影响程度越大。由式(10)可知, 当 Terzaghi 有效应力为零时, 土体仍然是有一定强度, 只有 t_f 为零时, 土体液化才会产生。此外, 即使 P 的绝对值不是很大, 但当 $(s - p) \tan j'$ 与 $p \tan b'$ 接近时, 孔压大小对土体剪切强度的影响也是难以忽视的。

4 变形相关有效应力及其计算表达式

变形相关的有效应力 s''_i , 其物理含义为单位面积截面土体中土颗粒骨架直接承担的那部分外荷载, 也就是说要在土体承担的总外荷载中扣除流体直接和间接承担的外荷载部分。土体的变形包含土骨架的变形和土颗粒的变形两部分。忽略流体压强作用引起的土颗粒本身的体积变化, 仅考虑土骨架的变形, 下面将介绍变形相关有效应力与土体变形的关系, 在此前先讨

论它的计算方法。由式(3)、(2)得

$$\begin{aligned} sA &= \sum P_{svi} + A_m p \\ &= \sum P_{svi1} + \sum P_{svi2} + A_m p \\ &= \sum P_{vi} + (A - A_m) \left(1 - \frac{\sum A_{ci}}{A - A_m} \right) p + A_m p \\ &= F_{sk} + \sum A_{ci} p + (A - A_m) \left(1 - \frac{\sum A_{ci}}{A - A_m} \right) p + A_m p \\ &= F_{sk} + Ap \end{aligned} \quad (11)$$

将式(11)两边同时除以 A , 得

$$\begin{aligned} s &= \frac{F_{sk}}{A} + p \\ &= s''_i + p \end{aligned} \quad , \quad (12)$$

则 F_{sk}/A 就是变形相关有效应力 s''_i 。将式(12)进行变换, 得到如下形式:

$$s''_i = s - p \quad , \quad (13)$$

式(13)也是 Terzaghi 给出的有效应力计算表达式, 其实质就是土骨架承担的剔除孔隙流体压力影响的那部分外荷载。

为了说明式(13)定义的有效应力是变形与外荷载间的桥梁作用, 在土体中取以微元体, 如图 4 示, 其在三维条件下的平衡方程表达式为

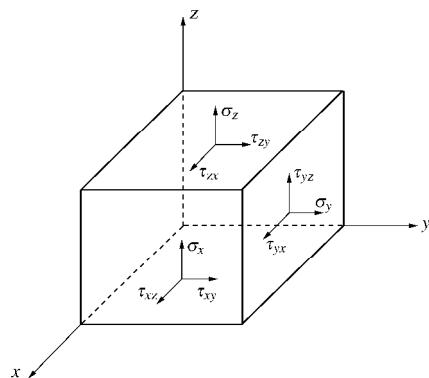


图 4 土体中的任一微元体

Fig. 4 A tiny body of soil

$$\frac{\partial s_x}{\partial x} + \frac{\partial t_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial t_{xz}}{\partial z} = 0 \quad , \quad (14)$$

$$\frac{\partial t_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial s_y}{\partial y} + \frac{\partial t_{yz}}{\partial z} = 0 \quad , \quad (15)$$

$$\frac{\partial t_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial t_{yz}}{\partial z} + \frac{\partial s_z}{\partial z} = 0 \quad . \quad (16)$$

对于饱和流体土体, 包括土骨架系统和孔隙水, 土体骨架能同时承担剪应力和正应力, 孔隙水只能承担各向同性的正应力, 不承受剪应力, 根据与变形相关有效应力计算表达式, 可得

$$s_x = s''_{ix} + p \quad , \quad (17)$$

$$\sigma_y = \sigma'_{Ily} + p , \quad (18)$$

$$\sigma_z = \sigma'_{Ilz} + p . \quad (19)$$

将式(17)~(19)分别带入式(14)~(16), 则土体的平衡方程可转化为

$$\frac{\partial \sigma'_{Ix}}{\partial x} + \frac{\partial t_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial t_{xz}}{\partial z} = \frac{\partial p}{\partial x} , \quad (20)$$

$$\frac{\partial t_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma'_{Ily}}{\partial y} + \frac{\partial t_{yz}}{\partial z} = \frac{\partial p}{\partial y} , \quad (21)$$

$$\frac{\partial t_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial t_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma'_{Ilz}}{\partial z} = \frac{\partial p}{\partial z} . \quad (22)$$

小变形条件下, 反映土体形变和位移的几何方程为

$$e_x = \frac{\partial u}{\partial x} , \quad (23)$$

$$e_y = \frac{\partial v}{\partial y} , \quad (24)$$

$$e_z = \frac{\partial w}{\partial z} , \quad (25)$$

$$g_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} , \quad (26)$$

$$g_{yz} = \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} , \quad (27)$$

$$g_{xz} = \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} , \quad (28)$$

式中, u , v , w 为 x , y , z 方向土体位移。

线性情况下可假设土体骨架变形服从胡克定律, 则土体应力应变关系为

$$\sigma'_{Ix} = 2G \left(e_x + \frac{n}{1-2n} e_v \right) , \quad (29)$$

$$\sigma'_{Ily} = 2G \left(e_y + \frac{n}{1-2n} e_v \right) , \quad (30)$$

$$\sigma'_{Ilz} = 2G \left(e_z + \frac{n}{1-2n} e_v \right) , \quad (31)$$

$$t_{xy} = Gg_{xy} = t_{yx} , \quad (32)$$

$$t_{yz} = Gg_{yz} = t_{zy} , \quad (33)$$

$$t_{xz} = Gg_{xz} = t_{zx} . \quad (34)$$

式中 $e_v = e_x + e_y + e_z$, G 为剪切变形模量, n 为土体的泊松比。

将式(23)~(28)代入式(29)~(34)后, 再代入式(20)~(22)可得到土体位移的控制方程为

$$\left(\frac{G}{1-2n} \right) \frac{\partial e_v}{\partial x} + G\nabla^2 u - \frac{\partial p}{\partial x} = 0 , \quad (35)$$

$$\left(\frac{G}{1-2n} \right) \frac{\partial e_v}{\partial y} + G\nabla^2 v - \frac{\partial p}{\partial y} = 0 , \quad (36)$$

$$\left(\frac{G}{1-2n} \right) \frac{\partial e_v}{\partial z} + G\nabla^2 w - \frac{\partial p}{\partial z} = 0 , \quad (37)$$

式中, ∇^2 为拉普拉斯算子, $\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}$,

孔隙流体压力一般可由如下的流体连续性方程表述:

$$\frac{\partial e_v}{\partial t} + \frac{k_x}{g_w} \frac{\partial p}{\partial x^2} + \frac{k_y}{g_w} \frac{\partial p}{\partial y^2} + \frac{k_z}{g_w} \frac{\partial p}{\partial z^2} = 0 , \quad (38)$$

式中, k_x , k_y , k_z 为 x , y , z 方向的渗透系数, g_w 为水的重度, t 为时间。

由式(35)~(37)再结合具体的初值条件和边值条件即可获得土体的变形。

考察土体变形求解推导的整个过程, 可以看到式(13)定义的有效应力是连接土体变形和外荷载的唯一桥梁。除初-边值和外荷载条件外, 土体变形不仅与土体骨架的变形模量参数相关, 而且与流体连续方程中的各物理参数相关, 也即反映了孔隙流体与土体骨架的相互作用。换句话讲, 土体骨架变形除取决于初-边值、外荷载条件和本身的变形特性外, 孔隙流体压力与土体骨架的相互作用也是土体骨架变形的一个影响因素。通常情况下, 土颗粒的体积变形相对于土体整体变形是非常小的, 可以忽略不计, 所以可认为土颗粒是不可压缩的, 土体的变形完全是由孔隙的改变引起的。当要考虑土颗粒本身的变形时, 问题将变得复杂化。

5 结 论

本文分析了有关 Terzaghi 有效应力原理争议的原因, 从有效应力的作用和有效应力原理的任务出发开展了相关讨论, 明晰了有效应力定义和有效应力原理的内涵。进一步, 基于流固耦合作用分析, 分析了孔隙流体压力对土颗粒接触力的影响机理, 主要结论如下:

(1) 分析了 Terzaghi 有效应力近似性的原因, 指出建立土体不同的可量测效应(如强度、变形等)-外荷载的关系时应采用不同的有效应力。

(2) 明确了有效应力定义, 指出有效应力不是唯一的。阐述了有效应力原理是指, 用有效应力的方式来表述土体可量测效应(如强度、变形等)-外荷载间的一般规律。

(3) 基于土体剪切破坏曲面对应的平截面上的法向应力和莫尔-库仑强度准则推导出流体饱和土强度准则为 $t_f = c' + (s - p) \tan j' + p \tan b'$ 。

(4) 从土体变形求解过程出发, 阐述了土体中任一平截面单位面积土骨架所承担的外荷载(变形相关有效应力 $s'_II = s - p$)与变形的一般关系。

(5) 土体剪切破坏曲面对应的平截面上的法向应力和变形相关有效应力物理含义不同, 其计算表达式也因土颗粒间接触方式不同而有所差异。当土颗粒间为点接触时, $s'_I = s'_{II}$ 。当土颗粒间为面接触时, $s'_I \neq s'_{II}$ 。

参考文献:

- [1] TERZAGHI K. Die berechnung der durchlässigkeitsziffer des tones aus dem verlauf der hydrodynamischen Spannungerscheinungen[J]. Sitzungber Akad Wiss Wien, 1923, **132**: 125 – 138.
- [2] TERZAGHI K. The shearing resistance of saturated soils and the angle between the planes of shear[C]// Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. New York, 1936, **1**: 54 – 56.
- [3] MITCHELL J K, SOGA K. Fundamentals of soil behavior[M]. 3rd ed. New York: John Wiley & Sons, 2005.
- [4] SKEMPTON A W. Effective stress in soils, concrete and rock[C]// Conference on Pore Pressure and Suction in Soils. Butterworths, 1960.
- [5] OKA F. Validity and limits of the effective stress concept in geomechanics[J]. Mechanics of Cohesive-Frictional Materials, 1996(1): 219 – 234.
- [6] 李广信. 有效应力原理能够推翻吗[J]. 岩土工程界, 2007, **10**(7): 22 – 26. (LI Guang-xin. Can the principle of effective stress be overthrown[J]. Geotechnical Engineering World, 2007, **10**(7): 22 – 26. (in Chinese))
- [7] 李广信. 关于有效应力原理的几个问题[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(2): 315 – 320. (LI Guang-xin. Some problems about the principle of effective stress[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(2): 315 – 320. (in Chinese))
- [8] 邵龙潭. 饱和土的骨架应力方程[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(12): 1833 – 1837. (SHAO Long-tan. Skeleton stress equation for saturated soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(12): 1833 – 1837. (in Chinese))
- [9] 路德春, 杜修力, 许成顺. 有效应力原理解析[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**: 146 – 151. (LU De-chun, DU Xiu-li, XU Cheng-shun. Analytical solutions to principle of effective stress[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**: 146 – 151. (in Chinese))
- [10] HOFFMAN O. Permeazoni d'Acqua e loro Effetnei Muri di Ritenuta, Hoepli, Milan, 1929. (HOFFMAN O. Seepage water and its influence on walls[M]. Milan, Hoepli, 1929.)
- [11] FILLUNGER P. Auftrieb und Unterdruck in Staumauern[C]// Gesamtbericht, Zweite Weltkraftkonferenz. Berlin, 1930: 323 – 329. (FILLUNGER P. Bouncy and negative pressure in reservoir dam[C]// Proceedings of the 2nd Conference on Transportation and World Power. Berlin, 1930: 323 – 329.)
- [12] LUBINSKI A. The theory of elasticity for porous bodies displaying a strong pore structure[C]// Proceedings of the 2nd US National Congress on Applied Mechanics. Michigan, 1954: 247 – 256.
- [13] BIOT M A. Theory of elasticity and consolidation for a porous anisotropic solid[J]. Journal of Applied Physics, 1955, **26**(2): 182 – 185.
- [14] SCHIFFMAN R L. The stress components of a porous medium[J]. Journal of Geophysical Research, 1970, **75**(20): 4035 – 4038.
- [15] SKEMPTON A W, BISHOP A W. Soils in building materials, their elasticity and inelasticity[M]. Amsterdam: North Holland Publishing Company, 1954: 417 – 482.
- [16] BISHOP A W. The principle of effective stress[J]. Norwegian Geotechnical Institute, 1960, **32**: 1 – 5..
- [17] 曹宇春. 考虑骨架压缩效应的饱和土有效应力原理[J]. 施工技术, 2013, **42**(6): 7 – 11. (CAO Yu-chun. Effective stress principle of saturated soils in terms of skeleton compressibility[J]. Construction Technology, 2013, **42**(6): 7 – 11. (in Chinese))
- [18] BIOT M A. General theory of three-dimensional consolidation[J]. Journal of Applied Physics, 1941, **12**(2): 155 – 164.
- [19] GASSMANN F. UÈ ber die ElastizitaÈt poroÈser Medien, Vierteljahrsschrift der Naturforschenden Gesellschaft in ZuÈrich, 1951, **96**: 1 – 23. (GASSMANN F. About the elasticity of porous media[J]. Quarterly Journal of the Naturforschenden Gesellschaft in Zurich, 1951, **96**: 1 – 23. (in German))
- [20] BIOT M A, WILLIS D G. The elastic coefficients of the theory of consolidation[J]. Journal of Applied Mechanics, 1957, **24**(2): 594 – 601.
- [21] BISHOP A W. The influence of an undrained change in stress on the pore pressure in porous media of low compressibility[J]. Géotechnique, 1973, **23**(3): 435 – 442.
- [22] LADE P V, DE BOER R. The concept of effective stress for soil, concrete and rock[J]. Géotechnique, 1997, **47**(1): 61 – 78.
- [23] CHEN M, CHEN Z D. Effective stress laws for multi-porosity media[J]. Applied Mathematics and Mechanics, 1999, **11**(20): 1207 – 1213.

- [24] BORJA R I. On the mechanical energy and effective stress in saturated and unsaturated porous continua[J]. International Journal of Solids and Structures, 2006, **43**(6): 1764 – 1786.
- [25] ZHANG Z C, CHENG X H. Effectives stress in saturated soil: a granular solid hydrodynamics approach[J]. Granular Matter, 2014, **16**: 761 – 769.
- [26] SUKLJE L. Rheological aspects of soil mechanics[J]. Hydrotechnical Construction, 1969, **5**(3): 300 – 301.
- [27] BISHOP A W, SKINNER A E. The influence of high pore-water pressure on the strength of cohesionless soils[J]. Philosophical Transactions of the Royal Society of London, Series A, Mathematical and Physical Sciences, 1977, **284**(1318): 91 – 130.
- [28] AL-KARNI A A. Effect of pore water pressure on stress-strain characteristics of dense sand[J]. Soil and Rock Behavior and Modeling, 2014, **94**(3): 35 – 41.
- [29] XIA H, HU T. Effects of saturation and back pressure on sand liquefaction[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1991, **9**(117): 1347 – 1362.
- [30] 黄博, 汪清静, 凌道盛, 等. 饱和砂土三轴试验中反压设置与抗剪强度的研究[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(7): 1313 – 1319. (HUANG Bo, WANG Qing-jing, LING Dao-sheng et al. Effects of back pressure on shear strength of saturated sand in triaxial tests[J]. Chineses Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(7): 1313 – 1319. (in Chinese))
- [31] HYODO M, YONEDA J, YOSHIMOTO N, et al. Mechanical and dissociation properties of methane hydrate - bearing sand in deep seabed[J]. Soils and Foundations, 2013, **53**(2): 299 – 314.
- [32] HYODO M, NAKATA Y, YOSHIMOTO N, et al. Mechanical behavior of methane hydrate-supported sand[C]// International Symposium on Geotechnical Engineering Ground Improvement and Geosynthetics for Human Security and Environmental Preservation. Thailand, 2007: 195 – 208.
- [33] MIYAZAKI K, MASUI A, SAKAMOTO Y, et al. Triaxial compression properties of artificial methane-hydrate-bearing sediment[J]. Journal of Geophysical Research Solid Earth, 2011, **116**(B6): 309 – 319.
- [34] 许成顺, 耿琳, 杜修力, 等. 反压对土体强度特性的影响试验研究及其影响机理分析, 2016, **49**(3): 105 – 111. (XU Cheng-shun, GENG Lin, DU Xiu-li et al. Effect of back pressure on shear strength of sand: experimental study and mechanism analysis[J]. China Civil Engineering Journal, 2016, **49**(3): 105 – 111. (in Chinese))
- [35] SANTAMARINA J C. Soil behavior at the microscale particle force[J]. In Germaine J T, Sheahan T C and Whitman R V Edition, Soil Behavior and Soft Ground Construction, ASCE Geotechnical Special Publication, 2003(119): 25 – 56.
- [36] 张敏, 许成顺, 杜修力, 等. 中主应力系数及应力路径对砂土剪切特性影响的真三轴试验研究[J]. 水利学报: 2015, **46**(9): 1072 – 1079. (ZHANG Min, XU Cheng-shun, DU Xiu-li, et al. True triaxial experimental research on shear behaviors of sand under different intermediate principle stress and different stress path[J]. Chinese Journal of Hydraulic Engineering, 2015, **46**(9): 1072 – 1079. (in Chinese))
- [37] 郑永来, 邓树新, 李文峋, 等. 中主应力对散粒体材料强度和变形影响的数值模拟研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, **34**(增刊 1): 3389 – 3396. (ZHENG Yong-lai, DENG Shun-xin, LI Wen-xun, et al. Numerical simulation study of influence of intermediate principal stress on strength and deformation of granular materials[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, **34**(S1): 3389 – 3396. (in Chinese))
- [38] 迟明杰, 李小军, 周正华, 等. 中主应力对砂土强度影响的细观机制研究[J]. 岩土力学, 2010, **31**(12): 3751 – 3757. (CHI Ming-jie, LI Xiao-jun, ZHOU Zheng et al. Meso-scale study of effects of intermediate principal stress on strength of sand[J]. Chinese Journal of Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(12): 3751 – 3757. (in Chinese))
- [39] 路德春. 基于广义非线性强度理论的土的应力路径本构模型[D]. 北京: 北京航空航天大学, 2006. (LU De-chun. A constitutive model for soils considering complex stress paths based on the generalized nonlinear strength theory [D]. Beijing: Beihang University, 2006. (in Chinese))
- [40] 路德春, 杜修力. 岩石材料的非线性强度与破坏准则研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, **32**(12): 2394 – 2408. (LU De-chun, DU Xiu-li. Research on nonlinear strength and failure criterion of rock material [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, **32**(12): 2394 – 2408. (in Chinese))
- [41] 杜修力, 马超, 路德春. 岩土类材料的静水压力效应[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, **34**(3): 572 – 582. (DU Xiu-li, MA Chao, LU De-chun. Effect of hydrostatic pressure on geomaterials[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, **34**(3): 572 – 582. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201803013

海洋土与钢桩界面剪切强度的大型直剪试验研究

闫澍旺¹, 林澍¹, 贾沼霖^{*1, 2, 3}, 郎瑞卿¹

(1. 天津大学建筑工程学院, 天津 300072; 2. 天津市软土特性与工程环境重点实验室, 天津 300384;
3. 华电重工股份有限公司博士后科研工作站, 北京 100070)

摘要: 海洋工程中现行的桩-土界面剪切强度设计方法一般有两种: ①根据工程经验与规范进行判断; ②根据土层地质勘查报告中的土体强度参数进行判断。对于海洋桩基而言, 合理地确定土-结构物界面的剪切强度尤为重要。界面剪切强度将直接影响桩基承载力的大小, 过高或过低地估算桩基承载力都可能会造成严重工程事故发生。为了研究沉桩过程中桩-土界面特性, 通过自制大型直剪仪对不同粒径的土样进行了直剪试验分析, 提出“抗剪糙度”概念, 研究了砂土的内摩擦角、相对密度和抗剪糙度三者之间的关系和黏土的抗剪糙度与不排水强度间的关系。研究表明, 土与钢板界面的抗剪糙度并非常数, 砂土抗剪糙度的变化规律性较强, 而软黏土的抗剪糙度受固结程度、扰动程度、土体强度等因素影响而呈现较大变化。最后, 对“抗剪糙度”在实际工程中的运用提出了一定的建议。

关键词: 海洋工程; 大直径; 超长桩; 界面强度; 抗剪糙度

中图分类号: TU473 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)03-0495-07

作者简介: 闫澍旺(1949-), 男, 教授, 博士生导师, 主要从事岩土工程专业的教学和科研。E-mail: yanshuwang@tju.edu.cn。

Large-scale direct shear tests on shear strength of interface between marine soil and steel piles

YAN Shu-wang¹, LIN Shu¹, JIA Zhao-lin^{1, 2, 3}, LANG Rui-qing¹

(1. School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, China; 2. Key Laboratory of Soft Soil Engineering Character and Engineering Environment of Tianjin, Tianjin 300384, China; 3. Huadian Heavy Industries Co., Ltd., Beijing 100070, China)

Abstract: There are two methods to decide the interfacial shear strength of pile-soil in ocean engineering design nowadays. One is taking the advices of engineering experience and codes, the other is calculation using the strength parameters of soils derived from geological exploration. As for the pile foundation in ocean, it is very important to reasonably estimate the interfacial shear strength of soil-structure, which will make a great difference to the pile bearing capacity. Both overestimation and underestimation of the pile bearing capacity may lead to severe engineering accidents. To study the characteristics of interface between piles and soils during pile driving, a large-scale direct shear apparatus is developed to perform the direct shear tests on soil samples with varied particle diameters. The shear-resistant coarseness between the soils and the surface of structures is introduced, and the relationships among internal friction angle, relative density and shear-resistant coarseness of sand samples are studied as well as the relationships between the shear-resistant coarseness and the undrained shear strength of cohesive soil samples. According to the results of the tests, the shear-resistant coarseness is variable, and the shear-resistant coarseness of sand changes more regularly while that of soft clay changes more greatly owing to the influences of consolidation, disturbance and strength of soils. Moreover, some advices are offered to the application of shear-resistant coarseness in practical engineering.

Key words: ocean engineering; large diameter; super-long pile; interfacial strength; shear-resistant coarseness

0 引言

随着中国海洋事业的不断发展, 海洋工程的建设领域逐渐向深海拓展, 大直径超长桩越发成为海洋平台的热门基础形式。通常而言, 大直径超长桩的桩长可达 100 m 以上、桩径可达 2 m 以上。对于超长桩而言, 桩侧摩阻力对桩基承载力的贡献是主要的, 因此

合理确定桩侧摩阻力对于大直径超长桩的沉桩设计和

基金项目: 国家自然科学基金项目(41272323, 41372291); 天津市软土特性与工程环境重点实验室科技成果转化项目(KJZH-CA3-1746); 科技成果转化奖励资助项目

收稿日期: 2016-02-25

*通讯作者(E-mail: jzhaolin@126.com)

施工具有重要意义。若高估了承载力，则在沉桩过程中可能会出现由于桩自重和锤重过大而产生的溜桩现象。但是，过于保守地估计承载力则可能会发生拒锤的现象，造成成本增加和经济损失。

沉桩过程对于土体而言是一种剪切作用，通常可通过剪切试验来研究桩-土界面剪切强度，进而对大直径超长桩的桩侧摩阻力进行分析。直剪试验是室内进行桩土界面强度研究的主要手段之一。对于砂土与结构物的界面强度研究，国外 Potyondy^[1]、Lings 等^[2]、Mortara 等^[3]学者和国内胡黎明等^[4]、张嘎等^[5]、夏红春等^[6]、李永辉等^[7]都做过相应的研究，内容主要涉及砂土分别与钢铁、混凝土、石、砖的剪切试验研究；循环荷载作用下的土与结构物界面剪切试验研究；不同法向应力下砂与钢板的界面特性，等等。对于黏土与结构物界面剪切特性的研究，Potyondy^[1]、卢廷浩等^[8]、周凯等^[9]学者先后进行了许多试验，分析了黏土分别与混凝土、石、砖等界面的接触特性，并研究了含水率、粗糙程度、法向应力等因素对黏土与结构物界面强度特性的影响。然而，上述研究工作基本是针对陆上工程进行的，其成果对于海洋工程而言具有一定的借鉴意义。

为了研究海洋工程中大直径超长钢桩与海洋土的界面剪切强度特性，本文通过研制大型直剪仪来进行钢桩与不同海洋土体间界面剪切试验，对钢桩与海洋土在沉桩过程中的摩擦特性进行研究，同时进行常规直剪仪试验作为对比，提出“抗剪糙度”概念，总结不同密实度的砂土与不同强度的软黏土的抗剪糙度变化，并对实际工程提出了一定的建议。

1 试验设备及试验方法

1.1 自制大型直剪仪

根据直剪试验原理，自行设计如图 1 所示的大型应力量式直剪仪。它包含上剪切盒，下剪切盒，水平加载架，竖向加载架，直线导轨，底板，垂直加压设备，水平加载设备，量力环及位移量测系统。

(1) 水平加载系统

该系统包括圆形手柄、滚轴丝杆和传动拉杆几个主要部分。将传动拉杆与底座搭接，底座可在直线导轨上作水平直线运动，通过转动手柄带动滚轴丝杆旋转向前推进，使试样在沿上下盒之间的水平面上受剪直至破坏。剪切速率可以根据需要通过改变转动手柄的速率来进行调整。

(2) 垂直加载系统

垂直加载采用杠杆加载方式，由垂直加压框架和 1:10 杠杆组成。通过转动垂直加压框架上的圆形手

柄可以调节垂直加压杆高度，从而调节杠杆处于水平状态。在杠杆末端吊盘上放置砝码以实现垂直加载的目的，垂直压力的大小可以通过放置在吊盘上的砝码重量计算得出。

(3) 剪切盒

剪切盒为矩形，包括上剪切盒和下剪切盒，均为可拆卸式。上盒双面开口，下开口的四角各有一个向外凸出 0.5 mm 的小铁片，用于放置结构物材料，同时保证结构物材料不会掉入下盒中；下盒单面开口，用于装填土样。剪切盒边长与高度分别为 152 mm 与 50 mm。下剪切盒固定在底座上，可随底座沿水平方向运动；上剪切盒通过螺栓固定在刚性支座上。上下剪切盒之间有 0.2 mm 的间隙，以消除剪切时上、下盒之间的摩擦，提高试验精度。

(4) 量测系统

该部分主要由量力环、百分表和数显位移表组成。量力环的率定系数为 1.972 kPa/0.01 mm，通过读取百分表的读数来计算剪应力的大小，剪切位移则通过数显位移表读取。



图 1 大型直剪仪示意图

Fig. 1 Sketch of large-scale direct shear equipment

(5) 大型直剪仪优势

由于常规直剪仪的剪切盒尺寸较小，上下盒套箍作用比较明显，因此对界面要求较高，一般需要非常平整与均匀的界面。而大型直剪仪具有尺寸大、剪切位移大、上下盒套箍作用不明显等优点。该直剪仪的剪切位移可达 50~60 mm，能获得残余强度范畴内的试验结果，与常规直剪仪相比更适用于大变形剪切的研究中，且试验耗时又比环剪仪短，更节约时间和成本。此外，它还能适应结构物界面存在一定粗糙度的情形，能真实地模拟实际工程中的土-结构物相互作用。

1.2 试验方案

(1) 抗剪糙度定义

抗剪糙度, 可定义为桩-土界面的抗剪强度(即抗滑动能力)与土体自身强度之比, 即

$$R_m = \frac{t_{pf}}{t_{sf}} \quad . \quad (1)$$

式中 R_m 为抗剪糙度; t_{pf} 为桩-土界面抗剪强度; t_{sf} 为土体抗剪强度。在实际工程中, 桩-土界面抗剪强度往往很难得到, 但土体自身的抗剪强度通常都会在勘察阶段给出。因此, 根据抗剪糙度, 可以通过土体自身抗剪强度推求出桩-土界面强度。另外, 根据抗剪糙度大小, 可以较为直观地看出桩土间破坏面更倾向于出现在桩-土接触界面还是土体中。

显然, 同一种表面材料与不同土的接触特性是不同的。对于砂土和黏土, 抗剪糙度的取值应存在差异, 因此必须通过不同的试验来确定。

为了求出抗剪糙度, 应同时进行土的强度试验和土与结构物界面强度试验。土的抗剪强度由常规直剪试验方法测得。为了测得界面材料与土之间的抗剪强度, 将界面材料(钢板)放于上剪切盒中, 土样放置于下剪切盒之中, 用钢丝锯对土样表面进行微调处理, 尽量保证其表面与剪切面基本相齐平。试验所用钢板取自天津港, 厚度为 5 mm, 表面粗糙度参数为 R_z 40~100 μm , 工程中钢管桩表面粗糙度约为 R_z 40~80 μm , 二者粗糙度相当。其中, R_z 为表面轮廓最大高度, 是轮廓峰顶线到谷底线的距离。

(2) 土样制备及装样

对于砂土, 选取不同密实度的试样进行试验, 通过击实使土样达到指定的密实度, 如图 2 所示。对同类型的砂土, 根据土样干密度和剪切盒容积, 可以得出达到指定密实度所需的土样质量。取相应质量的土样分别置于大直剪仪的下剪切盒和常规直剪仪的剪切盒中, 将土样分别击实至与指定密实度相对应的体积(剪切盒容积), 由此使得两个剪切盒中的土样具有相同的密实度。另外, 考虑到海洋工程中的土体均位于水下, 击实完成后, 将土样由下至上通过滴水进行饱和, 以减小饱和过程对土样的扰动。试验时, 先轻缓地施加法向应力荷载, 然后马上进行剪切试验。

根据实际工程中的勘察资料选值, 并考虑砂样的剪胀和剪缩作用, 试验中各种砂样的密实度为: 粗砂试样的相对密度分别为 0.109, 0.280, 0.534, 0.737 和 1.0; 中砂试样相对密度分别为 0.293, 0.486, 0.668, 0.839 和 1.0; 细砂试样相对密度分别为 0.212, 0.411, 0.597, 0.930 和 1.0。

对于黏土, 考虑到海洋桩基的工作环境中其强度较低(尤其是发生溜桩时), 本次试验选取不排水强度在 5~20 kPa 间的黏土土样进行研究。先将试验用的土加水搅拌成均匀泥浆, 放入固结槽中, 用真空预压的方法使土样达到一定的初始强度。然后, 将同一种土样分别放置在常规直剪仪和大型直剪仪中, 分别进行剪切试验。



图 2 砂土密实度控制

Fig. 2 Control of compactness of sand samples

制样时, 先将全部土样放在一个大槽子中一起固结, 当土样不排水强度达到 5 kPa 左右时, 取出一小部分土样进行试验, 之后继续将剩余土样固结。强度每增加一点便将土样取出进行试验, 直到土样加固至不排水强度为 20 kPa 左右为止。大直剪仪采用与其匹配的特制方形环刀切取土样, 常规直剪仪用常规环刀取样, 将多余土样用钢丝锯去除后, 分别移至大直剪仪和常规直剪仪中进行试验, 两者取样方式是类似的。

对于大直剪仪, 装样完毕后, 先将上盒对齐并组装到下盒上, 然后将结构物材料(本次试验为钢板)从上盒上开口放入, 使其与下盒土样表面相接触, 再盖上顶盖并连接加载装置。其装样方法与常规直剪仪基本一致。

2 试验土样性质

本次试验旨在研究海洋土体与钢桩的界面剪切特性, 采用细砂、中砂、粗砂、软黏土 4 种性质不同的海洋土体进行。

试验中细砂取自天津滨海新区某工程; 接近中砂的土取自烟台附近海滩; 粗砂取自秦皇岛附近海滩。各种砂土土样的基本物理力学性质参数如表 1 所示, 级配曲线如图 3 所示。试验用的重塑软黏土试样 s-1 与 s-2 主要取自塘沽新港的吹填土。吹填土是新近从渤海海底抽取的淤泥形成的, 其性质与海底表层软土相近。取土深度为泥面以下 1~2 m 之间, 土质为海相沉积黏土。表 2 为黏土土样的基本物理力学性质参

表 1 砂土土样的基本物理性质
Table 1 Basic physical properties of sand samples

土样编号	土粒组成/%					颗粒粒径/mm			不均匀系数 C_u	曲率系数 C_c	干密度/(g·cm ⁻³)	
	>2 mm	2~0.5 mm	0.5~0.25 mm	0.25~0.075 mm	<0.075 mm	d_{60}	d_{10}	d_{30}			最大	最小
细砂	—	0.1	0.9	95.0	4.0	0.152	0.080	0.103	1.90	0.870	1.72	1.45
中砂	2.25%	23	60	13.25	1.05	0.4	0.15	0.25	1.6	1.042	1.75	1.48
粗砂	10%	80.1	8.7	1	0.2	1.02	0.51	0.71	1.92	1.009	1.85	1.52

表 2 黏土土样的基本物理性质

Table 2 Basic physical properties of cohesive soil samples

土样编号	取土深度/m	含水率 w/%	重度 g/(kN·m ⁻³)	孔隙比 e	塑性指数	饱和度 /%
s-1	1.0~1.5	53.1	18.0	1.877	19	98.8
s-2	1.5~2.0	46.1	17.9	1.767	20	97.7

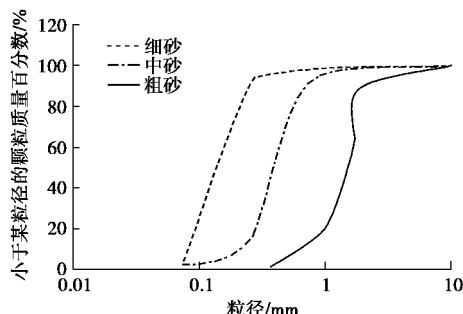


图 3 砂土颗粒级配曲线
Fig. 3 Grading curves of sand samples

数, 土样土质较为均匀, 具有含水率高、孔隙比大、压缩性大等典型软黏土特性。

3 试验结果分析

3.1 抗剪强度的确定

在常规直剪试验中, 一般取剪切位移为试样直径的 1/15~1/10 时所对应剪应力作为抗剪强度^[10]。通常剪切位移在 10 mm 以内时, 土样即可达到峰值强度, 之后很快下降至残余强度水平; 而剪切位移达 20 mm 时, 通常残余强度已达稳定值。因此, 本文取大型直剪试验剪切位移为土样边长的 2/15 (20 mm) 时对应的剪应力作为稳定残余强度。试验在法向应力 200, 300, 400 kPa 下进行, 根据试验结果得到土体自身抗剪强度和界面的抗剪强度。将不同组合的抗剪强度进行对比, 具体对比结果见图 4~6。

3.2 砂土试验结果

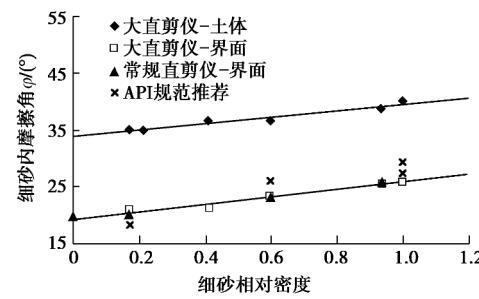
对 3 种不同粒径的砂土进行了试验, 砂土的级配情况如图 3 所示, 分别为细砂、中砂与粗砂。考虑到钢管桩的工作环境为深海, 所用土样都经过静充水饱和处理, 并通过静置使其稳定后再进行试验。

(1) 细砂试验结果

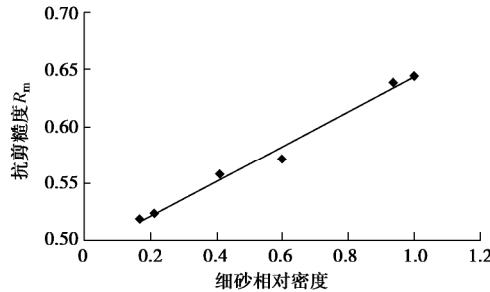
细砂的试验结果如图 4 所示。图 4 (a) 中给出了土的抗剪强度、钢板-土界面抗剪强度随土体相对密度

(即砂的密实度) 增加而变化的情况。由图中可以看出, 两者与相对密度之间均存在很好的线性关系, 且强度都随相对密度的增加而增加。其中, 钢板-土界面强度的增长速度略快。图 4 (a) 中同时也给出了美国桩基协会、API 规范推荐的钢管桩表面与细砂的界面摩擦角随细砂相对密度变化而变化的情况。由图 4 (a) 可知, API 规范的计算结果与本次试验结果非常接近。

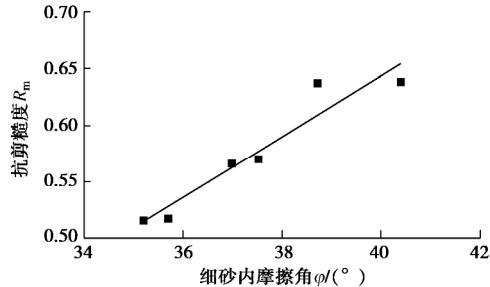
图 4 中 (b)、(c) 分别给出了抗剪强度与相对密度、抗剪强度与细砂内摩擦角 φ 的关系, 两者的结果都呈现出较好的线性。从图中可以看到, 材料的抗剪强度 R_m 随细砂的内摩擦角 φ 增加而增加, 但变化的幅度不大。当细砂内摩擦角从 35° 增加到 42° 时, 抗剪强度从 0.51 变化到 0.65。



(a) 土的抗剪强度及钢板-土界面抗剪强度与土的相对密度关系曲线



(b) 钢板-土界面抗剪强度与细砂相对密度关系曲线



(c) 钢板-土界面抗剪强度与细砂内摩擦角关系曲线

图 4 细砂试验结果

Fig. 4 Test results of fine sand samples

(2) 中砂试验结果

中砂试验结果如图 5 所示, 图 5 (a) 给出了土的相对密度与各试验中抗剪强度参数的关系。由图中大直剪仪及常规直剪仪的试验结果可知, 两者得出的关系是一致的, 且均与 API 规范推荐值相一致。

图 5 中 (b)、(c) 分别给出了抗剪糙度与相对密度、抗剪糙度与中砂内摩擦角 φ 的关系曲线。由图可见, 抗剪糙度随土强度参数增加而变化的幅度更加平缓。当土内摩擦角从 37° 增加到 50° 时, 抗剪糙度仅从 0.48 变化到 0.54。

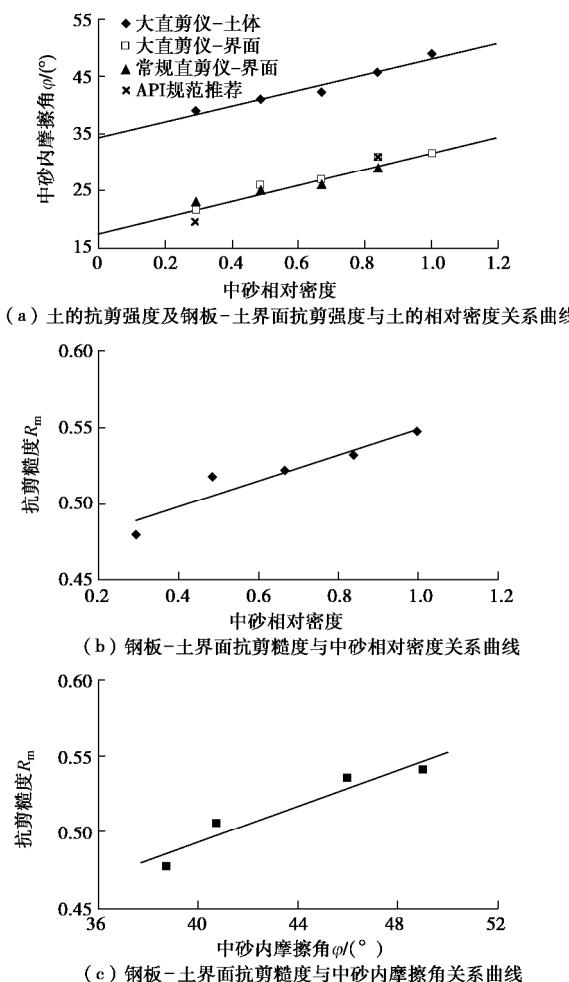


图 5 中砂试验结果

Fig. 5 Test results of medium sand samples

(3) 粗砂试验结果

粗砂试验结果如图 6 所示。图 6 (a) 中分别给出了土强度参数、界面强度参数与土相对密度的关系, 并给出了大直剪仪及常规直剪仪的试验结果, 同时还给出了 API 规范推荐的计算结果。图 6 中 (b)、(c) 分别给出了抗剪糙度与土的相对密度、抗剪糙度与强度参数的关系曲线。由图中可以看出, 随着内摩擦角的增加, 土的抗剪糙度的变化范围也不大, 当土的内

摩擦角从 35° 变化到 48° 时, 抗剪糙度仅从 0.52 变化到 0.62。

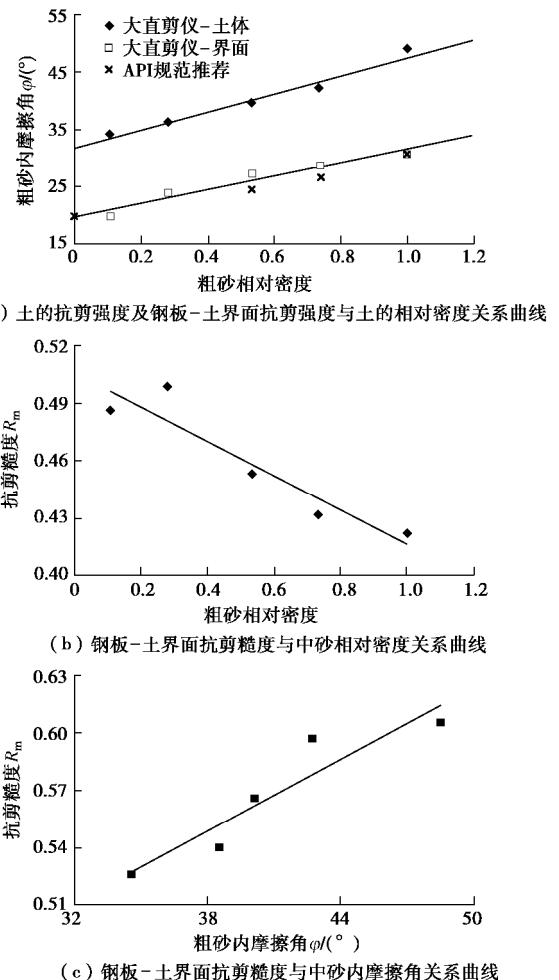


图 6 粗砂试验结果

Fig. 6 Test results of coarse sand samples

(4) 砂土试验结果综合分析

综合 3 种砂土的试验结果, 可观察到以下现象:

a) 对于试验所采用的 3 种砂土, 土的强度及界面强度均随着土的密实度增加而增加, 但增加的幅度不同。对于细砂与接近中砂的土, 当相对密度增加时, 土体自身强度的增长速度小于界面强度的增长速度, 抗剪糙度表现为随砂土相对密度的增长而增长。而对于粗砂, 在剪切作用下发生剪缩, 土自身强度的增长较快, 但由于钢板基本不会压缩且粗砂粒径变化不大, 界面抗剪强度增长速度较慢 (如图 6 (a)), 因而表征抗剪强度比的抗剪糙度表现为随砂土相对密度的增加而减小;

b) 尽管 3 种砂土的抗剪糙度因土强度不同而不同, 但在土的常见密实度范围内, 抗剪糙度的变化范围很小, 基本都介于 $0.45\sim0.65$ 之间。因此, 在实际工程中, 当钢管桩在砂土层中工作时, 其抗剪糙度值可在 $0.45\sim0.65$ 内依据土体强度指标进行选取。

3.3 黏土试验结果

在动力打桩阶段, 黏土中将产生超孔压并不断累积, 使得土体强度和界面强度均会减小。由于超孔压短时间内难以消散, 界面强度和土体强度在短时间内均不易恢复。考虑到海洋桩基工作环境中的土体强度较低, 试验所用土样的强度也处理得比较低(5~20 kPa)。图 7 给出了本次试验的结果以及 API 规范的推荐值。

与其他学者所得试验结果类似^[11-12], 在本文选取的强度研究范围内, 黏土与钢板的界面剪切强度低于黏土自身的抗剪强度, 表现为抗剪糙度变化范围较大, 为 0.3~1.0(如图 7), 说明界面处比土体更容易发生破坏。而 API 规范在任意强度下得出的抗剪糙度均为 1.0, 即认为界面强度与土体自身强度是相等的, 桩-土界面存在于土层之中。由试验结果可知, 黏土不排水强度范围在 5~20 kPa 之间时, 得出的抗剪糙度随着土体强度的增加而增大, 在土体不排水强度为 20 kPa 左右时, 抗剪糙度已基本接近 1.0。当土体不排水强度大于 20 kPa 时, 抗剪糙度将不小于 1.0, 即土体抗剪强度将不小于界面强度, 此时可认为打桩破坏面将出现在土体中, 而非接触界面处。

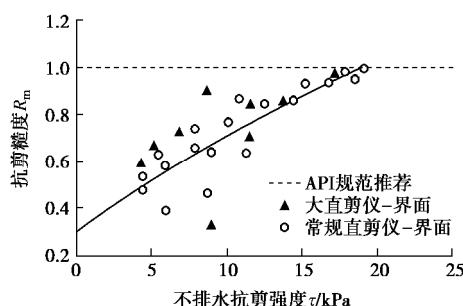


图 7 土的抗剪强度与抗剪糙度的关系曲线

Fig. 7 Relationship between undrained shear strength of soils and shear-resistant coarseness

由图 7 可知, 在动力打桩阶段, 当土体强度较小时, 界面处的土所受的扰动比土中剪切面所受的扰动大, 且由于不排水剪切产生的超孔压短期内难以消散, 界面强度不易恢复。因此, 打桩阶段的界面强度往往小于土体自身强度。若按 API 规范的方法将土体自身强度作为界面强度, 则可能会因为高估了桩侧摩阻力而使设计偏于危险, 造成溜桩的发生。本试验的结果也为溜桩过程中黏土桩侧摩阻力的急剧下降提供了一个较为合理的解释。在桩身下沉的过程中, 桩侧一定范围内土体受到扰动, 土体强度下降, 导致桩-土界面强度下降较为剧烈, 桩土间破坏面更倾向于出现在界面处。因此, 在设计计算时, 当土体强度较低时,

有必要在 API 规范的基础上再进一步考虑桩侧摩阻力的折减。本试验结果的意义在于其比较接近桩身下沉的工况, 此时桩-土界面处所受到的扰动与试验条件相似。因此, 本次试验的结果可为沉桩阶段钢桩承载力的设计提供一定的参考。

4 结论与建议

综合以上 3 类砂土以及重塑软黏土的试验结果, 可以得出以下结论及建议:

(1) 土-结构物界面强度可以通过利用特制大型直剪仪进行直剪试验的方法来测定, 能够更多地考虑实际工程中的影响因素和环境因素, 得到较为接近实际工程的试验数据。在实际工程中, 桩-土界面抗剪强度往往很难得到, 但土体自身的抗剪强度通常都会在勘察阶段给出。因此, 提出表征抗剪强度比的“抗剪糙度”概念, 通过土体自身抗剪强度可以推求出桩-土界面抗剪强度, 由此再进行工程中桩侧摩阻力和桩基承载力的计算。该研究成果可为海洋工程中沉桩阶段的沉桩阻力估算、沉桩能量设计提供一定的参考。

(2) 土-结构物界面的抗剪糙度并非常数。对于砂土, 抗剪糙度会随着颗粒粒径、密实度等因素变化而变化, 整体趋势为随着土体的强度增加而增大, 但对于粗砂可能会出现减小的现象; 对于软黏土, 随着土体强度(固结程度)的增加, 抗剪糙度变化较大, 整体上呈现出随着土体强度增加而增加的趋势。

(3) 对于海洋工程中使用较多的钢管桩, 本文成果具有一定的指导意义。对于砂土而言, 桩-土界面抗剪糙度波动的幅度较小, 介于 0.45~0.65 之间, 与 API 规范推荐值较为接近。但是对于黏土, API 规范给出的值较为笼统且偏于危险, 因此有必要在进行沉桩设计计算时根据土体强度参数进行抗剪糙度的选择, 进而得到界面强度以推测桩侧摩阻力和钢桩承载力大小。当土体强度较小时(本文结果为 5~20 kPa), 抗剪糙度为 0.3~1.0, 根据土体强度大小应适当增减; 当土体强度较大时(本文结果为大于 20 kPa), 抗剪糙度达到 1.0, 可认为界面强度与土体强度相当。

参 考 文 献:

- [1] POTYONDY J G. Skin friction between various soils and construction materials[J]. Géotechnique, 1961, **11**(4): 339~353.
- [2] LINGS M L, DIETZ M S. The peak strength of sand-steel interfaces and the role of dilation[J]. Soils and Foundations -Tokyo, 2005, **45**(6): 1~14.
- [3] MORTARA G, MANGIOLA A, GHIONNA V N. Cyclic shear

- stress degradation and post-cyclic behaviour from sand–steel interface direct shear tests[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2007, **44**(7): 739 – 752.
- [4] 胡黎明, 潘家骝. 土与结构物接触面物理力学特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2001(4): 431 – 435. (HU Li-ming, PU Jia-liu. Experimental study on mechanical characteristics of soil-structure interface[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2001(4): 431 – 435. (in Chinese))
- [5] 张嘎, 张建民. 循环荷载作用下粗粒土与结构接触面变形特性的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2004(2): 254 – 258. (ZHANG Ga, ZHANG Jian-min. Experimental study on cyclic behavior of interface between soil and structure[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004(2): 254 – 258. (in Chinese))
- [6] 夏红春, 周国庆, 杜泽超. 土–地下结构界面层效应试验研究[J]. 中国矿业大学学报, 2011(6): 846 – 851. (XIA Hong-chun, ZHOU Guo-qing, DU Ze-chao. Experimental study of the soil-underground structure interfacial layer effect[J]. Journal of China University of Mining and Technology, 2011(6): 846 – 851. (in Chinese))
- [7] 李永辉, 王卫东, 黄茂松, 郭院成. 超长灌注桩–土界面剪切试验研究[J]. 岩土力学, 2015(7): 1981 – 1988. (LI Yong-hui, WANG Wei-dong, HUANG Mao-song, GUO Yuan-cheng. Experimental research on pile-soil interface shear behaviors of super-long bored pile[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015(7): 1981 – 1988. (in Chinese))
- [8] 卢廷浩, 王伟, 王晓妮. 土与结构接触界面改进直剪试验研究[J]. 沈阳建筑大学学报(自然科学版), 2006(1): 82 – 85, 99. (LU Ting-hao, WANG Wei, WANG Xiao-ni. Experimental study on soil-structure contact surface behavior by improved direct shear tests[J]. Journal of Shenyang Jianzhu University (Natural Science), 2006(1): 82 – 85, 99. (in Chinese))
- [9] 周凯, 程寅, 黄新. 不同桩–土界面直剪试验研究[J]. 路基工程, 2011, **5**: 93 – 95, 99. (ZHOU Kai, CHENG Yin, HUANG Xin. Experimental study on direct shear of different pile-soil interface[J]. Subgrade Engineering, 2011, **5**: 93 – 95, 99. (in Chinese))
- [10] TERZAGHI K. Theoretical soil mechanics[M]. New York: Wiley, 2007.
- [11] 杨大方. 土与结构界面模型单剪与直剪试验对比研究[D]. 焦作: 河南理工大学, 2009. (YANG Da-fang. Comparison research between simple shear tests and direct shear tests on interfacial model between soil and structure[D]. Jiaozuo: Institutes of Technology of Henan, 2009. (in Chinese))
- [12] 殷勇, 李富荣. 滨海土体与钢材接触面剪切特性试验[J]. 土工基础, 2014(6): 123 – 125. (YIN Yong, LI Fu-rong. The shear properties of the contact surface between steel and coastal plain soil[J]. Soil Engineering And Foundation, 2014(6): 123 – 125. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201803014

新型板桩码头群桩基础被动段桩侧压力试验研究

徐光明^{1, 2}, 任国峰^{1, 2}, 顾行文^{*1, 2}, 陈爱忠³, 李乐晨⁴

(1. 南京水利科学研究院, 江苏南京 210029; 2. 水文水资源与水利工程国家重点实验室, 江苏南京 210029; 3. 溧阳市溧城力源电子设备厂, 江苏溧阳 213360; 4. 四川大学建筑与环境学院, 四川成都 610000)

摘要: 在新型板桩码头结构中, 带卸荷承台板的直立灌注桩群桩基础被用来与前墙一起共同承担土体侧向位移所产生的侧向荷载, 这些直立桩的工作机制类似抗滑被动桩, 但其桩土相互作用程度远没有达到极限状态。结合 20 万吨级卸荷式板桩码头结构设计方案的验证, 开展了多组土工离心模型试验, 测量了各排灌注桩两侧土压力, 得到了均质细砂地基中两种承台群桩基础中桩身侧压力分布, 其特征是桩身上部侧压力为正, 作用方向与土体位移一致, 而桩身下部侧压力为负。各排桩的侧压力零值点约位于港池泥面线下 4 倍桩径位置处, 可根据侧压力零值点分界线将桩身划分为上部被动段和下部主动段进行设计处理。为了确定被动段侧压力大小, 引入被动段桩宽比, 将桩侧压力与朗肯主动土压力相关联, 结果发现, 海侧桩被动段桩宽比接近 3.0, 明显大于中间桩和陆侧桩, 因此, 承台群桩基础设计中, 被动段可以近似按 3 倍朗肯主动土压力作为设计值考虑。

关键词: 承台群桩基础; 灌注桩; 桩侧压力; 桩宽比; 被动段

中图分类号: TU473 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)03-0502-10

作者简介: 徐光明(1963-), 男, 教授级高级工程师, 主要从事土工离心模型试验研究。E-mail: gmxu@nhri.cn。

Experimental study on lateral pile-soil pressure on passive part of pile groups in innovative sheet-pile wharf

XU Guang-ming^{1, 2}, REN Guo-feng^{1, 2}, GU Xing-wen^{1, 2}, CHEN Ai-zhong³, LI Le-chen⁴

(1. Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210029, China; 2. State Key Laboratory of Hydrology-Water Resources and Hydraulic Engineering, Nanjing 210029, China; 3. Licheng Electronic Device Producer, Liyang 213300, China; 4. School of Architecture and Environment, Sichuan University, Chengdu 610000, China)

Abstract: The pile group of vertical cast-in-place piles with relief platform has been successfully introduced into innovative sheet-pile wharfs to withhold lateral load due to horizontal soil movement along with its front wall. The work mechanism of the piles is similar to that of stabilizing piles, but their pile-soil interaction degree is far below the limit state. In order to study the distribution of the lateral pile-soil pressure along pile for the formation of its design method, geotechnical centrifuge model tests of two schemes are conducted to simulate 200,000-tonnage sheet-pile wharfs with relief platform in fine sand. The pile-soil pressure distribution is obtained by measuring the earth pressures at its two sides. The characteristic is that the lateral pile-soil pressure is positive for the upper part, meaning the same direction to soil movement, and negative for the lower part. And the position of zero value of pile-soil pressure is below the mud line of harbor basin by about four times the pile diameter. By using the position of zero pile-soil pressure as the demarcation line, each pile can thus be divided into the upper passive part and the lower active part, as is done in stabilizing piles. In order to estimate the pile-soil pressure of pile's passive part, it is correlated with the Rankine active pressure by introducing an average breadth ratio on the passive part of pile. It is found that the breadth ratio of pile's passive part is about 3.0 for seaside piles, much bigger than that for the middle and landside piles. Therefore, the pile-soil pressure of pile's passive part can be taken to be 3 times the Rankine active pressure in the design of pile groups with relief platform.

Key words: pile group with relief platform; cast-in-place pile; lateral pile-soil pressure; breadth ratio of pile; passive part

0 引言

板桩码头结构以其结构形式简单, 造价低廉, 施工周期短等独特优点, 在国外众多港口码头建设中得

到广泛的应用^[1], 由于中国长期缺乏用于建造板桩岸

收稿日期: 2016-07-21

*通讯作者 (E-mail: xwgu@nhri.cn)

壁的优质型钢以及大倾角斜桩施工技术, 致使板桩码头结构型式发展和建设受到很大制约, 仅用于中小型港口工程。自 2000 年以来, 钢筋混凝土地连墙板桩码头结构设计水平和施工技术在中国得到极大提升, 成功研发了遮帘式和卸荷式新型板桩码头结构, 在数十个大型深水泊位建设中得到成功应用^[1]。与传统的单锚式板桩码头结构不同的是, 在新型深水卸荷式板桩码头结构中, 充分发挥了直立群桩基础的侧向承载作用, 分担了一部分原本作用于前墙岸壁上的侧向荷载。图 1 是卸荷式板桩码头结构示意图, 它由前墙、承台群桩基础、锚碇墙和拉杆共同构成的, 其中承台群桩基础为多排直立钢筋混凝土灌注桩与卸荷承台板相铰接而成。值得注意的是, 前墙、锚碇墙和拉杆三者构成了传统意义上的单锚式板桩码头结构部分, 可见, 卸荷式板桩码头结构实为单锚式板桩码头结构和承台群桩基础结构两部分共同组成, 因此, 承台群桩基础与前墙一起共同承担土体侧向位移而产生的侧向荷载, 而承台群桩基础结构部分的受力性状则主要反映在直立灌注桩受力特性上。

如图 1 所示, 受港池浚深产生的侧向卸荷和码头面竖向堆载的作用, 前墙岸壁向海侧位移, 致使承台群桩基础中的灌注桩周围土体, 尤其是位于泥面线以上的桩周土体, 跟着一起朝海侧方向侧向移动, 致使这段桩身陆侧土压力大于海侧土压力, 两侧存在明显土压力差, 即形成图 1 所示的指向海侧的桩侧压力 p , 形成水平荷载作用于此段桩身。根据被动桩定义^[2], 这部分桩身即为被动段 L_p (图 1)。而灌注桩泥面线以下桩身部分, 其周围地基土体没有明显的侧向移动的趋势, 处于稳定状态, 这时由于桩身变形的存在, 桩周稳定土体对桩身产生抗力, 该部分桩身即为主动段 L_a (图 1)。因此, 从受力机制上看, 承台群桩基础中的直立灌注桩属于侧向承载被动桩, 理应按照被动桩设计方法, 对桩身分段加以研究考察, 才能进行合理设计。

在被动桩设计中, 特别是典型的抗滑桩, 通常将桩周土层, 按滑动面区分为上部流动土或不稳定土区和下层稳定土区, 进而将桩身分为上部被动段和下部主动段, 并分别给予不同假设和设计处理^[3-5]。对于主动段, 按主动水平承载桩处理, 即基于文克尔假设的弹性地基反力法进行处理, 认为其桩侧土体抗力与桩身的挠度成正比。对于被动段, 则需要假设其侧压力分布, 在抗滑桩设计中, 通常假设位于不稳定区的被动段侧压力达到极限值, 即为极限侧向压力。当作用于桩身被动段的侧压力和主动段的侧向抗力确定后, 就可以计算出桩身弯矩和剪力, 进而进行抗滑桩配筋

设计。总之, 抗滑桩设计理论是基于其极限状态建立的, 核心内容在于合理准确地确定土体不稳定区桩身极限侧向压力。为此, 众多学者基于各种假设, 推导了不同的极限侧向压力公式, 包括著名的伊藤公式^[6-7]和沈珠江公式^[8]。Poulos 归纳了这些被动桩极限侧向压力公式, 将其分为黏土和砂土中两类不同被动桩情况^[4-5]。在黏土中, 将极限侧向压力 p_y 与不排水剪强度 c_u 相关联, 即

$$p_y = N_p c_u \quad , \quad (1)$$

式中, N_p 为侧向承载力系数, 通常取值在 2~9。

在砂土中, Brom 曾建议把极限侧向压力 p_y 与被动土压力相关联^[9], 即

$$p_y = a K_p s'_{vo} \quad , \quad (2)$$

式中, K_p 为朗肯被动土压力系数, 即 $K_p = \tan^2(45 + j/2)$, j 为土的内摩擦角, s'_{vo} 为有效上覆重应力, a 为介于 3~5 之间的系数。

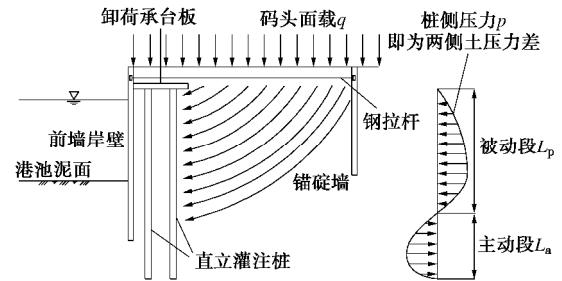


图 1 卸荷式板桩码头结构和桩侧压力示意图

Fig. 1 Sketch of sheet-pile wharf with relief platform and lateral pile-soil pressure with depth

对于抗滑桩, 所要加固的土体中有一个已知的或潜在的滑动面, 可以作为划分主动段与被动段的分界。然而, 对于新型板桩码头中侧向承载的桩, 能否把港池泥面这个水平面, 作为划分主动段和被动段的分界, 依据不足。其次, 直立灌注桩桩土相互作用程度有限, 桩侧压力发挥的程度同样有限。根据松井等所开展的 18 组黏土和 7 组砂土土体位移条件下的桩侧压力试验结果^[7], 发现桩侧压力的发挥程度完全取决于桩土相对位移大小, 对于砂土中的被动桩, 当桩土相对位移与桩径之比达到 30% 以上时, 桩侧压力才达到其极限值。一般知道, 新型板桩群桩基础基桩常用桩径 (D) 是 1200~1300 mm, 30% D 以上桩土相对位移量就意味着桩土相对位移量大于 360~390 mm, 此时的桩侧压力才可能达到其极限值。然而, 承台群桩基础中灌注桩位移变形量, 基本上与前墙岸壁侧向位移变形量大体相当。对于 20 万吨级深水板桩码头, 前墙岸壁侧向位移量必须控制在 100 mm 以内, 那么, 灌注桩侧向位移变形量不会超过 100 mm, 桩土相对位移量就

更小, 桩土相互作用程度远没有达到极限状态, 桩侧压力也就小于极限侧向压力值。这样看来, 由于承台群桩基础中桩土相互作用程度较低, 因此, 已有的被动桩极限侧向压力计算公式在此不再适用。

刘永绣在文献[1]讨论了卸荷承台板下基桩受力计算模型和作用于桩身侧压力确定等问题, 建议将基桩按港池泥面划分为上下两个桩段, 泥面以下桩段按竖向弹性地基梁法进行处理, 泥面上以上桩段桩侧压力按1~2倍的主动土压力确定, 这个倍数就是土压力计算宽度与桩宽之比^[3], 它的取值与桩距桩径之比相关, 桩距桩径之比大时取大值。可见, 这样的设计处理已经隐含了被动桩设计方法理念, 但最关键的两点值得商榷: 一是区分上下桩段的分界点是否为泥面线, 二是计算宽度与桩宽之比值取多大。所以, 非常有必要专门研究承台群桩基础中灌注桩侧压力分布, 寻找到一种合理划分桩身被动段和主动段的方法, 同时合理确定桩身被动段的侧压力值。

针对上述新型板桩码头群桩基础结构中基桩被动桩设计理念中需要解决的两大问题, 参照某20万吨级卸荷式板桩码头结构的T型地连墙方案和组合钢管桩方案, 开展了大型土工离心模型试验研究, 重点是在两种承台群桩基础各排灌注桩中均设置一根土压力测试桩, 在其海陆两个侧面上埋设微型土压力盒, 测试其在港池浚深侧向卸荷和码头面竖向堆载作用下桩身侧向压力分布, 进而探讨桩身被动段和主动段的划分, 同时探讨了桩身被动段侧向压力简化确定方法。

1 土工离心模型试验

1.1 试验设备

本文试验是在南京水利科学研究院400 g·t 土工离心机上开展的, 这台大型土工离心机容量400 g·t, 其旋转半径为5.5 m, 最大离心加速度为200g, 相应最大负荷为2000 kg。所模拟的20万吨级卸荷式板桩码头结构泊位, 沿岸线布置, 可按平面应变问题考虑其模型布置, 故试验采用了大型平面应变型模型箱, 净空尺寸分别为: 长1200 mm、宽400 mm和高800 mm。

1.2 模型设计

原型板桩码头结构断面主要几何尺寸为: 码头面高程为4.2 m, 港池泥面线高程为-20.5 m。对于T型地连墙方案, 前墙为现浇的T型钢筋混凝土地连墙, 每个T型断面单元宽度4.0 m, 中间腹板宽0.8 m、高2.5 m, 两侧翼缘高0.8 m, 翼缘底标高为-28.0 m, 但腹板延伸至-34.0 m。T型地连墙前墙每延米截面抗弯刚度EI达15.24 GN·m²/m(这里E为弹性模量, I为

截面惯性矩)。卸荷承台板厚1.0 m, 宽12.5 m, 其底面与T型地连墙顶齐平, 其海侧搭在前墙腹板上。承台板中间和陆侧则为两排直径1200 mm的钢筋混凝土灌注桩所支撑, 桩台之间采用铰接。海侧桩离码头前沿线7.65 m, 海测桩与陆侧桩横向间距为5.25 m, 纵向间距为4.0 m, 桩底标高为-38.0 m。钢筋混凝土锚碇墙厚为1.1 m, 墙顶标高为3.0 m, 墙底标高为-16.0 m。净距为44.0 m的前墙与锚碇墙, 由直径70 mm的S550级高强度钢拉杆相连接, 其锚着点标高为0.4 m, 平均间距1.33 m。对于组合钢管桩方案中, 前墙为Φ1422/AZ18组合钢管桩, 其每延米截面抗弯刚度EI为1.37 GN·m²/m, 不足T型地连墙的1/10, 折合成钢筋混凝土地连墙, 其厚度约为0.85 m。另外, 此方案中卸荷承台板宽度增至14.05 m, 为3排直径1300 mm钢筋混凝土灌注桩所支撑, 桩台之间采用铰接。海侧桩离码头前沿线4.4 m, 海侧桩与中间桩和中间桩与陆侧桩的横向间距均为5.0 m, 纵向间距也是4.0 m。拉杆和锚碇墙规格尺寸与T型地连墙方案相同。

考虑原型码头结构物受力影响范围和模型箱大小, 所选定的原型与模型的长度几何比尺为80, 即n=80。在确定了模型几何相似比尺后, 模型其它物理量的相似比尺随之确定^[10]。

1.3 模型制作

选用铝合金材料制作模型前墙、锚碇墙、卸荷承台板和灌注桩, 由于模型材料与原型材料弹性模量不同, 考虑它们都是受弯构件, 因此, 必须根据抗弯刚度相似准则进行设计修正^[10]。两种方案的模型布置分别见图2和图3, 模型前墙、锚碇墙及承台板与模型箱同宽, 锚碇墙厚10.1 mm, 承台板厚10 mm, 在T型地连墙模型中, 前墙腹板和翼缘厚度分别为23 mm和7.4 mm, 在组合钢板桩方案模型中, 前墙厚度7.7 mm, 其它尺寸按原型大小等比例缩小。

在确定模型桩尺寸时, 首先考虑模型承台群桩基础基桩侧壁和土体之间的摩擦特性与原型一致, 首先根据原型桩外径按几何比尺确定模型桩外径, 在此约束前提下再选择合适壁厚的铝合金管。考虑到原型灌注桩承受较大的弯矩, 因此, 管壁厚度则根据桩体抗弯刚度相似准则进行确定。设原型灌注桩截面内外径分别为 b_p 和 a_p , 因为是实心桩, 所以 $b_p=0$, 模型桩截面内外径分别为 b_m 和 a_m , 因为 a_p 与 a_m 之间保持几何相似, 故 $a_m=a_p/n$ 。这时原型与模型截面惯性矩分别为: $I_p=\pi a_p^4/64$, $I_m=\pi(a_m^4-b_m^4)/64$, 设 E_p 和 E_m 分别为原型和模型材料弹性模量, 因原型和模型两者满足抗弯刚度相似关系要求, 即满足 $E_p I_p = n^4 E_m I_m$, 可以

推导出模型桩截面内径为

$$b_m = \sqrt[4]{\left(a_m^4 - \frac{a_p^4}{n^4} \frac{E_p}{E_m} \right)} = a_m \sqrt[4]{\left(1 - \frac{E_p}{E_m} \right)} \quad (3)$$

这样, 两种方案的模型灌注桩分别采用内径 13 mm、外径 15 mm 和内径 14 mm、外径 16 mm 的空心铝合金管模拟, 模型桩长度根据原型桩长度等比例缩小 (图 2 和图 3)。模型卸荷承台板与模型桩之间铰接机构参见文献[11, 12]。

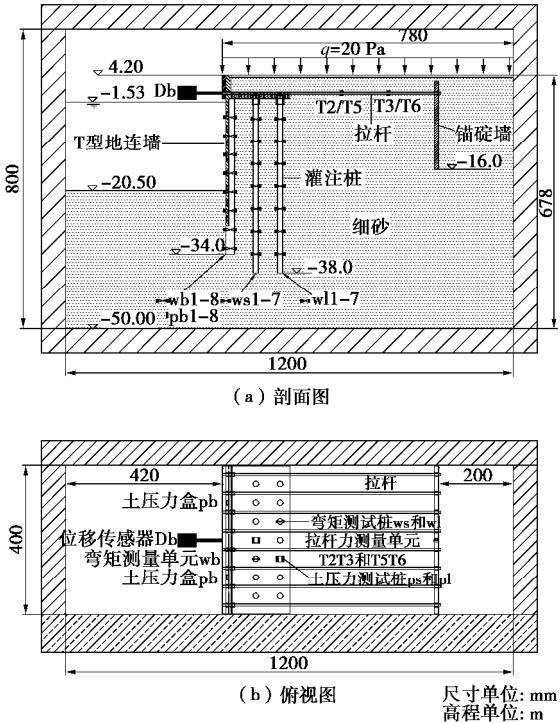


图 2 模型布置 (T型地连墙方案)

Fig. 2 Model setup (front wall of T-shaped diaphragm)

原型钢拉杆选用钢拉条模拟, 按等抗拉刚度相似原理进行设计。为了简化模型布置, 采用 1 根模型拉杆来模拟 3 根原型拉杆, 这样, 在模型箱宽度 400 mm 范围内, 共布置 8 根截面宽 7.2 mm、厚 0.4 mm 的钢条拉杆 (图 2 (b)) 和图 3 (b))。

模型地基为均质细砂地基, 土料取自京唐港曹妃甸港区的一种均质细砂, 采用振动法制作。这种细砂的土粒比重为 2.67, 级配为: 粒径大于 0.25 mm 占 1.9%, 粒径介于 0.25 mm 至 0.075 mm 占 92%, 粒径大于 0.075 mm 占 6.1%。制备前将细砂土料自然风干, 制备时先将模型前墙、承台群桩基础结构和锚碇墙定位固定在模型箱内, 然后用细砂均匀充填其间。再将整个模型箱置于真空饱和箱内抽真空, 在真空间度满足要求后再进水饱和。最后将模型箱固定在大尺寸砂土试样激振仪上, 以 50 Hz 频率激振 3 min, 让箱内地基土层上下密度均匀一致。所制备的模型地基相对密度为 0.87, 主要物理力学特性指标见表 1。

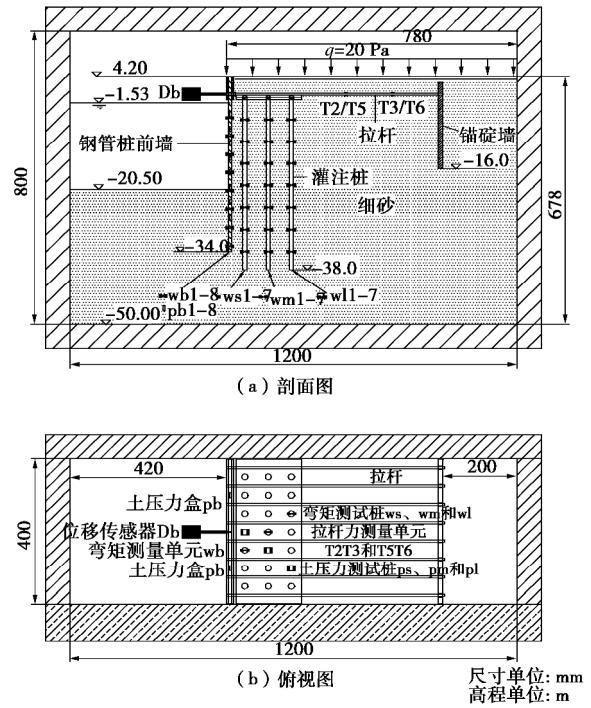


图 3 模型布置 (组合钢管桩方案)

Fig. 3 Model setup (front wall of composite steel pipe pile)

表 1 模型地基的物理力学特性

Table 1 Properties of model ground

最大干密度 $r_{\max} / (\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	最小干密度 $r_{\min} / (\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	干密度 $r_d / (\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	内摩擦角 $j / (^{\circ})$
1.60	1.33	1.56	36.2

1.4 模型测量

模型承台群桩基础桩侧压力是本文离心模型试验测试重点, 故在每排模型桩中设有一根土压力测试桩 (图 2 (b) 和图 3 (b))。如图 4 所示, 土压力测试桩为矩形截面桩, 截面宽 15 mm、厚 20 mm, 在桩身海陆两侧分别铣槽, 沿桩长呈等间隔对称布置了 5 对共计 10 只土压力盒。所采用的微型土压力盒是特别为土工离心模型试验研制开发的^[13], 型号为 BW-4 型, 压力盒外径 12 mm, 厚 4.2 mm, 量程分 200, 400, 600 和 800 kPa 4 种。另外, 在两种方案模型前墙陆侧面上, 沿深度方向等间隔各埋设了 8 只土压力盒 (图 2 和图 3), 以了解掌握前墙陆侧土压力分布。

试验还对模型前墙和灌注桩的弯矩反应进行了测试, 弯矩测量单元由 4 片应变计组桥而成^[10], 它们沿这些受弯构件的高度方向等间隔布置。如图 2 和图 3 所示, 模型前墙上布置了 8 个弯矩测点, 各排模型桩中均设有一根弯矩测试桩, 每根弯矩测试桩上布置了 7 个弯矩测点。另外, 在 8 根模型拉杆中挑选了 2 根进行拉杆力测量, 它们是第 3 根和第 5 根 (图 2 (b) 和图 3 (b)), 各布置 2 个拉杆力测试单元, 它是由四片应变计按另一种方式组桥而成^[10]。模型前墙的侧向

位移采用激光传感器测量, 它为用德国 Wenglor 公司产品, 型号为 YP11MGVL80, 其量程为 50 mm, 相应的精度为 20 μm 。

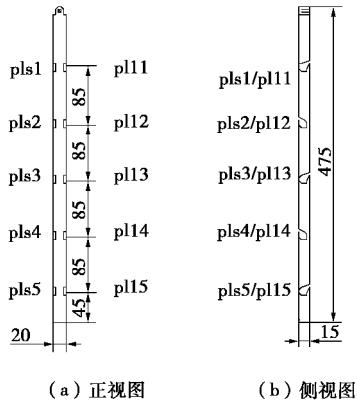


图 4 设有土压力盒的模型测试桩

Fig. 4 Model pile instrumented with total earth pressure cells

1.5 试验过程

原型深水卸荷式板桩码头结构要承受港池浚深过程中的侧向卸载和码头面堆载的竖向加载两方面的作用。在本次模型试验中, 先在 $1g$ 停机状态下将模型港池区域的地基土体挖除, 然后将模型置于离心机吊篮平台上, 转动离心机匀速升高离心加速度, 借助这一升速过程近似模拟港池开挖引起侧向卸载作用。其次, 在模型达到设计加速度后 ($80g$), 对预置在码头面上的水盒进行注水, 模拟竖向 20 kPa 面载作用。图 5 为整个试验过程中离心机加速度时程曲线, 从 $1g$ 升至设计加速度历时 41 min, 之后离心加速度一直恒定在 $80g$, 在 23 min 后开始模拟码头面加载, 之后又恒速 $80g$ 运行 24 min 再停机。按照模型相似律, 这相当于原型码头前沿港池泥面, 历时 180 d 被浚深至标高 -20.5 m, 百日后开始施加竖向 20 kPa 面载, 又恒载营运了 110 d。需要说明的是, 在模型运转过程中采用溢流管保持模型港池水位不变, 对应原型极端低水位 -1.53 m (图 2 (a) 和图 3 (a))。

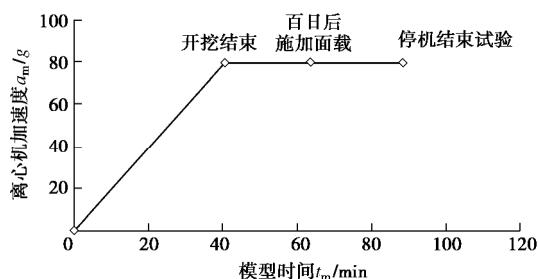


图 5 试验模拟过程图

Fig. 5 Simulating process of tests

1.6 试验方案

结合 20 万吨级卸荷式板桩码头结构设计的两种方案, 安排了两个系列试验, 共有 5 组模型, 如表 2

所示, 第一系列三组模型 M3、M4 和 M5 模拟 T 型地连墙方案, 它们互为平行重复试验, 第二系列两组模型 M6 至 M7 模拟组合钢管桩方案, 它们彼此为平行重复试验。

2 试验结果分析

2.1 前墙侧向位移

本文试验结果均针对原型给出。第一系列三组模型 M3、M4 和 M5 中测得的前墙锚着点侧向位移的均值约 64 mm , 第二系列两组模型 M6 和 M7 的侧向位移均值约 70 mm , 见表 2。前墙锚着点距离墙底端是 34.4 m , 若近似将墙底端侧向位移视作零, 那么这两个系列中模型前墙倾斜率分别为 0.19% 和 0.20% , 其倾斜程度均在直立式板桩岸壁码头允许变形范围内^[14]。另外, 各组模型试验停机检查后发现, 码头结构和地基未见裂缝等失稳迹象, 表明这些模型板桩码头结构整体是稳定安全的。

2.2 前墙陆侧土压力

图 6 给出两个系列模型前墙陆侧总土压力分布图。如图所示, 虽然同一系列重复模型在同一深度位置土压力测值具有一定的离散性, 但总体来看, 前墙陆侧土压力测值随深度增加而增大。其次, 从图 6 还可以发现, 在整个测量标高范围内, 第一系列三组模型土压力实测值的均值点距离主动土压力理论分布线很近。值得注意的是, 第二系列两组模型距离标高 -20.5 m 泥面线较远测点的土压力均值点, 偏于主动土压力理论线的右侧, 而泥面线附近测点的均值点明显偏于理论线左侧。这里的理论值 p_a 是根据整个细砂地基土层的内摩擦角 (表 1), 按朗肯土压力理论估算:

$$p_a = p'_a + u = s'_v K_a + u, \quad (4)$$

式中, K_a 为朗肯主动土压力系数, 即 $K_a = \tan^2(45 - j/2)$, j 为计算点处土体内摩擦角, u 为此处土体中孔隙水压力, s'_v 为此处土体有效竖向应力。

根据大量的试验研究, 当挡土墙的位移达到墙高的 0.1% 至 0.3% 就可能发生主动土压力^[15]。对照两前墙的倾斜率约 0.2% , 已达到发生主动土压力的位移条件。必须说明的是, 影响前墙陆侧土压力分布的另一个重要因素是墙身刚度, 如前所述, T 型地连墙和组合钢管桩前墙的每延米截面抗弯刚度分别为 $15.24 \text{ GN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$ 和 $1.37 \text{ GN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$, 两者比值为 11.12 , 较为柔性的组合钢管桩前墙墙身挠曲变形明显, 陆侧土压力因此发生了应力重分布, 即出现侧向拱效应, 而墙身挠度最大点就在泥面线附近, 故此处土压力实测值明显小于主动土压力理论值, 而墙身其它位置处土压力实测值则大于理论值。所以相对来说, 位于均质细

表 2 试验方案及主要试验结果
Table 2 Test programs and main test results

系列	前墙	模型	前墙锚	前墙特征	海侧灌注桩	中间灌注桩	海侧灌注桩	拉杆力/kN
			着点位移/mm	弯矩/(kN·m·m ⁻¹)	特征弯矩/(kN·m)	特征弯矩/(kN·m)	特征弯矩/(kN·m)	
第一系列	T型地连墙	M3、M4和M5	64	2500 -540	950 -600		850 -420	300
第二系列	组合钢管桩	M6和M7	70	1210 -350	2600 -1260	750 -300	850 -750	370

砂地基中较为刚性的 T 型地连墙前墙, 其陆侧土压力分布更近似接近主动土压力理论分布。

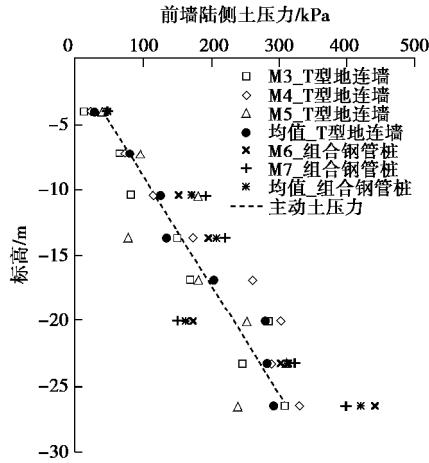


图 6 前墙陆侧土压力分布图

Fig. 6 Total earth pressures on retaining sides of against front walls

2.3 前墙弯矩

第一系列 3 组 T 型地连墙方案模型和第二系列两组组合钢管桩方案模型试验测得的前墙弯矩分布见图 7, 测试结果同样具有一定的离散性, 其原因在于难以制备均匀一致的大体积细砂土样, 整个模型地基土体在性质上存在一定程度的差异性。图 7 所示的弯矩实测点分布呈现的规律是: 前墙上半部分的弯矩数值大, 且为正值, 表明上部墙体海侧受拉; 而前墙下半部分, 尤其是靠近墙底端的一部分, 其弯矩为负值, 表明下部墙体陆侧受拉, 并且, 最大正弯矩值大于最大负弯矩值(绝对值)。从图 7 弯矩实测点拟合曲线推求得 T 型地连墙前墙最大正负单宽弯矩值, 分别为 2500 kN·m/m 左右和 -540 kN·m/m 左右, 相应的位置标高分别是 -12 m 左右和 -29 m 左右。从图 7 弯矩实测点拟合曲线推求得组合钢管桩前墙最大正负单宽弯矩值, 分别为 1210 kN·m/m 左右和 -350 kN·m/m 左右, 相应的位置标高分别是 -10 m 左右和 -27 m 左右。上述最大正负弯矩特征值已列于表 2 中, 可见, 抗弯刚度较大的 T 型地连墙前墙的弯矩反应强于抗弯刚度较小的组合钢管桩前墙。

2.4 灌注桩侧压力

如前所述, 承台群桩基础结构在开挖港池的侧向卸载和码头面堆载的竖向加载两方面的共同作用下, 其性状反应主要体现在各排灌注桩的桩侧压力反应和桩身弯矩反应上。图 8 给出了第一系列 3 组模型中承台群桩基础中海侧灌注桩两侧土压力分布曲线, 图 9 为其桩侧压力分布曲线, 即桩身两侧土压力差分布曲线。如图 8 所示, 3 组重复平行模型中同一侧面上测得 3 条土压力分布曲线并不完全重合, 但呈现出相同的规律性, 大致从第一测点至第四个测点这段桩体, 即标高 -27.6 m 以上桩身的陆侧土压力值大于海侧土压力值, 图 9 所示的这段桩身侧压力值为正; 而图 8 中标高 -27.6 m 以下桩身的陆侧土压力值则小于海侧土压力值, 图 9 所示的这段桩身侧压力值为负。图 8 中两侧土压力分布曲线的交汇点就是图 9 中桩侧压力分布曲线上的侧压力零值点, 3 组模型试验得到的 3 个两侧土压力曲线交汇点的位置标高非常接近(图 8), 3 个侧压力零值点非常接近(图 9), 都位于桩身第四个测点附近, 它们标高均值约 -28.2 m。已知泥面线标高 -20.5 m, 可见, 海侧桩侧压力零值点位于泥面线以下 7.7 m, 约 6.4D(D 为桩径)。

一般知道, 桩侧压力为正时, 土体作用于此段桩身的侧向荷载方向指向海侧, 与桩周土体位移方向一致, 反之, 桩侧压力为负, 土体作用于此段桩身的侧向荷载方向指向陆侧, 与桩周土体位移方向相反, 故称负值桩侧压力为桩侧抗力。如图 9 所示, 参照抗滑桩设计, 可以依据侧压力零值点, 将海侧桩此点以上的桩段作为被动段, 它承受了与桩周土体位移方向一致的侧向荷载作用, 而将此点以下的桩段作为主动段, 它承受了与桩周土体位移方向相反的侧向抗力作用。既然根据桩侧压力零值点将承台群桩基础结构中灌注桩的主动段和被动段划分出来, 在设计时就可以考虑参照抗滑桩设计理念。对于主动桩段, 可以按照基于文克尔假定的竖向弹性地基梁法进行处理, 这里不再累述。而对于被动桩段, 只需要合理确定桩侧压力大小, 就可以开展灌注桩设计计算。

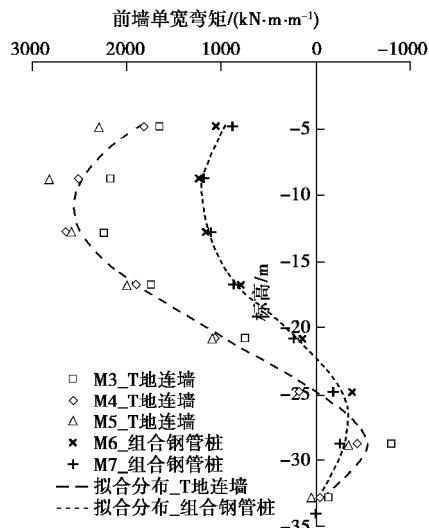


图 7 前墙单宽弯矩分布

Fig. 7 Bending moments of front walls

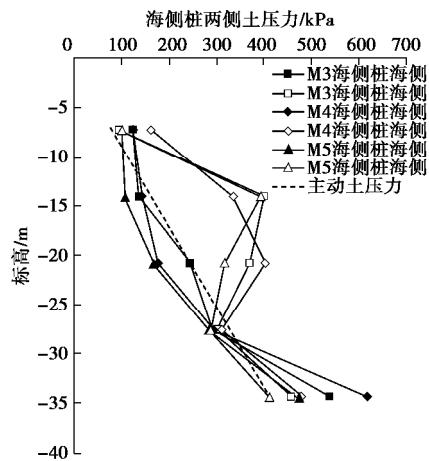


图 8 T型地连墙方案中海侧桩两侧土压力分布

Fig. 8 Total earth pressures on two sides of seaside piles for T-shape diaphragm scheme

如前所述,对于正常工作的承台群桩基础结构中的灌注桩,由于桩土相互作用程度低,因此,在总结分析其被动段桩侧压力时,没有采用极限桩侧压力公式(2)的做法,将其与被动土压力相关联,而是采用文献[1]所建议的关联方法,将其与主动土压力相关联:

$$p_y = k_{eq} p'_a \quad , \quad (5)$$

式中, p_y 为被动段桩侧压力, p'_a 为有效主动土压力, k_{eq} 为桩身计算宽度与桩宽之比,简称被动段桩宽比。图 10 给出了 3 组模型测得的海侧桩平均侧压力分布线和有效主动土压力分布线,可以推测,桩身各点的桩宽比是不同的,为此,参照文献[16]中的积分法,计算分析一下整个被动段的桩宽比,便于简化被动段侧压力大小的确定,其计算式为

$$\bar{k}_{eq} = \int_{Z_{pb}}^{Z_{pt}} p_y dz / \int_{Z_{pb}}^{Z_{pt}} p'_a dz \quad , \quad (6)$$

式中, k_{eq} 为被动段桩宽比, Z_{pt} 和 Z_{pb} 分别为被动段上下两端位置深度,公式右侧分子积分项为被动段桩侧压力曲线与纵轴之间所围成的面积,即图 10 中阴影面 A_{py} , 右侧分母积分项则为同一桩段有效主动土压力曲线与纵轴之间所围成的面积,即图中 $TIEB$ 区域面 A_{pa} 。对图 9 海侧桩 3 条侧压力分别曲线进行分析,所计算出的被动段桩宽比介于 2.6~3.0 之间,均值为 2.9,已列于表 3。

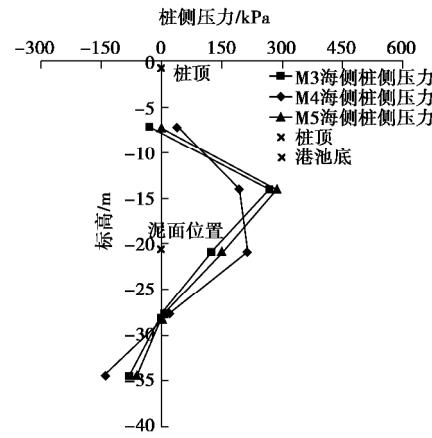


图 9 T型地连墙方案中海侧桩侧压力分布

Fig. 9 Lateral pile-soil pressures on seaside piles for T-shape diaphragm scheme

图 11 给出了第一系列 3 组模型中承台群桩基础中陆侧灌注桩侧压力实测值点和平均侧压力分布曲线,其中桩身上部侧压力为正,桩身下部侧压力为负。与图 10 中海侧灌注桩平均侧压力分布曲线有所不同的是,桩身上部最上一段的桩侧压力值很小,其中两个实测点出现了负值,一个试验点为正值。平均桩侧压力分布曲线的零值点位置标高约 -26.4 m,位于泥面线以下 5.9 m,约 $4.9D$ 。按照式(8)计算得出的陆侧桩被动段桩宽比介于 1.4~1.7,均值为 1.6(表 3)。

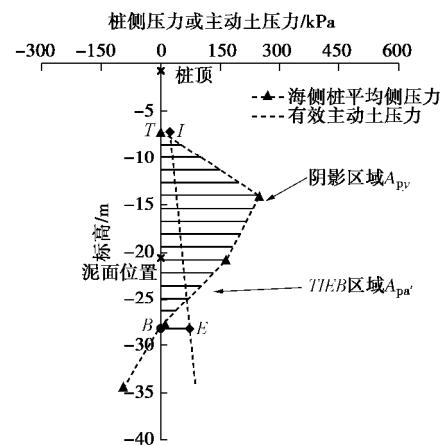


图 10 被动段桩宽比的计算示意图

Fig. 10 Calculation diagram of breadth ratio of pile's passive part

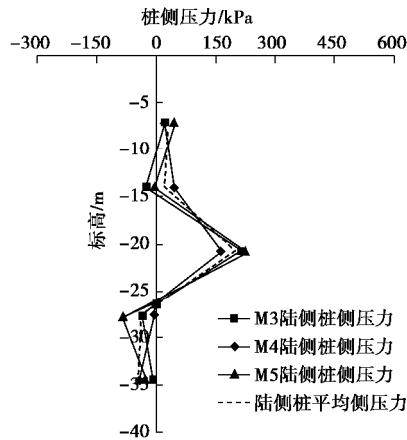


图 11 T 型地连墙方案中陆侧桩侧压力分布

Fig. 11 Lateral pile-soil pressures on landside piles for T-shape diaphragm scheme

图 12 给出了第二系列两组模型中承台群桩基础中海侧和陆侧灌注桩侧压力实测值点和它们平均侧压力分布曲线, 其分布规律与第一系列模型试验结果大体相似, 桩身上部桩侧压力为正, 下部桩侧压力为负, 两排灌注桩平均侧压力分布曲线的零点位置标高分别为约为-23.5 m 和-24.7 m, 分别位于泥面线以下 3.0 m 和 4.2 m, 约 2.5D 和 3.5D。按照式(8)计算得出的它们桩身被动段桩宽比分别介于 2.1~3.2 和 1.1~1.5, 均值分别为 2.7 和 1.3 (表 3)。需要说明的是, 中间灌注桩侧压力实测值较小, 桩宽比均值约 0.8, 但两组结果离散性大, 仅作参考。

表 3 承台群桩基础中被动段桩宽比

Table 3 Breadth ratios of pile's passive part in pile groups

桩组	海侧桩		陆侧桩	
	侧压力 零点标 高/m	桩身宽度 放大倍数 平均值	侧压力 零点标 高/m	桩身宽度 放大倍数 平均值
M3		2.6		1.4
M4	-28.2	3.0	-26.4	1.6
M5		3.0		1.7
三组均值		2.9		1.6
M6		3.2		1.1
M7	-23.5	2.2	-24.7	1.5
两组均值		2.7		1.3

总的来说, 对于卸荷式板桩码头结构中的承台群桩基础, 桩侧压力零值点作为桩身上部被动段和下部主动段的分界点, 无论是海侧灌注桩还是陆侧灌注桩, 分界点都位于泥面线以下, 与此相距约 3.0~7.7 m, 平均约泥面以下 4D 桩身处。另外, 海侧桩桩身被动段桩宽比接近 3.0, 陆侧桩约在 1.5, 可见, 海侧桩被动段桩宽比明显大于陆侧桩。这一试验结果表明承台群桩基础结构中, 海侧桩比陆侧桩更多承担土体侧移所作用的侧向荷载, 因此, 确定其被动段桩侧压力, 是承台群桩基础结构和灌注桩设计的一个关键条件。

上述试验结果也同时表明, 承台群桩基础中各排灌注桩被动段的受力特性和大小与其所在的位置密切相关, 其影响因素和作用规律还有待进一步的深入研究。就本文试验的两种承台群桩基础结构而言, 灌注桩设计时, 桩身被动段侧压力可以按 3 倍有效主动土压力考虑。

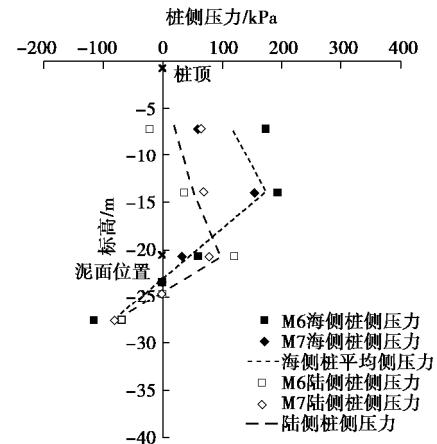


图 12 组合钢管桩方案中海侧桩和陆侧桩侧压力分布

Fig. 12 Lateral pile-soil pressures on seaside and landside piles for composite steel pipe pile scheme

2.5 灌注桩弯矩

图 13 给出了第一系列 3 组模型承台群桩基础结构中海侧桩和陆侧桩的桩身弯矩分布, 试验结果离散性较大, 这同样是激振法制模对弯矩测量桩造成了一些不确定影响。表 2 列出了这两排灌注桩桩身弯矩特征值, 海侧灌注桩最大正负弯矩约为 950 kN·m 和-600 kN·m, 陆侧灌注桩最大正负弯矩约为 850 kN·m 和-420 kN·m。总体来说, 仍是海侧灌注桩弯矩反应强于陆侧灌注桩, 这也从另一个侧面表明, 海侧桩比陆侧桩更多承担土体侧移作用的侧向荷载。

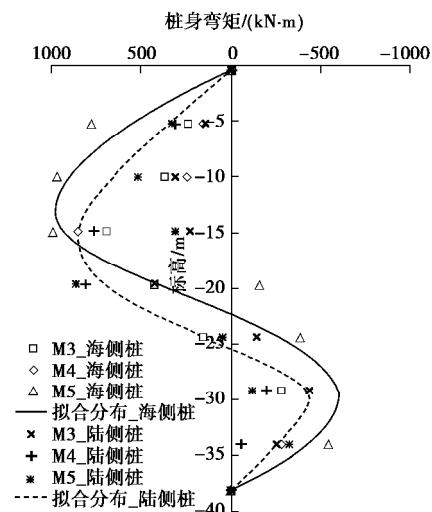


图 13 T 型地连墙方案中海侧桩和陆侧桩弯矩分布

Fig. 13 Bending moments of seaside and landside piles for T-shape diaphragm scheme

第二系列两组模型承台群桩基础结构中海侧桩、中间桩和陆侧桩的桩身弯矩分布,与第一系列模型试验结果相类似,它们的最大正负弯矩特征值已列于表2,仍是海侧桩弯矩反应最强烈,其最大正负弯矩分别约为2600 kN·m和-1260 kN·m。另外,比较两种承台群桩基础中灌注桩弯矩反应,可见,组合钢管桩方案中海侧灌注桩的弯矩反应强于T型地连墙方案。这一结果表明,在组合钢管桩方案中,由于前墙比较柔性,侧向承载能力有限,承台群桩基础结构需要承担侧向承载比例相对较高,相反,在T型地连墙方案中,由于前墙比较刚性,侧向承载能力较大,承台群桩基础结构需要承担侧向承载比例相对较低。

2.6 拉杆力

第一系列3组模型测得的拉杆中点处的拉力均值约300 kN,第二系列两组组模型测得的拉杆中点处的拉力均值约370 kN(表2)。这一结果与前墙刚度和位移相对应,前墙刚度越高,锚着点位移越小,与之相连接的钢拉杆内力越小,反之,前墙刚度越低,锚着点位移越大,钢拉杆内力越大。如前所述,组合钢管桩前墙刚度不足T型地连墙的十分之一,锚着点发生的侧移较大,故拉杆力也较大(表2)。

3 结论与展望

通过两个系列5组大型土工离心模型试验,模拟了均质细砂地基中20万吨级卸荷式板桩码头结构的两种设计方案,研究了它们在港池浚深侧向卸载和码头面竖向加载作用下的受力变形性状,包括前墙位移、陆侧土压力和墙身弯矩以及拉杆力,重点分析了承台群桩基础结构中各排直立灌注桩侧压力分布以及桩身弯矩,按照抗滑被动桩设计理念,探讨了其灌注桩被动段和主动段的划分,将桩侧压力与主动土压力关联后,计算分析了被动段侧压力表达式中桩宽比,初步取得以下几点认识:

(1)承台群桩基础中直立灌注桩在土体侧向位移作用下,桩身侧压力分布呈现抗滑被动桩受力特点,即桩身上部侧压力为正,作用方向与土体位移一致,而桩身下部侧压力为负,作用方向与土体位移相反。

(2)根据桩身侧压力零值点,可以将桩身划分为上部被动段和下部主动段。本文试验发现,桩侧压力零值点总是位于港池泥面线以下约3.0~7.7 m,平均约在泥面以下4D处,因此,以往按泥面线将桩身区分为上下两段做法并不合理,须作调整。

(3)由于桩身被动段侧压力不可能达到极限值,因此,极限桩侧压力计算公式在此不再适用,而引入被动段桩宽比,将其与有效主动土压力相关联,从而

简化了灌注桩被动段侧压力的确定。就本文试验研究的均质细砂地基中承台群桩基础而言,海侧灌注桩被动段桩宽比明显大于陆侧桩,接近3.0,因此,承台群桩基础设计时,桩身被动段侧压力可按3倍有效主动土压力作近似考虑。

鉴于目前技术,位于土体内的桩身上尚难以直接布设位移测点,因此,桩身侧向位移与被动段土压力的关系尚需进一步试验确定。另外本文的试验研究工作仅针对均质地基和单一布置形式的承台群桩基础结构,因此,对承台群桩基础桩侧压力分布规律认识尚属初步。下一步需要针对不同力学特性的桩周土如多层土地基、不同的群桩纵横向桩距与桩径之比以及不同的前墙凌空面高度与桩长之比,开展更为系统的实验研究,以更全面掌握承台群桩基础中灌注桩侧压力分布特性,明确上述变量对桩身被动段与主动段分界点和被动段桩侧压力的影响规律。

致 谢: 本文模型试验研究得到中国交通建设股份有限公司科技研发项目经费的大力支持,同时得到中交第一航务工程勘察设计院有限公司刘永绣和吴荔丹的精心指点,另外,大尺寸砂土试样激振仪为南京土壤仪器厂有限公司茅加峰所设计、加工并调试,在此一并表示感谢。

参考文献:

- [1] 刘永绣. 板桩式岸壁结构的设计理论与方法[M]. 北京: 人民交通出版社股份有限公司, 2014: 1 - 20. (LIU Yong-xiu. Design theories and methods for sheet-pile bulkhead[M]. Beijing: China Communications Press Co., Ltd., 2014: 1 - 303. (in Chinese))
- [2] De BEER E E. Piles subjected to static lateral loads, State-of-the Art Report[C]// Proc 9th ICSMFE. Tokyo, 1977: 1 - 14.
- [3] JTGD60—2015 公路桥涵设计通用规范[S]. 北京: 2015. (JTGD60—2015 General specification for design of highway bridges and culverts[S]. 2015. (in Chinese))
- [4] POULOUS H G. Design of reinforcing piles to increase slope stability[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1995, 32: 808 - 818.
- [5] 李仁平. 软土地基中被动桩与土体的相互作用及其工程应用[D]. 杭州: 浙江大学, 2001. (LI Ren-ping. The behavior of passive pile against soil lateral movement and its applications[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2001. (in Chinese))
- [6] ITO T, MATSUI T. Methods to estimate lateral force acting on stabilizing piles[J]. Soil and Foundations, 1975, 15(4): 43 - 59.

- [7] MATSUI T, HONG W P, ITO M. Earth pressure on piles in a row due to lateral soil movements[J]. Soils and Foundations, 1982, **22**(2): 71 - 81.
- [8] 沈珠江. 桩的抗滑阻力和抗滑桩的极限设计[J]. 岩土工程学报, 1992, **14**(1): 51 - 56. (SHEN Zhu-jiang. Lateral resistance of piles and limit design of stabilizing piles[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1992, **14**(1): 51 - 56. (in Chinese))
- [9] BROMS B B. Lateral resistance of piles in cohesionless soils[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 1964, **90**(SM3): 123 - 156.
- [10] 徐光明, 蔡正银, 曾友金, 等. 一种新型板桩码头结构的离心模拟[J]. 岩土力学, 2010, **31**(增刊 1): 48 - 52. (XU Guang-ming, CAI Zheng-yin, ZENG You-jin, et al. Centrifuge modeling for an innovative sheet-pile bulkhead of diaphragm[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(S1): 48 - 52. (in Chinese))
- [11] 徐光明, 李士林. 板桩码头中群桩基础联接型式的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2016(增刊 1): 3365 - 3371. (XU Guang-ming, LI Shi-lin. Experimental study of head fixity conditions of pile group in sheet-pile bulkhead[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016(S1): 3365 - 3371. (in Chinese))
- [12] 徐光明, 刘阳, 任国峰, 等. 20 万吨级卸荷式板桩码头离心模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2018, **40**(1): 46 - 53. (XU Guang-ming, LIU Yang, REN Guo-feng, et al. Centrifuge modeling of 200,000 tonnage sheet-pile wharfs with relief platform[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(1): 46 - 53. (in Chinese))
- [13] 徐光明, 陈爱忠, 曾友金, 等. 超重力场中界面土压力的测量[J]. 岩土力学, 2007, **28**(12): 2671 - 2674. (XU Guang-ming, CHEN Ai-zhong, ZENG You-jin, et al. Measurement of boundary total stress in a multi-gravity environment[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, **28**(12): 2671 - 2674. (in Chinese))
- [14] TSINKER G P. Handbook of port and harbor engineering: geotechnical and structural aspects[M]. Springer US: ITP International Thomson Publishing, Chapman and Hall Press, 1997: 397 - 508.
- [15] 钱家欢. 土力学[M]. 南京: 河海大学出版社, 1988: 129 - 162. (QIAN Jia-huan. Soil mechanics[M]. Nanjing: Hohai University Press, 1988: 129 - 162. (in Chinese))
- [16] 徐光明, 李士林, 刘永绣, 等. 板桩码头结构中桩体作用宽度试验研究[J]. 长江科学院院报, 2012, **29**(1): 85 - 90. (XU Guang-ming, LI Shi-lin, LIU Yong-xiu, et al. Experimental investigation of equivalent breadth of pile in sheet-pile bulkhead[J]. Journal of Yangtze River Scientific Institute, 2012, **29**(1): 85 - 90. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201803015

悬臂式抗滑桩内力计算的“三段法”

苏爱军¹, 霍 欣^{*2}, 王杰涛³, 鲁志春⁴, 焦世杰¹

(1. 教育部长江三峡库区地质灾害研究中心, 湖北 武汉 430074; 2. 中铁第一勘察设计院集团有限公司, 陕西 西安 710043;
3. 武汉市政工程设计研究院有限责任公司, 湖北 武汉 430000; 4. 中国地质大学工程学院, 湖北 武汉 430074)

摘要: 针对现行按嵌固段和受荷段两段划分计算抗滑桩内力和位移的方法(简称“两段法”)不适应受荷段和嵌固段接触面非水平面、受荷段底面与嵌固段顶面不在同一平面的情况, 根据荷载类型和作用强度的差异, 将抗滑桩受荷段进一步划分为次受荷段和主受荷段(简称“三段法”)。基于抗滑桩嵌固段桩周岩土体服从文克尔(E.Winkler)假定, 以悬臂式抗滑桩为例, 推导了次受荷段在不受桩后推力作用和受桩后推力作用两种情况下悬臂式抗滑桩内力与位移通用计算公式, 并论证了现行“两段法”只是其特解。结合具体的工程实例, 抗滑桩“两段法”相较“三段法”计算出的弯矩和剪力在整个抗滑桩部分大多偏小, 且偏小程度较大, 尤其是在抗滑桩嵌固段; 按“两段法”对抗滑桩进行设计将给工程安全带来不利的影响。

关键词: 悬臂式抗滑桩; 三段法; 次受荷段; 主受荷段; 桩身内力; 位移

中图分类号: TU473; P642.22 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)03-0512-08

作者简介: 苏爱军(1962-), 男, 教授, 硕士生导师, 主要从事水库库区地质灾害勘察与防治、边坡工程治理及相关教学工作。E-mail: aijunsu@cug.edu.cn。

Three-section method for calculating internal force and deformation of cantilevered anti-slide pile

SU Ai-jun¹, HUO Xin², WANG Jie-tao³, LU Zhi-chun⁴, JIAO Shi-jie¹

(1. Three Gorges Research Center for Geo-hazard, Ministry of Education, Wuhan 430074, China; 2. China Railway First Survey & Design Institute Group Co., Ltd., Xi'an 710043, China; 3. Wuhan Municipal Engineering Design and Research Institute Co., Ltd., Wuhan 430000, China; 4. Faculty of Engineering, China University of Geosciences, Wuhan 430074, China)

Abstract: At present, the internal force and displacement of anti-slide piles are calculated on the basis of two sections: the loaded segment and the embedded segment (called "Two-section method"). However, this method does not adapt to the situation when the contact surface of the loaded segment and the embedded segment is not a horizontal plane or the bottom of the loaded segment and the top of the embedded segment are not at the same height. The loaded segment is divided into the primary loaded segment and the secondary loaded segment according to the difference of load type and intensity. The cantilevered anti-slide pile is taken as an example, and because the surrounding rock mass of the embedded segment is subjected to the E. Winkler's assumption, the general formula for calculating the internal force and displacement is derived considering the secondary loaded segment suffering no force or suffering lateral rock-soil pressure (called "Three-section method"). It is demonstrated that the "Two-section method" is just the special case of the "Three-section method". Based on specific engineering examples, the calculated bending moment and shear force on the whole pile by the "T-section method" are mostly smaller than those by the "Three section method" and the deviation is also larger, especially for the embedded segment of anti-slide pile. Therefore, it will bring adverse effect to the engineering safety to design the anti-slide piles according to the "Two-section method".

Key words: cantilevered anti-slide pile; three-section method; secondary loaded segment; primary loaded segment; internal force; deformation

0 引言

现行的抗滑桩结构设计中, 将抗滑桩划分为受荷段和嵌固段(本文称为“两段法”), 并将受荷段和嵌

收稿日期: 2016-05-31

*通讯作者(E-mail: huoxinhuashui@126.com)

固段接触面视为水平面^[1](图1(a))。实际上,由于滑动面倾斜以及基坑或边坡开挖进入基岩等原因,抗滑桩受荷段和嵌固段接触面非水平或受荷段底面与嵌固段顶面不在同一平面^[2-3]的现象俯拾即是(图1(b)、(c)、(d)、(e))。因此,按“两段法”计算抗滑桩内力与位移的方法存在很大的局限性,有必要根据实际情况,研究具有通用性的抗滑桩内力与位移计算公式。

1 抗滑桩“三段法”的划分

根据悬臂式抗滑桩的受力状态,尤其是受荷段荷载类型和作用强度的差异,将悬臂式抗滑桩划分为:主受荷段、次受荷段和嵌固段:即抗滑桩顶面至桩背侧滑动面或强风化带顶面为主受荷段(图1(b)、(c)、(d)、(e))AB段;抗滑桩背侧滑动面至抗滑桩侧面滑动面或抗滑桩背侧滑动面至开挖基坑底面或强风化带顶面至强风化带底面处为抗滑桩次受荷段(图1(b)、(c)、(d)、(e))BC段;抗滑桩侧面滑动面或开挖基坑底面或强风化带底面至桩底处为嵌固段(图1(b)、(c)、(d)、(e))CD段)。

出现次受荷段的原因主要有:①抗滑桩布设处滑动面倾角较大^[4],导致抗滑桩主受荷段底面与嵌固段

顶面在抗滑桩前后存在高差(如图1(b)、(c));②在基坑支护或边坡防治工程中,出于建筑物功能的需要,将桩前土层开挖至基底面以下一定深度,造成设桩处滑动面与基坑底面存在高差(如图1(d));③当抗滑桩布设处嵌固段顶部具有一定厚度的强风化带时,这段强风化带可以视为“次受荷段”(如图1(e))。

2 抗滑桩主受荷段和次受荷段受力分析

2.1 抗滑桩主受荷段桩后推力计算

抗滑桩主受荷段桩后推力通常取滑动剩余下滑力和主动土压力设计值(主动土压力值乘以荷载分项系数)两者之间的较大值^[5]。当设桩处位于抗滑段时,抗滑桩主受荷段桩前抗力可由桩前剩余抗滑力、被动土压力或被动土压力与静止土压力的平均值^[6]确定。抗滑桩主受荷段桩后推力的分布形式可按矩形、梯形或三角形分布考虑^[1, 7](如图2(b)),抗滑桩主受荷段桩前抗力常按三角形分布考虑,也可按矩形或梯形分布考虑(如图2(c))。

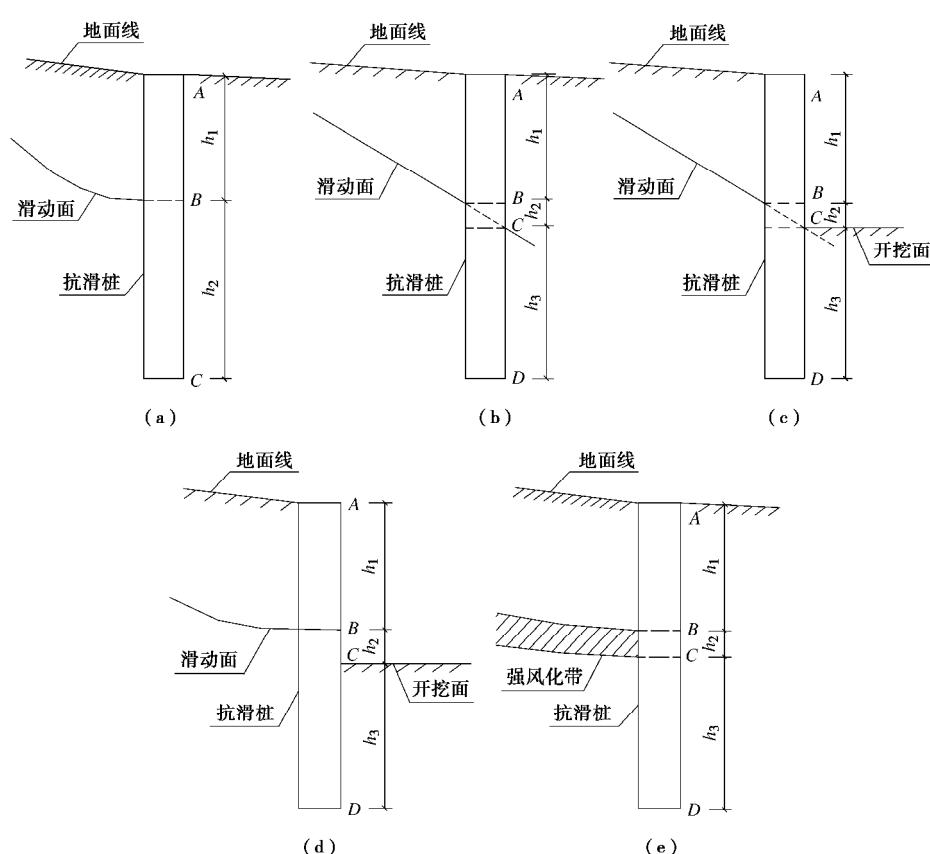


图1 抗滑桩“三段法”划分示意图

Fig. 1 Division of “three-section method” for anti-slide piles

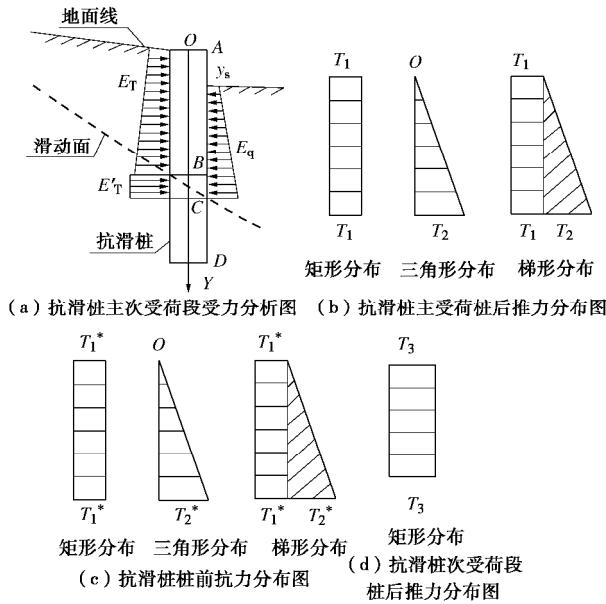


图 2 抗滑桩主受荷段和次受荷段受力分布示意图

Fig. 2 Stress distribution of primary loaded segment and secondary loaded segment of anti-slide piles

2.2 抗滑桩次受荷段桩后推力计算

抗滑桩次受荷段桩后有无推力和推力大小与嵌固段顶面以上的主动土压力设计值及主受荷段桩后推力的大小密切相关。当土压力设计值小于主受荷段桩后推力时, 次受荷段可不考虑桩后推力; 当土压力设计值大于主受荷段桩后推力时, 次受荷段桩后推力为两者之间的差值。

抗滑桩次受荷段桩后推力 E'_T , 按下式计算:

$$E'_T = g_0 E_a - E_T \quad . \quad (1)$$

式中 g_0 为主动土压力荷载分项系数; E_a 为抗滑桩嵌固段顶面以上部分的主动土压力值; E_T 为抗滑桩主受荷段桩后推力 (kN); 当 $g_0 E_a \leq E_T$ 时, 抗滑桩次受荷段不受桩后推力作用, $E'_T = 0$ 。

抗滑桩嵌固段顶面以上主动土压力值 E_a 按下式计算:

$$E_a = \sum_{i=1}^n [(e_{ai0} + e_{ai1}) \times l_i / 2] \quad . \quad (2)$$

式中 l_i 为第 i 层土的厚度; e_{ai0} 为第 i 层土上表面的土压力强度; e_{ai1} 为第 i 层土下表面的土压力强度; 考虑到工程安全, 桩后推力一般按矩形分布考虑 (如图 2 (d)), 矩形顶边荷载值 T_3 (kN/m) 按下式计算:

$$T_3 = \frac{E'_T}{h_2} \quad , \quad (3)$$

式中, h_2 为抗滑桩次受荷段长度 (m)。

2.3 抗滑桩桩后推力及桩前抗力的分布形式

(1) 桩后下滑力与桩前抗力按照矩形分布时:

桩后推力:

$$\left. \begin{array}{l} T_1 = \frac{E_T}{h_1} \\ T_2 = 0 \end{array} \right\} \quad (4)$$

桩前抗力:

$$\left. \begin{array}{l} T_o^* = \frac{E_q}{h_1^*} \\ T_s^* = 0 \end{array} \right\} \quad (5)$$

主受荷段桩前抗力:

$$\left. \begin{array}{l} T_1^* = T_o^* \\ T_2^* = 0 \end{array} \right\} \quad (6)$$

次受荷段桩前抗力:

$$\left. \begin{array}{l} T_3^* = T_o^* \\ T_4^* = 0 \end{array} \right\} \quad (7)$$

(2) 桩后下滑力与桩前抗力按照三角形分布时:

桩后推力:

$$\left. \begin{array}{l} T_1 = 0 \\ T_2 = \frac{2E_T}{h_1} \end{array} \right\} \quad (8)$$

桩前抗力:

$$\left. \begin{array}{l} T_o^* = 0 \\ T_s^* = \frac{2E_q}{h_1^*} \end{array} \right\} \quad (9)$$

主受荷段桩前抗力:

$$\left. \begin{array}{l} T_1^* = 0 \\ T_2^* = \frac{h_1 - y_s}{h_1^*} T_s^* \end{array} \right\} \quad (10)$$

次受荷段桩前抗力:

$$\left. \begin{array}{l} T_3^* = \frac{h_1 - y_s}{h_1^*} T_s^* \\ T_4^* = T_s^* - \frac{h_1 - y_s}{h_1^*} T_s^* \end{array} \right\} \quad (11)$$

(3) 桩后下滑力与桩前抗力按照梯形分布时:

桩后推力:

$$\left. \begin{array}{l} T_1 = \frac{2E_T}{(1+n)h_1} \\ T_2 = \frac{2E_T(n-1)}{(1+n)h_1} \end{array} \right\} \quad (12)$$

桩前抗力:

$$\left. \begin{array}{l} T_o^* = \frac{2E_q}{(1+n)h_1^*} \\ T_s^* = \frac{2E_q(n-1)}{(1+n)h_1^*} \end{array} \right\} \quad (13)$$

主受荷段桩前抗力:

$$\left. \begin{aligned} T_1^* &= T_o^*, \\ T_2^* &= \frac{(h_1 - y_s) \times T_s^*}{h_1 + h_2 - y_s} \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

次受荷段桩前抗力:

$$\left. \begin{aligned} T_3^* &= T_1^* + T_2^*, \\ T_4^* &= T_o^* + T_s^* - T_1^* - T_2^* \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

式中 y_s 为桩前岩土层上顶面标高 (m); h_1 为抗滑桩主受荷段长度 (m); h_1^* 为桩前岩土层厚度 (m), $h_1^* = h_1 + h_2 - y_s$; E_T 为抗滑桩主受荷段桩后推力 (kN); E_q 为抗滑桩主受荷段桩前抗力 (kN); T_1 , T_2 为抗滑桩桩后推力分布图矩形、三角形的底边荷载值 (kN/m); T_0^* , T_s^* 为抗滑桩桩前抗力分布图矩形、三角形的底边荷载值 (kN/m); T_1^* , T_2^* 为抗滑桩主受荷段桩前抗力分布图矩形、三角形的底边荷载值 (kN/m); T_3^* , T_4^* 为抗滑桩次受荷段桩前抗力分布图矩形、三角形的底边荷载值 (kN/m); n 为推力分布图梯形底边与顶边长度之比。

3 悬臂式抗滑桩主受荷段桩身内力及位移计算

主受荷段内力依据悬臂梁理论^[8]进行计算, 其变形微分方程式为

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{M(x)}{EI} \quad . \quad (16)$$

主受荷段桩身内力计算根据是否考虑桩前抗力分为以下两种情况。

(1) 桩前岩土可能滑走 (无桩前抗力) 时:

主受荷段桩身各截面内力及位移计算如下式所述 ($0 < y \leq h_1$):

$$\left. \begin{aligned} Q_y &= T_1 y + \frac{T_2 y^2}{2h_1}, \\ M_y &= \frac{1}{2} T_1 y^2 + \frac{T_2 y^3}{6h_1}, \\ j_y &= j_B + \frac{T_1}{6EI} (h_1^3 - y^3) + \frac{T_2}{24EIh_1} (h_1^4 - y^4), \\ x_y &= x_B + j_B (y - h_1) - \frac{T_1}{24EI} (y^4 - 4h_1^3 y + 3h_1^4) - \frac{T_2}{120EIh_1} (y^5 - 5h_1^4 y + 4h_1^5). \end{aligned} \right\} \quad (17)$$

式中, Q_y , M_y , j_y , x_y 为桩身任一截面的剪力、弯矩、转角、位移, 其他符号表示意义如前所述。

通过桩底的支承条件以及 M_c , Q_B 的值可以求出滑动面 B 点位置处的 j_B , x_B 。

(2) 桩前岩土稳定(存在桩前抗力)时, 桩身内力及位移计算如下式所示 ($0 < y \leq h_1$)。

$$\left. \begin{aligned} Q_y &= T_1 y + \frac{T_2 y^2}{2h_1} - T_1^* (y - y_s) - \frac{T_2^* (y - y_s)^2}{2(h_1 - y_s)}, \\ M_y &= \frac{1}{2} T_1 y^2 + \frac{T_2 y^3}{6h_1} - \frac{1}{2} T_1^* (y - y_s)^2 - \frac{T_2^* (y - y_s)^3}{6(h_1 - y_s)}, \\ j_y &= j_B + \frac{T_1}{6EI} (h_1^3 - y^3) + \frac{T_2}{24EIh_1} (h_1^4 - y^4) + \frac{T_1^*}{6EI} [(y - y_s)^3 - (h_1 - y_s)^3] + \frac{T_2^*}{24EI(h_1 - y_s)} [(y - y_s)^4 - (h_1 - y_s)^4], \\ x_y &= x_B + j_B (y - h_1) - \frac{T_1}{24EI} (y^4 - 4h_1^3 y + 3h_1^4) - \frac{T_2}{120EIh_1} (y^5 - 5h_1^4 y + 4h_1^5) + \frac{T_1^*}{24EI} [(y - y_s)^4 - 4y(h_1 - y_s)^3 + (h_1 - y_s)^3 (3h_1 + y_s)] + \frac{T_2^*}{120EI(h_1 - y_s)} [(y - y_s)^5 - 5y(h_1 - y_s)^4 + (h_1 - y_s)^4 (4h_1 + y_s)] \end{aligned} \right\} \quad (18)$$

$$\begin{aligned} x_y &= x_B + j_B (y - h_1) - \frac{T_1}{24EI} (y^4 - 4h_1^3 y + 3h_1^4) - \frac{T_2}{120EIh_1} (y^5 - 5h_1^4 y + 4h_1^5) + \frac{T_1^*}{24EI} [(y - y_s)^4 - 4y(h_1 - y_s)^3 + (h_1 - y_s)^3 (3h_1 + y_s)] + \frac{T_2^*}{120EI(h_1 - y_s)} [(y - y_s)^5 - 5y(h_1 - y_s)^4 + (h_1 - y_s)^4 (4h_1 + y_s)] \end{aligned} \quad (19)$$

4 悬臂式抗滑桩次受荷段桩身内力及位移计算

4.1 抗滑桩次受荷段不受桩后推力作用

根据悬臂梁变形微分方程式 (16), 按是否考虑桩前抗力, 分以下两种情况计算次受荷段桩身内力及位移。

(1) 桩前岩土可能滑走 (无桩前抗力) 时, 次受荷段桩身各截面内力及位移计算如式所述 ($h_1 < y \leq h_1 + h_2$):

$$\left. \begin{aligned} Q_y &= Q_B = E_T, \\ M_y &= M_B + Q_B (y - h_1), \\ j_y &= j_C - \frac{M_B}{EI} (y - h_{12}) - \frac{Q_B}{2EI} [(y - h_1)^2 - h_2^2], \\ x_y &= x_C - j_C (h_{12} - y) - \frac{M_B}{2EI} (y - h_{12})^2 + \frac{Q_B}{6EI} [3h_2^2 y + h_2^3 - 3h_{12}h_2^3 - (y - h_1)^3]. \end{aligned} \right\} \quad (20)$$

式中, $h_{12} = h_1 + h_2$, 其他符号表示意义如前所述。

通过桩底的支承条件以及 M_c , Q_C 的值可以求出滑动面 C 点位置处的 j_C , x_C 。

(2) 当桩前岩土稳定(存在桩前抗力)时, 桩身内力及位移计算如下式所示 ($h_1 < y \leq h_1 + h_2$)。

$$\left. \begin{aligned} Q_y &= Q_B - T_3^*(y - h_1) - \frac{1}{2h_2} T_4^*(y - h_1)^2, \\ M_y &= M_B + Q_B(y - h_1) - \frac{1}{2} T_3^*(y - h_1)^2 - \frac{1}{6h_2} T_4^*(y - h_1)^3, \\ j_y &= j_c - \frac{M_B}{EI}(y - h_{12}) - \frac{Q_B}{2EI} [(y - h_1)^2 - h_2^2] + \\ &\quad \frac{T_3^*}{6EI} [(y - h_1)^3 - h_2^3] + \frac{T_4^*}{24EIh_2} [(y - h_1)^4 - h_2^4], \\ x_y &= x_c - j_c(h_{12} - y) - \frac{M_B}{2EI}(y - h_{12})^2 + \\ &\quad \frac{Q_B}{6EI} [3h_2^2 y + h_2^3 - 3h_{12}h_2^3 - (y - h_1)^3] - \\ &\quad \frac{T_3^*}{24EI} [4h_2^3 y + h_2^4 - 4h_2^3 h_{12} - (y - h_1)^4] + \\ &\quad \frac{T_4^*}{120EIh_2} [(y - h_1)^5 - 5h_2^4 y + 5h_2^4 h_{12} - h_2^5]. \end{aligned} \right\} \quad (21)$$

式中符号表示意义如前所述。

4.2 抗滑桩次受荷段受桩后推力 E'_T 作用

抗滑桩次受荷段受桩后推力作用的内力计算公式, 与抗滑桩次受荷段不受桩后推力作用计算方法相同, 按照是否考虑桩前抗力同样分为以下两种情况:

(1) 当桩前岩土稳定(存在桩前抗力)时, 次受荷段桩身各截面内力及位移公式如下($h_1 < y \leq h_1 + h_2$):

$$\left. \begin{aligned} Q_y &= Q_B + (T_3 - T_3^*)(y - h_1) - \frac{1}{2h_2} T_4^*(y - h_1)^2, \\ M_y &= M_B + Q_B(y - h_1) + \frac{1}{2} (T_3 - T_3^*)(y - h_1)^2 - \\ &\quad \frac{1}{6h_2} T_4^*(y - h_1)^3, \\ j_y &= j_c - \frac{M_B}{EI}(y - h_{12}) - \frac{Q_B}{2EI} [(y - h_1)^2 - h_2^2] - \\ &\quad \frac{(T_3 - T_3^*)}{6EI} [(y - h_1)^3 - h_2^3] + \frac{T_4^*}{24EIh_2} [(y - h_1)^4 - h_2^4], \\ x_y &= x_c - j_c(h_{12} - y) - \frac{M_B}{2EI}(y - h_{12})^2 + \\ &\quad \frac{Q_B}{6EI} [3h_2^2 y + h_2^3 - 3h_{12}h_2^3 - (y - h_1)^3] + \\ &\quad \frac{(T_3 - T_3^*)}{24EI} [4h_2^3 y + h_2^4 - 4h_2^3 h_{12} - (y - h_1)^4] + \\ &\quad \frac{T_4^*}{120EIh_2} [(y - h_1)^5 - 5h_2^4 y + 5h_2^4 h_{12} - h_2^5]. \end{aligned} \right\} \quad (22)$$

(2) 桩前岩土可能滑走(无桩前抗力)时, 次受荷段桩身各截面内力及位移公式如下($h_1 < y \leq h_1 + h_2$):

$$\left. \begin{aligned} Q_y &= Q_B + T_3(y - h_1), \\ M_y &= M_B + Q_B(y - h_1) + \frac{1}{2} T_3(y - h_1)^2, \\ j_y &= j_c - \frac{M_B}{EI}(y - h_{12}) - \frac{Q_B}{2EI} [(y - h_1)^2 - h_2^2] - \\ &\quad \frac{T_3}{6EI} [(y - h_1)^3 - h_2^3], \\ x_y &= x_c - j_c(h_{12} - y) - \frac{M_B}{2EI}(y - h_{12})^2 + \\ &\quad \frac{Q_B}{6EI} [3h_2^2 y + h_2^3 - 3h_{12}h_2^3 - (y - h_1)^3] + \\ &\quad \frac{T_3}{24EI} [4h_2^3 y + h_2^4 - 4h_2^3 h_{12} - (y - h_1)^4]. \end{aligned} \right\} \quad (23)$$

5 工程实例

5.1 计算资料

本文以《巴东北京大道营沱挡土墙塌方(第二期抢险)工程施工图设计》为例, 对悬臂式抗滑桩内力计算的“三段法”和“两段法”进行了对比分析。基岩顺层滑动导致了巴东北京大道营沱挡土墙的塌方。该滑坡的地质条件为:

(1) 滑坡结构特征

该滑坡为三叠纪中统巴东组第三段泥灰岩(T2b3)顺层滑坡, 滑坡堆积体滑动面为泥化的原生型软弱夹层, 地层产状为 $342^\circ \angle 35^\circ \sim 38^\circ$ 。滑坡走向南西~北东, 坡向 339° , 滑坡总长86.40 m, 坡高20.1~20.7 m。平面形态为长方形, 纵断面为凹形坡, 坡脚为卓越广场建设工地, 坡顶为北京大道南半段, 坡面为滑坡堆积体, 平均坡度约 36° 。

(2) 地质构造

滑坡所在区域构造上处扬子准地台、鄂中台褶区、秭归台褶束的西南缘、官渡口向斜南翼。滑坡下部基岩主要发育两组节理, 一组节理产状 $193^\circ \angle 89^\circ$, 间距约5 cm, 构成密集破碎带; 第二组节理产状 $101^\circ \angle 89^\circ$, 裂隙内有泥质充填, 两组节理构成滑坡侧缘及后缘切割面。

(3) 岩石物理力学参数

对于三叠纪中统巴东组第三段泥灰岩(T2b3)中泥化的原生型软弱夹层的剪切强度已进行过大量室内^[9]和原位试验^[10]。本文通过工程地质类比和反演分析法^[11-12]综合确定滑带土的抗剪强度参数及相关岩土体物理力学参数(见表1)。反演分析以北京大道上部未滑移部分沿软弱夹层滑动为滑移模式, 稳定系数取1.0, 反演分析图见图3。

5.2 抗滑桩设计计算

经计算, 滑坡推力水平分量为1754.66 kN/m, 设

表1 岩土体物理力学参数

Table 1 Physical and mechanical parameters of rock and soil mass

岩土名称	天然重度 g ($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	饱和重度 g ($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	天然		饱和	
			黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $\phi/^\circ$	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $\phi/^\circ$
滑坡堆积体	23.0	24.0	7	28	5	25
中风化灰岩	25.0	26.0	1080	50	1000	40
软弱夹层(泥岩)	24.5	26.0	27	23	26	20

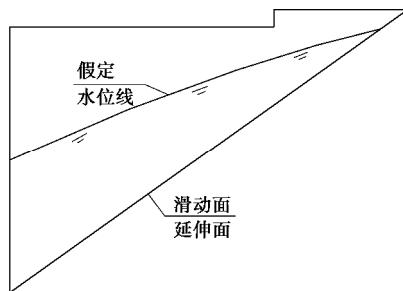


图3 反演分析计算简图

Fig. 3 Back analysis of calculation diagram

计支护主体方案为悬臂式抗滑桩。抗滑桩布设处滑面倾角 36° , 开挖基坑底面高程为 316.8 m , 滑动面与桩背侧交点处高程约为 321.0 m (如图 4)。因此, 桩背侧滑动面与嵌固段顶面高差约 4.0 m 。

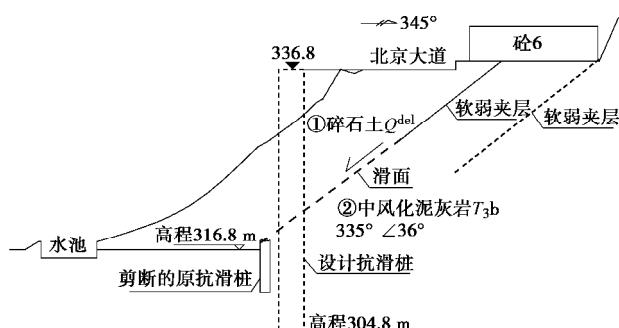


图4 边坡治理剖面图

Fig. 4 Profile of slope treatment

为了对比分析次受荷段对抗滑桩结构设计的影响, 利用所编制的 MATLAB 程序按照“两段法”和“三段法”计算桩身内力 (其中, “两段法”用理正岩土软件进行了验证)。

“三段法”: 主受荷段长 16.0 m , 次受荷段长 4.0 m , 嵌固段长 12.0 m 。计算时考虑次受荷段受桩后推力作用。

“两段法”计算时, 按以下两种将抗滑桩划分为受荷段和嵌固段:

(1) “两段法” 1: 将次受荷段视为受荷段: 受荷段长 20.0 m , 嵌固端长 12.0 m 。

(2) “两段法” 2: 将次受荷段视为嵌固段: 受荷

段长 16.0 m , 嵌固端长 16.0 m 。

通过计算得到 3 种方法下的桩身弯矩图和剪力曲线图 (如图 5 和图 6)。为便于对比计算结果的差异, 以“三段法”计算结果为基准, 绘制了“两段法” 1 和“两段法” 2 的桩身内力所占“三段法”桩身内力的百分比图 (如图 7 和图 8, 图中 Y 轴方向的 1 表示 100%)。比较 3 种情况下的剪力图、弯矩图、弯矩百分比图和剪力百分比图, 可以发现:

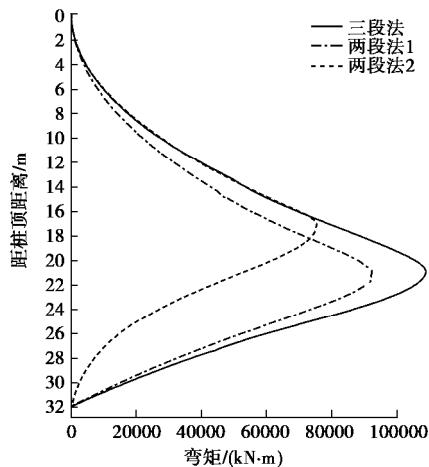


图5 弯矩图

Fig. 5 Bending moments

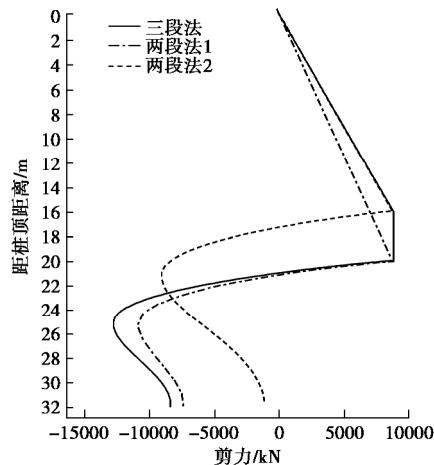


图6 剪力图

Fig. 6 Shears

(1) “两段法” 1 计算的弯矩在整个抗滑桩部分都偏小, 在对应于“三段法”的主受荷段和次受荷段

部分弯矩偏小量约 20%，在对应于“三段法”的嵌固段部分（距桩顶 20.0~32.0 m）弯矩偏小超过 20%；剪力除在嵌固端顶部局部偏大外，在其余抗滑桩部分都偏小，偏小量约 20%。

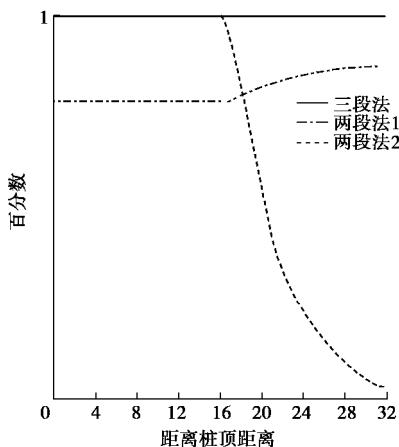


图 7 弯矩百分比图

Fig. 7 Percentages of bending moment

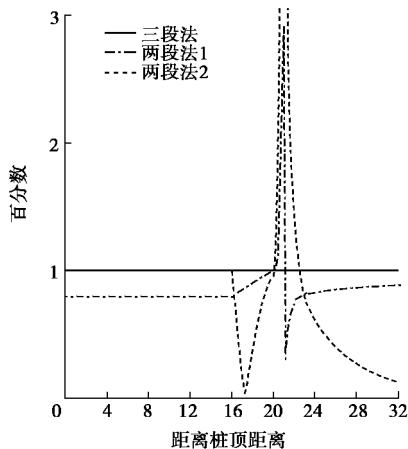


图 8 剪力百分比图

Fig. 8 Percentages of shear

(2) “两段法” 2 中，弯矩和剪力对应于“三段法”的主受荷段部分（距桩顶 0~16.0 m）大小相同；对应于“三段法”次受荷段部分（距桩顶 16.0~20.0 m）的弯矩和剪力计算结果开始偏小，并且随着深度的增加，弯矩的偏小量增大，剪力的偏小量先增大后减小；对应于“三段法”的嵌固段部分（距桩顶 20.0~32.0 m），弯矩都偏小，剪力除在嵌固段顶部局部偏大外，其余都偏小。在嵌固段底部弯矩和剪力的偏小量达到最大值。

出现这种情况的原因主要是：

(1) 对于“两段法” 1

a) 由于人为提高了主受荷段的长度，导致计算的滑坡推力分布范围变长，因而计算出的作用在主受荷段的弯矩和剪力偏小；

b) 同时，由于忽略了岩体主动土压力，在抗滑桩次受荷段部分的计算结果也偏小；

c) 由于以上原因计算得到的嵌固段顶部的位移、转角、弯矩和剪力都偏小，嵌固段的弯矩和剪力也随之偏小。

(2) 对于“两段法” 2

a) 抗滑桩主受荷段的长度及其他相关参数是一样的，因此这部分的内力(弯矩和剪力)计算结果与“三段法”相同；

b) 由于忽略了次受荷段岩体主动土压力，次受荷段部分的内力计算结果偏小，同时由于这一部分被视为嵌固段，在嵌固段顶部桩的弯矩和剪力等边界条件偏小程度相较“两段法” 1 更大；

c) 由于计算得到的嵌固段顶部的弯矩和剪力都偏小，因此嵌固段的弯矩和剪力也偏小，且偏小较大。

可见，将抗滑桩划分两段，不考虑次受荷段的存在，两种情况下都将导致抗滑桩配筋不足。特别是“两段法” 2 将导致嵌固段配筋显著偏少，给工程安全带来严峻的挑战。

6 结 论

本文通过分析抗滑桩受荷段和嵌固段接触面非水平面、受荷段底面与嵌固段顶面不在同一平面的情况，创造性的将抗滑桩划分为三段，提出抗滑桩内力计算“三段法”，结合工程实例，本文得到以下结论：

(1) 本文推导了抗滑桩内力计算通用计算公式，传统的抗滑桩内力计算方法只是本文中次受荷段高度为零时的特解。

(2) 抗滑桩“三段法”解决了抗滑桩受荷段和嵌固段接触面非水平面、受荷段底面与嵌固段顶面不在同一平面下的抗滑桩内力计算及配筋的问题，用“三段法”分析抗滑桩受力模式更为合理。

(3) 在工程应用中，由于现行计算公式及软件的局限性，往往只能按照“两段法”对实际情况进行简化计算。由于实际情况不同，“两段法”计算得到的抗滑桩的弯矩和剪力都偏小，且偏小程度较大，这就给抗滑桩本身及防护对象的安全带来了隐患。

(4) 本文根据受力状态的不同重新划分了抗滑桩，并给出各段桩的内力和位移计算公式。按照抗滑桩“三段法”对“巴东北京大道营沱挡土墙塌方(第二期抢险)工程”进行了治理，稳定了边坡，取得了预期效果。本文的研究成果将给类似的工程治理提供借鉴和参考。

参 考 文 献：

[1] 铁道部第二勘察设计院. 抗滑桩设计与计算[M]. 北京: 中

- 国铁道出版社, 1983. (The Second Survey and Design Institute of the Ministry of Railways. Anti-slide pile's design and calculation[M]. Beijing: China Railway Press, 1983. (in Chinese))
- [2] 倪 悅. 半坡抗滑桩受力特性分析[D]. 重庆: 重庆交通大学, 2013. (NI Yue. Study on stress analysis of the hemi-slope pile[D]. Chongqing: Chongqing Jiaotong University, 2013. (in Chinese))
- [3] 武小菲, 杨 涛, 张俊云. 半坡抗滑桩合理位置确定的探讨[J]. 路基工程, 2008(2): 135 - 136. (WU Xiao-fei, YANG Tao, ZHANG Jun-yun. Discussion on determination of reasonable position of the hemi-slope pile[J]. Subgrade Engineering, 2008(2): 135 - 136. (in Chinese))
- [4] 许霄霄. 三峡库区秭归—巴东段顺层滑坡变形规律研究[D]. 武汉: 中国地质大学(武汉), 2013. (XU Xiao-xiao. The deformation rule study of bedding landslide in the area from zigui to badong segment of the three Gorges Reservoir Area[D]. Wuhan: China University of Geosciences (Wuhan), 2013. (in Chinese))
- [5] 重庆市城市建设委员会. 建筑边坡工程技术规范[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2013. (Chongqing Municipal Commission of Urban-rural Development. Technical code for building slope engineering[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2013. (in Chinese))
- [6] 湖北省三峡库区地质灾害防治工作领导小组办公室. 湖北省三峡库区滑坡防治地质勘察与治理工程技术规定(试行)(续)[J]. 湖北地矿, 2003, 17(3): 56 - 64. (Office of Leading Group of Geological Disaster Prevention and Control in the Three Gorges Reservoir Area of Hubei Province. Technical regulation of geological investigation and engineering design for landside control in reservoir area of three gorges in Hubei Province (Trial)[J]. Huhei Geology & Mineral Resources, 2003, 17(3): 56 - 64. (in Chinese))
- [7] 戴自航. 抗滑桩滑坡推力和桩前滑体抗力分布规律的研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(4): 517 - 521. (DAI Zi-hang. Study on distribution laws of landslide-thrust and resistance of sliding mass acting on antislide piles[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2002, 21(4): 517 - 521. (in Chinese))
- [8] 佴 磊, 马丽英, 冷曦晨, 等. 滑坡治理中的抗滑桩设计[J]. 吉林大学学报(地球科学版), 2002, 21(4): 162 - 165. (NIE Lei, MA Li-ying, LENG Xi-chen, et al. Anti-slide pile design in slope prevention[J]. Journal of Jilin University (Earth Science Edition), 2002, 21(4): 162 - 165. (in Chinese))
- [9] 柴 波, 殷坤龙, 肖拥军. 巴东新城区库岸斜坡软弱带特征[J]. 岩土力学, 2010, 31(8): 2501 - 2506. (CHAI Bo, YIN Kun-long, XIAO Yong-jun. Characteristics of weak-soft zones of Three Gorges Reservoir shoreline slope in new Badong county[J]. Rock and Soil Mechanic, 2010, 31(8): 2501 - 2506. (in Chinese))
- [10] 李亮辉. 顺层岩质边坡软弱结构面原位剪切试验及其稳定性分析研究[D]. 武汉: 华中科技大学, 2004. (LI Liang-hui. Study on in-situ shearing testing of weak joint plane and stability of consequent rock slope[D]. Wuhan: Huazhong University of Science and Technology, 2004. (in Chinese))
- [11] 陈静瑜, 赵炼恒, 李 亮, 等. 折线型滑面边坡强度参数反演的极限分析上限法[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2015, 46(2): 638 - 644. (CHENG Jing-yu, ZHAO Lian-heng, LI Liang, et al. Back-analysis of shear strength parameters for slope with broken line sliding surface based on upper bound approach[J]. Journal of Central South University (Science and Technology), 2015, 46(2): 638 - 644. (in Chinese))
- [12] 张金华. 岩土体抗剪强度参数反演及滑坡灾害预测研究[D]. 重庆: 重庆交通大学河海学院, 2010. (ZHANG Jin-hua. Research on the shear strength parameters inversion of rock-soils and the prediction of landslide disaster[D]. Chongqing: Chongqing Jiaotong University, College of River and Ocean Engineering, 2010. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201803016

地裂缝场地加速度响应振动台试验研究

熊仲明, 张朝, 霍晓鹏, 陈轩

(西安建筑科技大学土木工程学院, 陕西 西安 710055)

摘要: 地裂缝对工程结构的安全性影响巨大。在高烈度地区, 若仍采用空间避让原则, 势必浪费有限的土地资源, 制约城市建设与经济发展。为了研究地裂缝场地的动力响应, 使其得到更好的应用, 以西安 f₄ 地裂缝为例, 进行地裂缝场地地震动力响应振动台试验研究。试验结果分析表明: 加速度放大系数与输入地震波类型和强度、土层性质和厚度及测点位置等因素有关; 地裂缝场地加速度响应存在上、下盘效应, 地表峰值加速度在裂缝处达到最大, 并向两侧递减, 下盘峰值加速度衰减速率比上盘快; 裂缝两侧测点的加速度峰值存在时间差, 上盘加速度变化频率较快。其研究成果将为地裂缝场地的工程应用提供参考。

关键词: 地裂缝; 振动台试验; 加速度响应

中图分类号: TU435 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)03-0520-07

作者简介: 熊仲明(1966-), 男, 教授, 博士生导师, 主要从事隔震减震控制、土-结构共同作用、大跨结构理论及试验研究等。E-mail: xiong_zhongming@yahoo.com.cn。

Shaking table tests on acceleration response of ground fissure site

XIONG Zhong-ming, ZHANG Chao, HUO Xiao-peng, CHEN Xuan

(College of Civil Engineering, Xi'an University Of Architecture and Technology, Xi'an 710055, China)

Abstract: The ground fissure has brought severe damages to the engineering structures. In the area of high seismic intensity, if the spatial avoidance principle is still adopted, it will be bound to waste the land resources and restrict the urban construction. In order to study the dynamic response of ground fissure sites, taking the ground fissure of f₄ in Xi'an city as an example, the model test for the ground fissure site is carried out by means of the shaking table based on the laminar shear box. The test results show that the acceleration amplification factor is related to the type and intensity of input seismic waves, the properties and thickness of soil layers and the location of measuring points. Furthermore, the ground fissure site has hanging-wall/footwall effect. All the peak ground accelerations of the hanging-wall and footwall reach the maximum at the site of the fissure, they decrease from the fissure to the sides, and the rate of the hanging-wall peak acceleration attenuation is slower than that of the footwall. At the same time, the peak ground acceleration of the fissure at both sides has the time difference, and the acceleration change frequency of hanging-wall is faster than that of the footwall. The results may provide references for the engineering application of ground fissure sites.

Key words: ground fissure site; shaking table test; acceleration response

0 引言

地裂缝是地表岩石、土体在自然环境或人为因素下形成裂缝的地质现象。20世纪以来, 人类大规模的生产活动使现代地裂缝出现且日益严重。自1929年Leonard^[1]发现地裂缝至今, 世界上许多国家的学者不同程度地对地裂缝灾害进行了研究, 主要集中在地裂缝的成因机理^[2-5]、空间分布规律和活动特征等方面^[6-10]。近年来, 随着地裂缝场地的工程应用, 地裂缝区地下管道、地铁隧道等建设措施相继被提出^[11-16]。

但地裂缝场地的地震动力响应及地表地震动参数的研究至今仍是地裂缝研究中很少涉及的一个难题。

目前也几乎没有强震发生时有关地裂缝场地地表峰值加速度(PGA)地震动的数据记录和震害统计数据可供参考。因此, 开展地裂缝场地地震动力响应试验研究显得尤为迫切, 且具有重要的工程实用价值。

本文以西安 f₄ 地裂缝场地为研究对象, 对地裂缝场地地表的地震动力响应规律开展振动台模型试验研究, 其结果对于西安地裂缝场地工程建设的抗震设计以及西安城市建设用地规划都具有重要的理论和实际

基金项目: 国家自然科学基金项目(51278395); 住房和城乡建设部科学技术项目(2016-k5-044)

收稿日期: 2016-11-18

意义。

1 模型振动台试验

1.1 试验概况和模型参数

以西安 f₄地裂缝为研究对象, 根据地裂缝地质构造特征, 并考虑地裂缝上、下盘破坏区宽度及试验设备承载力等因素, 确定土体模型尺寸为 3 m(长)×1.5 m(宽)×1.5 m(高), 裂缝倾角设置为 80°, 如图 1 所示。模型土体剖面各土层的物理力学性质指标如表 1 所示。3 种土质在围压 $\sigma_c=200$ kPa 下的动力特征曲线, 如图 2 所示。

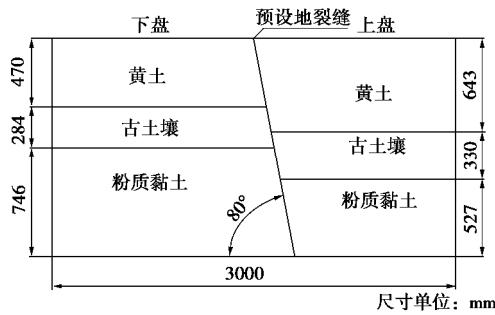


图 1 试验土体模型剖面图

Fig. 1 Profile of test model

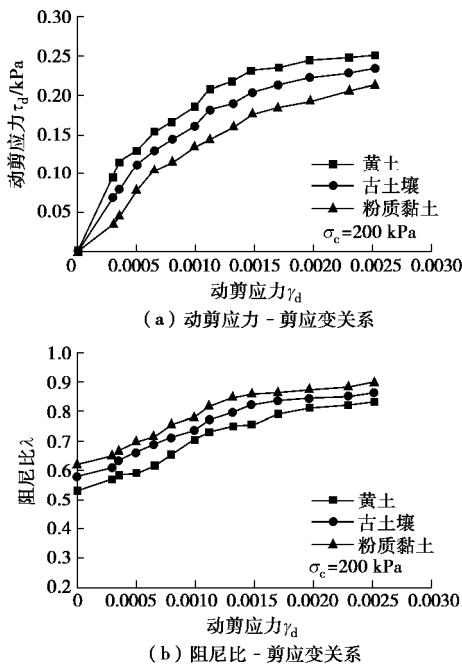


图 2 不同土质动力特征曲线

Fig. 2 Dynamic characteristic curves of different soils

为更好地模拟土体振动时的剪切变形, 同时减弱土箱带来的边界效应, 采用 13 层剪切型土箱来模拟土体边界条件, 土箱内径尺寸为 3 m×1.5 m×1.5 m, 如图 3 所示。为防止土粒和水在模型制作及试验过程中

渗漏, 模型土箱内壁铺设一层 2 mm 厚的橡胶内衬。为了满足土体边界条件, 根据文献[17], 本文选择的橡胶泡沫塑料板弹性模量为土体弹性模量的 2.5 倍。

表 1 模型各层物理力学参数

Table 1 Physical and mechanical properties of soils

土层	含水率 /%	饱和度 /%	重度 /(kN·m ⁻³)	内聚力 /kPa	内摩擦角 /°	压缩模量 /MPa	弹性模量 /MPa
黄土	23.5	67	16.8	6.40	27.6	1.07	39.48
古土壤	22.9	75	17.8	6.53	27.3	0.90	49.83
粉质黏土	25.2	91	19.0	6.00	26.6	0.94	58.37

注: 泊松比 $n=0.34$ 。

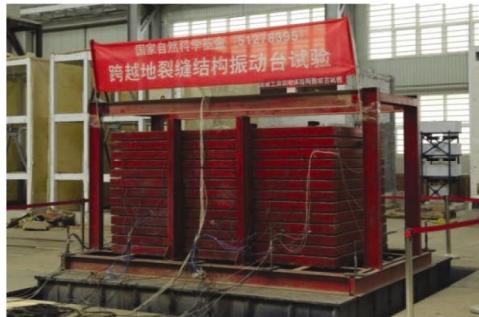


图 3 层状剪切模型土箱

Fig. 3 Soil box of test model

土体模型制作采用分层填装、夯实的方法, 通过控制每层的含水率和密度配置模型土。在填装前用 20 mm 木板按裂缝倾角固定在地裂缝位置, 每次填装的高度为 150 mm, 上、下盘同时采用夯土器均匀压密。填装压实后抽出木板在裂缝中填充细粉砂与熟石灰的混合物, 每层压密后将土层表面打毛, 保证上下两层土之间较好的黏结。

1.2 模型相似关系

试验模型几何相似比 S_L 选定为 1/15, 根据 Bockingham π 定理并结合振动台动力性能, 推导出其他物理量的动力相似关系, 见表 2。

表 2 模型参数相似比

Table 2 Similarity ratios of model parameters

物理参数	相似比	物理参数	相似比
长度 S_L	0.0667	内摩擦角 S_ϕ	1
密度 S_ρ	1	位移 S_u	0.0667
弹性模量 S_E	0.1667	加速度 S_a	2
应力 S_s	0.1333	速度 S_v	0.3652
内聚力 S_c	0.1333	时间 S_t	0.1826
应变 S_e	1	频率 S_f	5.4772

1.3 试验测点布置

本试验在西安建筑科技大学结构抗震实验室进行, 地震模拟振动台采用美国 MTS 公司生产的 4 m×4 m 三维六自由度振动台触发体系。为研究地裂缝两侧

的加速度变化规律,本试验加速度计和位移计布置如图4所示。试验中采用的仪器包括动态信号采集仪、加速度计(41个)、位移计(3个)。

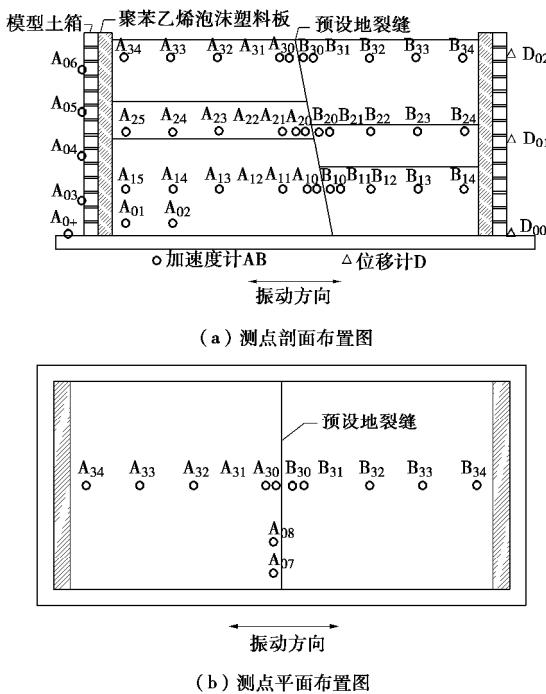


图4 测点布置图

Fig. 4 Layout of measuring points

其中,加速度计是采用PCB公司生产的压电陶瓷微型感应耦合等离子体加速度计。试验过程中,将加速度传感器均固定在有机玻璃盒中,并包裹数层保鲜膜防止渗水。

1.4 输入地震波的选用及加载工况

根据试验目的及西安场地类别,本次试验选取江油波、El-Centro波和基岩波作为振动台试验的地震波

输入。这3种波均属于II类场地土的南北向地震波,前两种波为地表波,后一种是基岩波。为考虑土体对地震波频谱成分影响,本次试验特地选取一条基岩波作为地震输入^[18]。3条地震波的基本特性如下:

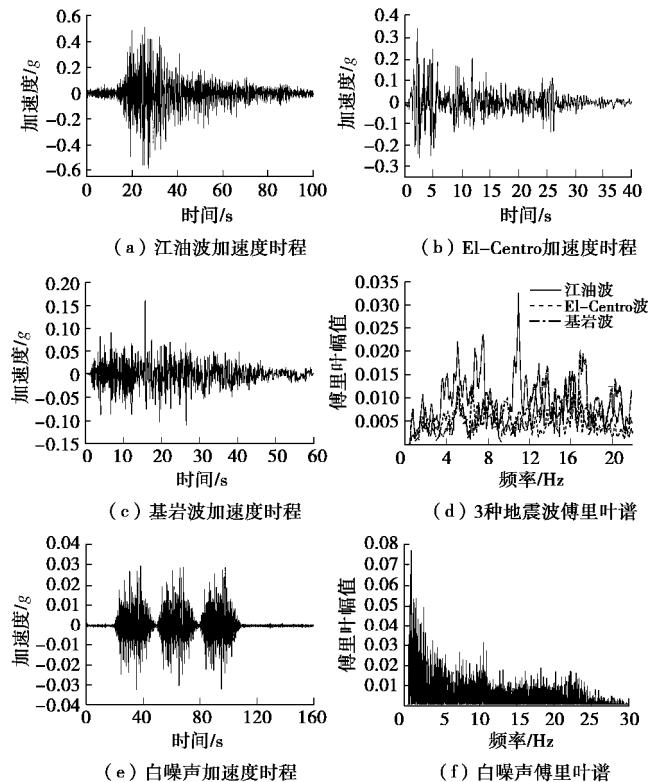


图5 输入地震波及白噪声频谱

Fig. 5 Spectra of input seismic waves and white noise

(1)江油波:是2008年5月12日发生在中国四川省汶川县境内的8.0级特大地震,由江油地震台记录的地震动,峰值加速度为 5.97 m/s^2 ,持时101.995 s,卓越频率为2.50 Hz。

表3 试验工况

Table 3 Test conditions

工况序号	试验工况	地震烈度	工况序号	试验工况	地震烈度
S1	白噪声 0.05g		S16	基岩波 0.4g	8度基本烈度
S2	江油波 0.1g	6度基本烈度	S17	白噪声 0.05g	
S3	El-Centro 波 0.1g	6度基本烈度	S18	江油波 0.6g	8度罕遇烈度
S4	基岩波 0.1g	6度基本烈度	S19	El-Centro 波 0.6g	8度罕遇烈度
S5	白噪声 0.05g		S20	基岩波 0.6g	8度罕遇烈度
S6	江油波 0.2g	7度基本烈度	S21	白噪声 0.05g	
S7	El-Centro 波 0.2g	7度基本烈度	S22	江油波 0.8g	9度基本烈度
S8	基岩波 0.2g	7度基本烈度	S23	El-Centro 波 0.8g	9度基本烈度
S9	白噪声 0.05g		S24	基岩波 0.8g	9度基本烈度
S10	江油波 0.3g	7度罕遇烈度	S25	白噪声 0.05g	
S11	El-Centro 波 0.3g	7度罕遇烈度	S26	江油波 1.2g	9度罕遇烈度
S12	基岩波 0.3g	7度罕遇烈度	S27	El-Centro 波 1.2g	9度罕遇烈度
S13	白噪声 0.05g		S28	基岩波 1.2g	9度罕遇烈度
S14	江油波 0.4g	8度基本烈度	S29	白噪声 0.05g	
S15	El-Centro 波 0.4g	8度基本烈度			

(2) El-Centro 波: 是 1940 年 5 月 18 日美国加州 Imperial V Alley 地震记录南北方向分量, 峰值加速度为 3.42 m/s^2 , 持时 53.73 s, 主周期为 0.2 s 和 0.52 s, 卓越频率为 1.79 Hz。

(3) 基岩波: 1992 年 4 月 25 日在加州北部海岸地区发生里氏 6.9 级地震, 采用该地震库中记录的一条基岩波, 峰值加速度为 1.65 m/s^2 , 持时 59.96 s, 卓越频率为 4.55 Hz。3 种地震波及白噪声加速度时程和傅里叶谱如图 5 所示。

在试验中, 输入地震波的峰值是依照相似关系, 根据《建筑抗震设计规范》^[19]的地震震中烈度加速度值进行调整。输入地震波的峰值采用分级递增输入, 每级输入后经 $0.05g$ 的白噪声扫频, 以观察模型体系的动力特性变化, 详细试验工况见表 3 所示。

2 试验结果分析

2.1 地裂缝场地自振频率及阻尼比分析

表 4 是地裂缝场地的自振频率 f 及阻尼比 ζ 。从表 4 可以看出, 加载前土体模型自振频率分别为 11.41 Hz, 阻尼比为 4.8%, 随着输入地震波的峰值增大, 模型损伤不断发展, 自振频率减小, 阻尼比增大。

表 4 模型自振频率及阻尼比

Table 4 Frequencies and damping ratios of soils

工况	f/Hz	$\zeta/\%$
S1	11.41	4.8
S5	10.94	5.6
S9	10.23	6.4
S13	10.23	7.4
S17	9.61	7.4
S21	9.38	7.8
S25	8.75	8.1
S29	8.05	9.1

2.2 地表正负向峰值加速度变化规律

图 6 是地裂缝场地地表正负向峰值加速度变化曲线。由图 6 可以看出, 地裂缝场地上盘峰值加速度大于下盘峰值加速度, 而且上盘的影响范围比下盘大, 存在明显的上、下盘效应; 从加速度正、负峰值曲线看, 地表峰值加速度在地裂缝处达到最大, 并且沿着裂缝向两侧逐渐衰减。

同时, 不同频谱特性的地震波引起的地裂缝场地地震动力响应也是不同的。同一工况中, 江油波各测点地表峰值加速度远远大于其他两种地震波对应测点, 基岩波地表峰值加速度最小。输入地震波卓越频率大小顺序为: 基岩波 (4.55 Hz) > 江油波 (2.50 Hz) > El-Centro 波 (1.79 Hz), 但是, 在输入激励大小相同的情况下, 加速度放大程度大小顺序为: 江油波 >

El-Centro 波 > 基岩波。

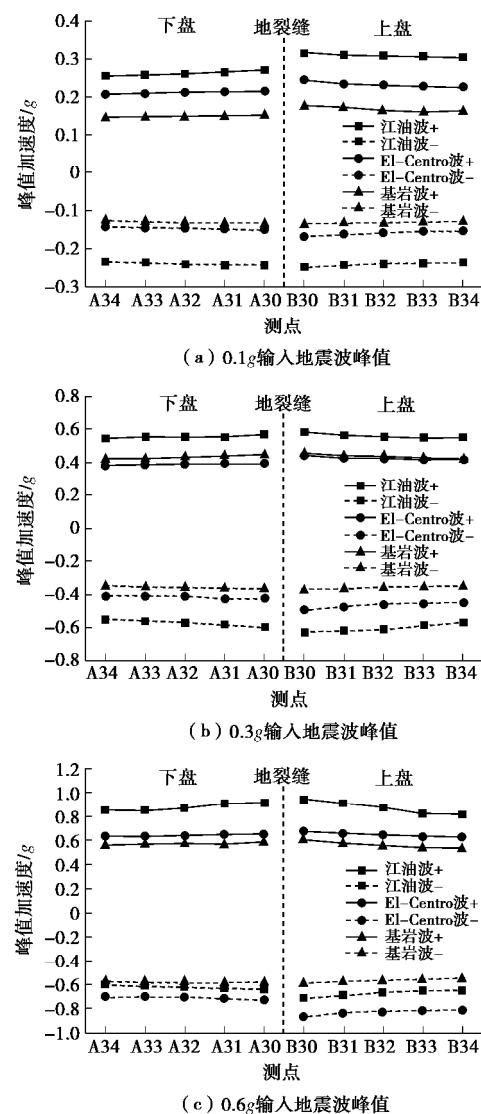


图 6 地裂缝场地地表加速度正负峰值曲线

Fig. 6 Curves of positive and negative PGAs of ground fissures

出现这一现象是由于地震站记录的地震波通常是在地表采集的, 在此过程中地震波的频率成分已经被土体过滤或放大, 低频成分增强, 高频成分减弱, 频谱特性已经改变。但是, 在做试验过程中, 却将已经改变频谱成分的地震波再次作用在土体底部, 这时低频成分再次增强, 高频成分再次减弱, 就会导致地表波加速度放大程度更大。

2.3 地表加速度时程曲线

图 7 是不同工况作用下, 地裂缝两侧测点 A30、B30 的加速度时程曲线。其中, A30 埋置在下盘裂缝处, B30 埋置在上盘裂缝处。

通过图 7 可以看出, 上、下盘地裂缝处的加速度数值大小不同, 下盘测点对应时刻的峰值加速度明显小于上盘; 加速度波形曲线线型差异较大, 并且上盘加速度时程曲线与零线相交次数比下盘较多, 上盘加

速度变化频率较快。

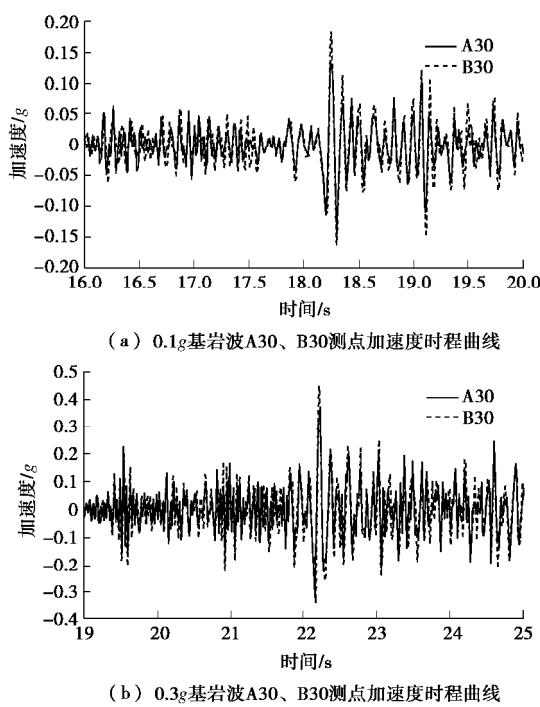


图 7 A30、B30 测点加速时程对比曲线

Fig. 7 Time-history curves of acceleration at measuring points
A30, B30

在 0.1g 基岩波作用下, 下盘测点峰值加速度为 0.16g, 对应时刻为 18.3000 s; 上盘测点峰值加速度为 0.18g, 对应时刻为 18.2500 s。在 0.3g 基岩波作用下, 下盘测点峰值加速度为 0.36g, 对应时刻为 22.2250 s; 上盘测点峰值加速度为 0.45g, 对应时刻为 22.2125 s。上、下盘测点峰值存在时间差, 且上盘加速度达到峰值的时间比下盘较早。由此可见, 地裂缝的存在对地震波在岩土体内的传播有一定的影响。

2.4 正负向加速度最大放大系数

表 5 是不同工况下正负加速度最大放大系数。其中, 加速度放大系数定义为测点峰值加速度与输入峰

表 5 不同正负加速度最大放大系数 a

Table 5 Maximum amplification factors of different input ground motions

地震波幅值	江油波 a		El-Centro 波 a		基岩波 a	
	+	-	+	-	+	-
0.1g	6.323	5.094	4.872	3.368	3.489	2.881
0.2g	4.080	4.698	3.582	3.153	3.177	2.497
0.3g	3.904	4.176	3.063	3.294	3.101	2.488
0.4g	3.611	3.360	2.801	3.476	2.814	2.570
0.6g	3.142	2.368	2.254	2.991	2.036	1.991
0.8g	2.190	2.299	2.161	2.549	1.606	1.714
1.2g	1.556	1.691	1.499	1.469	1.239	1.612
减少倍数	4.064	3.012	3.250	2.293	2.816	1.787

值加速度的比值 $a = |A|_{\max} / |A|_{\max \text{ 输入}}$ 。

从表 5 可以看出, 随着输入地震波峰值的增大, 加速度放大系数逐渐减小。江油波的 a 减小幅度最大, 由 6.323 减小到 1.556, 减小 4.064 倍; El-Centro 波减小幅度次之, 由 4.872 减小到 1.499, 减小 3.250 倍; 基岩波减小幅度最小, 由 3.489 减小到 1.239, 减小 2.816 倍。

在整个试验测试结果中, 放大系数最大值出现次数最多的测点为 B30, 出现最大值 26 次, 占总次数的 61.9%; 测点 A34 出现最大值 7 次, 占总次数的 16.7%; 测点 B33 出现最大值 6 次, 占总次数的 14.3%; 测点 A30 出现最大值 3 次, 占总次数的 7.1%, 其余测点均未出现最大值。测点加速度放大系数最大值普遍出现在上盘, 出现在下盘的比例仅为 23.8%。所以在实际工程中, 对处于上盘的结构需要强化设计, 尤其对邻近地裂缝两侧的结构需要注意。

2.5 各土层加速度放大系数变化规律

为研究地裂缝场地不同土层的加速度响应, 将各测点加速度放大系数绘制成曲线, 由于 B10 传感器损坏, 所以不作分析, 如图 8 所示。其中, 图 8 (a) 是黄土层加速度放大系数曲线; 图 8 (b) 是古土壤层加速度放大系数曲线; 图 8 (c) 是粉质黏土层加速度放大系数曲线。

由图 8 (a) 可以看出, 加速度上、下盘效应在地表响应明显, 上盘测点加速度放大系数比下盘对称测点的大, 加速度放大系数呈 Z 字型分布。同时, 地表加速度放大系数都大于 1。

由图 8 (b) 可以看出, 加速度放大系数不再遵循上述规律。总体来看, 场地上盘加速度放大系数比下盘较大, 但分布规律不是十分明显。

由图 8 (c) 可以看出, 在不同工况下, 粉质黏土层裂缝两侧测点 A10 的加速度放大系数比测点 A11 较大。除个别测点外, 离地裂缝越近, 放大系数越大,

加速度放大系数以地裂缝为中心呈倒V字型分布。

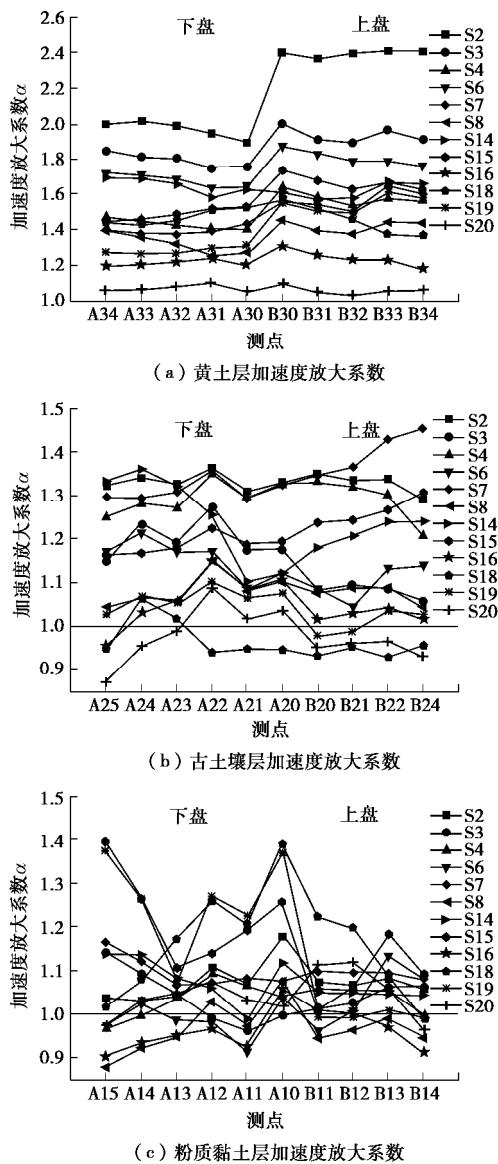


图8 不同土层加速度放大系数曲线

Fig. 8 Amplification factors of acceleration of soil layers

不同土层加速度放大系数的变化规律不一致, 这与模型土体动力特性有关, 粉质黏土含水率高, 其抗剪强度及剪切模量较小, 阻尼比较大, 从而土层水平剪切作用难以向上传递, 加速度响应的增长幅度减小。并且输入地震波频谱特性和强度、土层性质和厚度均对地裂缝场地加速度放大系数影响较大。

3 结 论

本文以西安 f₄ 地裂缝为例, 采用 13 层剪切型模型土箱, 进行地裂缝场地地震动力响应振动台试验, 分析了地裂缝场地加速度及其放大系数的变化规律, 得出以下结论:

(1) 试验结果表明, 地裂缝场地地表峰值加速度

在地裂缝处达到最大, 并从地裂缝处向两侧递减, 且上盘峰值加速度的衰减较下盘缓慢。从峰值加速度这一指标来看, 上盘影响范围比下盘大。

(2) 试验结果表明, 上、下盘测点峰值存在时间差, 上盘加速度达到峰值的时间比下盘较早, 且上盘加速度变化频率较快。

(3) 试验结果表明, 输入地震波峰值相同的情况下, 地表波产生的地表加速度放大响应较基岩波明显。

(4) 试验结果表明, 输入地震波类型和强度、土层性质和厚度及测点位置均对地裂缝场地加速度放大系数影响较大。加速度放大系数最大值在上盘出现次数较多, 在结构设计分析时需要对上盘结构进行加固。

参 考 文 献:

- [1] LEONARD R J. An earth fissure in Southern Arizona[J]. Journal of Geology, 1929, **37**: 765 - 774.
- [2] HOLZER L T. Ground failure induced by groundwater withdrawal from unconsolidated sediment[J]. Engineering Geology, 1984, **6**: 67 - 105.
- [3] PENG J B, XU J S, MA R Y, et al. Characteristics and mechanism of the Longyao ground fissure on North China Plain, China[J]. Engineering Geology, 2016, **214**(30): 136 - 146.
- [4] XU L Q, LI S Z, CAO X Z, et al. Holocene intracontinental deformation of the northern North China Plain: evidence of tectonic ground fissures[J]. Journal of Asian Earth Sciences, 2016, **119**(1): 49 - 64.
- [5] LIU H, DENG K Z, LEI S G, et al. Mechanism of formation of sliding ground fissure in loess hilly areas caused by underground mining[J]. International Journal of Mining Science and Technology, 2015, **25**(4): 553 - 558.
- [6] 王景明. 地裂缝及其灾害的理论分析与应用[M]. 西安: 陕西科学技术出版社, 2000. (WANG Jing-ming. Theory of ground fissures hazards and its application[M]. Xi'an: Shaanxi Science and Technology Press, 2000. (in Chinese))
- [7] LEE C F, ZHANG J M, ZHANG Y X. Evolution and origin of the ground fissures in Xian, China[J]. Engineering Geology, 1996, **43**: 45 - 55.
- [8] 李永善. 西安地裂缝及渭河盆地活断层研究[M]. 北京: 地震出版社, 1992. (LI Yong-shan. Research on ground fissures in Xi'an region and active faults in Weihe basin[M]. Beijing: Seismic Press, 1992. (in Chinese))
- [9] 彭建兵. 渭河盆地活动断裂与地质灾害[M]. 西安: 西北大学出版社, 1992. (PENG Jian-bing. Active faults and geological hazards in Weihe basin[M]. Xi'an: Northwest University Press, 1992. (in Chinese))

- University Press, 1992. (in Chinese))
- [10] 张家明. 西安地裂缝研究[M]. 西安: 西北大学出版社, 1990. (ZHANG Jia-ming. Research on ground fissures in the region of Xi'an[M]. Xi'an: Northwest University Press, 1990. (in Chinese))
- [11] 贺 凯, 彭建兵, 黄强兵, 等. 近距离平行通过地裂缝的地铁隧道模拟试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, 33(增刊 2): 4086 – 4095. (HE Kai, PENG Jian-bing, HUANG Qiang-bing, et al. Simulation test of metro tunnel parallels ground fissure with short distance[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, 33(S2): 4086 – 4095. (in Chinese))
- [12] 刘妮娜, 彭建兵, 韩冬冬, 等. 穿越活动地裂缝地铁隧道震害机制研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, 34(7): 1384 – 1391. (LIU Ni-na, PENG Jian-bing, HAN Dong-dong, et al. Mechanism of seismic damage of metro tunnels through active ground fissures[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, 34(7): 1384 – 1391. (in Chinese))
- [13] 范 文, 邓龙胜, 彭建兵, 等. 地铁隧道穿越地裂缝带的物理模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(9): 1917 – 1923. (FAN Wen, DENG Long-sheng, PENG Jian-bing, et al. Study on the physical model experiment of subway tunnel crossing the ground fissure belt[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27(9): 1917 – 1923. (in Chinese))
- [14] 黄强兵, 彭建兵, 邓亚虹, 等. 西安地铁 2 号线隧道穿越地裂缝带的设防参数[J]. 岩土力学, 2010, 31(9): 2882 – 2888. (HUANG Qiang-bing, PENG Jian-bing, DENG Ya-hong, et al. Design parameters of Xi'an metro line 2 tunnel passing through active ground fissure zones[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(9): 2882 – 2888. (in Chinese))
- [15] 黄强兵, 彭建兵, 石玉玲, 等. 地裂缝活动对地铁区间隧道地层应力与位移影响的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2009, 31(10): 1525 – 1532. (HUANG Qiang-bing, PENG Jian-bing, SHI Yu-ling, et al. Experimental study on effect of active ground fissures on stress and displacement change laws of strata near metro tunnels[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, 31(10): 1525 – 1532. (in Chinese))
- [16] 黄强兵, 彭建兵, 樊红卫, 等. 西安地裂缝对地铁隧道的危害及防治措施研究[J]. 岩土工程学报, 2009, 31(5): 781 – 788. (HUNAG Qiang-bing, PENG Jian-bing, FAN Hong-wei, et al. Metro tunnel hazards induced by active ground fissures in Xi'an and relevant control measures[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, 31(5): 781 – 788. (in Chinese))
- [17] 楼梦麟, 王文剑, 朱 彤, 等. 土-结构体系振动台模型试验中土层边界影响问题[J]. 地震工程与工程振动, 2000(4): 30 – 36. (LOU Meng-lin, WANG Wen-jian, ZHU Tong, et al. Soil lateral boundary effect in shaking table model test of soil-structure system[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2000(4): 30 – 36. (in Chinese))
- [18] 康 帅, 楼梦麟, 殷 琳, 等. 不同地震波输入机制下的结构振动台模型试验[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2011, 39(9): 1273 – 1279. (KANG Shuai, LOU Meng-lin, YIN Lin, et al. Different input meshanism of seismic on shaking table test[J]. Journal of Tongji University(Natural Science), 2011, 39(9): 1273 – 1279. (in Chinese))
- [19] GB 50011—2010 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010. (GB 50011—2010 Code for seismic design of buildings[S]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2010. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201803017

干湿循环作用下砂岩溶蚀的孔隙度演化规律

刘新荣^{1,2}, 袁文¹, 傅晏³, 王子娟¹, 缪露莉¹, 谢文博¹

(1. 重庆大学土木工程学院, 重庆 400045; 2. 重庆大学山地城镇建设与新技术教育部重点实验室, 重庆 400045;
3. 重庆大学建设管理与房地产学院, 重庆 400045)

摘要: 针对于湿循环作用下岩石劣化机理的复杂性, 以砂岩为研究对象, 通过对砂岩浸泡溶液离子浓度的测试, 定量反分析砂岩矿物的溶解, 得到砂岩孔隙度的演化规律, 分析干湿循环作用下砂岩的劣化机制。结果表明: 浸泡溶液中 Ca^{2+} 的生成速率比 K^+ 、 Na^+ 、 SiO_2 高一个数量级, Fe^{2+} 的生成速率最低。每阶段循环后, 方解石的体积减少量最多, 其次是钾长石和钠长石, 黑云母和石英的体积减少量最小。干湿循环作用后, 微小的孔隙度变化, 会导致抗压强度的大幅度降低, 各阶段孔隙度变化值与劣化度成正相关。干湿循环侵蚀后, 砂岩各种矿物的溶解流失, 使得自身胶结物量减少, 孔隙度增大, 产生各种空洞与微裂缝, 最终反映为强度的降低, 是为干湿循环导致砂岩劣化的重要原因。

关键词: 干湿循环; 孔隙度; 矿物; 离子浓度; 劣化度

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)03-0527-06

作者简介: 刘新荣(1969-), 男, 教授, 博士生导师, 主要从事岩土工程等方面的教学和科研。E-mail: liuxrong@126.com。

Porosity evolution of sandstone dissolution under wetting and drying cycles

LIU Xin-rong^{1,2}, YUAN Wen¹, FU Yan³, WANG Zi-juan¹, MIAO Lou-li¹, XIE Wen-bo¹

(1. College of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, China; 2 Key Laboratory of New Technology for Construction of Cities in Mountain Area of Ministry of Education, Chongqing University, Chongqing 400045, China; 3. Faculty of Construction Management and Real Estate, Chongqing University, Chongqing 400045, China)

Abstract: The deterioration mechanism of rock under wetting and drying cycles is complex. Taking sandstone as the research object, based on the ion concentration in immersion solution, the dissolution of sandstone minerals is quantitatively analyzed, and the evolution laws of sandstone porosity are obtained. Finally, the deterioration mechanism of sandstone under the effect of wetting and drying cycles is analyzed. The results show that the formation rate of Ca^{2+} is one order higher than that of K^+ , Na^+ and SiO_2 , and the formation rate of Fe^{2+} is the lowest. After each cycle phase, the volume reduction of calcite is the most, followed by that of potash feldspar and soda feldspar, while the volume reduction of black mica and quartz is the smallest. After wetting and drying cycles, the micro porosity changes, which will lead to a significant reduction in compressive strength, and the porosity change rate is positively correlated with the deterioration degree in each stage. After erosion of wetting and drying cycles, various minerals are dissolved in sandstone, leading to the decrease of cements and the increase of porosity, producing a variety of voids and micro cracks, and ultimately reflected in the decrease of the strength, which is the main cause of deterioration of sandstone after wetting and drying cycles.

Key words: wetting and drying cycle; porosity; mineral; ion concentration; deterioration degree

0 引言

岩石是多种矿物经过长时间的地球化学作用而形成的一种非均质, 多孔隙、多缺陷的材料。岩石的非均质性使得岩石整体的强度大大低于其组成矿物材料的强度, 而其多孔、多缺陷的特性又进一步使得岩石的强度大大降低。自然界中的岩石(岩体)由于长期受到水的物理化学作用, 微观结构处于持续动态的变化过程, 导致自身宏观物理力学性能的不断改变。水溶液作用下岩石劣化的机理异常复杂, 许多学者在此

领域作了细致的工作。徐则民等^[1]研究了硅酸盐矿物溶解动力学及其对滑坡研究的意义, 认为硅酸盐矿物溶解规模的影响因素与滑坡灾害的发生条件基本一致, 在滑坡灾害的区域性评价中, 可以考虑纳入流域地表水化学组分浓度这一地球化学指标。姜德义等^[2]进行了三轴应力条件下岩盐试样的溶解试验, 岩盐溶解速率随着浓度增大迅速降低, 随着温度升高而增大,

基金项目: 国家自然科学基金青年基金项目(51308567)

收稿日期: 2016-12-01

随着流量增大缓慢增加,但变化并不明显。刘再华等^[3]通过试验与理论研究发现,在条件相似的情况下,白云岩的初始溶解速率不仅只有灰岩的1/3~1/60,而且灰岩和白云岩的溶解呈现出不同的速率控制机理。夏树屏等^[4]总结了研究盐类溶解动力学的方法和数学模型,并采用C语言进行实例分析。汤艳春等^[5]通过大量的单轴压缩条件下岩盐应力-溶解耦合效应的细观力学试验,发现在应力作用下岩盐的溶解特性会发生显著的变化。丁梧秀等^[6]对不同化学溶液腐蚀的岩石试件试验结果的分析表明,化学溶液腐蚀作用下,矿物颗粒间联结受到扰动,同时颗粒受到溶蚀等作用,使岩石强度显著下降,岩石结构产生损伤。Rötting等^[7]研究了碳酸盐溶解过程中孔隙率、渗透性、保水曲线、反应表面的变化。Critelli等^[8]研究了变玄武岩中的矿物阳起石、绿泥石在温度为25℃、pH介于2~12区间的溶解速率,发现在多相岩石中,主要组成矿物的溶解速率不受其它存在的矿物的影响。

自然界中,岩体除了处于持续的水溶液浸泡之外,部分岩体还处于不断的干湿循环作用之下,而这部分岩体区域,恰好是最容易造成工程失效的部位,故研究干湿循环后岩石劣化的机理尤为重要。在岩石的干湿循环研究方面,邓华锋等^[9-10]对库岸边坡岩体在长期浸泡-风干循环作用下的宏观劣化规律以及次生孔隙率变化规律研究作了较为深入的研究。刘新荣等^[11-15]系统地研究了中性和酸性干湿循环作用下砂岩的宏观物理力学参数和细观参数劣化规律。实际上,水化学溶液浸泡后的岩石,其内部矿物会发生溶解,导致岩石微观结构的变化以及孔隙率的增加,才是岩石宏观物理力学特性改变的主要原因^[16]。以往的研究主要集中在水溶液浸泡后岩石的宏观物理力学参数方面的变化,而从浸泡溶液离子的角度出发,定量反分析岩石矿物的溶解,研究岩石劣化机制的文章较少。

本文取重庆地区大量存在的砂岩为试样,用蒸馏水反复干湿循环后,测得每个阶段循环后砂岩的单轴抗压强度以及浸泡溶液的离子浓度,研究砂岩溶解的动力学特征及机理,分析其孔隙度变化行为,为岩土工程抗风化设计奠定理论基础。

1 试验方法和设备

砂岩取自重庆地区某施工场地,主要由石英、长石、岩屑、方解石、重矿物、填隙物及不透明矿物组成(见表1),孔隙式胶结。

1.1 强度试验

按规范^[17]要求,将试样加工为圆柱体,尺寸为:直径D=50 mm,高H=100 mm。先将试样在105℃

烘干24 h,然后使用真空保水机保水24 h,如此为一次干湿循环过程。采用蒸馏水对试样进行1,3,6,10次4个阶段的干湿循环浸泡,每阶段循环后将饱和试件和烘干24 h后的干燥试件进行单轴试验(见图1),试验结果详见表2。

表1 砂岩矿物含量

Table 1 Mineral contents in sandstone

							%
石英	长石	岩屑	方解石	重矿物	填隙物	不透明矿物	
40	31	15	6	3	5	2	

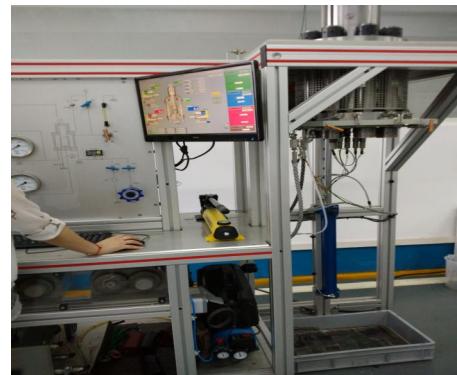


图1 Rock 600 HT PLUS型多功能岩石三轴测试系统

Fig. 1 Rock 600 HT PLUS multi-function rock triaxial test system

表2 砂岩单轴抗压强度

Table 2 UCSs of sandstone

状态	循环次数	单轴抗压强度/MPa
干	0	76.00
	1	71.59
	3	67.91
	6	65.36
	10	63.26
湿	1	56.22
	3	50.45
	6	46.14
	10	41.92

1.2 离子试验

根据表1的矿物成分,选择砂岩含量最多的前几种主要矿物:石英、长石(钾长石和钠长石)、方解石、黑云母为研究对象,其溶解后阳离子(或生成物)分别以 SiO_2 、 K^+ 、 Na^+ 、 Ca^{2+} 、 Fe^{2+} 存在,其他微量矿物暂时不作为研究对象。参考冯夏庭等^[16]的研究,列出主要矿物在中性环境下溶解的化学反应方程式,详见表3。

对每个阶段干湿循环后浸泡溶液的离子浓度(SiO_2 、 K^+ 、 Na^+ 、 Ca^{2+} 、 Fe^{2+})进行测试(图2),将测得的离子浓度除以浸泡试件个数得到每个试件溶解贡献的离子浓度(见表4)。

由表4可知,干湿循环后,溶液中 Ca^{2+} 浓度最大,其次是 K^+ 和 Na^+ , Fe^{2+} 和 SiO_2 浓度最小。

表3 矿物溶解反应方程式

Table 3 Equations for mineral dissolution reaction of sandstone

环境	矿物	方程式
中性	石英	$\text{SiO}_2 + 2\text{H}_2\text{O} = \text{H}_4\text{SiO}_4$
	钾长石	$\text{KAl}_2\text{Si}_3\text{O}_8 + 5.5\text{H}_2\text{O} = 0.5\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4 + \text{K}^+ + \text{OH}^- + 2\text{H}_4\text{SiO}_4$
	方解石	$\text{CaCO}_3 = \text{Ca}^{2+} + \text{CO}_3^{2-}$
	钠长石	$\text{NaAlSi}_3\text{O}_8 + 5.5\text{H}_2\text{O} = 0.5\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4 + \text{Na}^+ + \text{OH}^- + 2\text{H}_4\text{SiO}_4$
	黑云母	$\text{KFe}_3\text{AlSi}_3\text{O}_{10}(\text{OH})_2 + 10\text{H}_2\text{O} = \text{Al}(\text{OH})_3 + 3\text{Fe}(\text{OH})_2 + 3\text{H}_4\text{SiO}_4 + \text{K}^+ + \text{OH}^-$

表4 离子浓度

Table 4 Concentrations of ion

循环次数	离子浓度/(mg·L ⁻¹)				
	K ⁺	Ca ²⁺	Na ⁺	Fe ²⁺	SiO ₂
1	0.06026	0.2464	0.0492	0.00322	0.02930
3	0.15224	0.5886	0.12035	0.00650	0.08562
6	0.23212	0.911	0.1654	0.00959	0.11609
10	0.33210	1.212	0.21415	0.01305	0.15381



图2 Thermo scientific 离子测试仪

Fig. 2 Thermo scientific ion test instrument

2 离子生成速率

生成物 B 的生成速率为

$$u_B = \frac{dc_B}{dt} \quad . \quad (1)$$

每次干湿循环的浸泡时间为 24 h, 故以循环次数 (N) 来表示浸泡时间 (t) 是适合的。为分析需要, 将 0, 1, 3, 6, 10 次循环的间隔时间段称为 1, 2, 3, 4 阶段。每个循环阶段, 砂岩矿物溶解产生的各离子的生成速率 (或各矿物的反应速率) 是不一样的, 可表示为

$$u_N = \frac{\Delta c}{\Delta N} \quad . \quad (2)$$

通过表 4 和式 (2), 得到每个循环阶段各离子的生成速率 v_N , 详见表 5。

表5 离子生成速率

Table 5 Formation rates of ion

循环阶段	离子生成速率/(mg·L ⁻¹ ·t ⁻¹)				
	K ⁺	Ca ²⁺	Na ⁺	Fe ²⁺	SiO ₂
1	0.06026	0.24640	0.04920	0.00322	0.02930
2	0.04599	0.17110	0.03558	0.00164	0.02816
3	0.02663	0.10747	0.01502	0.00103	0.01016
4	0.02500	0.07525	0.01219	0.00087	0.00943

从表 5 可以看出, Ca²⁺ 的生成速率比 K⁺、Na⁺、SiO₂ 高一个数量级, Fe²⁺ 的生成速率最低。在第 1 阶段, 各离子的生成速率最快, 而后成递减趋势, 第 3 和第 4 阶段, 各离子的生成速率值相差不大, 呈缓和趋势。刘新荣等^[15]、冯夏庭等^[16]、巫锡勇等^[19]认为, 水作用后, 碳酸钙最容易溶解, 钾长石、钠长石次之, 石英、黑云母等会有极其少量的溶解, 与表 5 的分析一致。

3 孔隙度演化

矿物 i (反应物) 的反应速率^[18]

$$u_i = \frac{1}{g} \frac{dc_B}{dt} \quad , \quad (3)$$

式中, g 为化学计量数, c_B 为生成物 B 的浓度。

矿物 i 的摩尔体积^[18]为

$$V_{mi} = \frac{M_i}{r_i} \quad , \quad (4)$$

式中, M_i 为矿物的摩尔质量, r_i 为矿物 i 的密度。

可以查得各矿物的摩尔质量及密度^[18], 通过式 (4) 计算出矿物的摩尔体积 V_{mi}, 见表 6。

表6 矿物摩尔体积

Table 6 Molar volumes of minerals

矿物	摩尔质量/(g·mol ⁻¹)	密度/(g·cm ⁻³)	摩尔体积/(cm ³ ·mol ⁻¹)
石英	60	2.2	27.3
钾长石	278	2.54	109.4
钠长石	262	2.6	100.8
方解石	100	2.71	36.9
黑云母	512	2.7	189.6

矿物 i 的物质的量的变化率为

$$\frac{dn_i}{dt} = \frac{1}{g} \frac{dc_B}{dt} \times V_L \quad , \quad (5)$$

式中, V_L 为浸泡溶液的体积。

矿物 i 的质量的变化率为

$$\frac{dm_i}{dt} = \frac{1}{g} \frac{dn_B}{dt} \times M_i \quad . \quad (6)$$

由于矿物 i 的溶解, 导致矿物体积的减少量^[19]为

$$df_i = \frac{dV_i}{V_L} \quad , \quad (7)$$

式中, 矿物 i 体积的变化为

$$dV_i = \frac{dm_i}{r_i} \quad . \quad (8)$$

通过式(3)~(8), 可得到矿物体积随时间的变化公式

$$\frac{df_i}{dt} = g \times V_{mi} \times u_i \quad . \quad (9)$$

用循环次数(N)来表示浸泡时间(t), 可以把式(9)写成

$$\frac{df_i}{dN} = g \times V_{mi} \times u_N \quad . \quad (10)$$

根据式(10)以及表5、表6, 可以得出每阶段矿物体积的减少量, 见表7。从表7看出, 方解石的体积减少最多, 其次是钾长石和钠长石, 黑云母和石英的体积减少量不大。每阶段矿物体积的减少量和离子的生成速率成对应关系。

表7 各阶段矿物体积减少量

Table 7 Volume reduction of minerals in each stage

循环阶段	矿物体积减少量/cm ³				
	钾长石	方解石	钠长石	黑云母	石英
1	0.01684	0.02273	0.02156	0.00109	0.00133
2	0.01285	0.01578	0.01559	0.00056	0.00128
3	0.00744	0.00991	0.00658	0.00035	0.00046
4	0.00699	0.00694	0.00534	0.00029	0.00043

图3表示的是经过10次干湿循环后, 试样中各种矿物的累积减少量。从图3来看, 经过10次干湿循环后, 方解石最容易溶解, 故其矿物减少量最多, 其次是钾长石和钠长石, 黑云母和石英的溶解量较少, 与表7相对应。

如果水溶液作用过程中砂岩试件孔隙度的变化主要由砂岩中主要组成矿物的溶解, 迁移所致, 则砂岩试件孔隙度的变化可用下式表述:

$$\Delta f = f - f_0 = \sum_{i=1}^n f_i \quad . \quad (11)$$

其中, ϕ 为孔隙度, f_0 为初始孔隙度。

通过式(11), 可以计算得出各阶段砂岩孔隙度增加值(增量), 如图4所示。第1, 2, 3阶段, 矿物的孔隙度呈直线下降, 而第4阶段, 由于矿物的溶解速度下降, 孔隙度的增量开始减少。

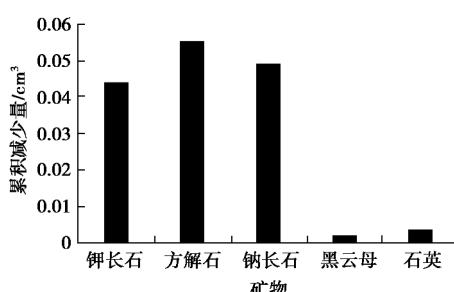


图3 干湿循环10次的累积减少量

Fig. 3 Accumulation reduction after 10 wetting and drying cycles

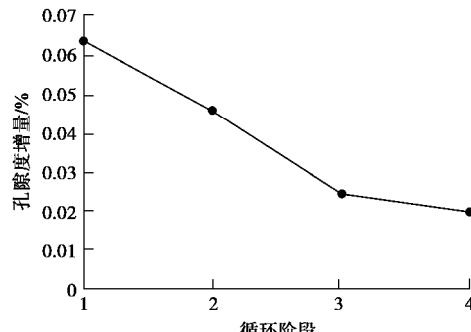


图4 孔隙度增量

Fig. 4 Porosity increment

采用液体饱和法测得的砂岩的的初始孔隙度 $j_0 = 8.6777\%$, 经过1, 3, 6, 10次4个阶段的干湿循环后, 测得的孔隙度与通过式(11)计算的孔隙度如图5所示。可以看出, 试验值明显大于计算值, 这和砂岩内部的封闭孔隙和开口孔隙有关(还和微量矿物溶解产生的孔隙度有关, 本文暂忽略)。当砂岩中的矿物溶解后, 导致某些封闭孔隙转为开口孔隙, 所以, 试验所测得的孔隙度的增加值不仅包含了矿物溶解所导致的孔隙率的增加, 还包含了部分闭口孔隙转为开口孔隙所导致的孔隙度的增加, 故将试验值减去计算值即为此阶段封闭孔隙转为开口孔隙的值, 如图6所示。

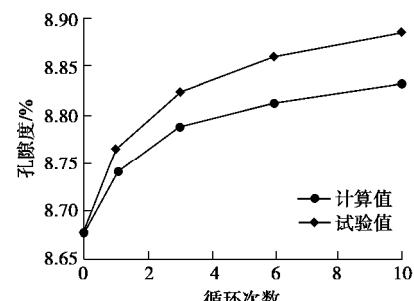


图5 孔隙度计算值与试验值

Fig. 5 Calculated and experimental values of porosity

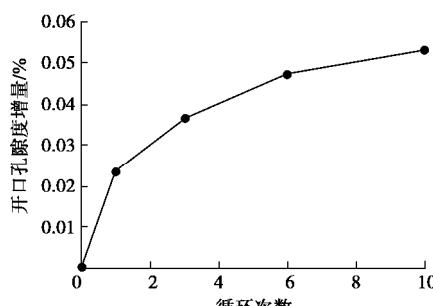


图6 开口孔隙度增量

Fig. 6 Open porosity increment

可以看出, 随着循环次数的增加, 开口孔隙逐渐增加, 前期增长较快, 后面呈缓和趋势, 与矿物的溶解速率相对应。

4 孔隙度与强度的关系

4.1 孔隙度与单轴抗压强度的关系

干湿循环作用下, 矿物溶解, 骨料间的胶结物黏结能力变弱, 孔隙度增加, 导致岩石强度降低。干湿循环作用后, 砂岩孔隙度与干燥和饱和状态下的单轴抗压强度的关系如图 7 所示。从图 7 可知, 孔隙度从 8.6777 变为 8.8852 时, 干燥状态下, 砂岩单轴抗压强度从 76 MPa 降为 63.26, 饱和状态下, 单轴抗压强度从 56.22 MPa 降为 41.92 MPa, 幅值较大。图 7 表明, 干湿循环作用(侵蚀)后, 微小的孔隙变化, 会导致抗压强度的大幅度降低。

4.2 孔隙度变化率与裂化度的关系

参考文献[10]、[11], 定义单轴抗压强度劣化度的计算公式为

$$D_s = (s_{c0} - s_c) / s_{c0} \times 100\% \quad , \quad (12)$$

式中, s_{c0} 为未浸泡砂岩的单轴抗压强度, s_c 为浸泡后砂岩的单轴抗压强度。

阶段平均劣化度定义为

$$D_N = \frac{\Delta D_s}{\Delta N} \quad . \quad (13)$$

既然孔隙度的变化会导致岩石强度的降低, 可以很直观的推测, 在任一阶段, 孔隙度增加的量, 和强度降低的量(用劣化度评价)有着必然的联系。图 8 为根据式(13)求出的劣化度与孔隙度增量在每个循环阶段的关系。从图 8 可以看出, 两者变化趋势是一致的, 在一定程度上说明了劣化度和孔隙度之间的正对应关系。从更深层次的角度来分析, 砂岩各种矿物的溶解流失, 使得自身胶结物量减少, 从而造成黏结力的降低, 孔隙度增大, 产生各种空洞与微裂缝, 最终反映为强度的降低, 是为干湿循环导致砂岩劣化的重要原因。

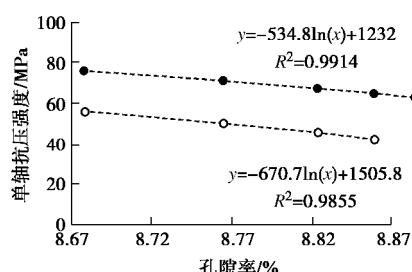


图 7 孔隙率与单轴抗压强度

Fig. 7 Porosity and UCS

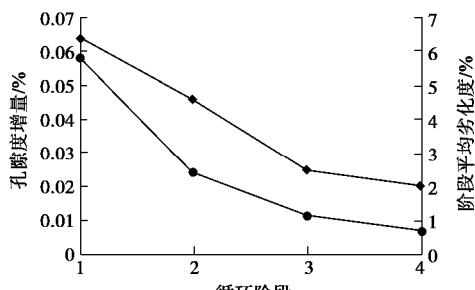


图 8 孔隙度增量与劣化度

Fig. 8 Porosity increment and deterioration degree

5 结论与建议

本文通过对砂岩干湿循环作用后浸泡溶液的离子浓度分析, 得到砂岩的孔隙度演化规律, 及其与强度的关系。得出如下结论:

(1) 浸泡溶液中 Ca^{2+} 的生成速率比 K^+ 、 Na^+ 、 SiO_2 高一个数量级, Fe^{2+} 的生成速率最低。起始循环阶段, 各离子的生成速率最快, 而后成递减趋势。

(2) 通过每个循环阶段浸泡溶液中的离子浓度, 计算得到各矿物体积的减少量, 其中, 方解石的体积减少量最多, 其次是钾长石和钠长石, 黑云母和石英的体积减少量不大。每阶段矿物体积的减少量和离子的生成速率成正对应关系。

(3) 当砂岩中的矿物溶解后, 某些封闭孔隙转为开口孔隙, 导致试验得到的孔隙度明显大于计算值, 但其变化规律是一致的。

(4) 得到了砂岩孔隙度与干燥和饱和状态下单轴抗压强度的关系图, 发现干湿循环作用后, 微小的孔隙变化, 会导致抗压强度的大幅度降低。

(5) 各阶段孔隙度增量与劣化度成正相关。干湿循环后, 砂岩各种矿物的溶解流失, 使得自身胶结物量减少, 从而造成黏结力的降低, 孔隙度增大, 产生各种空洞与微裂缝, 最终反映为强度的降低, 是为干湿循环导致砂岩劣化的重要原因。

参考文献:

- [1] 徐则民, 黄润秋, 唐正光, 等. 硅酸盐矿物溶解动力学及其对滑坡研究的意义[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(9): 1479 - 1491. (XU Ze-min, HUANG Run-qiu, TANG Zheng-guang, et al. Kinetics of silicate mineral dissolution and its implications for landslide studies[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(9): 1479 - 1491. (in Chinese))
- [2] 姜德义, 宋书一, 任松, 等. 三轴应力作用下岩盐溶解速率影响因素分析[J]. 岩土力学, 2013, 34(4): 1025 - 1030. (JIANG De-yi, SONG Shu-yi, REN Song, et al. Analysis of factors influencing rock salt dissolution rate under triaxial stress effect[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, 34(4): 1025 - 1030. (in Chinese))
- [3] 刘再华, DREYBRODT W, 李华举. 灰岩和白云岩溶解速率控制机理的比较[J]. 地球科学—中国地质大学学报, 2006, 31(3): 411 - 416. (LIU Zai-hua, DREYBRODT W, LI Hua-ju. Comparison of dissolution rate-determining mechanisms between limestone and dolomite[J]. Earth Science—Journal of China University of Geosciences, 2006,

- 31(3): 411 - 416. (in Chinese))
- [4] 夏树屏, 高世扬, 刘志宏, 等. 盐类溶解动力学的数学模型和热力学函数[J]. 盐湖研究, 2013, 11(3): 9 - 17. (XIA Shu-ping, GAO Shi-yang, LIU Zhi-hong, et al. Mathematical dissolution kinetics model and thermodynamics function of salts[J]. Journal of Saltlake Research, 2013, 11(3): 9 - 17. (in Chinese))
- [5] 汤艳春, 周 辉, 冯夏庭, 等. 单轴压缩条件下岩盐应力 - 溶解耦合效应的细观力学试验分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(2): 294 - 302. (TANG Yan-chun, ZHOU Hui, FENG Xia-ting, et al. Analysis of mesomechanical test of rock salt considering coupled stress-dissolving effects under uniaxial compression[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27(2): 294 - 302. (in Chinese))
- [6] 丁梧秀, 冯夏庭. 化学腐蚀下裂隙岩石的损伤效应及断裂准则研究[J]. 岩土工程学报, 2008, 31(6): 899 - 904. (DING Wu-xiu, FENG Xia-ting. Damage effect and fracture criterion of rock with multi-preexisting cracks under chemical erosion[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, 31(6): 899 - 904. (in Chinese))
- [7] ROTTINGA T S, LUQUOT L, CARRERA J, et al. Changes in porosity, permeability, water retention curve and reactive surface area during carbonate rock dissolution[J]. Chemical Geology, 2015, 403(18): 86 - 98.
- [8] CRITELLI T, MARINI L, SCHOTT J, et al. Dissolution rates of actinolite and chlorite from a whole-rock experimental study of metabasalt dissolution from $2 \leq \text{pH} \leq 12$ at 25°C [J]. Chemical Geology, 2014(390): 100 - 108.
- [9] 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))
- [10] 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))
- [11] 刘新荣, 傅 晏, 王永新, 等. (库)水 - 岩作用下砂岩抗剪强度劣化规律的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2008, 30(9): 1298 - 1302. (LIU Xin-rong, FU Yan, WANG Yong-xin, et al. Deterioration rules of shear strength of sand rock underwater-rock interaction of reservoir[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, 30(9): 1298 - 1302. (in Chinese))
- [12] 刘新荣, 张 梁, 傅 晏. 酸性环境干湿循环对泥质砂岩力学特性影响的试验研究[J]. 岩土力学, 2014, 35(增刊2): 45 - 52. (LIU Xin-rong, ZHANG Liang, FU Yan. Experimental study of mechanical properties of argillaceous sandstone under wet and dry cycle in acid environment[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, 35(S2): 45 - 52. (in Chinese))
- [13] 刘新荣, 李栋梁, 王 震, 等. 酸性干湿循作用对泥质砂岩强度特性劣化影响研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, 35(8): 1543 - 1554. (LIU Xin-rong, LI Dong-liang, WANG Zhen, et al. The effect of dry/wet cycles with acidic wetting fluid on strength deterioration of shaly sandstone[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, 35(8): 1543 - 1554. (in Chinese))
- [14] 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. The effect of dry/wet cycles with acidic wetting fluid on strength deterioration of shaly sandstone[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, 35(8): 1543 - 1554. (in Chinese))
- [15] 刘新荣, 袁 文, 傅 晏, 等. 化学溶液和干湿循环作用下砂岩抗剪强度劣化试验及化学热力学分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, 35(12): 1543 - 1554. (LIU Xin-rong, YUAN Wen, FU Yan, et al. Shear strength deterioration tests of sandstone under the action of chemical solution and wetting/ drying analyzed by chemical thermodynamics[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, 35(12): 1543 - 1554. (in Chinese))
- [16] 冯夏庭, 丁梧秀, 崔 强, 等. 岩石破裂过程中的化学-应力耦合效应[M]. 北京: 科学出版社, 2010. (FENG Xia-ting, DING Wu-xiu, CUI Qiang, et al. Coupled chemical-stress effect on rock fracturing process[M]. Beijing: Science Press, 2010. (in Chinese))
- [17] GB/T50266—2013 工程岩体试验方法标准[S]. 2013. (GB/T50266—2013 Standard for tests method of engineering rock masses[S]. 2013. (in Chinese))
- [18] 刘俊吉, 周亚平, 李松林. 物理化学[M]. 北京: 高等教育科学出版社, 2012. (LIU Jun-ji, ZHOU Ya-ping, LI Song-ling. Physical chemistry[M]. Beijing: Higher Education Press, 2012. (in Chinese))
- [19] 巫锡勇, 朱宝龙, 罗 健. 黑色岩层的风化过程及其热力学分析[M]. 北京: 科学出版社, 2008. (WU Xi-yong, ZHU Bao-long, LUO Jian. Weathering process of black rock stratum and its thermodynamic analysis[M]. Beijing: Science Press, 2008. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201803018

基于 Mindlin 解的矩形均布荷载作用下的附加应力

何春保, 王林彬, 李高扬*

(华南农业大学水利与土木工程学院, 广东 广州 510642)

摘要: 基础沉降计算一般首先采用 Boussinesq 解或考虑埋深的 Mindlin 解来计算附加应力系数, 再考虑分层土特性和地区经验系数, 现有的文献在计算半无限弹性体内作用竖向矩形均布荷载的附加应力系数时, 为了简化积分, 往往将坐标轴置于矩形的角点, 计算矩形角点下某点的系数, 因此相关解答具有一定的局限性。为了使得解答更具一般性, 在集中荷载作用的 Mindlin 解基础上, 通过积分重新推导了在半无限体内部竖向矩形均布荷载作用于水平面内的应力解以及作用在竖向面内时的 s_z 解表达式, 通过与既有文献对比验证了其正确性, 并对不同位置和不同泊松比情况下的附加应力系数变化规律进行了分析, 相关结论可以为工程计算应用参考。

关键词: Mindlin 解; 竖向荷载; 应力解

中图分类号: TU471 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)03-0533-07

作者简介: 何春保(1974-), 男, 博士, 副教授, 研究方向为土与结构物的共同作用。E-mail: hcb1238@163.com.

Stresses induced by vertical rectangular uniform loads within ground based on Mindlin solution

HE Chun-bao, WANG Lin-bin, LI Gao-yang

(College of Water Conservancy and Civil Engineering, South China Agricultural University, Guangzhou 510642, China)

Abstract: The calculation of foundation settlement is usually based on the Boussinesq's solution or Mindlin's solution, which is suitable for considering the embedding depth to calculate the additional stress coefficient. In order to simplify the integration process, in the existing literatures the coordinate origin is often placed at the corner of rectangle in calculating the additional stress coefficient of vertical rectangular uniform loads acting on a semi-infinite elastic body, and the coefficients at a point under the corner of rectangle are calculated, so the relevant solutions have obvious limitations. In order to make the solution more general, on the basis of Mindlin's solution of concentrated load, the analytic expressions for stress distribution at any point in a semi-infinite body suffering vertical rectangular uniform loads on horizontal area and the analytic expression for s_z with vertical rectangular uniform loads on vertical area are deduced. Their correctness is verified by comparing with the existing literature, and the change laws of stress coefficient at different positions under different Poisson's ratios are analysed. The conclusions can be applied in engineering calculation.

Key words: Mindlin solution; vertical load; stress solution

0 引言

有关地基应力和位移的计算是岩土工程很重要的研究课题, 荷载作用于半无限空间体表面的Boussinesq解^[1]和考虑埋深的Mindlin解^[2]是两种经典的解答形式, 两者给出的都是集中荷载作用下的应力和位移解析解表达式。由于实际工程中荷载往往是面荷载, 如矩形、条形或圆形等, 而且基础一般都有一定的埋深, 因此还需要对Mindlin解进行积分, 为此很多学者进行了研究, Geddes^[3]给出了垂直平面内竖向均布荷载作用下的Mindlin解积分形式, 袁聚云等^[4-5]推导了竖向矩形和条形分布荷载作用面角点的Mindlin应力解表达式, 王士杰等^[6]给出了类似的竖向矩形分布荷载作用

面角点下竖向应力 s_z 表达式。王洪新^[7]在袁聚云等^[4]的基础上进行了重新推导和修正。以上的解答常以图形和表格的形式列出, 而且给出的主要是一些矩形荷载面角点或条形荷载侧边点及其下方点的表达式或结果。对于其他计算点, 则必须使用分块叠加的方法来计算, 因此有很大的局限性。对于任意点的应力计算, 邱明兵等^[8]通过简化, 将单桩端阻、矩形分布侧阻、正三角形分布侧阻产生的应力表达为各分项阻力与相应附加应力系数的乘积, 给出了考虑桩径影响的竖向荷载

基金项目: 广东省自然科学基金项目 (2015A030310164)

收稿日期: 2017-05-22

*通讯作者 (E-mail: li_gaoyang@sina.com)

下Mindlin应力解，但是其解答是一种近似的Mindlin应力解。

地基基础共同作用分析^[9-10]是岩土工程的研究热点，矩形均布荷载作用下的解对于解决方桩与地基的共同作用时较为便利。而既有文献在推导有关矩形荷载作用时Mindlin解的积分过程中存在的主要不足包括：①基于工程应用方便，计算点一般仅考虑竖向荷载作用在水平面上区域角点下某点的附加应力，而对竖向荷载作用在竖面内考虑较少，因此公式具有一定的局限性；②由于将坐标轴原点置于矩形区域角点，因此对于有多个荷载作用于不同位置情况，需要进行坐标变换，较为繁琐。为了便于在土与结构物共同作用计算分析应用，本文在Mindlin解的基础上，通过积分整理得到均布矩形荷载作用于平面内的应力解以及作用在竖向面内时的 s_z 解，通过积分区域变化即可得到条形荷载作用下的解答。并对均布矩形荷载作用于平面内时不同深宽比和泊松比以及不同深度位置的附加应力系数变化情况进行了分析。

1 矩形均布荷载作用下的 Mindlin 应力解

1.1 集中荷载作用下的 Mindlin 应力解

为了表达方便简洁，定义以下符号和物理量： E 为变形模量； G 为剪切模量； n 为泊松比； P, q 分别为集中荷载和均布荷载； c 为埋深； h 为计算点到荷载加载面的竖向距离； x, y, z 为直角坐标系； x, h, z 为加载区域某点坐标。

$$\begin{aligned} b &= 8\pi(1-n); X = x - x; Y = h - y; Z_a = z - z, \\ Z_b &= z + z; Z_1 = z - c, Z_2 = z + c; R = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}; \\ R_1 &= \sqrt{x^2 + y^2 + (z - c)^2}; R_2 = \sqrt{x^2 + y^2 + (z + c)^2}; K = \\ &\sqrt{(x - x)^2 + (y - h)^2 + z^2}, K_1 = \sqrt{(x - x)^2 + (h - y)^2 + (z - z)^2}; \\ K_2 &= \sqrt{(x - x)^2 + (h - y)^2 + (z + z)^2}。 \end{aligned}$$

如图1所示，Mindlin[2]给出了竖向集中力作用于半空间内部一点 $(0, 0, +c)$ 时的应力解，在半空间任意点 $M(x, y, z)$ 处产生的应力为

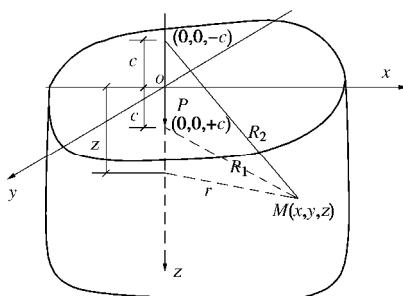


图 1 竖向集中力作用于半空间内部

Fig. 1 Vertical centralized loads in elastic semi-infinite ground

$$\begin{aligned} s_x &= \frac{P}{b} \left\{ \frac{-(1-2n)(z-c)}{R_1^3} + \frac{3x^2(z-c)}{R_1^5} - \right. \\ &\quad \left. \frac{(1-2n)[3(z-c)-4n(z+c)]}{R_2^3} + \right. \\ &\quad \left. \frac{3(3-4n)x^2(z-c)-6c(z+c)[(1-2n)z-2nc]}{R_2^5} + \right. \\ &\quad \left. \frac{30czx^2(z+c)}{R_2^7} + \frac{4(1-n)(1-2n)}{R_2(R_2+z+c)}. \right\} \\ &\quad \left[1 - \frac{x^2}{R_2(R_2+z+c)} - \frac{x^2}{R_2^2} \right], \quad (1) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s_y &= \frac{P}{b} \left\{ \frac{-(1-2n)(z-c)}{R_1^3} + \frac{3y^2(z-c)}{R_1^5} - \right. \\ &\quad \left. \frac{(1-2n)[3(z-c)-4n(z+c)]}{R_2^3} + \right. \\ &\quad \left. \frac{3(3-4n)y^2(z-c)-6c(z+c)[(1-2n)z-2nc]}{R_2^5} + \right. \\ &\quad \left. \frac{30czy^2(z+c)}{R_2^7} + \frac{4(1-n)(1-2n)}{R_2(R_2+z+c)}. \right\} \\ &\quad \left[1 - \frac{y^2}{R_2(R_2+z+c)} - \frac{y^2}{R_2^2} \right], \quad (2) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s_z &= \frac{P}{b} \left\{ \frac{(1-2n)(z-c)}{R_1^3} - \frac{(1-2n)(z-c)}{R_2^3} + \frac{3(z-c)^3}{R_1^5} + \right. \\ &\quad \left. \frac{3(3-4n)z(z+c)-3c(z+c)(5z-c)}{R_2^5} + \frac{30cz(z+c)}{R_2^7} \right\}, \quad (3) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t_{xy} &= \frac{Pxy}{b} \left\{ \frac{(3z-c)}{R_1^5} + \frac{3(3-4m)(z-c)}{R_2^5} - \right. \\ &\quad \left. \frac{4(1-n)(1-2n)}{R_2^2(R_2+z+c)} \left(\frac{1}{R_2+z+c} + \frac{1}{R_2} \right) + \frac{30cz(z+c)}{R_2^7} \right\}, \quad (4) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t_{xz} &= \frac{Px}{b} \left\{ \frac{(1-2n)}{R_1^3} - \frac{(1-2n)}{R_2^3} + \frac{3(z-c)^2}{R_1^5} + \right. \\ &\quad \left. \frac{3(3-4n)z(z+c)-3c(3z+c)}{R_2^5} + \frac{30cz(z+c)^2}{R_2^7} \right\}, \quad (5) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t_{yz} &= \frac{Py}{b} \left\{ \frac{(1-2n)}{R_1^3} - \frac{(1-2n)}{R_2^3} + \frac{3(z-c)^2}{R_1^5} + \right. \\ &\quad \left. \frac{3(3-4n)z(z+c)-3c(3z+c)}{R_2^5} + \frac{30cz(z+c)^2}{R_2^7} \right\}。 \quad (6) \end{aligned}$$

1.2 水平面上矩形均布荷载作用下的Mindlin应力解

对于方桩的桩端荷载作用，如图2所示，当矩形均布荷载作用于埋深 z 的面积 $(x_1 \sim x_2) \times (h_1 \sim h_2)$ 上时，在点 $M(x, y, z)$ 处产生的附加应力可以通过对式(1)～(6)积分得到。在矩形面积上积分用到的主要的积分量包括：

$$\int_{h_1}^{h_2} \int_{x_1}^{x_2} \frac{1}{K_1^3} dx dh, \quad \int_{h_1}^{h_2} \int_{x_1}^{x_2} \frac{1}{K_2^3} dx dh,$$

$\iint_{h_1 x_1}^{h_2 x_2} \frac{1}{K_1^5} dx dh$, $\iint_{h_1 x_1}^{h_2 x_2} \frac{1}{K_2^5} dx dh$, $\iint_{h_1 x_1}^{h_2 x_2} \frac{1}{K_2^7} dx dh$ 等。在文献[4, 7]也有相关类似的积分推导, 但其积分区域为 $(0 \sim A) \times (0 \sim B)$, 因此不具一般性, 对于积分区域为 $(x_1 \sim x_2) \times (h_1 \sim h_2)$ 时, 得到的积分结果如下:

$$\iint_{h_1 x_1}^{h_2 x_2} \frac{1}{K_1^3} dx dh = \left[\left\{ \frac{1}{Z_a} \arctan \frac{XY}{Z_a K_1} \right\}_{x=x_1}^{x=x_2} \right]_{y=h_1}^{y=h_2}, \quad (7)$$

$$\iint_{h_1 x_1}^{h_2 x_2} \frac{1}{K_2^3} dx dh = \left[\left\{ \frac{1}{Z_b} \arctan \frac{XY}{Z_b K_2} \right\}_{x=x_1}^{x=x_2} \right]_{y=h_1}^{y=h_2}, \quad (8)$$

$$\iint_{h_1 x_1}^{h_2 x_2} \frac{1}{K_1^5} dx dh = \frac{1}{3Z_a^3}.$$

$$\left[\left\{ \arctan \frac{XY}{Z_a K_1} + \frac{XYZ_a (K_1^2 + Z_a^2)}{(K_1^2 Z_a^2 + X^2 Y^2) K_1} \right\}_{x=x_1}^{x=x_2} \right]_{y=h_1}^{y=h_2}, \quad (9)$$

$$\iint_{h_1 x_1}^{h_2 x_2} \frac{1}{K_2^5} dx dh = \frac{1}{3} \left[\left\{ \frac{1}{Z_b^3} \arctan + \frac{XY}{(K_2^2 Z_b^2 + X^2 Y^2)} \right\}_{x=x_1}^{x=x_2} \right]_{y=h_1}^{y=h_2}.$$

$$\frac{XY}{Z_b K_2} \left(\frac{K_2}{Z_b^2} + \frac{1}{K_2} \right) \left[\left\{ \frac{1}{Z_b^3} \arctan + \frac{XY}{(K_2^2 Z_b^2 + X^2 Y^2)} \right\}_{x=x_1}^{x=x_2} \right]_{y=h_1}^{y=h_2}, \quad (10)$$

$$\begin{aligned} \iint_{h_1 x_1}^{h_2 x_2} \frac{1}{K_2^7} dx dh &= \frac{1}{5Z_b Z_b} \left[\left\{ \frac{Z z}{Z_b^2} \arctan \frac{XY}{Z_b K_2} + \right. \right. \\ &\quad \left. \left. \frac{2Z z Y Z_b^3}{X(X^2 + Z_b^2) K_2} \left(\frac{1}{X^2} - \frac{1}{K_2^2} - \frac{2}{(X^2 + Z_b^2)} \right) \right\}_{x=x_1}^{x=x_2} \right]_{y=h_1}^{y=h_2}, \end{aligned}$$

$$\frac{Z z Y K_2}{X^3 (Y^2 + Z_b^2)} \left(\frac{6(X^2 - Z_b^2)}{Z_b} + \frac{4Z_b K_2^2}{(Y^2 + Z_b^2)} \right) \left[\left\{ \frac{Z z}{Z_b^2} \arctan \frac{XY}{Z_b K_2} + \right. \right. \left. \left. \frac{2Z z Y Z_b^3}{X(X^2 + Z_b^2) K_2} \left(\frac{1}{X^2} - \frac{1}{K_2^2} - \frac{2}{(X^2 + Z_b^2)} \right) \right\}_{x=x_1}^{x=x_2} \right]_{y=h_1}^{y=h_2}, \quad (11)$$

$$\iint_{h_1 x_1}^{h_2 x_2} \frac{X^2}{K_1^5} dx dh = \frac{1}{3Z_a} \left[\left\{ \arctan \frac{XY}{Z_a K_1} - \frac{XYZ_a}{(X^2 + Z_a^2) K_1} \right\}_{x=x_1}^{x=x_2} \right]_{y=h_1}^{y=h_2}, \quad (12)$$

$$\iint_{h_1 x_1}^{h_2 x_2} \frac{X^2}{K_2^5} dx dh = \frac{1}{3Z_b} \left[\left\{ \arctan \frac{XY}{Z_b K_2} - \frac{XYZ_b}{(X^2 + Z_b^2) K_2} \right\}_{x=x_1}^{x=x_2} \right]_{y=h_1}^{y=h_2}, \quad (13)$$

$$\begin{aligned} \iint_{h_1 x_1}^{h_2 x_2} \frac{X^2}{K_2^7} dx dh &= \frac{1}{15Z_b^3} \left[\left\{ \arctan \frac{XY}{Z_b K_2} + \right. \right. \\ &\quad \left. \left. \frac{XYZ_b [2X^2 Z_b^2 (2X^2 + Y^2 + Z_b^2)]}{(X^2 + Z_b^2)^2 (Y^2 + Z_b^2) K_2^3} - \right. \right. \\ &\quad \left. \left. \frac{XYZ_b [Z_b^2 (Y^2 + Z_b^2)^2 - Z_a^2 (X^2 + Y^2)^2]}{(X^2 + Z_b^2)^2 (Y^2 + Z_b^2) K_2^3} \right\}_{x=x_1}^{x=x_2} \right]_{y=h_1}^{y=h_2}, \end{aligned} \quad (14)$$

$$\iint_{h_1 x_1}^{h_2 x_2} \frac{1}{K_2 (K_2 + Z_b)} \left[1 - \frac{X^2}{K_2 (K_2 + Z_b)} - \frac{X^2}{K_2^2} \right] dx dh =$$

$$\left[\left\{ \arctan \frac{Y}{X} - \arctan \frac{YZ_b}{X K_2} \right\}_{x=x_1}^{x=x_2} \right]_{y=h_1}^{y=h_2}, \quad (15)$$

$$\iint_{h_1 x_1}^{h_2 x_2} \frac{Y}{K_1^3} dx dh = \left[\left\{ -\ln(X + K_1) \right\}_{x=x_1}^{x=x_2} \right]_{y=h_1}^{y=h_2}, \quad (16)$$

$$\iint_{h_1 x_1}^{h_2 x_2} \frac{Y}{K_2^3} dx dh = \left[\left\{ -\ln(X + K_2) \right\}_{x=x_1}^{x=x_2} \right]_{y=h_1}^{y=h_2}, \quad (17)$$

$$\iint_{h_1 x_1}^{h_2 x_2} \frac{Y}{K_1^5} dx dh = \left[\left\{ \frac{-X}{3(Y^2 + Z_a^2) K_1} \right\}_{x=x_1}^{x=x_2} \right]_{y=h_1}^{y=h_2}, \quad (18)$$

$$\iint_{h_1 x_1}^{h_2 x_2} \frac{Y}{K_2^5} dx dh = \left[\left\{ \frac{-X}{3(Y^2 + Z_b^2) K_2} \right\}_{x=x_1}^{x=x_2} \right]_{y=h_1}^{y=h_2}, \quad (19)$$

$$\iint_{h_1 x_1}^{h_2 x_2} \frac{Y}{K_2^7} dx dh = \left[\left\{ \frac{-X \left(\frac{1}{K_2} + \frac{2}{Y^2 + Z_b^2} \right)}{15(Y^2 + Z_b^2) K_2} \right\}_{x=x_1}^{x=x_2} \right]_{y=h_1}^{y=h_2}. \quad (20)$$

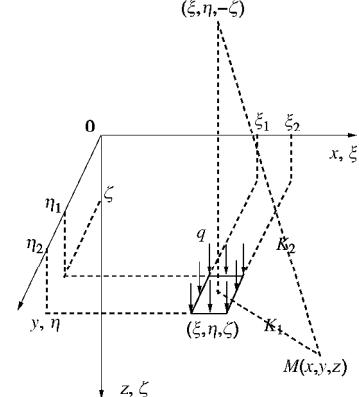


图 2 矩形均布荷载作用示意图

Fig. 2 Model of vertical rectangular uniform load in an elastic semi-infinite ground

利用以上积分结果 (7) ~ (20), 即可得到图 2 中矩形局部荷载作用下在点 $M(x, y, z)$ 处产生的应力解为

$$S_x = \frac{q}{b}.$$

$$\begin{aligned} &\left[\left\{ 2n \arctan \frac{XY}{Z_a K_1} - \frac{XYZ_a}{(X^2 + Z_a^2) K_1} + 2n(3 - 4n) \arctan \frac{XY}{Z_b K_2} - \right. \right. \\ &\quad \left. \left. \frac{(3 - 4n) XYZ_a}{(X^2 + Z_b^2) K_2} - \frac{2Z XY(z - 2n Z_b)}{Z_b K_2} \left[\frac{1}{(X^2 + Z_b^2)} + \frac{1}{(Y^2 + Z_b^2)} \right] + \right. \\ &\quad \left. \left. \frac{2Z z XY}{Z_b K_2^3} \left[\frac{X^2}{Y^2 + Z_b^2} + \frac{X^2 (X^2 + K_2^2) - Z_b^2 (Y^2 + Z_b^2)}{(X^2 + Z_a^2)^2} \right] + \right. \right. \\ &\quad \left. \left. 4(1-n)(1-2n) \left(\arctan \frac{Y}{X} - \arctan \frac{YZ_b}{X K_2} \right) \right\}_{x=x_1}^{x=x_2} \right]_{y=h_1}^{y=h_2}, \end{aligned} \quad (21)$$

$$\begin{aligned} S_y = & \frac{q}{b} \left[\left\{ 2n \arctan \frac{XY}{Z_a K_1} - \frac{XYZ_a}{(Y^2 + Z_a^2) K_1} + 2n(3-4n) \arctan \frac{XY}{Z_b K_2} - \right. \right. \\ & \left. \left. \frac{(3-4n)XYZ_a}{(Y^2 + Z_b^2) K_2} - \frac{2zXY(z-2nZ_b)}{Z_b K_2} \left[\frac{1}{(Y^2 + Z_b^2)} + \frac{1}{(X^2 + Z_b^2)} \right] + \right. \\ & \left. \left. \frac{2z zXY}{Z_b K_2^3} \left[\frac{Y^2}{X^2 + Z_b^2} + \frac{Y^2(Y^2 + K_2^2) - Z_b^2(X^2 + Z_b^2)}{(Y^2 + Z_a^2)^2} \right] + \right. \right. \\ & \left. \left. 4(1-n)(1-2n) \left(\arctan \frac{X}{Y} - \arctan \frac{XZ_b^2}{YK_2} \right) \right\}_{x=x_1}^{x=x_2} \right]_{y=h_1}^{y=h_2}, \quad (22) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_z = & \frac{q}{b} \left[\left\{ 2(1-n) \arctan \frac{XY}{Z_a K_1} + 2(1-n) \arctan \frac{XY}{Z_b K_2} + \right. \right. \\ & \left. \left. \frac{XYZ_a}{K_1} \left[\frac{1}{X^2 + Z_a^2} + \frac{1}{Y^2 + Z_a^2} \right] - \right. \right. \\ & \left. \left. \frac{(3-4n)zZ_b^2 - ZZ_b(5z-z)}{Z_b^2 K_2} \left(\frac{XY}{X^2 + Z_b^2} + \frac{XY}{Y^2 + Z_b^2} \right) + \right. \right. \\ & \left. \left. \frac{2zzYZ_b^3}{X(X^2 + Z_b^2) K_2} \left[\frac{1}{X^2} - \frac{1}{K_2^2} - \frac{2}{(X^2 + Z_b^2)} \right] + \right. \right. \\ & \left. \left. \frac{ZZYZ_b}{X^3(Y^2 + Z_b^2)} \left[\frac{6(X^2 - Z_b^2)}{Z_b} + \frac{4Z_b K_2^2}{Y^2 + Z_b^2} \right] \right\}_{x=x_1}^{x=x_2} \right]_{y=h_1}^{y=h_2}, \quad (23) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t_{xy} = & \frac{q}{b} \cdot \\ & \left[\left\{ 2n \arctan \frac{XY}{Z_a K_1} - \frac{XYZ_a}{(X^2 + Z_a^2) K_1} + 2n(3-4n) \arctan \frac{XY}{Z_b K_2} - \right. \right. \\ & \left. \left. \frac{(3-4n)XYZ_a}{(X^2 + Z_b^2) K_2} - \frac{2zXY(z-2nZ_b)}{Z_b K_2} \left[\frac{1}{(X^2 + Z_b^2)} + \frac{1}{(Y^2 + Z_b^2)} \right] + \right. \\ & \left. \left. \frac{2zzXY}{Z_b K_2^3} \left[\frac{X^2}{Y^2 + Z_b^2} + \frac{X^2(X^2 + K_2^2) - Z_b^2(Y^2 + Z_b^2)}{(X^2 + Z_a^2)^2} \right] + \right. \right. \\ & \left. \left. 4(1-n)(1-2n) \left(\arctan \frac{Y}{X} - \arctan \frac{YZ_b^2}{XK_2} \right) \right\}_{x=x_1}^{x=x_2} \right]_{y=h_1}^{y=h_2}, \quad (24) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t_{xz} = & \frac{q}{b} \left[\left\{ (1-2n) \ln \frac{Y+K_1}{Y+K_2} + \frac{YZ_a^2}{K_1(X^2 + Z_a^2)} + \right. \right. \\ & \left. \left. Y \left[3z^2 - 4nz^2 - 4nz - z^2 + \frac{2zzZ_b^2}{K_2^2} + \frac{4zzZ_b^2}{X^2 + Z_b^2} \right] \right\}_{x=x_1}^{x=x_2} \right]_{y=h_1}^{y=h_2}, \quad (25) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t_{yz} = & \frac{q}{b} \left[\left\{ (1-2n) \ln \frac{X+K_1}{X+K_2} + \frac{XZ_a^2}{K_1(Y^2 + Z_a^2)} + \right. \right. \\ & \left. \left. X \left[3z^2 - 4nz^2 - 4nz - z^2 + \frac{2zzZ_b^2}{K_2^2} + \frac{4zzZ_b^2}{Y^2 + Z_b^2} \right] \right\}_{x=x_1}^{x=x_2} \right]_{y=h_1}^{y=h_2}. \quad (26) \end{aligned}$$

1.3 坚直面上矩形均布荷载作用下的Mindlin应力解

对于方桩侧摩阻力作用情况, 如图 3 所示, 当矩形荷载作用在 $y=h_1$ 面上 ($x_1 \sim x_2$) \times ($z_1 \sim z_2$) 区域时, 由于应力中起主要作用的是竖向应力 S_z , 在作用面上积分给出 S_z 解如式 (27)。

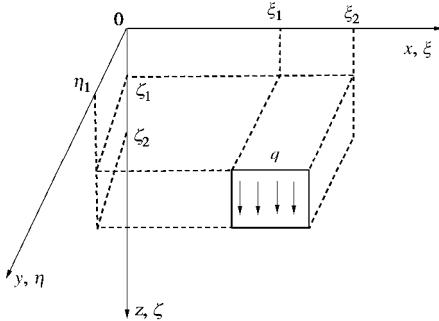


图 3 坚直面上作用矩形均布荷载

Fig. 3 Model of vertical rectangular uniform loads acting on vertical area

$$\begin{aligned} S_z = & \frac{q}{b} \left[\left\{ (3-2n) \ln \frac{X + \sqrt{X^2 + (y-h_1)^2 + Z_a^2}}{X + \sqrt{X^2 + (y-h_1)^2 + Z_b^2}} + \right. \right. \\ & \left. \left. \frac{XZ_a^2}{[(y-h_1)^2 + Z_a^2] \sqrt{X^2 + (y-h_1)^2 + Z_a^2}} + \arctan \frac{XY}{Z_a K_1} + \right. \right. \\ & \left. \left. \frac{X [4nzZ_b - (5z^2 + 4zz + z^2)]}{[(y-h_1)^2 + Z_b^2] \sqrt{X^2 + (y-h_1)^2 + Z_b^2}} + \right. \right. \\ & \left. \left. \frac{2zzXZ_b^2}{[(y-h_1)^2 + Z_b^2] \sqrt{X^2 + (y-h_1)^2 + Z_b^2}} \cdot \right. \right. \\ & \left. \left. \left(\frac{X^2}{X^2 + (y-h_1)^2 + Z_b^2} - 3 \right) \right\}_{x=x_1}^{x=x_2} \right]_{z=z_1}^{z=z_2}. \quad (27) \end{aligned}$$

对于矩形荷载分别作用在 $y=h_2$ 面上 ($x_1 \sim x_2$) \times ($z_1 \sim z_2$) 区域、 $x=x_1$ 面上 ($h_1 \sim h_2$) \times ($z_1 \sim z_2$) 区域、 $x=x_2$ 面上 ($h_1 \sim h_2$) \times ($z_1 \sim z_2$) 区域等方桩另外 3 个坚向矩形面上时, 对公式 (27) 分别进行相应的坐标变换即可得到坚向应力 S_z , 如式 (28) ~ (30) 所示。

$$\begin{aligned} S_z = & \frac{q}{b} \left[\left\{ (3-2n) \ln \frac{X + \sqrt{X^2 + (y-h_2)^2 + Z_a^2}}{X + \sqrt{X^2 + (y-h_2)^2 + Z_b^2}} + \right. \right. \\ & \left. \left. \frac{XZ_a^2}{[(y-h_2)^2 + Z_a^2] \sqrt{X^2 + (y-h_2)^2 + Z_a^2}} + \right. \right. \\ & \left. \left. \arctan \frac{XY}{Z_a K_1} + \frac{X [4nzZ_b - (5z^2 + 4zz + z^2)]}{[(y-h_2)^2 + Z_b^2] \sqrt{X^2 + (y-h_2)^2 + Z_b^2}} + \right. \right. \\ & \left. \left. \frac{2zzXZ_b^2}{[(y-h_2)^2 + Z_b^2] \sqrt{X^2 + (y-h_2)^2 + Z_b^2}} \right\}_{x=x_1}^{x=x_2} \right]_{z=z_1}^{z=z_2}. \end{aligned}$$

$$\left(\frac{X^2}{X^2 + (y-h_2)^2 + Z_b^2} - 3 \right) \Bigg|_{x=x_1}^{x=x_2} \Bigg|_{z=z_1}^{z=z_2}, \quad (28)$$

$$s_z = \frac{q}{b} \left[\left\{ (3-2n) \ln \frac{Y + \sqrt{(x-x_1)^2 + Y^2 + Z_a^2}}{Y + \sqrt{(x-x_1)^2 + Y^2 + Z_b^2}} + \arctan \frac{XY}{Z_a K_1} + \frac{Y [4n z Z_b - (5z^2 + 4zz + z^2)]}{[(x-x_1)^2 + Z_b^2] \sqrt{(x-x_1)^2 + Y^2 + Z_b^2}} + \frac{2zzYZ_b^2}{[(x-x_1)^2 + Z_b^2] \sqrt{(x-x_1)^2 + Y^2 + Z_b^2}} \right\}_{y=h_1}^{y=h_2} \right]_{z=z_1}^{z=z_2}, \quad (29)$$

$$s_z = \frac{q}{b} \left[\left\{ (3-2m) \ln \frac{Y + \sqrt{(x-x_2)^2 + Y^2 + Z_a^2}}{Y + \sqrt{(x-x_2)^2 + Y^2 + Z_b^2}} + \arctan \frac{XY}{Z_a K_1} + \frac{Y [4n z Z_b - (5z^2 + 4zz + z^2)]}{[(x-x_2)^2 + Z_b^2] \sqrt{(x-x_2)^2 + Y^2 + Z_b^2}} + \frac{2zzYZ_b^2}{[(x-x_2)^2 + Z_b^2] \sqrt{(x-x_2)^2 + Y^2 + Z_b^2}} \right\}_{y=h_1}^{y=h_2} \right]_{z=z_1}^{z=z_2}. \quad (30)$$

2 条形分布荷载解答和分层地基中的应用

2.1 条形分布荷载

对于条形分布荷载作用下的解答, 只需令图2中荷载作用面长度 $x_1 \rightarrow -\infty$, $x_2 \rightarrow +\infty$, 宽度 $h_2 - h_1$ 为单位量, 即可得到条形分布荷载作用下的解答。

2.2 分层地基的沉降计算

由于实际岩土工程应用中, 地基内部土都是分层的, 因此第*i*层土的沉降可以采用以下积分计算:

$$w_i = \int_{z_i}^{z_{i+1}} \frac{S_z}{E_{si}} dz. \quad (31)$$

地基总沉降为 $w = y \sum_{i=1}^n w_i$, 其中 E_{si} 为第*i*层土的压缩模量, y 为地区经验系数, n 为土层数。

3 算例分析

3.1 与既有算例对比

为了验证以上公式的正确性, 取文献[7]的矩形荷载和条形荷载解答两个算例进行对比。

算例1: 矩形受荷面积埋深 $c = 2$ m, $A = 2$ m, $B = 3$ m, $n = 0.35$ 。分别计算矩形受荷面积角点下不同深度处的附加应力系数 a (a 为均布荷载 $q = 1$ 时的应力分量), 计算结果对比见表1。

表1 角点下的解答对比

Table 1 Comparison of analytic solutions of stresses under corner

z/m	方法	附加应力系数/10 ⁻⁴					
		a_x	a_y	a_z	a_{zz}	a_{yz}	a_{xy}
4	文献[7]	118	222	1343	418	520	156
	本文	117.73	222.12	1342.59	417.75	519.73	155.77
5	文献[7]	31	94	1011	241	321	73
	本文	31.36	93.42	1010.02	240.90	320.41	73.16

算例2: 条形受荷面积埋深 $c = 2$ m, 单位宽度, $n = 0.35$ 。计算条形受荷面积侧边缘下不同深度处的附加应力系数 a , 计算结果对比见表2。

表2 条形荷载作用侧边缘下的解答对比

Table 2 Comparison of analytic solutions of stresses under edge of strip load

z/m	方法	附加应力系数/10 ⁻⁴					
		a_x	a_y	a_z	a_{zz}	a_{yz}	a_{xy}
4	文献[7]	491	—	3184	963	—	—
	本文	490.68	1286.03	3182.23	962.21	0	0
5	文献[7]	250	—	2651	617	—	—
	本文	249.37	1015.25	2649.87	616.46	0	0

表1, 2 的计算结果表明与文献[7]的解答是一致的, 但由于文献[7]给出的是荷载区域角点下的解答, 对其它点需按分块叠加的方式计算, 因此有很大的局限性。

为了便于与表1, 2 的计算结果对比, 取算例1和算例2的计算参数不变, 得到矩形和条形荷载作用下中心点的附加应力系数如表3所示。

表3 矩形和条形荷载作用下中心点下各应力分量的解析解

Table 3 Comparison of analytic solutions of stresses under center of rectangular and strip loads

z/m	荷载形式	附加应力系数/10 ⁻⁴					
		a_x	a_y	a_z	a_{zz}	a_{yz}	a_{xy}
4	矩形	-16.62	100.08	2471.01	0	0	0
	条形	209.90	1436.57	3880.22	0	0	0
5	矩形	-38.55	0.67	1506.28	0	0	0
	条形	101.08	1081.38	2974.34	0	0	0

比较表1~3的计算结果, 同一深度处, 中心点下的竖向附加应力 a_z 大于角点下的值。矩形荷载作用下中心点下的 a_x , a_y 小于角点下的值。条形荷载作用下的 a_x , a_y 值则与条形荷载方向有关, 当条形方向沿 x 轴时, 中心点的 a_x 小于角点值, 中心点的 a_y 大于角点值。

3.2 参数分析

(1) 埋深对附加应力系数的影响

如图 2 所示, 取方形受荷面积的边长分别为 $A=B=1, 2, 4 \text{ m}$ 三种情况, $n=0.3$, 考虑不同深宽比, 计算荷载作用面中心点和角点下的附加应力系数, 结果如图 4 所示。

图 4 表明: ①不同荷载面宽度情况下, 附加应力系数随深宽比 c/A 的变化规律基本一致, 说明附加应力系数主要与深宽比相关。②荷载的影响深度主要在 1 倍基础宽度以内, 深度为 1 倍基础宽度处, 中心点和角点的 a_z 收敛量已经达到了总量的 84%, 55%。③当 h 取 2 倍、3 倍基础宽度时, a_z 收敛量分别达到 95.8%, 98.4%。

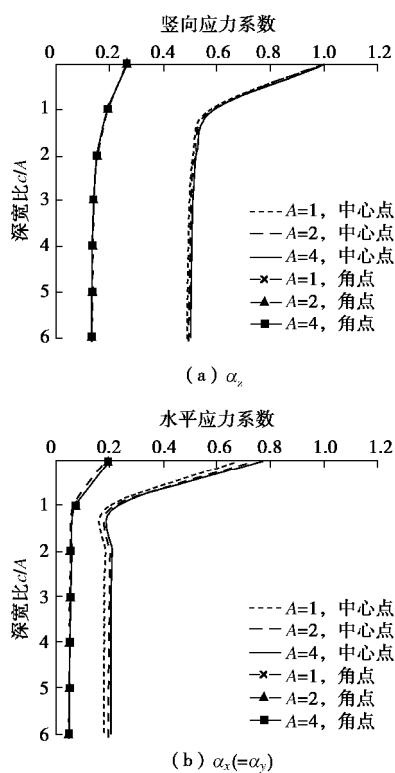


图 4 埋深对附加应力的影响

Fig. 4 Influences of embedding depth on additional stress

(2) 泊松比对附加应力系数的影响

取方形受荷面积埋深 $c=2 \text{ m}$, 边长 $A=B=2 \text{ m}$, 分别取 $n=0.1, 0.3, 0.5$ 。计算方形中心点和角点下不同深度 z 处的 a_z 变化, 如图 5 所示。

图 5 表明: ①随着 n 取 $0.1 \sim 0.5$, 中心点和角点的竖向附加应力系数 a_z 随深度增加而减小。②在同一深度上, a_z 随 n 增大而增大。当 $n=0.5$ 时中心点和角点下的 a_z 值分别比 $n=0.1$ 时大 32.7% 和 28%, 说明 n 值对附加应力系数的影响是明显的。③在同一深度上, $a_x (= a_y)$ 随 n 增大而增大, 深度超过 3 倍基础宽度时, $a_x (= a_y)$ 逐渐收敛为 0。

(3) 附加应力系数空间变化

取方形受荷面边长 $A=B=2 \text{ m}$, $c=2 \text{ m}$, $n=0.3$, 方形中心点下不同深度 z 处的 a_z 空间变化如图 6 所示。

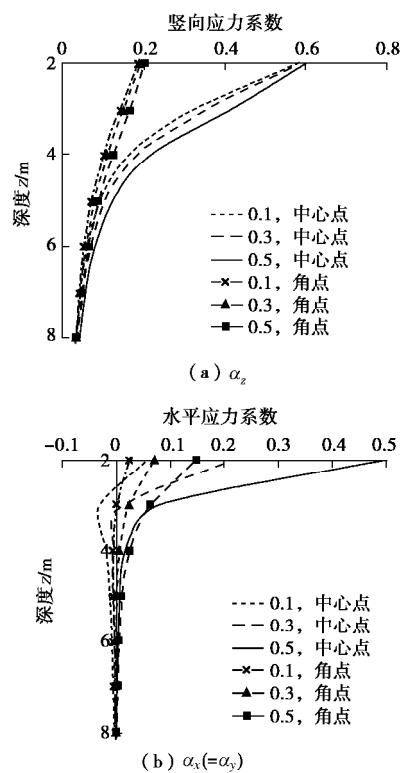


图 5 不同 n 值对应的附加应力系数变化

Fig. 5 Variation of additional stress coefficient with different values of n

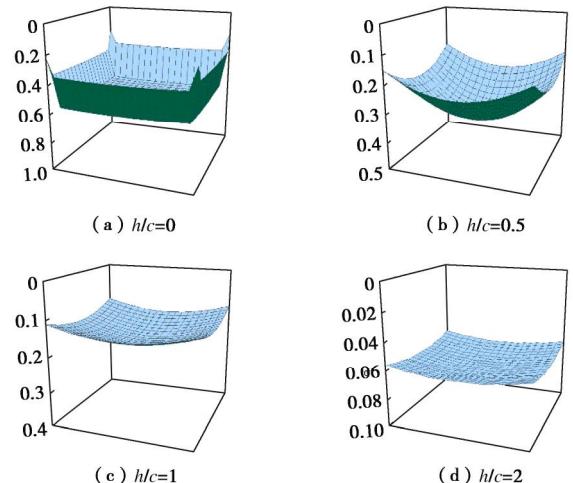


图 6 不同深度处的 a_z 空间图

Fig. 6 Spatial map of a_z at different depths

图 6 表明竖向应力在荷载作用面中部位置变化相对缓慢, 而在作用面边缘变化较快。随着计算点深度从 $h/c=0$ 增加到 $h/c=2$, 中部位置和边缘处的 a_z 收敛并逐渐趋于一致。

4 结 论

本文通过积分给出了半无限体内部均布矩形荷载作用于水平面内的应力解以及作用在竖向面内时的 s_z 解表达式, 得到以下 3 点主要结论。

(1) 附加应力系数主要与深宽比 c/A 有关, 荷载的影响深度主要在1倍基础宽度以内, 计算深度取2~3倍基础宽度时, a_z 收敛量分别达到95.8%, 98.4%。

(2) a_z 随 n 增大而增大, n 值的变化对附加应力的影响是明显的。

(3) 竖向应力在荷载作用面中部位置变化缓慢, 而在作用面边缘变化较快。随着深度增加, 中部位置和边缘处的 a_z 收敛并逐渐趋于一致。

本文系统的给出了方桩侧面和端面矩形荷载作用下的附加应力解 a_z , 便于在分析方桩与地基共同作用时采用。

致谢: 本文是在贝尔法斯特女王大学访学期间完成, 在此对国家留学基金委的资助和贝尔法斯特女王大学提供的便利条件表示衷心的感谢。

参考文献:

- [1] Geddes J D. Stresses in foundation soils due to vertical subsurface loading[J]. Géotechnique, 1966, **16**(3): 231 – 255.
- [2] MINDLIN R D. Force at a point in the interior of a semi-infinite solid[J]. Journal of Applied Physics, 1936, **7**(5): 195 – 202.
- [3] GEDDES J. Stresses in foundation soils due to vertical subsurface loading[J]. Géotechnique, 1966, **16**(3): 231 – 255.
- [4] 袁聚云, 赵锡宏. 竖向均布荷载作用在地基内部时的土中应力公式[J]. 上海力学, 1995, **16**(3): 213 – 222. (YUAN Ju-yun, ZHAO Xi-hong. Formulas for the calculations of stresses in soil subjecting to distributed loading beneath the surface of the ground[J]. Shanghai Journal of Mechanics, 1995, **16**(3): 213 – 222. (in Chinese))
- [5] 袁聚云, 赵锡宏. 竖向线荷载和条形均布荷载作用在地基内部时的土中应力公式[J]. 力学季刊, 1999, **20**(2): 156 – 165. (YUAN Ju-yun, ZHAO Xi-hong. Formulus for calculating stresses in soil subjecting to vertical line load and strip distributed load beneath the surface of ground[J]. Chinese Quarterly of Mechanics, 1999, **20**(2): 156 – 165. (in Chinese))
- [6] 王士杰, 张梅, 白永兵, 等. 矩形面积均布荷载下的明氏应力公式[J]. 河北农业大学学报, 2001, **24**(1): 68 – 72. (WANG Shi-jie, ZHANG Mei, BAI Yong-bing, et al. The Mindlin's stress formula under the rectangular area with uniform distributed loading[J]. Journal of Agricultural University of Hebei, 2001, **24**(1): 68 – 72. (in Chinese))
- [7] 王洪新. 半无限弹性体内作用竖向矩形和条形均布荷载时的应力计算公式[J]. 岩土力学, 2016, **37**(1): 113 – 118. (WANG Hong-xin. Equations for calculating stresses in a semi-infinite elastic solid subjecting to a vertical rectangular and strip uniform load beneath ground surface[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, **37**(1): 113 – 118. (in Chinese))
- [8] 邱明兵, 刘金砾, 秋仁东, 等. 基于 Mindlin 解的单桩竖向附加应力系数[J]. 土木工程学报, 2014, **47**(3): 130 – 137. (QIU Ming-bing, LIU Jin-li, QIU Ren-dong, et al. Study on vertical additional stress coefficient for the single piles based on Mindlin's stress solution theory[J]. China Civil Engineering Journal, 2014, **47**(3): 130 – 137. (in Chinese))
- [9] 皇甫明, 王幼青, 王梦恕. 水平力对竖直桩沉降和承载力影响的研究[J]. 岩土工程学报, 2003, **25**(4): 511 – 513. (HUANGFU Ming, WANG You-qing, WANG Meng-shu. Study of effects of lateral loads on the settlement and bearing capacity of pile[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2003, **25**(4): 511 – 513. (in Chinese))
- [10] 何春保, 蔡健. 十字交叉梁与地基共同作用的半解析半数值分析方法[J]. 岩土工程学报, 2006, **28**(6): 761 – 766. (HE Chun-bao, CAI Jian. Grillage beams on elastic foundation analyzed by a semi-analytical and semi-numerical method[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, **28**(6): 761 – 766. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201803019

水泥固化/稳定化场地污染土的效果分析

王 菲^{1, 2}, 沈征涛², 王海玲³

(1. 东南大学交通学院岩土工程研究所, 江苏 南京 210096; 2. 剑桥大学岩土与环境工程系, 英国 剑桥 CB2 1PZ;
3. 南京工业大学环境学院, 江苏 南京 211800)

摘要: 针对目前原位固化/稳定化技术的长效性以及不同污染场地对固化/稳定化处理效果影响的不确定性, 通过对水泥-粉煤灰固化剂处理的污染土在不同固化剂配比下的强度、pH 和重金属的浸出随时间的变化情况, 研究对比了其在英国两个实际场地修复项目之间的处理效果。涉及的两个污染场地分别位于英国的密德萨斯地区和 Castleford, Yorkshire 地区, 均不同程度地被重金属 (Cu、Ni 等) 和有机物所污染。通过实测现场固化污染土不同时间点的无侧限抗压强度和两种标准 (TCLP 和 BSEN 12457) 下的浸出液污染物浓度, 给出了两个项目中水泥-粉煤灰固化污染土的强度和 pH 随时间变化的曲线; 计算得出了不同时间点 Cu 和 Ni 的固定效率。现场试验结果表明, 两种重金属在所有水泥-粉煤灰固化污染土 0.08~17 a 间的时间点上的固定效率均超过 99.4%; 最后, 通过比较两个项目中在不同时间点所测得的强度、浸出等数据, 验证了水泥固化污染土在工程实例中长达 17 a 的有效性。

关键词: 实际工业污染场地; 水泥-粉煤灰; 原位固化/稳定化; 无侧限抗压强度; 污染物浸出; 长期性能

中图分类号: TU441 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)03-0540-06

作者简介: 王 菲(1987-), 女, 博士, 副教授, 主要从事岩土与环境工程等方面的教学和科研工作。E-mail: 101012020@seu.edu.cn。

Performances of cement-stabilised/solidified contaminated site soils

WANG Fei^{1, 2}, SHEN Zheng-tao², WANG Hai-ling³

(1. Institute of Geotechnical Engineering, School of Transportation, Southeast University, Nanjing 210096, China; 2. Department of Engineering, University of Cambridge, Trumpington Street, Cambridge, CB2 1PZ, UK; 3. College of Environment, Nanjing University of Technology, Nanjing 211800, China)

Abstract: The effectiveness of cement-fly ash-treated contaminated soils in two remediation case studies in the UK is studied by comparing their time-related performances (e.g., strength, pH and leachate concentration of heavy metals). This is because the long-term performances of in-situ stabilisation/solidification technology and the effects of this technology on different contaminated sites are uncertain. The sites involved in this research are the West Drayton in Middlesex and the Castleford, Yorkshire, each with a different range of organic and inorganic contaminants (Cu, Ni, etc.). Field trial samples are subjected to unconfined compressive strength (UCS) and two batch leaching tests (TCLP and BSEN 12457) at different time points. The results detail the strength and pH relationship of similar mixes under different site conditions and different time scales, so as to validate the effectiveness of this remediation technique. The immobilization degrees of these two metals in different mixes under different time points (0.08~17 years) are calculated, the values of which are >99.4%. The 17 years' effectiveness of cement-fly ash-stabilised/solidified contaminated soils in these two case studies is confirmed by comparing their strengths and leachabilities at different curing time points.

Key words: real industrial contaminated site; cement-fly ash; in-situ stabilization/solidification; unconfined compressive strength, leachability; long-term performance

0 引言

在过去的几十年里, 固化/稳定化技术依靠其低成本、原位修复、二次污染小、适用范围广等优势, 被欧美国家尤其是美国、英国和荷兰广泛地应用于污染场地修复中^[1-3]。虽然采用固化/稳定化技术的工程实

践逐渐出现, 但针对其长期有效性(长效性)的研究尚处在室内研究阶段, 对于固化/稳定化处理的实际污

基金项目: 英国工程和自然科学研究委员会资助项目 (TP/5/CON/6/I/H0304E); 国家自然科学基金项目 (51608113)

收稿日期: 2016-11-21

染场地超过 14 a 的监测研究鲜有报道^[3]。

固化污染土长效性的不确定性是制约固化/稳定化技术进一步发展的主要原因^[3], 因此研究固化污染土在较长时间里物理化学性质等特征的变化对于验证该修复技术的治理效果和可行性具有重要意义。国内外对于波特兰水泥固化重金属污染土的物理性质、强度和浸出等方面已做了一些研究。陈蕾等^[4]研究了水泥固化/稳定化后铅污染土的强度特性; 杜延军等^[5]对水泥固化锌污染高岭土的液塑限特性、无侧限抗压强度和变形模量特性、pH 特性, 以及微观机理进行了研究; 查甫生等^[6]对不同污染物掺量下水泥固化铅、锌污染土的浸出特性做了分析; Jing 等^[7]研究了不同浸出试验下固化污染土中的铅溶出特性; Hale 等^[8]使用水泥或石灰固化重金属污染老化土, 并研究了其短期稳定性及固化机理。以上研究发现, 固化/稳定化技术在短期内可以有效地提高土壤强度、固定重金属, 从而降低其浸出危害。

目前, 关于固化污染土的长效性的研究还局限于实验室, 主要通过实验室加速老化(加温、碳化)的方法来模拟较长龄期, 通过半动态淋滤以及干湿冻融循环等方式来评估其耐久性^[9-12], 但针对固化/稳定化技术在实际工程中应用后场地的长期现场监测还不多见^[13]。Jing 等^[14]研究了使用水泥固化污泥在水化 28 d 和 2 a 后的浸出特性; Antemir 等^[11]通过多种浸出试验研究了经过水泥和粉煤灰固化/稳定化的一个铅、砷和多氯联苯污染钢铁厂场地 11 a 和 14 a 后的稳定性能。该研究指出场地污染土具有污染物分布不均匀、所处环境非常复杂等特性, 会影响水泥基固化剂固化/稳定化污染土的处理效果。这些研究结果表明, 研究不同污染场地下固化/稳定化技术的处理效果非常有意义。

本文通过对英国 West Drayton 和 SMiRT 两个项目中的污染土在经过水泥和粉煤灰固化剂原位固化/稳定化修复之后, 其强度和浸出随时间变化的情况, 验证了该技术长达 17 a 的有效性, 提出了相应的分析方法, 为未来的类似的修复项目提供了必要的分析方法和理论指导, 也为我国未来相关修复项目的工程实践和理论研究提供了参考。

1 场地与材料

1.1 West Drayton 项目

West Drayton 项目于 1994 年启动。该场地位于英国希思罗机场附近的密德萨斯地区, 过去曾用作化工厂, 具体的污染场地特性(土层结构、地下水位置以及土壤的含水率等)见文献[3, 13, 15]。该项目中的填土地基由 40% 的黏粒和粉粒、15% 的沙粒以及 45% 的砾石组成。该修复项目使用单螺旋钻(见图 1)实

现水泥、粉煤灰、石灰、膨润土和污染土壤的均匀搅拌, 其形成的交叠圆柱布局图见图 2^[3, 14-15]。采样工作在该场地修复后第 28 天进行。采样过程中, 直径为 100 mm, 长约 1 m 的圆柱土体从非重叠区的表层土体到地下 1.2 m 深处被小心地取出并运回实验室测试。测试后剩下的样品被继续保存于相对湿度为 50% 的恒温实验室中($20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$), 并于修复后 2 个月、1.2 a 和 2.4 a 三个时间点再次进行相关强度和浸出特性的测试; 在修复后第 4.5 年, 工作人员重回修复场地, 同时对重叠区和非重叠区内深度在 1.3~2.3 m 区域内的修复后土壤进行现场采样(图 2), 获取各布置点 1 m 圆柱体土样, 运回实验室并测试, 剩余的样品被封存在实验室(相对湿度为 50%, 温度为 $20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$), 在 17 a 后, 样品重新被取出并测试。



图 1 West Drayton 项目中使用的单螺旋钻^[15]
Fig. 1 Auger used in West Draytonfield trials^[15]

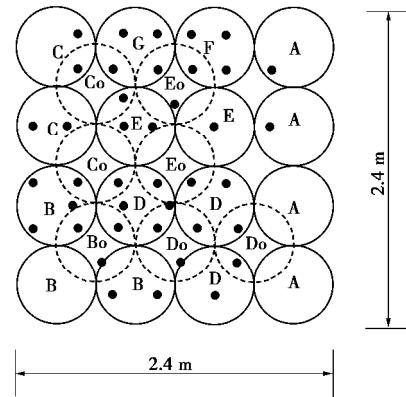


图 2 交叠圆柱及取样点布局图^[15]

Fig. 2 Plan of S/S-treated columns and coring locations^[15]

1.2 SMiRT 项目

SMiRT 项目位于英国 Castleford, Yorkshire 地区。该项目开始于 2007 年 10 月。对比两个污染场地人工填土地基中土壤的颗粒分布, 可以发现二者差别很大, SMiRT 项目中的填土地基由 5% 的黏粒和粉粒, 以及 95% 的沙粒组成。整个固化/稳定化修复部分采用三螺旋钻系统(见图 3)均匀搅拌固化剂(水泥、粉煤灰、

锅炉灰、氧化镁等)、水和污染土壤^[16]。修复 28 d 后, 在每一个采样点, 依次取出直径分别为 85, 75, 65 和 55 mm 的 1 m 柱状土样, 总深度达 4 m。该项目的总体修复平面布置图见^[16]。这些样品在取出后被送至实验室做进行相关测试, 样品测试后剩下的部分被储存于温度 20℃、相对湿度 50% 的实验室中, 在修复 1.5 a 后, 存储在实验室的样品, 被重新开封并测试。



图 3 SMiRT 项目中使用的三螺旋钻系统

Fig. 3 Auger used in SMiRT field trials

1.3 固化剂

共有 11 组固化剂应用于 West Drayton 项目, 24 组固化剂应用于 SMiRT 项目, 本文着重讨论其中使用不同配比的水泥和粉煤灰的 4 种固化剂, 以便进行不同场地间水泥和粉煤灰固化剂使用效果的对比研究。两个项目中土壤的性质、使用的固化剂及其成分配比见表 1。虽然土壤颗粒差别较大, 从表 1 中可以发现, 样品 B 和样品 SS4 中土壤、水和固化剂的配比非常接近, 因此, 最相近的样品 B 和样品 SS4 被列为该项比较研究的重点; 此外, 使用与上述两个样品不同配比的水泥和粉煤灰进行固化/稳定化的样品 A 和样品 SS12 的表现也被考虑在内。

表 1 两个污染场地的土壤颗粒和固化剂配比

Table 1 Soils and binder characteristics of S/S-treated site soils

项目	样品	水灰比	土/(wt%)	水/(wt%)	固化剂/(wt%)	
					PC	PFA
West Drayton	A	0.42	83.1	5.0	2.8	9.5
	B	0.42	83.1	5.0	3.2	8.6
SMiRT	SS4	1	85.0	7.5	2.5	5.0
	SS12	1	70.0	15	5.0	10.0

土壤污染程度对固化效果具有很大的影响。表 2 对比了两个污染场地土壤中的污染物及其浓度。West Drayton 场地污染土中铅和锌的浓度显著高于 SMiRT 场地, 但 SMiRT 场地含有更多的镍和有机混合物。

2 试验方案

样品的具体测试步骤见文献[3, 16]。从两个污染场地中取出的 1 m 长圆柱体样品被封存于塑料管中运

回实验室, 在实验室里被锯切机切割成高与直径比为 2 的圆柱体。依据 ASTM D4219-08 测试规范对切割后的 3 个圆柱体平行样进行无侧限抗压强度测试^[17]求平均值。另外, 浸出试验按照 TCLP 和 BSEN 12457-2 规范中的要求进行^[18-19]。该研究中, 样品经过碾压后过 1 和 4 mm 的筛, 过筛后称取 50 g 直径在 1~4 mm 的样品加入可密封玻璃瓶中, 再往瓶中加 500 mL 碳化水 (pH 5.4)。经过 24 h 的搅动后静置, 量取 500 mL 上层清液并用 0.45 μm 的滤膜过滤, 测试该滤液的 pH, 并用 ICP-OES 机器测出滤液中各重金属的浓度, 最后求算出 2 个平行样的平均值用以分析讨论。

表 2 土壤污染物及其含量表

Table 2 Concentrations of contaminants in made ground in site soils

土壤中的污染物	污染浓度/(mg·kg ⁻¹)	
	West Drayton	SMiRT
Pb	2801	95~175
Zn	1589	150~220
As	13.8	130~140
Cu	1264	1075~1600
Ni	105	1170~2200
Cr	<5	700~1150
总有机物	566	7185~9230

3 试验结果

3.1 无侧限抗压强度特性

土壤种类和性质以及污染物的种类和浓度对固化污染土强度发展影响非常大^[20]。为了了解复杂工况下, 同种固化剂处理不同种类污染土壤后强度的表现, 在本研究中, 相同以及不同比例的水泥和粉煤灰固化剂在不同污染场地上的强度随时间的变化被放在一起进行比较分析。两个项目中选取的样品在不同时间点的试验结果见图 4。图 4 展示了样品 A 和 B 在修复后第 28 天、2 个月、14 个月、28 个月以及 5 年 5 个时间点上的强度; 同时, 给出了样品 SS4 和 SS12 在修复后第 28 天和 18 个月这两个时间点上的强度。从图 4 可以看到, 随着时间的不断增加, 所有样品的强度都呈现不同程度的增长, 其中, 样品 A 和 B 的强度初期增长速度显著, 但是自修复后 1.2 a 起其强度的增长开始变得缓慢。

在修复 28 d 后, 水泥-粉煤灰固化剂固化污染土形成的强度均低于英国环境署规定的垃圾填埋需要的强度要求 1 MPa^[21]。这是因为, 粉煤灰需要碱激发, 其水化反应速率显著低于其他常用固化材料, 如水泥、石灰^[16, 22]。除此以外, West Drayton 项目中的污染土壤含有非常高浓度的锌 (见表 2) 而很多研究者发现锌会严重影响水泥的水化进程, 从而进一步降低了水泥-粉煤灰的早期强度发展^[23-24]。从图 4 可以发现,

当应用大约 15% 的水泥-粉煤灰固化剂固化污染土 2 个月中, 水泥-粉煤灰随着时间不断水化, 其固化污染土的强度依然可以达到相当高的强度 ($>1.2 \text{ MPa}$)。

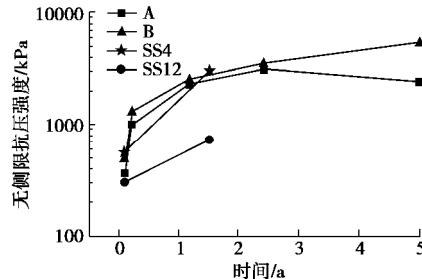


图 4 样品 A、B、SS4 和 SS12 在不同时间点的无侧限抗压强度

Fig. 4 UCS values of mixes A, B, SS4 and SS12 at different time points

样品 A、B 在修复 1.2 a 后和 SS4 在修复 1.5 a 后的强度近似, 分别为 2250, 2500 kPa 以及 3000 kPa 左右。Kogbara^[20]的研究指出 Zn, Pb 和有机物会降低固化土的强度。因为在 West Drayton 项目中的土壤主要受重金属污染, 而 SMiRT 项目中的土壤含有更多的有机污染物, 在修复 1.2 a 和 1.5 a 后测出的两组数据表明, 在使用相同固化剂、相似的土灰比下, 不同污染物对该研究中涉及到的两个项目的固化效果影响对比固化剂剂量对其的影响不显著。当然, 由于该文中选用数据的局限性, 还需要更多的项目实例数据来具体评估污染物种类与强度的关系。另外, 从图 4 中可以看出, 在 1.5 a 时间点上, SS12 的强度低于 1 MPa 也低于样品 A 和 B 在修复后 2 个月的强度, 这些现象表明, 样品强度受多种因素影响, 比如固化剂剂量、固化剂和污染物之间的反应、水灰比以及现场固化环境等。

3.2 浸出液 pH 值的变化规律

图 5 给出了样品 A、B、SS4 和 SS12 不同毒性浸出试验下浸出液的 pH 随时间变化的曲线。从图 5 中看到, TCLP 毒性浸出试验下得到的样品 A 浸出液的 pH 值从约 6.5 上升到 9.5, 而相应的样品 B 浸出液的 pH 值从约 7.6 上升到 10.1, 这是由于样品中水泥的初步水化可以中和浸出液中一部分的酸。在接下去的 5 a 时间里, 样品 A 和 B 浸出液的 pH 值不断下降。这是因为水泥与污染物质发生反应, 其水化过程也逐渐变缓慢, 同时其他化学反应如碳化开始主导整个化学反应过程。第 17 年 A 和 B 使用 TCLP 和 BSEN 12457-2 试验得到的 pH 值已在 Wang 等的研究中对比分析^[3]。另外, 通过 BSEN 12457-2 毒性浸出试验得到的数据发现: 样品 SS4 和 SS12 在修复 1.5 a 后浸出液的 pH 比样品 A 和 B 在修复 5 a 后浸出液的 pH 还低, 推断认为, 这是由于 SMiRT 项目中使用的水灰比较高, 而其土壤中存在的高浓度的有机污染物导致原始土壤

pH 低于 West Drayton 项目里的初始土壤 pH 值也可能是形成该结果的影响因素之一。

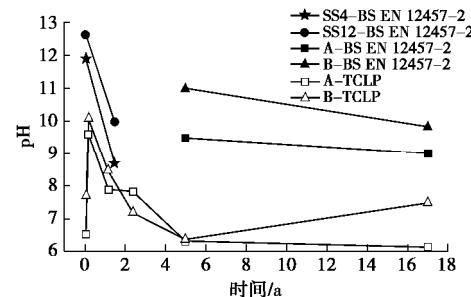


图 5 样品 A、B、SS4 和 SS12 在不同时间点的浸出液的 pH 值

Fig. 5 Leachate pH values of mixes A, B, SS4 and SS12 at different time points in two sites

3.3 浸出液 Cu、Ni 的溶出特性

虽然表 2 中给出了污染土中 6 种重金属浓度的初始范围, 图 6, 7 只给出了使用 BSEN 12457-2 毒性浸出试验得到的 Cu 和 Ni 的数据, 这是因为使用 BSEN 毒性浸出试验测出的 As、Cd 和 Pb 的浸出浓度过低 ($<0.001 \text{ mg/L}$), 而 Zn 在两个项目中的浸出浓度远低于其饮用水标准 (3 mg/L)^[3, 16], 有些甚至低于仪器的测试最低值无法进行比较分析, 因此不在本文中赘述。同理, 表 3 只给出了样品中 Cu 和 Ni 在不同时间点的被固定效率。

图 6 给出了样品 A、B、SS4 和 SS12 的 BS 12457-2 毒性浸出液中 Cu 在 0.08, 1.5, 5, 17 a^[3] 4 个固化时间点上的浓度。从图 6 中可以看出, 所有样品在其时间点上 Cu 的浸出浓度都低于其相应的饮用水标准 2 mg/L^[25]。虽然样品 A 和 B 固化的时间比 SS4 和 SS12 长很多, 但是除了样品 B 在第 5 年的浸出浓度相对较高, 其他都没有显著差异。样品 B 在第 5 年的高浸出浓度可能是由污染场地 Cu 的分布不均引起的。另外, 从图 6 可以看到, Cu 的浸出浓度与时间、污染场地的具体情况的相关性不大, 取决于沉淀/溶解动态平衡, 而该平衡主要取决于浸出液的 pH 值。这与 fatta 等在工业废气物固化的研究中的发现一致^[26]。

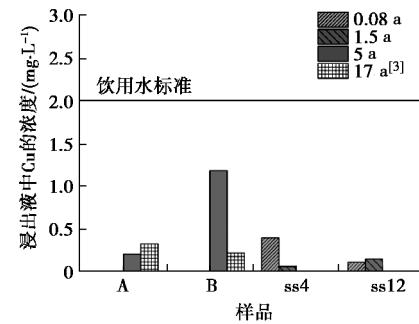


图 6 样品 A、B、SS4 和 SS12 在不同时间点的浸出液中 Cu 的浓度

Fig. 6 Cu concentrations of mixes A, B, SS4 and SS12 at different time points in two sites

图 7 给出了样品 A、B、SS4 和 SS12 的 BS 12457-2 毒性浸出液中 Ni 在 4 个时间点上的浓度。从图中可看出, 样品 A 在固化后第 5 年的浸出浓度超出了 Ni 饮用水标准 (0.02 mg/L)^[25]~0.1 mg/L, 而它在修复后 17 a 的浸出低于仪器的检测范围^[3]。样品 B 在固化后 5 a 和 17 a 都低于其相应的饮用水标准。SS4 和 SS12 样品在其时间点上 Ni 的浸出浓度都高于其相应的饮用水标准^[25]。这说明虽然水泥-粉煤灰固化土中 Ni 的浸出浓度在样品 B 中达标, 该固化剂的配比和剂量仍需要就具体情况做出调整。除此以外, 虽然 A、B 和 SS4 中 Ni 的浸出浓度都随着时间而降低, SS12 中 Ni 的浸出浓度在 1.5 a 高出 0.08 a 约 0.01 mg/L。该处的浓度为深 4 m 样品中各段的平均值, 浓度随深度的分布不均可能是 SS12 中 Ni 的浸出浓度在 1.5 a 高出 0.08 a 的原因。

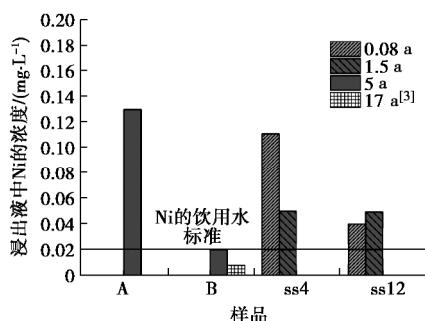


图 7 样品 A、B、SS4 和 SS12 在不同时间点的浸出液中 Ni 的浓度

Fig. 7 Ni concentrations of mixes A, B, SS4 and SS12 at different time points in two sites

固定效率通过浸出液中重金属的浓度除以土壤中所含有该重金属的总浓度计算得出。从表 3 中可以看到, 尽管两个项目中污染土壤所含的 Ni 的浓度差异性很大, 在所有样品中 Ni 的固定效率都超过了 99.9%。该高固定效率一直保持到修复 17 a 后, 这表明水泥-粉煤灰固化剂能提供很强的固定作用。Cu 的固定效率百分比在所有样品中也很高, 其数值仅次于 Ni。另外, 固定效率随时间的变化趋势不明显。从固化处理后第 0.08 a 开始, 所有样品中 Cu 和 Ni 的固定效率都达到了很高的水平 ($\geq 99.4\%$)。

表 3 样品 A、B、SS4 和 SS12 在不同时间点的固定效率

Table 3 Percentages of BSEN leachate concentrations to their total metal concentration for two sites

金属	样品	固定效率/%			
		0.08a	1.5a	5a	17a
Cu	A			99.98	99.49
	B			99.37	99.79
	SS4	99.64~99.99	99.95~99.99		
Ni	SS12	99.90~99.99	99.87~99.99		
	A			99.91	99.96
	B			99.90	99.91
	SS4	99.91~99.99	99.96~99.99		
	SS12	99.97~99.99	99.96~99.99		

从表 2 中可以看到, 样品 A 和 B 中 Ni 的初始浓度为 105 mg/L 而 SS4 和 SS12 中 Ni 的初始浓度在 1170~2200 mg/L 的范围内。结合图 7 的结果, 可以发现在本次研究中, 污染物的初始浓度对污染土的固化效果影响不大。

4 结论与建议

本文通过开展无侧限抗压强度和两种毒性浸出试验 (TCLP 和 BSEN 12457) 研究了工程实例中原位固化/稳定化重金属污染土的固化效果随时间变化的规律以及不同污染场地对固化/稳定化处理效果的影响。初步结论与建议如下:

(1) 场地内的固化污染土的无侧限抗压强度都随着时间的增长而增大, A 和 B 的强度增长速度在修复 1.2 a 后开始变得缓慢。

(2) 使用相同固化剂、相似的土灰比, 不同污染物对该研究中涉及到的两个项目的固化效果影响对比固化剂剂量对其的影响不显著。

(3) 使用 TCLP 毒性浸出试验测出的浸出液的 pH 值随着时间的增长先增大后降低, 当 pH 降低到土壤背景值的 pH 时, 其随时间的变化不显著。

(4) 浸出液的 pH 值与固化污染土中重金属的溶出密切相关。

(5) 两个项目中使用 BSEN 毒性浸出试验测出的 As、Cd、Zn 和 Pb 的浓度都远低于其饮用水标准, 同时不同时间点上 Cu 和 Ni 在所有水泥-粉煤灰固化污染土的固定效率都非常高, 固定效率在 99.4% 以上。

参考文献:

- [1] 杜延军, 金飞, 刘松玉, 等. 重金属工业污染场地固化/稳定处理研究进展[J]. 岩土工程学报, 2011, 32(1): 116~124.
(DU Yan-jun, JIN Fei, LIU Song-yu, et al. Review of stabilization/solidification technique for remediation of heavy metals contaminated lands[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 32(1): 116~124. (in Chinese))
- [2] 魏明俐, 杜延军, 张帆. 水泥固化/稳定锌污染土的强度和变形特性试验研究[J]. 岩土力学, 2011, 32(2): 306~312.
(WEI Ming-li, DU Yan-jun, ZHANG Fan. Fundamental properties of strength and deformation of cement-solidified/stabilized zinc contaminated soils[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(2): 306~312. (in Chinese))
- [3] WANG F, WANG H, AL-TABBA A. Leachability and heavy metal speciation of 17-year old stabilised/solidified contaminated site soils[J]. Journal of Hazardous Materials, 2014, 278: 144~151.

- [4] 陈 蕾, 刘松玉, 杜延军, 等.水泥固化重金属铅污染土的强度特性研究[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(12): 1898 - 1903. (CHEN Lei, LIU Song-yu, DU Yan-jun, et al. Unconfined compressive strength properties of cement solidified/ stabilized lead-contaminated soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(12): 1898 - 1903. (in Chinese))
- [5] 杜延军, 蒋宁俊, 王 乐, 等. 水泥固化锌污染高岭土强度及微观特性研究[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(11): 2114 - 2120. (DU Yan-jun, JIANG Ning-jun, WANG Le, et al. Strength and microstructure characteristics of cement-based solidified/stabilized zinc-contaminated kaolin[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(11): 2114 - 2120. (in Chinese))
- [6] 查甫生, 郝爱玲, 许 龙, 等. 水泥固化重金属污染土的淋溶特性试验研究[J]. 工业建筑, 2014, **44**(1): 65 - 70. (ZHA Fu-sheng, HAO Ai-ling, XU Long, et al. Experimental study of leaching characteristics of cement solidified and stabilized heavy metal contaminated soils[J]. Industrial Construction, 2014, **44**(1): 65 - 70. (in Chinese))
- [7] JING C, MENGX, KORFIATISGP, Lead leachability in stabilized/solidified soilsamples evaluated with different leaching tests[J]. Journal of Hazardous Materials, 2004, **B114**: 101 - 110.
- [8] HALE B, EVANS L, LAMBERT R. Effects of cement or lime on Cd, Co, Cu, Ni, Pb, Sb and Zn mobility in field-contaminated and aged soils[J]. Journal of Hazardous Materials, 2012, **199**: 119 - 127.
- [9] CHITAMBIRA B. Accelerated ageing of cement stabilised/solidified contaminated soils with elevated temperatures[D]. Cambridge: University of Cambridge, 2004.
- [10] PERERA A S R. The role of accelerated carbonation in the ageing of cement-based stabilised/solidified contaminated materials[D]. Cambridge: Cambridge University, 2005.
- [11] ANTEMIR A. Performance assessment of stabilised/solidified waste-forms[D]. Greenwich: University of Greenwich, 2010.
- [12] MOON D H, DERMATAS D. An evaluation of lead leachability from stabilized/solidified soils under modified semi-dynamic leaching conditions[J]. Engineering Geology, 2006, **85**: 67 - 74.
- [13] AL-TABBAA A, EVANS C W. Pilot in situ auger mixing treatment of a contaminated site-part 1: treatability study[J]. Geotechnical Engineering, 1998, **131**: 52 - 59.
- [14] JING C, LIU S, MENG X. Arsenic leachability and speciation in cement immobilized water treatment sludge[J]. Chemosphere, 2005, **59**: 1241 - 1247.
- [15] AL-TABBAA A, EVANS C W, WALLACE C J. Pilot in situ auger mixing treatment of a contaminated site-part 2: Site trial[J]. Geotechnical Engineering, 1998, **131**(2): 89 - 95.
- [16] WANG F, WANG H, JIN F, et al. The performance of blended conventional and novel binders in the in-situ stabilisation/solidification of a contaminated site soil[J]. Journal of Hazardous Materials, 2015, **285C**: 46 - 52.
- [17] D4219—08. Standard test method for unconfined compressive strength index of chemical-grouted soils[S]. 2008.
- [18] BS EN 12457 — 1 — 2002. Characterisation of waste-leaching-compliance test for leaching of granular waste materials and sludges[S]. 2002.
- [19] EPA Test Method 1311—1. Toxicity characteristic leaching procedure[S]. 2005.
- [20] KOGBARA R B. Process envelopes for and biodegradation within stabilised/solidified contaminated soils[D]. Cambridge: Cambridge University, 2011.
- [21] Environment Agency. Waste acceptance at landfills—Guidance on waste acceptance procedures and criteria[M]. Bristol: 2010.
- [22] WANG F, WANG H, AL-TABBAA A. Time-dependent performance of soil mix technology stabilised/ solidified contaminated site soils[J]. Journal of Hazardous Materials, 2015, **286**: 503 - 508.
- [23] BONE B D, BAMARD L H, BOARDMAN D I, et al. Review of scientific literature on the use of stabilisation/solidification for the treatment of contaminated soil, solid waste and sludges[R]. Bristol: UK Environment Agency Science Report, 2004.
- [24] CONNER J R. Chemical fixation and solidification of hazardous wastes[M]. New York: Chemical Waste Management Inc, 1990.
- [25] The Private Water Supplies Regulations, HMSO, Water England Document No.3101[EB]. Applying in England and Coming Into Force on 1st of January 2010. Available at: <http://www.legislation.gov.uk/uksi/2009/3101/introduction/m ade>.
- [26] FATTA D, PAPADOPOULOS A, STEFANAKIS N, et al. An alternative method for the treatment of waste produced at a dye and a metal-planting industry using natural and/or waste materials[J]. Waste Management & Research, 2004, **22**: 234 - 239.

DOI: 10.11779/CJGE201803020

不同车速下高速公路 X 形桩网复合地基动力特性研究

尹 锋^{1, 2}, 刘汉龙^{1, 2, 3}, 陈育民³, 李建斌^{1, 2}, 周 航^{1, 2}, 楚 剑⁴

(1. 重庆大学山地城镇建设与新技术教育部重点实验室, 重庆 400045; 2. 重庆大学土木工程学院, 重庆 400045; 3. 河海大学土木与交通学院, 江苏 南京 210098; 4. 南洋理工大学土木与环境工程学院, 新加坡)

摘要: 基于大比例模型试验系统, 开展高速公路车辆荷载作用下 X 形桩网复合地基动力模型试验研究; 测试了不同车速作用下桩网复合路基的动力响应, 包括路基内部动应力分布、动应力扩散、格栅动应变、格栅累积应变、桩土差异沉降等的变化规律。结果表明, 高速和低速状态下, 动应力均会在格栅处产生波动, 并且高频车速对车辆附加荷载贡献较小; 当车速达到高速状态时, 格栅的动应变变化较小, 路肩处的垫层应力传递系数要小于路基中心处; 格栅动应变比与格栅应变增量比存在线性关系, 并且格栅的累积变形主要是在低速状态下产生的; 车速越快, X 形桩身动应力幅值越大, 其桩身轴力小于圆形桩。

关键词: 桩网结构路基; X 形桩; 交通荷载; 动力响应; 模型试验

中图分类号: TU470; U416.1 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)03-0546-08

作者简介: 尹 锋(1988-), 男, 博士研究生, 主要从事高速公路地基处理以及可视化方面的研究工作。E-mail: yinf1988@163.com。

Dynamic response of XCC pile-geogrid composite foundation of expressways influenced by vehicles with different speeds

YIN Feng^{1, 2}, LIU Han-long^{1, 2, 3}, CHEN Yu-min³, LI Jian-bin^{1, 2}, ZHOU Hang^{1, 2}, CHU Jian⁴

(1. Key Laboratory of New Technology for Construction of Cities in Mountain Area, Chongqing University, Chongqing 400045, China;

2. College of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, China; 3. College of Civil and Transportation Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China; 4. School of Civil and Environmental Engineering, Nanyang Technology University, Singapore)

Abstract: Based on the large-scale model test system, dynamic model tests on geogrid-reinforced XCC piles-supported embankment of expressways under traffic loads are carried out. The dynamic parameters under the vehicles different speeds are monitored. The variations of dynamic stress distribution, dynamic stress diffusion, geogrid dynamic strain, geogrid cumulative strain and differential settlement are studied. The results show that the amplitude of dynamic stress above soils fluctuates near the geogrid in the case of high and low speeds. There is a little difference in the additional load of the vehicle with high speed. The dynamic strain of geogrid remains stable in the case of high speed. The stress transfer coefficient of the cushion located in the center of subgrade is larger than that near the shoulder. The relationship between the dynamic strain and the cumulative strain of geogrid can be described by the linear function, and the cumulative deformation of geogrid is mainly produced under low speed. The amplitude of dynamic stress of a XCC pile increases with the increasing speed, and its axial force is smaller than that of the circular pile.

Key words: column-net structure subgrade; XCC pile; traffic load; dynamic response; model test

0 引言

现今中国高速公路总里程已突破 12 万 km, 比 2012 年末增长了 24.7%。高速公路对地基要求甚高, 路面不均匀沉降会使车辆通过时产生跳动和冲击, 从而对路面造成附加冲击荷载, 会使路面不平整进一步加剧。桩网结构路基作为一种新型的地基处理技术, 具有施工工期短、工后不均匀沉降小等特点, 已被广泛应用于铁路路基和高速公路、低路堤改造、道路加

宽以及建筑结构等方面^[1]。目前, 桩网结构路基的性能已从理论分析^[2]、数值模拟^[3]、室内模型试验^[4-5]等角度进行了研究。

以上对桩网结构路基的研究, 大多是围绕静态条件下开展的, 目前针对高速公路车辆动荷载下的研究

基金项目: 国家自然科学基金国际(地区)合作与交流项目(51420105013); 国家自然科学基金青年基金项目(51708063)

收稿日期: 2016-09-05

较少。韩高孝等^[6]通过模型试验研究了列车动荷载作用下的土拱效应,但是使用锯末代替地基土,与实际工况有差异。张崇磊等^[7]研究了桩网结构路基和垫层的动力响应,但其只分析了两种加载力和两种加载频率,高速公路车辆荷载的形式较列车荷载更为复杂,影响因素也更多,有必要进行定性分析。陈仁朋等^[8]对桩网加筋路堤进行了大振次的模型试验研究,但是高速公路车辆荷载的形式与铁路列车动荷载的形式不同,而且高速公路与铁路施工标准、路面结构、路基材料均有差异。目前中国公路总里程已突破 12 万 km,现阶段中国高速公路的重点已经从建设期转入养护期。但是高速公路的营运养护单位没有充分认识桩网复合地基动力特性,只是简单进行加铺和修补工作,新的加铺层又导致新的沉降,形成一种恶性循环。关于现役高速公路在车辆荷载作用下,桩网结构路基的性能鲜有研究^[9]。因此,有必要开展现役高速公路的动力特性研究。

近年来,一种新型的混凝土桩技术——现浇 X 形混凝土桩,以其较高的承载力和性价比受到了很多学者^[10-12]的关注,并开始用于实际工程中。但关于现役高速公路 X 形桩网复合地基动力特性的研究尚未展开。

本文针对现役高速公路,研究了 X 形桩网复合地基的动力特性,并且基于相似理论,设计并建立了几何相似比 1:7 的高速公路桩网结构路基大比尺动态模型试验系统,模拟了在不同车速作用下高速公路的路基、格栅、桩土之间的相互作用,测试了车速对格栅动力响应的影响,分析了在动力作用下格栅拉膜效应在路基内不同位置的作用,研究了格栅动应变与桩土差异沉降的关系以及 X 桩的动力响应,并与传统圆桩进行了对比,从而给养护单位提供参考依据。

1 试验方案设计

1.1 试验设备

本文试验主要基于河海大学大型桩基模型试验系统开展。模型槽系统由试验场地、加载系统和监测系统组成。加载系统包括加压设备和加压控制系统,监测系统包括监测元件和数据采集系统。该模型槽为 5 m×4 m×7 m 的钢筋混凝土结构,其上反力架为钢结构,具有模拟静动荷载的加载设备,图 1 为模型槽全景示意图。

1.2 室内模型试验填筑

本模型试验采用缩尺试验,模型与原型的几何相似比取 1:7,应力相似比取 1:1。原型高速公路半幅路面宽 14 m,路堤高 3.5 m;道路面层采用沥青混凝土,厚度为 18 cm;路面基层和底基层均为水泥稳定

碎石,厚度均为 35 cm;土工格栅加筋垫层厚度为 70 cm。地基粉土、路堤填土以及碎石采用现场材料制作,以及浇注模型桩的水泥标号和沥青混凝土的规格与原型相同,因此密度相似比为 1:1。进而采用量纲矩阵分析方法根据相似第二定理,求取 p 因子建立各物理量的关系,得荷载相似比为 1:49,频率相似比为 1: $\sqrt{7}$ 。



图 1 模型槽实物图

Fig. 1 Photo of large-scale model test system

试验地基填筑采用粉土,取自地铁一号线南京百家湖站附近;垫层碎石采购自南京的砂石厂,含水率为 5.4%,堆积密度为 2.6 g/cm³,内摩擦角为 34°;路基填土采用黏土,取自南京河西地区某基坑开挖工程。各材料物理力学指标见表 1,其级配曲线见图 2。

表 1 土料的基本物理力学指标

Table 1 Properties of soil

土料	含水率 /%	天然密度 /(g·cm ⁻³)	黏聚力 /kPa	内摩擦角 /(°)	压缩模量 /MPa
粉土	27.8	1.86	13.0	26.4	8.48
黏土	29.3	1.92	24.7	28.2	4.69

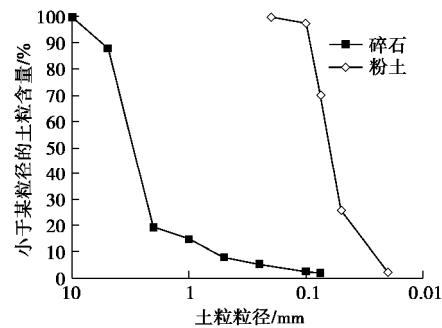


图 2 碎石和粉土的级配曲线

Fig. 2 Grain-size distribution curves of gravel and silt

试验模型桩为 X 形混凝土桩,混凝土强度等级为 C25。桩长为 4260 mm,开弧间距 ($2a$) 为 39 mm,外包圆直径 ($2R$) 为 160 mm,开弧角度 (q) 为 90°,如图 3。X 形桩按照梅花形布置,桩体间距为 3.75 倍桩径(桩径 600 mm)。在模型槽底部填筑 1 m 厚砂垫层,作为复合地基桩基持力层。

地基土采用粉土，粉土总高度为 4300 mm，分 9 层填筑，控制压实标准。桩帽选用的尺寸为 300 mm × 300 mm × 40 mm，桩帽内部布置 6 根直径为 10 mm 的 HRB335 级钢筋，其中横向和纵向分别布置 3 根，钢筋间距均为 80 mm。桩帽顶面铺设一层碎石垫层，其厚度为 100 mm，土工格栅置于垫层中间，距离桩帽顶面 50 mm。路基土采用黏土，路堤高 500 mm，路基顶面宽 2000 mm，边坡坡度为 1:1.5。路基土分层填筑，压实度达到 90% 以上。本次试验主要研究对象是路基，因此将路面结构层进行了简化。路面基层按两层施工，即基层和底基层，其厚度均为 50 mm，材料均为水泥稳定碎石。底基层的水泥含量为 4%，基层的水泥含量为 6%。面层材料为厂拌 AC-16 沥青混凝土，厚度为 25 mm，详细尺寸见图 4，施工流程见图 5。另外，为了减小模型槽四壁摩擦力和反射波对试验结果的影响，填土前预先在墙体四周和底部布置“两布三膜”；由于本次试验采用的是半幅路面形式，在路堤对称面采用相同的黏土堆填，减小反射波的影响。

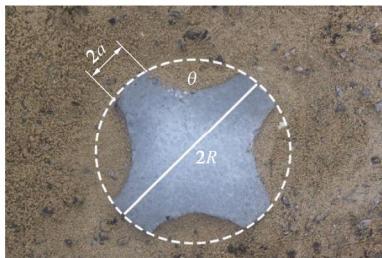


图 3 X 桩示意图

Fig. 3 Sketch of X pile

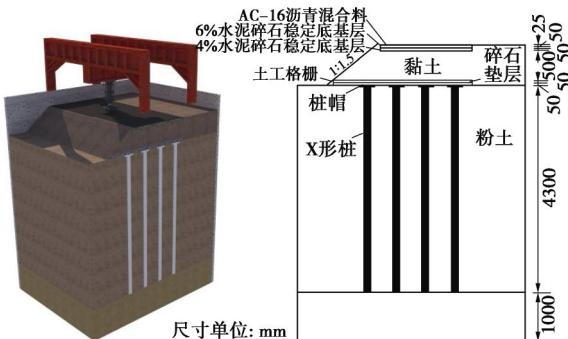


图 4 模型试验图

Fig. 4 Details of model tests

1.3 加载方式

国内外学者针对公路车辆荷载的模拟进行了研究^[13]，根据这些结论，可以看出采用半正弦波形式模拟移动车辆荷载是合理的。所以，本模拟试验采用半正弦波（如图 6 (a) 所示）简化模拟对道路作用的车辆动荷载，并通过控制作动器的加载频率来模拟不同车速，其荷载形式为

$$q(t) = P + A \sin^2\left(\frac{\pi t}{T}\right) \quad . \quad (1)$$

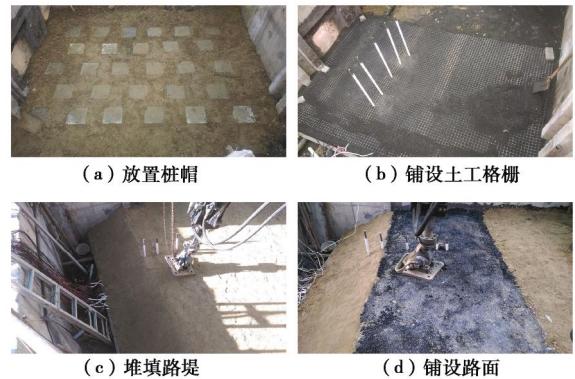
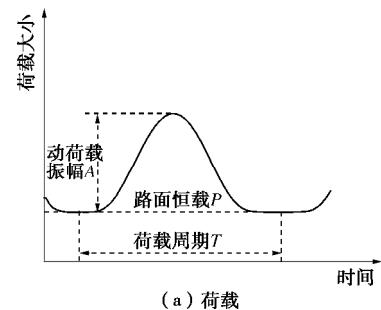


图 5 施工流程图

Fig. 5 Construction process

式中 $q(t)$ 为作用在路面上的车辆荷载 (kN)； P 为作用在路面的恒载 (kN)，用来模拟车辆载重； $A \sin^2(\pi t/T)$ 为附加动荷载， A 为车辆动荷载的振幅 (kN)； T 为荷载作用周期 (s)， $T = -0.4746 \ln v + 2.452$ ^[14]， v 为行车速度 (km·h⁻¹)。《公路沥青路面设计规范》^[15]中采用 0.7 MPa 作为轮胎标准接地压强，本模型试验使用 0.7 MPa 作为车辆的接地压强 p ， $p = P/S$ ， S 为加载板与路面的接触面积。相关文献表明^[16]，用矩形描述轮胎接地形状比圆形更接近实际情况。本模型试验采用双矩形加载板模拟轮胎与路面接触形式，加载板为钢板与橡胶垫的复合结构，加载面积为 130 mm × 90 mm，加载板间距为 135 mm，加载位置中心与路肩边缘距离为 800 mm，如图 6 (b) 所示。卢正^[13]认为车辆附加动荷载等于静压强乘以冲击系数，并采用单自由度和两自由度振动模型来分析路面不平整引起的车辆动荷载，计算所得的冲击系数介于 0~0.4 之间。本模型试验冲击系数取值 0.2，即 $A=0.2P$ 。



(a) 荷载

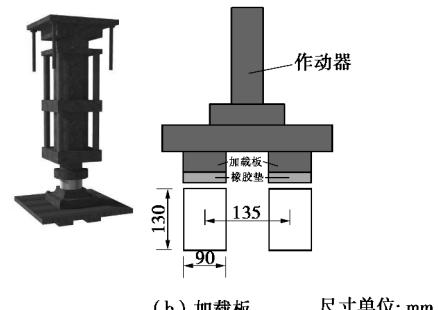


图 6 轮载示意图

Fig. 6 Schematic diagram of wheel loads

1.4 传感器布设

为了测量路基内的动力响应, 模型试验布置了动土压力盒和应变片, 如图7。土工格栅上共布置14个应变片, 同一个位置布置两个应变片, 保证其正常工作。在X形桩浇注前, 在其中心的钢筋上每隔500 mm共布置8个应变片。路基内纵向每隔200 mm布置一个动土压力盒, 具体分布情况见图7(a)。土压力盒的型号为BMW型土压力传感器, 选用0.04~0.1 MPa不等的量程, 其准确度误差 $\leq 0.3\% F \cdot S$, 可在饱和水介质中工作, 具有温度修正功能。

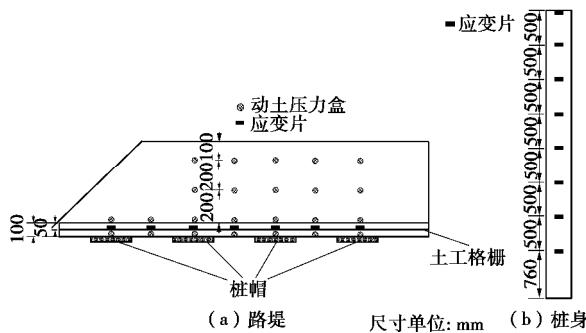


图7 仪器布置示意图

Fig. 7 Layout of instruments

1.5 试验工况

本文模型试验针对X形桩复合地基开展了4组试验, 具体见表2。

表2 试验加载工况

Table 2 Cases of loading tests

编号	模拟车速 $v/(km \cdot h^{-1})$	接地压强 p/MPa	动荷载振幅 A	振次 $N/\text{次}$
1	60	0.7	$0.2P$	13000
2	80	0.7	$0.2P$	13000
3	100	0.7	$0.2P$	13000
4	120	0.7	$0.2P$	13000

2 试验结果与分析

2.1 静力结果分析

为了验证系统在路堤静荷载条件下是否形成完整的土拱, 在路堤土堆载并压实完成后量测了桩顶和桩间土上方的土压力。靠近桩帽处, 桩顶上方的土压力迅速增加, 路堤静荷载向桩顶转移。由图8可知, 在距离桩帽顶面500 mm的位置桩顶上方土压力与桩间土上方的土压力较为接近。因此, 土拱高度约为500 mm。桩帽净间距为300 mm, 路堤高度为600 mm(含垫层), 土拱高度约为1.7倍桩帽净间距, 路堤内能够形成完整的土拱。

2.2 路基动应力分析

(1) 桩帽顶部土体动应力分析

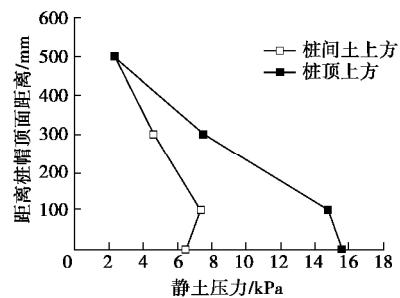


图8 坚向静土压力分布

Fig. 8 Distribution of vertical static stress

图9为施加动荷载后路堤内部桩帽上方不同位置的动应力随振动次数的变化曲线。由图9可知, 桩帽以上500 mm范围内(即土拱高度范围内)动应力幅值由上至下呈递增趋势。越靠近桩帽, 土体振动响应越剧烈。

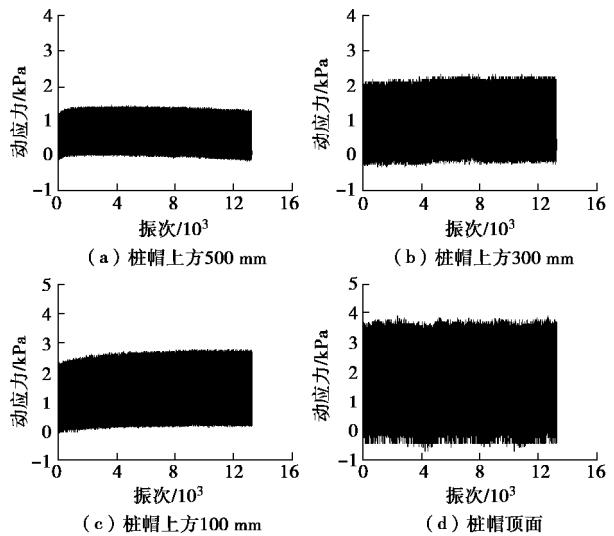


图9 桩帽顶面上方的动应力

Fig. 9 Dynamic stresses above pile cap

(2) 桩间土体动应力分析

图10为相同条件下桩间土上方各处的动应力随振动次数的变化曲线。由图可知, 同一高度时, 桩间土的动应力幅值远远小于桩帽上方的动应力幅值, 越接近桩帽的位置, 两者的差值越大。由此可知, 桩顶上部土体的振动响应明显大于桩间土上部土体。桩间土上方土体的动应力幅值由上至下呈递减趋势, 但在土工格栅处出现波动。格栅上方的动应力幅值迅速增大, 甚至会大于路堤顶部, 是格栅下方(即桩间土顶面)的动应力幅值的3倍, 这是因为土工格栅存在拉膜效应。桩土差异沉降引起格栅变形, 路堤填土与格栅表面产生摩擦力, 并在格栅内部产生张力, 有效地将上部静土压力以及动荷载转移到桩顶, 使得格栅下部土体的动力响应较弱。由此可知, 土工格栅的存在能有效增加动荷载作用下地基土的稳定性。在靠近桩

间土顶面的位置,如图10(d),桩间土的动应力逐渐增大。这主要是因为施加动荷载后土拱效应遭到削弱,原本由桩承担的一部分荷载转移到桩间土所致。

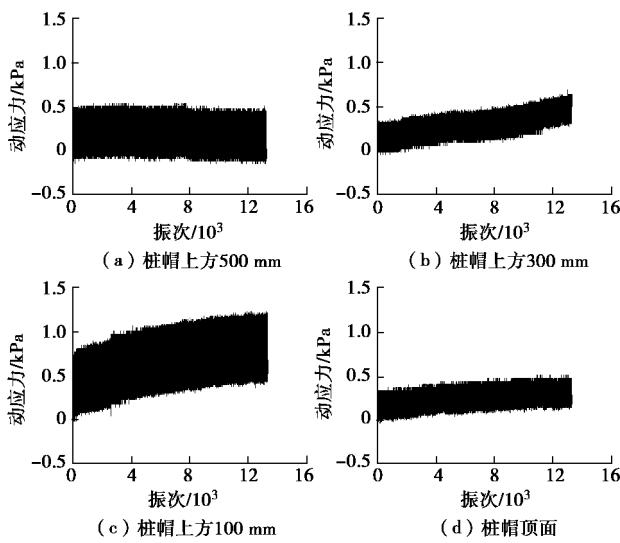


图 10 桩间土上方的动应力

Fig. 10 Dynamic stresses above soils between piles

(3) 路堤内部动应力分析

图 11 为不同车速作用下路堤内部不同位置处的动应力。由图可知,在格栅上部的桩间土体动应力在深度方向上均呈现逐渐衰减的趋势,但是在土工格栅附近动应力会产生波动,造成格栅上方的动应力大于格栅下方的动应力,甚至会高于路堤顶部的动应力。这表明土工格栅的拉膜效应充分发挥作用,增加了下部土体的稳定性。桩间土上方的动应力对车速的变化并不敏感,车速为 120 km/h 时桩间土顶面的动应力为 0.38 kPa, 60 km/h 时为 0.23 kPa, 相差不大; 桩顶上方的动应力对速度的变化较为敏感,车速从 60 km/h 提升到 120 km/h, 桩帽顶面的动应力从 2.89 kPa 增加到 4.64 kPa。这是因为桩帽上方的土体在荷载作用下被压密,一部分应力波在桩帽附近反射并累积,而在桩间土顶部,应力波能很好的传递到下层结构。在施加动荷载后,桩土动应力比在 10.4~12.9 范围内变化,桩帽承担了约 91 % 的动荷载,桩间土承担的动荷载较小。

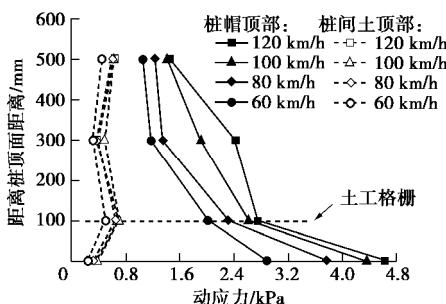


图 11 路堤内部动应力

Fig. 11 Dynamic stresses in embankment

本文以车速 $v=60 \text{ km/h}$ 作为基准,对数据进行归一化处理。图 12 为不同车速条件下格栅下方的桩间土动应力。由图 12 可知,桩间土动应力在低速状态下呈现线性增长趋势。当速度达到 100 km/h 时,桩间土动应力变化较小。这是因为车辆振动的主要能量集中在波长介于 30~60 m 的区间内,附加动荷载主要由低频部分产生,高频部分对车辆附加动荷载的贡献很小。

2.3 格栅动力响应

(1) 垫层应力传递系数

定义桩间土顶面的动应力与垫层表面的动应力比值为垫层应力传递系数,作为评价垫层动力响应的指标,其值越小表明传递到下层的动应力越小,格栅发挥的作用越大。图 13 为路基中心处和路肩处的垫层应力传递系数。路基中心的垫层应力传递系数在高速状态下(100 km/h 和 120 km/h)变化不大,这主要是车辆附加荷载主要有低频部分产生。路基中心的垫层应力传递系数明显大于路肩处,这表明在动荷载作用下路基中心的土工格栅的作用小于路肩处。车辆荷载往往集中在路基中心,导致该处的格栅变形较大。当格栅的拉膜效应发挥到极限时,其垫层应力传递的能力受到限制。路肩处的格栅变形相对较小,格栅的拉膜效应还未完全发挥作用,导致其垫层应力传递能力优于路基中心处。

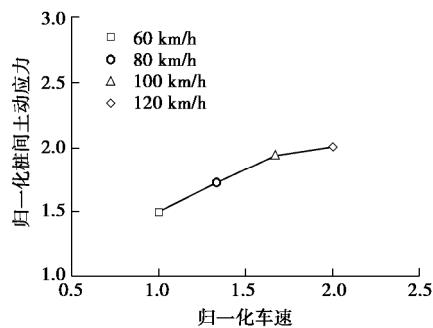


图 12 格栅下方桩间土动应力

Fig. 12 Dynamic stresses of soils between piles beneath geogrid

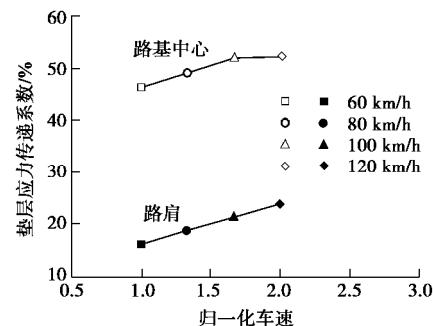


图 13 垫层应力传递系数

Fig. 13 Stress transfer coefficients of reinforced cushion

本次试验采用的土工格栅在路基中心处动应力扩

散程度在50%左右, 在路肩处动应力扩散程度在80%左右, 由此可见, 在动荷载作用下土工格栅对于路基稳定性的重要意义。

(2) 格栅动应变

图14为不同车速条件下的格栅动应变。在低速状态下, 车速的增加会明显提高格栅动应变的峰值; 达到高速状态时, 格栅动应变峰值几乎保持不变。造成这种现象的原因有两点: ①高频的车辆振动对附加动荷载的贡献较小; ②当车速达到一定值的时候, 格栅的拉膜效应已经充分发挥作用。

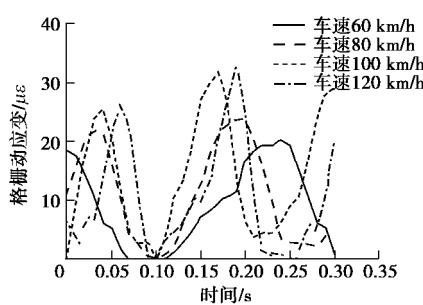


图14 格栅动应变

Fig. 14 Dynamic strains of geogrid

图15(a)为停止施加动荷载后桩间土格栅应变增加量 Δe 与施加动荷载前在路堤填料自重下格栅发生的应变量 e 的比值 $\Delta e/e$ 。应变增量比 $\Delta e/e$ 反映了施加动荷载后格栅的累积变形程度, 其值越大, 格栅变形的程度就越厉害, 桩间土的变形也就越大。由图可知, 在低速阶段, 应变增量比增加较为明显。当车速超过100 km/h时, 应变增量比变化较小。较低的车速会导致车辆轴重作用在路面上的时间增长, 传递到下层结构的应力增多, 格栅最终发生的变形偏大。

图15(b)为施加动荷载过程中桩间土格栅产生的动应变 e_d 与施加动荷载前在路堤填料自重下格栅发生的应变量 e 的比值 e_d/e 。动应变比 e_d/e 反映了施加动荷载后格栅的振动响应, 其值越大, 振动就越厉害。由图可知, 在高速状态下(100 km/h和120 km/h), 动应变比变化不大, 分别为0.041和0.042, 这主要是因为格栅的拉膜效应在路基中心已经充分发挥作用, 其振动幅值也较为稳定。

图15(c)为动应变比值 e_d/e 与应变增量比值 $\Delta e/e$ 的关系。有图可知, 两者存在线性关系。这也表明, 导致格栅的动应变增加的因素也会导致格栅累积变形增加, 最终有可能造成桩土差异沉降过大。格栅的动应变增加1倍, 最终将导致格栅的累积应变增加3倍, 而且大部分累积应变是车速低于100 km/h的情况下产生的。这主要是因为车辆在低速状态下与路面接触的时间更长, 车辆的轴重以及车辆附加动荷载

能充分传递到下层结构。

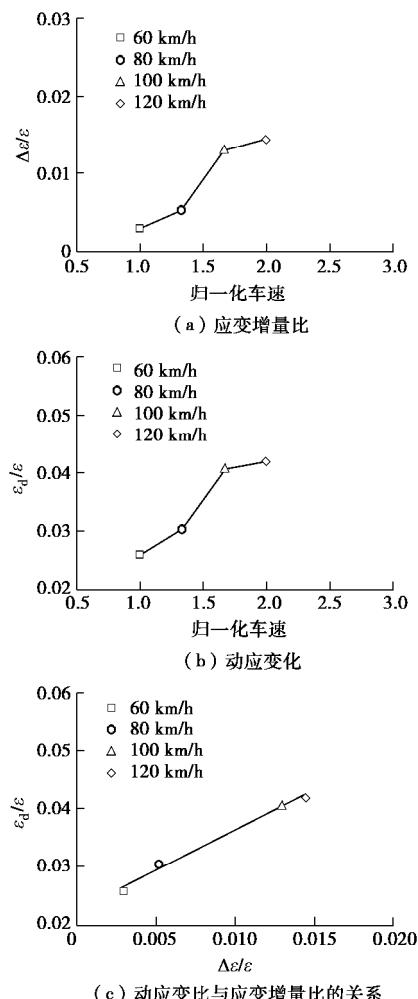


图15 动应变比与应变增量比的关系

Fig. 15 Relationship between dynamic strain ratio and strain increment ratio

2.4 桩身动力响应

桩身动应力幅值为循环周期里桩身应力的最大值和最小值之差。本试验对作动器正下方的X桩身应力进行了测量, 图16(a)为桩身动应力幅值沿深度的分布。由图可知, X桩的振动均随着深度的增加而减弱。车速的增加会引起桩顶处的应力累积加快, 最终导致桩体振动加剧。卢一为等^[17]对圆形桩进行了模型试验, 其模型桩的混凝土等级、荷载加载方式、填筑方式与本试验一致。图16(b)为桩身轴力沿深度的关系, 结果进行了归一化处理, 即桩身轴力/(桩顶应力×桩截面积)、深度/桩长, 并与传统圆桩进行了对比。桩身轴力分布曲线基本反应了桩侧摩阻力的大小。在相同荷载、相同深度条件下X形桩的轴力要小于圆形桩。因为相同横截面积的情况下, X形桩体表面与土体的接触面积更大, 这也充分体现了X形桩为摩擦桩的特性。

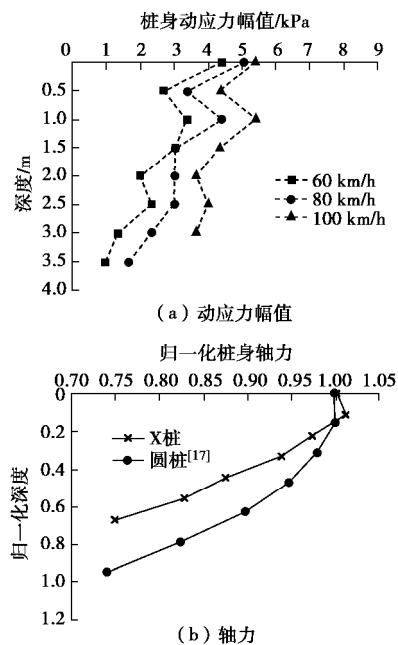


图 16 桩身动力响应

Fig. 16 Dynamic responses of piles

3 结 论

本文通过开展大比例模型试验研究了不同车速作用下高速公路 X 形桩网结构路基的特性, 得到以下 4 点结论。

(1) 桩帽承担了约 91% 的动荷载, 在高速和低速状态下动应力在格栅附近均会产生波动。

(2) 高频车速对车辆附加荷载的贡献较小。路肩处的垫层应力传递系数小于路基中心, 格栅在路基中心处的作用要小于路肩处。

(3) 格栅的应变增量比和动应变比存在线性关系。在高速状态下两者的变化很小, 并且大部分格栅累积变形是在低速状态下产生的。

(4) 车速的增加会导致 X 形桩振动加剧, 其桩身轴力比同深度的圆形桩更小。

参 考 文 献:

- [1] 张崇磊. 中等压缩性土地区短桩桩网复合地基路基荷载传递规律及沉降机理研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2014. (ZHANG Chong-lei. Study on load transfer and settlement mechanisms in geosynthetics-reinforced floating-pile supported embankments over medium compressibility foundation[D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2014. (in Chinese))
- [2] LOW B K, TANG S K, CHOA V. Arching in piled embankments[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1994, **120**(11): 1917 – 1938.
- [3] 费 康, 王军军, 陈 穗. 桩承式路堤土拱效应的试验和数值模拟[J]. 岩土力学, 2011, **32**(7): 1975 – 1983. (FEI Kang, WANG Jun-jun, CHEN Yi. Experimental and numerical studies of soil arching in piled embankment[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, **32**(7): 1975 – 1983. (in Chinese))
- [4] 郑俊杰, 张 军, 马 强, 等. 路桥过渡段桩承式加筋路堤现场试验研究[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(2): 355 – 362. (ZHENG Jun-jie, ZHANG Jun, MA Qiang, et al. Experimental investigation of geogrid-reinforced and pile-supported embankment at bridge approach[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(2): 355 – 362. (in Chinese))
- [5] 吕伟华, 缪林昌, 王 非, 等. 桩–网加固拓宽路堤土拱效应试验研究[J]. 岩土力学, 2013, **34**(8): 2316 – 2322. (LU Wei-hua, MIAO Lin-chang, WANG Fei, et al. Experimental study of soil arching of geogrid-reinforced and pile-supported widening embankment[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(8): 2316 – 2322. (in Chinese))
- [6] 韩高孝, 宫全美, 周顺华. 列车动荷载下桩网结构路基土拱效应试验研究[J]. 岩土力学, 2014, **35**(6): 1600 – 1606. (HAN Gao-xiao, GONG Quan-mei, ZHOU Shun-hua. Experimental study of soil arching effect in geogrid reinforced pile supported embankment under train dynamic load[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **35**(6): 1600 – 1606. (in Chinese))
- [7] 张崇磊, 蒋关鲁, 袁胜洋, 等. 循环荷载下桩网结构路基和垫层动力响应研究[J]. 岩土力学, 2014, **35**(6): 1664 – 1670. (ZHANG Chong-lei, JIANG Guan-lu, YUAN Sheng-yang, et al. Dynamic response analysis of column-net structure subgrade and reinforced cushion under cyclic loading[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **35**(6): 1664 – 1670. (in Chinese))
- [8] 陈仁朋, 汪焱卫, 陈金苗, 等. 大振次列车动荷载作用下桩网加筋路堤土拱效应模型试验研究[J]. 铁道学报, 2015, **37**(9): 107 – 113. (CHEN Ren-peng, WANG Yan-wei, CHEN Jin-miao, et al. Experimental study on soil arching effect in pile-supported reinforced embankment under dynamic train loads with large number of vibration cycles[J]. Journal of The China Railway Society, 2015, **37**(9): 107 – 113. (in Chinese))
- [9] 许朝阳, 周 锋, 吕 惠, 等. 动荷载下桩承式路堤的承载特性及机制研究[J]. 岩土力学, 2014, **35**(11): 3232 –

3239. (XU Zhao-yang, ZHOU Feng, LÜ Hui, et al. Bearing behavior and mechanism of pile-supported embankment under dynamic load[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, 35(11): 3232 – 3239. (in Chinese))
- [10] LIU H L, ZHOU H, KONG G Q. XCC pile installation effect in soft soil ground: a simplified analytical model[J]. Computers and Geotechnics, 2014, 62(7): 268 – 282.
- [11] 周 航, 孔纲强. 水平荷载作用下现浇 X 形桩桩周土体响应理论分析[J]. 岩土力学, 2013, 34(12): 3377 – 3383. (ZHOU Hang, KONG Gang-qiang. Theoretical analysis of the reaction mechanism of the surrounding soil of X-section cast-in-place pile under lateral load[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, 34(12): 3377 – 3383. (in Chinese))
- [12] LV Y R, LIU H L, NG C W W, et al. Three-demensional numerical analysis of the stress transfer mechanism of XCC piled raft foundation[J]. Computers and Geotechnics, 2014, 55: 365 – 377.
- [13] 卢 正. 交通荷载作用下公路结构动力响应及路基动强度设计方法研究[D]. 武汉: 中国科学院, 2009. (LU Zheng. Study on the dynamic responses of highway structure layers under traffic loads and the design method of dynamic strength[D].)
- [14] 凌建明, 王 伟, 邬洪波. 行车荷载作用下湿软路基残余变形的研究[J]. 同济大学学报, 2002, 30(11): 1315 – 1320. (LING Jian-ming, WANG Wei, WU Hong-bo. On residual deformation of saturated clay subgrade under vehicle load[J]. Journal of Tongji University, 2002, 30(11): 1315 – 1320. (in Chinese))
- [15] JTGD50—2006 公路沥青路面设计规范[S]. 北京: 人民交通出版社, 2006. (JTGD50—2006 Specifications for design of highway asphalt pavement[S]. Beijing: China Communications Press, 2006. (in Chinese))
- [16] 庄继德. 汽车轮胎学[M]. 北京: 北京理工大学出版社, 1996. (ZHUANG Ji-de. Technical of automobile tires[M]. Beijing: Beijing Institute of Technology Press, 1996. (in Chinese))
- [17] 卢一为, 丁选明, 刘汉龙, 等. 循环加载下 X 形桩竖向承载特性模型试验研究[J]. 岩土力学, 2016, 37(增刊 1): 281 – 288. (LU Yi-wei, DING Xuan-ming, LIU Han-long, et al. Model test of vertical bearing characteristics of X-section pile under cyclic loading[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, 37(S1): 281 – 288. (in Chinese))

2018 年全国工程地质学术年会 (第 1 号通知 征集论文)

会议简介: 2018 年全国工程地质学术年会将于 2018 年 10 月 12 日~16 日在陕西西安市召开。全国各地及国际特邀工程地质专家学者将欢聚一堂, 围绕国家“一带一路”与生态环境协调发展理念, 对我国重大工程建设涉及的城市、交通、能源、水利、海洋等重大工程地质问题, 新时代工程地质新理论、新技术以及重大工程案例进行研讨, 为我国“一带一路”国家战略和生态文明美丽中国献计献策。我们热忱邀请各位代表莅临魅力古城西安参加本次学术盛会。

主办单位: 中国地质学会。

承办单位: 长安大学; 中国地质学会工程地质专业委员会。

会议主题及议题: “一带一路”与生态环境——新时代工程地质理论与实践。①新时代工程地质理论; ②一带一路重大工程地质问题; ③一带一路沿线地质灾害防控; ④黄土高原生态环境; ⑤交通建设与工程地质; ⑥城市地质与地下空间开发利用; ⑦工程地质新技术新方法。

会议时间安排: 2018 年 10 月 12~16 日。

会议论文征集: 论文题目请根据大会主题和议题自由选定。会议论文应为未正式发表过的最新成果, 篇幅尽量控制在 6 页以内。部分论文择优在《工程地质学报》、《地球科学与环

境学报》和《长安大学学报》(自然科学版)正刊发表, 其余论文经评审后在《工程地质学报》增刊发表。论文格式请严格按照《工程地质学报》编排格式编排, 具体见网站: <http://www.gcdz.cn>。论文请通过电子邮件发送到: gcdz@mail.igcas.ac.cn, 邮件主题请注明“2018 年全国工程地质学术年会投稿”。论文摘要截止时间: 2018 年 4 月 15 日; 论文全文截止时间: 2018 年 5 月 31 日; 联系地址: 100029 北京朝阳区北土城西路十九号《工程地质学报》郭静芸收; 联系电话 / 传真: 010-82998124。

会议费用: ①会议代表注册费 1200 元 / 人, 在校学生及陪同代表 600 元 / 人; ②会议期间交通及食宿费用自理。

大会秘书处: 吕艳 15829299867, 杨友健 13636808212, 邓龙胜 13571857487, 祝艳波 18291971798, 朱兴华 15891391126, 黄伟亮 13379258205, 地址: 西安市雁塔路 126 号长安大学地质工程与测绘学院(工程地质学术年会会务组)。

展板招租联系人: 邓龙胜, 13571857487, 邮编: 710054, 联系电话: 029-82339021, 电子邮箱: xian2018gcdzh@163.com, 传真: 029-82339021。

(大会组委会 供稿)

DOI: 10.11779/CJGE201803021

砂土最大最小孔隙比测定及其影响因素分析

李珊珊¹, 李大勇^{2, 1}, 高玉峰³

(1. 山东科技大学土木工程与建筑学院, 山东 青岛 266590; 2. 福州大学土木工程学院, 福建 福州 350116;
3. 河海大学岩土工程科学研究所, 江苏 南京 210098)

摘要: 相对密实度是影响砂土力学性质的重要指标, 密实的砂土呈现强度软化, 松散的砂土却呈现强度硬化, 而测定最大、最小孔隙比是计算相对密实度的前提。砂土的最小及最大孔隙比是通过直接测定的相应最大、最小干密度换算得到的, 但目前常忽略了试验方法对其试验结果的影响, 也忽略了黏粒含量对砂样密实度的影响。现取细、中、粗砂3种砂样, 进行了干密度测试试验并测定了不同黏粒及黏粒掺量下砂样的最大、最小孔隙比。研究结果表明: 采用量筒慢转法测量砂土最小干密度较为合理; 采用振动锤击法测定砂土最大干密度时, 建议细砂采用容积为250 mL击实筒, 中、粗砂采用1000 mL击实筒; 掺入粉粒、黏粒后砂样的最小孔隙比均随黏粒掺量($\leq 30\%$)增加而减小, 且两者之间存在一定的线性关系; 砂样最大孔隙比随粉粒、黏粒掺量增加逐渐减小, 而随高岭土黏粒掺量增加呈缓慢增大趋势。

关键词: 砂土; 最小孔隙比; 最大孔隙比; 干密度; 相对密度; 细粒含量; 影响因素

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)03-0554-08

作者简介: 李珊珊(1989-), 女, 博士研究生, 主要从事岩土工程理论与应用研究。E-mail: shanshan3709@163.com。

Determination of maximum and minimum void ratios of sands and their influence factors

LI Shan-shan¹, LI Da-yong^{2, 1}, GAO Yu-feng³

(1. College of Civil Engineering and Architecture, Shandong University of Science and Technology, Qingdao 266590, China; 2. College of Civil Engineering, Fuzhou University, Fuzhou 350116, China; 3. Geotechnical Research Institute, Hohai University, Nanjing 210098, China)

Abstract: The mechanical behaviors of sand are heavily dependent on its relative density: the dense sand exhibits softening strength; on the contrary, the loose one displays hardening strength. Furthermore, the relative density is determined based on the maximum and minimum void ratios. The maximum and minimum void ratios are commonly obtained by using the maximum and minimum densities, ignoring the effects of test methods and clay contents in sand. The maximum and minimum void ratios are tested by considering three different sized groups of sands with various clay contents. It is shown that the minimum dry density can be attained in a measuring cylinder with low rotation speed. In addition, it is suggested that the maximum dry density of fine sands should be measured with the 250 mL compaction cylinder combining vibration with hit, while the 1000 mL compaction cylinder is suitable for medium and coarse sands. The results also show that the void ratio decreases with the increase in clay contents (less than 30%), while there is a linear relationship between the clay contents and the void ratio of sands. However, the maximum void ratio of sand decreases with increasing content of silty clay and clay, and increases with increasing content of kaolin clay.

Key words: sand; minimum void ratio; maximum void ratio; dry density; relative density; fine particle content; influence factor

0 引言

相对密实度是反映无黏性土(砂类土)紧密程度的重要指标, 自20世纪40年代由国内外学者提出并得到广泛使用^[1]。它对于填土工程(如路堤、挡土墙、地基处理等)中的砂土强度、稳定性及在抗震液化判别等方面具有重要的意义。砂土的相对密实度是影响其工程性质的重要因素, 密实的砂土呈现强度软化,

松散的砂土呈现强度硬化, 而测定最大、最小孔隙比是计算相对密实度的前提, 即通过砂土的最大干密度及最小干密度进行换算确定: $D_r = (e_{max} - e)/(e_{max} - e_{min})$

基金项目: 国家自然科学基金重点项目面上项目(51639002, 51379118); 山东科技大学科研创新团队项目(2015TDJH104)

收稿日期: 2016-11-01

*通讯作者(E-mail: ldy@fuz.edu.cn)

e_{\min})。 e_{\max} , e_{\min} 的测试方法影响其结果的可靠性, 然而这两个参数不能直接进行量测, 需通过砂土最大干密度及最小干密度进行换算确定。工程上常采用漏斗法或量筒法测得最小干密度 $\rho_{d\min}$ 来计算最大孔隙比, $e_{\max} = (\rho_w G_s / \rho_{d\min}) - 1$, 式中 ρ_w 为水的密度, G_s 为土粒相对密度; 而最小孔隙比则根据最大干密度 $\rho_{d\max}$ 计算, 即: $e_{\min} = (\rho_w G_s / \rho_{d\max}) - 1$, 砂土的最大干密度测定常采用振动击实试验法^[2-3]。

试验研究表明, 影响砂土最大、最小干密度测定的因素主要有: 颗粒形状与大小、不均匀系数、细粒含量、仪器尺寸和试验方法等。Humprhes^[4]提出了无黏性土最大干密度公式, 但关于大粒径颗粒与小粒径颗粒比重相同的假设过于理想, 计算结果偏差大; 郭庆国等^[5]认为决定无黏性土最大干密度的影响因素, 除了压实方法和压实功以外, 还包括颗粒组成、形状及颗粒相互填充的效果, 提出了3点法近似测定法计算无黏性土的最大干密度。李细荣^[6]则基于激光图像检测方法对土的压实度进行了研究, 从微观方面分析了压实度理论及其评价方法。邹峰^[7]利用标准土工试验法测定了标准砂的颗粒组成、比重、最大最小干密度、最大最小孔隙比及含水量对压实度的影响, 并基于数字图像处理技术对砂土密实度影响因素进行了评价和研究。此外, Cubrinovski等^[8]给出了理想状态下无黏性土的 e_{\max} 和 e_{\min} 理论计算方法。Muszynski^[9]研究了黏粒含量的大小对无黏性土最大、最小孔隙比的影响, 且在黏粒含量小于30%时, 发现最大孔隙比与最小孔隙比有一定线性关系。范孟华等^[10-11]认为量筒倒转法测定砂土的最小干密度, 若砂样中不含大于2 mm颗粒, 国家规范规定的用500 mL量筒取400 g砂量的规定, 应改为采用1000 mL量筒取700 g砂样, 这样能减小由于取土量较小而造成较大相对误差; 另外, 在测定砂土最大干密度时, 建议采用电动相对密度仪, 每层振动10~15 min, 推荐使用小号圆筒, 但未对此结论依据进行说明。

综上所述, 国内外学者分别对无黏性土的密实度影响因素及规律进行了一定研究, 但忽视了试验方法及试验设备选取对试验结果的影响, 细粒含量对砂土密实度的影响也需进一步深入研究。本文通过快速漏斗法、慢速漏斗法和量筒慢转法研究了试验方法对细、中和粗砂最大及最小孔隙比的影响; 并分析了粉粒、黏粒以及高岭土含量对砂土孔隙比的影响规律, 提出了细粒掺量与最小孔隙比的关系公式, 研究成果对国家规范相关规定条款进行了完善和补充, 可提高试验的操控性。

1 试验概况

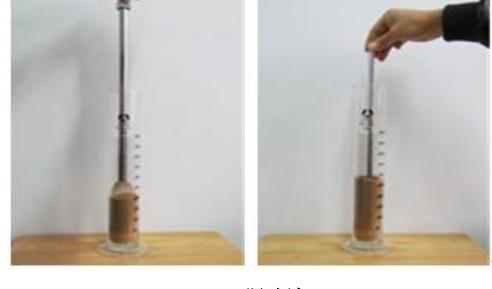
1.1 试验用砂

试验用细砂、中砂和粗砂均取自黄海胶州湾海域天然砂, 通过筛分试验得出了试验砂土的颗粒级配曲线, 分析知: 细砂、中砂和粗砂的不均匀系数分别为2.86, 4.25和4.53及其曲率系数分别为0.89, 1.09和1.79, 试样均属级配不良^[12]; 并测得砂样相对密度为2.685(细砂)和2.690(中、粗砂)^[13]。

1.2 试验方案

(1) 砂的最小干密度测定

规范规定^[3]: 最小干密度试验宜采用漏斗法和量筒法(图1), 量筒容积为500 mL和1000 mL, 且砂土试样质量为700 g, 但未明确量筒与砂样量的选取依据。为研究量筒容积及砂样量对最小干密度的影响, 试验采用4种不同容积量程: 100, 250, 500和1000 mL; 另外, 将砂样分成质量不等的20组, 每种量筒对应的砂样质量汇总于表1。每组砂样分别采用快速漏斗法、慢速漏斗法和量筒慢转法进行试验, 其中, 快速漏斗法中砂样通过漏斗落入量筒的速度为100 g/(10 s)(即10 s内装完100 g), 慢速漏斗法中砂样通过漏斗落入量筒的速度为100 g/(50 s)(即50 s内装完100 g), 量筒慢转法中量筒倒转速度为60 s/180°(指量筒倒转180°所需时间为60 s)。每组试验重复3次(共180次试验), 取其平均值作为最小干密度值, 并对3种试验方法所测得的最小干密度结果进行比较。



(a) 漏斗法



(b) 量筒慢转法

图1 最小干密度测定的试验方法

Fig. 1 Test methods for determining minimum sand dry density

表1 砂土试样质量

Table 1 Mass of sand samples

量筒编号	LT-a	LT-b	LT-c	LT-d
量筒容积/mL	100	250	500	1000
	30	150	450	700
	50	200	500	750
对应测试砂样质量/g	70	250	550	800
	90	300	600	850
	100	350	650	900

(2) 砂的最大干密度测定

对于砂土最大干密度的测定, 国际上没有统一的测定方法, 中国主要采用振动锤击法。试验时对砂样进行压实和振动, 可得较理想的最大干密度和压实效果。为分析砂土颗粒粒径及试验设备尺寸对最大干密度的影响, 选取细、中和粗砂3种砂样, 分别在容积为250, 1000 mL击实筒内进行分层击实。当砂样体积达恒定值, 称量砂样质量并计算其最大干密度。

另外, 由上述试验测定的最小、最大干密度换算得到砂样的最大孔隙比与最小孔隙比, 探究试验方法对砂样孔隙比的影响。

(3) 粉粒、黏粒含量对砂土孔隙比的影响

试验前先用清水洗砂(去除砂样中的细黏粒)、烘干; 试验选取3种土: 粉土、高岭土和胶州湾黏土, 分别将其与上述3种砂样掺和(图2); 混合砂样总质量均为500 g, 含量按细颗粒与砂样质量比为0, 5%, 10%, 15%, 20%, 25%, 28%和30%掺和; 再测定混合砂样的最大、最小孔隙比。



图2 20%粉粒、黏粒及高岭土掺合后的砂样

Fig. 2 Sand samples with silt and clay particles and Kaolin soils at 20%

2 试验结果与分析

2.1 理想状态下的砂土孔隙比

分析理想化物理模型是认识土壤特征的有效途径, 且基于球体颗粒建立的理想模型适合于砂土^[14]。现假定砂土颗粒直径均为D的不可压缩球体颗粒, 则砂土在最松散和最密实状态下的颗粒分布如图3所示。

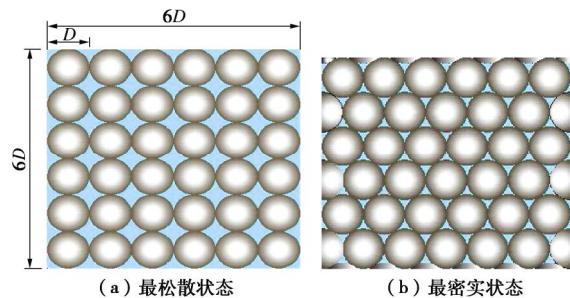


图3 砂粒理想状态分布图

Fig. 3 Schematic illustration of sand

由图3(a)可得砂土在最松散状态下的孔隙比 e_{\max} , 设立方体总体积为V, 砂粒单位体积为 V_s 及孔隙体积为 V_v , 则

$$V = 6D \times 6D \times D = 36D^3 , \quad (1)$$

$$V_s = n \cdot \frac{4}{3} \pi \left(\frac{D}{2}\right)^3 = 6\pi D^3 \approx 18.84D^3 , \quad (2)$$

$$V_v = V - V_s = 17.16D^3 , \quad (3)$$

$$e_{\max} = \frac{V_v}{V_s} = \frac{17.16D^3}{18.84D^3} = 0.911 , \quad (4)$$

式中, n为球体个数, D为砂粒直径。

由图3(b)可得砂土在最密实状态下的孔隙比 e_{\min} 。其中, 砂粒在理想最密实排列下, 上下层球心距离为 $\frac{\sqrt{3}}{2}D$, 则总体积V为

$$V = 6D \times \left(\frac{5\sqrt{3}}{2} + 1\right) D \times D = 31.98D^3 . \quad (5)$$

而砂粒体积由3部分组成, 即完整球体颗粒体积 V_{s1} 、第1层上方与第6层下方孔隙中嵌入的砂粒体积 V_{s2} (孔隙数共为12个, 单个孔隙嵌入砂粒体积为 V'_{s2})及两个侧面三球间孔隙中嵌入的砂粒体积 V_{s3} (两侧孔隙数共为120个, 每个孔隙嵌入砂粒体积为 V'_{s3}), 则

$$V_{s1} = n \cdot \frac{4}{3} \pi \left(\frac{D}{2}\right)^3 = 6\pi D^3 \approx 18.84D^3 , \quad (6)$$

$$V_{s2} = 12 \times V'_{s2} = 12 \times \frac{1}{4} \times \left[\frac{\pi}{6} D^3 - \left(\left(\frac{\sqrt{3}D}{2} - \frac{D}{2} \right) \times 2 \right)^3 \right] = 0.384D^3 , \quad (7)$$

$$V_{s3} = 120 \times V'_{s3} = 120 \times \left[\frac{\pi D^3}{36} - \left(\frac{1}{3} \times \left(\frac{\sqrt{6}}{3} - \frac{1}{2} \right) \times 0.47D^3 \right) \right] = 4.44D^3 , \quad (8)$$

可得砂土颗粒总体积为

$$V_s = V_{s1} + V_{s2} + V_{s3} = 23.66D^3 , \quad (9)$$

孔隙体积 V_v 为

$$V_v = V - V_s = 8.32D^3 , \quad (10)$$

因此,

$$e_{\min} = \frac{V_v}{V_s} = \frac{8.32D^3}{23.66D^3} = 0.352 \quad . \quad (11)$$

2.2 试验方法对砂样最小干密度的影响

不同试验方法所得的最小干密度 - 砂样量关系曲线如图4所示。其中, 图4(a)、(b)、(c) 分别为细砂、中砂和粗砂的最小干密度 - 取样量关系曲线; M-1、M-2、M-3依次代表采用慢速漏斗法 (100 g/50 s)、快速漏斗法 (100 g/10 s) 及量筒慢转法。由图分析知: ①3种方法测得的最小干密度的变化趋势相似, 即砂样的最小干密度随着取样量增加而缓慢增大。②采用漏斗法进行试验时, 砂粒下落速度对测量结果产生较明显的影响, 速度越快, 测得的砂土最小干密度值越小, 且与量筒慢转法测定值更接近。其中, 细砂的最小干密度受装样速率影响明显, 但随砂中的粗粒含量增加, 装样速度对最小干密度的影响减弱。③量筒慢转法所测得的最小干密度普遍小于漏斗法所测得的最小干密度, 与范孟华等^[10-11]结论一致, 但与其分析方式不同, 故建议采用量筒慢转法测定砂土的最小干密度。

图4(d)为采用量筒慢转法下, 得出的3种砂土(细、中和粗砂) 的最小干密度随取样量变化趋势, 发现: 在其他影响因素均相同的情况下, 细砂的最小干密度数值最高, 中砂次之, 粗砂最低, 表明在相同影响因素下, 砂土颗粒粒径越大, 试样越松散, 干密度越小对应的砂土孔隙比越大; 同时, 选取曲线下凹处最低值对应的取样量作为最优的最小干密度所取试样量, 认为细砂取150 g, 中砂取200 g, 粗砂取350 g, 可对规范相关内容进行补充。

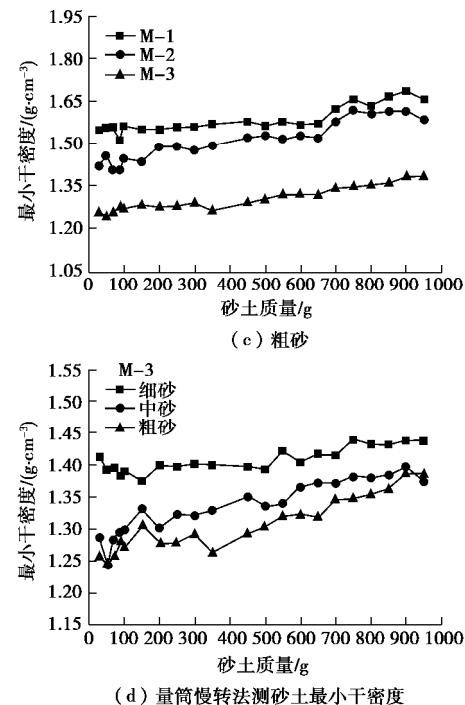
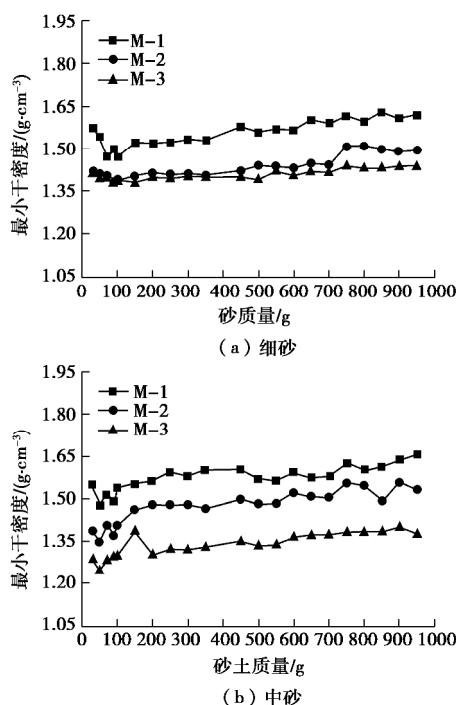


图 4 最小干密度 - 砂量关系曲线

Fig. 4 Minimum dry density vs. mass for sand samples

表2 汇总了4种不同容积量筒条件下, 试验反算出的砂土最大孔隙比值。可知, ①不同容积的量筒对砂土最大孔隙比测定有一定影响, 即随着量筒容积增加, 细、中和粗砂的最大孔隙比呈现逐渐减小趋势, 其中, 量筒容积≤250 mL时, 由于量筒内径尺寸小, 砂土颗粒更易层状排列, 使得砂土最大孔隙比值偏大; ②试验实测值虽与砂土理想最大孔隙比值接近, 但也存在一定偏差, 主要原因是天然砂土颗粒并不是规则的球状, 其内部有结拱成穴现象或黏粒呈现絮状结构, 且孔隙比与颗粒级配也有很大关系。

表2 砂样最大孔隙比

Table 2 Maximum void ratios of sand samples

试样	量筒容积/mL				理论值
	100	250	500	1000	
细砂	0.92	0.92	0.87	0.86	
中砂	1.10	1.02	0.99	0.95	0.911
粗砂	1.12	1.08	1.05	0.98	

2.3 试验方法对砂土最大干密度的影响

表3、4分别汇总了击实筒容积为250, 1000 mL时, 采用振动锤击法测定的青岛细、中和粗砂最大干密度及最小孔隙比值。发现: 在相同试验条件下, 细砂、中砂和粗砂的最大干密度依次增大, 对应的最小孔隙比值依次减小; 对于同一种砂样, 在容积为250 mL击实筒内进行试验, 测得的砂土最小孔隙比明显高于1000 mL击实筒的测定值。

表 3 250 mL 容积下试样最大干密度及最小孔隙比

Table 3 Maximum dry densities and minimum void ratios under volume of 250 mL

砂样	容积 /mL	每层质量 /g	筒重 /g	筒+砂 /g	砂量 /g	最大干密度 /(g·cm ⁻³)	最小孔隙比 均值	$r_{d\max}$ 均值	e_{min} 均值	最小孔隙比 理论值
细砂					1605.1	418.9	1.676	0.602	1.691	0.518
					1611.7	425.5	1.702	0.578		
					1609.8	423.6	1.694	0.585		
中砂	250	140	1186.2		1622.5	436.3	1.754	0.538	1.740	0.543
					1619.3	433.1	1.732	0.550		
					1621.9	435.7	1.743	0.540		
粗砂					1638.3	452.1	1.808	0.485	1.810	0.484
					1640.1	453.9	1.816	0.479		
					1637.8	451.6	1.806	0.487		

表 4 1000 mL 容积下试样最大干密度及最小孔隙比

Table 4 Maximum dry densities and minimum void ratios under volume of 1000 mL

砂样	容积 /mL	每层质量 /g	筒重 /g	筒+砂 /g	砂量 /g	最大干密度 /(g·cm ⁻³)	最小孔隙比 均值	$r_{d\max}$ 均值	e_{min} 均值	最大孔隙比 理论值
细砂	600				4326.5	1662.1	1.662	0.616	1.661	0.616
					4326.9	1662.5	1.662	0.616		
					4324.7	1660.3	1.660	0.617		
中砂	1000	700	2664.4		4388.5	1724.1	1.724	0.557	1.717	0.564
					4375.7	1711.3	1.711	0.569		
					4380.1	1715.7	1.716	0.565		
粗砂	700				4433.2	1768.8	1.769	0.518	1.773	0.514
					4437.6	1773.2	1.773	0.514		
					4441.3	1776.9	1.777	0.511		

振动锤击前、后砂土的颗粒级配曲线分别如图 5, 6 所示。由此得到, 对于容积为 250 mL 的击实筒, 由于筒内径尺寸小, 击实能更易集聚, 使得粗颗粒易破碎, 致使砂土的最大干密度增大, 最小孔隙比降低; 击实能量聚集对中、粗砂颗粒破碎影响显著, 而对细砂影响较弱。而细砂、中砂和粗砂在容积为 1000 mL 的击实筒内经过振动锤击后, 其颗粒级配曲线均未发生明显变化。

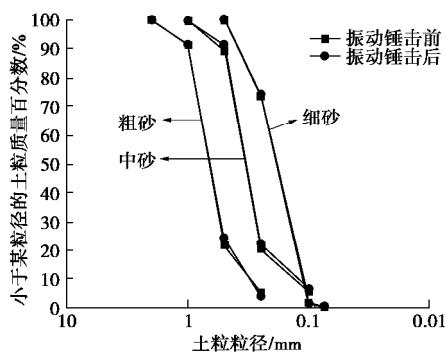


图 5 击实筒容积为 1000 mL 时砂土的颗粒级配曲线

Fig. 5 Grain-size distribution curves of sands for 1000 mL measuring steel cylinder

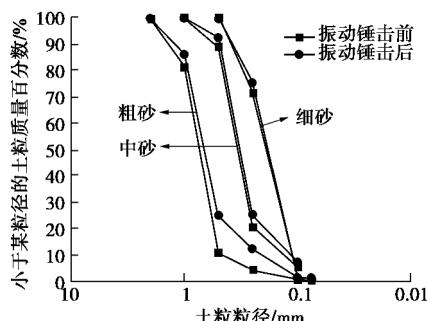


图 6 击实筒容积为 250 mL 时砂土的颗粒级配曲线

Fig. 6 Grain-size distribution curves of sands for 250 mL measuring steel cylinder

因此, 对于振动锤击法测定砂土最大干密度, 建议细砂宜采用容积为 250 mL 的击实筒, 中、粗砂宜采用容积为 1000 mL 的击实筒。此外, 与砂土理想最小孔隙比相比, 试验结果换算出的砂样最小孔隙值比与理论值不同, 这是由于孔隙比理论值计算的前提是假定砂土颗粒为统一的圆球体形状, 而实际砂样颗粒的形状是不规则的, 排列方式不同。

2.4 砂土最大孔隙比与最小孔隙比的关系

将试验所用细、中和粗砂分别与不同建筑工地取得的砂土进行掺合, 配置了 20 组不同颗粒级配的砂土, 且控制掺合砂土中细粒的含量 $\leq 15\%$ 。其中, 这 20 组砂土的级配指标分布如图 7 所示。

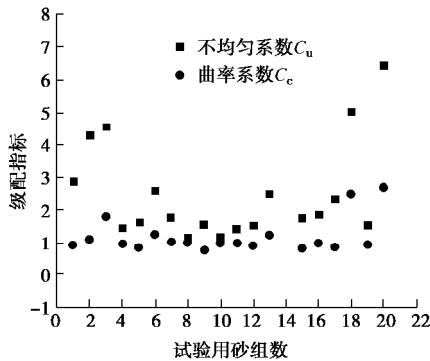


图 7 砂土的颗粒级配指标

Fig. 7 Grading indexes of sands

对这 20 组砂土分别进行了最大、最小孔隙比测定试验, 得到了砂土的最大孔隙比和最小孔隙比值, 并探究了砂土最大孔隙比和最小孔隙比之间的关系。所得的最大-最小孔隙比关系曲线如图 8 所示。由图 8 发现, 砂土的最大与最小孔隙比总体上呈线性关系, 但砂土最小孔隙比值约在 0.45~0.60 范围时, 其最大孔隙比值分布较为离散, 使得砂土的最大与最小孔隙比的线性关系稍弱, 而随着最小孔隙比值范围增加, 砂土的最大与最小孔隙比的线性关系越来越明显。这与 Cubrinovski 等^[8]、Muszynaki^[9]、Yilmaz^[14]研究结果一致。

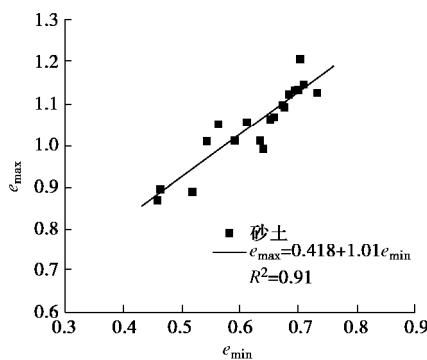


图 8 砂土最大-最小孔隙比关系曲线

Fig. 8 Relationship between e_{\max} and e_{\min}

2.5 粉粒、黏粒含量对砂土极限孔隙比的影响

细粒含量是影响砂土孔隙比的一个重要因素, 关于方面的研究, 前人已有些论述^[15-17], 而从定量上提出影响规律的却不多。图 9 呈现了粉砂中细粒含量对其最大、最小孔隙比的影响规律^[18-20], 发现: 随细粒含量增加, 粉砂最大、最小孔隙比均先减小后逐渐增大, 其分段点约在 30% 细粒含量处。

为定量的了解与分析在低含量条件下(掺量 $\leq 30\%$), 细粒对砂土最大、最小孔隙比的影响, 笔者将 3 种不同黏粒掺入细砂、中砂和粗砂后, 进行了最大、最小孔隙比的测定试验, 试验方法与具体步骤依据 2.2、2.3 节中结论进行。

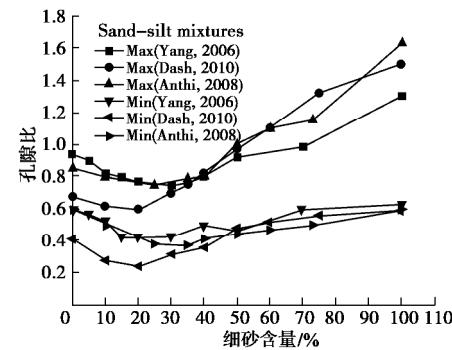


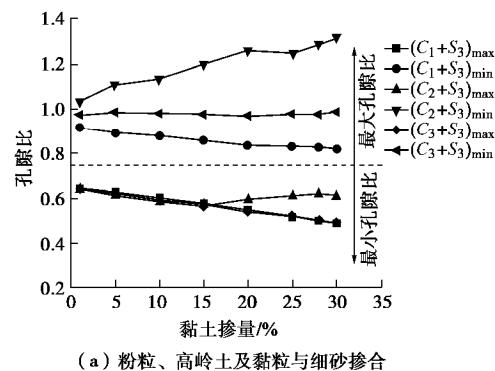
图 9 细粒含量对粉砂孔隙比的影响

Fig. 9 Void ratios of sand-silt mixtures with various fine particle contents

图 10 曲线反映了掺入细粒后, 砂的最大、最小孔隙比随粉粒和黏粒掺量的变化规律, 其中, 图中 C_1 、 C_2 、 C_3 分别代表粉粒、高岭土和黏粒; S_1 、 S_2 、 S_3 分别代表细砂、中砂和粗砂。发现:

(1) 3 类砂样的最小孔隙比随着黏土颗粒掺量增加的变化规律相似, 即最小孔隙比随掺量增加而逐渐减小, 且两者之间存在一定的线性关系, 分析原因为: 当其掺量较小时, 粉粒和黏粒不能完全占据砂样颗粒之间的孔隙, 只能存在与砂粒接触点附近, 故孔隙比较高, 而随粉粒与黏粒掺量增大, 细粒占据砂粒孔隙增加, 使得孔隙比减小。另外, 掺入粉粒与黏粒时, 砂的最小孔隙比数值均分别接近, 表明掺入粉粒与黏粒对砂土最小孔隙比影响具有相似的性质。

(2) 在砂土中掺入粉粒与黏粒, 其最大孔隙比随掺量增加呈线性减小规律; 而掺入高岭土后, 3 类砂的最大孔隙比随掺量增加均逐渐增大, 表明: 高岭土对砂土孔隙比的影响较大, 由于高岭土其黏粒矿物结晶构造的不同, 其活动性强, 这种活性是分布在砂粒间的黏粒显示了“黏团”的作用。



(a) 粉粒、高岭土及黏粒与细砂掺合

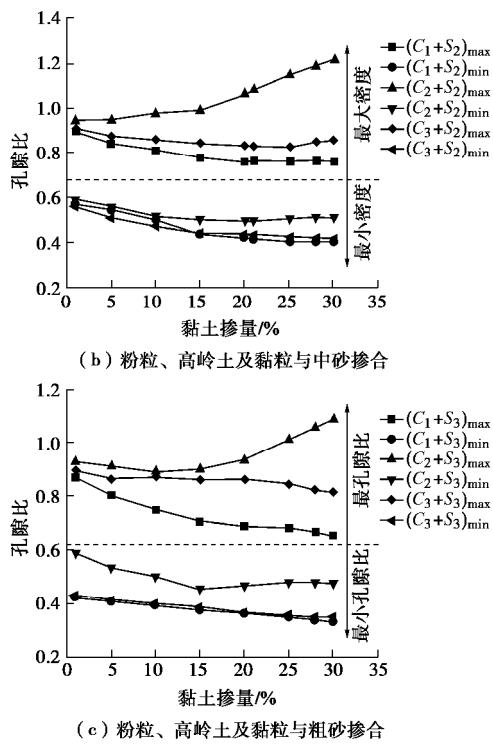


图 10 孔隙比 - 粉粒及黏粒掺量关系曲线

Fig. 10 Void ratio vs. silt and clay particle contents

通过对砂样最小孔隙比与黏土颗粒掺量关系曲线拟合, 得到回归方程(表 5)。分析知: 在 3 类砂土(细、中和粗砂) 中掺入粉粒与黏粒后, 其最小孔隙比 - 掺量线性关系突出, 且参数数值非常接近。

表 5 最小孔隙比与掺量关系式

Table 5 Relationship between minimum void ratios and contents			
砂土	掺和细粒	拟合公式	R^2
细砂	粉粒	$e_{\min} = -0.0053x + 0.656$	0.9953
	高岭土	不满足线性	—
	黏粒	$e_{\min} = -0.0051x + 0.649$	0.997
中砂	粉粒	$e_{\min} = -0.0043x + 0.532$	0.868
	高岭土	$e_{\min} = -0.005x + 0.563$	0.916
	黏粒	$e_{\min} = -0.0045x + 0.515$	0.843
粗砂	粉粒	$e_{\min} = -0.0029x + 0.432$	0.983
	高岭土	不满足线性	—
	黏粒	$e_{\min} = -0.003x + 0.426$	0.996

注: 表中 x 为黏土颗粒掺量。

3 结论与建议

(1) 砂土的最大孔隙比试验宜采用量筒慢转法, 试验中最优选取砂样质量分别为: 细砂 150 g, 中砂 200 g 和粗砂 350 g; 细、中和粗砂的最大孔隙比随量筒容积增加呈现缓慢减小趋势。采用振动锤击法测定砂土最小孔隙比时, 细砂宜采用容积为 250 mL 的击实筒, 而中、粗砂宜采用 1000 mL 的击实筒。

(2) 粉粒和黏粒含量对细砂、中砂、粗砂的最大、最小孔隙比均有影响。掺量低于 30% 时, 掺入粉粒、黏粒(除高岭土) 后, 砂样的最小孔隙比均随粉粒和黏粒掺量增加而减小, 且最小孔隙比与粉粒、黏粒掺量之间存在一定的线性关系; 另外, 在砂土中分别掺入粉粒与黏粒后, 砂样的最大孔隙比均随掺量增加呈线性减小趋势, 而掺入高岭土时, 砂土最大孔隙比随高岭土掺量增加类似双曲线型逐渐增大。

参考文献:

- [1] TAVENAS F, ROCHELLE P. Accuracy of relative density measurements[J]. Géotechnique, 1972, 22(4): 549 – 562.
- [2] DAS B, SOBAN K. Principles of geotechnical engineering [M]. 7th ed. New York: Cengage Learning, 2010: 51 – 72.
- [3] GB/T 50123 — 1999 土工试验方法标准 [S]. 1999. (GB/T50123—1999 Standard for soil test method[S]. 1999. (in Chinese))
- [4] HUMPRHES H W. A method for controlling compaction of granular materials[J]. Highway Research Board Bulletin, 1957, 159: 41 – 57.
- [5] 郭庆国, 刘贞草. 确定大径粒粗粒土最大密度的近似方法 [J]. 西北水资源与水工程, 1992, 3(1): 12 – 21. (GUO Qing-guo, LIU Zhen-cao. Approximation of maximum density of coarse-grained soils[J]. Water Resources & Water Engineering, 1992, 3(1): 12 – 21. (in Chinese))
- [6] 李细荣. 基于激光图像土的压实度检测方法的研究[D]. 西安: 长安大学, 2013. (LI Xi-rong. Research on detection method of compaction degree based on laser image of soil[D]. Xi'an: Chang'an University, 2013. (in Chinese))
- [7] 邹峰. 基于数字图像处理技术的砂土干密度评价研究[D]. 镇江: 江苏科技大学, 2015. (ZOU Feng. Based on digital image processing technology of sandy soil compactness appraisal research[D]. Zhenjiang: Jiangsu University of Science and Technology, 2015. (in Chinese))
- [8] CUBRINOVSKI M, ISHIHARA K. Maximum and minimum void ratio characteristics of sand[J]. Japanese Geotechnical Society, 2002, 42(6): 65 – 78.
- [9] MUSZYNSKI M R. Determination of maximum and minimum density of poorly graded sands using a simplified method[J]. Geotechnical Testing Journal, 2006, 29(3): 263 – 272.
- [10] 范孟华, 邹正伟. 改进砂的相对密度试验方法的建议[J]. 路基工程, 2007(5): 67 – 68. (FAN Meng-hua, ZOU Zheng-wei. Suggestions on improving testing method for relative density of sand[J]. Subgrade Engineering, 2007(5):

- 67 - 68. (in Chinese))
- [11] 范孟华, 孔德志. 砂相对密度试验方法的改进[J]. 岩矿测试, 2007, 26(5): 428 - 430. (FAN Meng-hua, KONG De-zhi. Improvement on method for relative density of sand experiments[J]. Rock & Mineral Analysis, 2007, 26(5): 67 - 68. (in Chinese))
- [12] DAS B, SOBHAN K. Principles of geotechnical engineering [M]. 8th ed. New York: Cengage Learning, 2014.
- [13] SAMARASINGHE M, HUANG Y, DRENEVICH P. Permeability and consolidation of normally consolidated soils[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1982, 108(6): 835 - 850.
- [14] YILMAZ Y. A study on the limit void ratio characteristics of medium to fine mixed graded sands[J]. Engineering Geology, 2009, 104(3): 290 - 294.
- [15] LADE P V, YANAMURO J A, LIGGIO G D. Effects of fines content on void ratio, compressibility, and static liquefaction
- of silty sand[J]. Geomechanics and Engineering, 2009, 1(1): 1 - 15.
- [16] CHANGA C S, WANGB J Y, GEB L. Modeling of minimum void ratio for sand-silt mixtures[J]. Engineering Geology, 2015, 196: 293 - 304.
- [17] CHANGA C S, WANGB J Y, GEB L. Maximum and minimum void ratios for sand-silt mixtures[J]. Engineering Geology, 2016, 211: 7 - 18.
- [18] YANG S, LACASSE S R. Determination of the transitional fines content of mixtures of sand and non-plastic fines[J]. Geotechnical Testing Journal, 2006, 29(2): 102 - 107.
- [19] DASH H K, SITHARAM T G, BAUDET B A. Influence of non-plastic fines on the response of a silty sand to cyclic loading[J]. Soils and Foundations, 2010, 50(5): 695 - 704.
- [20] ANTHI P, THEODORA T. The effect of fines on critical state and liquefaction resistance characteristics of non-plastic silty sands[J]. Soils and Foundations, 2008, 48(5): 713 - 725.

第十届全国土动力学学术会议二号通知

2018年11月2日~4日

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

承办单位: 南京工业大学。

第十届全国土动力学学术会议将于2018年11月2日~4日在六朝古都南京召开。本次会议是继1980年12月6~12日在合肥召开“土的动力特性学术讨论会”后有着近四十年历史的第十次学术盛会, 在汶川特大地震10周年之际的2018年召开“第十届全国土动力学学术会议”, 将是一次具有历史意义的学术盛会。

会议主题与内容: 围绕“一带一路”倡议、“建设海洋强国”和“西部大开发”战略中的重大工程灾害灾前预防与综合防范, 本次会议重点研讨防灾减灾救灾工作“两个坚持、三个转变”新理念中遇到的前沿科学与关键技术问题, 具体征文专题如下: ①土的动力特性与本构关系; ②土与结构动力相互作用; ③土动力学数值与物理模拟研究; ④土动力学室内试验方法与技术; ⑤原位动力测试与表征技术; ⑥砂土液化评价与防治; ⑦强地震动与场地非线性效应; ⑧近海工程的特殊土动力

学问题; ⑨环境振动与测试技术; ⑩重大工程的土动力学问题; ⑪工程场地地震损失评估与灾害保险; ⑫桩基动力测试技术。

大会秘书处: 联系人: 庄海洋13584050564, 吴志坚13919182444, 陈炜昀13770620150, 赵凯13951863149, 王盛年15077865785, 通讯地址: 南京工业大学虹桥校区实验楼400-1室, 鼓楼区中山北路200号, 邮编: 210009, 论文提交邮箱: 王盛年myresort@126.com, 赵凯 zhaokai@njtech.edu.cn。

重要时间: 论文全文截止: 2018年5月30日, 修改稿截止: 2018年7月30日, 论文录用通知: 2018年8月30日。

会议论文征集: 会议论文应为未经正式发表过的最新成果, 学术委员会将组织专家对提交论文进行审查, 通过审查的论文将在《地震工程学报》专刊、《防灾减灾工程学报》和《地震工程与工程振动》正刊发表, 论文版面费自理。

会议、住所地点: 会议酒店: 南京国际青年会议酒店, 地址: 南京建邺区金沙江西街9号(南京保利大剧院旁), 电话: 025-86538888, 大会统一安排住宿, 费用自理。

会议费用: 正式代表1600元/人, 学生代表800元/人随从人员600元/人(自行安排食宿除外)。

(大会组委会 供稿)

DOI: 10.11779/CJGE201803022

浅埋盾构隧道开挖面失稳大比尺模型试验研究

李姣阳¹, 刘维^{*2,1}, 邹金杰³, 赵宇⁴, 龚晓南¹

(1. 浙江大学滨海和城市岩土工程研究中心,浙江 杭州 310058; 2. 苏州大学城市轨道交通学院,江苏 苏州 215131;
3. 中国电建集团华东勘测设计研究院,浙江 杭州 310014; 4. 浙江大学防灾工程研究所,浙江 杭州 310058)

摘要: 盾构隧道施工过程中支护压力不足会引起开挖面失稳。针对浅埋盾构隧道,采用大比尺物理模型试验对盾构开挖面稳定进行研究。试验通过控制支护板移动速度来模拟开挖面失稳变形过程,并对支护压力和地表变形进行监测,发现了支护力和地表变形发展的3个阶段。与此同时,采用数码摄像技术对失稳土体实时观测,并利用颗粒图像技术对图像进行处理得到失稳土体的位移增量场。对比发现,位移增量场的变化规律与支护力和地表变形的3个阶段相对应。

关键词: 盾构隧道; 开挖面失稳; 大比尺模型试验; PIV技术; 地层变形; 位移增量场

中图分类号: TU47 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)03-0562-06

作者简介: 李姣阳(1990-),男,河南漯河人,硕士,助理工程师,主要从事铁路工程勘察设计工作。E-mail: ljy_void@163.com。

Large-scale model tests on face instability of shallow shield tunnels in sand

LI Jiao-yang¹, LIU Wei^{2,1}, ZOU Jin-jie³, ZHAO Yu⁴, GONG Xiao-nan¹

(1. Research Center of Coastal and Urban Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 2. School of Urban Rail Transportation, Soochow University, Suzhou 215131, China; 3. Power China Huadong Engineering Corporation, Hangzhou 310014, China; 4. Institute of Disaster Prevention Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China)

Abstract: The failure of tunnel face will occur if the support pressure is insufficient in tunneling. Large-scale model tests on the face stability are conducted for shallow shield tunnels. The collapse of the tunnel face is studied under different velocities of the panel. At the same time, the support pressure and surface deformation are monitored, and the three development stages of the support pressure and surface deformation are discovered. Meanwhile, the digital image correlation is used for the real-time observation and the technology of particle image velocity is further used to deal with the images, thus deriving the incremental displacements of instability soils. It is found that the variation rules of increment displacements are in correspondence with the three development stages of the support pressure and surface deformation.

Key words: shield tunnel; face instability; large-scale model test; PIV method; soil deformation; incremental displacement

0 引言

随着国内轨道交通建设的快速发展,地铁隧道的修建日益增多。目前城市地铁隧道广泛采用盾构法施工,盾构隧道掘进过程中掌子面的开挖卸荷会引起前方土体的应力状态的改变,严重时会引起地表沉降甚至掘进面的失稳坍塌,造成大量的经济损失和人员伤亡。如何确保盾构施工过程中掘进面稳定一直是盾构工程中的热点问题。

盾构隧道施工过程中,由于开挖支撑力不足造成的事故屡有发生,造成了极大的经济损失和人员伤亡^[1-2]。目前,盾构隧道开挖面稳定性研究手段包括理论研究,试验研究和数值分析。理论分析物理概念清晰,方便应用,因此在支护力设计中仍广泛采用。Horn^[3]率先

提出了楔形体模型,Anagnostou等^[4]、Broere^[5]分别考虑渗流和成层地层得到了改进的楔形体模型。黄茂松等^[6]、吕玺琳等^[7]、Leca等^[8]、Mollon等^[9]采用机动场模型考虑开挖面失稳模式。

数值仿真因其可以模拟复杂工况而被广泛应用到隧道开挖面稳定性研究中。Vermeer等^[10]应用有限元法对隧道开挖面稳定进行了深入全面的研究;朱伟等^[11]、秦建设等^[12]、黄正荣等^[13]采用有限差分软件 FLAC^{3D}对开挖面稳定性进行了数值模拟研究。

基金项目:国家自然科学基金青年基金项目(51508503);国家自然科学基金重大研究计划项目(51338009)

收稿日期:2016-09-07

*通讯作者(E-mail: goulmmeng@suda.edu.cn)

模型试验能够较真实反映土体应力状态及失稳发展规律, 因此很多学者采用模型试验来研究开挖面稳定性。Mair 等^[14]采用离心模型试验分别研究了黏性土和砂性土中隧道开挖面破坏规律和破坏形式, 并为实验手段研究该问题奠定了基础。Chambon 等^[15]在离心模型试验中采用气压控制掘进面压力研究了均质摩擦性土体中盾构开挖面失稳土体破坏形态。周小文等^[16]较早采用离心模型试验研究了隧洞开挖面坍塌失稳中土拱效应, 为国内后续试验研究奠定了基础。李昀等^[17]利用泥水平衡盾构模型研究了盾构掘进中地表沉降规律, 并通过与理论的对比给出了泥浆压力的浮动范围。陈仁朋等^[18-19]则采用 1g 大比尺物理模型试验, 通过采用全断面盾构模型, 研究了干砂中盾构开挖面稳定性, 揭示了临界支护压力和埋深之间的关系, 与此同时, 试验也对地表沉降与开挖面位移关系予以研究。随着高速摄像技术在模型试验中应用的兴起, 不少欧美学者采用高速摄像技术观测了开挖面失稳的发展过程。Kirsch^[20]采用透明模型箱来进行盾构开挖面模拟, 于此同时, 在模型箱侧面用高速摄像机对试验过程进行记录, 通过后期处理得到模型对称面上土体变形; 在此基础上, Idinger 等^[21]在离心模型试验中加入高速摄像技术对试验进行观测。

参考已有模型试验的研究指标, 本文开展了一系列大尺寸模型试验研究。研究了 4 种不同开挖面土体变形速率下盾构隧道开挖面失稳发展模式, 获得了不同开挖面土体变形速率下开挖面支护力、地表沉降与开挖面位移的关系曲线, 并采用 PIV 分析了不同开挖面土体变形速率下开挖面失稳区域位移增量场, 得到了相应的变化规律。

1 试验设计

1.1 模型制作及布置

本文采用的试验系统包括 4 部分, 分别为模型槽、隧道模型、移动支护系统、外部监测系统。图 1 为模型试验布置图。模型槽长度为 2.5 m, 宽度为 2 m, 高度为 1.5 m。模型槽底部和侧面均采用钢板整体焊接而成, 并且侧面采用一道横向钢肋两道竖向钢肋进行加固, 前后面板采用钢化玻璃进行围护并加一道竖向钢肋加固。利用对称性原理, 隧道模型采用半圆环柱形, 直径 $D=0.6$ m, 长度 $L=0.8$ m。移动支护系统包括移动面板、轴力计、传动杆、电动机。移动面板由两块合金钢板通过 4 根短杆组合在一起, 防止压力不均造成面板弯曲。移动面板四周设计了滑轮来减小面板在半圆环柱形隧道模型中移动时产生的摩擦。移动面板边缘黏贴有橡胶密封条, 用于防止土样进入隧道模

型。通过控制系统调节电机转速来控制传动杆的前进和后退速度。外部监测系统包括数字摄影相机、LVDT 位移传感器。数字摄影相机放置在隧道模型前方, 用于记录试验过程中开挖面前方土颗粒的运动情况。10 个 LVDT 位移传感器竖向布置在土样上方, 用于观测土样表面的沉降。最右侧的 LVDT 布置在移动面板正上方, 其余 LVDT 位置见图 1。

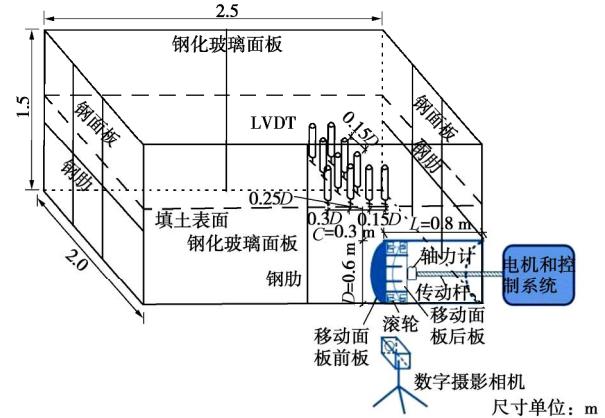


图 1 模型试验装置图

Fig. 1 Setup of tunnel model

1.2 试验土样

试验土样取自京杭大运河河砂, 采用室内烘干的方法获得干砂。表 1 给出了试验干砂的基本物理指标, 图 2 为试验砂的级配曲线。

表 1 试验砂物理力学指标

Table 1 Parameters of sand in tests

砂土物理指标	颗粒相对密度	内摩擦角 /°	黏聚力 /kPa	最小孔隙比	最大孔隙比	相对密实度/%	压实密度 /(g·cm⁻³)
干砂	2.66	25	0.2	0.642	0.985	60	1.495

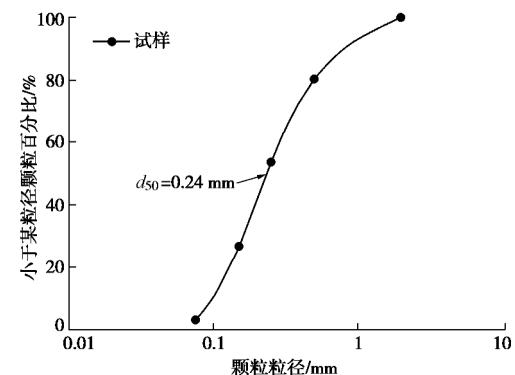


图 2 试验砂土颗粒级配曲线

Fig. 2 Particle-size distribution curve of sand in tests

试验土样采用落雨法分层填充至模型槽内, 填土表面距模型槽底部高度为 0.9 m, 填土过程中严格控制每层土样的质量和填筑高度。

1.3 试验方案

本文以浅埋盾构隧道开挖面稳定性为研究对象, 以不同的移动面板后退速率为控制指标, 研究不同开挖面土体变形速率下开挖面支护力、地表沉降、失稳区域位移增量场的变化规律, 探讨盾构开挖面前方土体在不同变形速率下失稳破坏发展规律, 具体方案设计: 浅埋条件为 $C/D=0.5$, 位移条件 $S_{\max}=3 \text{ cm}$, $D=60 \text{ cm}$, $S/D \leq 1/20$, 速度条件 $v=0.02, 0.04, 0.06, 0.08 \text{ mm/s}$, C 为隧道埋深, D 为隧道直径, S 为开挖面后退位移, v 为开挖面后退速率。

1.4 试验过程

按照 1.3 节中的试验方案, 试验分别在 4 种不同速率条件下进行, 试验过程中实时记录监测数据, 具体步骤如下: ①首先在玻璃面板的相应位置标定移动面板后退距离; ②采用落雨法分层填筑制备好的干砂至设定高度, 土样表面安装 LVDT, 模型槽前方安放数字摄影相机, 调节电机转动速度至设定值; ③根据设定速度启动电机, 控制移动面板匀速后退, 同时开始 LVDT、开挖面轴力及数字图像的采集。其中 LVDT 每隔两秒采集一次, 而开挖面轴力和数字图像则随移动面板每后退 0.6 mm 采集一次; ④当移动面板接近标定终点 (30 mm) 时, 停止电机和监测系统, 保存监测数据。

2 试验结果及分析

2.1 支护力分析

图 3 为开挖面平均支护压力随移动面板位移的变化曲线。开挖面平均支护压力 $p=8F/(\pi D^2)$, 其中 F 为支护轴力, D 为盾构模型直径。对图 3 中 4 组试验进行分析, 可以发现, 随着开挖面位移的增大, 平均支护力有相似的变化规律: 支护压力先快速减小到最小值, 接着缓慢增大到某一稳定值。4 组开挖面土体变形速率下, 相同的移动面板位移下平均支护力又不尽相同。0.02, 0.04 mm/s 速率下平均支护压力比较一致, 最小支护力接近于 0 kPa, 支护力稳定值在 0.5~0.7 kPa; 而 0.06, 0.08 mm/s 速率下平均支护压力相近, 最小支护力约为 0.75 kPa 左右, 稳定支护压力为 1.2~1.5 kPa 之间。然而, 4 组试验达到最小支护力时对应的移动面板位移均在 2 mm 附近, 这与陈仁朋等^[18]在不同埋深比下最小支护力对应的移动面板位移基本相同。

2.2 地表变形分析

图 4 为不同开挖面变形速率下最大沉降随开挖面位移的变化规律。图中绘出了沉降曲线阶段分割线, 可以看出随着开挖面位移增大, 地表沉降大致经历了

3 个阶段: 轻微线性沉降阶段, 非线性沉降阶段, 显著线性沉降阶段。

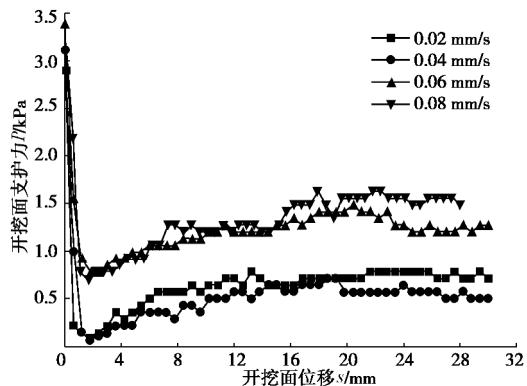


图 3 开挖面支护压力与位移的关系曲线

Fig. 3 Support pressure-displacement curves of tunnel face

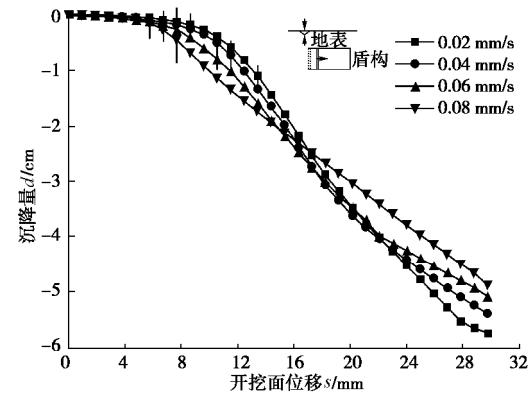


图 4 地表最大沉降与开挖面位移关系曲线

Fig. 4 Relationship between face displacement and maximum subsidence on soil surface

(1) 轻微线性沉降阶段: 移动面板后退的初始阶段, 地表沉降不敏感, 只是出现缓慢的线性增加。

(2) 非线性沉降阶段: 随着移动面板位移的增大, 地表沉降开始明显, 沉降曲线的斜率逐渐增大, 沉降量呈现非线性增加。

(3) 显著线性沉降阶段: 沉降曲线的斜率达到最大且保持不变, 地表沉降呈现显著线性增加。

对比 4 组沉降曲线可以看出, 开挖面土体变形速率越大, 沉降第一阶段的沉降曲线斜率越大, 然而地表沉降进入非线性沉降阶段对应的开挖面位移减小, 致使第一阶段结束时沉降量相差不大。另外, 开挖面土体变形速率越大, 沉降第二阶段持续的开挖面位移越小, 并且沉降第三阶段的沉降曲线斜率越小。

2.3 开挖面失稳区域 PIV 分析

颗粒图像测速技术 (PIV) 是 20 世纪 70 年代末发展起来的一种瞬态、多点、无接触式的激光流体力学测速方法, 可以测量示踪粒子在已知很短时间间隔内的位移。White 等^[22]首次将 PIV 技术引用到岩土变

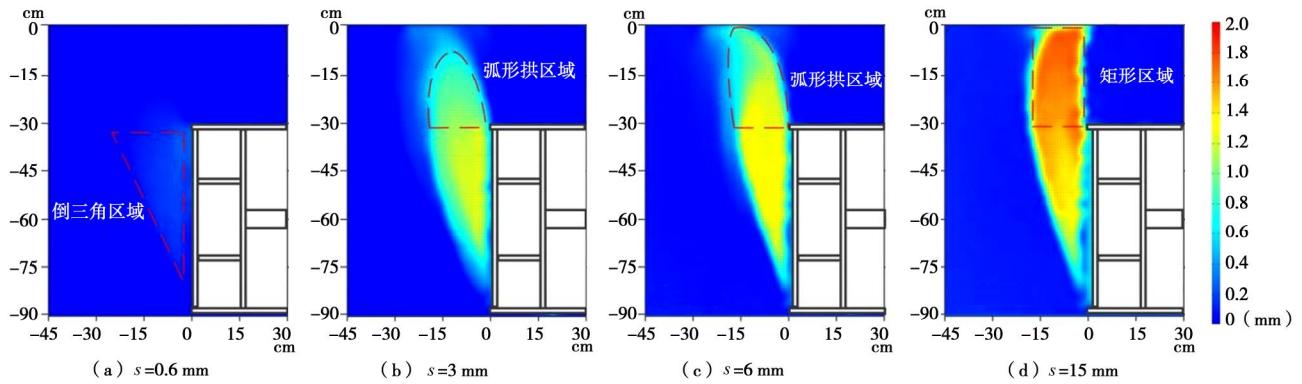


图 5 0.02 mm/s 速率下位移增量随开挖面位移的变化模式

Fig. 5 Displacement increment field, at different advance steps and different soil deformation rates in tunnel face at 0.02 mm/s

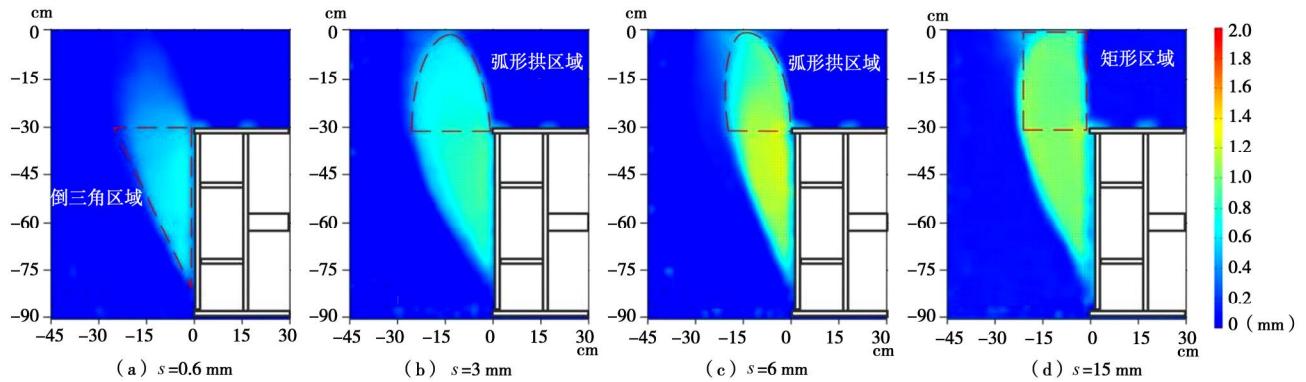


图 6 0.08 mm/s 速率下位移增量随开挖面位移的变化模式

Fig. 6 Displacement increment fields at different advance steps and different soil deformation rates in tunnel face at 0.08 mm/s

形测量中, 后续很多国内外学者借助 PIV 研究土体基本力学性质^[23-24]。本节借用 PIV 对数字图像进行处理, 选取 0.02, 0.08 mm/s 速率下位移增量场的 PIV 结果进行对比分析。

图 5, 6 给出了开挖面前方土体位移增量场变化规律。当开挖面土体位移出现轻微位移时 ($s=0.6 \text{ mm}$), 见图 5 (a)、6 (a)。0.02 mm/s 速率下开挖面前方没有明显的位移增量, 而 0.08 mm/s 速率下开挖面前方一部分土体出现轻微的位移增量。当开挖面位移增大至 $s=3 \text{ mm}$, 如图 5 (b)、6 (b) 所示, 开挖面前方土体位移增量明显增大; 此时 0.02 mm/s 速率下土体变形还未发展到地表而 0.08 mm/s 速率下土体变形已发展至地表。当开挖面位移增大至 $s=6 \text{ mm}$, 可以发现, 0.02, 0.08 mm/s 速率下土体变形均发展至地表, 土体变形区域下部中部变形程度接近, 表明此时该区域土体形成一致位移 (如图 5 (c)、6 (c))。当开挖面位移增大至 $s=15 \text{ mm}$ 时, 土体变形区域贯穿地表, 地表已呈现出区域沉降 (如图 5 (d)、6 (d))。

由图 5, 6 中可以看出, 隧道对称面土体变形区域形状的发展大致为: 开挖面后退位移较小时, 隧道直径区域内倒三角形变形区域的形成 (图 5(a)、6(a));

随着开挖面后退位移的增大, 隧顶上部弧形拱区域的形成和发展 (图 5 (b)、6 (b) 和图 5 (c)、6 (c)); 最后为隧顶上部弧形拱区域展开为矩形区域 (图 5 (d), 6 (d))。

2.4 开挖面失稳机理分析

(1) 支护力与土体内部变形的关系

结合支护力的变化规律 (见图 3) 和土体内部变形规律 (见图 5, 6), 可以发现, 二者之间具有一定的对应关系。支护力快速下降阶段 (图 3 中 $s < 2 \text{ mm}$), 开挖面前方土体变形主要为倒三角形变形区域的形成 (如图 5 (a)、6 (a)); 支护力缓慢增大阶段 (图 3 中 $2 \text{ mm} < s < 12 \text{ mm}$), 开挖面前方土体倒三角变形区域稳定, 隧顶上部弧形拱区域不断发展变化 (如图 5 (b)、6 (b) 和图 5 (c)、6 (c)); 支护力稳定阶段 (图 3 中 $s > 12 \text{ mm}$), 开挖面前方变形区域逐渐稳定, 隧顶上部弧形拱区域发展为矩形区域并稳定不变 (如图 5 (d)、6 (d))。

(2) 地表沉降与土体内部变形的关系

对比最大地表沉降曲线 (见图 4) 和土体内部变形规律 (见图 5, 6) 发现, 地表轻微线性沉降结束时, 开挖面前方土体变形区域已经发展至地表, 变形区域

在隧顶上部为弧形拱区域，地表变形集中在局部区域（如图 5（b）、6（b））；而非线性沉降阶段，地表变形范围逐渐增大（如图 5（c）、6（c））；地表显著线性沉降时，变形区域在隧顶上部发展为矩形区域，并且地表变形范围稳定（如图 5（d）、6（d））。

3 结 论

通过对不同开挖面土体变形速率下的 4 组试验中开挖面支护力、地表沉降、开挖面前方土体位移增量场的对比分析，可以得到以下 4 点结论。

（1）开挖面极限位移相同时，不同开挖面土体变形速率下支护力具有相似的发展规律：支护压力先快速下降到最小值，再缓慢增大，最后稳定，但不同开挖面土体变形速率下，缓慢增大的幅度和稳定时的支护力略有不同。

（2）不同开挖面土体变形速率下，地表沉降与开挖面位移关系曲线经历轻微线性沉降、非线性沉降、显著线性沉降 3 个阶段。开挖面土体变形速率越大，地表沉降越敏感，越快进入显著线性沉降阶段。

（3）通过 PIV 对隧道对称面观测表明，开挖面前方变形区域发展为倒三角形区域形成、隧顶弧形拱区域形成和发展、隧顶矩形区域的形成。并且在变形区域的发展过程中，变形区域边缘出现应变局部化，变形区域内呈现整体运动的趋势，应变基本为零。

（4）开挖面失稳时，支护力和地表沉降的 3 个阶段变化规律与开挖面前方土体内部变形发展阶段相对应，是土体变形的间接表现。

参 考 文 献：

- [1] 竹维彬，鞠世健. 地铁盾构施工风险源及典型事故的研究 [M]. 广州：暨南大学出版社，2009. (ZHU Wei-bin, JU Shi-jian. Research on the risk sources and typical cases in tunnel construction[M]. Guangzhou: Jinan University Press, 2009. (in Chinese))
- [2] The Government of Hong Kong Special Administrative Region. Catalogue of notable tunnel failure cases histories[R]. Hong Kong: The Government of Hong Kong Special Administrative Region, 2012.
- [3] HORN N. Horizontaler Erddruck auf senkrechte Abschlussflächen von Tunnelröhren[C]// Landeskonferenz der Ungarischen Tiefbauindustrie. Budapest, 1961. (HORN N. Horizontal earth pressure on vertical end faces of tunnels[C]// National Conference of the Hungarian Civil Engineering. Budapest, 1961. (in German))
- [4] ANAGNOSTOU G, KOVÁRI K. The face stability conditions earth-pressure balance shields[J]. Tunneling and Underground Space Technology, 1996, 11(2): 165 – 173.
- [5] BROERE W. Tunnel face stability and new CPT applications[D]. Delft: Technical University of Delft, 2001.
- [6] HUANG M S, SONG C X. Upper bound stability analysis of plane strain tunnel in non-homogeneous clay[J]. Tunneling and Underground Space Technology, 2013, 38: 213 – 223.
- [7] 吕玺林, 王浩然, 黄茂松. 盾构隧道开挖面稳定性极限理论分析[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(1): 57 – 62. (LÜ Xi-lin, WANG Hao-ran, HANG Mao-song. Limit theoretical study on face stability of shield tunnels[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(1): 57 – 62. (in Chinese))
- [8] LECA E, DORMIEUX L. Upper and lower bound solutions for the stability of shallow circular tunnels in frictional material[J]. Géotechnique, 1990, 40(4): 581 – 606.
- [9] MOLLON G, DIAS D, SOUBRA A. Probabilistic analysis and design of circular tunnels against face stability[J]. International Journal of Geomechanics, 2009, 9: 237 – 249.
- [10] VERMEER P A, LANGEN V, SOIL H. Soil collapse computations with finite elements[J]. Achieve of Applied Mechanics, 1998, 59(3): 221 – 236.
- [11] 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))
- [12] 秦建设, 虞兴福, 钟小春, 等. 黏土中盾构开挖面变形与破坏数值模拟研究[J]. 岩土力学, 2007, 28(增刊 1): 511 – 515. (QIN Jian-she, YU Xing-fu, ZHONG Xiao-chun, et al. Numerical research on face movement and collapse of shield tunneling in silt ground[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, 28(S1): 511 – 515. (in Chinese))
- [13] 黄正荣, 朱伟, 梁精华, 等. 浅埋砂土中盾构法隧道开挖面极限支护力压力及稳定研究[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(11): 2005 – 2009. (HUANG Zheng-rong, ZHU Wei, LIANG Jing-hua, et al. Study on limit supporting pressure and stabilization of excavation face for shallow shield tunnels in sand[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28(11): 2005 – 2009. (in Chinese))
- [14] MAIR R J. Centrifugal modelling of tunnel construction in soft clay[D]. Cambridge: Cambridge University, 1979.
- [15] CHAMBON P, CORT'E J F. Shallow tunnels in cohesionless

- soil: stability of tunnel face[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1994, **120**(7): 1148 – 1165.
- [16] 周小文, 潘家骝. 砂土中隧道开挖引起的地面沉降试验研究[J]. 岩土力学, 2002, **23**(5): 559 – 563. (ZHOU Xiao-wen, PU Jia-liu. Centrifuge model test on ground settlement induced by tunneling in sandy soil[J]. Rock and Soil Mechanics, 2002, **23**(5): 1074 – 1079. (in Chinese))
- [17] 李 昀, 张子新, 张冠军. 泥水平衡盾构开挖面稳定模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2007, **29**(7): 1074 – 1079. (LI Yun, ZHANG Zi-xin, ZHANG Guan-jun. Laboratory study on face stability mechanism of slurry shields[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, **29**(7): 1074 – 1079. (in Chinese))
- [18] 陈仁朋, 李 君, 陈云敏, 等. 干砂盾构开挖面稳定性模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(1): 117 – 122. (CHEN Ren-peng, LI Jun, CHEN Yun-min, et al. Large-scale tests on face stability of shield tunneling in dry cohesionless soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(1): 117 – 122. (in Chinese))
- [19] CHEN R P, LI J, CHEN Y M, et al. Experimental study on face instability of shield tunnel in sand[J]. Tunneling and Underground Space Technology, 2013, **33**(1): 12 – 21.
- [20] KIRSCH A. Experimental investigation of the face stability of shallow tunnels in sand[J]. Acta Geotechnica, 2010, **5**(1): 43 – 62.
- [21] IDINGER G, AKLIK P, WU W, et al. Centrifuge model test on the face stability of shallow tunnel[J]. Acta Geotechnica, 2011, **6**(2): 105 – 117.
- [22] WHITE D J, TAKE W A, BOLTON M D. Soil deformation using particle image velocimetry (PIV) and photogrammetry[J]. Géotechnique, 2003, **53**(7): 619 – 631.
- [23] NÜBEL K. Experimental and numerical investigation of shear localization in granular material[J]. Journal of Cardiovascular Pharmacology and Therapeutics, 2007, **12**(1): 36 – 43.
- [24] NÜBEL K, WEITBRECHT V. Visualization of localization in grain skeletons with particle image velocimetry[J]. J Test Eval ASTM, 2002, **30**(4): 322 – 329.

《岩土工程学报》征订启事

《岩土工程学报》创办于 1979 年, 是我国水利、土木、力学、建筑、水电、振动等六个全国性学会联合主办的学术性科技期刊。由南京水利科学研究院承办, 国内外公开发行。主要刊登土力学、岩石力学领域中能代表当今先进理论和实践水平的科学的研究和工程实践成果等。报道新理论、新技术、新仪器、新材料的研究和应用。欢迎国家自然科学基金项目及其他重要的项目的研究成果向本刊投稿, 倡导和鼓励有实践经验的作者撰稿, 并优先利用这些稿件。主要栏目有黄文熙讲座、综述、论文、短文、工程实录、焦点论坛、讨论和简讯等。

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

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

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

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

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

(本刊编辑部)

DOI: 10.11779/CJGE201803023

不同尺寸裂隙岩石损伤破坏特性光弹性试验研究

谢 璐, 李树忱*, 晏 勤, 李景龙, 赵世森

(山东大学岩土与结构工程研究中心, 山东 济南 25006)

摘要: 为了充分认识试件尺寸与裂隙倾角对裂隙岩石损伤破坏的影响, 开展了不同试件尺寸、不同裂隙倾角的光弹性单轴压缩试验。利用反射式光弹仪直观形象地记录试件损伤破坏全过程的彩色条纹变化, 基于光学-应力定律计算得到裂隙岩石损伤破坏过程中试件表面的全场应力应变, 分析岩石裂隙扩展失稳的尺寸效应及裂隙倾角对岩石强度及破坏模式的影响, 研究裂隙岩石损伤—扩展—破坏的力学机制。试验结果表明: 裂隙岩石单轴压缩的应力应变曲线可分为弹性阶段, 塑性阶段, 峰后软化阶段, 残余阶段不明显; 裂隙岩石峰前阶段的弹性模量随着试件高宽比的增加而增大, 随着裂隙倾角的增加而减小; 单轴抗压强度随着高宽比的增加呈减小趋势; 峰后的软化阶段受试件尺寸与裂隙倾角的共同影响, 裂隙倾角与高宽比越大, 岩石的破坏越具有突然性, 即脆性越明显; 岩石损失破坏时最大应变与应力分布在预制裂纹中心, 损伤首先从预制裂纹处发生。随着加载的不断进行, 最大应变与应力的位置转变为裂纹的两端, 逐渐向平行于轴向加载方向发展直至试件端部。岩石损失破坏时, 最大应变与应力分布在预制裂纹中心, 损伤首先从预制裂纹处发生。随着加载的不断进行, 最大应变与应力的位置转变到裂纹的两端, 裂纹逐渐向平行于轴向加载方向发展直至试件端部。

关键词: 裂隙岩石; 光弹性; 尺寸效应; 损伤破坏

中图分类号: TU45 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)03-0568-08

作者简介: 谢 璐(1990-), 女, 博士研究生, 主要从事岩石破坏机理以及数值计算方面的研究工作。E-mail: xiecansdu@163.com。

Photoelastic experiments on failure characteristics of fractured rock with different sizes

XIE Can, LI Shu-chen, YAN Qin, LI Jing-long, ZHAO Shi-seng

(Geotechnical and Structural Engineering Research Center, Shandong University, Jinan 250061, China)

Abstract: In order to fully study the effect of specimen size and crack dip angle on the failure mechanism of fractured rock, uniaxial compression tests on rocks with different specimen sizes and crack dip angles are performed. The whole stress and strain of specimen surface is calculated based on the optical-stress law. The effect of sizes and crack dip angles on rock strength and failure modes is analyzed, and the extension mechanism of fissures in the fractured rock is studied. The test results show that the uniaxial compression stress-strain curve of fractured rock can be divided into the elastic stage, plastic stage and post-peak softening stage, however, the residual stage is not obvious. The elastic modulus of fractured rock during pre-peak stage increases with the increase of height-width ratio of specimens and decreases with the increase of crack dip angles. The uniaxial compressive strength decreases with the increase of height-width ratio of specimens. The post-peak softening characteristics of fractured rock are influenced by crack dip angles and specimen sizes. The greater the crack dip angle and height-width ratio, the more sudden the failure, the more obvious the brittleness. The maximum strain and stress distribution is in the center of the pre-crack, and damage firstly occurs in the pre-crack. With the increase of stress level, the position of the maximum strain and stress propagates to the ends of the crack and extends to the direction of crack parallel to the axial load. The results may provide a theoretical basis for the establishment of constitutive model for fractured rock and the stability analysis of joint rock mass.

Key words: fractured rock; photoelasticity; size effect; damage and fracture

0 引言

在含裂隙岩体的隧道、边坡等工程中, 岩体裂隙在施工扰动的影响下易扩展贯通从而导致岩体失稳破

基金项目: 国家自然科学基金面上项目(51379113); 国家重点研发计划专项项目(2016YFC0600803)

收稿日期: 2017-03-06

*通讯作者(E-mail: shuchenli@sdu.edu.cn)

坏, 进一步造成塌方、大变形等工程灾害^[1-2]。因此, 开展裂隙岩石裂纹扩展机制、变形破坏规律研究具有重大的工程意义和理论价值。

近年来, 许多学者都对裂隙岩石的力学特性开展过研究。Dyskin 等^[3-4]、Lee 等^[5]进行了单、双裂隙的常规单轴压缩裂隙扩展研究, 分析了单、双裂隙的扩展形式。蒲成志等^[6]通过开展裂隙岩石加载试验, 探索了单轴加载条件下裂隙密度等对岩石材料破坏强度的影响规律, 建立了应变软化模型并利用 FLAC^{3D} 模拟了其破坏形式。Manouchehrian 等^[7]则应用 PFC^{2D} 开展了双轴压缩数值模拟试验, 分析了侧向压力对单裂隙岩样裂纹起裂—扩展—贯通过程的影响。黄彦华等^[8]开展了砂岩相似材料的准三轴压缩试验, 分析研究了双裂隙类砂岩材料的强度特性及破坏失稳模式。陈新等^[9]制作了含一组张开裂隙的类岩石试件, 通过单轴压缩试验, 系统地分析了节理产状与连通率对岩体峰值强度及试件破坏过程的影响。杨洁等^[10]、刘欣宇等^[11]则开展了裂隙岩石的节理面剪切试验, 分析研究了裂隙形状、尺寸与岩石弹性模量、黏聚力、内摩擦角的关系。袁小青等^[12]、孙熙震等^[13]、柴红保等^[14]研究了三维裂纹的传播规律与贯通机制及损失演化模型, 指出裂纹深度影响裂隙岩石的破坏模式, 不同的裂纹深度其破坏模式不同。目前针对裂隙岩石的研究更多的是针对裂隙的形状、大小、位置等对岩石破裂过程的影响, 并未考虑裂隙岩石本身的尺寸效应, 现有考虑岩石自身尺寸效应的研究多局限于完整岩石^[15-18], 且前人所采用的室内试验研究方法只能获取岩样某点的应力应变, 无法获得岩样表面的全场应力-应变结果。

因此, 本文为了全面深入地研究试件尺寸与裂隙倾角对裂隙岩石损伤破坏机理的影响, 基于光弹性贴片法, 利用反射式光弹仪, 展开含不同倾角裂隙的多尺寸岩石变形破坏单轴压缩试验。在不断加载的过程中, 光弹性贴片会产生不同的彩色条纹带, 通过彩色条纹带的变化呈现裂隙岩石试件损伤破坏的渐进过程。基于光学-应力定律计算得到试件表面全场应力应变, 结合微机控制电液伺服万能试验机测得的应力应变结果, 共同分析裂隙岩石试件尺寸与裂隙倾角对裂隙岩石强度及破坏模式的影响, 研究了裂隙岩石损伤破坏演化特性, 为解决裂隙岩石工程问题提供理论基础。

1 试验设计

光弹性贴片法是利用光学双折射原理研究力学问题的一种试验方法。首先将光弹性材料制作的厚度为 1~3 mm 的贴片黏贴到试件表面, 当试件受力变形时,

表面的光弹性贴片随着试件共同受力变形。然后通过分析贴片的光学变化得到试件表面的全场应力应变。此方法已成功应用于航空航天、医学、建筑等多个行业的力学试验研究^[19-21]。

1.1 试验准备

本试验制作了砂岩的相似试件, 根据相似原理试件采用#425 普通硅酸盐水泥、砂子、水、减水剂按照 1:2.6:0.38:0.02 的比例进行配比^[22]。按照以上比例配制的标准圆柱体完整试样与砂岩的相似度满足相似要求, 其物理力学参数如表 1 所示。采用厚度为 0.25 mm 的硬纸片编织的方格网来制作裂隙(如图 1 所示), 振荡前插入, 裂隙倾角分别为 30°, 45°, 60°, 岩样尺寸如表 2 所示^[23]。

表 1 试样和砂岩的物理力学参数

Table 1 Physical-mechanical parameters of specimen and sandstone

介质	试件密度 /($\text{g}\cdot\text{cm}^{-3}$)	单轴抗压强度 /MPa	单轴抗拉强度 /MPa	压缩弹性模 /GPa	泊松比
模型	2.24	42.3	5.7	6.75	0.21
砂岩	2.20~2.71	20~170	4~25	4~68	0.1~0.3

为了对比分析, 试验还制作了每一尺寸下的完整岩样, 因此根据不同尺寸及裂隙倾角岩样共分为 28 组, 每组 3 个, 总计 84 个试件。岩样制作过程为: 按比例配置材料—搅拌机搅拌均匀—将均匀的混合料倒入模具中—振动去泡—养护 24 h 拆模—标准养护 28 d。养护后的岩样如图 2 所示。为方便试验结果的处理, 将试件进行编号, 例如 “A-1.0-30°” 第一个字母表示岩样 A (尺寸 5 cm×5 cm×5 cm), 第二个数值表示高宽比为 1.0, 第 3 个表示预制裂隙倾角为 30°。



图 1 预制裂隙

Fig. 1 Pre-cracked fissures

光弹性贴片采用 Vishay precision group 生产的 PS-A 贴片 (如图 3 所示), 贴片厚度为 3.2 mm, 贴片

弹性模量 $E_c=2.482 \text{ GPa}$, 泊松比 $\nu=0.38$, 应变条纹值 $f_e=710 \times 10^{-6} \text{ cm/条}$ 。根据裂隙岩石试件尺寸, 将已有贴片切割为合适尺寸后黏贴于岩样表面, 黏结剂选用 Vishay precision group 生产的配套黏结剂, 如图 3 所示。

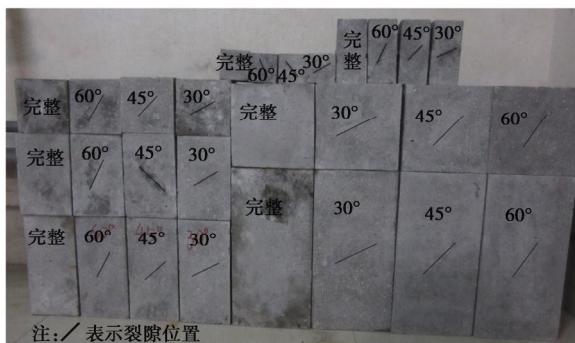


图 2 试验制作的岩样

Fig. 2 Model of rocks amplex

表 2 岩样尺寸参数

Table 2 Sizes of rock samples

尺寸 /cm	岩样 A	岩样 B	岩样 C	岩样 D	岩样 E	岩样 F	岩样 G
长	5	5	10	10	10	15	15
宽	5	5	10	10	10	15	15
高	5	10	10	15	20	15	30

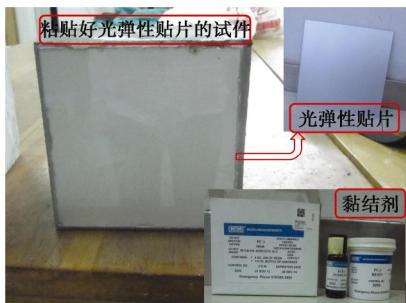


图 3 光弹性贴片及黏结剂

Fig. 3 Photoelastic coating and adhesive plaste

1.2 试验过程

试验加载系统采用 WAW-1000C 微机控制电液伺服万能试验机, 光弹仪采用 Vishay precision group 生产 Photostress plus system 反射式光弹仪, 试验过程如下:

(1) 将试件放置于试验机下承压板上, 使试件中心对齐下承压板的中心。然后缓缓下降压力试验机的上承压板, 使上承压板与岩石试件上表面有轻微接触。

(2) 架立反射式光弹仪, 调整镜头高度、角度等, 并测试其可靠性。

(3) 启动试验机, 采用速率为 5 mm/min 的位移控制方式加载负荷至 1 kN , 而后更改加载速率为 0.5

mm/min 进行加载, 整个试验过程利用数码相机在光弹仪后面记录加载过程中的条纹图像, 同时计算机自动采集记录应力 - 应变全过程, 整体试验系统如图 4 所示。

本试验对每个倾角裂隙与岩石尺寸试件系列, 进行了完全相同试验条件的重复试验, 每个系列重复 3 次, 选取平均值作为该角度和尺寸试件的代表试验结果。



图 4 光弹性试验系统

Fig. 4 Photoelastic experiment system

2 试验结果分析

2.1 裂隙岩石强度及变形特性

图 5 为试验岩样的应力 - 应变曲线, 由图中可以看出: 裂隙试件与完整试件的应力应变曲线可分为弹性阶段, 塑性阶段, 峰后软化阶段。以图 5 (b) 中的岩样 B 为例, 其应力应变曲线分为直线 OA 段、曲线 AB 段、曲线 BD 段。OA 段为岩样的弹性阶段, A 点为屈服点; AB 段为峰前塑性阶段, B 点为峰值点; BD 段为峰后软化阶段, D 点为岩样破坏失稳点。根据能量守恒定律及应变能密度理论, 岩样在弹性阶段无损伤, 损伤从屈服点开始, 因此定义 A 点为试件开始损伤点。观察曲线 BD, 发现峰后软化阶段中出现了斜率突变点, 即 C 点, 在 C 点之前曲线下降速率较小, C 点之后曲线下降速率突然增大, 同时结合文献[22, 24]的研究结论, 认为 C 点为岩样裂纹宏观贯通点。分析图 5 曲线可知: 在一定裂隙倾角下, 裂隙试件峰值强度与其所对应的应变均随着试件高宽比的增加而减小, 而其峰前曲线上升斜率与峰后曲线下降斜率均随着高宽比的增加而增加, 说明随着试件高宽比的增加, 裂隙试件的单轴抗压能力减小, 但峰前弹性模量呈现增加趋势, 并且在达到峰值强度后的破坏更具有突然性, 即试件的峰后脆性增强。

图 6 为一定高宽比条件下, 裂隙岩样与完整岩样的峰值强度。从图中可以看出, 单轴压缩条件下, 完

整岩样的峰值强度最大, 裂隙倾角减弱了岩石试件的抗压能力, 且倾角越大裂隙岩石的抗压能力越大。这是因为倾角较小时, 岩样的峰值强度主要由裂隙剪切面的摩擦力提供, 而裂隙倾角较大时, 岩样的强度主要依赖岩石本身强度, 裂隙倾角弱化了岩石的整体强度。

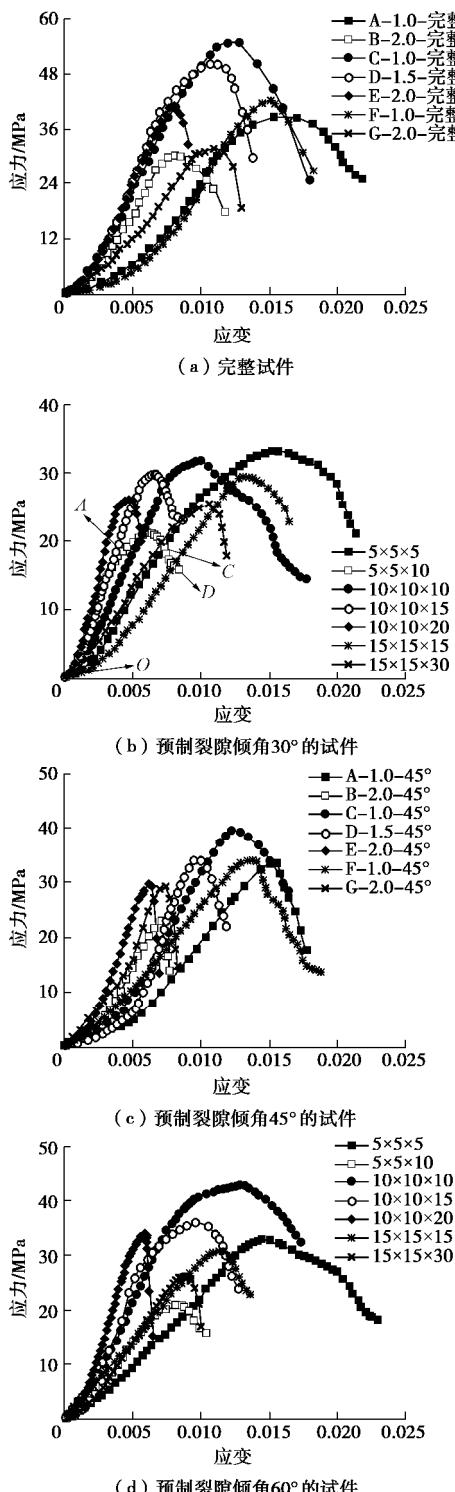


图 5 不同岩样的应力应变曲线

Fig. 5 Stress-strain relationship curves of rock samples

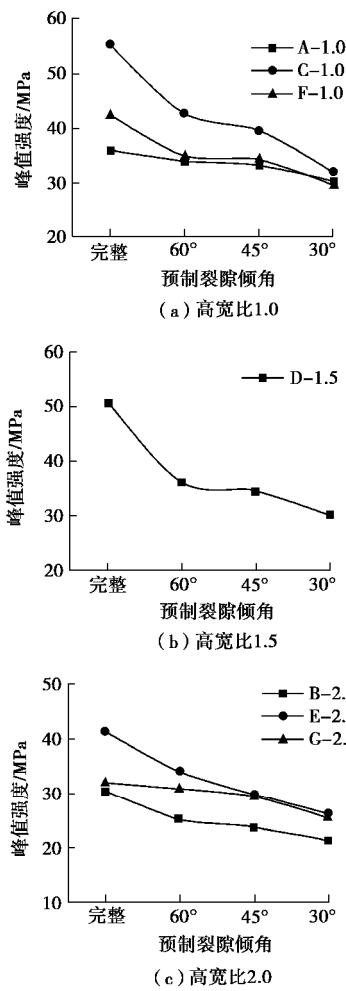


图 6 一定高宽比条件下不同倾角裂隙岩样的峰值强度曲线

Fig. 6 Curves of peak intensity of fractured rock with different depth-width ratios

2.2 裂隙岩石裂纹扩展过程

由于篇幅有限, 本文以裂隙倾角为 30° 岩样 B(尺寸为 5 cm×5 cm×10 cm) 的光弹性试验结果分析裂隙岩石裂纹损伤—扩展—贯通—失稳过程。由应力 - 光性定律得到岩样裂隙开始损伤扩展时的条纹级数与岩样破坏时的条纹级数^[25] :

$$N_{\max} = \frac{2(1+n_u)h_c}{\left[1 + \frac{h_c E_c (1+n_u)}{h_u E_u (1+n_c)}\right] f_e} n_u e \quad (1)$$

式中 h_c 、 E_c 、 n_c 分别为光弹性贴片的厚度、弹性模量、泊松比; h_u 、 E_u 、 n_u 分别为岩样的高度、弹性模量、泊松比, 根据试验 $E_u = 5.12$ GPa, $n_u = 0.18$; f_e 为光弹性贴片的材料应变条纹值。

当 e 为应力 - 应变曲线 A 点所对应的应变时得到裂隙开始损伤扩展时的条纹级数为

$$N_{\max 1} = \frac{2(1+n_u)h_c}{\left[1 + \frac{h_c E_c (1+n_u)}{h_u E_u (1+n_c)}\right] f_e} n_u e_A =$$

$$\begin{aligned} & \frac{2 \times (1+0.18) \times 0.32 \times 0.18}{\left[1 + \frac{0.32 \times 2.482(1+0.18)}{5 \times 5.12(1+0.38)}\right] \times 7.10 \times 10^{-4}} \times 0.00413 \\ & = 0.776 \quad . \end{aligned} \quad (2)$$

当 e 为应力 - 应变曲线 C 点所对应的应变时得到试件裂隙贯通时的条纹级数为

$$\begin{aligned} N_{\max 2} &= \frac{2(1+n_u)h_c}{\left[1 + \frac{h_c E_c(1+n_u)}{h_u E_u(1+n_c)}\right] f_e} n_u e_c = \\ & \frac{2 \times (1+0.18) \times 0.32 \times 0.18}{\left[1 + \frac{0.32 \times 2.482(1+0.18)}{5 \times 5.12(1+0.38)}\right] \times 7.10 \times 10^{-4}} \times 0.00729 \\ & = 1.37 \quad . \end{aligned} \quad (3)$$

由光弹性仪彩色序列知^[25], 当彩色条纹级数 $N_{\max 1} = 0.776$ 时, 其所对应的颜色介于白色 ($N=0.45$) 和橙黄色 ($N=0.79$) 之间; 当彩色条纹级数 $N_{\max 2} = 1.37$ 时, 其所对应的颜色介于蓝绿色 ($N=1.2$) 和绿黄色 ($N=1.38$) 之间。因此, 当贴片上的颜色由白色变为橙黄色时, 裂隙开始损伤扩展, 当贴片上的颜色由蓝变为绿黄时, 试件裂隙贯通。当贴片上的颜色呈现出贴片原有的银色时, 试件完全破坏。试件裂纹损伤—

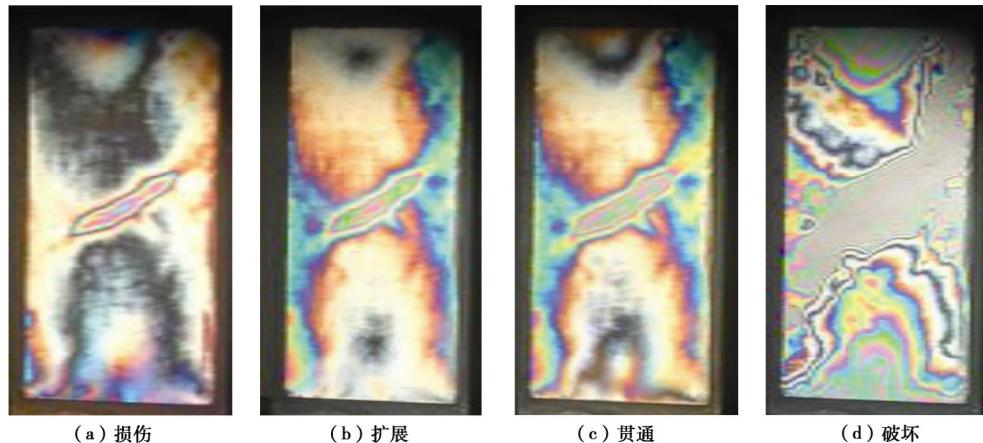


图 7 岩样裂隙扩展—贯通—破坏过程的光弹性显示

Fig. 7 Crack propagation-coalescence-failure process of rock samples shown in photoelastic coating

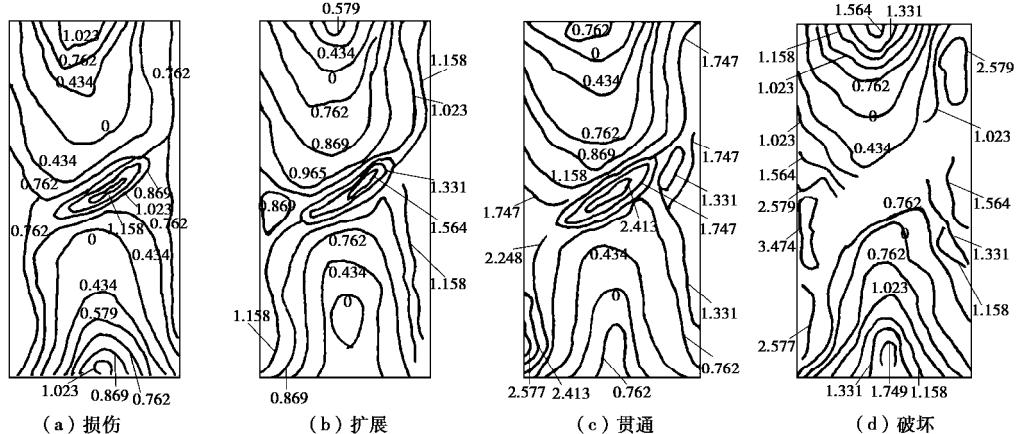


图 8 裂隙扩展破坏过程试件表面的主应变场/ 10^{-3}

Fig. 8 Distribution of principal strain of sample surface in crack propagation-coalescence-failure process/ 10^{-3}

扩展—破坏过程的光弹性显示如图 7 所示, 图中不同的颜色代表试件表面不同的应力应变, 即不同的损伤破坏程度, 图 7 (a) 对应应力应变曲线中的 A 点, 图 7 (c) 对应应力应变曲线中的 C 点, 图 7 (b) 为应力应变曲线 AC 之间损伤扩展的某一点, 图 7 (d) 为试件裂纹宏观贯通后迅速破坏的失稳状态。

当光弹性贴片黏结在试件表面时, 试件的表面应力应变即通过胶黏剂传递给贴片, 忽略贴片厚度的影响, 由光学 - 应力定律得^[25]

$$e_{u1} - e_{u2} = \frac{1}{C_1} (e_{c1} - e_{c2}) = \left[1 + \frac{h_c E_c(1+n_u)}{h_u E_u(1+n_c)}\right] \frac{Nf_e}{2h_c} \quad . \quad (4)$$

单轴压缩条件下:

$$e_1 = \left[1 + \frac{h_c E_c(1+n_u)}{h_u E_u(1+n_c)}\right] \frac{Nf_e}{2h_c(1+n_u)} \quad , \quad (5)$$

$$s_1 = E_u e_1 = \left[1 + \frac{h_c E_c(1+n_u)}{h_u E_u(1+n_c)}\right] \frac{E_u Nf_e}{2h_c(1+n_u)} \quad . \quad (6)$$

由此计算得到单轴压缩条件下岩样裂隙扩展破坏过程中的主应变差与主应力差变化示意图, 如图 8, 9 所示。

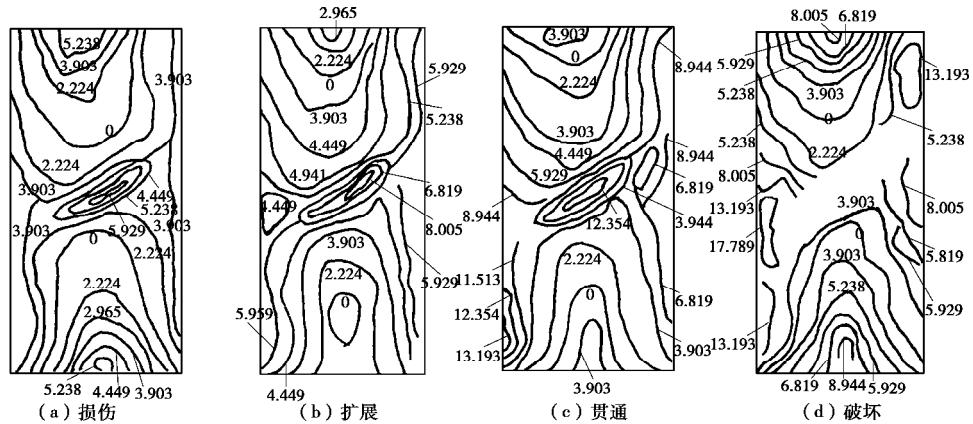


图 9 裂隙扩展破坏过程试件表面的主应力场

Fig. 9 Distribution of principal stress of sample surface in crack propagation-coalescence-failure process

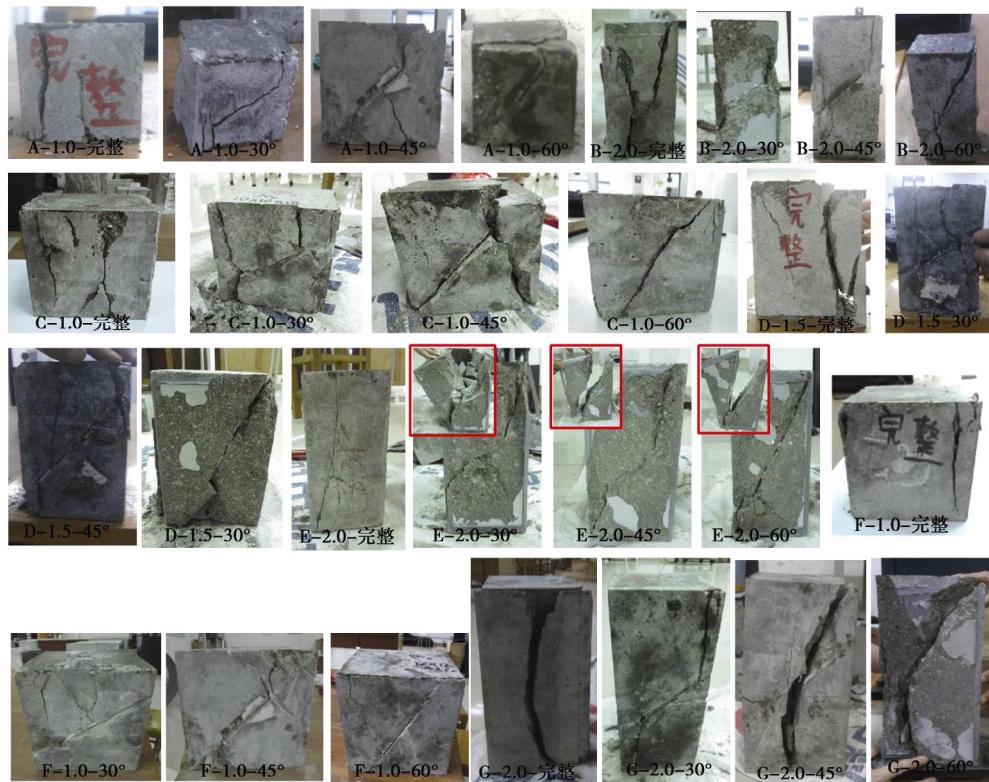


图 10 不同岩样的破坏模式

Fig. 10 Failure modes of rock samples

从图 8, 9 的“损伤”、“扩展”中可以看出最大应变与应力分布在预制裂纹中心, 损伤首先从预制裂纹处发生, 随着加载的不断进行, 最大应变与应力的位置转变为裂纹的两端, 裂纹进入扩展阶段, 在此过程中裂纹逐渐向平行于轴向加载方向发展。对于“(b) 扩展”图中试件端部应力出现的减小现象是因为裂纹损伤开始扩展时应力重分布引起的。图“贯通”中裂隙中心及两端应变与应力继续增加, 裂隙向试件上下两端延伸到试件端部, 裂纹贯通。图“破坏”中裂隙贯通方向的应力应变迅速增加, 以裂隙为中心出现宏观断裂, 同时试件两端的应变值显著增加, 试块端部

出现破坏, 预制裂隙中心带光弹性显示失效, 试件失稳破坏。

2.3 不同尺寸与裂隙倾角的岩石失稳形态

试验岩样单轴压缩条件下的最终破坏模式如图 10 所示。从图 10 中可以看出, 不同尺寸的完整试件均呈现劈裂破坏, 高宽比越大劈裂特征越明显。高宽比小于为 1.0 或 1.5 时, 完整岩石试件轴向出现多条劈裂线, 试件表面及边缘被压裂剥落。裂隙试件的尺寸与裂隙倾角共同影响裂纹贯通破坏模式: 倾角越大, 高宽比对破坏模式的影响呈减小趋势。裂隙倾角为 30°, 45° 时, 随着高宽比的增大劈裂作用越显著; 裂隙倾

角为 60° 时, 试件的最终破坏模式基本不受高宽比影响, 均发生沿预制裂隙面的剪切破坏。当高宽比一定时, 随着裂隙倾角的增加破坏模式由劈裂变为剪切破坏。裂隙倾角为 30° , 45° 的试件为劈裂和剪切破坏混合模式; 裂隙倾角为 60° 的试件主要沿预制裂隙面破坏, 试件破碎为两块, 在已破坏的试件中能清晰地看到破坏面摩擦的痕迹, 此时岩石强度主要为裂隙面强度。

3 结 论

通过开展不同试件尺寸与裂隙倾角的光弹性试验, 分析研究了压缩条件下岩石裂隙损伤扩展破坏特性, 得到以下 4 点主要结论。

(1) 裂隙岩石单轴压缩的应力 - 应变曲线的变化形状与完整岩石相似, 均分为 3 个阶段, 分别为弹塑性变形阶段、软化阶段、残余阶段。但裂隙岩石应力应变曲线峰后软化阶段的斜率比完整岩石试件的大, 且出现了斜率变化明显的转折点, 此时岩石裂隙贯通。

(2) 试件尺寸影响裂隙岩石的强度, 随着试件高宽比的增加, 裂隙岩石的峰前弹性模量呈现增加趋势, 但单轴抗压强度减小。在一定倾角范围内, 裂隙岩石试件的峰值强度随着裂隙倾角的减小而减小, 裂隙岩石试件峰后曲线下降速度随着裂隙倾角与高宽比的增加而增大, 即岩石的破坏随着裂隙倾角与高宽比的增加越来越突然, 脆性越来越显著。

(3) 利用光弹性贴片直观形象地观察到裂隙岩石破坏失稳的全过程, 基于光学 - 应力定律得到裂隙岩石损伤破坏过程中试件表面的全场应力应变, 分析了裂隙岩石损伤贯通失稳的全场应力应变演化过程。

(4) 裂隙倾角与试件尺寸共同决定了岩石的破坏模式, 裂隙倾角为 30° , 45° 的试件为劈裂和剪切破坏混合模式; 裂隙倾角为 60° 的试件主要为剪切滑移破坏。高宽比对裂隙岩石破坏模式的影响较复杂, 裂隙倾角为 30° , 45° 时, 随着高宽比的增大劈裂作用越显著, 裂隙倾角为 60° 时, 其最终破坏模式基本不受高宽比影响。

参 考 文 献:

- [1] 周磊, 朱哲明, 刘邦. 隧道周边不同位置径向裂纹对隧道围岩稳定性影响规律的研究[J]. 岩土工程学报, 2016, 38(7): 1230 - 1237. (ZHOU Lei, ZHU Zhe-ming, LIU Bang. Influence of radial cracks on stability of surrounding rocks at different locations around tunnel[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, 38(7): 1230 - 1237. (in Chinese))
- [2] 岑夺丰, 黄达, 黄润秋. 岩质边坡断续裂隙阶梯状滑移模式及稳定性计算[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(4): 695 - 706. (CEN Duo-feng, HUANG Da, HUANG Run-qiu. Step-path failure mode and stability calculation of jointed rock slopes[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, 36(4): 695 - 706. (in Chinese))
- [3] DYSKIN A V, GERMANOVICH L N, USTINOV K B. A 3-D model of wing crack growth and interaction[J]. Engineering Fracture Mechanics, 1999, 63(1): 81 - 110.
- [4] DYSKIN A V, SAHOURYEH E, JEWELL R J, et al. Influence of shape and locations of initial 3-D cracks on their growth in uniaxial compression[J]. Engineering Fracture Mechanics, 2003, 70(15): 2115 - 2136.
- [5] LEE H, JEON S. An experimental and numerical study of fracture coalescence in pre-cracked specimens under uniaxial compression[J]. International Journal of Solids and Structures, 2011, 48(6): 979 - 999.
- [6] 蒲成志, 曹平, 赵延林, 等. 单轴压缩下多裂隙类岩石材料强度试验与数值分析[J]. 岩土力学, 2010, 31(11): 3661 - 3666. (PU Cheng-zhi, CAO Ping, ZHAO Yan-lin, et al. Numerical analysis and strength experiment of rock-like materials with multi-fissures under uniaxial compression[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(11): 3661 - 3666. (in Chinese))
- [7] MANOUCHEHRIAN A, SHARIFZADEH M, MARJI M F, et al. A bonded particle model for analysis of the flaw orientation effect on crack propagation mechanism in brittle materials under compression[J]. Archives of Civil and Mechanical Engineering, 2014, 14(1): 40 - 52.
- [8] 黄彦华, 杨圣奇. 断续裂隙类岩石材料三轴压缩力学特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2016, 28(7): 1212 - 1220. (HUANG Yan-hua, YANG Sheng-qi. Experimental study on mechanical behavior of rock-like materials containing pre-existing intermittent fissures under triaxial compression[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, 28(7): 1212 - 1220. (in Chinese))
- [9] 陈新, 廖志红, 李德建. 节理倾角及连通率对岩体强度、变形影响的单轴压缩试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, 30(4): 781 - 789. (CHEN Xin, LIAO Zhi-hong, LI De-jian. Experimental study of effects of joint inclination angle and connectivity rate on strength and deformation properties of rock masses under uniaxial compression[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, 30(4): 781 - 789. (in Chinese))
- [10] 杨洁, 荣冠, 程龙, 等. 节理峰值抗剪强度试验研

- 究[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, **34**(5): 884 - 894. (YANG Jie, RONG Guan, CHENG Long, et al. Experimental study of peak shear strength of rock joints[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, **34**(5): 884 - 894. (in Chinese))
- [11] 刘 欣, 刘爱华, 李夕兵. 充填柱状节理类岩石材料的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, **3**(4): 772 - 777. (LIU Xin, LIU Ai-hua, LI Xi-bing. Experimental study of columnar jointed sandstone-like material with preset filling[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, **3**(4): 772 - 777. (in Chinese))
- [12] 袁小清, 刘红岩, 刘京平. 非贯通裂隙岩体三维复合损伤本构模型[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(1): 91 - 99. (YUAN Xiao-qing, LIU Hong-yan, LIU Jing-ping. 3-D constitutive model for rock masses with non-persistent joints based on compound damage[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(1): 91 - 99. (in Chinese))
- [13] 孙熙震, 李杨杨, 江 宁, 等. 类岩石材料三维裂纹传播规律试验研究[J]. 岩土力学, 2016, **37**(4): 965 - 972, 980. (SUN Xi-zhen, LI Yang-yang, JIANG Ning, et al. Experimental study of 3D crack propagation characteristics in rock-like materials[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, **37**(4): 965 - 972, 980. (in Chinese))
- [14] 柴红保, 曹 平, 赵延林, 等. 裂隙岩体损伤演化本构模型的实现及应用[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(7): 1047 - 1053. (CHAI Hong-bao, CAO Ping, ZHAO Yan-lin, et al. Implementation and application of constitutive model for damage evolution of fractured rock mass[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(7): 1047 - 1053. (in Chinese))
- [15] 杨圣奇, 苏承东, 徐卫亚. 岩石材料尺寸效应的试验和理论研究[J]. 工程力学, 2005, **22**(4): 112 - 118. (YANG Sheng-qi, SU Cheng-dong, XU Wei-ya. Experimental and theoretical study of size effect of rock material[J]. Engineering Mechanics, 2005, **22**(4): 112 - 118. (in Chinese))
- [16] 王青元, 朱万成, 刘洪磊, 等. 单轴压缩下绿砂岩长期强度的尺寸效应研究[J]. 岩土力学, 2016, **37**(4): 981 - 990. (WANG Qing-yuan, ZHU Wan-cheng, LIU Hong-lei, et al. Size effect of long-term strength of sandstone under uniaxial compression[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, **37**(4): 981 - 990. (in Chinese))
- [17] 靖洪文, 苏海健, 杨大林, 等. 损伤岩样强度衰减规律及其尺寸效应研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, **31**(3): 543 - 549. (JING Hong-wen, SU Hai-jian, YANG Da-lin, et al. Study of strength degradation law of damaged rock sample and its size effect[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, **31**(3): 543 - 549. (in Chinese))
- [18] 梁昌玉, 李 晓, 吴树仁. 中低应变率加载条件下花岗岩尺寸效应的能量特征研究[J]. 岩土力学, 2016, **37**(12): 3472 - 3480. (LIANG Chang-yu, LI Xiao, WU Shu-ren. Research on energy characteristics of size effect of granite under low/intermediate strain rates[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, **37**(12): 3472 - 3480. (in Chinese))
- [19] 董 伟, 何化南, 吴智敏, 等. 光弹性贴片法研究混凝土 I - II 复合型裂缝扩展过程[J]. 工程力学, 2010, **27**(9): 41 - 48. (DONG Wei, HE Hua-nan, WU Zhi-min, et al. Experimental investigation on double-K fracture parameters for small size specimens in concrete[J]. Engineering Mechanics, 2010, **27**(9): 41 - 48. (in Chinese))
- [20] 范亚楠, 毛灵涛, 周 凯. 含预制裂纹岩石断裂的光弹性贴片法研究[C]// 北京: 北京力学会出版社, 2012. (FAN Ya-nan, MAO Ling-tao, ZHOU Kai. Photoelastic experimental investigation on fracture parameters in fissured rock[C]// Beijing: Beijing Society of Theoretical and Applied Mechanics Press, 2012. (in Chinese))
- [21] NOWAK T P, JANKOWSKI L J, JASIENKO J. Application of photoelastic coating technique in tests of solid wooden beams reinforced with CFRP strips[J]. Archives of Civil and Mechanical Engineering, 2010, **10**(2): 53 - 66.
- [22] 平 洋. 峰后岩体宏观破裂过程数值模拟方法及应用研究[D]. 济南: 山东大学, 2015. (PING Yang. Numerical simulation method of macro-mesoscopic failure process of post-peak rock mass and its application[D]. Jinan: Shandong University, 2015. (in Chinese))
- [23] SINAIE S, HEIDARPOUR A, ZHAO X L. Effect of size on the response of cylindrical concrete samples under cyclic loading[J]. Construction and Building Materials, 2015, **84**(6): 399 - 408.
- [24] TARASOV B, POTVIN Y. Universal criteria for rock brittleness estimation under triaxial compression universal criteria for rock brittleness estimation under triaxial compression[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 2013, **59**: 57 - 69.
- [25] 赞德曼 F, 雷德诺 S, 戴利 J W. 光弹性贴片法[M]. 北京: 机械工业出版社, 1978. (ZANDMAN F, REDNER S, DALY J W. The photo-elastic coating method[M]. Beijing: China Machine Press, 1978. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201803024

一种用于计算 JRC 的节理面起伏形态表征方法

赵志鹏¹, 马 明¹, 王 刚^{*1, 2}, 王 珂¹

(1. 山东省土木工程防灾减灾重点实验室(山东科技大学), 山东 青岛 266590; 2. 山东科技大学矿山灾害预防控制省部共建国家重点实验室培育基地, 山东 青岛 266590)

摘要: 通过间隔取样的方式将 Barton 所提出的十条标准 JRC 曲线离散化, 获取其离散数据点后尝试不同的函数形式对离散数据点进行拟合, 探求能够描述节理面剖面线起伏形态的函数表达式。在获取节理剖面线的近似函数表达式后用其计算标准 JRC 曲线的节理参数。分析对比拟合结果与节理参数计算结果发现: 节理面剖面线具有较强的三角函数特性, 利用正弦函数逼近获取的近似函数表达式在形态上可以很好地表征节理面的起伏情况, 并可以近似代替节理曲线对 JRC 值进行计算, 其结果相比较于通过离散点得到的计算结果更为精确。这也为进一步利用 JRC-JCS 模型准确计算节理面剪切强度奠定了基础。

关键词: 岩石力学; 岩石节理; JRC; 剪切强度; 离散间距

中图分类号: TU431 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2018)03-0576-07

作者简介: 赵志鹏(1992-), 男, 硕士研究生, 山东莱芜人, 主要从事岩石力学与工程方面的科研工作。E-mail: 9946030@qq.com.

New method of joint surface morphology for calculating JRC

ZHAO Zhi-peng¹, MA Ming¹, WANG Gang^{1, 2}, WANG Ke¹

(1. Shandong Provincial Key Laboratory of Civil Engineering Disaster Prevention and Mitigation, Shandong University of Science and Technology, Qingdao 266590, China; 2. State Key Laboratory of Mining Disaster Prevention and Control Co-founded by Shandong Province and the Ministry of Science and Technology, Shandong University of Science and Technology, Qingdao 266590, China)

Abstract: In order to explore the expression that well describes the fluctuations of the section line of joints, ten typical JRC curves proposed by Barton are discretized by using the interval sampling, and then the discrete data points are fitted by different functions. The expression obtained from the fitting of the data is used to calculate the joint parameters of the standard JRC curve. Comparison between the results of the fitting and the calculated values of the joint parameters shows that the section line of the joint conforms to the trigonometric function. The approximate function obtained by the sine function approximation can well characterize the fluctuation of the joint. The values of JRC calculated by the approximate joint curve replaced by the sine approximate function are more accurate than those obtained by using the discrete points. This also makes it possible to accurately estimate the joint shear strength by using the JRC-JCS model.

Key words: rock mechanics; rock joint; JRC; shear strength; sampling interval

0 引言

在人们赖以生存的自然界中, 存在着大量的天然岩体, 人类在生存发展过程中不可避免地需要对各类岩体进行改造。而天然岩体中大量存在的节理面是影响岩体物理力学性质的重要因素, 探究节理面对岩石强度的影响规律对岩土工程技术的发展具有重要意义。而节理面粗糙度与节理面剪切强度息息相关。这就需要对节理面粗糙度系数 JRC 进行合理有效地计算。

为了测量岩石节理面的粗糙度系数 JRC, 首先应获取节理面的表面轮廓形态。从 Barton 等^[1-2]提出可

以对比测量节理面粗糙度系数的十条标准 JRC 曲线以及估算节理面剪切强度的 JRC-JCS 模型以来, 已经发展出多种方法来测量与计算节理面粗糙度系数^[3-9]。Gadelmawla 等^[10]列举了描述节理面形态的 59 个参数; Tse 等^[3]研究了 11 个节理参数与 JRC 值的关系; Li 等^[11]对众多节理参数的符号进行了规范化并优化了各节理参数与粗糙度系数 JRC 之间的计算公式; 部

基金项目: 国家自然科学基金面上项目(51479108, 51379117); 中国博士后科学基金面上项目(2015M580599)

收稿日期: 2017-05-25

*通讯作者 (wanggang1110@gmail.com)

分学者^[14-17]将分形理论引进到岩石力学中用来评价 JRC 的大小并取得了较好的成果。

但现有的计算方法计算节理参数时均依赖于一定离散间距的离散点进行计算。孙辅庭等^[12]探索了部分节理参数与离散间距之间的关系,发现节理参数与离散间距呈现一定的幂函数关系,并尝试建立了独立于离散间距的 JRC 计算方法。部分学者虽然提出了积分形式的节理参数计算公式,但由于天然岩石节理面的复杂性与多样性,并不能给出节理剖面线的函数表达式。因此在使用时只能将其简化成基于离散点的计算形式。

而在实验室或者工程现场条件下获取的节理面剖面线离散点,离散间距不一,造成最终的计算结果存在较大偏差。为了消除离散间距对节理参数的影响,这就需要对节理剖面线进行函数化的表征,在得出合理的节理剖面线函数表达式后,再用其代替节理面剖面线来进行节理参数的计算,从而消除离散间距对计算结果的影响。

本文将对以 Barton 所提出的十条标准 JRC 曲线为代表的节理剖面线进行研究,探究可以适用于复杂节理曲线的节理面 JRC 值计算方法。由于 Barton 所提出的十条标准 JRC 曲线均来源于复杂的天然节理面,因此,可以认为对于十条标准 JRC 曲线所适用的计算方法,对于天然岩体节理面同样是适用的。

首先将十条标准 JRC 曲线按照一定的离散间距进行离散,然后尝试不同的拟合方式对离散点进行拟合,探究节理剖面线起伏形态的函数表达式。进而利用节理剖面线的函数表达式对节理参数进行计算,与基于离散点的计算结果对比,探究其节理参数计算结果与 JRC 值的关系。

1 节理面剖面线离散数据点拟合

1.1 离散数据点的获取

选取 Barton 所提出的十条标准 JRC 曲线作为研究对象,以其中区分度较高的第 6, 8 条曲线为代表,研究各拟合方法对离散点的拟合情况。

首先利用 CAD 软件分割取样^[12],用一定的取样间隔将十条标准 JRC 曲线进行离散化,获得标准 JRC 曲线的离散点图。由于 Barton 所提出的十条标准 JRC 曲线在取样时选取的取样间隔为 0.5 mm,而在计算中发现当取样间隔大于 1 mm 时又会产生较大误差,因此取样间隔适宜在 0.5~1 mm 内选取。然后对 10 条标准 JRC 曲线进行拟合,获取其拟合曲线。

这里,选取以第 6, 8 条曲线为代表的散点图进行对比分析,见图 1。

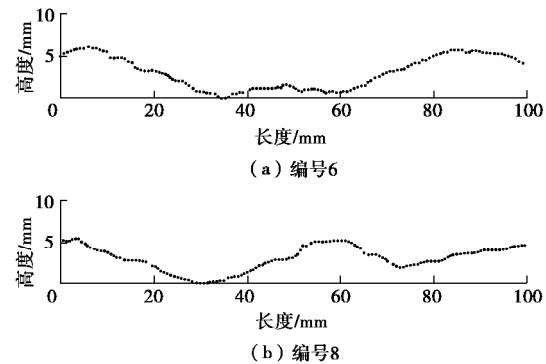


图 1 标准 JRC 剖面线离散点图

Fig. 1 Scattered points of typical JRC profiles

1.2 离散数据点的拟合

为了获取连续的节理剖面线函数表达式,分别对 10 条标准 JRC 曲线的离散数据点进行拟合。并分别尝试指数逼近、傅里叶级数逼近、高斯逼近、多项式逼近、正弦曲线逼近对数据点进行拟合,使用计算机辅助计算获取其拟合函数。

在离散点数量不变的情况下,通过提高拟合项数来提高逼近精度。但在拟合项数达到 10 以后,计算精度变化开始趋于稳定,且随着项数的增大,其计算速度会有所减慢,因此一般考虑项数在 10 以下的拟合。考虑计算速度与精确性,对拟合项数进行选取,见表 1, 2。

表 1 各拟合方式不同项数的决定系数(曲线 6)

Table 1 Coefficients of determination of different numbers of different fitting methods (Curve No. 6)

项数	拟合方式				
	指数逼近	傅里叶级数逼近	高斯逼近	多项式逼近	正弦曲线逼近
1	0.0286	0.9260		0.0143	0.0142
2	0.7492	0.9436	0.9582	0.7870	0.9364
3		0.9826	0.9736	0.8425	0.9834
4		0.9842	0.9594	0.9436	0.9927
5		0.9931	0.9704	0.9436	0.9929
6		0.9949	0.9790	0.9603	0.9949
7		0.9954	0.9744	0.9679	0.9962
8		0.9957	0.9962	0.9760	0.9966
9				0.9769	

表 2 各拟合方式不同项数的决定系数(曲线 8)

Table 2 Coefficients of determination of different numbers of different fitting methods (Curve No. 8)

项数	拟合方式				
	指数逼近	傅里叶级数逼近	高斯逼近	多项式逼近	正弦曲线逼近
1	0.0590	0.6186	0.0590	0.0488	0.0486
2	0.4083	0.9346	0.5573	0.2118	0.4286
3		0.9572	0.9658	0.4395	0.9423
4		0.9676	0.6172	0.6050	0.9653
5		0.9814	0.9792	0.7249	0.9834
6		0.9833	0.9803	0.8619	0.9858
7		0.9836	0.9799	0.9161	0.9860
8		0.9841	0.9735	0.9351	0.9883
9				0.9657	

以编号 6 与编号 8 为代表的各拟合函数基本形式及拟合图像如下:

(1) 指数逼近, 其基本形式为

$$y = ae^{bx} + ce^{dx}, \quad (1)$$

采用二项指数形式(见图 2), 其中 a, b, c, d 均为常数项。

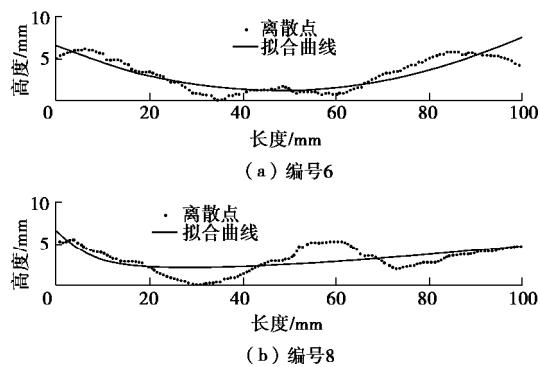


图 2 指数逼近拟合曲线

Fig. 2 Fitted curve of exponential

(2) 傅里叶级数逼近, 其基本形式为

$$y = a_0 + \sum_{i=1}^n a_i \cos(nwx) + b_i \sin(nwx), \quad (2)$$

采用 8 项傅里叶级数的形式(见图 3), 其中 a 为基于 $i=0$ 的余弦常数, w 为基本频率, n 为项数。该方法将一系列正弦与余弦函数相加, 因此该方法具有较强的周期性。

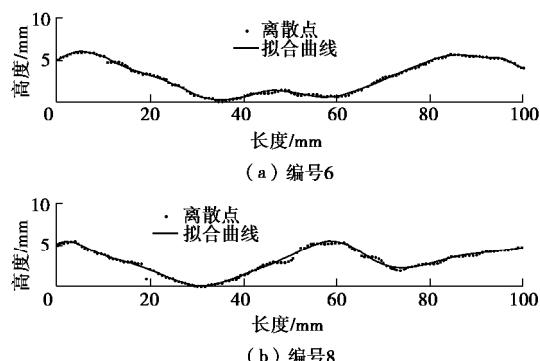


图 3 傅里叶级数逼近拟合曲线

Fig. 3 Fitting curves of Fourier method

(3) 高斯逼近, 其基本形式为

$$y = \sum_{i=1}^n a_i e^{-\left(\frac{x-b_i}{c_i}\right)^2}, \quad (3)$$

其中, a 为振幅, b 为形心位置, c 为相关峰宽, n 为拟合峰数, 这里采用有 8 个峰的 8 项高斯逼近(见图 4)。

(4) 多项式逼近, 其基本形式为

$$y = \sum_{i=1}^{n+1} p_i x^{n+1-i}, \quad (4)$$

采用 9 次多项式逼近(见图 5), 其中 p_i 为常数项, n 为多项式次数。

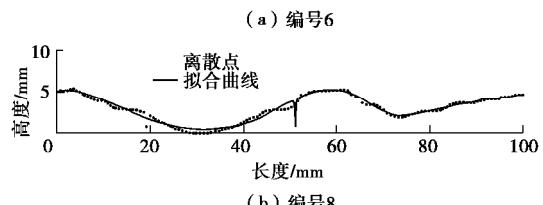
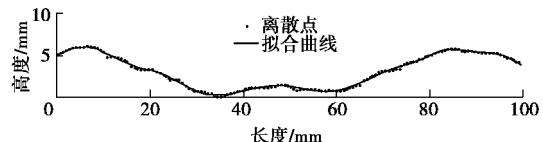


图 4 高斯逼近拟合曲线

Fig. 4 Fitting curves of Gaussian method

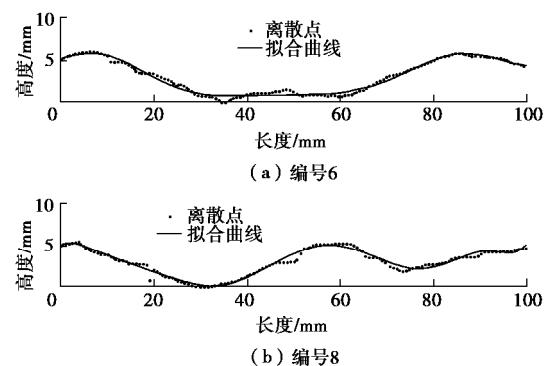


图 5 多项式逼近拟合曲线

Fig. 5 Fitting curves of polynomial method

(5) 正弦曲线逼近, 其基本形式为

$$y = \sum_{i=1}^n a_i \sin(b_i x + c_i), \quad (5)$$

采用 8 项正弦函数逼近(见图 6), 其中 a 为振幅, b 为频率, c 为相位常数, n 为正弦函数项数。

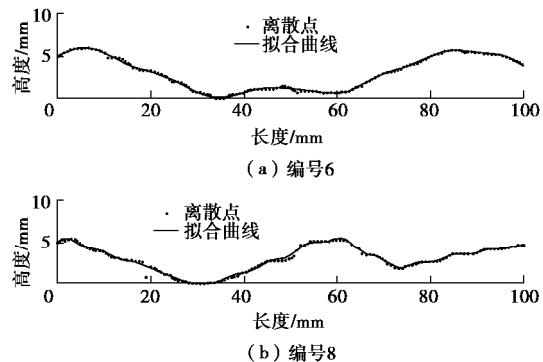


图 6 正弦曲线逼近拟合曲线

Fig. 6 Fitting curves of sum of sine function

对各方法的拟合结果进行分析, 其决定系数 R^2 见表 3。

表 3 各拟合方式决定系数

Table 3 Coefficients of determination by different fitting methods

编号	指数逼近	拟合方式及其决定系数 R^2			
		傅里叶逼近	高斯逼近	多项式逼近	正弦曲线逼近
1	0.0858	0.8616	0.6867	0.7286	0.8945
2	0.7332	0.9394	0.9555	0.8902	0.9486
3	0.2062	0.9126	0.7921	0.7273	0.9281
4	0.6280	0.9197	0.8603	0.8080	0.9420
5	0.6608	0.9807	0.9806	0.9464	0.9866
6	0.7492	0.9957	0.9962	0.9769	0.9966
7	0.6649	0.9892	0.9274	0.9321	0.9953
8	0.4083	0.9841	0.9735	0.9657	0.9883
9	0.7003	0.9814	0.9465	0.9000	0.9847
10	0.2892	0.9227	0.9538	0.6866	0.9470

通过对对比分析拟合曲线与其对应的决定系数 R^2 可以发现, 指数逼近、多项式逼近两种方法的拟合度较低且不稳定, 当 JRC 曲线的起伏趋于复杂化时, 其拟合程度显著降低。多项式逼近的拟合曲线虽然与离散数据点的走向较为一致, 但在对描述节理面粗糙度有关键性影响的细节起伏方面相关性较差。两种方法明显的不适合来描述节理面的起伏情况。但是, 指数

逼近的拟合函数形式较为简洁明了, 在对精度要求不高或只是用来分级确定节理面粗糙度的时候可适当考虑使用。

傅里叶逼近与高斯逼近的拟合度相对较高且拟合曲线与原节理面剖面线的相似度相对较高。但这两种方法在节理面剖面线起伏程度变化较大时, 拟合度开始出现较为明显的下降, 而且其拟合公式过于复杂。分析图 4 (b) 可知, 基于高斯逼近的拟合曲线, 在局部变化较大时, 会出现局部曲线的严重偏移, 因此不适合描述节理曲线的起伏情况。

用正弦曲线逼近对节理面剖面线进行拟合的拟合效果相对较好。且该方法的拟合稳定性较好, 随着节理面剖面线趋于复杂化, JRC 的提高, 其拟合度降低幅度较小, 具有较好的适用性。且其拟合公式相对傅里叶逼近、高斯逼近等方法都较为简洁, 便于后续的分析计算。

综上所述, 选取正弦函数逼近的方式来对节理面剖面线离散数据点进行拟合。求得其拟合函数, 各曲线拟合函数表达式的各项系数见表 4。

表 4 标准 JRC 曲线正弦函数拟合结果

Table 4 Fitting results of typical JRC profiles by sum of sine function

系数	标准 JRC 曲线编号									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
R^2	0.8945	0.9486	0.9281	0.9420	0.9866	0.9966	0.9953	0.9883	0.9847	0.9470
a_1	1.0880	2.8650	1.2920	1.9080	3.6360	4.2340	4.9170	5.3630	9.3070	6.7400
b_1	0.0411	0.0467	0.0335	0.0242	0.0329	0.0266	0.0276	0.0363	0.0396	0.0415
c_1	-0.4813	-0.9842	-0.0675	0.5666	-0.2963	-0.0453	-0.2404	-0.4908	-0.8047	-0.6765
a_2	0.6285	2.2820	0.3249	0.8042	0.9758	3.4780	3.7550	4.0660	6.6660	3.9710
b_2	0.0757	0.0859	0.1347	0.0508	0.1418	0.0611	0.1038	0.0727	0.0689	0.0665
c_2	0.8015	0.2481	0.5786	2.0180	0.9948	1.4640	0.1570	0.9654	0.8798	1.3140
a_3	0.1319	1.8280	0.2650	0.3911	0.7804	0.9519	2.5210	3.2130	3.9520	3.0580
b_3	0.2090	0.1313	0.0610	0.1312	0.2963	0.0958	0.1168	0.1133	0.0920	0.2268
c_3	0.4137	1.0430	2.3700	-0.0935	2.3360	1.1340	2.2770	1.6510	2.5630	0.1755
a_4	0.0761	0.9801	0.8955	0.2070	0.4451	0.9297	2.1980	0.6982	0.8146	9.4340
b_4	0.2123	0.1550	0.4315	0.3543	0.1801	0.1603	0.3107	0.2271	0.2475	0.3808
c_4	1.7630	2.8140	-0.9315	-1.4800	2.7680	0.4856	2.1180	1.1940	0.5084	-4.4990
a_5	0.1997	0.0428	2.9580	0.1132	0.5892	1.7440	0.2100	0.3022	0.6722	2.6060
b_5	0.1420	0.2651	0.4602	0.2594	0.2874	0.2931	0.4248	0.3067	0.3269	0.2456
c_5	-0.3340	-1.1130	3.9960	0.3899	-0.7550	2.6730	-2.3840	1.9840	0.5709	2.1430
a_6	0.0359	0.5424	3.5500	0.0749	0.1157	1.9660	2.0940	0.1154	19.970	9.5730
b_6	0.3220	0.4709	0.4546	0.4422	0.5023	0.2895	0.3024	0.8346	0.5091	0.3835
c_6	-0.7865	3.4340	1.1050	-1.6940	1.1800	-0.1731	-0.4163	0.4047	-4.5930	-1.4940
a_7	0.0458	0.0404	0.0555	0.0990	0.1922	0.3689	0.1972	0.3562	0.3981	0.3246
b_7	0.6351	0.3713	0.2849	0.9294	0.3942	0.4559	0.6237	0.2542	0.4082	0.6410
c_7	-3.0840	-2.5330	-2.4110	1.5440	-1.7400	-3.8890	3.2920	-3.1790	0.7404	-2.5300
a_8	0.0591	0.5048	0.1538	0.1115	0.1117	0.3150	0.1728	0.1111	20.0400	0.1723
b_8	0.5141	0.4640	0.2215	0.5354	0.7889	0.4668	0.4832	0.7556	0.5096	0.4775
c_8	1.2460	-5.7020	-0.4923	1.0070	-0.4432	-1.0970	-2.5670	-0.8375	-1.4770	1.7460

2 节理参数与 JRC 相关性分析

2.1 节理参数的计算

众多学者的研究结果表明^[10-12], 在众多节理参数中, 均方根一阶导数 Z_2 与 JRC 之间具有较高的相关性, 因此选取均方根一阶导数 Z_2 作为指标对拟合曲线进行计算分析。

分别采用均方根一阶导数 Z_2 的离散形式与积分形式对节理面剖面线的离散点与拟合函数进行计算。

均方根一阶导数 Z_2 的离散形式为

$$Z_2 = \left[\frac{1}{L} \sum_{i=1}^{N-1} \frac{(y_{i+1} - y_i)^2}{x_{i+1} - x_i} \right]^{1/2}。 \quad (6)$$

积分形式为

$$Z_2 = \left[\frac{1}{L} \int_{x=0}^{x=L} \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 dx \right]^{1/2}。 \quad (7)$$

2.2 真实 JRC 值的获取与计算 JRC 值的对比

采用 Barton 等^[1-2]通过大量试验获取的 JRC 值作为标准 JRC 曲线的真实 JRC 值。选取 Li 等^[11]所列举的 Z_2 与 JRC 拟合公式, 分别计算通过离散点与拟合函数求得的 JRC 值。

分别使用表 5 中的公式 (1)、(2)、(3), 计算各曲线的 JRC 值, 然后将计算结果与真实 JRC 值平均差值的绝对值作为平均偏差值, 计算结果见表 6, 7。

表 5 基于均方根一阶导数的 JRC 计算公式

Table 5 Formulae for JRC based on root mean square of first deviation

公式编号	公式	R^2
(1)	$JRC = 64.28 \tan(Z_2) - 5.06$	0.969
(2)	$JRC = 64.22Z_2 - 2.31$	0.983
(3)	$JRC = 66.86 \tan(Z_2) - 2.57$	0.983

对比表 6, 7, 发现其平均偏差值具有较大差异。这是由于在利用离散数据点计算过程中, 忽略掉了两个离散点之间的节理曲线, 并且每一步计算的偏差值逐一累加, 在经过上百次甚至更多的累加之后, 其偏差值累加至一个相对而言十分不精确的值。而利用连续的拟合函数进行计算的过程, 实际上是一个计算积分的过程, 其每一步计算的误差趋于无限小, 并且有限制的考虑了完整的节理曲线。

对比基于节理面剖面线离散点与拟合函数的计算结果可知, 基于拟合函数计算出的节理曲线 JRC 值的偏差值, 介于 0.40~2.88 之间, 而基于离散点的计算结果则介于 2.13~13.79。利用拟合函数计算出的节理曲线 JRC 值偏差明显的小与离散点的计算结果。

表 6 基于离散数据点的 JRC 计算结果

Table 6 Calculated results of JRC based on scattered data points

曲线 编号	真实 JRC 值	公式 (1) 计算值	公式 (2) 计算值	公式 (3) 计算值	平均偏 差值
1	0.4	6.72	5.87	5.99	5.79
2	2.8	8.32	7.44	7.66	5.01
3	5.8	8.45	7.56	7.79	2.13
4	6.7	13.36	12.29	12.89	6.15
5	9.5	13.43	12.36	12.97	3.42
6	10.8	14.25	13.13	13.83	2.94
7	12.8	16.77	15.49	16.45	3.44
8	14.5	22.02	20.22	21.90	6.88
9	16.7	29.33	26.42	29.51	11.72
10	18.7	33.64	29.83	33.99	13.79

表 7 基于拟合函数的 JRC 计算值

Table 7 Calculated results of JRC based on fitting function

曲线 编号	真实 JRC 值	公式 (1) 计算值	公式 (2) 计算值	公式 (3) 计算值	平均偏 差值
1	0.4	1.58	0.78	0.65	0.60
2	2.8	2.10	1.29	1.18	1.28
3	5.8	3.48	2.67	2.62	2.88
4	6.7	5.56	4.73	4.79	1.67
5	9.5	7.48	6.62	6.78	2.54
6	10.8	10.10	9.17	9.51	1.21
7	12.8	12.75	11.71	12.26	0.56
8	14.5	14.60	13.46	14.18	0.42
9	16.7	17.47	16.13	17.17	0.22
10	18.7	19.68	18.14	19.48	0.40

3 新的 JRC 计算公式

在前文的分析对照中, 发现了通过拟合函数来计算节理面粗糙度系数 JRC 值的精确性要高于通过离散点的计算值。因此, 之前学者提出的适用于离散点的 Z_2 -JRC 计算公式已不再适用于基于拟合函数计算出的 Z_2 值。

因此, 我们提出新的适用于连续函数方法所求出的均方根一阶导数 Z_2 值的 Z_2 -JRC 计算公式: 将通过拟合曲线计算出的均方根一阶导数 Z_2 值与 Barton 进行大量试验后得出的节理曲线真实 JRC 值进行拟合, 得出新的 Z_2 -JRC 计算公式:

$$JRC = 5.293e^{4.001Z_2} - 43.18e^{-41.8Z_2}。 \quad (8)$$

其决定系数 R^2 为 0.9946, 可以很好地表征基于连续函数计算出的节理参数与 JRC 之间的关系。可以通过前文方法计算得到的 Z_2 值来计算节理曲线的 JRC 值。该方法基于节理面的连续函数表达而建立, 具有分析方便和计算精度高的优点。

4 讨 论

对比表 6 与表 7 发现, 采用通过节理面剖面线离散点的拟合函数计算出的 Z_2 值, 与节理面粗糙度系数 JRC 的相关性明显要优于离散点的计算结果。这是因为采用拟合函数的计算结果, 可以有效地消除离散间隔对计算结果的误差。

由表 4, 对比各条标准 JRC 曲线的拟合函数可知: 各拟合函数的决定系数 R^2 大小不一。最高值为 0.9966, 已经可以极好的反映节理曲线的走向; 最低值为 0.8945, 也可以较好地反映节理曲线的大致形状。并且其决定系数在节理面粗糙度系数较高且较低时均有所降低, 在第 5, 6, 7 条曲线时, 拟合度最高。但不管是决定系数较高的拟合曲线还是较低的拟合曲线, 均能够较好地对节理曲线的节理参数进行计算, 也均高于通过离散点得到的计算结果。因此, 可以认为通过正弦函数逼近对节理面剖面线离散点进行拟合得到的拟合函数, 对描述节理面剖面线的起伏形态具有较好的效果。

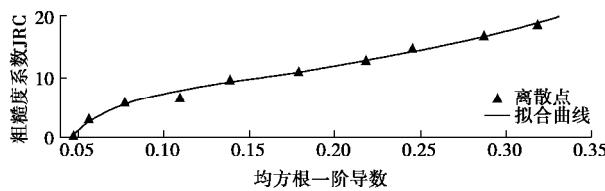


图 7 均方根一阶导数与 JRC 的拟合关系

Fig. 7 Fitting relationship between JRC and root mean square of first deviation

此外, 在对节理面剖面线离散点进行拟合时, 傅里叶级数逼近与正弦函数逼近表现出的高决定系数也表明: 三角函数周期性的特点与节理面曲面的周期性和规律性吻合, 从而从另一个方面说明用三角函数来拟合 JRC 曲线这一做法的正确性。

5 结 论

通过对 Barton 的十条标准 JRC 曲线离散化后再次进行拟合计算, 获得一种基于连续节理剖面线的 JRC 计算方法, 并得出以下结论:

(1) 建立了不依赖于节理剖面线离散间距的 JRC 计算方法: 将节理剖面线离散数据点拟合后获得节理剖面线的近似函数表达式, 然后通过其计算节理的 JRC 值。

(2) 节理面剖面线的起伏形态表现出较好的周期性, 可以通过基于三角函数的和函数形式进行较好的表达。

(3) 通过对比获取的节理剖面线与其近似函数表达式, 发现通过正弦函数逼近获取的函数表达式, 其决定系数介于 0.8945~0.9966 之间, 形态上可以近似的代替原节理剖面线。

(4) 通过正弦函数逼近的方法对节理面剖面线进行逼近, 发现第 5 到第 9 条曲线的拟合程度较好, 当节理曲线的 JRC 值较高与较低时, 对离散点的拟合程度均有所降低, 说明正弦函数的最佳适用范围应处于 JRC 值 9.5~16.7 之间。

参 考 文 献:

- [1] BARTON N. A relationship between joint roughness and joint shear strength[C]// Proceedings of the International Symposium on Rock Fracture. Nancy, 1971: 1~8.
- [2] BARTON N, CHOUBEY V. The shear strength of rock joints in theory and practice[J]. Rock Mechanics, 1977, **10**(1/2): 1~54.
- [3] TSE R, CRUDEN D M. Estimating joint roughness coefficients[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 1979, **16**(5): 303~307.
- [4] YU X B, VAYSSADE B. Joint profiles and their roughness parameters[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 1991, **28**(4): 333~336.
- [5] YANG Z Y, LO S C, DI C C. Reassessing the joint roughness coefficient(JRC) estimation using Z_2 [J]. Rock Mechanics & Rock Engineering, 2001, **34**(3): 243~251.
- [6] TATONE B S A, GRASSELLI G. A new 2D discontinuity roughness parameter and its correlation with JRC[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 2010, **47**(8): 1391~1400.
- [7] MAERZ N H, FRANKLIN J A, BENNETT C P. Joint roughness measurement using shadow profilometry[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 1990, **27**(5): 329~343.
- [8] BEER A J, STEAD D, COGGAN J S. Technical note estimation of the joint roughness coefficient(JRC) by visual comparison[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2002, **35**(1): 65~74.
- [9] STIMPSON B. A rapid field method for recording joint roughness profiles[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 1982, **19**(6): 345~346.

- [10] GADEMAWLA E S, KOURA M M, MAKSOUD T M, et al. Roughness parameters[J]. Journal of Materials Processing Technology, 2002, **123**(1): 133 – 145.
- [11] LI Y, ZHANG Y B. Quantitative estimation of joint roughness coefficient using statistical parameters[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 2015, **77**: 27 – 35.
- [12] 孙辅庭, 余成学, 万利台. Barton 标准剖面 JRC 与独立于离散间距的统计参数关系研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, **33**(a02): 3539 – 3544. (SUN Fu-ting, SHE Cheng-xeu, WAN Li-tai. Research on relationship between JRC of Barton's standard profiles and statistic parameters independent of sampling interval[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, **33**(a02): 3539 – 3544. (in Chinese))
- [13] 孙洪泉, 谢和平. 岩石断裂表面的分形模拟[J]. 岩土力学, 2008, **29**(2): 347 – 352. (SUN Hong-quan, XIE He-ping. Fractal simulation of rock fracture surface[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, **29**(2): 347 – 352. (in Chinese))
- [14] 于广明, 谢和平, 王金安, 等. 地质断裂面分形性研究[J]. 煤炭学报, 1996, **21**(5): 459 – 463. (YU Guang-ming, XIE He-ping, WANG Jin-an, et al. Fractal geometry of geological fracture[J]. Journal of China Coal Society, 1996, **21**(5): 459 – 463. (in Chinese))
- [15] MANDELBROT B B. The fractal geometry of nature[M]. New York: W H Freeman, 1982: 361 – 366.
- [16] 孙洪泉, 谢和平. 分形插值曲面及其维数定理[J]. 中国矿业大学学报, 1998(2): 217 – 220. (SUN Hong-quan, XIE He-ping. Fractal interpolated surface and its dimensional theorem[J]. Journal of China University of Mining & Technology, 1998(2): 217 – 220. (in Chinese))
- [17] 谢和平. 岩石节理的分形描述[J]. 岩土工程学报, 1995, **17**(1): 18 – 23. (XIE He-ping. Fractal discription of rock joints[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1995, **17**(1): 18 – 23. (in Chinese))

本期广告索引

- 封 2 重庆地质仪器厂
封 3 北京理正软件股份有限公司
封 4 南瑞集团水利水电技术分公司

理正边坡综合治理软件

有限元版

依托理正边坡综合治理软件已有边坡模型和治理模型，采用非线性有限单元技术对模型对象进行弹塑性分析，以及采用强度折减方法进行边坡稳定性分析。可以分析出边坡位移、应力应变及支护构件内力，并进行可视化查看。是传统规范方法的有效补充，同时也是国内较先具备P-BIM功能的边坡设计软件。

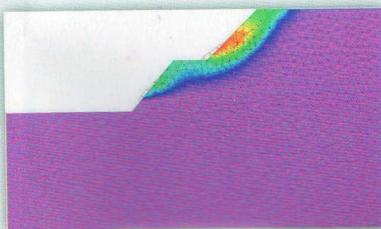
采用强度折减法进行整体稳定性分析，可以直接分析出可能滑动面及安全系数，方便与传统条分法相互印证，避免遗漏不利滑动面。



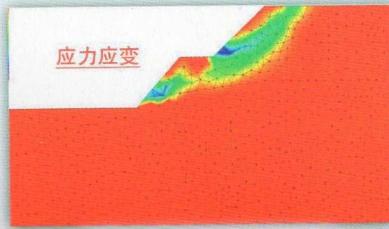
采用弹塑性分析方法，可以分析边坡在开挖、回填、支护等施工过程中应力位移变化过程和稳定性，可以分析支护结构的内力、位移。



可以考虑降水、下雨等水位线变化对边坡的影响，也可分析多排桩联合支护等复杂情况下各构件的内力位移。



多层土两阶坡位移



多层土两阶坡等效塑性应变



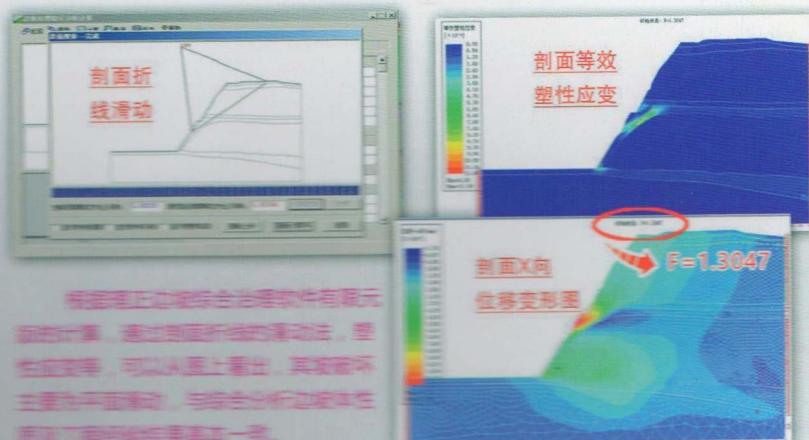
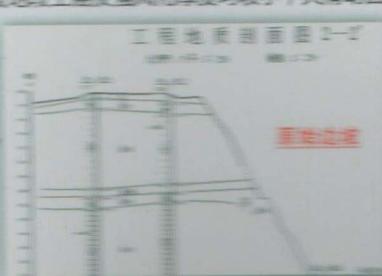
非均匀剖分



高边坡治理方案—x向位移+支护构件轴力

实例：浙江某山区边坡工程

这个工程的特点是地质条件比较复杂，有多个地质夹层。根据现状调查，边坡地层土层及强风化厚度均较小，其滑动面为圆弧面的可能性不大，边坡体岩性种类较多，且物理力学性质差异较大。综合分析边坡体性质及工程经验，该边坡破坏主要为平面滑动，其中包括最不利结构面以及岩层内之弱风化带。

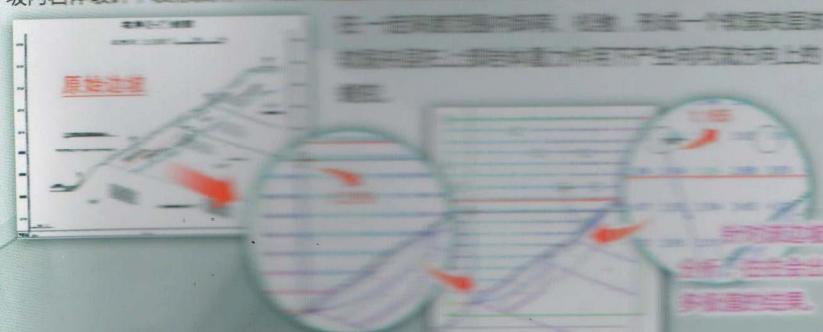


依托理正边坡综合治理软件有限元法的计算，通过剖面折线的滑动法，弹性应变等，可以在图上看出，其滑动环主要为平面滑动，与综合分析边坡体性质工程经验结果基本一致。

实例：云南地区某高速公路工程

该工程为某现浇箱型梁左肩边坡，边坡长100m，宽200m，至斜坡顶部高，边坡内岩体破碎，裂隙发育，风化作用强，当雨季岩体含水量增加时，边坡岩体

在一定条件下将产生蠕变、松弛，形成一个如图所示的蠕变环，当雨季岩体含水量增加时，产生向斜坡顶部上方蠕变。



边缘有限元软
件可以直接分析出
最不利结果。



NARI 南瑞集团
NARI GROUP CORPORATION

水利水电技术分公司
WATER RESOURCES AND HYDROPOWER TECHNOLOGY COMPANY

专注于安全监测事业 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