ISSN 1000 － 4548
CODEN YGXUEB

岩土工程学报

Chinese Journal of Geotechnical Engineering

第 42 卷　　增刊 2（总 358 期）
Vol.42　　Supp.2 (Total 358)

增刊 2

2020

主　办

中 国 水 利 学 会　中国土木工程学会
中 国 力 学 学 会　中 国 建 筑 学 会
中国水力发电工程学会　中 国 振 动 工 程 学 会

ISSN 1000-4548

岩土工程学报

Chinese J. Geot. Eng. 2020, 42 (S2)—Total (358) pp.1 ~ 260

《岩土工程学报》第十二届编委会名单

2016 年 4 月 8 日　南京

名誉编委： 周　镜　　孙　钧　　黄熙龄　　魏汝龙　　殷宗泽

主　　任： 陈生水

副 主 任： 汪小刚　　龚晓南　　孔令伟　　滕延京　　陈祖煜　　张建民

编　　委：（以汉语拼音为序）

蔡袁强　蔡正银　曹文贵　陈国兴　陈龙珠　陈仁朋　陈生水　陈卫忠
陈云敏　陈正汉　陈祖煜　程展林　邓　刚　杜修力　范嘉程　冯世进
冯夏庭　高广运　高文生　高玉峰　葛宇甯　龚晓南　何满潮　洪振舜
黄安斌　黄茂松　黄润秋　蒋明镜　孔令伟　赖远明　李广信　李国英
李术才　李万红　李运辉　刘汉龙　刘松玉　卢文波　马　巍　明经平
缪林昌　邵生俊　沈　强　沈水龙　沈小克　施　斌　施建勇　宋二祥
孙德安　滕延京　汪　稔　汪小刚　王复明　王建华　王兰民　王立忠
王明洋　王卫东　王　媛　韦昌富　吴宏伟　谢和平　谢康和　谢永利
徐长节　徐永福　杨春和　杨光华　杨　庆　杨仲轩　姚仰平　于玉贞
俞清瀚　袁晓铭　岳中琦　詹良通　张　嘎　张鸿儒　张建红　张建民
张文忠　章为民　赵明华　郑　刚　郑　宏　郑俊杰　周　成　周创兵
周　健　周小平　朱合华　朱俊高　卓子然

M. D. Bolton　L. Laloui　X. S. Li　J. Chu　F. H. Lee　H. S. Yu　J. H. Yin
W. D. Guo　J. C. Chai　J. Han　F. Zhang　Y. J. Cui　Ta-teh Chang

主　　编： 蔡正银

副 主 编： 汪小刚　　杨春和　　明经平

责任编辑： 明经平　　李运辉　　胡海霞　　孙振远　　黄贤沙

岩土工程学报

（月刊 1979 年创刊）

第 42 卷增刊 2（总 358）2020 年 11 月出版

增刊备案号：321124202002

Chinese Journal of Geotechnical Engineering

(Monthly, Started in 1979)

Vol. 42, Supp. 2 (Total No. 358) Published in Nov. 2020

主　　管 中国科学技术协会

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

承　　办 南京水利科学研究院

编辑出版 《岩土工程学报》编辑部
地址：南京虎踞关 34 号，210024
电话：(025) 85829534，85829556 传真：(025) 85829555
电子信箱：ge@nhri.cn

主　　编 蔡正银

印　　刷 江苏河海印务有限公司

发行范围 公开发行

订　　阅 全国各地邮局（南京邮局总发行）
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 Jiangsu Hohai Printing Limited Company

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

Web Site: www.cgejournal.com

岩 土 工 程 学 报　　第 42 卷　增刊 2(总 358 期)
YANTU GONGCHENG XUEBAO　　2020 年 11 月

目　次

竖向排水井对北疆膨胀土渠道稳定性的作用分析 …… 邓铭江，蔡正银，郭万里，黄英豪，张　晨（1）
NHRI-400 *g*·t 大型土工离心机升级改造 …… 陈生水，顾行文，任国峰，徐光明，王年香（7）
堰塞湖风险分析与应急抢险关键技术研究与应用 …… 张宗亮，吴学明，王　昆，何　宁，周彦章（13）
深部复合岩体隧道开挖离散元模拟 …… 蒋明镜，王华宁，李光帅，廖优斌，陈有亮，卫超群（20）
非饱和石灰改良黄土的渗水系数预测 …… 胡再强，梁志超，郭　婧，冯　哲，王　凯，折海成（26）
含水率对砂质 Q3 黄土抗剪强度影响的试验研究 …… 蔡国庆，张　策，黄哲文，李俊霖，侯剑龙（32）
砾石土心墙料的大三轴湿化变形试验与规律分析 …… 左永振，程展林，潘家军，周跃峰，赵　娜（37）
高填方土石料强夯加固范围的理论方法及应用研究 …… 吴帅峰，杜继芳，魏　然，魏迎奇，肖建章，严　俊（43）
北疆渠道膨胀土边坡破坏机制及加固措施 …… 邓铭江，蔡正银，朱　洵，张　晨（50）
基于流固耦合的河道土质岸坡护岸结构优化数值分析 …… 张　晨，钱亚俊，张桂荣，詹小磊，朱　锐（56）
铁矿尾矿料微观结构与压缩特性试验研究 …… 张意江，陈生水，傅中志（61）
NaCl 含量对伊犁原状黄土湿陷和溶陷特性的影响 …… 牛丽思，张爱军，王毓国，韩婧文，赵佳敏，胡锦方（67）
NS-2 型水平单向离心机振动台研制及性能验证 …… 顾行文，任国峰，王年香，徐光明（72）
基于贝叶斯更新方法的尾矿坝材料参数随机反演 …… 蒋水华，朱明明，曾绍慧，黄劲松，杨志刚，周创兵（77）
高寒区长距离输水渠道光纤渗漏监测新技术研究 …… 李登华，张桂荣，丁　勇，孔　洋，何　宁（83）
倾斜荷载作用下吸力桶基础不排水上拔承载特性研究 …… 孙立强，邢晓佳，翟雪丽，吴雄志，王　荣（88）
深海管道循环竖向管土相互作用大变形极限分析 …… 孔德琼，万佳怡（94）
渗漏点高度对寒区加高渠道不协调变形的影响 …… 郭万里，蔡正银，王　羿，黄英豪，张　晨（100）
不规则柱状节理岩体一次成型制备方法试验研究 …… 肖维民，黄　巍，韩俊成，田梦婷（106）
不同海域海洋土动剪切模量与阻尼比的比较研究 …… 杨文保，陈国兴，吴　琪，秦　悠，赵　凯（112）
不同相对密实度含软岩堆石料的蠕变特性研究 …… 陈秀吉，陈　群，周承京，李建国（118）
基于 PFC^{2D} 的土石混合料剪切强度数值模拟分析 …… 肖建章，马妍祎，周　杰，蔡　红，魏迎奇，刘　晨（123）
动力离心试验微型孔压传感器研制与性能验证 …… 汤兆光，王永志，孙　锐，段雪锋，王体强，王浩然（129）
冻融循环条件下木质素纤维改良土性质研究及微观分析 …… 陈　诚，郭　伟，任宇晓（135）
堆石料力学特性缩尺效应试验研究 …… 武利强，叶　飞，林万青（141）
隔水层对深埋隧洞衬砌外水压力的影响研究 …… 谢小帅，谢兴华，王小东，卢　斌，王　猛，陈华松（146）
根系与植筋带固土护坡的力学机理试验研究 …… 曾红艳，吴美苏，周　成，陈　群，龚　震（151）
洪水条件下粉煤灰坝非饱和入渗特性及稳定性分析 …… 蔡　红，严　俊，魏迎奇，张守臻，吴帅峰，孙黎明（157）
竖向及水平向渗流作用下粉砂渗透特性研究 …… 张灿虹，钱亚俊，钟启明，王保田（163）
基于数字图像技术的黏性土颗粒形状分析 …… 王雪奎，李东军，朱耀庭，张嘉莹，袁方龙（168）
考虑小应变特性的软土盾构隧道地层变形分析 …… 易　顺，陈　健，柯文汇，陈　斌，刘府生，黄珏皓（172）
基于竖井台站实测强地震动记录的剪切波速反演 …… 李　林，黄杜若，金　峰（179）
桩承式路堤离心模型试验过程的地基变形分析 …… 姜彦彬，何　斌，钱亚俊，汪璋淳，何　宁（185）
胶结砂砾石料三轴卸载—再加载力学特性试验研究 …… 蔡　新，江敏敏，单延功，杨　杰，杨安玉，郭兴文（190）
深部节理岩体开挖卸荷动力破坏机制的离散元研究 …… 薄英銮，王华宁，蒋明镜（196）
海床中落锚问题的模型试验和大变形有限元研究 …… 王彦頔，任宇晓，庄道坤，高　鑫，柴伟森，闫澍旺（202）
土工袋排列方式对砂性土质边坡加固影响试验研究 … 王艳巧，李一雷，刘　康，熊　旭，周　磊，张　恒，郑骁唐，邓长奥（208）
土体在水中的崩解对边坡稳定性的影响 …… 齐永正，姜朋明，刘欣怡，张勇玲，邱琬茹，王天格，查文杰（214）
尾矿库溃坝尾砂流下泄冲击力特性试验研究 …… 吴帅峰，严　俊，蔡　红，魏迎奇，杜继芳，刘传鹏（219）
新型预应力锚索内部监测结构试验研究 …… 孙彦鹏，凌永玉，林兴超，赵宇飞，安新赞，尹　韬（226）
压实黏性土与砂土水平残余应力测试分析 …… 刘宏扬，罗　强，肖金凤，周　鑫，李　越（231）
植筋带联合植物护坡的水力特性数值分析 …… 王一冰，杨文琦，周　成，陈　群（238）
矩形管廊顶管施工对邻近管线的影响研究 …… 张治成，林　思，王金昌，钱　晖，刘敬亮（244）
渠道渗漏水抽排作业效果分析 …… 阮新民（250）
饱和珊瑚砂三轴蠕变特性及经验模型 …… 薛　鹏，周先齐，蔡燕燕，马林建，廖仁国，俞　缙（255）

期刊基本参数：CN 32－1124/TU * 1979 * m * A4 *260 * zh * P * ￥150.00 * 750 * 45 * 2020－11

Chinese Journal of Geotechnical Engineering
Vol. 42, Supp.2 Total No. 358 Nov. 2020

CONTENTS

Influences of vertical drainage wells on stability of expansive soil canals in North Xinjiang ····· DENG Ming-jiang, CAI Zheng-yin, GUO Wan-li, HUANG Ying-hao, ZHANG Chen（1）
Upgradation of NHRI-400 g·t geotechnical centrifuge ····· CHEN Sheng-shui, GU Xing-wen, REN Guo-feng, XU Guang-ming, WANG Nian-xiang（7）
Researches and application of key technologies for risk analysis and emergency rescue of landslide-dammed lakes ····· ZHANG Zong-liang, WU Xue-ming, WANG Kun, HE Ning, ZHOU Yan-zhang（13）
DEM investigation on tunnel excavation of deeply-situated composite rock mass with different strength ratios ····· JIANG Ming-jing, WANG Hua-ning, LI Guang-shuai, LIAO You-bin, CHEN You-liang, WEI Chao-qun（20）
Prediction of permeability coefficient of unsaturated lime-improved loess ····· HU Zai-qiang, LIANG Zhi-chao, GUO-Jing, FENG-Zhe, WANG-Kai, SHE Hai-cheng（26）
Experimental study on influences of moisture content on shear strength of unsaturated loess ····· CAI Guo-qing, ZHANG Ce, HUANG Zhe-wen, LI Jun-lin, HOU Jian-long（32）
Large-scale triaxial wetting deformation tests and laws of gravelly soil core materials ····· ZUO Yong-zhen, CHENG Zhan-lin, PAN Jia-jun, ZHOU Yue-feng, ZHAO Na（37）
Theoretical method and application of dynamic consolidation range of high fill earth and stone ····· WU Shuai-feng, DU Ji-fang, WEI Ran, WEI Ying-qi, XIAO Jian-zhang, YAN Jun（43）
Failure mechanism and reinforcement measures of shallow slopes of expansive soils in Northern Xinjiang ····· DENG Ming-jiang, CAI Zheng-yin, ZHU Xun, ZHANG Chen（50）
Numerical analysis of optimization of revetment structures of soil bank slopes of inland rivers ····· ZHANG Chen, QIAN Ya-jun, ZHANG Gui-rong, ZHAN Xiao-lei, ZHU Rui（56）
Experimental study on microstructure and compressibility of iron ore tailings ··· ZHANG Yi-jiang, CHEN Sheng-shui, FU Zhong-zhi（61）
Effects of NaCl content on water collapsibility and salt collapsibility of undisturbed Ili loess ····· NIU Li-si, ZHANG Ai-jun, WANG Yu-guo, HAN Jing-wen, ZHAO Jia-min, HU Jin-fang（67）
Development and performance tests on NS-2 horizontal unidirectional centrifugal shaker ····· GU Xing-wen, REN Guo-feng, WANG Nian-xiang, XU Guang-ming（72）
Stochastic back analysis of material parameters of tailings dams using Bayesian updating approach ····· JIANG Shui-hua, ZHU Ming-ming, ZENG Shao-hui, HUANG Jin-song, YANG Zhi-gang, ZHOU Chuang-bing（77）
New technology of fiber leakage monitoring in long-distance water transfer channels in alpine and cold regions ····· LI Deng-hua, ZHANG Gui-rong, DING Yong, KONG Yang, HE Ning（83）
Undrained uplift bearing capacity of suction bucket foundations under inclined loads ····· SUN Li-qiang, XING Xiao-jia, ZHAI Xue-li, WU Xiong-zhi, WANG Rong（88）
Limit analysis of large defomation of deep-water pipelines under cyclic vertical pipe–soil interaction ····· KONG De-qiong, WAN Jia-yi（94）
Influences of height of leakage point on uncoordinated deformation of heightening canals in cold areas ····· GUO Wan-li, CAI Zheng-yin, WANG Yi, HUANG Ying-hao, ZHANG Chen（100）
Experimental study on one-shot moulding method for preparation of irregular columnar jointed rock mass ····· XIAO Wei-min, HUANG Wei, HAN Jun-cheng, TIAN Meng-ting（106）
Comparative investigation on dynamic shear modulus and damping ratio of marine soils in different seas ····· YANG Wen-bao, CHEN Guo-xing, WU Qi, QIN You, ZHAO Kai（112）
Creep behavior of rockfill with soft rock under different relative densities ····· CHEN Xiu-ji, CHEN Qun, ZHOU Cheng-jing, LI Jian-guo（118）
Numerical simulation of shear strength of rock-soil mixtures by using PFC^{2D} ····· XIAO Jian-zhang, MA Yan-yi, ZHOU Jie, CAI Hong, WEI Ying-qi, LIU Chen（123）

Development and performance verification of miniature pore water pressure transducer for dynamic centrifuge modeling ……
…… TANG Zhao-guang, WANG Yong-zhi, SUN Rui, DUAN Xue-feng, WANG Ti-qiang, WANG Hao-ran（129）
Properties and microscopic analysis of lignin fiber-reinforced soils under freeze-thaw cycles ……
…… CHEN Cheng, GUO Wei, REN Yu-xiao（135）
Experimental study on scale effect of mechanical properties of rockfill materials …… WU Li-qiang, YE Fei, LIN Wan-qing（141）
Influences of aquiclude on external water pressures on linings of deep-buried tunnels ……
…… XIE Xiao-shuai, XIE Xing-hua, WANG Xiao-dong, LU Bin, WANG Meng, CHEN Hua-song（146）
Experimental study on reinforcement mechanism of vegetated slopes with root system and vertical geotextile belts ……
…… ZENG Hong-yan, WU Mei-su, ZHOU Cheng, CHEN Qun, GONG Zhen（151）
Unsaturated infiltration characteristics and stability of fly ash dams under flood conditions ……
…… CAI Hong, YAN Jun, WEI Ying-qi, ZHANG Shou-zhen, WU Shuai-feng, SUN Li-ming（157）
Permeability characteristics of silty sand under vertical and horizontal seepages ……
…… ZHANG Can-hong, QIAN Ya-jun, ZHONG Qi-ming, WANG Bao-tian（163）
Particle shape analysis of clay based on digital image technology ……
…… WANG Xue-kui, LI Dong-jun, ZHU Yao-ting, ZHANG Jia-ying, YUAN Fang-long（168）
Deformation of shield tunnels considering small strain in soft soil areas ……
…… YI Shun, CHEN Jian, KE Wen-hui, CHEN Bin, LIU Fu-sheng, HUANG Jue-hao（172）
Inversion of shear wave velocity based on downhole array strong motion recordings …… LI Lin, HUANG Du-ruo, JIN Feng（179）
Deformation of centrifugal modelling process of piled embankments ……
…… JIANG Yan-bin, HE Bin, QIAN Ya-jun, WANG Zhang-chun, HE Ning（185）
Mechanical behaviors of cemented sand and gravel materials based on triaxial tests during unloading and reloading ……
…… CAI Xin, JIANG Min-min, SHAN Yan-gong, YANG Jie, YANG An-yu, GUO Xing-wen（190）
Cracking mechanism of deep jointed rock mass induced by transient excavation via DEM ……
…… BO Ying-jun, WANG Hua-ning, JIANG Ming-jing（196）
Study on anchor dropping in seabed based on model tests and large deformation finite element method ……
…… WANG Yan-di, REN Yu-xiao, ZHUANG Dao-kun, GAO Xin, CHAI Wei-sen, YAN Shu-wang（202）
Experimental study on influences of inter-layered arrangements of soilbags on reinforcement of sandy soil slopes ……
…… WANG Yan-qiao, LI Yi-lei, LIU Kang, XIONG Xu, ZHOU Lei, ZHANG Heng, ZHENG Xiao-tang, DENG Chang-ao（208）
Influences of soil disintegration in water on slope stability ……
…… QI Yong-zheng, JIANG Peng-ming, LIU Xin-yi, ZHANG Yong-ling, QIU Wan-ru, WANG Tian-ge, ZHA Wen-jie（214）
Experimental study on characteristics of impact force of tailing flow under dam break of tailing reservoir ……
…… WU Shuai-feng, YAN Jun, CAI Hong, WEI Ying-qi, DU Ji-fang, LIU Chuan-peng（219）
Experimental study on internal monitoring structure of a new prestressed anchor cable ……
…… SUN Yan-peng, LING Yong-yu, LIN Xing-chao, ZHAO Yu-fei, AN Xin-zan, YIN Tao（226）
Tests on horizontal residual stresses of compacted clay and sand ……
…… LIU Hong-yang, LUO Qiang, XIAO Jin-feng, ZHOU Xin, LI Yue（231）
Numerical analysis of hydraulic characteristics of slopes reinforced by vertical geotextile belts and vegetation ……
…… WANG Yi-bing, YANG Wen-qi, ZHOU Cheng, CHEN Qun（238）
Influences of pipe-jacking of rectangular utility tunnels on adjacent pipelines ……
…… ZHANG Zhi-cheng, LIN Si, WANG Jin-chang, QIAN Hui, LIU Jing-liang（244）
Drainage effects in water supply canals …… RUAN Xin-min（250）
Triaxial creep characteristics and empirical model for saturated coral sand ……
…… XUE Peng, ZHOU Xian-qi, CAI Yan-yan, MA Lin-jian, LIAO Ren-guo, YU Jin（255）

Serial parameters: CN 32 - 1124/TU * 1979 * m * A4 * 260* zh * P * $150.00 * 750*45 * 2020 - 11

DOI：10.11779/CJGE2020S2001

竖向排水井对北疆膨胀土渠道稳定性的作用分析

邓铭江[1]，蔡正银[2, 3]，郭万里[*3]，黄英豪[2, 3]，张 晨[3]

(1. 西北旱区生态水利国家重点实验室，陕西 西安 710048；2. 南京水利科学研究院土石坝破坏机理与防控技术水利部重点实验室，江苏 南京 210024；3. 南京水利科学研究院 岩土工程研究所，江苏 南京 210024)

摘 要：北疆输水渠道是周期性供水渠道，渠水渗漏会使得渠基土经历“干湿”循环作用，将显著降低膨胀性渠基土的强度，进而影响渠道的稳定性。为了降低渠水渗漏对渠坡稳定性的威胁，建管部门对渠道进行了渗水速排系统改造。其中，竖向排水井的主要作用是将渗水集中抽排；此外，还可能发挥类似抗滑桩的作用。因此，针对该问题开展了数值分析，结果表明：若竖向排水井抽排作业将渗漏断面的膜后水位降低至0 m，可以确保渠道断面在最危险工况下稳定性系数F_s大于1.35，渠坡处于稳定状态；若不进行渗水抽排，膜后水位大于1 m的断面在运行10年以上时，F_s将小于1.05，渠坡处于欠稳定或不稳定状态。仅分析竖向排水井作为抗滑桩的作用，排水井在当前位置（桩心距离渠沿6 m）起到的抗滑作用基本可以忽略，滑弧将会出现在排水井前方；将排水井向靠近渠坡的方向移动至渠沿时，单根排水井对渠坡抗滑保护范围最大，为44 m。

关键词：膨胀土；渠道；干湿循环；边坡稳定性；排水井

中图分类号：TU443；TV223 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－4548(2020)S2－0001－06

作者简介：邓铭江(1960—)，男，博士，湖南耒阳人，中国工程院院士，教授级高级工程师，主要从事干旱区水资源研究与水利工程建设管理工作。E-mail: xjdmj@163.com。

Influences of vertical drainage wells on stability of expansive soil canals in North Xinjiang

DENG Ming-jiang[1], CAI Zheng-yin[2, 3], GUO Wan-li[3], HUANG Ying-hao[2, 3], ZHANG Chen[3]

(1. State Key Laboratory of Eco-Hydraulics in Northwest Arid Region of China, Xi'an 710048, China; 2. Key Laboratory of Failure Mechanism and Safety Control Techniques of Earth-Rock Dam of the Ministry of Water Resources, Nanjing 210024, China; 3. Geotechnical Engineering Department, Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210024, China)

Abstract: The water conveyance canal in North Xinjiang is a periodic water supply canal, and the “wetting-drying” circulation caused by canal water leakage may significantly reduce the strength of expansive soils and further affect the stability of the expansive soil canals. In order to reduce the threat of canal leakage to the stability of canal slopes, the Construction and Management Department has carried out the transformation of the seepage quick drainage system. Based on this, the stability characteristics of the canals before and after the reform are analyzed through numerical calculation. The results show that if the water level behind the membrane of the leakage section is reduced to 0 m by the vertical drainage well pumping operation, the stability factor of the section under the most dangerous condition is greater than 1.35, which means the canal slope is stable. If the seepage pumping is not carried out, when the section with water level greater than 1 m after membrane is operated for more than 10 years, the stability factor will be less than 1.05, and the canal slope is understable or unstable. Only the function of the vertical drainage wells as the anti-slide piles is analyzed, then the function can be ignored, and the sliding arc will appear in front of the drainage wells. If the location of a drainage well is moves forward, the maximum protection range of a single pile is 44 meters when the drainage well moves to the edge of the canal.

Key words: expansive soil; canal; wetting-drying cycle; slope stability; drainage well

0 引 言

我国是一个水资源严重短缺的国家，且水资源时空分布不均，呈现出南丰北缺、东多西少的显著特点。为了调节水资源的地域分布，国家相继修建了一大批

基金项目：国家重点研发计划重点专项（2017YFC0405102）；国家自然科学基金项目（51909170，51879166）；中央级公益性科研院所基本科研业务费专项（Y319010）；中国博士后科学基金项目（2018M640500）

收稿日期：2020－08－07

*通信作者（E-mail: guowljs@163.com）

长距离调水工程。其中，长距离输水明渠是线性工程，经常会不可避免地穿越膨胀土地区。据统计，膨胀土广泛分布于我国新疆、甘肃、河南等 20 几个省份，面积超过 10 万 km^2，其中，膨胀土渠道滑坡破坏异常严重，主要原因是膨胀土是工程界典型的“问题土”，在干湿循环等因素的影响下，具有明显强度衰减性[1-4]。

明渠输水过程中，渠水难免发生渗漏，渗漏的渠水对渠基土进行浸泡，将显著降低渠基土的强度，进而导致滑坡[5-7]。此外，新疆输水渠道大都为季节性供水，一般在春季通水，秋季停水，例如，上述新疆输水渠道每年 4 月下旬通水，9 月中旬停水。渠道通水期间，渠水入渗，渠道处于湿润状态；停水期间，渠身内的水回渗，渠道处于变干的非饱和状态。从水分变化的角度出发，渠基土每年经历反复的“干湿”循环过程，才造成膨胀土渠道的损毁异常严重[8-10]。

目前，新疆部分膨胀土输水渠道已经进行了渗水速排改造：输水过程中渗漏的渠水会先汇集到渠底纵向排水管，然后通过横向排水管导流至竖向排水井，最后积水由竖向排水井抽排返回渠道。已建成的竖向排水井一般距离渠坡 4～5 m，沿渠道纵向按照每 500 m 一座的密度修建。设计的初始目的是抽排渗漏的渠水，但是，在运行过程中竖向排水井又相当于抗滑桩，对渠坡可能会起到一定的抗滑保护作用。该保护作用的具体范围有多大，如何布置竖向排水井可以使该保护作用发挥更充分，需要开展系统的研究。

本文针对上述新疆输水渠道，选择典型断面，通过数值计算分析了现有竖向排水井对渠道稳定性的影响，并研究了不同竖井布置方式的影响范围，对北疆输水渠道的建设与管理提供参考。

1 工程概况

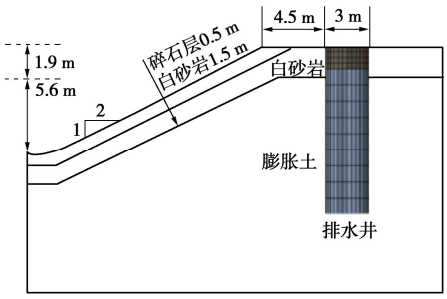
北疆输水渠道沿线泥岩分布较广，属中—强膨胀性渠基土，如图 1 所示，类似滑坡已累计超过 30 km，建管单位每年都要耗费大量的人力、物力进行抢修。

图 1 典型膨胀土渠道滑坡

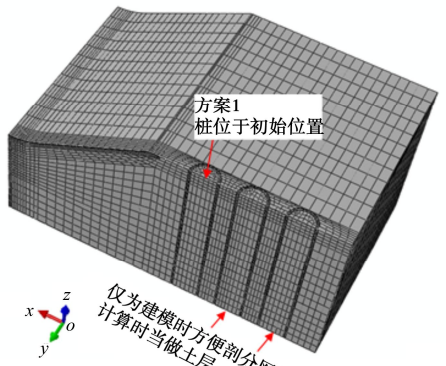
Fig. 1 Typical landslide of expansive soil canal

为了解决膨胀土渠道滑坡频发的问题，建管部门对沿线膨胀土渠段进行了改造，主要包括如下两条措施：①对渠坡表层 2 m 厚的膨胀土进行置换，表层置换为 0.5 m 厚碎石层，中间层置换为 1.5 m 厚白砂岩，内部依然为膨胀土，断面示意图如图 2（a）所示。②在渠底和沿线设置排水设施，先将渠道渗漏的水集中到渠底，然后通过渠道沿线布置的竖向排水井进行抽排，排水井材料为钢筋混凝土，外径为 3 m，距离渠沿 4.5 m，沿渠道纵向以每 500 m 一座的密度进行修建，如图 2（a）所示。

应用有限元软件建立渠道边坡三维有限元模型，其中，渠道位于初始位置时的有限元网格如图 2（b）所示。计算采用有限元强度折减法[11]，Z 轴方向为高度方向，渠底以下的土层深度为 12.5 m；Y 轴方向为渠道纵向，计算的范围为 50 m。



（a）渠道土层示意图



（b）三维有限元网格

图 2 渠道模型三维网格划分

Fig. 2 3D mesh of canal model

计算主要涉及三种土料，参数如下：

（1）笔者对白砂岩开展了系列室内试验[12]，白砂岩的制样密度状态由压实度 88.4%增大到 96.0%时，黏聚力 c 由 12 kPa 增大到 40 kPa，摩擦角 φ 则基本不变，为 32°左右。相比于青色泥岩，白砂岩的性质较为稳定，66%的成分为石英，受到干湿循环影响程度较小。根据监测资料，现场碾压白砂岩压实度并非都高于 96%，c 值可能小于 40 kPa，为简化计算，将白

砂岩强度参数固定为 c=20 kPa，φ=32°，湿密度为 1.89 g/cm^3，饱和密度为 2.13 g/cm^3。

（2）碎石料的初始强度参数为 c=0 kPa，φ=40°，由于渠道高度为 7.5 m，按照平均重度 20 kN/m^3 进行估算，作用在渠道土体 7.5 m 深处的自重应力约为 150 kPa，对碎石料而言，在 150 kPa 这样一个较小的自重应力下，碎石料的强度非线性特性还不足以充分发挥，因此，在计算中将砂砾石的内摩擦角 φ 视为定值 40°；同时，认为碎石料的强度不会随着干湿循环而折减，即 φ 都为 40°，密度为 2.30 g/cm^3，饱和密度为 2.53 g/cm^3。

（3）对于渠基土的计算参数，青色泥岩受到明显的干湿循环作用影响，陈皓[13]针对新疆渠道泥岩开展了“干湿”循环下的系列直剪试验，试样的湿密度为 1.84 g/cm^3，饱和密度为 1.92 g/cm^3，得到强度参数如式（1）和式（2）所示[13]。

$$c=29.22e^{(-N/1.65)}+14.09 \quad , \tag{1}$$

$$\varphi=5.82-0.2N \quad , \tag{2}$$

式中，N 为干湿循环次数，对北疆输水渠道而言渠道经历一次完整干湿循环的时间为 1 a。

（4）排水井的材料为钢筋混凝土，强度参数为 c=30 MPa，φ=50°，密度为 2.4 g/cm^3。

2　渗水速排系统改造效果分析

2.1　渠坡稳定性

根据现场监测资料，2018 年渠道最高运行水位约为 6 m，在渠道输水时，由于水荷载作用于衬砌上，对渠坡稳定性起到了保护作用，渠道滑坡发生可能性降低。实际上，根据渠道管理处提供的资料，滑坡通常发生在降水阶段，这是由于水位骤降时，一方面，水荷载消失，降低了对渠坡的保护作用；另一方面，膨胀土性渠基土经过输水期渗漏渠水浸泡，抗剪强度降低，抗滑稳定系数降低。

鉴于水位骤降工况是最危险工况，在计算过程中，假设水位从最高 6 m 骤降至 0 m，则膜后水位的高度范围可能为 0～6 m。其中，膜后水位为 0 m，表示该渠段无渗漏，膜后无水；膜后水位为 6 m，表示该渠段渗漏严重，膜后水位与渠道水位相同。

计算采用强度折减法，图 3 给出了无膜后水位、膜后水位为 1，3，6 m 这几种代表性工况下的渠坡稳定性系数 F_s 与渠道运行时间的关系图。

《建筑边坡工程技术规范》（GB50330—2013）[9]规定，边坡稳定性状态分为稳定，基本稳定，欠稳定和不稳定四种状态，如表 1 所示。

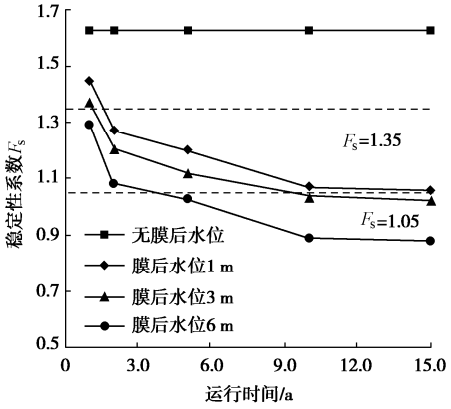


图 3　渠坡稳定性系数 F_s 与运行时间的关系

Fig. 3 Relationship between stability factor F_s and operation years

表 1　边坡稳定性状态划分

Table 1 Division of slope stability state

稳定性系数 F_s	F_s<1.0	1≤F_s<1.05	1.05≤F_s<F_{st}	F_s>F_{st}
稳定性状态	不稳定	欠稳定	基本稳定	稳定

注：F_{st} 为边坡稳定安全系数，一级、二级和三级安全等级的永久边坡，一般工况对应的 F_{st} 分别为 1.35，1.30 和 1.25。本计算边坡取 F_{st}=1.35。

由图 3 可得，在渠道多年运行过程中，渠坡稳定性系数 F_s 的变化规律受到膜后水位高度的显著影响，呈现如下几大特点：

（1）渠坡稳定性系数 F_s 随着渠道运行时间的增加而减小，且在运行 10 a 之后，F_s 基本不再变化。

（2）无膜后水位的断面在多年运行期内的渠坡稳定性系数 F_s 保持不变，且大于 1.35，根据表 1，渠坡处于稳定状态。这是由于膜后水位为 0，渠基土始终保持干燥状态，自重不变；且未经历干湿循环作用，强度指标不变，因此，渠坡稳定性系数 F_s 不变。

（3）膜后水位为 0～1 m 的断面，在多年运行期内 F_s 大于 1.05，渠坡处于基本稳定状态。

（4）膜后水位大于 1 m 的断面，经过多年运行以后，F_s 将小于 1.05，渠坡处于欠稳定或不稳定状态。

进一步地，分析了加高渠道潜在滑动面的区域，如图 4 中灰色区域所示。可能发生浅层滑坡，滑弧起点在渠沿，滑弧终点在渠坡中部；深层滑坡，滑弧起点距离渠沿约 5 m，滑弧终点为渠底。

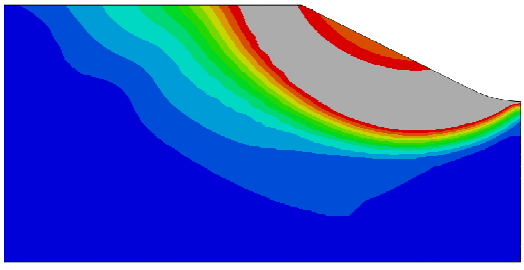


图 4　潜在滑弧的位置（灰色为潜在滑动带）

Fig. 4 The position of potential slip circles

综上所述，若渠道渗漏严重，膜后水位较高，渠道在周期性供水、停水过程中经历干湿循环作用，膨胀性渠基土的强度会持续降低，渠坡的稳定性降低，最终使渠道处于不稳定状态；相反，若渗水速排系统持续作业，将渠道膜后水位控制在较低甚至无膜后水位的状态，则渠坡将处于稳定或基本稳定状态。因此，为了提高渠坡稳定性，渠道管理部门已对部分滑坡较严重的渠段进行了渗水速排改造。

2.2 单桩布置方案

渗水速排改造增加了横向排水管和竖向排水井，竖向排水井的主要作用是将渗水抽排，降低膜后水位；同时，竖向排水井的作用实际上又相当于抗滑桩，本节主要分析竖向排水井对渠坡稳定性的影响。

一方面，如前所述，渠水位为 0 m 时对渠道而言是最危险工况；另一方面，假设渗水速排效果较好，能够将渗漏渠水及时抽排，保证膜后水位为 0，则渠基土不会经历干湿循环的作用。竖向排水井建成之后的典型工况为渠水位和膜后水位都为 0，即计算中不考虑水分场的影响，土体强度参数都采用 N=1 时的参数。

目前，北疆渠道竖向排水井的外边缘距离渠坡水平距离为 4.5 m，竖向排水井长为 14 m，外径为 3 m，如图 5 所示。

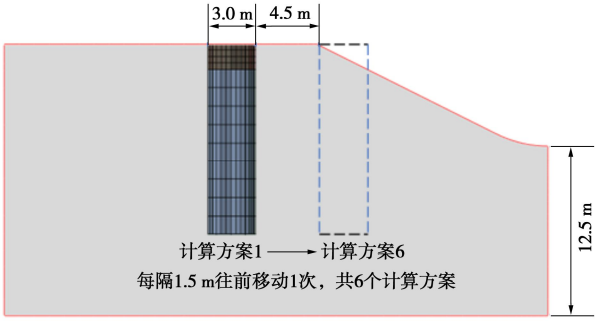


图 5 不同方案竖向排水井的位置示意图

Fig. 5 Diagram of drainage wells at different positions

根据排水井的位置共设计了 6 套计算方案：方案 1 是排水井处于原始位置，方案 2 至方案 6 则是将排水井往靠近渠坡的方向移动，具体方案如表 2 所示。

表 2 数值计算方案

Table 2 Numerical schemes

方案编号	方案 1	方案 2	方案 3	方案 4	方案 5	方案 6
排水井状态	初始位置	前移 1.5 m	前移 3.0 m	前移 4.5 m	前移 6.0 m	前移 7.5 m
排水井圆心坐标	−6.0 m	−4.5 m	−3.0 m	−1.5 m	0 m	1. 5 m

2.3 单桩保护范围

如何表征单根桩对渠坡的保护范围，本文是根据三维计算桩前的位移云图分布来判定，现以方案 6 的位移分布图进行说明。为更直观显示桩对桩前渠基土位移的影响，现将桩后的位移云图用灰色表示，桩前位移云图则正常表示，如图 6 所示，在桩周附近的土体位移相对较小，离桩越远则位移越大，当离桩的距离大到某个值时（图 6 中为 14 m），位移分布不再变化，说明桩对 14 m 之外的土体几乎无影响，根据对称原理，可以认为，桩在此处对于渠坡的保护范围为 14 m×2=28 m。

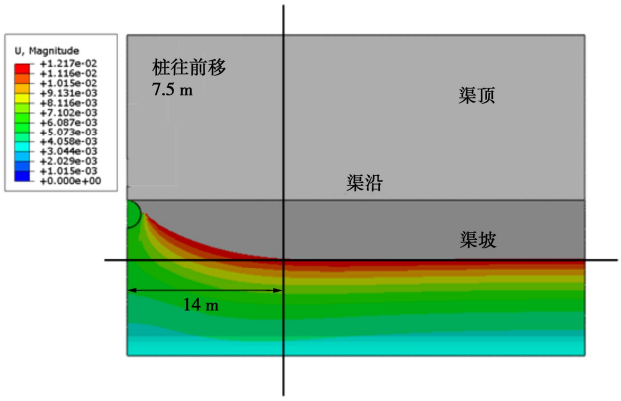


图 6 方案 6 单桩保护范围示意图

Fig. 6 Schematic diagram of protection scope of single pile in Scheme 6

根据如上判别方法，得出方案 5 桩向前移动 6 m，即桩心位于渠沿时，单桩保护范围最大，为 22 m×2=44 m，如图 7 所示。

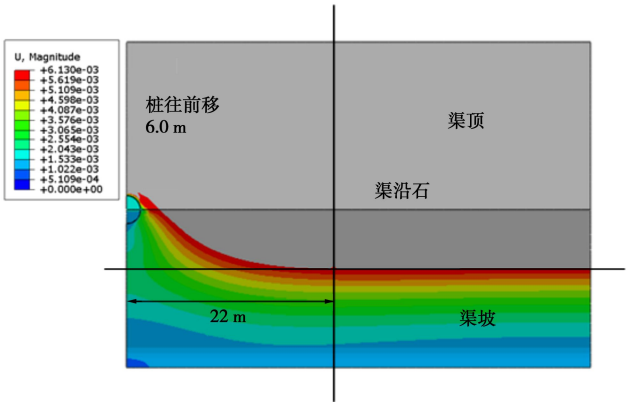


图 7 方案 5 单桩保护范围示意图

Fig. 7 Schematic diagram of protection scope of single pile in Scheme 5

当桩处于原始位置时，桩周围的土体位移与其他部位的土体位移基本无差别，可以认为桩的保护范围为 0，如图 8 所示。

为了进一步证明图 8 中认为桩的保护范围为 0 m 是合理的，选取排水井圆心所在断面处的位移云图，如图 9 所示。

图 9 显示，尽管滑弧无法穿过排水井，但是在排

水井的前方依然形成了贯穿的滑动区域。因此，可以认为排水井在原始位置时对于渠坡的抗滑稳定作用有限，即排水井能够减小滑动范围，使得滑动区域位于排水井前方，而不至于穿过排水井，但是无法彻底避免发生滑坡。在此基础上，若将排水井往靠近渠坡方向移动，则能够对其周围渠坡起到抗滑保护作用，6 种计算方案计算结果如图 10 所示。

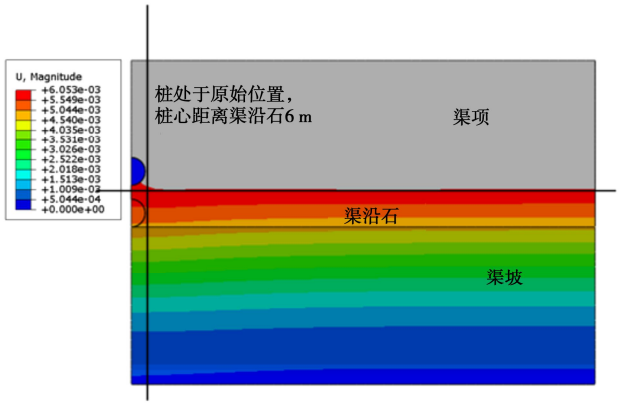


图 8　方案 1 单桩保护范围示意图

Fig. 8 Schematic diagram of protection scope of single pile in Scheme 1

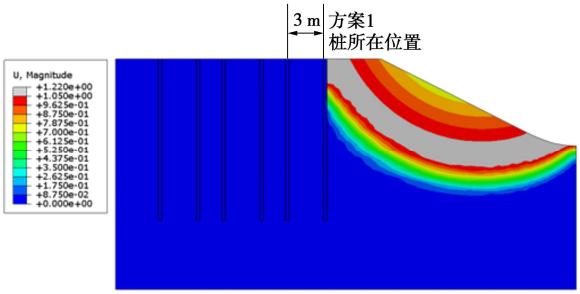


图 9　方案 1 排水井圆心所在断面的位移云图

Fig. 9 Displacements of section of pile center in Scheme 1

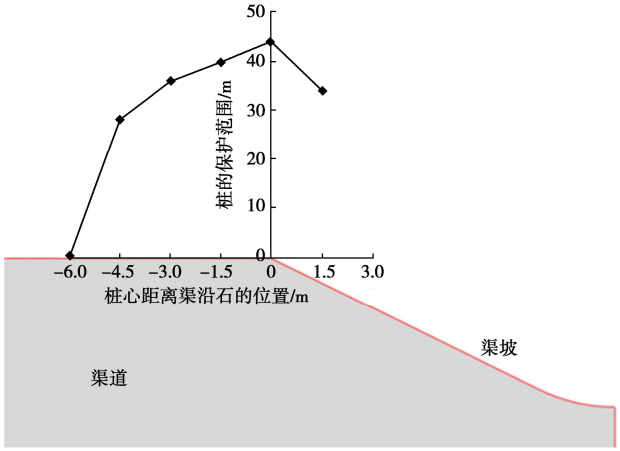


图 10　桩在不同位置时的保护范围

Fig. 10 Protection range for piles at different locations

图 10 显示：排水井圆心距离渠沿−6 m 时，即北疆总干渠当前竖向排水井所在位置，竖向排水井作为抗滑桩的作用基本可忽略；若排水井往靠近渠沿的方向移动，则单桩对渠坡的保护范围逐渐加大，当排水井圆心刚好位于渠沿时，保护范围达到最大，为 44 m。若将排水井继续往前移动，移到渠坡上时，单桩保护范围并不能持续加大，而是呈减小的趋势，比如，圆心位于 1.5 m 处时，单桩保护范围下降到 28 m。

综上所述，不考排水系统降低膜后水位的作用，仅分析竖向排水井作为抗滑桩的作用，北疆总干渠排水井当前所在位置起到的抗滑作用基本可以忽略，滑弧出现在排水井前方。若往前移动排水井的位置，则将排水井移动到渠沿（圆心所在位置）时，单桩保护范围最大，为 44 m，如图 11 所示。

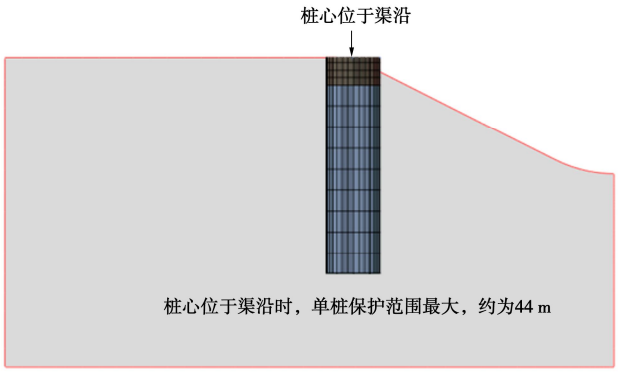


图 11　单桩保护范围最大时桩所在位置示意图

Fig. 11 Schematic diagram of pile position under maximum protection range of a single pile

3　结　　论

通过数值计算，分析了北疆渗水速排系统对渠道稳定性的作用，其中，重点分析了竖向排水井作为抗滑桩时的抗滑效果，主要结论如下：

（1）渠道渗漏断面存在膜后水，渠坡稳定性系数 F_s 与不存在膜后水位的断面相比会显著下降。其中，膜后水位大于 1 m 的断面在运行 10 a 以上时，F_s 将小于 1.05，处于欠稳定或不稳定状态；渗水速排系统开展持续抽排作业，将膜后水位控制在低水位甚至是无水位的状态，渠坡将长期处于稳定状态。

（2）不考虑排水系统降低膜后水位的作用，仅分析竖向排水井作为抗滑桩的作用，北疆总干渠排水井当前所在位置起到的抗滑作用基本可以忽略，滑弧将会出现在排水井前方。

（3）将排水井向靠近渠坡的方向移动，则将排水井移动到渠沿（圆心所在位置）时，单根排水井对渠坡抗滑保护范围最大，为 44 m。

参考文献：

[1] 张良以, 陈铁林, 张顶立. 降雨诱发膨胀土边坡渐进破坏研究[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(1): 70－77. (ZHANG Liang-yi, CHEN Tie-lin, ZHANG Ding-li. Progressive failure of expansive soil slopes under rainfall[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(1): 70－77. (in Chinese))

[2] 孔令伟, 陈正汉. 特殊土与边坡技术发展综述[J].土木工程学报, 2012, **45**(5): 141－161. (KONG Ling-wei, CHEN Zheng-han. Advancement in the techniques for special soils and slopes[J]. China Civil Engineering Journal, 2012, **45**(5): 141－161. (in Chinese))

[3] 殷宗泽, 袁俊平, 韦 杰, 等. 论裂隙对膨胀土边坡稳定的影响[J].岩土工程学报, 2012, **34**(12): 2155－2161. (YIN Zong-ze, YUAN Jun-ping, WEI Jie, et al. Influences of fissures on slope stability of expansive soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(12): 2155－2161. (in Chinese))

[4] 唐朝生, 施 斌. 干湿循环过程中膨胀土的胀缩变形特征[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(9): 1376－1384. (TANG Chao-sheng, SHI Bin. Swelling and shrinkage behaviour of expansive soil during wetting-drying cycles[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(9): 1376－1384. (in Chinese))

[5] OH S, NING L. Slope stability analysis under unsaturated conditions: Case studies of rainfall-induced failure of cut slopes[J]. Engineering Geology, 2015, **184**: 96－103.

[6] 陈善雄, 戴张俊, 陆定杰, 等. 考虑裂隙分布及强度的膨胀土边坡稳定性分析[J]. 水利学报, 2014, **45**(12): 1442－1449. (CHEN Shan-xiong, DAI Zhang-jun, LU Ding-jie, et al. Stability analysis of expansive soil slope considering fracture distribution and strength[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2014, **45**(12): 1442－1449. (in Chinese))

[7] 周跃峰, 程展林, 龚壁卫, 等. 新疆某渠道边坡填料的剪胀特性与变形失稳研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2018, **37**(增刊 2): 4406－4414. (ZHOU Yue-feng, CHENG Zhan-lin, GONG Bi-wei, et al. The dilatancy and instability of an infilled material in a canal slope in Xinjiang[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2018, **37**(S2): 4406－4414. (in Chinese))

[8] 岑威钧, 王 蒙, 石从浩, 等. 降雨条件下多裂隙膨胀岩渠坡稳定性分析[J]. 郑州大学学报(工学版), 2014, **35**(2): 10－14. (CENG Wei-jun, WANG Meng, SHI Cong-hao. Stability analysis of multi-fissure expansive rock canal slope under rainfall conditions[J]. Journal of Zhengzhou University (Engineering Science), 2014, **35**(2): 10－14. (in Chinese))

[9] 温世亿. 膨胀土渠坡若干关键技术问题研究[D]. 武汉: 武汉大学, 2010. (WEN Shi-yi. Research on Several Key Teehnieal Problems of Expansive Soil Canal Slopes[D]. Wuhan: Wuhan University, 2010. (in Chinese))

[10] KHAN M S, HOSSAIN S, AHMED A, et al. Investigation of a shallow slope failure on expansive clay in texas[J]. Engineering Geology, 2016, **219**: S0013795216304616.

[11] 郑颖人, 赵尚毅. 有限元强度折减法在土坡与岩坡中的应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, **23**(19): 3381－3388. (ZHENG Ying-ren, ZHAO Shang-yi. Application of strength reduction FEM in soil and rock slope[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, **23**(19): 3381－3388. (in Chinese))

[12] 邓铭江, 蔡正银, 郭万里, 等. 北疆白砂岩特殊物理力学性质试验研究[J]. 岩土工程学报, 2020, **42**(增刊 1): 1－5. (DENG Ming-jiang, CAI Zheng-yin, GUO Wan-li[J]. Experimental study on special physical and mechanical properties of white sandstone in North Xinjiang[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, **42**(S1): 1－5. (in Chinese))

[13] 陈 皓. 膨胀土渠道在干湿循环作用下的稳定性研究[D]. 南京: 南京水利科学研究院, 2019. (CHEN Hao. Study on Stability of Canal Slope of Expensive Soil under Drying-wetting Cycles[D]. Nanjing: Nanjing Hydraulic Research Institute, 2019. (in Chinese))

（编校：明经平）

DOI：10.11779/CJGE2020S2002

NHRI-400 *g*·t 大型土工离心机升级改造

陈生水[1, 2]，顾行文*[1, 2]，任国峰[1, 2]，徐光明[1]，王年香[1, 2]
（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）

摘 要：作为国内最早的土工离心机之一，南京水利科学研究院的NHRI-400 *g*·t大型土工离心机自1991年建成并投入使用以来，已经运行20多年。2016年—2017年，在不改变实验室房屋结构的前提下，该离心机经历了彻底的升级改造。升级改造工作的主要内容包括机械系统、电气系统和数据采集系统。不同于传统的直流电机-减速机驱动方式，升级后的离心机采用了全新的驱动方式，即力矩电机直接驱动。新的数据采集系统包括90个静态数据通道和38个动态数据通道。升级改造后的NHRI-400 *g*·t大型土工离心机已服务于若干研究项目，性能良好。

关键词：土工离心机；升级改造；直流电机；驱动系统；数据采集系统
中图分类号：TU411 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－4548(2020)S2－0007－06

作者简介：陈生水(1962—)，男，江苏南京人，博士，教授级高级工程师，博士生导师，主要从事土石坝试验技术、安全评价、灾害预测与防控方法的研究。E-mail: sschen@nhri.cn。

Upgradation of NHRI-400 *g*·t geotechnical centrifuge

CHEN Sheng-shui[1, 2], GU Xing-wen[1, 2], REN Guo-feng[1, 2], XU Guang-ming[1], WANG Nian-xiang[1, 2]
(1.Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210029, China; 2. State Key Laboratory of Hydrology-Water Resources and Hydraulic Engineering, Nanjing 210029, China)

Abstract: In Nanjing Hydraulic Research Institute (NHRI), the NHRI-400 *g*·t centrifuge has been operated for more than twenty years since established and put in use in 1991. It is one of the oldest machines in China. In 2016 and 2017, the machine was thoroughly upgraded without changing its basic engineering facilities. Upgradation is made mainly to the mechanical system, electrical system and data acquisition system. A torque motor and a matched driving control system are employed to drive the machine directly, rather than the traditional DC motor-reducer drive system. Also, the new data acquisition system includes 90 static data channels and 38 dynamic data channels. The upgraded NHRI-400 *g*·t geotechnical centrifuge has been served in several projects and performed well.

Key words: geotechnical centrifuge; upgradation; torque motor; driving system; data acquisition system

0 引 言

土工离心模型试验技术通过施加在模型上的离心惯性力使模型的重度变大，从而使模型的应力与原型一致。中国岩土力学研究的开拓者黄文熙先生称“离心模型是土工模型试验技术发展的里程碑”[1]。受前苏联的影响，中国在20世纪50年代就开始接触了解离心模型试验方法。但受当时客观条件的限制，直到80年代中国才真正着手土工离心机的建置工作[1-2]。

南京水利科学研究院是中国最早开展土工离心模型试验的单位之一。1982年起，利用1台20 *g*·t的光弹离心机开展不同项目的土工模型试验研究[3]。于1983年开始进行了厦门海滩上路堤稳定试验与现场试验比较、广东深圳五湾重力式码头的坍塌离心试验与现场码头坍塌相比较以及深圳赤湾防坡堤土工布加固试验[3-4]。其中五湾码头坍塌原因一文被1988年巴黎国际离心模拟会议录用，颇得同行专家的重视。会后被美国科技情报所（isi）列入索引在全世界交流[3]。

1980年初黄文熙教授等访问了英国剑桥大学与曼彻斯特大学后，1981年水利部又派朱维新等5人考察了日本港湾技术研究所1980年刚落成的日本最大离心机，并向国内进行了详细介绍。水利部于1984年又派出黄文熙、朱维新等5人赴美考察，以研究中国建置大型土工离心机的必要性与可行性。在详细了解了前苏联、英国、美国、法国、荷兰、丹麦、德国、意大利和日本等国的40多台大、中、小型土工离心机

基金项目：中央级科学事业单位修缮购置专项项目；国家重点研发计划项目（2017YFC0405100，2017YFC0404900）；中央级公益性科研院所基本科研业务费专项资金项目（Y319001，Y319002）
收稿日期：2020－08－07
*通信作者（E-mail: xwgu@nhri.cn）

技术经济参数的基础上，1984 年 11 月正式提出《关于建置土工大型离心机的必要性与可行性报告》，并经同行专家评议，一致建议先建一台半径 5 m、容量 400 *g*·t，具有模拟地震功能的大离心机，供全国水利、水电、水运系统及其它部门使用[2]。

1987 年，当时的水利部和交通部同意共同投资建设 NHRI-400 *g*·t 大型土工离心机及实验室。设备和实验室于 1991 年正式建成并投入使用[2, 5]。

1 设备简介

1.1 性能参数

1991 年建成的 NHRI-400 *g*·t 大型土工离心机的主要技术特点和性能参数如下[5-6]：

①最大离心加速度 200*g*（按 5.0 m 半径），最大负载 2 t，容量为 400 *g*·t。②最大半径（从转动中心至吊篮平台面）为 5.5 m。③吊篮净空间尺寸 1.2×1.2×1.1 m。④主机驱动模式为直流电机–联轴器–减速箱–竖向传动主轴–大臂，最大驱动功率为 520 kw。⑤在联轴器上安装了刹车系统，在停机减速时启动。⑥具有运转时不平衡力的监控和自动调平系统，最大调平能力为 200 kN，若不平衡力超过 200 kN 则自动停机。⑦安装有 100 通道信号环和 10 通道电力环。⑧主轴上装有 1 个输气/水接头（压力为 20 MPa）、1 个供水接头（流量 380 L/min）、2 个输油接头（压力为 20 MPa，流量 30 L/min）。⑨配有 64 路数据采集系统，放大倍数可调。⑩装有 TV 监控装置及图像数字化处理系统。⑪该离心机设计时，考虑了将来安装振动装置对离心机的影响。

1.2 运行维护

除了对 NHRI-400 *g*·t 大型土工离心机进行日常维护保养，实验室人员还在 1991 至 2015 年，对传感器、监控系统、数据采集系统进行了不定期的升级改造，大型维保和升级共有 2 次：

（1）2000 年，经过约 10 a 的使用，原无极调速系统开始出现故障，被更新为基于 PLC 模块和组件的直流调速系统，离心机的运行控制精度得到了提升。

（2）2007—2009 年，离心机的机械系统经历了大修。直流电机返厂维修；减速箱齿轮磨损严重，按原设计重新定制；更换了联轴器；更换了润滑系统；拆除了作用不明显的刹车系统；拆除失效的不平衡力系统，重新安装不平衡力传感器；在主轴上方安装了仪器舱。

可以看出，大修基本上是 10 a 进行一次，但开展的 2 次大修一次针对电气系统，一次针对机械系统，均不全面。

2 升级改造方案

2.1 故障情况

在上一次大修之后，经过 15 a 左右的运行，离心机又开始出现一些故障。2015 年，离心机故障越发严重和频繁：

①直流调速系统元器件老化。老款 PLC 的 CPU 靠特殊型号的电池供电，因电池失效导致了程序丢失。再后来，触摸屏、传输电缆、主板及其他组件均出现故障。很多组件已经停产，市场上找不到备件。②电机、配电系统老化严重。③吊篮平台磨损和腐蚀严重，平台面不平整，且高 *g* 值重力场下吊篮有较大变形。④原数据采集系统已跟不上研究需要，通道数量少、传输速度慢。⑤各类辅助设施不能得到足够的动力。⑥不平衡力传感器失效。

2.2 前期工作

2015 年，南京水利科学研究院组织专家对设备进行了检测分析，并向水利部提交了附有详细升级改造方案的申请，很快于当年获批并立项。2016 年，升级改造工作正式开始，工作目标很明确：

①全面恢复 NHRI-400 *g*·t 大型土工离心机的性能。②建立更高效的驱动系统，以及与之匹配的电气调速控制系统。③升级数据采集系统。④为各种辅助设备配备足够的接口，提升该离心机的试验能力。

2.3 方案设计

按照工作目标，升级改造将按如下步骤进行：

①全面检查离心机，探明所有的隐患，根据检查结果调整工作方案。②拆除需要更换的零部件，包括旧驱动系统、调速系统、润滑系统、主轴、接头、吊篮、仪器舱、不平衡力传感器、配电柜等。③安装新配电开关柜。④安装新的中空主轴、大臂、吊篮、不平衡力传感器。⑤在主轴上方安装仪器舱、滑环系统。⑥安装调试新的数据采集系统。⑦安装新的驱动系统和润滑系统。⑧安装新的调速系统，并开始进行主机运行调试，从低 *g* 值逐步测试、调整至高 *g* 值。⑨美化离心机和机室。

工作的核心是机械系统、电气系统、数据采集系统升级改造，下文进行详细说明。

3 机械系统升级改造

3.1 驱动系统

本次升级改造的创新之处在于为 NHRI-400 *g*·t 大型离心机设计了全新的驱动系统。

升级前的 NHRI-400 *g*·t 离心机结构见图 1[7]，离心机主体位于离心机室，驱动、润滑系统位于离心机

室下的地下室（坑道）。旧的驱动系统采用的是转臂式离心机传统的电机–联轴器–减速箱–主轴模式，在联轴器的传动轴上还安装了刹车装置。限于上世纪的设计理念，坑道空间较小，基本上被驱动、润滑系统完全占用，形成了闭塞不通风的环境，每年的梅雨季节都需要鼓风机进行通风，但除湿效果仍然不好。另外，这种布局还导致检修不便。在 2007—2009 年的那次大修中，电机的返厂维修耗费了大量的人力和时间。

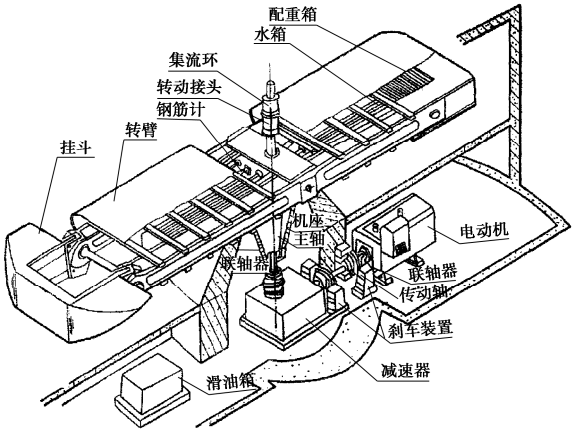


图 1　升级前 NHRI-400 *g*·t 大型离心机布置图

Fig. 1 Layout of NHRI-400 *g*·t centrifuge before upgradation

本次升级改造，创新地提出了采用力矩电机直接驱动主轴的方案。力矩电机是中空圆柱体，固定于机座下方，与新设计的中空主轴相连。这样的设计便于在电机的下部安装旋转接头，接头的管路从电机和主轴向上穿出至大臂。一共设计了 7 路旋转接头（4 路供油，压力 21 MPa；2 路供水，压力 2 MPa；1 路供气，压力 2 MPa），可将具有一定压力和流量的油、水、气传输到大臂，实现运转过程中的辅助功能，如为振动台、冻融装置、加载装置等辅助设备提供动力或流体交换，还可模拟蓄水、降雨等试验过程。

新的力矩电机直接驱动系统，不需要联轴器、减速箱等，结构简洁（图 2），使得坑道空间不在拥挤，空气流通畅顺，有利于日常检修、除湿。

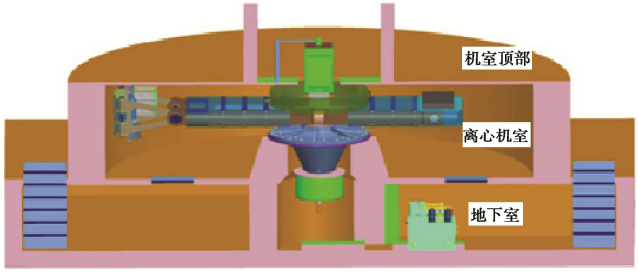


图 2　升级改造后的 NHRI-400 *g*·t 离心机布置图

Fig. 2 Layout of NHRI-400 *g*·t centrifuge after upgradation

3.2　润滑冷却系统

重新设计的润滑冷却系统，与新的驱动系统相匹配。润滑冷却系统采用 PLC 模块，集成至电气调速系统进行控制。正常情况下，润滑系统运行的同时，机油也具备了冷却功能，但是在离心机长时间开启的情况下，需要打开循环水冷却系统进行设备冷却。

3.3　大臂

旧的离心机大臂由 4 根高强度拉力带、定位板、水箱、钢筋计、配重箱、蒙皮等组成（图 1），其中钢筋计在 2009 年更换过，也已失效。经无损探测，大臂的升级改造（图 3），保持原拉力带、定位板、配重箱、蒙皮；拆除水箱、钢筋计；安装 4 个新型力传感器监测不平衡力；并充分利用大臂内部空间，将振动台用蓄能器、旋转接头管路、数据采集电缆等进行隐藏安装。

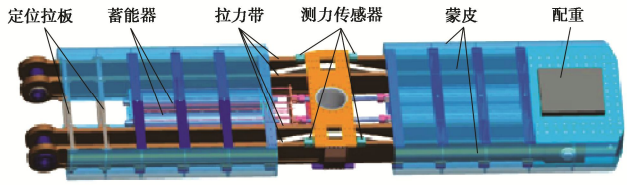


图 3　升级改造后的大臂

Fig. 3 Upgraded rotating arm

3.4　吊篮

旧的吊篮为组合结构，利用一根长的连接轴安装在大臂上，如图 4 左。这种设计使得模型的吊装和移除都必须按照 L 形路线进行，极其不便。吊篮平台采用 4 根横梁外加横向支撑筋由螺纹连接而成，且采用了部分铝材，虽然较好地控制了重量，但经过多年使用，吊篮平台锈蚀严重，表面已经不平整。

新吊篮采用整体结构，通过 2 根短轴连接于大臂（图 4 右），方便了模型的直线吊装和移除。由高强度合金钢制成的整体式吊耳与高强度合金钢整体焊接式平台，在保证吊篮承载力的同时，有效控制了吊篮的重量。新吊篮可通用于静动力试验。新吊篮的净空尺寸为 1.4 m×1.2 m×1.2 m，比旧吊篮的空间略大。

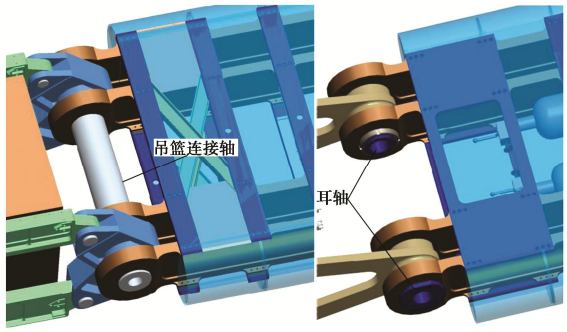


图 4　新旧吊篮连接轴

Fig. 4 Basket mounting axis before and after upgradation

3.5　仪器舱

为 NHRI-400 *g*·t 离心机的辅助设施、数据采集系统、集流环的安装、控制、传输等，并考虑离心机后续的功能拓展，在大臂转动轴心处的上部安装了新的

仪器舱。

仪器舱内部分 3 层安装空间，上层为静态数采装置安装空间、中层为动态数采安装空间、下层为振动台及机器人等的控制装置安装空间。还预留了足够的功能拓展空间。

4 电气系统

4.1 调速系统

新的力矩电机直接驱动系统，需要与之相匹配的调速系统。

新的调速系统采用西门子 6RA80 系列可逆全数字直流调速器，通过电流反馈和脉冲编码器转速反馈构成双闭环调速方式，控制电机转速实现对离心机加速度的控制。调速系统单向运行，逆变制动，具有电流自适应功能、自诊断处理功能和跟踪/保持功能；调速器配置 Profibus-DP 模块，接收来自 PLC 的控制指令；配置 SBP 编码器接口模块，采集电机轴编码器的转速信号，通过 DP 总线传输到 PLC，实现离心机的加速度测量。

新调速系统特点如下：

①集成了可控硅整流模块，冷却风扇，使系统结构紧凑，可靠性高；②所有算法均由高效 16 位微处理器完成，微处理器较高的工作主频，保证了全数字方式下电流环的快速性，获得优异的动态性能；③采用可逆无环流反并联系统，具有快速的调节性能；④能对电流环、速度环、磁场等进行优化，使系统调节到最佳状态进行工作；⑤具有完备的监控和诊断功能，只有在安全启动条件（润滑、油压、温度、配平、机室门关闭等）完全满足时才能启动离心机，运行过程中能对电网故障、通信接口故障、传动系统故障、起动过程故障等，实现有效的判断和保护；⑥带光电编码器反馈的闭环控制系统具有很好的动态性能和很高的控制精度。

4.2 安全监控系统

为离心机配备了新的安全监控系统，包含 8 通道监控。目前已使用 5 通道，监控对象包括：大臂、吊篮（顶部和侧面）、电机及旋转接头、稀油站，还预留了 3 个监控通道，以备辅助设施的拓展使用。

5 数据采集系统

5.1 集流环系统

在新的仪器舱顶部，安装了集流环系统，包括光纤滑环、信号滑环和功率滑环。

光纤滑环为 4 通道；信号环为 60 环（2 A，220 V）；功率环为 20 环（30 A，380 V）。

5.2 静动态数据采集系统

新的数据采集系统分为静态部分和动态部分。

静态数据采集系统由航空插头面板、IMP 模块、直流稳压电源、上位机组成，共 90 个通道，其中 70 个应变测试通道、20 个电压测试通道。应变测试范围 0～10000 με；电压测试范围 0～10 V。系统的数据采集频率最高为 1 Hz。

动态数据采集系统包含 16 给应变测试通道和 22 个电压测试通道。应变测试范围 0～25000 με；电压测试范围 0～10 V。数据采集频率最高达 5 kHz。

6 其他改造

除机械系统、电气系统、数据采集系统升级改造之外，还开展了一些其他的工作：

①在机室顶安装了 2 圈灯带，试验过程中可以提供足够的照明，便于图像和录像的采集。②机室门安装了关闭联锁开关，确保运行安全。③机室顶、侧壁、底面均进行了加固，并统一涂色。④离心机整体进行了形象设计。⑤为辅助设施预留接口，如振动台、机械手、溃坝系统、冻融系统、竖向加载装置、水平加载装置、船行波模拟装置等。

经过全面升级改造，全新的 NHRI-400 *g*·t 大型土工离心机如图 5 所示。

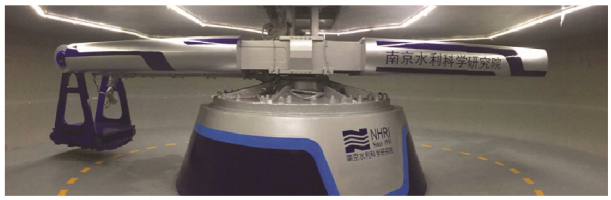


图 5 全新的 NHRI-400 *g*·t 大型土工离心机

Fig. 5 Upgraded NHRI-400 *g*·t centrifuge

7 升级改造后部分试验

7.1 渠道湿干−冻融耦合作用下劣化试验研究[8]

研制了湿干冻融离心模型试验平台（图 6）。采用该试验设备，研究了膨胀土输水渠道在经历湿干交替、冻融循环的恶劣自然气候作用下的劣化过程。

模型渠道布置如图 7 所示。图 8 为湿–干过程中土体孔压变化曲线，图 9 为冻–融过程中各测点的温度变化曲线，图 10 为渠道模型竖向位移量变化曲线。

可以看出：①设备良好地模拟了渠道的水位升降过程，与现场渠道的注水期、蓄水期和排水期相符；也良好地模拟了渠道表面的干燥过程。②设备的热交换能力可靠、稳定；冻结深度可至 2 m 以上，而该地区冬季渠基土最大冻深约 1.8 m；该设备可以满足北疆季冻区渠道的冻融过程研究需要。③渠底和渠坡均出现了显著的冻胀现象，渠顶的冻胀现象不明显。渠

底和渠坡的冻胀速率在初始阶段较大；后期，渠底冻胀趋于稳定，而渠坡冻胀仍持续增长，但冻胀速率放缓。④融化过程模拟时，渠底、渠坡和渠顶均出现了显著的融沉现象，渠底和渠顶融沉速率相近，渠坡融沉速率显著大于渠底和渠顶。

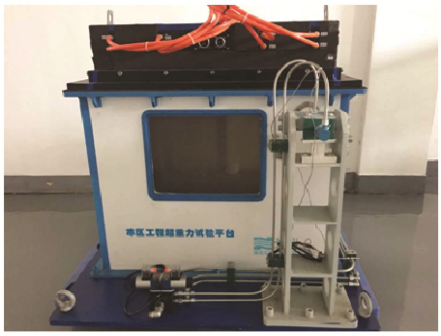


图 6 湿干冻融离心模型试验平台

Fig. 6 Wetting-drying and freeze-thaw coupled centrifuge modeling system

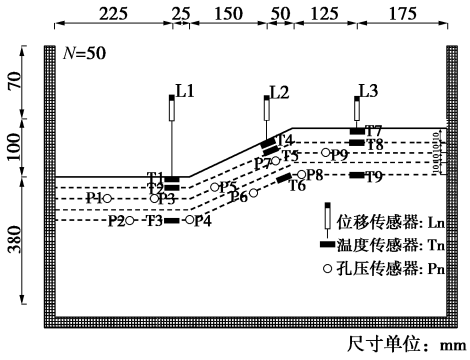


图 7 渠道模型布置

Fig. 7 Model setup of canal

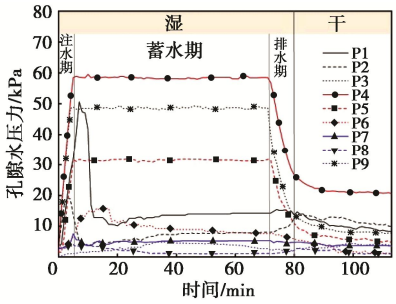


图 8 湿–干过程孔压曲线

Fig. 8 Pore pressures during wetting-deying process

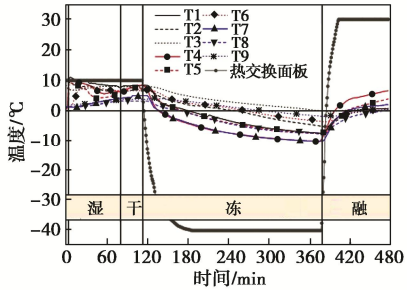


图 9 土体温度变化曲线

Fig. 9 Temperature curves

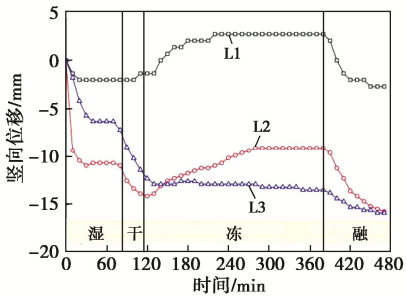


图 10 渠道模型竖向位移变化曲线

Fig. 10 Vertical displacement curves

7.2 前坪水库大坝变形试验[9]

采用离心模型试验手段，模拟了前坪水库黏土心墙坝在施工期、蓄水期和运行管理期变形发生发展的过程，揭示了黏土心墙中超孔压的累计消散对坝体变形特性的影响规律。模型照片如图 11。试验和计算的坝顶沉降过程曲线如图 12。试验测得的孔压变化曲线如图 13。离心模型试验结论如下：

①试验直观体现了黏土心墙坝在施工期、蓄水期和运行管理期的变形发展过程，揭示了黏土心墙中超孔压的累计消散对坝体变形特性的影响规律。②坝体主要沉降变形发生在施工期，蓄水引起的坝体沉降量不大。③坝体运行期沉降发展缓慢，沉降达到稳定状态需要约 7 a 时间。④在长期蓄水作用下，心墙未出现裂缝，上游水位未发生变化，下游未见明显渗水，表明黏土心墙有很好的防渗性能，心墙未发生渗流破坏。

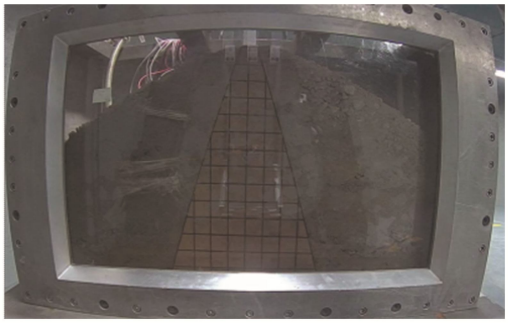


图 11 吊篮中的前坪心墙坝模型

Fig. 11 Model for Qianping dam in basket

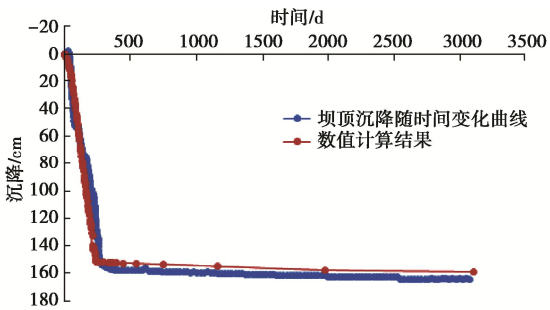


图 12 坝顶沉降曲线

Fig. 12 Settlements of Qianping dam crest

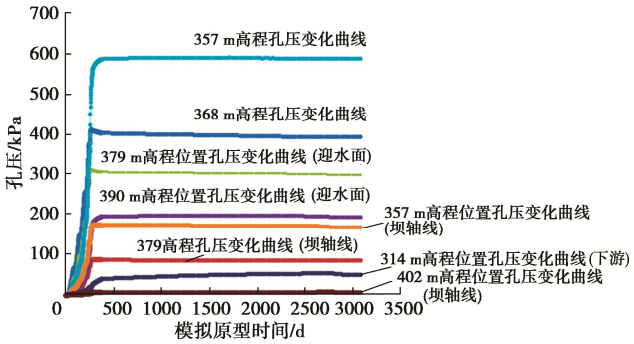


图 13 坝体心墙孔压曲线

Fig. 13 Pore pressures of Qianping dam core

8 总 结

自 1991 年建成以来，NHRI-400 *g*·t 大型土工离心机已运行 20 多年。2016 和 2017 年，在不改变实验室房屋结构的前提下，该离心机经过了全面的升级改造。主机机械系统、电气系统、数据采集系统都得到了升级改造。

经过全面测试，该离心机的性能指标完全恢复。目前，在该设备上已经成功地开展了一些试验，并正在持续开展试验研究工作。NHRI-400 *g*·t 大型土工离心机再次焕发出勃勃生机。

参考文献：

[1] 王年香, 章为民. 土工离心模型试验技术与应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015. (WANG Nian-xiang, ZHANG Wei-min. Geotechnical Centrifuge Technology and Application[M]. Beijing: China Building Industry Press, 2015. (in Chinese))

[2] 朱维新. 土工离心模型试验研究状况[J]. 岩土工程学报, 1986, **8**(2): 82 – 95. (ZHU Wei-xin. Centrifuge modeling for geotechnical engineering in the world[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1986, **8**(2): 82 – 95. (in Chinese))

[3] ZHU Wei-xin, LIU Shou-hua. NHRI geotechnical centrifuge operation[C]// Proc of the International Conference on Geotechnical Centrifuge Modelling, 1988, Paris.

[4] 朱维新, 陈绪禄. 土工离心模型试验探索[C]// 第四届全国土力学与基础工程会议, 1983, 武昌: 183 – 190.

[5] DOU Y, JING P. Development of NHRI – 400 *g*·t geotechnical centrifuge[C]// Centrifuge 94-Leung, Lee & Tan (eds), Rotterdam: Balkema. 1994: 69 – 74.

[6] 章为民, 窦 宜.土工离心模拟技术的发展[J]. 水利水运科学研究, 1995, **9**(3): 294 – 301. (ZHANG Wei-min, DOU Yi. Development of geocentrifuge modelling in NHRI[J]. Journal of Nanjing Hydraulic Research Institute, 1995, **9**(3): 294 – 301. (in Chinese))

[7] 刘守华. 南京水利科学研究院土工离心模型发展概况[J]. 海洋工程, 1990, **8**(3): 55 – 62. (LIU Shou-hua. Development of the geotechnical centrifuge modelling[J]. The Ocean Engineering, 1990, **8**(3): 55 – 62. (in Chinese))

[8] ZHANG Chen, CAI Zheng-yin, HUANG Ying-hao, et al. Laboratory and centrifuge model tests on influence of swelling rock with drying-wetting cycles on stability of canal slope[J]. Advances in Civil Engineering, 2018: 1 – 10.

[9] 武颖利, 李小梅, 郭万里. 前坪水库坝体协调变形与渗流稳定关键技术研究[R]. 南京: 南京水利科学研究院, 2019. (WU Yin-li, LI Xiao-mei, GUO Wan-li. Research on Coordinated Deformation and Seepage Stability of Qianping Dam[R]. Nanjing: Nanjing Hydraulic Research Institute, 2019. (in Chinese))

（编校：黄贤沙）

DOI：10.11779/CJGE2020S2003

堰塞湖风险分析与应急抢险关键技术研究与应用

张宗亮[1, 2]，吴学明[1, 2]，王 昆[1, 2]，何 宁[3]，周彦章*[3]

（1. 中国电建集团昆明勘测设计研究院有限公司，云南 昆明 650051；2. 国家能源水电工程技术研发中心高土石坝分中心，云南 昆明 650051；3. 南京水利科学研究院，江苏 南京 210024）

摘 要：地震或暴雨导致山体塌方形成堰塞湖，给下游人民生命财产造成巨大威胁，及时准确采集处理堰塞湖应急抢险所需数据，识别分析堰塞湖灾害风险，能够为堰塞湖应急抢险、减灾兴利提供科学依据。以红石岩堰塞湖灾害应急抢险和处置工程为依托，提出了堰塞湖应急抢险数据采集与处理方法，系统研发了堰塞湖灾害及其风险因子识别方法体系和堰塞湖灾害应急指挥平台，构建了堰塞湖应急抢险成套关键技术，研究结果表明该套技术体系能有效应用于红石岩堰塞湖应急抢险与后续处置工程实践，解决了堰塞湖应急抢险快速响应与科学决策难题。

关键词：堰塞湖；风险分析；应急抢险；应急指挥平台

中图分类号：TV22 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－4548(2020)S2－0013－07

作者简介：张宗亮(1963—)，男，教授级高级工程师，全国工程勘察设计大师，主要从事水利水电工程设计、咨询、科研及管理工作。E-mail: zhang_zl@powerchina.cn。

Researches and application of key technologies for risk analysis and emergency rescue of landslide-dammed lakes

ZHANG Zong-liang[1, 2], WU Xue-ming[1, 2], WANG Kun[1, 2], HE Ning[3], ZHOU Yan-zhang[3]

(1. PowerChina Kunming Engineering Corporation Limited, Kunming 650051, China; 2. Sub-center of High Earthfill/Rockfill Dam, National Energy and Hydropower Engineering Technology R&D Center, Kunming 650051, China; 3. Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210024, China)

Abstract: The landslide-dammed lake caused by earthquakes or heavy rains will threaten the lives and property of people in the downstream. It is necessary to timely and accurately collect and process the data with respect to the dammed lake for the risk identification and analysis. And this will also provide a scientific basis for emergency rescue, risk eradication and disaster reduction for the landslide-dammed lake. Based on the emergency rescue and disposal project of Hongshiyan landslide-dammed lake, a set of key technologies for disasters of landslide-dammed lakes are developed containing the collection and integration of emergency rescue data, the identification of risk factors and emergency command platform, and they are successfully applied to the emergency rescue and subsequent treatment of Hongshiyan landslide-dammed lake. This technical system solves the problems of quick response and scientific decision-making in the emergency rescue of landslide dams.

Key words: landslide-dammed lake; risk analysis; emergency rescue; emergency command platform

0 引 言

堰塞湖指山体滑坡、崩塌、泥石流堵塞河道形成的湖泊，具备一定挡水能力的堵塞河道的堆积体被称为堰塞体[1-2]。近年来受强降雨、强地震等极端条件影响，堰塞湖多发频发，给人民生命财产造成严重威胁。2008年5月12日汶川8.0级强烈地震，共形成34座堰塞湖[4]，其中堰塞体体积最大的为北川县城上游约4 km处的唐家山堰塞湖，湖区长23 km、库容3.2亿m^3，下游120万人民生命财产安全受到威胁；2014年8月3日云南省鲁甸县6.5级地震，诱发牛栏江干流山体塌方形成红石岩堰塞湖[5-6]；2018年10月10日和11月3日，金沙江上游白格地区两次大型山体滑坡形成堰塞体，阻塞金沙江形成堰塞湖，潜在最大蓄水量达7.9亿m^3，溃决后对下游造成巨大破坏[7-8]。

堰塞湖具有水文气象、地形地质、物质结构、溃堰形式、环境社会等不确定性，堰塞体呈宽级配非均匀结构、材料颗粒尺度离散性大、空间结构和物性参数随机性强等特征，风险分析和应急抢险是根除堰塞湖风险、减灾兴利的重要措施。堰塞湖应急抢险、后

基金项目：国家重点研发计划项目（2018YFC1508500）
收稿日期：2020－08－07
*通信作者（E-mail: yzzhou@nhri.cn）

续处置、永久整治三大阶段诸多重大科学技术难题，属于亟待解决的国家重大需求，国内外在堰塞湖风险识别评价与应急抢险方面缺少相关研究先例，缺乏系统的应急指挥平台。

2014 年 8 月 3 日 16 时 30 分，云南省鲁甸县发生 6.5 级地震，在鲁甸县火德红乡李家山村和巧家县包谷垴乡红石岩村交界的牛栏江干流上，地震造成两岸山体塌方形成堰塞湖。堰塞体位于原红石岩水电站取水坝下游 600 m 处，历史上红石岩左岸滑坡体曾发生堵江事件，地震发生后，滑坡表面物质被震松，大孤石及局部失稳碎石土滑移进入牛栏江，但滑坡体整体没有滑动，处于稳定状态。右岸滑坡体滑向河床形成泥石流向下游运动，加剧了中上部边坡岩体的变形破坏，高速倾倒崩滑，迅速向河床堆积形成堰塞体。右岸崩塌沿河流方向的山体崩塌长度约 890 m，后缘岩壁高度约 600 m，最大坡顶高程 1843.7 m，属特大型崩塌。红石岩堰塞湖属大型堰塞湖，风险等级为 I 级（最高级别）[1, 3]。

红石岩堰塞湖应急抢险、后续处置及后期整治工作以乏信息条件下水利水电工程综合勘察设计技术为基础，采用 3S、全三维等数字化设计技术和手段，从地形、地质数据采集，到边坡、堰塞体、库岸监测，以及枢纽布置、施工总布置等，完成了排险、河流规划、可行性研究、后续处置等工作。本文以红石岩堰塞湖作为研究对象，系统总结了红石岩堰塞湖应急抢险、后续处置及后期整治工作，为落实“切实做好堰塞湖后续处置和整治”“先除害、再兴利、轻重缓急，分期开展后期电站重建工程等工作”等各级指示精神提供了重要技术支撑，提出了堰塞湖应急抢险数据采集处理方法，研发了风险识别评价理论体系和应急指挥平台，形成了堰塞湖应急抢险关键成套技术。

1 应急抢险数据采集与处理

针对水文气象、地形地质和环境社会等不确定性，研发空天地一体化乏信息数据快速采集与处理技术，构建堰塞湖及其影响区域的水文模型，精确测量了堰塞体位置、几何参数及堆积方量，建立三维地形模型以支撑堰塞湖应急抢险工作。

1.1 水文气象资料采集

通过 3S 技术获取全球范围的气象数据、下垫面参数，采用水文地理数据模型、分布式水文模型，结合互联网获取共享数据，开展乏资料地区水文分析计算。红石岩堰塞湖乏信息地区水文分析计算解决方案为：气象水文数据采集，包括实测、卫星气象数据获取与整理、融合；基于 ArcHydro 模型流域特征提取，得到流域边界、河网、河道等数据，为水位流量关系、库容面积曲线计算提供基础数据；构建基于 3S 技术的分布式 SWAT 水文模型，提出了 SWAT 模型输入数据获取、建模、率定与验证、参数化方法，结合实际工程，提出基于分布式水文模型的乏资料地区水文泥沙计算方案。

1.2 地形资料采集与三维模型建立

充分利用现场收集资料和实测数据，采用无人机航测遥感新技术辅以少量像控点，结合地面三维激光扫描仪获取的点云数据进行加工处理，制作满足设计要求的基础地理信息数据。

（1）采用低空无人机航摄系统快速采集并进行灾害信息自动解译。以无人机航线自动规划方法，制定目标区域后，快速组织设备及人员飞行作业，及时获取影像，在救灾工作中，持续更新数据，自动解译相关信息，快速获取由灾害引起的各类数据。

（2）iScan 一体化地面移动测量系统灾害数据采集及处理技术。将三维激光扫描设备（LS）、卫星定位模块（GNSS）、惯性导航装置（IMU）、里程计、360° 全景相机、集成控制模块和高性能板卡计算机集成、封装，快速获取灾害现场的点云数据，处理并建立灾害区域三维模型及可量测三维全景数据，反映灾害现场状况。

（3）基于北斗卫星导航系统的监测及监控系统。应用北斗卫星导航系统的救灾设备、人员动态部署、灾害监控、现场情况收集等，作为灾害应急指挥平台的重要信息来源及组成部分，实时掌握救灾资源、灾害情况分布及救灾工作开展情况。

（4）基于移动互联网的实时灾害信息采集方法。基于移动互联网的现场灾害数据采集及利用方式，通过救灾过程中的现场救援人员，最大程度的在应急指挥平台中反映现场动态情况，为救灾决策提供依据。

（5）区域灾害监测。应急抢险阶段，利用星载 InSAR 与地基 InSAR 相结合，开展堰塞湖滑坡体变形监测。星载 InSAR 主要用于区域性地质灾害监测；地基 InSAR 完成局部观测区域的二维微小变形监测。

基于上述方法获取基础地形数据，快速形成红石岩堰塞湖永久性整治工程区 1∶2000 地形图及数字高程模型、堰塞湖区 1∶5000 地形图及数字高程模型、堰塞湖区域地形三维模型、基于星载和地基 inSAR 的变形监测分析成果等。这些基础资料及时应用于堰塞湖规模、次生灾害范围确定与灾情评估，可为抢险救灾、工程勘察与设计等提供科学依据。

确定红石岩堰塞湖基本地形为：堰塞体位于红石岩水电站取水坝下游 600 m 处，堰塞体顶部左岸低、右岸高，右岸边缘为滑坡堆积体，顶部顺河向平均宽

度约 262 m、顶部横河向平均长度 301 m，上游迎水面最低高程点 1222 m、下游最低点高程为 1091.7 m，堰塞体左岸最高点高程 1270 m、右岸最高点高程 1349 m，上游迎水面平均坡比约 1∶2.5、下游面平均坡比约 1∶5.5。1222 m 高程顶宽约 17 m，顺河向下宽约 910 m；沿 1222 m 高程坝轴线长度约 307 m，估算堰塞体总方量约 1000 万 m^3。至堰塞湖顶部 1222 m，库容 2.6 亿 m^3，回水长度约 23 km。利用 GIS 及 BIM 相关技术手段，快速测量堰塞体规模，建立堰塞体的三维模型，建立红石岩堰塞体的模型如图 1，2 所示。

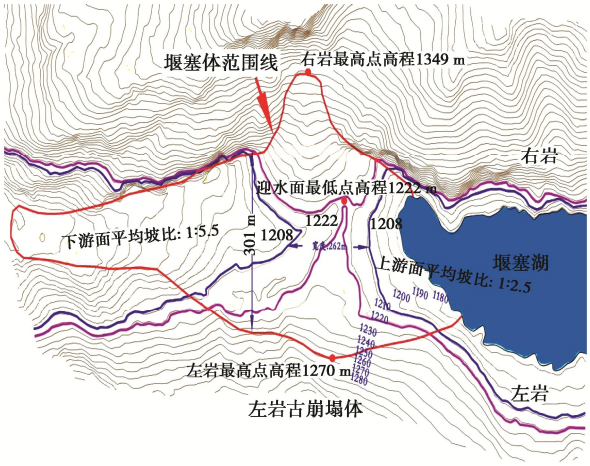


图 1　红石岩堰塞体平面图

Fig. 1 Plane graph of Hongshiyan landslide-dammed object

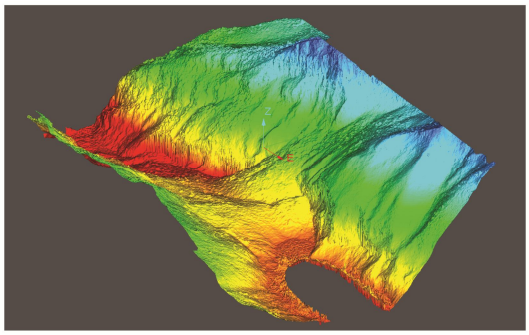


图 2　红石岩堰塞体三维地形模型

Fig. 2 3-D terrain model for Hongshiyan landslide-dammed object

1.3　地质资料采集与工程地质条件分析

乏信息条件下堰塞湖应急处置过程地震地质资料、区域地质资料采集与处理的快速开展工作内容和方法包括以下几方面：

（1）地震地质资料采集。根据工程规模及不同需求，从国内外权威网站等，选择搜索空间、时间及震级范围内的历史地震记录点，记录数据涵盖震中地理坐标、震级、震源深度、发震日期及时间等，下载适合构造解译光谱范围的高精度、多光谱遥感影像和地形数据，搭建三维场景和地质信息数据库，开展主要控震构造活动性遥感地质解译。

（2）区域地质资料采集处理。与国外大型地形地质资料网站合作，或登陆国外相关国家地质调查部门网站，收集、购买所需要的区域地质图及相关报告等。以三维仿真场景为基础搭建地质信息数据库，地质信息数据库内容涵盖地形地貌、地层岩性、地质构造、物理地质现象、岩溶、水文地质条件、岩土体物理力学性参数、勘探试验成果、遥感地质解译成果、地质空间分析成果、地质附图及地质报告等信息。

基于上述方法和技术手段，收集、处理工程区各类地质数据和资料，辅以地形地貌资料，完成了红石岩堰塞湖工程构造稳定性、库区工程地质条件、堰塞体基础工程地质条件、堰塞体工程地质条件、泄洪冲沙洞及溢洪洞工程地质条件、非常溢洪道工程地质条件、引水发电系统工程地质条件以及天然建筑材料等评价。

确定红石岩堰塞体基本工程地质特性为：堰塞体快速倾倒崩滑，物质主要来自右岸高处，左岸亦有滑崩物质汇入；以碎块石为主，成份均主要为弱、微风化、新鲜白云质灰岩、白云岩。初步估测堰塞体堆积物岩性组合，最大粒径大于 5 m，块径 50 cm 以上的约占 50%，块径 2～50 cm 以上的约占 35%，块径 2 cm 以下的约占 15%。堰塞体渗流量较小，初步判断堆石级配基本连续，密实度较高。

2　堰塞湖灾害风险识别与评价

建立堰塞湖灾害风险因子识别方法体系，明确评价内容。基于红石岩堰塞湖应急抢险数据采集与处理成果，识别并评价了其边坡稳定性、堰塞体稳定性、泄洪通道安全性、对上下游淹没影响、溃决风险、次生灾害等影响，为应急抢险指挥调度提供技术支撑。

2.1　风险识别与评价技术

堰塞湖灾害风险因子及其识别主要包括水文气象、地形地质、堰塞体危险性和溃决损失等 4 个方面。

水文气象资料是评价堰塞湖风险、制定抢险救灾方案所需的最重要、最基本信息。堰塞湖应急水文勘查包括堰塞湖回水长度、水面平均宽度、平均水深、堰前水位、堰塞体特征点高程、堰塞湖上下游河段典型断面测量、进出堰塞湖流量和测时水位蓄水量等。

地形地质信息包括地形资料和地质资料。堰塞湖险情发生后，建立覆盖堰塞体及周边范围的大地坐标系统，实测堰塞体及周边范围的地形以分析堰塞体的体型，包括堰塞体长度、宽度、高度、体积和形态等。对于堰塞体上下游影响范围内的崩塌滑坡、危岩体及

泥石流以及可能失稳边坡的地形、地貌、地层岩性、地质构造及水文地质条件，确定可能失稳边坡的分布范围、体积和边界条件，以及堰塞体和基础的结构物质组成及物理力学性质。

堰塞体危险性由堰塞湖规模、堰塞体物质组成和堰塞体高度 3 个风险因子共同确定。当 3 个分级指标所属级别相差两级或以上，且最高级别指标只有 1 个时，应将 3 个分级指标中所属最高危险级别降低一级。其余情况均应将分级指标中所属最高危险级别作为该堰塞体的危险级别。

堰塞体溃决损失根据堰塞体影响区的人口、重要城镇、公共或重要设施等情况进行判断，分为极严重、严重、较严重和一般。

2.2 红石岩堰塞湖风险识别与评价

（1）风险评估

红石岩堰塞湖影响下游人口 0.9 万人、淹没耕地 8500 亩，下游两岸分布鲁甸县 4 个乡镇、巧家县 5 个乡镇、昭阳区 1 个乡镇，涉及 3 万余人、3.3 万亩耕地。下游牛栏江干流建有天花板、黄角树两座水电站。

根据中华人民共和国水利行业标准《堰塞湖风险等级划分标准》SL450—2009[1]，红石岩堰塞湖总库容 2.6 亿 m^3，属大型堰塞湖；堰塞体高度超过 70 m，堰塞体危险级别为极高危险；堰塞体溃决损失严重性为严重；堰塞湖风险等级为 I 级（最高级别），堰塞湖应急处置期洪水标准为 5 a 一遇（P=20%）。

（2）堰塞体形成过程及稳定性分析

a）堰塞体形成过程。采用 FDEM-GIM 方法模拟地震作用下山体失稳、滑动和堆积过程，由此得到红石岩堰塞湖滑坡体不同时刻的滑动状态，见图 3。

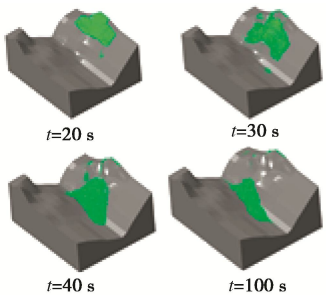


图 3 红石岩堰塞湖滑坡体不同时刻滑动形态

Fig. 3 Sliding morphology of Hongshiyan landslide-dammed object at different time

地震初期，滑动体出现裂缝贯通形成整体滑裂面，随地震荷载逐渐作用，滑动体内部损伤逐渐累积，19 s 时，滑动体与下部基岩层明显地出现了分离；随后在地震和重力共同作用下滑坡体高速下滑，下滑过程中滑坡体不断破碎、解体，与对岸岩体和破碎块体之间发生强烈撞击、破碎，60 s 后滑坡体逐渐稳定，在河道中慢慢堆积密实，100 s 基本静止形成堰塞体。

b）堰塞体稳定性分析。根据堰塞体地质资料与工程地质条件，堆石料变形模量较高、坝后渗流量较小，推断堰塞体孔隙率低、密实度较高，沉降变形量不大；堰塞体高度较高，根据经验判断总体应力应变水平不高。初步判断红石岩堰塞体的沉降及应力应变水平与同规模堆石坝基本相当，变形稳定满足要求。通过分析多种工况下堰塞体最大横剖面渗流及坝坡稳定性，堰塞体在最高水位 1222 m 及以下水位挡水时，渗透、变形、坝坡稳定均满足要求，堰塞体安全稳定。

c）堰塞湖边坡稳定性分析。红石岩堰塞湖右岸边坡崩塌后形成边坡高 760 m、坡度 70°～85°，崩塌后地形变化较大，边坡高陡近直立，整体呈一台阶状地形，上部滑床后缘为陡崖，坡表卸荷裂隙发育，遍布碎裂状块体，边坡后缘坡面约 60 m（距崩塌边缘）范围内卸荷变形缝多见，发育频率约 5 m 一条。采用倾斜摄影方法对边坡的地形地质条件进行精细测绘，利用 BIM 平台建立边坡三维地形、地质及数值模型，回溯边坡失稳过程，反演边坡力学参数，正演边坡所处状态，判定应急抢险期间边坡整体稳定性。目前边坡整体稳定性良好，边坡整体稳定安全系数 1.25，不会产生大规模二次塌滑。

（3）堰塞湖溃决洪水计算

红石岩堰塞湖位于天花板水库上游 18.8 km，黄角树水库上游 57.6 km，考虑天花板电站大坝为混凝土拱坝，具有一定的抵御溃坝洪水翻坝的能力，而黄角树电站大坝为面板堆石坝，因此，溃坝风险处置的目标是保证黄角树水库大坝不漫顶，即最高水位不超过坝顶高程 775 m。根据《堰塞湖风险等级划分标准》SL450—2009，红石岩堰塞湖应为风险 I 级的极高危险亚类，堰塞湖应急处置期洪水的重现期≥5 a，考虑其发生于汛期，且对下游两座电站影响较大，按历史最大洪水进行风险分析。

为研究红石岩堰塞湖溃堰对下游河道沿岸居民的影响，采用 DB IWHR 模型计算堰塞湖发生溃堰时下游河道沿程水面线主要敏感对象位置及水位如表 1。

对于堰塞体的应急处置措施可采取开挖引流槽、人为控制使其湖水放空，达到除险的目的。对不开挖引流槽和开挖引流槽（底宽 5 m，深 8 m）两种方案按洪水重现期分别为 5，20，100 年进行溃决洪水计算分析，不开挖引流槽方案按坝顶高程 1222 m 起溃计算，开挖引流槽方案按引流渠渠底高程 1214 m 起溃计算，计算得不开挖引流槽和开挖引流槽两种应急处置方案的溃决洪水过程如图 4，5。

表 1 堰塞湖下游主要敏感对象位置水位

Table 1 Water levels of main sensitive positions in downstream of landslide-dammed lake

敏感点名称	距堰塞湖距离/m	堰塞湖溃堰水位	
		1208 m	1200 m
		站点水位/m	
唐家平子	2942	1092.32	1090.95
沙坝河吊桥	4233	1087.72	1086.18
回龙湾	10465	1077.01	1074.02
老店子	13839	1076.27	1073.15
罗家梁子	17387	1076.18	1073.06
天花板大坝	19083	1076.13	1073.02
清水河汇口	19772	981.52	980.25
天花板厂址	21281	968.51	967.30
锅厂	34881	891.72	890.70
董家田坝	37719	872.42	871.54
下河坝	53517	763.58	758.08
梭山（大坝）	55709	763.17	757.45
黄角树大坝	57982	763.15	757.43
田坝	59683	701.44	700.33
箐岗平	64863	663.41	662.61
黄角树厂房	69950	601.71	600.46
小河沟	72004	573.71	573.19
麻壕	74856	560.40	560.25

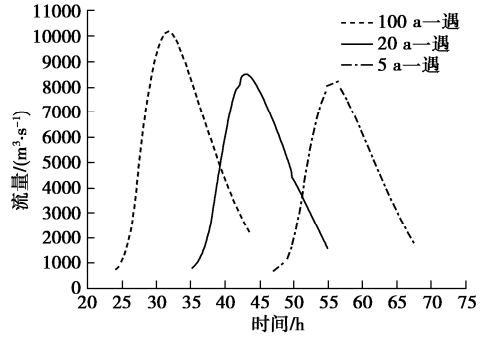


图 4 堰塞湖无引流槽溃坝流量过程线

Fig. 4 Dam-break discharge hydrograph of landslide-dammed lake without drainage tank

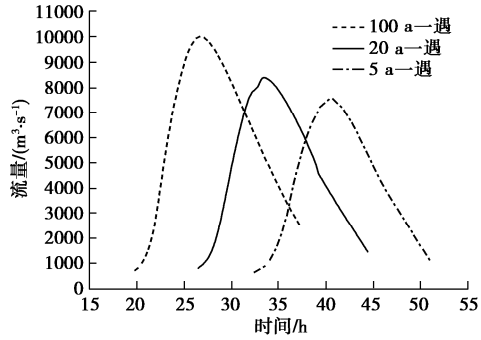


图 5 堰塞湖开挖引流槽溃坝流量过程线

Fig. 5 Dam-break discharge hydrograph of landslide-dammed lake with drainage tank

（4）对上下游影响评价

红石岩堰塞湖上下游主要工程包括上游已建红石岩电站、小岩头电站和德泽水库，以及下游已建 90 m 高的天花板混凝土拱坝和 65 m 高的黄角树混凝土面板堆石坝。

a）对上游影响评价。堰塞湖洪水调度按照自由泄流方式进行，调洪时段按 1 h 计。对上游居民点的影响：以泄流槽底板高程 1214 m、底宽 5 m 开挖后，起调水位 1180 m、遭遇 P=20%洪水时，调洪高水位为 1212.89 m；起调水位 1190 m、遭遇 P=20%洪水时，调洪高水位为 1214.70 m，需做好影响范围内居民的避险疏散工作。对上游小岩头电站的影响：小岩头厂房设计、校核水位分别为 1208.56 m 和 1209.5 m，小岩头厂房室外地坪高程 1211 m；以泄流槽底板高程 1214 m，底宽 5 m 开挖后，起调水位 1180 m、遭遇 P=20%洪水时，调洪高水位为 1212.89 m，高于厂房地坪高程 1.89 m；起调水位 1190 m、遭遇 P=20%洪水时，调洪高水位为 1214.70 m，高于厂房地坪高程 3.7 m，需充分重视厂房的防洪度汛安全问题；小岩头水电站大坝位于堰塞体坝址上游约 30 km，坝址下游枯水位在 1255 m 左右，远高于堰塞体坝前壅水，堰塞体壅水对小岩头大坝没有影响。

b）对下游影响评价。根据表 1 和图 4，5 计算结果，红石岩堰塞湖发生溃堰对下游河段两已建电站大坝安全基本没有影响。天花板水电站最高洪水位低于的大坝校核洪水位，入库洪峰较大，Q_m=6345 m^3/s，超过电站校核洪水洪峰流量，坝前水位较高会对库区淹没产生一定影响；黄角树水电站泄洪建筑最大泄量 6781 m^3/s，堰塞湖溃堰洪水经天花板水库的调蓄以后的入库洪峰仅 4868 m^3/s，相应水库调洪高水位 763.15 m，低于黄角树水电站正常蓄水位 770 m，但洪峰流量较大，可能会对库区产生淹没影响。

（5）泄洪通道安全性评价

通过泄洪通道结构复核及泄流能力分析：引水隧洞段在应急处置期及后续处置期内运行整体是安全的，不会出现大规模衬砌的破坏、垮塌；红石岩引水隧洞及调压井作为堰塞体的应急处置及后续处置期的泄流通道是安全的；堰塞体泄流槽具有一定的抗冲刷能力，过流过程中不会发生突溃；水位下降后，粗格拦污栅存在被堵塞垮塌的可能。可在进水口前沿或上游合适设置拦污漂，或通过拆除或爆破的方式打通一处缺口防止粗拦污栅垮塌。红石岩调压井施工支洞堵头检修门及调压井、堰塞体泄流槽作为堰塞湖在应急和后续处置期内的应急泄流通道是安全的。

3 堰塞湖灾害应急指挥平台研发与应用

总结红石岩堰塞湖应急抢险与处置工程研究成果，研发形成了堰塞湖灾害应急指挥平台。堰塞湖灾害应急指挥平台作为红石岩堰塞湖应急抢险与处置工程相关灾害信息集成展示的终端，实时反映现场灾害情况、救灾设备、人员分布、受灾设施、人群分布、救灾资源分布等情况，基于灾害应急数据库，进行各类相关的分析功能，为抢险救灾工作提供了统一的数据共享机制及展示平台，并提供辅助决策功能，实现救灾应急联动，统一调配救灾资源，在快速响应和科学决策中发挥了关键作用。

3.1 平台介绍

堰塞湖灾害应急指挥平台基于“CS+BS+移动端”架构开发而成，支持无网、网络和移动 3 种应用场景。平台可在同一个框架下集中整合遥感影像、地理位置与地质信息、水文信息、灾区地形信息、救灾人员与受灾群众信息等基础数据，基础数据涵盖分属不同的机构或部门进行更新和维护的灾害数据、天气数据、地名地址数据、交通网络数据、河流数据等，建立相应的数据库；以基础数据为基础，应用水利、水电等专业技术，分析堰塞湖面临各类风险及相应并制定风险处置方案，包括溃坝、泥石流、地震、山洪、滑坡灾害等风险分析与处置模块，为灾害应急管理、应急决策提供准确、统一、全面支撑，见图 6。

图 6 堰塞湖应急指挥平台界面

Fig. 6 Platform interface of emergency command for landslide-dammed lakes

3.2 平台用户设置

堰塞湖灾害应急抢险系统对不同的用户开放不同权限，多用户协同合作，完成各自的职责和任务。主要用户及其权限操作如下：

（1）应急抢险部门领导。应急抢险部门领导作为抢险工作的决策层，可以浏览平台上的所有信息，利用这些信息辅助决策、联络抢险人员、各方协调等。

（2）相关部门情报人员。灾区周围水文站情报人员、水库情报人员、气象部门情报人员、交通部门情报人员等，可以对平台内周围水库情况、水文情况、气象情况以及交通情况的数据进行增删改查，可以浏览抢险部门的联系方式、方便联络。

（3）救灾人员。救灾人员可以在平台上传当前的救灾进展、最新救灾动态，以及相应的图片、视频、地理位置等资料。

（4）社会公众。社会公众能够对所见的地质灾害及受灾情况进行拍照并上传到平台，或通过平台为抢险及救援等提供线索；获取天气信息、灾情信息、医疗救护点、道路中断及交通管制等信息。

3.3 平台功能

堰塞湖灾害应急抢险指挥平台主要功能包括：

（1）灾区电子沙盘。根据无人机摄影建立的三维模型，得到灾区电子沙盘，包括堰塞体形态、空间分析功能、淹没分析功能、周边水库位置、周围人口分布状况、道路条件等。

（2）水位–库容计算。根据堰塞体上游三维模型，计算得出“水位–库容”曲线，便于险情判断与洪水演进分析。

（3）周围水情。收集灾区周围水库的基本情况，包括库容、防洪能力等，方便抢险时洪水调度；气象预警，了解来水情况，辅助救灾。

（4）监测预警与应急。在灾区使用相应设备采集数据，实时更新水位情况、来水流量、出水流量、边坡稳定、有无后续地震所引发新的滑坡等。

（5）受灾群众分布。基于 GIS 技术与无人机技术，直观看到灾区受灾群众的分布，便于第一时间对受灾群众进行救助。

（6）救灾人员管理。为每支救灾队伍配备卫星定位设备，使得救灾队伍的位置信息能直观地反映在应急平台上，显示救灾人员的相应信息，方便联络。

（7）救灾动态。可应急指挥平台公告板块发布公告，分享最新的灾情状况与救灾进展。

（8）辅助决策。集合尽可能多的信息，在灾区电子沙盘上进行展示与决策模拟，适用于指挥部决策讨论。

（9）指挥调度。指挥部门下达救灾指令，抢险人员提出抢险需求，上下级互动的主要模块，提供各方的联系信息。

（10）资源管理。记录各类救灾资源的统计情况、使用情况、位置情况，为指挥部决策提供物资信息。

4 结 论

受水文地质条件不明、交通不便、施工环境危险

等不利因素制约，巨型滑坡堵江形成堰塞湖排险处置工程难度非常大，若采取措施操作不当，将造成灾难性后果。依托红石岩堰塞湖灾害应急抢险和处置工程开展系统研究，提出了堰塞湖应急抢险数据采集与集成方法，建立了灾害风险识别及影响评价体系，研发了应急抢险指挥平台，形成了应急抢险成套技术，成功应用于红石岩堰塞湖应急抢险与处置工程实践，顺利完成了应急抢险和后续处置，为后续整治利用打下了坚实基础，相应技术成果可为堰塞湖应急抢险与处置工作提供技术支撑。

致　谢：对中国水利水电科学研究院陈祖煜院士团队在堰塞坝溃决机理和堰塞湖溃决风险分析，武汉大学周伟教授团队在堰塞体形成过程及稳定性分析理论和应急抢险实践中的大力支持和协助表示感谢！

参考文献：

[1] 堰塞湖风险等级划分标准：SL450—2009[S]. 2009. (Standard for Classification of Risk Grade of Landslide Lake: SL450—2009[S]. 2009. (in Chinese))

[2] 堰塞湖应急处置技术导则：SL451—2009[S]. 2009. (Technique Guideline for Emergency Disposal of Landslide Lake: SL451—2009[S]. 2009. (in Chinese))

[3] 刘　宁, 程尊兰, 崔　鹏, 等. 堰塞湖及其风险控制[M]. 北京: 科学出版社, 2013. (LIU Ning, CHENG Zun-lan, CUI Peng, et al. Dammed Lake and Risk Mangement[M]. Beijing: Science Press, 2013. (in Chinese))

[4] 许　萍, 邵生俊, 佘芳涛, 等. 唐家山堰塞坝散粒堆积体开槽泄流的冲刷过程分析[J]. 西北农林科技大学学报(自然科学版), 2010, **38**(9): 167－172. (XU Ping, SHAO Sheng-jun, SHE Fang-tao, et al. Analysis of hydraulic washing granule mass and discharging water flow of trench in Tangjiashan Barrier Lake[J]. Journal of Northwest A&F University (Nat Sci Ed.), 2010, **38**(9): 167－172. (in Chinese))

[5] 张宗亮, 张天明, 杨再宏, 等. 牛栏江红石岩堰塞湖整治工程[J]. 水力发电, 2016, **42**(9): 83－86. (ZHANG Zong-liang, ZHANG Tian-ming, YANG Zai-hong, et al. Remediation project of hongshiyan dammed lake in Niulan River[J]. Water Power, 2016, **42**(9): 83－86. (in Chinese))

[6] 刘建康, 程尊兰, 佘　涛. 云南鲁甸红石岩堰塞湖溃坝风险及其影响[J]. 山地学报, 2016, **34**(2): 208－215. (LIU Jian-kan, CHENG Zun-lan, SHE Tao. Assessment of dam failure and secondary hazards for hongshiyan dammed lake caused by Ludian Earthquake in Niulanjiang River[J]. Mountain Research, 2016, **34**(2): 208－215. (in Chinese))

[7] 陈祖煜, 雷　盼, 张　强, 等. 白格堰塞体风险后评估-再次堵江洪水分析和应对措施[J]. 水利规划与设计, 2020(1): 1－5, 48. (CHEN Zu-yu, LEI Pan, ZHANG Qiang, et al. Post risk assessment of Baige landslide object - Flood analysis and Countermeasures of river blocking again[J]. Water Conservancy Planning and Design, 2020(1): 1－5, 48. (in Chinese))

[8] 冯文凯, 张国强, 白慧林, 等. 金沙江“10·11”白格特大型滑坡形成机制及发展趋势初步分析[J]. 工程地质学报, 2019, **27**(2) :415－425. (FENG Wen-kai, ZHANG Guo-qiang, BAI Hui-lin, et al. A preliminary analysis of the formation mechanism and development tendency of the huge Baige landslide in Jinsha Rver on October 11[J]. Journal of Engineering Geology, 2019, **27**(2) :415－425. (in Chinese))

（编校：黄贤沙）

DOI：10.11779/CJGE2020S2004

深部复合岩体隧道开挖离散元模拟

蒋明镜[1, 2, 3]，王华宁[4]，李光帅[1]，廖优斌[5]，陈有亮[6]，卫超群[1]

（1. 天津大学建筑工程学院土木系，天津 300350；2. 天津大学水利工程仿真与安全国家重点实验室，天津 300350；
3. 同济大学土木工程学院地下建筑与工程系，上海 200092；4. 同济大学航空航天与力学学院，上海 200092；
5. 同济大学建筑设计研究院桥梁工程设计院，上海 200092；6. 上海理工大学 环境与建筑学院，上海 200093）

摘 要：深部复合岩体隧道开挖过程中，抗压强度比是影响围岩稳定的重要因素。引入考虑胶结尺寸的微观接触模型，采用二维离散元方法对深部上软下硬复合岩体隧道开挖进行了数值模拟，分析了强度比对围岩胶结破坏、最大主应力及扰动区的影响。结果表明，随着抗压强度比的增大，隧道开挖引起的围岩胶结破坏率与扰动区逐渐增大，胶结破坏形式以拉剪破坏为主；最大主应力沿围岩环向呈下垂的滴水状分布，沿径向在软岩中先减小后增大，在硬岩中逐渐增大；随着抗压强度比的增大，最大主应力沿径向在硬岩区变化幅度减小，在软岩区变化幅度增大。

关键词：离散元；深部复合岩体；隧道开挖；抗压强度比

中图分类号：TU43 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－4548(2020)S2－0020－06

作者简介：蒋明镜(1965—)，男，教授，博士生导师，国家杰出青年基金获得者，主要从事天然结构性黏土、砂土、非饱和土、太空土和深海能源土宏观微观试验、本构模型和数值分析研究工作。E-mail：mingjing.jiang@tju.edu.cn。

DEM investigation on tunnel excavation of deeply-situated composite rock mass with different strength ratios

JIANG Ming-jing[1, 2, 3], WANG Hua-ning[4], LI Guang-shuai[1], LIAO You-bin[5], CHEN You-liang[6], WEI Chao-qun[1]

（1. Department of Civil Engineering, School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300350, China; 2. State Key Laboratory of Hydraulic Engineering Simulation and Safety, Tianjin University, Tianjin 300350, China; 3.Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 4. School of Aerospace Engineering and Applied Mechanics, Tongji University, Shanghai 200092, China; 5. Tongji Architectural Design(Group) Co., Ltd. Bridge Engineering Institute, Shanghai 200092, China; 6 .School of Environment and Architecture, University of Shanghai for Science and Technology, Shanghai 200093, China）

Abstract: The strength ratio is an important factor affecting the stability of the surrounding rock during tunnel excavation of deeply-situated composite rock mass. A size-dependent bond contact model is implemented to the software of the two-dimensional distinct element method (DEM) to simulate the tunnel excavation of deeply-situated up-soft/low-hard composite rock mass. The influences of strength ratio on bond breakage, the maximum principal stress and disturbance zone of the surrounding rock are investigated. The results show that the bond breakage ratio and the disturbed area ratio caused by tunnel excavation gradually increase with the increase of strength ratio of composite rock mass, and the bond breakage is mainly caused by bond tensile failure. The maximum principal stress is distributed in teardrop shape in the circumferential direction of the surrounding rock, while in the radial direction it decreases firstly and then increases in the soft rock and increases in the hard rock. Moreover, in the radial direction, with the increase of the strength ratio, the variation range of the maximum principal stress decreases in the hard rock but increases in the soft rock.

Key words: discrete element method; deeply-situated composite rock mass; tunnel excavation; strength ratio

0 引 言

随着中国“一带一路”倡议的实施，一大批大型的水利、交通、采矿等深长隧道正在如火如荼地建设。全断面岩石掘进机工法具有安全、高效、优质、环保、经济和有利于围岩稳定等优点，在水利、交通、采矿等方面应用广泛，是这些重大生命线工程建设的首选工法。然而在复合岩层中该工法尚不成熟，根本原因之一为目前对复合岩层开挖后围岩稳定性机理认识不够清楚。

基金项目：国家自然科学基金重大项目（51890911）；国家自然科学基金重点项目（51639008）

收稿日期：2020－08－07

表 1 岩样微观参数

Table 1 Microscopic parameters of rock specimens

岩石类型	颗粒部分					胶结部分				
	ρ 颗粒密度/(kg·m^{-3})	k_n 颗粒法向刚度/(N·m^{-1})	k_s 颗粒切向刚度/(N·m^{-1})	μ 颗粒摩擦系数	β 颗粒抗转动系数	h_{max} 最大胶结厚度/m	σ_t 胶结拉伸强度/Pa	σ_c 胶结压缩强度/Pa	E_b 胶结弹性模量/N	sp 胶结延伸率
花岗岩	2700	6.50×10^{10}	4.33×10^{10}	1.0	1.5	1.30×10^{4}	1.00×10^{9}	3.00×10^{10}	3.75×10^{9}	0.15
大理岩	2700	3.10×10^{10}	2.05×10^{10}	1.0	1.5	1.30×10^{4}	1.60×10^{9}	1.07×10^{10}	1.07×10^{9}	0.15
绿片岩	2700	9.00×10^{9}	6.00×10^{9}	0.3	0.5	1.30×10^{4}	1.50×10^{8}	2.50×10^{9}	2.50×10^{8}	0.15
灰屑岩	2700	9.00×10^{8}	3.6×10^{8}	0.7	0.6	1.30×10^{4}	2.18×10^{7}	2.30×10^{8}	1.10×10^{7}	0.15

前人对复合岩层隧道开挖的相关研究主要集中在室内试验、数值模拟等方面。室内试验通常采用相似材料试验对隧道开挖进行研究，高文艺[1]采用透明岩层相似材料试验，借助数字照相量测技术和人工制斑方法，通过对上软下硬复合岩层进行隧道开挖，并采用数字照相量测分析，试验结果表明：隧道开挖后围岩出现局部分区破坏，隧道周边的围岩出现两条剪切带，一条垂直于层理面的剪切带，另一条与层理面上方重合，造成顶部岩层出现整体剪切破坏。黄锋等[2]利用相似材料试验对软硬复合岩体开展岩石力学试验，分析了倾角、层厚和围压对其力学特性及破坏形态的影响。但目前复合岩层室内开挖试验原位取样扰动大，试验中的岩体材料和结构面都与天然结构面存在差异，可重复性差，且难以观测开挖全过程中岩体内结构及其演化过程。Cundall 等[3]提出适合于颗粒介质的离散单元法（DEM），并将其成功应用于分析砂土问题。蒋明镜[4]概括性地指出离散单元法可以自然地反映岩体破坏、大变形现象和率相关、颗粒破碎等特性，无需复杂的宏观本构模型就能够模拟大变形。而大量工程实践表明：开挖会引起围岩明显的变形及破坏。基于此，王志伟等[5]利用 DEM 模拟隧道开挖破坏的全过程，通过分析了上软下硬浅埋复合地层的围岩破坏机制，将围岩中节理的张开、滑移归结于松动区形成和隧道塌方的主要原因。已有的研究主要探讨了节理发育情况、层厚及围压等对隧道开挖的影响，围绕抗压强度比对深部隧道开挖后的宏微观变形破坏机理研究较少。

基于此，本文采用离散单元法，模拟了高地应力条件下深部复合岩体隧道开挖后的变形和破坏过程，对不同抗压强度比复合岩层下围岩胶结破坏、最大主应力、扰动区进行了分析，以期为复合岩层开挖后围岩稳定性分析提供帮助。

1　岩石微观接触模型及模拟参数标定

1.1　岩石微观接触模型简介

合理的接触模型是正确模拟的关键，模拟采用 Jiang 等[6]提出的考虑胶结尺寸的微观接触模型，该模型具有能够模拟室内脆性破坏特征、非线性强度包线以及较少颗粒下模拟室内试验裂隙扩展等优点。已有的数值模拟结果表明，该模型能够很好地模拟岩石的力学特性[7]。

1.2　模型参数的标定

以锦屏二级水电站深埋隧洞[14]为工程背景，通过在不同岩性的单轴抗压强度之间设置一定的梯度差，来标定具有一定代表性的复合岩层。按照力学强度指标，用以模拟的花岗岩[8]、大理岩[9]为硬岩，绿片岩[10]和灰屑岩[11-12]属于软岩。通过参数标定[13]得到该套试样微观参数[14]如表 1，所选用的软硬岩参数如表 2 所示，对应的 DEM 试样的宏观力学参数如表 3，对比可知 DEM 试样的宏观力学特性和试验的宏观力学特性目标值相匹配，并在误差许可范围内。

表 2 岩石宏观参数

Table 2 Macroscopic parameters of rocks

参数	弹性模量 E/GPa	泊松比 μ	巴西劈裂强度 σ_t/MPa	单轴抗压强度 σ_c/MPa	黏聚力 c/MPa	内摩擦角 φ/(°)
花岗岩	69.0	0.260	16.7	200.00	50.00	48.00
大理岩	30.0	0.210	20.0	101.24	24.60	35.23
绿片岩	3.54	0.360	1.00	19.47	4.47	25.26
灰屑岩	0.29	0.300	0.34	2.15	0.60	29.00

表 3 DEM 试样宏观力学参数

Table 3 Macroscopic mechanical parameters of DEM specimens

参数	弹性模量 E/GPa	泊松比 μ	巴西劈裂强度 σ_t/MPa	单轴抗压强度 σ_c/MPa	黏聚力 c/MPa	内摩擦角 φ/(°)
花岗岩	68.070	0.254	18.360	198.200	43.000	40.41
大理岩	29.065	0.243	15.100	105.940	28.200	34.23
绿片岩	3.730	0.359	0.978	22.671	7.900	23.22
灰屑岩	0.295	0.440	0.325	2.040	0.646	30.10

基于数值试样微观参数标定结果建立深部软硬复合岩体离散元模型，通过分析其无侧限立方体抗压强度与层理倾角的关系，并与室内试验[15]和有限元（FEM）解[15]结果进行对比。对比结果如图 1 所示，基于微观参数标定的离散元模拟结果与室内试验和有

限元结果吻合较好，可用于隧道开挖的模拟。

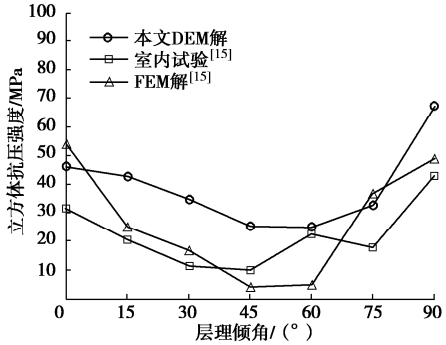


图 1 立方体抗压强度与层理倾角的关系

Fig. 1 Relationship between cubic compressive strength and bedding angle

2 离散元模拟步骤

离散元模拟的步骤如下：①成样，如图 2 所示，采用 Jiang 等[16]提出的分层欠压法生成 30 万颗粒的均匀试样，级配曲线采用文献[17]所提出的一个适合 DEM 的岩石级配，如图 3 所示。②预压，成样结束后，固定左右墙，上下墙通过伺服机制使试样在水电站隧洞埋深约 1800 m 处的自重应力实测值 38.02 MPa 下固结平衡，直至稳定，墙摩擦设置为 0 以消除边界效应。③设置模型参数：预压完成后，加载岩石微观接触模型以及将花岗岩、灰屑岩、大理岩、绿片岩的微观参数赋予试样，使试样稳定平衡。④先加载后开挖，由于在某些深埋隧洞中水平应力与垂直地应力趋近[18]，基于此且出于简化考虑，本文根据模型试验以及实际开挖[19]对试样施加 38.02 MPa 围压至试样平衡。清零颗粒速度和位移后，在试样的正中心删除半径为 0.035 m 范围内的颗粒模拟隧道开挖。本文利用离心机放大原理在开挖前加 200g 的重力场，g 为 9.81 N/kg，即模拟中隧道半径 0.035 m 对应实际工程中为 7.0 m，地基尺寸 0.54 m×0.54 m 对应实际工程中为 108 m×108 m。⑤隧道稳定：测量开挖前后试样的孔隙比并观测其均匀性，当均匀性较好时，布置全局和局部测量圆，如图 4 所示，用于监测宏微观信息。局部测量圆半径为 6.68 mm，包含颗粒数目为 130～180，测得曲线较为平稳，可以满足测量精度要求。当颗粒间胶结破坏率不再增加，即隧道平衡，模拟结束。

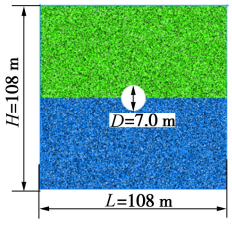


图 2 试样示意图

Fig. 2 Sketch of rock specimen

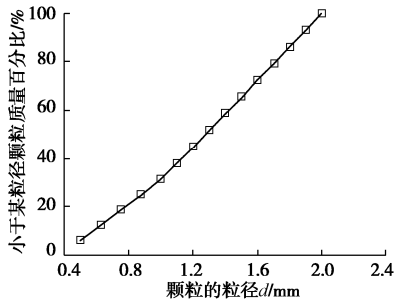
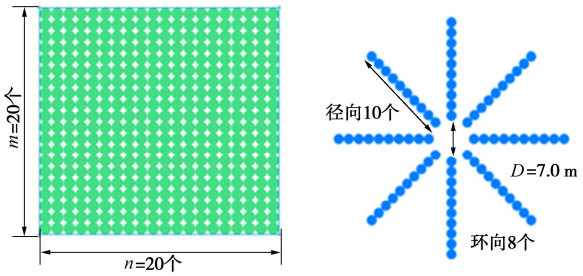


图 3 试样级配曲线

Fig. 3 Grain-size distribution curve of DEM specimen



（a）全局测量圆分布图 （b）局部测量圆分布图

图 4 DEM 试样中测量圆分布情况

Fig. 4 Positions of measuring circles in DEM specimen

3 离散元模拟结果与分析

在本次数值模拟中一共有 4 种不同抗压强度比深部复合岩体，如表 4 所示。

表 4 不同抗压强度比深部复合岩体

Table 4 Composite rock mass with different strength ratios

复合岩层组合	上部	下部	抗压强度比（上：下）	具体比值
组合一	绿片岩	花岗岩	22.671：198.2	0.114
组合二	灰屑岩	花岗岩	2.04：198.2	0.010
组合三	绿片岩	大理岩	22.671：105.94	0.214
组合四	灰屑岩	大理岩	2.04：105.94	0.019

3.1 胶结破坏

图 5 给出了 4 种深部上软下硬复合岩体在隧道开挖后胶结破坏随着时间发展的关系图，其中时步与开挖后实际的模拟时间对应。分别分析含灰屑岩的深部软硬复合岩体组合、含绿片岩的深部软硬复合岩体组合的隧道开挖过程，各个组合达到破坏稳定状态所需模拟时步和最终的胶结破坏率如表 5 所示。对于灰屑岩组合分析可得，随着抗压强度比的增加，隧道开挖达到破坏稳定状态的时间逐渐增加，胶结破坏率也逐渐增加，对于绿片岩组合分析可以得出同样的变化规律。就胶结破坏类型而言，4 种深部软硬复合岩体隧道开挖胶结破坏均以拉剪破坏为主导。

3.2 最大主应力

限于篇幅，此处仅以花岗岩–灰屑岩为例给出 4

种深部软硬复合岩体隧道开挖后最大主应力分布特征，如图 6 所示。

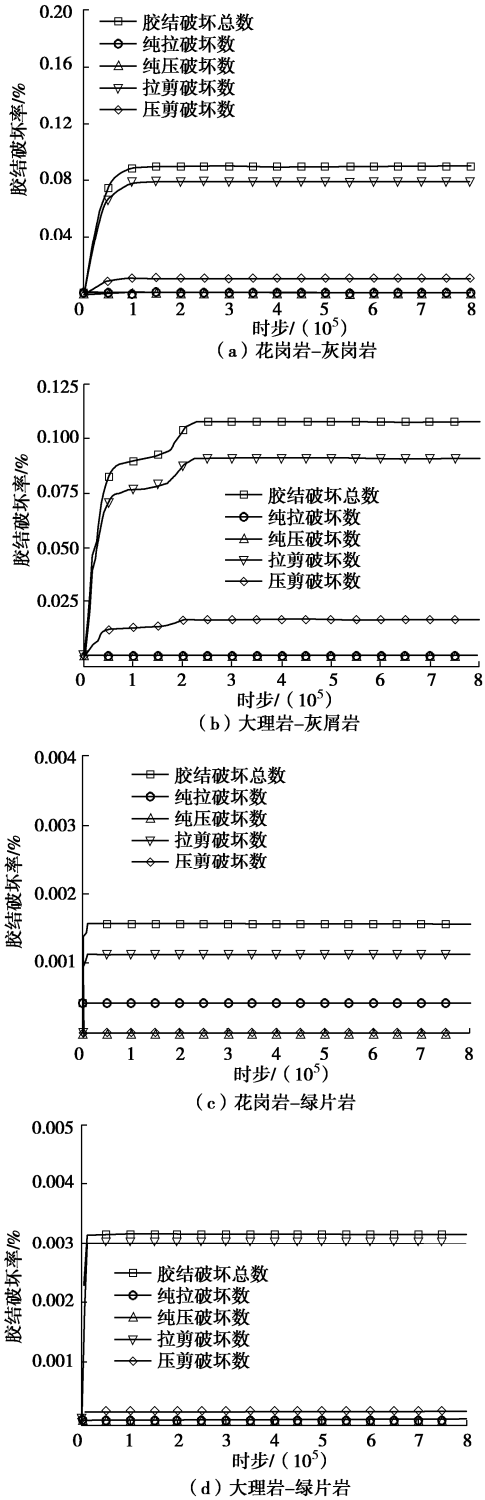


图 5 胶结破坏与时步关系曲线

Fig. 5 Relationship between bond breakage rate and time step

表 5 最终胶结破坏率及对应时步

Table 5 Final bond breakage rates and corresponding time steps

组合	花岗岩–灰屑岩	大理岩–灰屑岩	花岗岩–绿片岩	大理岩–绿片岩
时步	123301	213300	4100	9100
胶结破坏率/%	0.0899	0.1070	0.00143	0.00315

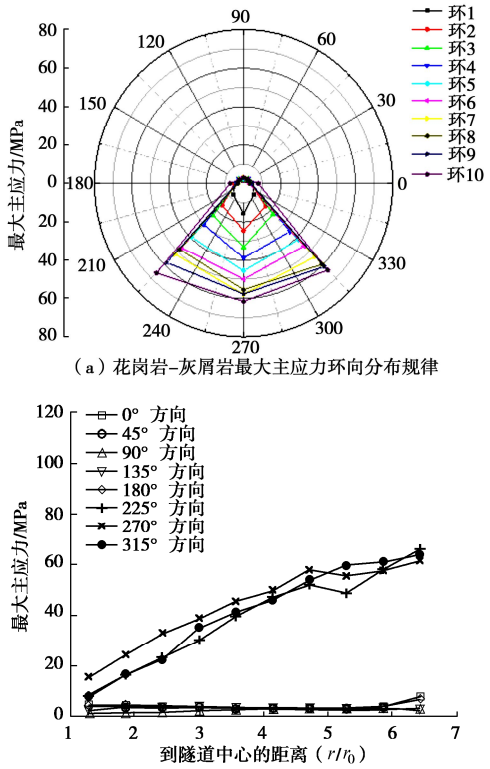


图 6 花岗岩–灰屑岩最大主应力分布特征

Fig. 6 Distribution characteristics of maximum principal stress in granite-limestone

在 PFC5.0 中，通过布置局部测量圆能获得各测点的水平应力σ_x，垂直应力σ_y，剪切应力τ_{xy}，最大主应力为

$$\sigma_1=\frac{(\sigma_x+\sigma_y)}{2}+\sqrt{\frac{(\sigma_x-\sigma_y)^2}{2}-\tau_{xy}^2}\quad 。\qquad (1)$$

隧道开挖后最大主应力环向呈现出硬岩区域大于软岩区域，靠近软岩的硬岩部分的最大主应力偏小，呈下垂的滴水状。从径向分布看，225°，270°和 315°表现为距离隧道中心越远，最大主应力越大，而其余角度随距离隧道中心距离增大，最大主应力先减小后增大，变化幅度较小。其原因主要为隧道在底部受到卸荷效应[20]的影响。且通过对比不同组合最大主应力分布特征可得，随着岩性差异减小，即抗压强度比增大，225°，270°和 315°最大主应力随距隧道中心距离增大而增大幅度逐渐减小，其余方向变化幅度逐渐增大。

3.3　围岩扰动区

图 7 给出了不同抗压强度比下深部复合岩体隧道开挖后引起的围岩微观胶结破坏率及宏观扰动区面积比。微观胶结破坏率是指围岩中胶结破坏数和胶结总数的比值，从灰屑岩到花岗岩，随着岩性的增强，微观胶结破坏率越来越少，到了大理岩和花岗岩，胶结破坏率为零，表明岩体越强，隧道开挖后由于应力集中产生的微观损伤越小。宏观围岩扰动区面积比是指

在隧道开挖达到相对稳定时，发生岩体破碎相对独立的掉落的岩体面积占隧道整个计算域的面积比值。微观胶结破坏率越大，围岩微观损伤越严重；宏观扰动区面积比越大，隧道开挖引起的扰动面积越大，发生挤压大变形的可能性就越大。二者的变化关系体现了微观破坏与宏观扰动之间的内在联系。模拟结果表明，对于深部软硬复合岩体而言，随着抗压强度比的增大，围岩胶结破坏率与扰动区面积比均逐渐增大，围岩胶结破坏率整体大于扰动区面积比。

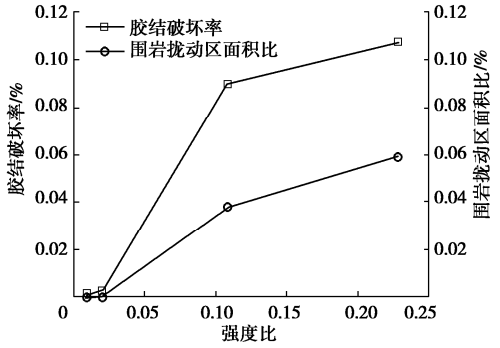


图 7 不同抗压强度比与胶结破坏率及扰动区面积比关系曲线

Fig. 7 Bond breakage rates and disturbed area ratios under different strength ratios

4 结 论

为了探明不同抗压强度比对围岩稳定的影响，本文采用基于试验的考虑胶结尺寸的岩石微观接触模型，针对深部上软下硬复合岩层进行了隧道开挖的离散元数值模拟，并进一步分析研究了不同抗压强度比对围岩稳定的影响。

（1）对于深部复合岩体而言，隧道开挖引起的胶结破坏主要为拉剪破坏，且随着抗压强度比的增加，破坏达到稳定的时间逐渐变长，围岩胶结破坏率逐渐增高。

（2）深部复合岩体在进行隧道开挖后，最大主应力环向表现为硬岩部分大于软岩部分，且软硬岩互相影响，呈下垂的滴水状；从径向分布看，硬岩部分距离隧道中心越远，最大主应力越大，软岩部分变化规律表现为先减小后增大；且随着抗压强度比增大，软岩部分变化幅度逐渐增大，硬岩部分变化幅度逐渐减小。

（3）随着抗压强度比的增大，围岩扰动区面积比逐渐增大，与胶结破坏率变化吻合较好且数值整体小于胶结破坏率，二者的变化关系体现了微观破坏与宏观扰动之间的内在联系。

由于现有计算机能力的限制，所建立的隧道开挖的模型颗粒数目仍难以和实际相一致；隧道开挖需要考虑三维效应，因此有必要进一步开展三维离散元开挖分析；且由于时间原因，本文所取的深部复合岩体组合较少，更加全面、细致的分析，例如不同时步时胶结破损的分布规律等，有待进一步研究。

参考文献：

[1] 高文艺. 深部复合地层 TBM 隧道变形时空演化规律研究[D]. 徐州: 中国矿业大学, 2015. (GAO Wen-yi. Study on Space-time Evolution Laws of Surrounding Rockmass Deformation in Deep Mixed Strata Tunnel Excavated by TBM[D]. Xuzhou: China University of Mining and Technology, 2015. (in Chinese))

[2] 黄 锋, 周 洋, 李天勇, 等. 软硬互层岩体力学特性及破坏形态的室内试验研究[J/OL]. 煤炭学报: 1-10[2020-03-17]. https://doi.org/10.13225/j.cnki.jccs.2019.1388. (HUANG Feng, ZHOU Yang, LI Tian-yong， et al. Laboratory experimental study on mechanical properties and failure modes of soft and hard interbedded rock mass[J/OL]. Journal of China Coal Society: 1-10[2020-03-17]. https://doi.org/10.13225/j.cnki.jccs.2019.1388.

[3] CUNDALL P A, STRACK O D L. A discrete numerical model for granular assemblies[J]. Géotechnique, 1979, **29**(1): 47－65.

[4] 蒋明镜. 现代土力学研究的新视野——宏微观土力学[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(2): 195－254. (JIANG Ming-jing. New paradigm for modern soil mechanics: Geomechanics from micro to macro[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(2): 195－254. (in Chinese))

[5] 王志伟, 乔春生, 宋超业. 上软下硬岩质地层浅埋大跨隧道松动压力计算[J]. 岩土力学, 2014, **35**(8): 2342－2352. (WANG Zhi-wei, QIAO Chun-sheng, SONG Chao-ye. Calculation method of relaxation pressure of shallow large span tunnel in up-soft/low-hard rock stratum[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **35**(8): 2342－2352. (in Chinese))

[6] JIANG M J, ZHANG N, CUI L, et al. A size-dependent bond failure criterion for cemented granules based on experimental studies[J]. Computers and Geotechnics, 2015, **69**: 182－198.

[7] JIANG M J, LIU W, XI B L, et al. Preliminary DEM analysis on micro-mechanical behavior of the composite cemented granules under complex stress conditions[C]// Proceedings of the 7th International Conference on Discrete Element Methods, 2016, Singapore.

[8] 张春深, 陈祥荣, 侯 靖, 等. 锦屏二级水电站深埋大理岩力学特性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, **29**(10): 1999－2009. (ZHANG Chun-shen, CHEN Xiang-rong, HOU Jing, et al. Study of mechanical behavior of deep-buried

marble at jinping hydropower station[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, **29**(10): 1999－2009. (in Chinese))

[9] MARTIN D C. The strength of massive Lac du Bonnet Granite Around Underground Opeanings[D]. Winnipeg: University of Manitoba, 1993.

[10] 黄书岭. 高应力下脆性岩石的力学模型与工程应用研究[D]. 武汉: 中国科学院研究生院（武汉岩土力学研究所）, 2008. (HUANG Shu-ling. Study on Mechanical Model of Brittle Rock under High Stress Condition and Its Engineering Applications[D]. Wuhan: Graduateschool of the Chinese Academy of Sciences (Wuhan Institute of Geotechnical Mechanics), 2008. (in Chinese))

[11] 吕　品. 锦屏水电站绿片岩段扩挖及落底开挖稳定研究[D]. 大连: 大连理工大学, 2011. (LÜ Pin. The Research of Enlarged Excavation and Surrounding Rock Stability in The Green Schist Area of Jinping Hydropower Station[D]. Dalian: Dalian University of Technology, 2011. (in Chinese))

[12] CIANTIA M O, CASTELLANZA R, PRISCO C D. Experimental study on the water-induced weakening of calcarenites[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2015, **48**(2): 441－461.

[13] PARMA M, NOVA R. Effects of bond crushing on the settlements of shallow foundations on soft rocks[J]. Géotechnique, 2011, **61**(3): 247－261.

[14] 杨开新, 蒋明镜, 陈有亮, 等. 不同岩性下 TBM 滚刀破岩过程离散元分析[J]. 水资源与水工程学报, 2019, **30**(2): 198－204, 211. (YANG Kai-xin, JIANG Ming-jing, CHEN You-liang, et al. Discrete element method analysis on rock breaking process induced by TBM cutters under different lithologies[J]. Journal of Water Resources and Water Engineering, 2019, **30**(2): 198－204, 211. (in Chinese))

[15] 吴　渤. 层状岩体隧道围岩扰动区演化与锚固机理研究[D]. 武汉: 中国地质大学, 2016. (WU Bo. Study on disturbance zone evolution and anchoring mechanism of surrounding rock in layered rock tunnel[D]. Wuhan: China University of Geosciences, 2016. (in Chinese))

[16] JIANG M J, KONRAD J M, LEROUEIL S. An efficient technique for generating homogeneous specimens for DEM studies[J]. Computers and Geotechnics, 2003, **30**(7): 579－597.

[17] 陈　贺. 岩石宏微观力学特性及高陡岩质边坡的离散元数值模拟[D]. 上海: 同济大学, 2013. (CHEN He. Macroscopic and Microscopic Mechanical Properties of Rocks and Discrete Element Numerical Simulation of High-Steep Rock Slopes[D]. Shanghai: Tongji University, 2013. (in Chinese))

[18] 蔡美峰. 岩石力学与工程[M]. 北京: 科学出版社, 2002. (CAI Mei-feng, Rock Mechanics and Engineering[M]. Beijing: Science Press, 2002. (in Chinese))

[19] 赵　瑜, 卢义玉, 陈　浩. 深埋隧道三心拱洞室平面应变模型试验研究[J]. 土木工程学报, 2010, **43**(3): 68－74. (ZHAO Yu, LU Yi-yu, CHEN Hao. A plane strain modeling study of a three-center arch for deep tunnels[J]. China Civil Engineering Journal, 2010, **43**(3): 68－74. (in Chinese))

[20] JIANG M J, YIN Z Y. Analysis of stress redistribution in soil and earth pressure on tunnel lining using the discrete element method[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2012, **32**(6): 251－259.

（编校：孙振远）

DOI：10.11779/CJGE2020S2005

非饱和石灰改良黄土的渗水系数预测

胡再强，梁志超*，郭 婧，冯 哲，王 凯，折海成
（西安理工大学岩土工程研究所，陕西 西安 710048）

摘 要：针对黄土地区大部分黄土处于非饱和的状态，采用石灰改良非饱和黄土以解决非饱和黄土渗透性的问题。利用非饱和固结仪测得压实黄土和石灰改良黄土的土水特征曲线，采用 Van Genuchten 模型对试验数据进行拟合，同时测得饱和压实黄土和石灰改良黄土的饱和渗水系数，基于测得的土水特征曲线，采用 Childs & Collis-George 预测非饱和石灰改良黄土的渗水系数的模型，得到非饱和石灰改良黄土的体积含水率以及基质吸力和渗水系数之间的关系曲线，并通过微观结构来分析验证其机理。结果表明：压实度对非饱和石灰改良黄土土水特征曲线影响明显，压实度越大，进气值越大；石灰改良黄土的饱和渗水系数小于压实黄土；同一压实度，非饱和石灰改良黄土的渗水系数随体积含水率的增大而增大，随基质吸力的增大，呈先迅速减小后趋于平衡的趋势，吸力一定时，压实度越大，非饱和渗水系数越小；且渗水系数与基质吸力可用幂函数表示。为石灰改良黄土地基和路基等工程提供数值计算基础和理论支持。

关键词：非饱和土；石灰改良黄土；土水特征曲线；渗水系数；基质吸力
中图分类号：TU444 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－4548(2020)S2－0026－06

作者简介：胡再强(1964—)，男，教授，博士生导师，主要从事黄土力学与工程研究工作。E-mail: huzq@xaut.edu.cn。

Prediction of permeability coefficient of unsaturated lime-improved loess

HU Zai-qiang, LIANG Zhi-chao, GUO-Jing, FENG-Zhe, WANG-Kai, SHE Hai-cheng
(Institute of Geotechnical Engineering, Xi'an University of Technology, Xi'an 710048, China)

Abstract: In view of the fact that most loess in the loess regions is in an unsaturated state, lime is used to improve the unsaturated loess to solve the problem of permeability of unsaturated loess. The soil-water characteristic curves of the compacted loess and the lime-modified loess are measured by an unsaturated consolidation instrument, and the Van Genuchten model is used to fit the test data. The saturated permeability coefficients of the saturated compacted loess and the lime-modified loess are also measured. The obtained soil-water characteristic curve is modeled using the Childs & Collis-George model to predict the permeability coefficient of unsaturated lime-improved loess, and the relationship curves of the volumetric water content of unsaturated lime-improved loess, the matrix suction and the permeability coefficient are obtained so as to analyze the mechanism. The results show that the compaction degree has a significant effect on the soil-water characteristic curve of the unsaturated lime-modified loess. The larger the compaction degree, the larger the air intake value. The saturated permeability coefficient of the lime-modified loess is smaller than that of the compacted loess. Under the same compaction degree, the permeability coefficient of the lime-improved loess increases with the increase of the volumetric water content, and with the increase of the matrix suction, it first decreases rapidly and then tends to be equilibrium. When the suction is constant, the greater the compaction degree, the smaller the unsaturated permeability coefficient. The permeability coefficient and matrix suction can be expressed by a power function. The results may provide numerical calculation basis and theoretical support for lime-improved loess and roadbed projects.

Key words: unsaturated soil; lime-modified loess; soil-water characteristic curve; water permeability coefficient; matrix suction

0 引 言

黄土是一种典型的非饱和土，广泛分布于我国的西北地区[1]。非饱和黄土具有很强的大孔性、水敏性和结构性等特征。针对非饱和黄土的特殊性，在工程中通常掺入一定量的石灰，使其与黄土发生复杂的物理化学反应以其改变其力学性能[2]。同时，由于地下水位的升降和降雨等因素，导致土体基质吸力的变化，

基金项目：陕西省自然科学基础项目（2017JM5059）；陕西省黄土力学与工程重点实验室项目（13JS073）
收稿日期：2020－08－10
*通信作者（E-mail:1315478559@qq.com）

表 1 黄土基本物理性质指标

Table 1 Basic physical parameters of loess

天然干密度 /(g·cm^{-3})	天然含水率 /%	塑限 /%	液限 /%	塑性指数 I_p	土粒相对密度	颗粒组成/%		
						<0.005 mm	0.005～0.075 mm	>0.075 mm
1.28	15.2	19.0	28.6	9.6	2.71	15.5	74.3	10.2

使得非饱和黄土的渗透系数变得更加难以测量。渗透系数是土的重要参数之一，对于饱和土而言，渗透系数是个常数，可以通过渗透试验，采用达西定律求得，而相反，非饱和土由于基质吸力的存在，渗透系数不是一个定值，直接测量非常困难。

目前针对非饱和土渗透系数的研究，总体分为直接法和间接法两种。直接法测定非饱和的渗透系数，国内外也有很多成果。陈正汉等[3]系统全面地研究了非饱和土的渗透性。徐永福等[4]测量了不同应力状态下非饱和土的渗透系数，测量结果可信且测量精度满足需求。李永乐等[5]通过试验研究发现，非饱和土的渗透性与围压有关。目前，采用间接法测量非饱和土渗透系数也很成熟，Chiu 等[6]对不同含水率的膨润土加砂混合材料进行了非饱和渗透系数测定。同时由 CCG 模型和 BCB 模型以及 V-G 模型和 Mualem 模型相结合建立的 VGB 模型，都可以对非饱和土的渗水系数进行预测[7-9]。李萍等[10]采用 Childs & Collis-Geroge 预测模型求得了非饱和黄土渗透系数与基质吸力的关系。高登辉等[11]根据考虑净平均应力影响的广义土水特征曲线，应用间接方法预估了不同净竖向应力下的非饱和土渗水系数。目前，采用间接法测量非饱和土渗透系数也很成熟[12]。然而，对于非饱和石灰改良黄土的渗透系数却鲜有报道。

在实际工程中，大部分黄土地基处于非饱和的状态，准确快速地测得其非饱和渗透系数是实际工程中的一大难点，因此，采用土水特征曲线和非饱和土渗透模型来计算非饱和黄土渗透性可以减小实际工程中测量非饱和土渗透性的时间。

本文针对以上问题，采用非饱和固结仪对非饱和黄土以及石灰改良黄土进行土水特征曲线试验，并且对饱和压实黄土和石灰改良黄土进行渗透试验，采用 CCG 模型和 V-G 模型对非饱和石灰改良黄土的渗水系数进行预测，并通过扫描电镜图像从微观上验证分析其不同压实度石灰改良黄土的非饱和渗水系数的变化规律。

1　试验方案与方法

1.1　试样制备与土样性质

试验土料取自陕西富平人民路某施工基坑，本次取土为基坑侧壁，取土深度大约为 6 m，满足规范要求。为确保尽可能减少原状土的扰动，从边坡上取出 20～30 cm 的立方土块后，立刻用黑色塑料袋和胶带缠紧，包装过程中标记好土块上下面，运输过程中铺设棉被，路途中尽量减少颠簸。所取黄土为 Q_3 黄土，颜色呈黄色，土质均匀，有少量的虫洞、动物甲壳及草根。通过室内试验，得到黄土的物理指标如表 1 所示。熟石灰采用工程用料钙质熟石灰粉，氧化钙含量大于 65%，属于一级灰，为保证均匀性，将熟石灰过 2 mm 筛，选用的石灰的钙镁含量分析结果如表 2 所示。

表 2 石灰主要化学成分

Table 2 Main chemical composition of lime

化学成分	百分含量/%	化学成分	百分含量/%
CaO	72.12	MgO	3.90

将取回的黄土烘干碾碎过 2 mm 的筛子，按照预定的含水率将土样喷水预湿，静置至少 24 h，使其水分均匀，根据设计的干密度算出所需湿土的质量，环刀样规格为 61.8 mm×20 mm（测吸力试样）和 61.8 mm×40 mm（饱和渗水系数试验），制样完成后在保湿缸中养护达到所需养护时间。对压实黄土和石灰改良黄土进行击实试验（结果见图 1），得到压实黄土的最大干密度和最优含水率分别为 1.72 g/cm^3 和 16.5%，石灰改良黄土的最大干密度和最优含水率分别为 1.65 g/cm^3 和 22.0%。

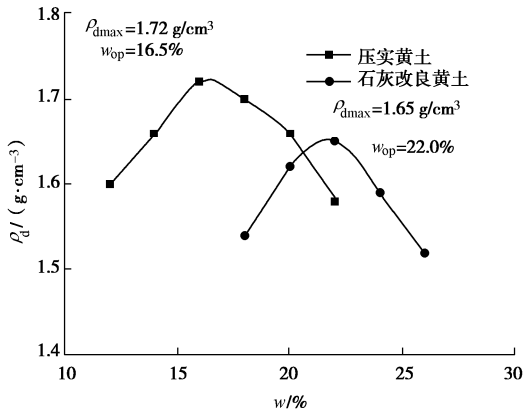


图 1 压实黄土和石灰改良黄土的击实曲线

Fig. 1 Compaction curves of compacted loess and lime-modified loess

1.2　试验方案

试验仪器为 FGJ-20 型非饱和土固结仪（仪器可见图 2），测得无应力条件下压实度 K=80%，87%，95% 的压实黄土（ρ_d=1.38，1.50，1.64 g/cm^3）（石灰含量 0%）和石灰改良黄土（ρ_d=1.32，1.44，1.57 g/cm^3）（石灰含量 9%）在不同增湿含水率下的基质吸力，大于 500 kPa 的吸力采用滤纸法测量，试验采用国产“双

圈”牌 NO.203 型标准滤纸，滤纸的率定方程如下：

$$\begin{cases}\lg s = 5.257 - 0.07 w_{\mathrm{f}} (w_{\mathrm{f}} \leqslant 47\%) \\ \lg s = 51.321 - 1.194 w_{\mathrm{f}} (w_{\mathrm{f}} > 47\%)\end{cases}, \quad (1)$$

式中，s 为吸力（kPa），w_{f} 为滤纸含水率（%）。

图 2 非饱和土固结仪

Fig. 2 Unsaturated soil consolidation instrument

2 非饱和土的土水特性

图 3 和图 4 分别为不同压实度非饱和压实黄土和石灰改良黄土的土水特征曲线。从图 3，4 看出，压实黄土和石灰改良黄土的体积含水率都随着基质吸力的增大而减小，随着基质吸力的增大由平缓段向陡峭段过度。

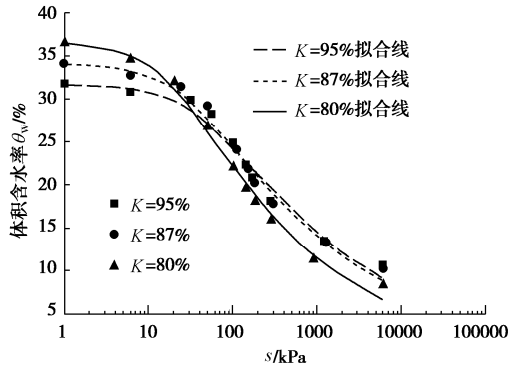


图 3 不同压实度非饱和压实黄土的土水特征曲线

Fig. 3 Soil-water characteristic curves of unsaturated compacted loess with different dry densities

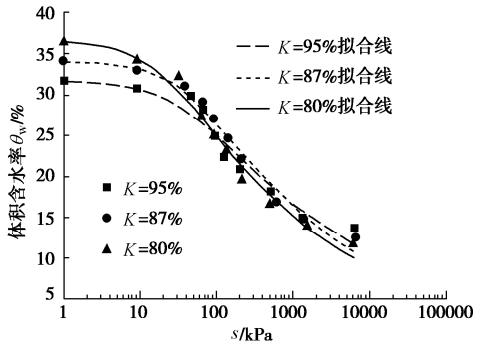


图 4 不同压实度非饱和石灰改良黄土的土水特征曲线

Fig. 4 Soil-water characteristic curves of unsaturated lime-modified loess with different dry densities

Van Genuchten 模型方程如下：

$$\theta_{\mathrm{w}} = \theta_{\mathrm{r}} + \frac{\theta_{\mathrm{s}} - \theta_{\mathrm{r}}}{\left[(1 + s/a)^b\right]^{(1-1/b)}} \quad (2)$$

式中 θ_{r} 为残余体积含水率；θ_{s} 为饱和体积含水率；s 为基质吸力；a 是和进气值有关的参数，其值近似等于进气值；b 是和土样排水有关的参数。

Van Genuchten 模型拟合值如表 3 所示，由拟合结果可以看出拟合效果较好，从表中数据可以看出，a 值随着压实度增大而增大，即压实黄土和石灰改良黄土的进气值都随着压实度的增大而增大，且压实黄土的进气值大于石灰改良黄土。从残余含水率可看出，压实度越大，残余含水率 θ_{r} 越大，说明，孔隙比越小，土体的持水能力越强，相反，孔隙比越大，土体持水能力较差。

表 3 非饱和石灰改良黄土 V-G 模型土性参数

Table 3 Soil parameters of V-G model for unsaturated lime-modified loess

土类	压实度 K/%	θ_{s} /%	θ_{r} /%	a	b	R^2
压实黄土	95	31.74	12.84	45.46	1.25	0.978
	87	34.13	12.21	31.57	1.25	0.985
	80	36.62	10.73	20.16	1.30	0.993
石灰黄土	95	31.74	10.70	51.62	1.24	0.973
	87	34.13	10.27	42.93	1.23	0.986
	80	36.62	8.00	21.00	1.21	0.974

3 非饱和土的渗水系数预测分析

饱和土的渗水系数通过室内试验，利用 Darcy 定律即可得到，且认为渗水系数是一个定值。针对非饱和土，假定水只能通过水的孔隙通道流动，无法通过占有空气的孔隙中流动，当土体中孔隙逐渐被气体充满时，水的流动通过逐渐减小，相对于饱和土而言，渗水系数小很多。针对上述问题，目前对于非饱和土渗水系数的直接测量方法不仅时间长，操作还很复杂因此，间接测量非饱和土的渗水系数具有一定的应用价值。Childs&Collis-George 利用充水孔隙空间的形状建议一种渗水系数函数 $k_{\mathrm{w}}(\theta_{\mathrm{w}})$。具体方法是将试验得到的每条土水特征曲线沿体积含水率轴分为 m 等分，然后得到每一等分中点的基质吸力，根据式（3），（4），（5）计算渗水系数 $k_{\mathrm{w}}(\theta_{\mathrm{w}})$[10]。

$$k_{\mathrm{w}}(\theta_{\mathrm{w}})_i = \frac{k_{\mathrm{s}}}{k_{\mathrm{sc}}} A_{\mathrm{d}} \sum_{j=i}^{m} \left[(2j+1-2i)(u_{\mathrm{a}} - u_{\mathrm{w}})_j^{-2}\right] \quad (i=1,2,\cdots,m), \quad (3)$$

$$A_{\mathrm{d}} = \frac{T_{\mathrm{S}}^2 \rho_{\mathrm{w}} g}{2\mu} \frac{\theta_{\mathrm{s}}^p}{N^2}, \quad (4)$$

$$k_{\mathrm{sc}} = A_{\mathrm{d}} \sum_{j=1}^{m} \left[(2j+1-2i)(u_{\mathrm{a}} - u_{\mathrm{w}})_j^{-2}\right] \quad i=0, 1, 2\cdots, m。 \quad (5)$$

公式中的各参数含义及取值可参考文献[13]中关

于用土水特征曲线测渗透系数的公式。本文中不再赘述。

为了得到非饱和黄土的渗水系数，首先应得到饱和压实黄土和石灰改良黄土的渗水系数，表 4 为压实黄土和石灰改良黄土的饱和渗水系数。

表 4 非饱和压实黄土及石灰改良黄土饱和渗水系数

Table 4 Saturated permeability coefficients of unsaturated compacted loess and lime-modified loess

压实黄土		石灰改良黄土	
压实度 K/%	渗透系数 k_s/(10^{-5}cm·s^{-1})	压实度 K/%	渗透系数 k_s/(10^{-5}cm·s^{-1})
100	0.82	100	0.15
95	1.61	95	0.30
87	3.50	87	0.55
80	8.20	80	1.30

图 5 为饱和压实黄土和石灰改良黄土的渗水系数在半对数坐标中的曲线，从图中可看出，压实黄土和石灰改良黄土的渗水系数都随压实度的增大而减小。同时，相同压实度情况下，石灰改良黄土的渗水系数小于压实黄土，即石灰对黄土的渗水系数有明显的改良效果。

以压实度 K=87%的石灰改良黄土为例，图 6 为其土水特征曲线，取 m=20，图中给出了每一等分中点的坐标，计算得 N=32，A_d=4.1130×10^{-4}（m·s^{-1}·kPa^2），k_{sc}=6.78×10^{-6} m/s，将 20 个点代入式（3）中，计算得到非饱和渗水系数，见表 5。

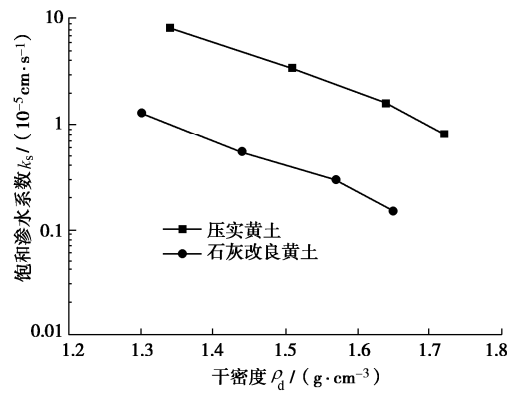


图 5 饱和压实黄土和石灰改良黄土的渗水系数曲线

Fig. 5 Curves of permeability coefficient of saturated compacted loess and lime-modified loess

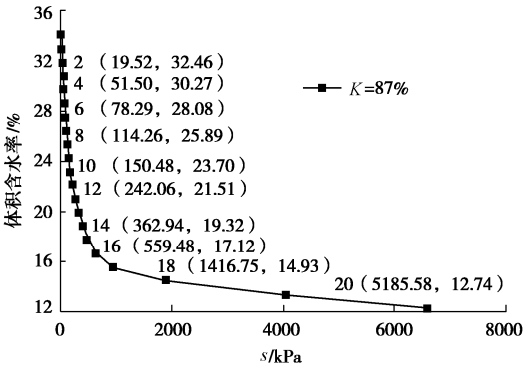


图 6 非饱和石灰改良黄土的土水特征曲线

Fig. 6 Soil-water characteristic curves of unsaturated lime-modified loess

表 5 非饱和石灰改良黄土渗水系数

Table 5 Permeability coefficients of unsaturated lime-modified loess

i	K=80%		K=87%		K=95%	
	s/kPa	$k_w(\theta_w)$/(10^{-6} cm·s^{-1})	s/kPa	$k_w(\theta_w)$/(10^{-6} cm·s^{-1})	s/kPa	$k_w(\theta_w)$/(10^{-6} cm·s^{-1})
1	21.98	6.77	22.43	2.74	15.00	1.37
2	35.45	4.24	26.80	1.84	24.00	0.50
3	50.06	2.88	42.70	1.30	41.79	0.30
4	64.27	2.01	59.08	0.96	51.50	0.20
5	77.64	1.41	63.90	0.71	60.41	0.13
6	94.96	0.97	69.24	0.51	78.29	0.09
7	102.96	0.64	81.07	0.37	96.19	0.06
8	119.59	0.39	93.14	0.26	114.26	0.04
9	139.72	0.22	105.78	0.18	133.12	0.03
10	180.65	0.12	118.05	0.12	150.48	0.02
11	217.61	0.06	146.10	0.08	187.17	0.01
12	319.58	0.03	169.43	0.05	242.06	6.03×10^{-3}
13	429.95	0.02	193.84	0.03	297.9	3.49×10^{-3}
14	563.59	0.01	220.06	0.02	362.94	1.89×10^{-3}
15	681.91	6.96×10^{-3}	285.90	7.77×10^{-3}	437.21	9.27×10^{-4}
16	809.1	3.43×10^{-3}	376.11	3.22×10^{-3}	559.48	3.89×10^{-4}
17	1000.76	1.42×10^{-3}	560.37	1.05×10^{-3}	787.17	1.31×10^{-4}
18	1535.34	4.33×10^{-4}	998.17	2.48×10^{-3}	1416.75	3.42×10^{-5}
19	3215.28	9.02×10^{-5}	1592.64	5.19×10^{-5}	2965.08	7.52×10^{-6}
20	4935.80	1.68×10^{-5}	5543.13	3.43×10^{-6}	5185.58	1.24×10^{-6}

图 7 为不同压实度非饱和石灰改良黄土渗水系数与体积含水率之间的关系曲线，从图中可发现，不同压实度下非饱和石灰改良黄土的渗水系数都随体积含水率的增大而呈增大的趋势，压实度越大，相应的渗水系数越小。

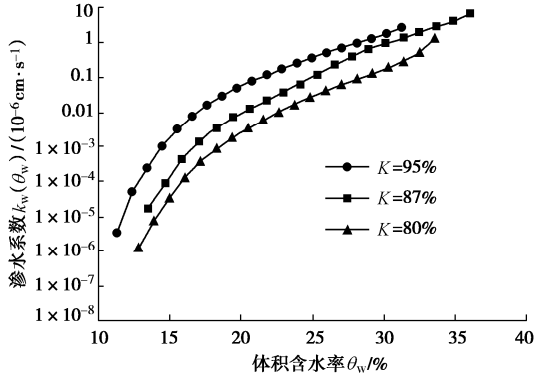


图 7 非饱和石灰改良黄土的渗水系数与体积含水率的关系曲线

Fig. 7 Curves of permeability coefficient and volumetric water content of unsaturated lime-modified loess

图 8 为不同压实度非饱和黄土渗水系数与吸力之间的关系曲线，从图中可看出，石灰改良黄土的渗水系数随着基质吸力的增大而减小，原因是，当吸力增大时，土体中气体逐渐取代孔隙中的水，导致土体中水的流动通道被气体挤占，从而使孔隙水流程的挠曲度增大。导致渗水系数减小。从图 8 还可以看出，随着压实度增大渗透系数逐渐小，因为随着压实度增大，土体大孔隙逐渐变小，水流通道缩小，故渗水系数随着压实度的增大而减小。

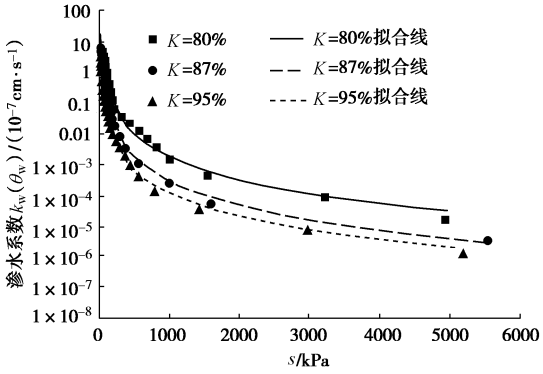


图 8 非饱和石灰改良黄土的渗水系数与吸力之间的关系曲线

Fig. 8 Relationship between permeability coefficient and suction force of unsaturated lime-modified loess

从图 8 还可以看出，非饱和渗水系数随基质吸力的增大而减小，并且随着基质吸力的增大，非饱和渗水系数呈先迅速减小后趋于稳定的趋势。在相同基质吸力下，压实度越大，渗水系数越小。

同时，在半对数坐标里，渗水系数与基质吸力之间可用幂函数表示，表达式为式（6），表 6 中给出了拟合参数 a、b 的值。

$$\ln(k_w(\theta_w)) = as^{-b} \quad , \tag{6}$$

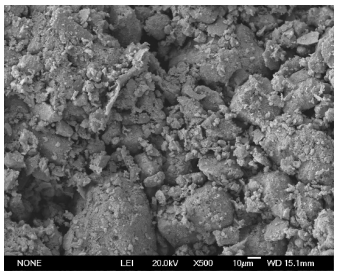
式中 $k_w(\theta_w)$ 为渗水系数（10^{-7} cm/s）；s 为基质吸力(kPa)；a、b 为拟合参数。

表 6 渗水系数与基质吸力关系曲线的拟合参数

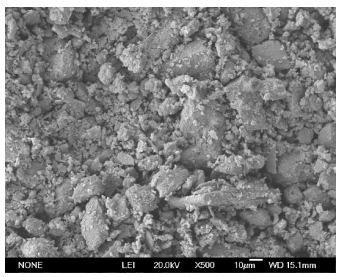
Table 6 Fitting values of permeability coefficient and matrix suction

压实度 K/%	压实度 ρ_d/(g·cm^{-3})	a/10^{-3}	b
80	1.32	4.48	2.466
87	1.44	3.13	2.669
95	1.57	3.07	2.771

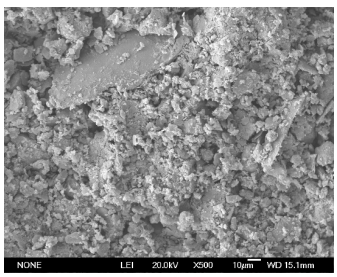
图 9 为非饱和石灰改良黄土在不同压实度下 SEM 图像，从图中可看出，随着压实度的增大，较大孔隙数量明显减小，较小孔隙数量增多，颗粒表面光滑度增强，颗粒与颗粒之间黏结得更好。对比压实度对石灰改良黄土非饱和渗水系数的影响，可以充分地解释，随着压实度的增大，孔隙减小，水流通过被阻碍，导致渗水系数减小。



（a）**压实度** K=80%



（b）**压实度** K=87%



（c）**压实度** K=95%

图 9 不同压实度非饱和石灰改良黄土 SEM 图像

Fig. 9 SEM images of unsaturated lime-modified loess with different compaction degrees

4 结　　论

（1）利用非饱和固结仪，测得压实黄土和石灰改良黄土的土水特征曲线，体积含水率随基质吸力的增大而减小；得到压实度对压实黄土和石灰改良黄土随着压实度的增大，进气值越大。

（2）采用 CCG 模型和 V-G 模型计算了不同压实度非饱和石灰改良黄土的渗水系数。压实黄土和石灰改良黄土的饱和渗水系数都随压实度的增大而减小，且石灰改良黄土小于压实黄土。同一压实度下，随着体积含水率的增大，非饱和渗水系数增大；随着基质吸力的增大，非饱和渗水系数呈先迅速减小后趋于稳定的趋势，两者可用幂函数关系表示。

（3）通过扫描电镜图像从微观上分析了随着压实度的逐渐增加，大孔隙减小，小孔隙增多，导致非饱和渗水系数减小。

参考文献：

[1] 刘祖典. 黄土力学与工程[M]. 西安: 陕西科技出版社, 1997. (LIU Zu-dian. Mechanics and Engineering of Loess[M]. Xi'an: Shaanxi Science and Technology Press, 1997. (in Chinese))

[2] 胡再强, 梁志超, 吴传意, 等. 冻融循环作用下石灰改性黄土的力学特性试验研究[J]. 土木工程学报, 2019, **52**(增刊 1): 211－217. (HU Zai-qiang, LIANG Zhi-chao, WU Chuan-yi, et al. Experimental study on mechanical properties of lime modified loess under freeze-thaw cycle[J]. China Civil Engineering Journal, 2019, **52**(S1): 211－217. (in Chinese))

[3] 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(3): 9－20. (CHEN Zheng-han, XIE Ding-yi, WANG Yong-sheng. Experimental studies of lows of fluid motion suction and pore pressures in unsaturated soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1993(3): 9－20. (in Chinese))

[4] 徐永福, 兰守奇, 孙德安, 等. 一种能测量应力状态对非饱和土渗透系数影响的新型试验装置[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, **24**(1): 160－164. (XU Yong-fu, LAN Shou-qi, SUN De-an, et al. New apparatus for measurement of stress effect on permeability of unsaturated soil[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, **24**(1): 160－164. (in Chinese))

[5] 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 characteeistics of unsaturated soil[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, **23**(22): 3861－3865. (in Chinese))

[6] CHIU C F, NG C W W. A state-dependent elasto-plastic model for saturated and unsaturated soils[J]. Géotechnique, 2003, **53**(9): 809－829.

[7] SAMINGAN A S. Mechanical and hydraulic properties of compacted tropical residual soils[J]. Polymer Korea, 2009, **33**(33): 97－103.

[8] GARG N K, GUPTA M. Assessment of improved soil hydraulic parameters for soil water content simulation and irrigation scheduling[J]. Irrigation Science, 2015, **33**(4): 247－264.

[9] KUNZE R J, UEHARA G, GRAHAM K. Factors important in the calculation of hydraulic conductivity[J]. Soil Science Society of America Proceedings, 1968, **32**(6): 760－765.

[10] 李　萍, 李同录, 王　红, 等. 非饱和黄土土–水特征曲线与渗透系数 Childs & Collis-Geroge 模型预测[J]. 岩土力学 2013, **34**(增刊 2): 184－189. (LI Ping, LI Tong-lu, WANG Hong, et al. Soil-water characteristic curve and permeability perdiction on Childs & Collis-Geroge model of unsaturated loess[J]. Soil and Rock Mechanics, 2013, **34**(S2):184－189. (in Chinese))

[11] 高登辉, 陈正汉, 邢义川, 等. 净平均应力对非饱和重塑黄土渗水系数的影响[J]. 岩土工程学报, 2018, **40**(增刊 1): 51－56. (GAO Deng-hui, CHEN Zheng-han, XING Yi-chuan, et al. Influence of net mean stress on permeability coefficient of unsaturated remolded loess[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(S1): 51－56. (in Chinese))

[12] VAN GENUCHTEN M T. A closed form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils[J]. Soil Science Society of America Journal, 1980, **44**: 892－898.

[13] FREDLUND D G, XING A. Equations for the soil water characteristic curve[J]. Can Geotech J, 1994, **31**: 521－532.

[14] FREDLUND D G. RAHARDJO. Soil Mechanics for Unsaturated Soils[M]. Wiley, 1993.

（编校：明经平）

DOI：10.11779/CJGE2020S2006

含水率对砂质 Q3 黄土抗剪强度影响的试验研究

蔡国庆[1,2]，张 策[2]，黄哲文[2]，李俊霖[2]，侯剑龙[2]

（1.城市地下工程教育部重点实验室，北京 100044；2. 北京交通大学土木建筑工程学院，北京 100044）

摘 要：实际工程中，含水率对土的抗剪强度影响较大，探究含水率对非饱和黄土抗剪强度的作用对于工程的安全十分重要。对不同含水率、不同干密度的非饱和黄土试样进行直剪试验以研究非饱和黄土的抗剪强度，并采用露点水势仪与滤纸法相结合的方法测定非饱和黄土的土–水特征曲线。结合对非饱和黄土的微观结构的研究，分析含水率对微观结构的影响。试验结果表明：随着含水率的增加，土的抗剪强度降低，含水率的增加降低了土的黏聚力，也降低了内摩擦角，但对内摩擦角的影响较小。在此基础上，根据试验结果分析含水率与非饱和土抗剪强度指标之间存在的函数关系，再通过分析土–水特征曲线中含水率与基质吸力的函数关系，建立了以基质吸力为变量的抗剪强度公式。

关键词：直剪试验；抗剪强度；含水率；非饱和土；基质吸力

中图分类号：TU43 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－4548(2020)S2－0032－05

作者简介：蔡国庆(1983—)，男，博士，教授，博士生导师，主要从事非饱和土力学及土体多场耦合理论方面的教学和科研工作。E-mail：guoqing.cai@bjtu.edu.cn。

Experimental study on influences of moisture content on shear strength of unsaturated loess

CAI Guo-qing[1,2], ZHANG Ce[2], HUANG Zhe-wen[2], LI Jun-lin[2], HOU Jian-long[2]

(1.Key Laboratory of Urban Underground Engineering of Ministry of Education, Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China;

2. School of Civil Engineering, Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China)

Abstract: Determining the relationship between moisture content and shear strength is of guiding significance for engineering. The direct shear tests are carried out on the unsaturated loess samples with different moisture content and dry densities to study the shear strength of unsaturated loess, and the soil-water characteristic curve of unsaturated soil is determined by the method combining the dew point water potential meter and the filter paper method. Based on the researches on the microstructure of unsaturated soils, the influences of moisture content on the microstructure are analyzed. The test results show that as the moisture content increases, the shear strength of the soils decreases, and the increase in the moisture content reduces the cohesion of the soils and the internal friction angle, but has little effect on the internal friction angle. On this basis, the functional relationship between the moisture content and the shear strength index of unsaturated soils is analyzed, and then by analyzing the functional relationship between the moisture content in the soil-water characteristic curve and the matrix suction, a formula for the shear strength is proposed by regarding the matrix suction as the variable.

Key words: direct shear test; shear strength; moisture content; unsaturated soil; matrix suction

0 引 言

传统土力学所研究的对象是饱和土，而对水利工程、路基工程、基坑工程等岩土工程施工中，非饱和土大量存在，传统土力学已经不能准确地描述、预测土的行为，进而导致出现相关灾害。水对土的作用机制十分复杂，而土–水特征曲线（SWCC）作为非饱和土力学中的一个重要概念，描述土中的含水状态和基质吸力之间的本构关系。1956 年，Donald[1]通过一系列控制孔隙水压力的直剪试验发现，在吸力小于 101 kPa 时，细砂、粗粉土的抗剪强度随基质吸力增长而提高。不断有研究者用试验数据证实了基质吸力使非饱和土抗剪强度中的摩擦强度和黏聚力都得以提高。Bishop 等[2]在饱和土抗剪强度理论的基础上，于 1960 年提出了非饱和土抗剪强度公式，Fredlund 等[3]通过大量室内试验和理论分析，针对 Bishop 公式进行了补充，于 1978 年提出了以正应力和基质吸力双变量的非

基金项目：中央高校基本科研业务费专项资金项目（2020JBM048）；国家自然科学基金项目（52078031，U2034204，52042201）；北京市自然科学基金面上项目（8202038）

收稿日期：2020－09－09

饱和土抗剪强度公式。近年来，国内很多学者也对黄土的强度和非饱和土的抗剪强度进行了研究[4-6]。影响非饱和土的强度因素众多，如何将多种影响因素进行统一，在减少变量的同时能简化强度方程是当前研究的热点。近年来，吸力测量仪器逐步成熟，测量吸力比测量含水率更快速。因此本文选取吸力作为单一变量，直接建立吸力与非饱和土抗剪强度的公式。以重塑非饱和黄土为研究对象，通过直剪试验，研究含水率对抗剪强度的影响规律，采用露点水势仪与滤纸法相结合的方法，测定非饱和黄土的土–水特征曲线，并建立起含水率与基质吸力的关系，进而建立了抗剪强度随基质吸力的变化规律。在此基础上，提出了一个非饱和黄土的抗剪强度与基质吸力的强度公式。通过电镜扫描，从微观结构对上述影响规律进行了分析解释。

1　试验材料及方案

1.1　试验用土的基本物理指标

试验用土为陕西榆林靖边地区的阳城隧道砂质 Q3 黄土。其基本的物理性质：相对密度为 2.70，最优含水率为 12.0%，最大干密度为 1.81 g/cm^3，液限为 25.2%，塑限为 12.6%，塑性指数为 12.6。

1.2　直剪试验

本次试验研究采用应变控制式直剪仪。为了得到不同干密度及不同含水率下非饱和土重塑黄土抗剪强度的变化规律，直剪试验中，把重塑土的干密度分为 1.50，1.60，1.70，1.80 g/cm^3 4 个组进行试验，每组 7 种试样，各种试样的含水率在 5.0%～18.0%以内分布。以干密度为 1.60 g/cm^3 的土为例，分别先配置出含水率为 5.0%，6.0%，7.0%，8.0%，11.0%，13.0%，15.0%的重塑土，共 7 种含水率的土样，每种土样制备 3 个用于直剪试验，分别施加 100，200，300 kPa 的法向压力进行快剪试验，剪切速率控制为 0.8～1.2 mm/min。试验后取大部分试验土样再次进行含水率测试。

1.3　土–水特征曲线试验

土–水特征曲线测定主要采用 WP4C 露点水势仪（图 1）进行快速、准确的测定。其主要原理：样品水势与其在特定空间中达到平衡时的水汽压具有函数关系。WP4C 保持温度平衡状态，通过测量封闭样品室中空气的露点温度，然后根据内部函数计算样品水势。

含水率小于 14.0%时，利用露点水势仪进行测量，控制样品的干密度为 1.50，1.60，1.70，1.80 g/cm^3，对于在相同干密度下，控制不同含水量进行基质吸力与含水率的关系测量，每个干密度下可分为 8 个不同的含水率。由于露点水势仪本身的量程限制，当含水率大于一定的界限值时使用滤纸法进行吸力的测量，在试验过程中根据不同干密度的情况，来确定需要补充的含水率所对应的吸力值。

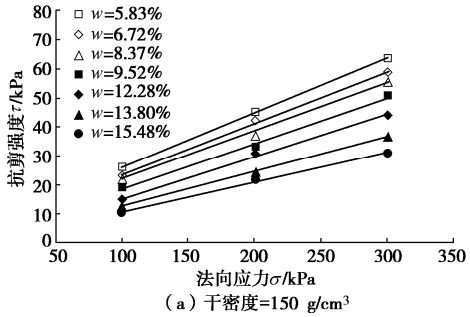
图 1 WP4C 露点水势仪

Fig. 1 Dew point water potential instrument of WP4C

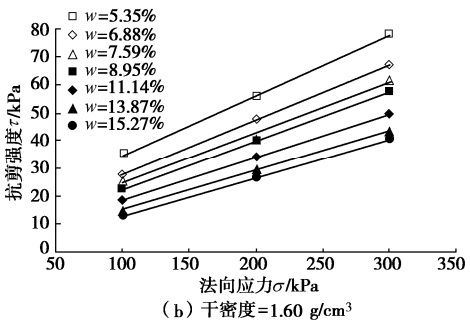
2　试验结果及分析

2.1　抗剪强度与含水率的关系

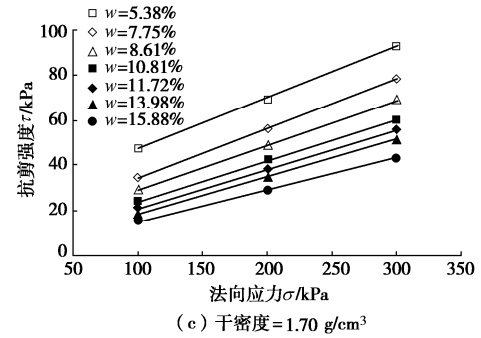
对试验结果进行整理，图 2（a）为干密度 1.50 g/cm^3 的土样剪切试验强度曲线，分析试验记过结果：随着含水率增加，剪切强度逐渐下降，黏聚力也随着含水率的增加而下降，且各个干密度下的剪切曲线均有此规律。图 2（b），（c），（d）分别为干密度 1.60，1.70，1.80 g/cm^3 时不同含水率的剪切强度曲线，可以看出随着干密度增加，土的抗剪强度也在逐渐增大。不同干密度、含水率的参数值如表 1 所示。



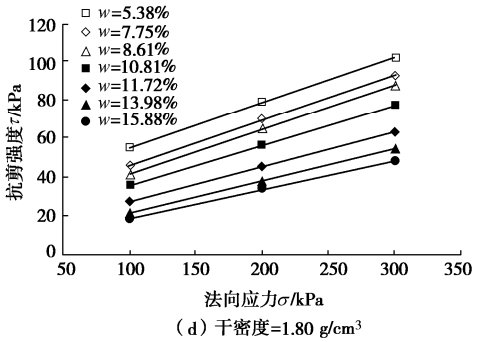
（a）干密度=150 g/cm^3



（b）干密度=1.60 g/cm^3



（c）干密度=1.70 g/cm³



（d）干密度=1.80 g/cm³

图 2 不同干密度、含水率下抗剪强度

Fig. 2 Curves of shear strength of soils with different dry densities

表 1 抗剪强度指标的拟合参数

Table 1 Fitting parameters for shear strength indexes

干密度ρ /(g·cm^{-3})	含水率 w/%	黏聚力 c/kPa	摩擦角正切值 tanφ
1.50	5.83	24.630	0.2290
	6.72	13.200	0.2190
	8.37	9.286	0.1990
	9.52	6.452	0.1800
	12.28	4.008	0.1730
	13.80	2.542	0.1640
	15.48	0.782	0.1420
1.60	5.83	13.386	0.2153
	6.88	7.938	0.1985
	7.59	6.960	0.1812
	8.95	4.745	0.1768
	11.14	2.480	0.1584
	13.87	0.960	0.1440
	15.27	0, (−0.768)	0.1374
1.70	5.38	7.447	0.1870
	7.75	6.306	0.1770
	8.61	5.165	0.1680
	10.81	2.282	0.1600
	11.72	0.601	0.1460
	13.98	0.420	0.1230
	15.88	0.120	0.1040
1.80	6.97	32.063	0.2330
	7.58	23.265	0.2320
	8.90	19.550	0.2290
	10.18	14.956	0.2080
	13.46	9.775	0.1790
	15.24	5.474	0.1660
	17.37	4.790	0.1470

2.2 抗剪强度指标与含水率关系

由图 2 可以得出，在不同干密度下黏聚力与含水率之间的函数关系。将所得到的数据进行拟合，得到不同干密度下含水率与摩擦角和黏聚力的关系，如图 3，4 所示。由拟合结果，在同一个干密度下，该重塑土样的摩擦角随着含水率的增加而减小，呈线性递减的关系；黏聚力随着含水量的增加亦减小，但呈现非线性的关系。

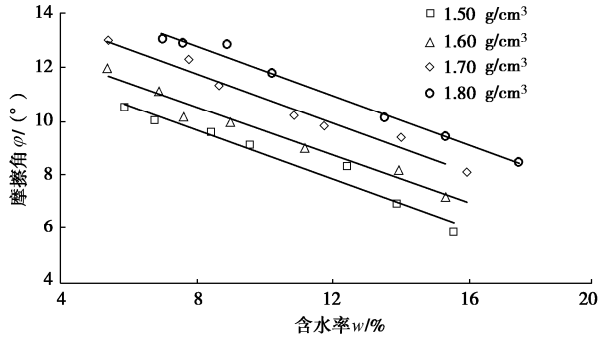


图 3 含水率与摩擦角的关系图

Fig. 3 Relationship between moisture content and friction angle

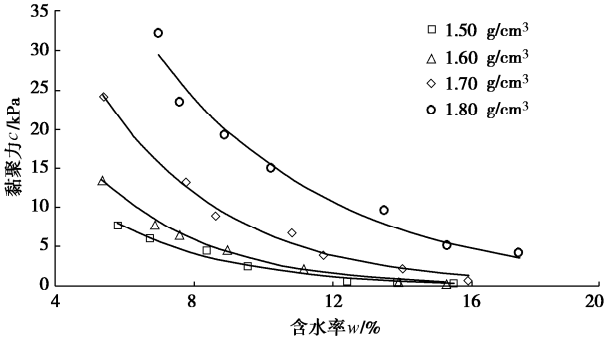


图 4 含水率与黏聚力的关系图

Fig. 4 Relationship between moisture content and cohesion

2.3 基质吸力与含水率的关系

通过露点水势仪和滤纸法测得的不同干密度下的基质吸力与质量含水量之间的关系如图 5 所示。

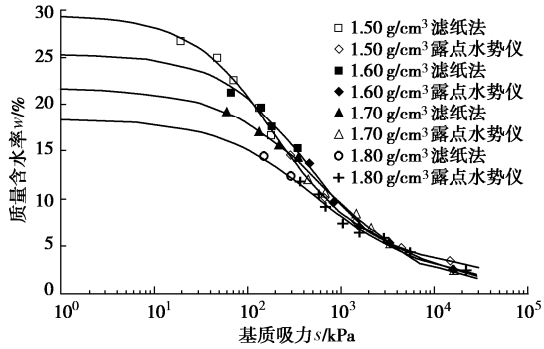


图 5 不同初始干密度下土-水特征曲线

Fig. 5 SWCCs of soils with different dry densities

2.4 建立非饱和土总应力强度公式

库仑提出的总应力条件下抗剪强度公式表示为

$$\tau = c + \sigma \tan\varphi \quad , \tag{1}$$

式中，c 为黏聚力，φ 为摩擦角。由试验结果可知黏聚力 c 与摩擦角 φ 均随含水率 w 变化且均满足函数关系：

$$\varphi = Aw + B \quad , \tag{2}$$

$$c = C\exp(Dw) \quad 。 \tag{3}$$

则存在由含水率作为自变量的抗剪强度公式：

$$\tau = c(w) + \sigma \tan\varphi(w) \quad , \tag{4}$$

式中，A，B，C，D 均为拟合参数。

对试验数据进行拟合，拟合图如图 3, 4 所示，拟合参数如表 2 所示。

表 2 抗剪强度指标的拟合参数

Table 2 Fitting parameters

ρ/(g·cm^{-3})	A	B	C	D
1.50	−0.4663	16.5651	45.0403	−0.29750
1.60	−0.4636	15.5091	72.6715	−0.31346
1.70	−0.4434	14.0912	106.4089	−0.27460
1.80	−0.4549	13.3135	121.0407	−0.20200

蔡国庆等[7]的研究结果显示 Fredlund-Xing 模型对各类土的拟合效果最好。在进行含水率与基质吸力关系曲线分析时，采用 Fredlund 三参数模型[8]进行拟合：

$$\frac{\theta}{\theta_s} = \left\{ \ln\left[e + \left(\frac{s}{a} \right)^n \right] \right\}^{-m} \quad 。 \tag{5}$$

将体积含水率转化成质量含水率，其模型如下：

$$w = w_s \left\{ \ln\left[e + \left(\frac{s}{a} \right)^n \right] \right\}^{-m} \quad , \tag{6}$$

式中，w_s 为饱和含水率，a，n，m 为拟合参数。

根据汪东林等试验研究[9]，本次试验为砂质黄土，残余含水率为 0 在拟合精度上是合适的，且对模型的参数值影响不大。根据本次试验数据进行拟合，拟合参数如表 3 所示，拟合曲线如图 5 所示。

表 3 土水特征曲线拟合参数

Table 3 Fitting parameters of SWCCs under different dry densities

ρ /(g·cm^{-3})	a	n	m
1.50	108.8800	1.01115	1.34315
1.60	331.3985	0.91283	1.85813
1.70	437.9342	0.81921	1.87375
1.80	350.4498	0.83102	1.63982

综合式（2）～（6）之间的函数关系，得到一个以基质吸力为自变量的抗剪强度公式如下：

$$\tau = C\exp\left\langle Dw_s \left\{ \ln\left[e + \left(\frac{s}{a} \right)^n \right] \right\}^{-m} \right\rangle + \sigma \tan\left\langle Aw_s \left\{ \ln\left[e + \left(\frac{s}{a} \right)^n \right] \right\}^{-m} + B \right\rangle \quad 。 \tag{7}$$

3 微观结构分析

土的宏观物理力学性质由土的微观结构决定，因此通过微观结构研究可以更好地了解土的力学行为。土的基质吸力大小也与其相应的微观结构有关。如图 6 所示，依次为相同干密度 1.70 g/cm^3 下，5.05%，8.37%，10.85%，15.43%含水率的非饱和重塑土放大 200 倍的微观结构图，由微观观测结果可以看出：当试样含水率较小时，黄土颗粒以面胶结连接为主，连接强度较大，并呈镶嵌排列，骨架颗粒排列紧密，互相嵌入，孔隙空间小，导致基质吸力较大。随着含水率的增大，颗粒间的胶结连接被破坏，颗粒间变为以点接触为主的连接，从而使结构连结强度迅速降低，镶嵌的紧密排列变为架空的松散排列，孔隙空间大导致基质吸力变小，微观空间结构体系失稳，造成土的强度下降。

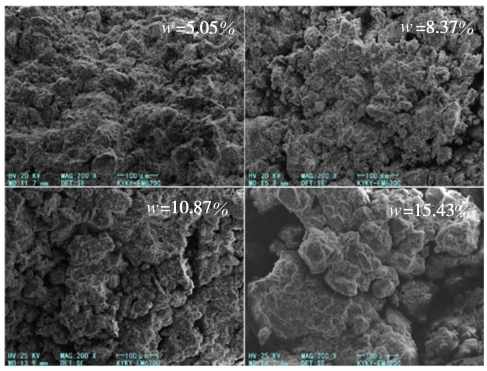


图 6 干密度=1.70 g/cm^3 时，不同含水率的非饱和重塑土放大 200 倍的微观结构图

Fig. 6 Magnification of 200 times for unsaturated remolded soils with different moisture contents under dry density of 1.70 g/cm^3

4 结　　论

（1）分析直剪试验结果，随着含水率增加，土的抗剪强度降低，土的黏聚力与内摩擦角均下降，并且含水率对黏聚力的影响比内摩擦角要大，以此建立了非饱和黄土抗剪强度和含水率方程。含水率与内摩擦角呈线性关系，含水率与黏聚力成指数函数型关系。

（2）采用露点水势仪与滤纸法相结合的方法，测试了不同干密度的土–水特征曲线。分析拟合后土–水特征曲线与抗剪强度试验数据，建立了含水率与吸力的函数关系。

（3）基于拟合的含水率–内摩擦角和黏聚力的方程和含水率与吸力的函数关系，建立了一个以基质吸力为自变量的抗剪强度公式。

（4）观测土的微观结，分析得出不同含水率下土微观结构的变化，以及基质吸力导致强度变化的原因。

参考文献：

[1] DONALD I B. Shear strength measurements in unsaturated

non-cohe-sive soils with negative pore pressure[C]// Proceedings of the 2nd Australia and New Zealand Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1956.

[2] BISHOP A W, ALPAN I, BLIGHT G E, et al. Factors controlling the shear strength of partly saturated cohesive soil[C]// ASCE Res Conf Shear Strength of Cohesive Soils. 1960, Boulder.

[3] FREDLUND D G, MORGENSTERN N R, WILDGER R A. The shear strength of unsaturated soils[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1978, **15**(3): 313 – 321.

[4] 党进谦, 李 靖. 非饱和黄土的强度特征[J]. 岩土工程学报, 1997, **29**(2): 59 – 64. (DANG Jing-qian, LI Jing. Strength characteristicsof unsaturated loess[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1997, **29**(2): 59 – 64. (in Chinese))

[5] 姚攀峰. 再论非饱和土的抗剪强度[J].岩土力学, 2009, **30**(8): 2315 – 2318. (YAO Pan-feng. Discussion on shear strength of unsaturated soils[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, **30**(8): 2315 – 2318. (in Chinese))

[6] 凌 华, 殷宗泽. 非饱和土强度随含水量的变化[J]. 岩石力学与工程学报, 2007(7): 1499 – 1503. (LING Hua, YIN Zong-ze. Variation of unsaturated soil strength with water contents[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007(7): 1499 – 1503. (in Chinese))

[7] 蔡国庆, 张 策, 李 舰, 等. 考虑初始干密度影响的SWCC 预测方法研究[J]. 岩土工程学报, 2018, **40**(增刊 2): 27 – 31. (CAI Guo-qing, ZHANG Ce, LI Jian, et al. Study on prediction method of swcc considering initial dry density[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(S2): 27 – 31. (in Chinese))

[8] FREDLUND D G, XING A Q. Equations for soil-watercharacteristic curve[J]. Canadian Geotechnical Journal**,** 1994, **31**: 521 – 532.

[9] 汪东林, 栾茂田, 杨 庆. 重塑非饱和黏土的土–水特征曲线及其影响因素研究[J]. 岩土力学, 2009, **30**(3): 751 – 756. (WANG Dong-lin, LUAN Mao-tian, YANG Qing. Experimental study of soil-water characteristic curve of remolded unsaturated clay[J]. Rock and Mechanics, 2009, **30**(3): 751 – 756. (in Chinese))

（编校：胡海霞）

DOI：10.11779/CJGE2020S2007

砾石土心墙料的大三轴湿化变形试验与规律分析

左永振，程展林，潘家军，周跃峰，赵 娜
（长江水利委员会长江科学院，水利部岩土力学与工程重点实验室，湖北 武汉 430010）

摘 要：蓄水湿化变形一直是制约高土石坝长期安全运行的技术难题，为此开展了筑坝堆石料的湿化变形试验，却极少针对砾石土心墙料进行湿化变形试验，这主要是受限于目前的砾石土料试验技术手段而难以开展试验研究。采用在大尺寸砾石土料试样中设置砂芯增加进水通道、缩短湿化路径的方法，可以解决砾石土心墙料的湿化变形试验所需时间较长、样品不能充分饱和等技术难点，实现砾石土心墙料的大三轴湿化变形试验。开展的砾石土心墙料的单线法湿化变形试验成果表明，砾石土心墙料存在明显的湿化变形现象，轴向湿化变形、体积湿化变形与围压、应力水平等密切相关，湿化变形与应力水平关系，在围压较小时随应力水平的增加而增加，在围压较大时随应力水平的增加而减小，关系曲线呈现明显的分叉现象，湿化变形与围压关系基本呈现先增加后减小的规律，与堆石料的湿化变形规律相比较，砾石土心墙料的湿化变形规律更加复杂。

关键词：砾石土心墙料；湿化变形；单线法；大型三轴
中图分类号：TU411 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－4548(2020)S2－0037－06

作者简介：左永振(1980—)，男，高级工程师，硕士，主要从事粗粒土的力学特性试验研究和岩土力学 CT 可视化技术研究。E-mail: zuoyongzh@163.com。

Large-scale triaxial wetting deformation tests and laws of gravelly soil core materials

ZUO Yong-zhen, CHENG Zhan-lin, PAN Jia-jun, ZHOU Yue-feng, ZHAO Na
(Key Laboratory of Geotechnical Mechanics and Engineering of Ministry of Water Resources, Changjiang River Scientific Research Institute, Wuhan 430010, China)

Abstract: Wetting deformation of water storage has always been a technical issue that restricts the long-term safety operation of high earth-rockfill dams. The wetting deformation tests have been commonly carried out for rockfill materials, but seldom for gravelly soil core wall materials, which is mainly because it is difficult to carry out experimental studies due to the current testing techniques of gravel soil materials. By setting sand cores in large-scale gravelly soil samples to increase the water inlet channel and shorten the wetting path, the technical difficulties such as the long time required for the wetting deformation tests on gravelly soil core materials and the insufficient saturation of samples can be solved. Then the large-scale triaxial wetting deformation tests on gravelly soil core materials can be conducted successfully. The wetting test results show that there is obvious wetting deformation phenomenon in gravelly soil core wall materials. The axial and volume wetting deformations are closely related to the confining pressure and stress level. The relationship between the wetting deformation and the stress level increases with the increasing stress level when the confining pressure is small, and decreases with the increasing stress level when the confining pressure is large. The relationship between the wetting deformation and the confining pressure basically shows the deformation tendency of increasing first and then decreasing. Compared with that of rockfill materials, the wetting deformation tendency of gravelly soil core materials is more complex.

Key words: gravelly soil core material; wetting deformation; single-line method; large-scale triaxial test

0 引 言

对高土石心墙堆石坝而言，坝体变形、心墙拱效应、心墙开裂等问题都是影响大坝安全的关键因素[1]，近年来随着国内外一批 200 m 级高土石心墙堆石坝的建成和运行，既有成功经验，也有不少心墙坝出现坝体裂缝、局部破坏等现象，如国内小浪底土心墙堆石

基金项目：国家重点研发计划项目（2017YFC0404804）；国家自然科学基金–雅砻江联合基金重点项目（U1765203）；水利部土石坝破坏机理与防控技术重点实验室开放基金项目（YK319013）
收稿日期：2020－05－30

坝（坝高 160 m）、瀑布沟土心墙堆石坝（坝高 186 m）、美国 Cougar 土心墙堆石坝（坝高 156 m）、墨西哥的 Infiernillo 心墙堆石坝（坝高 148 m），都在初期蓄水过程中在坝顶处出现明显的局部或贯穿的纵向裂缝，奥地利 Gepatsch 心墙堆石坝（坝高 153 m）在初蓄完成后出现坝壳湿陷变形较大、心墙拱效应强烈、坝顶有严重的纵向裂缝等问题[2]，这些现象的发生时间，均是在大坝蓄水不久后出现，这说明蓄水是导致产生裂缝的重要因素之一。

在大坝蓄水后，坝壳料的湿化变形是显著的，上游堆石料因渗透性较好，湿化变形在相对较短时间内完成，导致上游堆石料与心墙料差异变形，对心墙防渗系统产生不利影响，比如上游堆石料的湿化变形会引起上游靠近心墙处堆石区及心墙中上部应力减小，可能会引起心墙上部局部区域产生拉应力及偏向上游的位移，这是大坝初期蓄水引起心墙顶部裂缝的主要原因之一[3]。随着蓄水时间的增加，砾石土心墙料从填筑时的非饱和状态逐渐过渡到饱和状态，砾石土心墙料将产生一定的湿化变形，如果湿化变形量较大，心墙应承担的应力逐渐传递到堆石料区，在坝体中产生反拱效应，心墙料产生张拉裂缝进而导致坝体漏水或诱发水力劈裂现象，破坏坝体的防渗系统。因此，砾石土心墙材料与堆石材料在湿化变形时序上的不协调，引起坝体不均匀沉降和应力重分布[4]，纵向裂缝和水力劈裂的发生只是外在表现。

长期以来只关注堆石料的湿化变形，对砾石土心墙料的湿化变形没有开展相关研究，在高土石心墙堆石坝的后期变形计算分析中，对大坝竣工期及蓄水期应力变形进行模拟分析，一般只考虑蓄水引起的堆石料部分的湿化变形，不考虑砾石土心墙料的湿化变形，这主要是因当前试验技术手段的限制，无法开展砾石土心墙料的湿化变形试验研究，更没有砾石土心墙料的湿化模型。砾石土心墙料中既含有粗颗粒的碎石料，最大粒径可达 150 mm，大于 5 mm 的粒径一般占 30%～50%，又含有较大比例的黏性土，渗透系数一般为 10^{-5}～10^{-6} cm/s。因此砾石土心墙料强度变形试验需要使用常规大型三轴仪（试样尺寸ϕ300 mm×*H*600 mm），但砾石土料因渗透系数低导致大试样的饱和、固结排水等十分困难，需要耗费较长的时间，按ϕ39.1 mm 的小试样饱和需要 1 d 时间计算，ϕ300 mm 的大试样饱和约需要 60 d[5]，试验周期长、效率低时间，而且很难保证试样内部心墙料达到饱和状态。

随着高土石坝的建设和技术发展需求，开展砾石土心墙料的湿化变形试验，已经成为必须面对解决的问题。长江科学院长期关注砾石土心墙料的试验难点，为进行常规大型三轴试验提出采用“砂芯”加速饱和、固结排水的专利技术方法[6]，成功解决了砾石土心墙料的大型三轴试验饱和、固结排水问题，近期应用“砂芯”方法进行砾石土心墙料的湿化变形试验，取得了较好的效果，本文对如何采用砂芯技术进行砾石土心墙料的大型三轴湿化变形试验，进行详细的介绍。

1 砾石土心墙料湿化变形试验方法

1.1 试验材料

本次试验的砾石土心墙料取自两河口水电站，砾石与黏土按 4∶6 比例掺拌，60～5 mm 为砾石，小于 5 mm 细粒全部是黏土，占比 60%，试验级配见图 1。

该料的重型击实最大干密度为 2.10 g/cm^3，最优含水率为 10.1%，试验干密度采用 2.00 g/cm^3，压实度为 0.95。

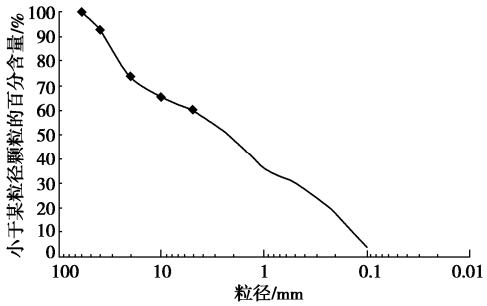


图 1 砾石土心墙料试验级配

Fig. 1 Grain-size distribution curve of gravelly soil core materials

1.2 砂芯加速饱和技术方法[6]

砾石土心墙料大型三轴湿化试验的难点即为大尺寸试样的充分饱和与试验过程中的排水通畅，保证数据的真实可靠，因此对“砂芯”加速饱和、固结排水方法进行简单介绍。砾石土心墙料加速饱和、固结排水的基本要求是在不影响力学性质的条件下，尽量缩短试样饱和、固结排水时间，提高效率。

以试样尺寸ϕ300 mm×*H*600 mm 的大型三轴为例，在直径为 300 mm 的大尺寸砾石土心墙料土样中沿轴向均匀分布 13 个直径 6 mm 的预成孔，砂芯占试样截面积的比例为 0.52%，在孔中灌砂形成砂芯，砂芯起到有效增加进水通道、减小排水距离，提高试样的饱和度、排水速度的作用。经试验验证有砂芯样和无砂芯样的三轴固结排水剪切试验的应力应变关系曲线十分近似，砂芯的设置对砾石土试样的强度及应力应变特性的改变不大。有砂芯样的孔压消散过程明显加快，砂芯的排水作用是明显的（图 2），砂芯加速饱和排水方法使砾石土心墙料大型三轴试验成为可能。

1.3 大尺寸砾石土样湿化变形试验方法

在堆石料的湿化变形试验中，试验方法通常分单

表 1 砾石土心墙料湿化变形量

Table 1 Wetting deformations of gravelly soil core materials

应力水平	不同围压的轴向应变/%					不同围压的体积应变/%				
	0.2	0.4	0.8	1.2	1.6	0.2	0.4	0.8	1.2	1.6
0.2	0.171	0.408	0.812	0.591	0.568	0.537	0.987	1.418	0.935	0.906
0.4	0.746	1.095	0.938	0.291	0.580	1.209	1.884	1.203	0.690	0.673
0.6	2.352	2.289	2.083	0.319	0.027	1.658	1.699	1.908	0.228	0.097
0.8	5.473	4.422	2.843	0.432	0.039	1.108	2.109	1.270	0.225	0.037

线法和双线法两种。单线法是对干态（备样含水率）样品施加预定应力，保持应力状态不变条件下对样品充水至饱和状态，在该过程中所发生的变形作为在该应力状态下的湿化变形量。双线法是分别采用干态和饱和态的样品进行三轴试验，将同一应力状态下的应变之差作为该应力状态下的湿化变形。一般认为单线法更接近实际浸水饱和过程，因此砾石土心墙料的湿化变形试验中采用单线法。

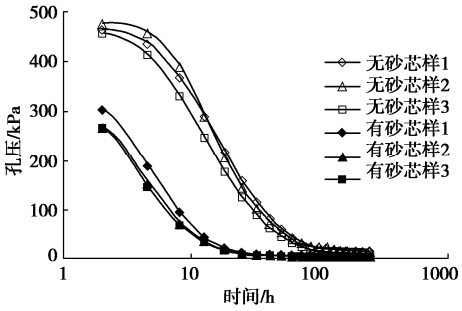


图 2 砂芯样孔压消散曲线对比[6]

Fig. 2 Comparison of pore pressure dissipation curves in samples with sand cores[6]

根据土的三相组成，土体中由空气、水、土颗粒组成，土中各种形状的粗细颗粒集合和排列形成固相骨架，骨架内部有宽窄和形状不同的孔隙，构成复杂的孔隙系统，水和空气并存并填满在孔隙系统中，湿化试验过程中就是将液态水置换孔隙中的空气，从而使土颗粒周边充满液体水，达到饱和效果，实现湿化过程。砾石土心墙料湿化变形试验在堆石料的湿化变形试验基础上，细化了试验操作步骤，增加了 CO_2 置换和真空抽气过程，操作流程见图 3，关键几步操作如下：

（1）按要求制备试样后，先采用 CO_2 置换试样孔隙中的空气，试验过程和操作按标准[7]进行。

（2）利用真空泵对试样进行抽气，将试样狭窄孔隙中的 CO_2 气体抽出。狭窄孔隙中的小气泡，具有较强的吸附能力，阻碍毛细水头的浸润发展，因此增加真空抽气过程，为将土体中的气体尽量抽出，抽气过程应至少持续 48 h。对试样真空抽气，相当于对试样施加了 100 kPa 的围压力，这一过程中试样会产生体积变形，因此从开始真空抽气，记录不同时刻试样的轴向变形和体积变形。

（3）对试样施加周围压力，进行等压固结，固结过程中持续真空抽气。

（4）对试样施加轴向压力，进行偏压固结，固结过程中持续真空抽气。当达到变形稳定标准后，停止真空抽气，从底孔进行水头饱和。

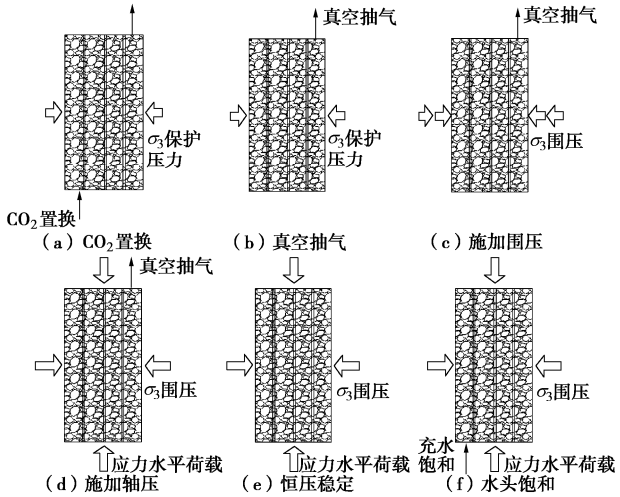
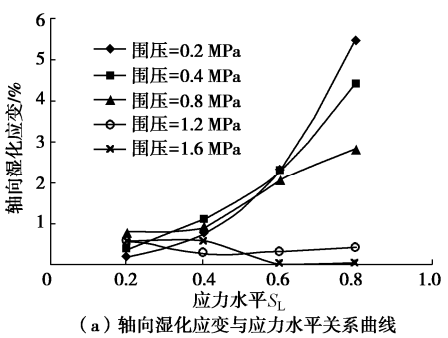


图 3 砾石土心墙料湿化变形试验的实现流程图

Fig. 3 Flow chart of wetting deformation tests on gravelly soil core materials

2　湿化变形试验成果

针对直径 300 mm 的砾石土心墙料试样，进行了单线法湿化变形试验，围压分 0.2，0.4，0.8，1.2，1.6 MPa 五级，应力水平分 0.2，0.4，0.6，0.8 四级，备样含水率为 9.0%，对应初始饱和度为 69.0%，湿化变形试验成果见表 1，轴向湿化变形和体积湿化变形与应力水平、围压的关系曲线见图 4。



（a）轴向湿化应变与应力水平关系曲线

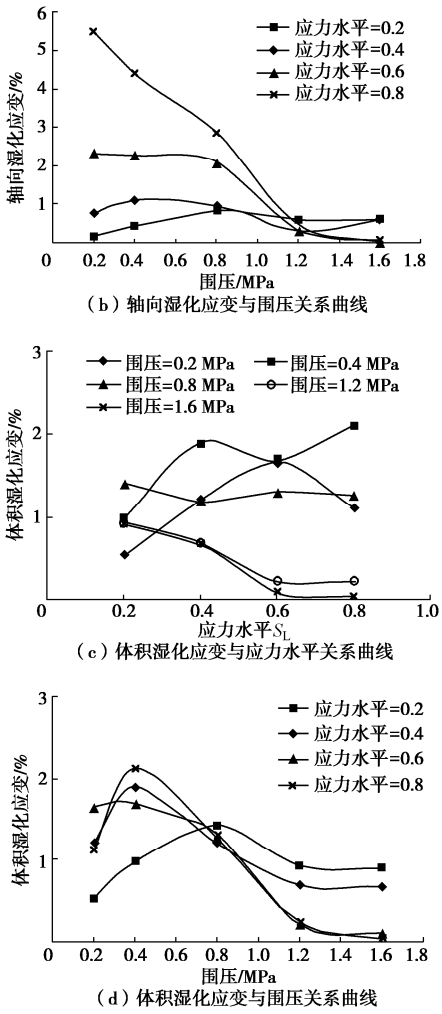


图 4 砾石土料湿化变形与应力水平、围压关系曲线

Fig. 4 Relation curves of wetting deformation with stress level and confining pressure of gravelly soil core materials

从图 4 中可见，砾石土心墙料的湿化变形与应力水平、围压关系密切相关。轴向湿化变形、体积湿化变形与应力水平的关系，当围压较少时，湿化变形量随应力水平的增加呈明显增长趋势，当围压为 1.2 MPa 时，湿化变形量基本上呈现水平状态，不受应力水平的影响，但当围压较大（1.6 MPa）时，湿化变形量随应力水平的增加呈降低趋势，湿化变形量整体具有明显的分叉结构。轴向湿化变形与围压的关系，在应力水平较低时（S_L 为 0.2，0.4）呈现先随围压增加后降低的趋势，在应力水平较高时（S_L 为 0.6，0.8）整体呈现降低趋势，体积湿化变形与围压的关系整体呈现先随围压增加后降低的趋势。与堆石料的湿化变形规律[8]相比较，砾石土心墙料的湿化变形规律明显不同，表现出更加复杂的规律。

需要说明的是在砾石土心墙料的湿化变形试验中，因采用单线法，一组湿化试验成果是由 16 个试样分别进行 4 个围压和 4 个应力水平组合得到，试样间的差异和试验误差导致有些试验点的规律性较差。

3 含水率对湿化变形的影响

为研究含水率对砾石土湿化变形的影响，进行了 1 组干密度 2.00 g/cm^3，含水率 10%的湿化变形试验。图 5（a）是围压 0.8 MPa 条件下的湿化变形量与应力水平的对比曲线，图 5（b）是应力水平 0.6 条件下的湿化变形量与围压的对比曲线，可见 2 个含水率下的湿化变形量与应力水平、围压的变化规律基本相似，但含水率 10%的湿化变形量明显低于含水率 9%的变形量，说明含水率对砾石土心墙料的湿化变形量影响显著。

砾石土心墙料的施工填筑含水率受土料性质、填筑部位、气候条件、施工机械等影响，碾压式土石坝设计规程中规定含水率控制在最优含水率的−2%～+3%偏差范围内。从含水率对湿化变形的显著影响看，施工含水率宜控制在最优含水率的 0～+3%范围内，采用较大含水率的砾石土料进行填筑，可以有效减小砾石土心墙的后期湿化变形沉降量。

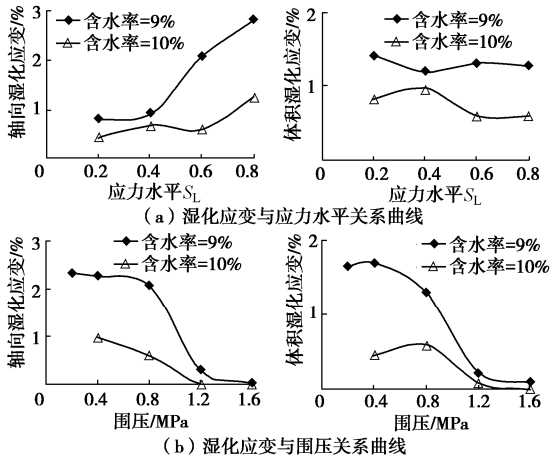


图 5 不同含水率条件下的砾石土料湿化变形对比

Fig. 5 Comparison of wetting deformation under different water content conditions

4 湿化变形成果分析

湿化变形与应力水平、围压密切相关，在围压和应力水平较小时的湿化变形规律较好，基本服从湿化变形量随围压和应力水平增加而增加的规律，但是当在高围压和高应力水平时，湿化变形量反而减小，甚至几乎没有湿化变形量，如围压 1.6 MPa、应力水平为 0.6，0.8 条件下的湿化变形量非常小，这是湿化试验过程中因为充水饱和时间不够或者水头差较小导致的试样饱和度没有达到规范要求的 95%以上标准？还是试样已经达到饱和度标准的真实宏观表现？这直接关系到湿化试验成果的真实性，需要进行明确判断，下面通过细化后的逐步试验操作进行分析。

根据试验过程中每一时刻测量的体积变形量和充水湿化过程中的进水量，通过下式可以计算每一时刻的样品干密度和饱和度：

$$\rho_{\mathrm{d}}=\frac{\rho_{\mathrm{d0}}}{1-\varepsilon_{\mathrm{V}}}\quad , \tag{1}$$

$$w=w_0+\frac{\mu}{m_0}\quad , \tag{2}$$

$$\rho=\rho_{\mathrm{d}}\cdot(1+w)\quad , \tag{3}$$

$$S_{\mathrm{r}}=\frac{(\rho-\rho_{\mathrm{d}})\cdot d_{\mathrm{S}}}{d_{\mathrm{S}}-\rho_{\mathrm{d}}}\quad 。 \tag{4}$$

式中　S_{r} 为试验过程中试样饱和度（%）；μ 为试验过程中充水湿化中进入试样的进水量（ml）；ρ_{d} 为试验过程中试样变形后的干密度（g/cm^3）；ρ 为试验过程中试样变形后的湿密度（g/cm^3）；w 为试验过程中试样含水率（%）；ρ_{d0} 为备样干密度（g/cm^3）；w_0 为备样含水率（%）；m_0 为试样干质量（g）；ε_{V} 为试验过程中试样的体积应变（%）；d_{S} 为试样相对质量密度。

图 6，7 是砾石土心墙料两种典型的湿化变形试验时程曲线。图 6 的围压为 0.4 MPa，应力水平为 0.6，存在比较明显的湿化变形过程，从图 6 中可见，样品在围压和轴压下偏压固结完成后，充水湿化前的干密

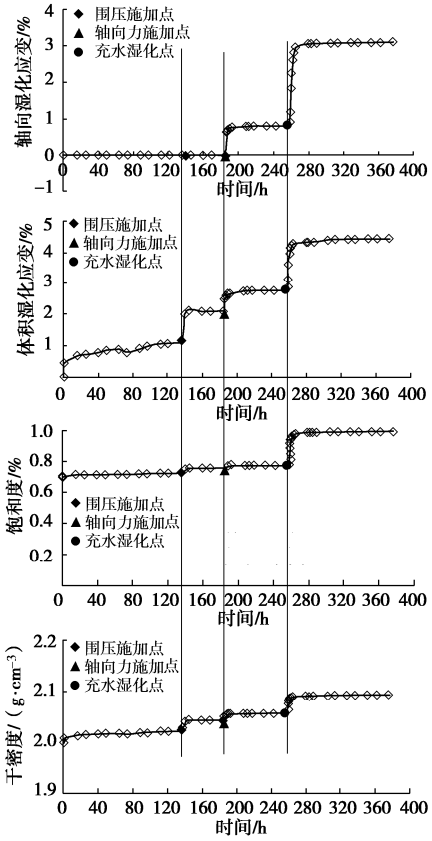


图 6 砾石土料湿化变形试验时程曲线（σ_3 =0.4 MPa，S_{L}=0.6）

Fig. 6 Time-history curves of wetting deformation tests on gravelly soil core materials（σ_3 =0.4 MPa, S_{L}=0.6）

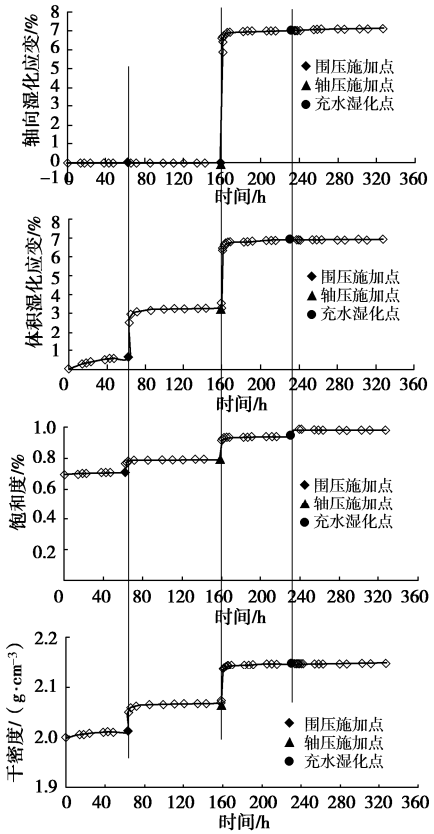


图 7 砾石土料湿化变形试验时程曲线（σ_3 =1.6 MPa，S_{L}=0.8）

Fig. 7 Time-history curves of wetting deformation tests on gravelly soil core materials（σ_3 =1.6 MPa, S_{L}=0.8）

度为 2.057 g/cm^3，对应的样品饱和度为 78%，因此在充水湿化过程中进水量较多，呈现明显的湿化变形现象。图 7 的围压为 1.6 MPa，应力水平为 0.8，充水湿化过程中基本没有产生湿化变形量，这是因为图 7 中的样品充水湿化前的干密度为 2.148 g/cm^3，对应的样品饱和度已经达到 95%，因此在充水湿化过程中进水量非常少，也没有湿化变形现象。

通过图 7 的示例说明，在高围压和高应力水平条件下，试样在偏压固结完成后试样被压缩密实，已经没有湿化变形空间，饱和度已经达到了规范要求的 95%饱和状态，没有充水湿化变形是试样达到饱和状态的真实表现。在湿化变形试验后对试样进行了多组含水率试验，换算后的饱和度全部达到规范要求的饱和度要求。

5　结　　论

本文在砂芯加速饱和固结排水的专利技术基础上，针对砾石土心墙料采用单线法开展了大三轴湿化变形试验。

（1）砾石土心墙料存在明显的湿化变形现象。

（2）砾石土心墙料的湿化变形与围压、应力水平密切相关。与堆石料的湿化变形规律相比较，砾石土

心墙料的湿化变形规律明显不同，表现出更加复杂的规律。

（3）当围压较少时，湿化变形量随应力水平的增加呈增长趋势，但当围压较大时，湿化变形量随应力水平的增加呈降低趋势，具有明显的分叉结构。轴向湿化变形与围压的关系，在应力水平较低时呈现先随围压增加后降低的趋势，在应力水平较高时整体呈现降低趋势，体积湿化变形与围压的关系整体呈现先随围压增加后降低的趋势。

（4）在高围压和高应力水平条件下，试样在偏压固结完成后试样被压缩密实，其饱和度已经达到了饱和状态，充水湿化过程中进水量较少，没有湿化变形过程是试样达到饱和状态的真实表现。

（5）含水率对砾石土料的湿化变形影响显著，为减小砾石土心墙料的后期湿化变形量，填筑含水率宜偏大于最优含水率。

本文重点介绍了砾石土心墙料的湿化变形试验过程和湿化变形成果规律，湿化模型及影响因素分析等将另文陈述。

参考文献：

[1] 李国英, 王禄仕, 米占宽. 土质心墙堆石坝应力和变形研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2004(8): 1363－1369. (LI Guo-ying, WANG Lu-shi, MI Zhan-kuan, Research on stress-strain behaviour of soil core rockfill dam[J]. Chinese Journal of rock Mechanics and Engineering, 2004(8): 1363－1369. (in Chinese))

[2] 雷红军, 冯业林, 刘兴宁. 糯扎渡水电站蓄水速度对心墙堆石坝安全的影响研究[J]. 大坝与安全, 2012(5): 1－5. (LEI Hong-jun, FENG Ye-lin, LIU Xing-ning, Effect of impounding speed on safety of Nuozadu core wall rockfill dam[J]. Dam and safety, 2012(5): 1－5. (in Chinese))

[3] 陆阳洋, 高庄平, 朱俊高. 湿化变形对斜心墙堆石坝受力变形特性的影响[J]. 扬州大学学报(自然科学版), 2014, **17**(3): 64－68, 73. (LU Yang-yang, GUO Zhuang-ping, ZHU Jun-gao. Effect of wetting deformation on behavior of eatth rockfill dam[J]. Journal of Yangzhou University (Natural Science Edition), 2014, **17**(3): 64－68, 73. (in Chinese))

[4] 徐泽平. 当代高堆石坝建设的关键技术及岩土工程问题[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(增刊 1): 34－40. (XU Ze-ping. Technologies and geotechnical problems for construction of modern rockfill dams[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(S1): 34－40. (in Chinese))

[5] 黄 玲, 徐 晗, 饶锡保, 等. 砾质土钻孔灌砂工艺三轴试验效果研究[J]. 长江科学院院报, 2009, **26**(12): 84－88. (HUANG Ling, XU Han, RAO Xi-bao, etc, Triaxial tests effect study on drilling and pumped sands of gravelly soil[J]. 长江科学院院报, 2009, **26**(12): 84－88. (in Chinese))

[6] 程展林, 左永振, 丁红顺. 砾石土大型三轴试验砂芯加速排水方法及试样成孔制样器. 中国专利:ZL2009100630575[P]. 2011–06–15. (CHENG Zhan-lin, ZUO Yong-zhen, DING Hong-shun. Accelerated drainage method and sample making device of sand core in large scale triaxial test of gravelly soil. Chinese patent: ZL2009100630575[P]. 2011–06–15. (in Chinese))

[7] 土工试验方法标准：GB/T50123—2019 [S]. 2019. (Standard for Geotechnical Testing Method: GB/T50123—2019[S]. 2019. (in Chinese))

[8] 程展林, 左永振, 丁红顺, 等. 堆石料湿化特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(2): 243－247. (CHENG Zhan-lin, ZUO Yong-zhen, DING Hong-shun, et al. Wetting characteristics of coarse-grained materials[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(2): 243－247. (in Chinese))

（编校：胡海霞）

DOI：10.11779/CJGE2020S2008

高填方土石料强夯加固范围的理论方法及应用研究

吴帅峰[1]，杜继芳*[2]，魏 然[1]，魏迎奇[1]，肖建章[1]，严 俊[1]
（1.中国水利水电科学研究院流域水循环模拟与调控国家重点实验室，北京 100048；2.山东工商学院管理科学与工程学院，山东 烟台 264005）

摘 要：强夯法在高填方加固中广泛应用，而基于理论计算的加固范围确定方法很少，且对于描述横向加固宽度的方法更少，而加固深度和宽度是进行强夯设计的关键。基于此，建立了基于随机介质理论的强夯内部沉降计算方法，模型仅含有影响角 β 和压缩系数 η 两个参数；通过承德机场土石料强夯现场试验表明，该模型能很好地计算土体内部沉降量；同时，提出了临界沉降量的概念，并确定出无黏性土石料的临界沉降量为 0.04 m；最后，结合临界沉降量给出了基于夯坑深度的强夯加固范围的快速查图结果。实现了强夯加固理论方法的创新和快速推广应用，为相关工程提供直接参照结果。

关键词：强夯；内部沉降；加固范围；随机介质；查图
中图分类号：TU472 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－4548(2020)S2－0043－07

作者简介：吴帅峰(1988—)，男，河南登封人，博士后，高级工程师，主要从事大坝岩土工程与冲击动力学等方面的研究。E-mail: wusf@iwhr.com。

Theoretical method and application of dynamic consolidation range of high fill earth and stone

WU Shuai-feng[1], DU Ji-fang[2], WEI Ran[1], WEI Ying-qi[1], XIAO Jian-zhang[1], YAN Jun[1]
(1. State Key Laboratory of Simulation and Regulation of Water Cycle in River Basin, China Institute of Water Resources and Hydropower Research, Beijing 100048, China; 2. School of Management Science and Engineering, Shandong Technology and Business University, Yantai 264005, China)

Abstract: The dynamic compaction method is widely used in high fill reinforcement, but there are few methods to determine the reinforcement range based on the theoretical calculation, furthermore, there are fewer methods to describe the transverse reinforcement width. However, the reinforcement depth and width are the key to the dynamic compaction design. On this basis, the method for calculating the internal settlement of dynamic compaction based on the random medium theory is established. The model only contains two parameters, i.e., the influence angle β and the compression coefficient η. The field tests on dynamic compaction of earth and stone in Chengde Airport shows that the model can be used to calculate the internal settlement of soils. The concept of the critical settlement is put forward, and the critical settlement of cohesionless earth rock materials is determined to be 0.04 m. Finally, the fast chart results of dynamic consolidation range based on the depth of ramming pit are given. The proposed method realizes the innovation and rapid application of dynamic consolidation theory and method, and provides direct reference results for the related projects.

Key words: dynamic compaction; internal settlement; reinforcement range; random medium; chart checking

0 引 言

强夯是对大面积地基加固的经济、高效的处理方法，可显著提升地基承载力，又具备适用广、作业简单、效果好的优点[1-5]。1975 年，Menard 首次将该方法应用于路基加固工程中，并提出了加固深度的计算方法——Menard 公式[6]。随着强夯工法的推广，诸多学者在实际应用计算中发现 Menard 公式计算值普遍大于实际值，对此在 Menard 公式的前加上浮动的折减系数[7-8]。同时，相关研究者也在试图提出新的加固范围计算方法，如 Chow[9]通过分析强夯应力应变关系，采用一维波动方程研究加固深度。Pourjenabi 等[10]利用数值计算方法研究强夯动态过程，以描述加固范围的确定。

而这些相关研究所提的加固范围计算方法多以经

基金项目：中国水利水电科学研究院院基本科研业务费项目（GE0145B412019）；国家自然科学基金项目（U19A2049）
收稿日期：2020－08－07
*通信作者（E-mail: dujifang@sdtbu.edu.cn）

验公式为主，缺乏对土料性质的考虑，对加固宽度的考虑也不足，在应用形式上较为纷繁复杂，不能较好地推广使用。

本文引入了随机介质理论来描述强夯引起的沉降与加固范围计算，该理论最初是用于计算开挖一定深度后地层的沉降[11-12]，如开采沉降。而对于无黏性土石料强夯工程，虽然受力形式不同，但其沉降过程与开采沉陷规律相同。基于此，本文提出了一个计算强夯内部沉降的模型，该模型根据土石料性质确定了两个参数，在提出临界沉降量的概念的基础上将计算结果与已有资料进行比较，并进行现场试验，验证了该模型的适用性。

1 强夯内部沉降计算模型

1.1 随机介质理论概述

在欧拉坐标系中，假设 dx 的变形概率密度函数为 $f(x^2)$，该函数曲线关于 z 轴对称。因此，dx 变形概率可以表示为

$$P(\mathrm{d}x)=f(x^2)\mathrm{d}x \quad 。 \tag{1}$$

对于一个无限小的以 $A(x，y，z)$为中心的微平面 ds=dxdy，变形的概率可以表示为

$$P(\mathrm{d}s)=P(\mathrm{d}x)P(\mathrm{d}y)=f(x^2)f(y^2)\mathrm{d}s \quad 。 \tag{2}$$

将坐标系沿着 z 轴进行旋转$(x, y, z)\rightarrow(x_1, y_1, z)$，式（2）可以变为

$$P(\mathrm{d}s)=P(\mathrm{d}x_1)P(\mathrm{d}y_1)=f(x_1^2)f(y_1^2)\mathrm{d}s \quad 。 \tag{3}$$

假设在新坐标系中 x_1 轴过 A 点，则

$$x_1^2=x^2+y^2，\ y_1=0 \quad ， \tag{4}$$

$$f(x^2)f(y^2)=f(x_1^2)f(y_1^2)=cf(x^2+y^2)， \tag{5}$$

式中，c 为常数。

通过对式（5）两侧进行微分，可以得到

$$\left.\begin{aligned} f(y^2)\frac{\partial f(x^2)}{\partial x^2}&=c\frac{\partial f(x^2+y^2)}{\partial(x^2+y^2)}\frac{\partial(x^2+y^2)}{\partial x^2}=c\frac{\partial f(x^2+y^2)}{\partial(x^2+y^2)}，\\ f(x^2)\frac{\partial f(y^2)}{\partial y^2}&=c\frac{\partial f(x^2+y^2)}{\partial(x^2+y^2)}\frac{\partial(x^2+y^2)}{\partial y^2}=c\frac{\partial f(x^2+y^2)}{\partial(x^2+y^2)}。\end{aligned}\right\} \tag{6}$$

因此，

$$\frac{1}{f(x^2)}\frac{\partial f(x^2)}{\partial x^2}=\frac{1}{f(y^2)}\cdot\frac{\partial f(y^2)}{\partial y^2} \quad 。 \tag{7}$$

式（7）表明，公式两侧计算与 x 和 y 无关。令

$$\frac{1}{f(x^2)}\frac{\partial f(x^2)}{\partial x^2}=k_1^2 \quad ， \tag{8}$$

通过积分，可以得到解：

$$f(x^2)=k_2\mathrm{e}^{-k_1^2x^2} \quad ， \tag{9}$$

式中，k_1 和 k_2 为与深度 z 有关的参数。因此，微面 ds 的变形概率为

$$P(\mathrm{d}s)=f(x^2)f(y^2)\mathrm{d}x\mathrm{d}y=k_2^2\mathrm{e}^{-k_1^2(x^2+y^2)}\mathrm{d}x\mathrm{d}y 。 \tag{10}$$

假设土体在强夯过程中没有只发生形变，没有发生压缩，则总变形应该与夯坑内部的下沉单元相等，因此，

$$V_\mathrm{e}=\int_{-\infty}^{+\infty}\int_{-\infty}^{+\infty}f(x^2)f(y^2)\mathrm{d}x\mathrm{d}y=1 \quad 。 \tag{11}$$

通过求解，可以得到

$$k_2^2=\frac{\pi}{k_1^2} \quad 。 \tag{12}$$

基于随机介质理论的定义，参数 k_1 可以表示为 $r(z)$，也可以称之为影响半径，计算公式为

$$r(z)=\frac{z}{\tan\beta} \quad ， \tag{13}$$

式中，z 为 ds 的深度，β 为影响角。

因此，夯坑内单元下沉引起的变形可以表示为

$$W_\mathrm{e}=\frac{1}{r^2(z)}\exp\frac{-\pi(x^2+y^2)}{r^2(z)} \quad 。 \tag{14}$$

1.2 计算模型

假设地基平面是平整的，夯锤的地面为光滑的圆形，强夯计算模型如图 1 所示。由冲击形成的夯坑为圆台型（图 2），强夯的过程被简化为一个轴对称问题。为了计算的简便，只计算 zox 坐标系中的变形。

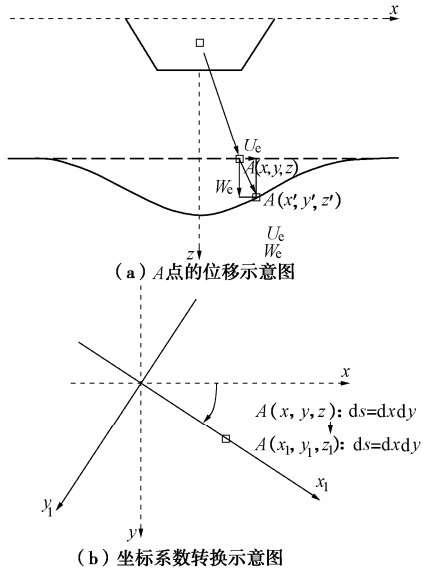


图 1 强夯计算模型

Fig. 1 Computational model for dynamic compaction

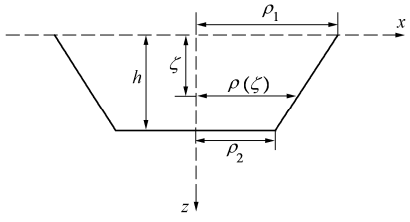


图 2 强夯过程中圆形夯锤产生的夯坑横截面示意

Fig. 2 Cross section of ramming pit produced by circular rammer during dynamic compaction

夯坑中单元下移引起的 A 点的位移可以分成两部分：竖直位移和水平位移（图 1（a）中的 W_e 和 U_e）。竖向的位移在现场检测起来要比水平位移更加方便。因此，在本文中，只考虑竖向位移的变化，忽略水平方向的位移。以 z 轴为对称轴，对于夯坑中一个以(x_e，y_e，z_e)为中心的单元 $\mathrm{d}x_e\mathrm{d}y_e\mathrm{d}z_e$，其引起 $A(x, y, z)$（图 1（b））的位移可以表示为

$$W_e = \frac{1}{r^2(z-z_e)}\exp\frac{-\pi[(x-x_e)^2+(y-y_e)^2]}{r^2(z-z_e)}\mathrm{d}x_e\mathrm{d}y_e\mathrm{d}z_e \text{。} \tag{15}$$

由夯坑引起的位移可以通过积分获得

$$W(x,y,z) = \iiint_{\Omega}\frac{1}{r^2(z-z_e)}\exp\frac{-\pi[(x-x_e)^2+(y-y_e)^2]}{r^2(z-z_e)}\cdot \mathrm{d}x_e\mathrm{d}y_e\mathrm{d}z_e \quad , \tag{16}$$

式中，Ω 代表夯坑中的区域。

夯坑的坐标系从直角坐标系转换为柱坐标系，夯坑中的单元表示从 $\mathrm{d}x_e\mathrm{d}y_e\mathrm{d}z_e$ 变为 $\rho\mathrm{d}\theta\mathrm{d}\rho\mathrm{d}\zeta$ 。如图 2 所示，夯坑的几何参数为夯坑深度 h 和在(0，h)范围内任意的深度值 ζ；夯坑的横截面是一个梯形，不同深度的半径可以表示为 $\rho(\zeta)$，计算公式为

$$\rho(\zeta) = \rho_1 + (\rho_2-\rho_1)\zeta/h \quad \text{。} \tag{17}$$

式中，ρ_1 和 ρ_2 分别为夯坑顶部和底部的半径。

任一深度产生的位移量的表达式为

$$\begin{aligned} W(x,z) &= \eta\int_0^h\int_0^{\rho(\zeta)}\int_0^{2\pi}\frac{1}{r^2(z-\zeta)}\exp(-\pi\frac{(x-\rho\cos\theta)^2+(0-\rho\sin\theta)^2}{r^2(z-\zeta)})\rho\mathrm{d}\theta\mathrm{d}\rho\mathrm{d}\zeta \\ &= \eta\int_0^h\int_0^{\rho(\xi)}\int_0^{2\pi}\frac{\tan^2\beta}{(z-\zeta)^2}\exp(-\pi\tan^2\beta\frac{(x-\rho\cos\theta)^2+(\rho\sin\theta)^2}{(z-\zeta)^2})\rho\mathrm{d}\theta\mathrm{d}\rho\mathrm{d}\zeta\text{。} \end{aligned} \tag{18}$$

式中　η 为压缩系数；β 为影响角；ζ 为范围内任意的深度值；不同深度的半径可以表示为 $\rho(\zeta)$；ρ 为夯坑内部任意 ζ 深度的半径。

强夯可以让土体更加密实，因此，为了体现土体的压缩，在式（15）中引入了一个压缩系数 η。

影响角 β 可以体现深度 z 处的土体性质，而施工场地的土体可以简单地看成各项同性，因此，在同一场地，影响角可以当成为一常数。对于强夯来说，冲击能量的扩散角是影响加固范围的一个重要因素。因此，在本文中，用能量的扩散角作为影响角进行计算。根据姚仰平等[13]研究，强夯冲击能在碎石土中的扩散角为与水平成 30°，因此，在后面的计算中影响角 β 取 30°进行计算。因此，在某一深度的变形值可以通过式（15）进行计算，η 为唯一的未知量。

η 的取值可以通过最小二乘法确定，计算公式为

$$R(\eta) = \sum(W_i - W_i^*)^2 \quad , \tag{19}$$

式中，W_i 和 W_i^* 分别为计算和观测的沉降值。$R(\eta)$ 越小，压缩系数 η 越接近目标值。

2　模型参数确定

2.1　试验设计

为率定土石混合料强夯内部沉降计算模型的参数取值，结合承德机场项目，试验模型以工程现场大型棱台体为试验区。试验区依托当地地形填筑，西面紧靠山体，北、东、南三面临空。

机场的地基填方石料就近山体爆破开采、填筑，岩石类型以砂砾岩、安山岩等为主，新鲜基岩的饱和抗压强度一般大于30 MPa，属硬质岩。

试验区的面积为 46 m×56 m，北、东、南三面临空，西面紧靠山体。高填方体分层填筑形成 8 m 高台，高台上底面积为 40 m×30 m，放坡比例为 1∶2。根据试验经验，1000 kN·m 能级的强夯所引起的振动衰减速度快，在 15 m 的位置引起的表面振动速度小于 5 mm/s。为了消除边界的影响，本次试验将填方区中心作为主要夯击点，并在该夯击点下埋设传感器。

高台的填筑材料为就近山体爆破开采的土石混合料，与实际工程一致。为了控制分层填筑的填料质量，本次试验要求填料最大粒径不大于 80 cm，含泥量<10%，采用堆填方法施工，其中每层填料厚 1 m。试验前进行了粗粒料的颗粒分析试验，填筑体自下而上第 1～8 层土石混合料的颗分如图 3 所示。

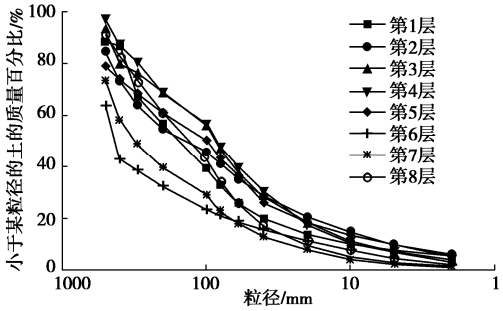


图 3 颗分曲线

Fig. 3 Grain-size distribution curves

从级配曲线判断，填筑料属于以块石和碎石为主的碎石土，其不均匀系数 C_u 范围为 15～25，曲率系数 C_c 范围为 2～5.2，属于非均匀不连续级配土。填筑体干密度范围为 1.53～2.42 g/cm^3，固体体积率为 64%～94%。

夯锤直径为 2.25 m，质量为 19.52 t，落距 6.0 m，对应夯能为 1171 kN·m。本次试验共布置 6 个夯击点，如图 4 所示，其中#7 夯击点对应的夯击次数为 20 击，#8 夯击点为 15 击，#0 夯击点为 9 击，#6 夯击点为 6 击，#9 夯击点为 3 击，以期获取强夯过程中的变量。

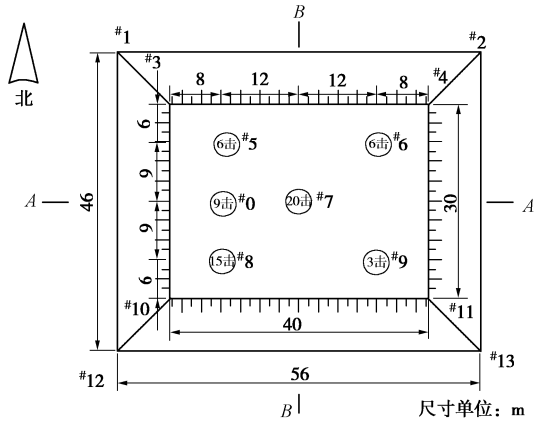


图 4 试验场地平面示意图

Fig. 4 Schematic plan of test site

利用水准仪测量夯击点在每一夯击作用后的高程。测点位置的选择合理，水准仪架立点和夯击点的距离不小于 50 m，以避免强夯过程中震动对测试精度的影响。

2.2 试验过程

为了能够准确地反映强夯引起的各层土体的下沉量，回填过程中，在填筑体内部 1.85，2.8，4 m 高度处分别布置了 3 层塑料薄膜（图 5），通过测量强夯前后薄膜的位移，确定内部分层沉降量，具体布置见图 5。强夯过程中进行空间振动速度测试，振动测试，在强夯的前后，进行了重型重力触探 N_{120} 和大体积密度测试，用以实际加固范围的确定。

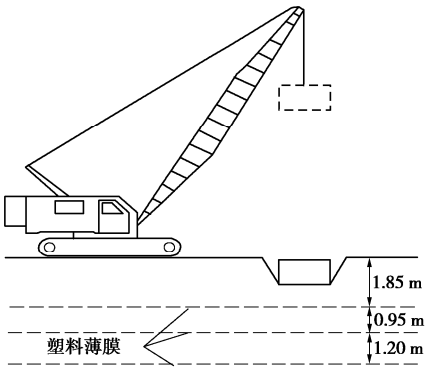


图 5 现场试验布置

Fig. 5 Layout of field tests

为精细测得填方土石料内部分层加固效果，进行试验前后对比检测，具体为：①试验前后在夯点附近同一距离处进行超重型动力触探试验；②试验过程中利用水准仪记录夯坑沉降量；③试验后对土体进行开挖，利用水准仪测量塑料薄膜位移的变化；④测量土石混合料强夯前后的干密度和固体体积率。

2.3 压缩系数的取值

式（18）中引入的压缩系数是本次试验土石料的具体体现，根据式（19）可知，该参数由观测值和计算值的差方决定，观测值与计算值的结果见表 1。从表 1 中可以看出，计算值要明显大于观测值，这是因为在计算的过程中没有考虑压缩系数。通过式（19），采用最小二乘法，可以获得不同压缩系数所对应的 $R(\eta)$ 值，两者之间的关系见图 6。从图 6 中可以看出，当 $\eta = 0.65$ 时，$R(\eta)$ 的取值最小。将该值代入计算值可以得出最终的修正值，见表 1。

表 1 强夯引起位移量对比

Table 1 Comparison of displacements caused by dynamic compaction

(cm)

深度/m	结果	水平距离/m					
		0	1	2	3	4	5
1.86	计算值	42.00	29.27	9.62	1.59	0.16	0.00
	观测值	25.50	20.50	10.00	5.00	0.00	0.00
	修正值	27.30	19.03	6.25	1.03	0.10	0.00
2.80	计算值	18.80	15.90	9.69	4.29	1.40	0.35
	观测值	15.50	15.50	8.00	3.00	1.00	0.00
	修正值	12.22	10.34	6.30	2.79	0.90	0.23
4.00	计算值	8.88	8.22	6.50	4.41	2.57	1.29
	观测值	6.00	6.00	4.00	2.50	1.50	0.00
	修正值	5.80	5.40	4.20	2.90	1.67	0.84

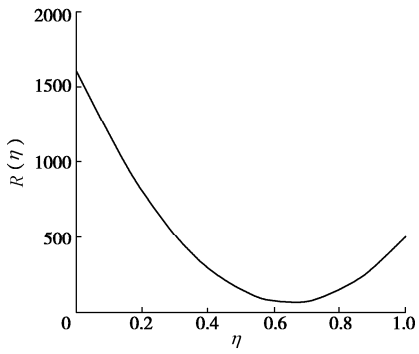


图 6 压缩系数 η 与最小方差 $R(\eta)$ 之间的关系

Fig. 6 Relationship between compression coefficient and minimum variance

3 基于随机介质理论的加固范围确定方法

3.1 临界沉降量概念的提出

从以上的分析可以看出，用该计算模型计算强夯是具有可行性的。但是，在计算过程中，存在的最主要的问题是：即使在无限远处，计算出的位移量仍不为 0。因此，该模型很难通过位移来确定影响的边界。为了解决这个问题，在该模型的计算中引入了临界沉

降量，该参数的定义为：当计算出的位移量超过该值时，可以认为土体内部发生了有效的加固，当计算出的位移量小于该值的时候，可以认为土体只是受到强夯振动影响，而没有产生有效的加固。为确定该临界沉降量的具体值需先确定实际的有效加固深度和范围，图 7，8 为强夯前后重型动力触探和大体积密度测试的结果。

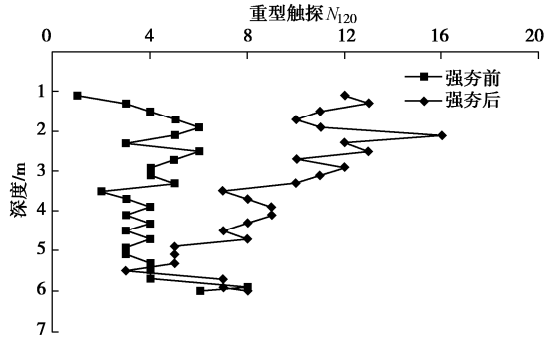


图 7 承德机场试验场地重型触探强夯前后对比

Fig. 7 Comparison of heavy penetration dynamic compaction before and after test site in Chengde Airport

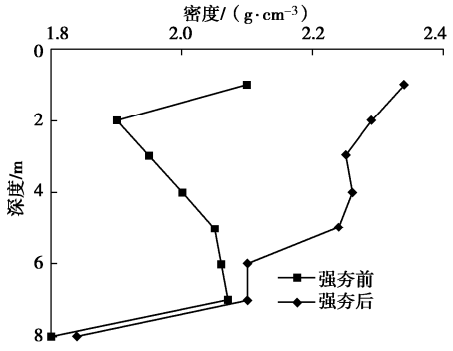


图 8 承德机场试验场地密度试验强夯前后对比

Fig. 8 Comparison of density tests before and after dynamic compaction in test site in Chengde Airport

根据重型动力触探和大体积密度测试的结果可以看出，在深度约 5 m 处，动力触探提升明显，且密度大于 2.2 g/cm^3，可认为试验场地经过 1100 kN·m 强夯后，有效加固深度大约为 5 m，此时夯坑深度为 1 m。而在该深度，模型计算出内部沉降位移量为 0.04 m。因此，本文中，强夯的加固边界所对应的临界竖向沉降量为 0.04 m。图 9 是按照该值进行确定的加固边界，可以看出加固的区域类似于一个泡状，加固宽度大约为 3 m，该值与现场测试结果基本一致。从图中可以看出，强夯的加固区域整体为一气泡状，随着距离的增加，区域也逐渐扩散。从图中确定的水平加固宽度大约为 3 m，这与现场确定的加固宽度一致，证明该计算模型的计算结果具有可靠性。

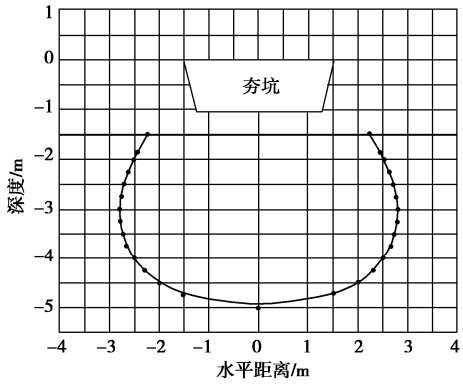


图 9 根据临界沉降量确定的强夯加固边界示意图（线内区域为内部沉降量大于 0.04 m 的区域）

Fig. 9 Schematic diagram of dynamic consolidation boundary determined by critical settlement

采用临界沉降量作为加固范围的标称，在本试验中采用的是 4 cm，而此数值对应的是《建筑地基处理技术规范：JGJ79—2012》中散粒土在小于 4000 kN·m 的能级下的推荐止夯最后两击夯沉量 5 cm。

同时《建筑地基处理技术规范：JGJ79—2012》中所述强夯设计所用的加固范围的影响深度计算使用梅那公式：

$$H \approx k\sqrt{Mh} \quad , \tag{20}$$

式中，k 为经验系数，取 0.34～0.8，M 为夯锤质量（t）；h 为落距（m）。

由式（20）计算出的加固影响深度为 3.75～8.74 m，在设计时支撑性较弱，且为经验取值，而本文中所提出的加固范围计算方法为推导结果，具有较好的参照和支撑性。

3.2　采用临界沉降计算加固范围的验证

强夯土体内部变形在现场试验中难以监测，常规手段通常无法起到有效作用，在相关文献和试验报告中也较少涉及，Ghassemi 等[14]描述了现场强夯的试验过程，给出了工程加固范围，并进行了数值计算出强夯的内部沉降。对此，利用此数据，采用文报告中所构建的沉降加固模型，计算验证。表 2 给出了文献[14]中的强夯工程参数。

表 2 强夯工程参数

Table 2 Parameters of dynamic compaction project

夯锤半径/m	夯锤质量/t	抬升高度/m	弹性模量/MPa	泊松比 ν	夯坑深度/m	η
1.2	20	20	4	0.25	1.2	0.65

图 10 给出了文献[14]中沉降计算和采用本模型沉降计算的对比，现采用本研究所定的临界加固沉降量计算加固范围，与其工程实际加固范围对比。以文献[14]所确定的无黏性散粒土临界加固沉降量为 0.04 m 进行计算，确定出加固边界如图 10 所示，表明两

者的边界是相似的，尤其在加固深度确定是较准确的。

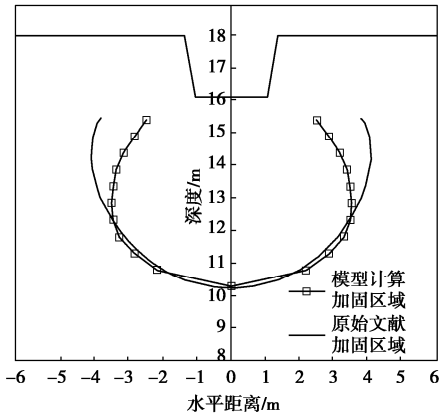


图 10 随机介质理论和文献[14]的加固范围对比

Fig. 10 Comparison of reinforcement range between random medium theory and Reference [14]

3.3 基于夯坑深度快速查询加固范围

加固深度和宽度对于强夯的设计和施工来说是非常重要的两个参数。这两个参数一般是通过梅那公式或者经验获得，主要与强夯的能级有关。但是，对于不同性质的土体，尽管强夯所使用的能级相同，但是加固的效果却不相同。同时，对于土体内部在强夯作用下的变化，很难直接进行观测。但是可通过夯坑形状反映内部加固的情况。对于相同的能级，夯坑的形状和深度随着土体的性质和级配的不同而不同。因此，夯坑的外部特征是锤–土系统的一个外部体现，可以用来分析强夯过程中土体内部的变化。在基于随机介质理论的基础上，夯坑被看着是对加固范围起主要影响作用的外部表现因素，改外部表现因素与内部的沉降是有一一对应的关系，因此计算出特意情况下的夯坑深度便可对应的得出内部的沉降场。图 11 为利用本文模型计算出的不同夯坑深度对应的内部沉降量。沉降量随着纵向深度的增加而减小。同时，夯坑深度的增加将会引起更大的加固范围。

加固深度与夯坑深度基本上呈线性关系，而加固宽度随着夯坑深度的增加，增长趋势逐渐趋于平缓。因此，可以得出，夯坑深度的增加可以有效地增加加固的深度，而对于加固宽度在不改变夯锤半径的情况下效果较弱。这也从侧面说明，强夯能级的增加主要针对于加固深度，而对于加固宽度的影响较小。

该模型在计算强夯的加固范围上与传统方法相比，存在如下优势：①将夯坑的外形考虑在内，夯坑的外形可以反映强夯的能级和土体性质，外形参数可以很简单的通过现场测量获取；②该计算模型可以同时计算出强夯的加固深度和加固宽度，而不是简单的只是计算加固深度；③该计算模型十分简单，可以通过 MATLAB 或者 Python 直接进行计算。

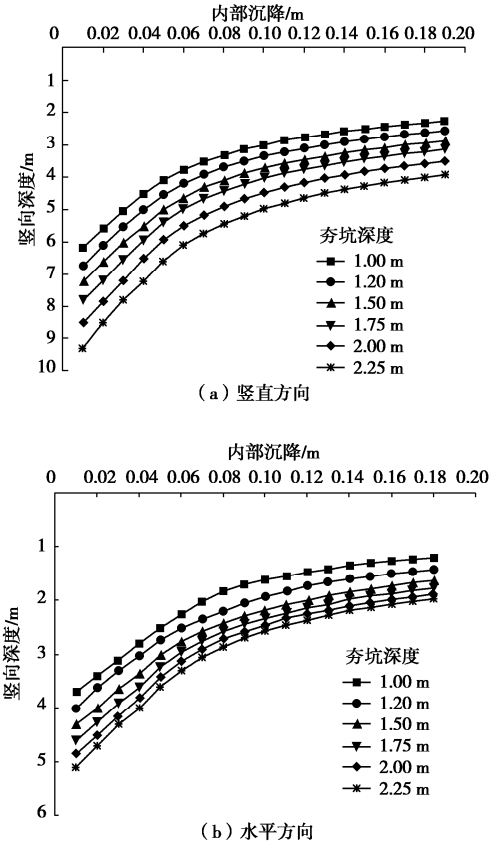


图 11 内部沉降量随夯坑深度的变化规律

Fig. 11 Variation rules of internal settlement with depth of tamping pit

4 结 论

（1）根据随机介质理论提出了一个计算强夯加固范围的模型。该模型以随机介质理论为原型，引进至强夯内部沉降量计算上，模型仅含有两个参数，分别为影响角 β 和压缩系数 η，通过两个参数即可确定强夯土体内部任一点的变形量。

（2）采用此模型对现场土石料强夯试验进行率定参数取值，影响角 β 取定值 30°，压缩系数 η 针对不同的土体类型和夯击能有不同的取值。通过计算，该模型能很好计算出承德机场土石料强夯试验的土体内部沉降量。

（3）提出了临界沉降量的概念，并确定出无黏性散粒土石料的临界沉降量为 0.04 m；建立了夯坑与内部沉降量的对应关系图，结合临界沉降量给出了基于夯坑深度的强夯加固范围的快速查图结果。

参考文献：

[1] ZEKKOS D, TSITSAS G, DIMITRIADI V, et al. Dynamic compaction of collapsible soils-case study from a motorway

project in Romania[C]// XVI Ecsmge Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development. 2015.

[2] WU Shuai-feng, WEI Ying-qi, ZHANG Yin-qiu, et al. Dynamic compaction of a thick soil-stone fill: dynamic response and strengthening mechanisms[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2020, **129**: 105944.

[3] ROLLINS K M, KIM J. Dynamic compaction of collapsible soils based on U.S. case histories[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2010, **136**(9): 1178－1186.

[4] DU J F, WU S F, HOU S, et al. Deformation analysis of granular soils under dynamic compaction based on stochastic medium theory[J]. Mathematical Problems in Engineering, 2019(1): 1－10. DOI: 10.1155/2019/6076013.

[5] MAYNE P W, JONES S J. Impact stresses during dynamic Compaction[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1983, **109**(10): 1342－1346.

[6] MENARD L, BROISE Y. Theoretical and practical aspects of dynamic consolidation[J]. Géotechnique, 1975, **25**(1): 3－18.

[7] DURGUNOGLU H T, VARAKSIN S, BRIET S, et al. A case study on soil improvement with heavy dynamic compaction[C]// Proceedings of the 13th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 2003, Prague.

[8] MAYNE P W, JONES J S, DUMAS J C. Ground response to dynamic compaction[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1984, **110**(6): 757－774.

[9] CHOW Y K, YONG D M, YONG K Y, et al. Dynamic compaction analysis[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1992, **118**(8): 1141－1157.

[10] POURJENABI M, GHANBARI E, HAMIDI A. Numerical modeling of dynamic compaction in dry sand using different constitutive models// 4th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, 2013. Kos Island.

[11] LITWINISZYN J. The theories and model research of movements of ground masses[C]// Proceedings of the European Congress Ground Movement. Leeds, 1957: 203－209.

[12] LIU B C, WANG M C. Modeling of tunneling-induced ground surface movements using stochastic medium theory[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2004, **19**(2): 113－123.

[13] 姚仰平, 张北战. 基于体应变的强夯加固范围研究[J]. 岩土力学, 2016, **37**(9): 2663－2671. (YAO Yang-ping, Bei-zhan Z. Reinforcement range of dynamic compaction based on volumetric strain[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, **37**(9): 2663－2671. (in Chinese))

[14] GHASSEMI A, PAK, A, SHAHIR H. A numerical tool for design of dynamic compaction treatment in dry and moist sands[J]. Iran J Sci Tech, 2009, **33**(B4): 313.

（编校：孙振远）

DOI：10.11779/CJGE2020S2009

北疆渠道膨胀土边坡破坏机制及加固措施

邓铭江[1]，蔡正银[2]，朱 洵[2]，张 晨[2]

（1. 新疆额尔齐斯河流域开发工程建设管理局，新疆 乌鲁木齐 830000；2. 南京水利科学研究院岩土工程研究所，江苏 南京 210024）

摘 要：膨胀土渠道边坡稳定是北疆供水工程正常运行的前提。以北疆高寒区供水工程为例，渠道膨胀土边坡在干湿交替、冻融循环作用下破坏明显，主要表现为浅层膨胀土开裂造成坡面完整性的降低及其内部基土力学特性的劣化，严重影响渠道膨胀土边坡的整体稳定性。以膨胀土渠道现场失稳断面实测资料为基础，结合离心试验结果及复合材料中的界面理论，对渠道膨胀土边坡的浅层破坏机制及加固措施进行研究。结果表明，浅层膨胀土开裂是引起渠道浅层破坏的决定性因素，且其具体破坏有别于传统的牵引式滑坡，主要呈现出沿着渠坡浅层发生的膨胀土剥落破坏。此外，膨胀土的持续失水过程造成了土颗粒间强黏结接触向及弱黏结接触的转化，造成了膨胀土裂隙发育到一定深度后传播路径发生偏转，裂隙贯穿浅层土体，最终造成渠道膨胀土边坡发生浅层破坏。在此基础上，提出在现场修坡完成需采取防护手段来降低浅层土体的开裂，并建议在渠坡后缘出现张拉裂隙时及时采取抗滑支挡加固措施。

关键词：供水渠道；膨胀土边坡；浅层裂隙；破坏机制；加固措施

中图分类号：TU196 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－4548(2020)S2－0050－06

作者简介：邓铭江(1960—)，男，博士，中国工程院院士，现任新疆科学技术协会副主席，教授级高级工程师，主要从事干旱区水资源研究与水利工程建设管理工作。E-mail: xjdmj@163.com。

Failure mechanism and reinforcement measures of shallow slopes of expansive soils in Northern Xinjiang

DENG Ming-jiang[1], CAI Zheng-yin[2], ZHU Xun[2], ZHANG Chen[2]

(1.Xinjiang Ertix River Basin Development Engineering Construction Management Bureau, Urumqi 830000, China; 2. Geotechnical Engineering Department, Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210024, China)

Abstract: The stability of canal slopes of expansive soils is the premise of normal operation of water supply projects in Northern Xinjiang. Taking the water supply project in the high and cold region of Northern Xinjiang as an example, the canal slopes at expansive soils are destroyed obviously under the action of alternate wet and dry, freeze-thaw cycle, which is mainly manifested as the reduction of slope integrity caused by the cracking of shallow expansive soils and the deterioration of internal mechanical properties of the basic soils, which seriously affects the overall stability of the canal slopes of expansive soils. Based on the field measured data of the failure section of expansive soil canals, combined with centrifugal test results and interface theory in composite materials, the shallow failure mechanism and reinforcement measures of canal slopes of expansive soil are studied. The results show that the cracking of shallow expansive soils is the decisive factor causing the failure of shallow canals, and the specific failure is different from that of the traditional traction landslides, which mainly exhibits the failure of spalling of shallow expansive soils along the canal slopes. In addition, the continuous water loss process of expansive soils results in the conversion of strong bond contact between soil particles to weak bond contact, and causes the propagation path deflection of expansive soil cracks after they develop to a certain depth, and the cracks penetrate into the shallow soils, finally causing shallow damage to the expansive soil slopes. On this basis, it is suggested that the protective measures should be taken to reduce the cracking of shallow soils after the slope repair, and the anti-sliding retaining reinforcement measures should also be taken in time when the tensile crack appears at the back edge of the canal slopes.

Key words: water supply canal; expansive soil slope; shallow crack; failure mechanism; retaining measure

0 引 言

中国西北地区水资源时空分布不均，局部地区缺水严重[1]，为此国家修建了一批长距离输水渠道工程，对缓解西北地区水资源供需矛盾起到了积极作用[2]。

基金项目：国家重点研发计划项目（2017YFC0405100）

收稿日期：2020－08－07

但恶劣的气候条件及沿线复杂的地质条件共同作用对输水渠道的正常运行产生严重影响[3]。如全长 136.34 km 的北疆供水渠道总干渠段，以沿线含膨胀土段的工程灾害最为严重，主要表现为基土在干湿交替、冻融循环环境作用下的逐渐劣化，造成渠道边坡失稳、滑坡及水胀等破坏，严重影响了北疆输水渠道的安全运行。

大量工程实践表明，由于膨胀土自身的特殊性质（裂隙性、胀缩性和超固结性），造成膨胀土边坡破坏较一般黏性土边坡破坏，具有明显的渐进性、浅层性、时间性和反复性等破坏特征。刘静德等[4]通过室内试验研究了膨胀土边坡的失稳模式，阐述了浅层牵拉失稳破坏的形式，同时强调了裂隙是影响边坡变形发展的关键因素。上述室内试验的内部应力与原型差异较大，一般用做定性分析。而离心模型试验具有应力相等、时间缩尺等优势[5]，是研究渠道边坡稳定较为理想的手段。陈生水等[6]对不同外部环境作用下膨胀土边坡的稳定性进行了研究，发现外部作用引起的裂隙是造成膨胀土边坡失稳的根本原因，并强调将强度及变形指标直接用于膨胀土边坡的变形和稳定分析是不合适的。

北疆渠道运行过程中膨胀土边坡的失稳，本质上是由于土体水分的多少或形态的变化引起的工程问题。而渠道作为长距离输水的主要建筑物，受水分的影响最为直接和长期。干湿循环会导致膨胀土渠道的滑坡破坏（大多为浅层），而冻融循环会导致渠基土的冻胀融沉致使渠道结构破坏，上述破坏已在通水近 20 a 的北疆供水工程总干渠得到广泛印证[3,7]。遗憾的是，目前有关北疆渠道膨胀土边坡劣化的研究相对较少。鉴于此，本文以北疆输水渠道现场失稳断面实测资料为基础，结合离心试验结果，对渠道膨胀土边坡的失稳过程及形成原因进行分析，揭示渠道膨胀土边坡的破坏机理，旨在为后续北疆输水渠道膨胀土边坡的安全运行提供基础。

1　现场断面失稳特征

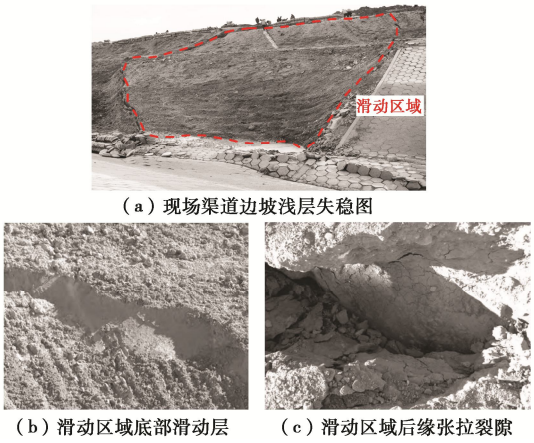
1.1　现场断面地质及气候情况

失稳断面位于为北疆供水渠道总干渠挖方段，渠段地势平坦，地势东高西低（NW），倾角为 6°～10°。失稳断面一级马道高程约为 629.4 m，设计开挖高程约为 623.8 m，开挖深度约为 5.6 m，过水断面坡比为 1∶2（断面位于渠道左岸）。断面分布较厚的黄色膨胀土，自由膨胀率为 0.9～1.1，为中强膨胀土。在渠道开挖过程发现裂隙面光滑呈油脂光泽并有擦痕，小型褶皱和断裂发育完全。

渠道工程位于阿勒泰地区，属温带大陆性气候，冬季夜间最低气温达-40.3℃，夏季平均气温为 20℃[3]。渠道采取季节性供水，每年 4—9 月份通水，其它时间停水。渠道每年的通水、停水以及沿线夏季高温、冬季严寒的气候特点共同作用对渠基膨胀土劣化明显。同时，渠道穿越区域地下水位极深，故在研究渠基土水分变化时可忽略地下水的影响

1.2　断面失稳特征

断面在 10 月中旬发生失稳破坏，此刻距渠道停水近 1 个月，如图 1（a）所示，其中滑动区域整体呈不规则多边形分布，纵长约 9.3 m，宽为 15 m。滑动区域表面含水率极低，裂隙发育程度较高，呈明显的网状分布；后缘裂隙位于渠顶马道附近（见图 1（c）），高程为 629.4 m，通过钢丝贯入的方法大致确定裂隙深度约为 2 m，这也北疆地区的气候影响深度基本一致[3]；渠水位线以下浅层土体发生滑坡失稳并在坡脚位置形成堆积；将部分滑动区域土体清除，在其底部出现较明显的滑动面，如图 1（b）所示。需要注意的是，与传统土质边坡的圆弧形滑动面不同[8]，现场滑动面走向大致与原始坡面一致，这也是膨胀土边坡浅层失稳的基本特征之一[9]。滑动区域前缘形态平缓，剪出口明显，基本沿水平方向向滑动区域内部延伸；同时坡脚位置存在明显的积水现象。



（a）现场渠道边坡浅层失稳图

（b）滑动区域底部滑动层　　（c）滑动区域后缘张拉裂隙

图 1　北疆渠道现场典型断面失稳破坏图

Fig. 1 Typical section of instability failure of canal in Northern Xinjiang

图 2 为断面失稳后的实测剖面。渠坡浅层土体较初始状态整体发生下沉，沉降量约为 0.5 m。在滑动区域表面发现两处明显的张拉裂隙，呈明显的 V 形分布，开度约为 20 cm，最大发育深度约为 1.2 m。在坡脚形成的堆积体高度约为 1 m。在实测过程中，发现两条较明显的滑动面（潜在滑动面 1 和 2），如图 2 所示，其中潜在滑动面 1 位于 627.2～629 m 高程，潜在滑动面 2 位于 625.6～629 m 高程；两处滑动面后缘相

交，且后缘张拉裂隙均可视为由于滑动区域整体下沉导致张拉裂隙向边坡深部的自然延伸；同时在 626 m 高程附近，潜在滑动面 2 的滑线向水平方向发生发生弯折。

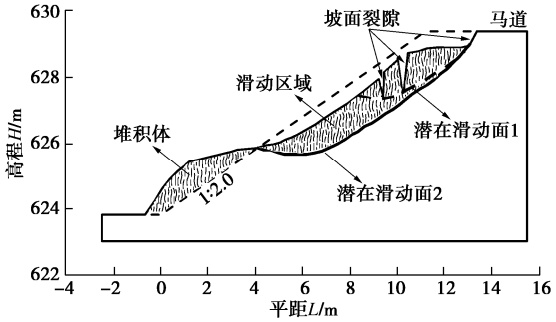


图 2 北疆渠道失稳破坏断面实测剖面图

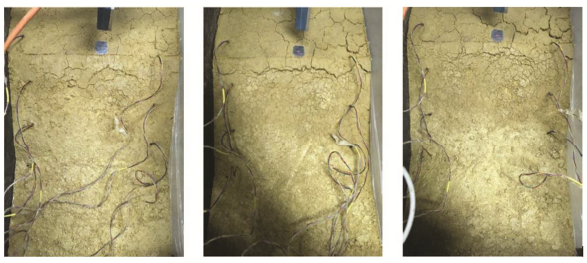
Fig. 2 Typical section of instability failure of canal in Northern Xinjiang

2 断面破坏过程

2.1 离心模型试验

考虑到上节对渠道断面破坏特征的描述均为最终状态，而膨胀土边坡的破坏具有长期性和渐进性。这里采用土工离心模型试验对膨胀土边坡的破坏过程进行模拟。

试验在南京水利科学研究院 60 g·t 离心机上进行，试验用土为取自渠道现场的黄色中等膨胀土，具体物理性质及矿物组成可参考文献[10，11]。试验选用的模型箱尺寸为 680 mm×350 mm×425 mm（长×宽×高），结合现场渠道实际情况最终确定试验的模型比尺为 N=50。考虑渠道剖面对称性，以渠道中轴线为界模型渠道断面的尺寸为：渠高 100 mm，渠底宽度 130 mm，渠坡坡比 1∶2，渠肩宽度 270 mm，渠底土层厚度为 200 mm。采用先分层击实，后按模型设计进行切削的方法制作模型渠道边坡，模型目标干密度为 1.48 g/cm^3，对应压实度为 95%。

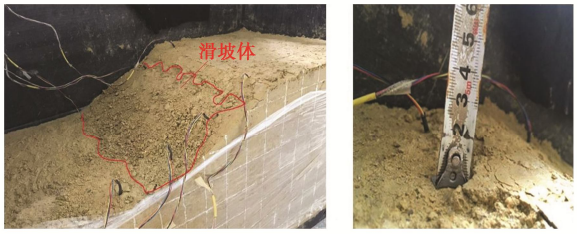


（a）WD_s=1 （b）WD_s=2 （c）WD_s=3

图 3 离心模型试验结果

Fig. 3 Results of centrifugal model tests

在试验过程中通过放水—开机—停机—排水的方法模拟渠道内的通—停水过程。离心试验的通水湿润、脱水干燥时间分别设置为 80 min 和 124 min，分别对应原型渠道通水 124 d 及停水 216 d，离心试验进行 3 次循环，具体试验过程可参考文献[14]。图 3 为不同干湿循环对应的膨胀土渠道边坡表面图像。可以看出，渠坡模型经历 3 次干湿循环后发生破坏，整个边坡坡面剥蚀严重。尤其是沿水位线附近，先期产生的横向裂缝已经发育成为形成一道明显的剥蚀沟，深度在 6～8 mm 之间（见图 4（b）），对应原型 30～40 cm，且剥落滑塌的土块堆积于坡体中下部和底部，坡顶未出现较大位移沉降；此外，坡面产生显著剥蚀滑动带，并伴随显著的崩解剥落。



（a）破坏后的渠坡模型 （b）渠坡表面剥落深度

图 4 膨胀土渠道边坡离心试验破坏特征

Fig. 4 Failure characteristics of centrifugal tests on canal slope expansive soils

2.2 断面破坏过程

渠道膨胀土边坡的失稳与其内部裂隙分布有关，裂隙的存在显著降低了浅层土体的抗剪强度；同样在通水期，裂隙也为渠水进入渠身提供了渗流通道，进一步加剧了渠坡的破坏。上述离心试验结果表明，北疆高寒区膨胀土渠道边坡在运行过程中的破坏主要呈现出片状剥落的破坏特征，这也与传统的膨胀土边坡牵引式滑坡存在较大差异，其中原因主要是由于裂隙发育方向由竖直方向向水平方向发生了偏转。此外，如图 5 所示，针对本文研究的北疆渠道膨胀土，蔡正银等[12-13]在研究其内部裂隙的开展规律时也发现了类似的裂隙先竖向向下发育，到达一定深度后再水平向偏转的发育特征，这说明在对北疆渠道膨胀土边坡进行研究时，应考虑裂隙，特别是裂隙传播路径发生偏转这一现象对渠道膨胀土边坡整体稳定性的影响。

需要说明的是，由于条件所限，仅进行了干湿循环作用下渠道膨胀土边坡的离心试验。但蔡正银等[14]研究也指出，湿干冻融耦合循环中的冻融过程主要加剧了试样裂隙的开展深度，同时冻融过程易造成试样内部裂隙的破碎断裂，但对裂隙在经历多次循环中表现出的先竖直向下发育，到达一定深度后发育方向发生水平向偏转这一发育模式并未产生影响，故这里将其近似为实际干湿交替、冻融循环下渠坡的破坏过程。

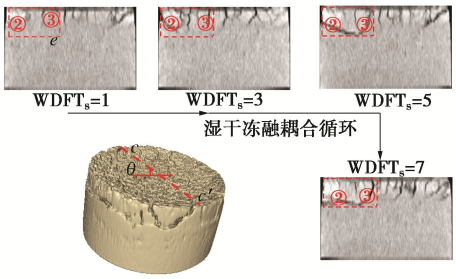


图 5 三维重建后土体内部的裂隙分布[13-14]

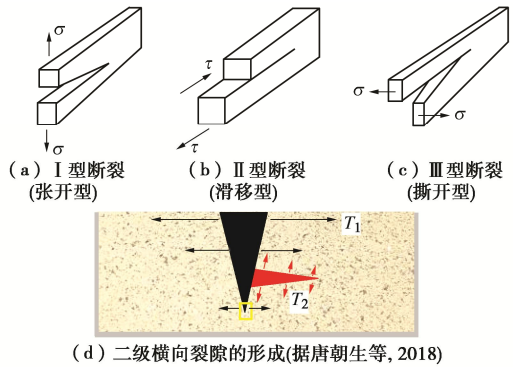
Fig. 5 Distribution of cracks in soils after 3D reconstruction

基于渠道现场失稳断面实测及离心模型试验结果，将停水后北疆渠道膨胀土边坡发生的浅层失稳破坏主要归因于渠道浅层土体的剥落。前述可知，膨胀土渠道边坡在经历多次干湿循环后，浅层土体已被完全分割为多个土块，且能较容易地从试样表面剥离，这说明土块已完全与其周围及底部土体脱离；类似的，Khan 等[15]的现场试验中也出现了与裂隙试验相类似土块剥落的现象，这也从侧面说明现实中确定存在离心试验中出现浅层土体剥落这种失稳模式。同时，坡面土体的剥落也将导致滑动区域上覆压力降低，这也会加快渠坡失稳。需要说明的是，渠坡浅层土体的剥落将贯穿渠坡破坏的全过程。

3　断面破坏机理

前述可知，膨胀土渠道边坡浅层破坏与其裂隙发育程度存在必然关系，而膨胀土裂隙在发育过程中存在明显的方向性，故这里从裂隙发育方向性角度对渠道膨胀土边坡的破坏机理进行阐述。

大量研究表明，裂隙传播路径发生偏转这一问题与土体所处的应力状态存在直接联系[16]，其中基于断裂力学研究土体开裂破坏的方向已成为主流。断裂力学中裂隙存在 3 种断裂形式，即 Ⅰ 型断裂、Ⅱ 型断裂及Ⅲ型断裂，如图 6（a）～6（c）所示。



（a）Ⅰ型断裂 (张开型)　（b）Ⅱ型断裂 (滑移型)　（c）Ⅲ型断裂 (撕开型)

（d）二级横向裂隙的形成(据唐朝生等, 2018)

图 6 裂隙的 3 种断裂模式及二级裂隙的形成过程

Fig. 6 Three fracture modes of fracture and formation process of secondary fracture

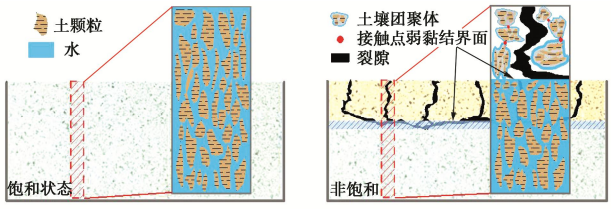
在实际岩土工程中，裂隙通常以 Ⅰ 型、Ⅱ 型或 Ⅰ 型 Ⅱ 型混合的形式存在。唐朝生等[17]将裂隙的生成归因于土体发生张拉破坏的结果，即认为土体裂隙是由纯 Ⅰ 型断裂引起。当裂隙生成后，土体含水率沿裂隙面分布不均，进而在裂隙面上形成新的张拉应力场，裂隙面上土颗粒在裂隙面张拉应力场及土体表层横向张拉应力场共同作用下发生应力集中，最终造成在初始裂隙面上形成二次横向裂隙，如图 6（d）所示；若将土体的持续失水也可视为裂隙尖端部分（图 6（d）黄色区域）土体上覆压力（σ_z）的降低，此应力状态下裂隙发育方向发生偏转也可视为由 Ⅱ 型断裂造成的；同样，柴波等[18]对具有膨胀性的红层岩土体进行干湿循环后发现，土体内部裂隙不仅受到失水收缩的张拉破坏，还存在由于吸水膨胀微裂隙尖端压应力集中引起的压剪破坏。故在对外部环境作用下裂隙的发育路径进行分析的过程中，应同时考虑 Ⅰ 型和 Ⅱ 型断裂过程共同作用的影响。

但采用上述机理对土体内部裂隙发育方向发生偏转现象进行解释时也存在一些问题。例如唐朝生等[17]提出的二级横向裂隙（见图 6（d））生成机制实质上土体在裂隙面某薄弱处的二次 Ⅰ 型断裂，这种断裂模式可以对表面的剥落现象进行解释，但对裂隙发生的偏转这一核心问题并未涉及。同样，考虑 Ⅰ 型和 Ⅱ 型断裂过程共同作用导致的裂隙偏转时，在判断裂隙在何时发生偏转这个问题上存在较大争议，同时推导过程假设较多且较为复杂。由图 6（d）可知，上部裂隙相对于下部未开裂土体存在 2 种传播路径，即沿着裂隙走向继续向下传播或传播方向发生偏转。参考复合材料学中关于界面强度于纤维增韧效果间的相互关系[19]，拟从界面黏结强度角度对失水过程中土体裂隙传播路径发生偏转的机理进行解释。

对于陶瓷基复合材料而言（陶瓷为基体、陶瓷与纤维间的接触面称为界面），陶瓷基体断裂应变较纤维相对较小，在对连续纤维增韧的陶瓷基复合材料施加轴向拉伸荷载时，陶瓷基体首先出现裂隙，随着荷载的增加，裂隙一般延着垂直于纤维的方向拓展发育。当陶瓷基体裂隙发育到达界面时，若界面为弱黏结（弱界面黏结），裂隙传播路径将在界面发生偏转；若界面为强黏结（强界面黏结），裂隙则会沿着初始路径直接穿透纤维继续传播。

类似的，在非饱和/饱和土中也存在类似强界面/弱界面黏结的问题。唐朝生等[17]认为在低含水率下，土颗粒以团聚体的形式存在，团聚体间的由于毛细作用存在接触点，土体内部拉应力通过接触点进行传播（见图 7（b）），此刻土颗粒间的连接可视为强黏结，宏观表现为土体抗拉强度的增加；而高含水率土壤团聚体极易发生崩解，团聚结构逐渐变为分散结构，土颗粒间的毛细作用逐渐消失，此刻土体内部拉应力则主要受到颗粒间摩擦力的影响，土颗粒间的连接明显

弱于含水率较低状态，可视为弱黏结。考虑到实际条件下土体经历单向边界条件作用，试验土样的初始状态为饱和，如图 7（a）所示，土体内部土颗粒分布较为均匀；随着试验的继续，试样的持续失水造成其顶部近环境边界区域首先开裂，同时出现沿深度方向继续向下传播的发育趋势，对应土体含水率自上而下存在较大差异，其中含裂隙部分的含水率较低，而不含裂隙部分含水率则相对较高。故可将试样上部裂隙区域（低含水率）视为基体，下部无裂隙区域（高含水率）视为弱黏结界面。基体裂隙向下传播过程中，由于弱黏结界面的存在造成裂隙尖端两侧能量状态存在较大差异，遵循最小耗能原理[19]，裂隙沿着弱黏结界面，以能量释放最短路径发生偏转。



（a）饱和状态 （b）非饱和状态

图 7 土体裂隙传播过程中单元微观结构演变示意图

Fig. 7 Schematic diagram of unit microstructure evolution in soil fracture propagation

4 讨论与建议

上述可知，膨胀土渠道的失稳与其内部的裂隙存在直接联系。考虑到本次北疆地区渠坡土体的内摩擦角明显大于渠道坡面倾角（渠坡的坡比为 1∶2），渠坡在自身重力作用下抗滑力大于下滑力，尤其在通水期，所以整体的安全性较高，暂时不具备失稳的可能。但停水后在渠道现场及离心模型试验中均出现渠坡浅层土体的剥落，导致滑动区域上覆压力的持续降低；同时滑动区域后缘张拉裂隙的生成及拓展，致使在渠坡一定深度形成剪切带，最终造成了渠道的浅层失稳破坏。因此，从上述分析得到的渠坡失稳机理出发，以降低渠坡浅层土体裂隙的发育程度为切入点，结合渠道的实际运行情况，为北疆膨胀土渠道边坡提出切实可行的防护和处理意见。

首先是继续坚持总干渠膨胀土段所实行的换填措施，在渠道建设中常对膨胀土段进行换填处理[8-9]，北疆渠道现场膨胀土段的换填深度为 2 m，沿深度方向向下依次为 0.5 m 砂砾石及 1.5 m 的白砂岩，此措施在降低膨胀土的偏转潜能及冻敏感性方面取得了良好的效果；其次需加强对渠道膨胀土边坡换填后的保护，建议在现场修坡完成后对渠道膨胀土边坡采取及时的防护手段，如覆盖塑料薄膜、土工袋压坡等方法以减少因水分散失导致的浅层土体开裂，有效降低渠坡的失稳风险；最后是在裂隙发育程度较高区域内增加抗滑支挡措施（如抗滑桩、抗滑锚索或挡土墙等），考虑到滑动区域后缘张拉裂隙的存在对渠坡整体稳定性造成严重影响，同时后缘张拉裂隙的发育方向常出现偏转，进一步促进渠坡浅层土体发生破坏，故增加抗滑支挡可有效的防止渠道在裂隙持续发育影响下沿结构面产生的滑坡。

5 结 论

基于现场失稳断面监测，结合离心模型试验结果，对北疆渠道膨胀土边坡的破坏机制及加固措施进行了研究，得到如下结论：

（1）渠道运行过程中渠基膨胀土内部裂隙是引起渠道边坡发生浅层失稳的决定性因素，且破坏模式有别于传统的牵引式滑坡，主要呈现出渠坡浅层土体的剥落破坏。

（2）从裂隙发育方向性角度对渠道膨胀土边坡的破坏机理进行阐述，结合复合材料界面理论探讨了膨胀土在含水率持续降低下裂隙的发育过程，提出土体的持续失水过程易造成土颗粒间强黏结接触向及弱黏结接触的转化，进而解释了土体裂隙发育到一定深度后传播路径发生偏转这一现象。

（3）建议在现场修坡完成后对渠道膨胀土边坡采取及时的防护手段以减少因水分散失导致的浅层土体开裂，有效降低渠坡的失稳风险。当渠坡后缘出现张拉裂隙时，及时采取抗滑桩、抗滑锚索或挡土墙等抗滑支挡措施。

参考文献：

[1] 邓铭江. 新疆水资源及可持续利用[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2005. (DENG Ming-jiang. Water Resource of Xinjiang and Sustainable Use[M]. Beijing: China Water Resources and Hydropower Press, 2005. (in Chinese))

[2] 邓铭江. 中国西北“水三线”空间格局与水资源配置方略[J]. 地理学报, 2018, **73**(7): 1189－1203. (DENG Ming-jiang. "Three Water Lines" strategy: its spatial patterns and effects on water resources allocation in northwest China[J]. Acta Geographica Sinica, 2018, **73**(7): 1189－1203. (in Chinese))

[3] 蔡正银, 黄英豪. 咸寒区渠道冻害评估与处治技术[M]. 北京: 科学出版社, 2015. (CAI Zheng-yin, HUANG Ying-hao. Evaluation and Treatment Technology of Frost Damage in Canalsin Saline and Cold Regions[M]. Beijing: Science Press, 2015 (in Chinese))

[4] 刘静德, 李青云, 龚壁卫. 南水北调中线膨胀岩膨胀特性研究[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(5): 826－830. (LIU

Jing-de, LI Qing-yun, GONG Bi-wei. Swelling properties of expansive rock in middle route project of South-to-North Water Diversion[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(5): 826－830. (in Chinese))

[5] 张　晨, 蔡正银, 黄英豪, 等. 输水渠道冻胀离心模拟试验[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(1): 109－117. (ZHANG Chen, CAI Zheng-yin, HUANG Ying-hao, et al. Centrifuge modelling of frost-heave of canals[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(1): 109－116. (in Chinese))

[6] 陈生水, 郑澄锋, 王国利. 膨胀土边坡长期强度变形特性和稳定性研究[J]. 岩土工程学报, 2007, **29**(6): 795－799. (CHEN Sheng-shui, ZHENG Cheng-feng, WANG Guo-li. Researches on long-term strength deformation characteristics and stability of expansive soil slopes[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, **29**(6): 795－799. (in Chinese))

[7] MORGENSTERN N R, PRICE V E. The analysis of the stability of general slip surfaces[J]. Géotechnique, 1965, **15**(1): 79－93.

[8] 程展林, 龚壁卫. 膨胀土边坡[M]. 北京: 科学出版社, 2015. (CHENG Zhan-lin, GONG Bi-wei. Expansive Soil Slope[M]. Beijing: Science Press, 2015. (in Chinese))

[9] 包承纲. 非饱和土的性状及膨胀土边坡稳定问题[J]. 岩土工程学报, 2004, **26**(1): 1－15. (BAO Cheng-gang. Behavior of unsaturated soil and stability of expansive soil slope[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, **26**(1): 1－15. (in Chinese))

[10] 朱　洵, 蔡正银, 黄英豪, 等. 湿干冻融耦合循环及干密度对膨胀土力学特性影响的试验研究[J]. 水利学报, 2020, **51**(3): 286－294. (ZHU Xun, CAI Zheng-yin, HUANG Ying-hao, et al. Research on mechanical properties of expansive soils under cyclic action of coupling wetting-drying and freeze-thaw and density[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2020, **51**(3): 286－294. (in Chinese))

[11] 朱　洵, 蔡正银, 黄英豪, 等. 湿干冻融耦合循环作用下膨胀土力学特性及损伤演化规律研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2019, **38**(6): 1233－1241. (ZHU Xun, CAI Zheng-yin, HUANG Ying-hao, et al. Research on mechanical properties and damage evolution law of expensive soils under the cyclic action of coupling wetting-drying and freeze-thaw[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2019, **38**(6): 1233－1241. (in Chinese))

[12] 蔡正银, 陈　皓, 黄英豪, 等. 考虑干湿循环作用的膨胀土渠道边坡破坏机理研究[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(11): 1977－1982. (CAI Zheng-yin, CHEN Hao, HUANG Ying-hao, et al. Failure mechanism of canal slopes of expansive soils considering action of wetting-drying cycles[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(11): 1977－1982. (in Chinese))

[13] 蔡正银, 朱　洵, 黄英豪, 等. 湿干冻融耦合循环作用下膨胀土裂隙演化规律[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(8): 1381－1389. (CAI Zheng-yin, ZHU Xun, HUANG Ying-hao, et al. Evolution rules of fissures in expansive soils under cyclic action of coupling wetting-drying and freeze-thaw[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(8): 1381－1389. (in Chinese))

[14] 蔡正银, 朱　洵, 黄英豪, 等. 冻融过程对膨胀土裂隙演化特征的影响[J]. 岩土力学, 2019, **40**(12): 4555－4563. (CAI Zheng-yin, ZHU Xun, HUANG Ying-hao, et al. Influences of freeze-thaw process on evolution characteristics of fissures in expensive soil[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, **40**(12): 1－9. (in Chinese))

[15] KHAN M S, HOSSAIN S, AHMED A, et al. Investigation of a shallow slope failure on expansive clay in Texas[J]. Engineering Geology, 2017, **219**: 118－129.

[16] DONKOR P, OBONYO E. Compressed soil blocks: Influence of fibers on flexural properties and failure mechanism[J]. Construction and Building Materials, 2016, **121**: 25－33.

[17] 唐朝生, 施　斌, 崔玉军. 土体干缩裂隙的形成发育过程及机理[J]. 岩土工程学报, 2018, **40**(8): 1415－1423. (TANG Chao-sheng, SHI Bin, CUI Yu-jum. Behaviors and mechanisms of desiccation cracking of soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(8): 1415－1423. (in Chinese))

[18] 柴　波, 殷坤龙, 简文星, 等. 红层水岩作用特征及库岸失稳过程分析[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2009, **40**(4): 1092－1098. (CHAI Bo, YIN Kun-long, JIAN Wen-xing, et al. Analysis of water-rock interaction characteristics and bank slope failure process of red-bed[J]. Journal of Central South University (Science and Technology), 2009, **40**(4): 1092－1098. (in Chinese))

[19] 李　黎, 曹明莉. 混杂纤维增强水泥基复合材料弯曲韧性与纤维增强指数的定量关系[J]. 复合材料学报, 2018, **35**(5): 1349－1353. (LI Li, CAO Ming-li. Quantitative relationship between flexural toughness and fiber reinforcing index of hybrid fiber reinforced cementitious composites[J]. Acta Materiae Compositae Sinica, 2018, **35**(5): 1349－1353. (in Chinese))

（编校：黄贤沙）

DOI：10.11779/CJGE2020S2010

基于流固耦合的河道土质岸坡护岸结构优化数值分析

张 晨[1]，钱亚俊[1]，张桂荣[1,2]，詹小磊[1]，朱 锐[1]

（1. 南京水利科学研究院岩土工程研究所，江苏 南京 210024；2. 水利部土石坝破坏机理与防控技术重点实验室，江苏 南京 210024）

摘 要：护岸结构可以减小水流冲刷等作用对土质岸坡产生的崩岸破坏，但这类结构的设置将对既有岸坡的渗流、变形等过程产生不可忽视的影响。以新孟河延伸拓浚工程为原型，采用流固耦合有限元方法，分析了边坡在设置了以黏土包坡为主体的防护结构时岸坡渗流特征及长期稳定性。计算结果表明，高地下水位地区选择弱透水结构的护岸形式时，护岸结构附近易产生“侧向绕渗”作用，在低河道水位工况下有产生渗透破坏的风险；同时，因局部渗透力增加而导致边坡稳定系数下降。针对黏土包坡护岸结构的不利因素，通过数值计算对黏土包坡护岸结构进行了优化。在黏土包坡护岸结构中增设袋装碎石护脚，可以有效降低黏土包坡层内流速及坡面局部渗透力；在黏土包坡护岸结构中设置坡面横向排水管，能提升岸坡的长期稳定性。

关键词：内河河道；护岸结构；渗流；边坡稳定

中图分类号：TV861 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－4548(2020)S2－0056－05

作者简介：张 晨(1988—)，男，高级工程师，博士，主要从事岩土工程模型试验、数值计算等方面的研究工作。E-mail：czhang@nhri.cn。

Numerical analysis of optimization of revetment structures of soil bank slopes of inland rivers

ZHANG Chen[1], QIAN Ya-jun[1], ZHANG Gui-rong[1,2], ZHAN Xiao-lei[1], ZHU Rui[1]

(1. Geotechnical Engineering Department, Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210024, China; 2. Key Laboratory of Failure Mechanism and Safety Control Techniques of Earth-rock Dam of the Ministry of Water Resources, Nanjing 210024, China)

Abstract: The revetment structure can reduce the damage of soil bank slopes caused by water erosion, but its influences on the physical and mechanical processes such as seepage and deformation of the existing bank slopes should be fully considered in practice. Taking Xinmeng River extension project as the prototype, the influences of the revetment structure with clay on the seepage characteristics and stability of bank slopes are analyzed by the fluid-solid coupling finite element method. The calculated results show that when the clay slope is selected as the revetment form in the high water level area, the phenomenon of "lateral seepage" is likely to occur around the revetment structure. However, there is a hidden danger of seepage failure in the low water level area. Meanwhile, the safety factor of slope decreases due to the increase of local seepage force. In view of the unfavorable factors of the revetment structure with clay, numerical calculations are performed to further optimize the revetment structure with clay. Adding bagged gravel foot protection to the revetment structure of clay bank slope can effectively reduce the velocity in the clay slope layer and the local permeability of the slope surface. Setting up lateral drainage pipes on the revetment structure of slope in the clay-encrusted bank can improve the long-term stability of the bank slope.

Key words: inland river; revetment structure; seepage; slope stability

0 引 言

受水流冲刷、风浪、船行波等作用影响，各类江河堤岸易发生崩岸破坏。例如长江中下游地区，发生崩岸破坏的干流河段占全部江岸的 35.7%，各支流崩岸破坏更是不胜枚举。为消减崩岸破坏对河道水运、水环境、水生态造成的损失，通常对堤岸进行防护加固处理一般采用混凝土护岸、钢板桩垂直护岸、抛石或袋装碎石护脚、黏土包坡护岸等对堤岸进行防护加固。随着水生态文明建设逐渐成为共识，国内对岸坡生态防护技术的关注度越来越高，在堤岸整治工程中也较多的采用了“抛石护脚+植草护坡”、“混凝土联锁块+植草”、“石笼网垫+植被”、生态袋护岸等

基金项目：江苏省水利科技项目（2017010）；国家自然科学基金项目（51979174）；中央级公益性科研院所基本科研业务费专项资金项目（Y320011）

收稿日期：2020－09－01

生态友好型护岸结构[1-2]。

崩岸过程具有典型的水–土交互作用，高水位差引起的渗透而导致的坍塌型崩岸[3-4]正是体现了这一特征。另一方面，在设置护岸结构后，岸坡的局部防冲刷能力得到了提升，但也对既有岸坡的水–土交互作用的物理、力学过程产生了长期影响。然而，这种水–土交互过程并未得到足够重视，分析时往往是割裂的。例如在研究崩岸问题时，常常聚焦水流作用而忽视“土侧”；又如在分析边坡稳定性时，多是采用传统条分法求解安全系数，渗流作用的影响没有得到充分考虑；在设计护岸结构时，更是缺乏多工况下的护岸结构及岸坡长期稳定性研究[5-6]。

当前，“共抓大保护”的时代背景将内河航道岸坡的治理要求提升到了新的高度。研究论证护岸结构及岸坡的长期稳定性，水、土相互作用的耦合分析是关键内容。近年来，有限元技术的进一步发展为岸坡稳定性流固耦合计算问题的研究提供了便利，该技术不仅可以考虑渗透作用影响，还能克服传统条分法对渗透作用处理的困难，特别是有限元强度折减法能反映岸坡渐进破坏过程，且可以根据需要设置多因素的边界条件及材料类型。本文依托具体工程，结合典型不利工况，采用流固耦合有限元模拟技术对河道土质岸坡护岸结构进行数值分析，论证和优化既有护岸结构。

1　依托工程概况

新孟河延伸拓浚工程位于太湖流域湖西区，工程河道总长 116.47 km，其中拓浚老河道 79.84 km，新开河道 36.63 km，该工程作为“引江济太”主体工程的重要环节，对保障太湖流域和区域水环境、提升防洪排涝能力和水资源配置能力具有显著意义。但该工程一直饱受崩岸灾害的困扰，主要原因是工程水位变幅区及以下土层分布以壤土、砂壤土或砂土为主，其抗冲刷能力较差，导致未设置护岸工程的拓浚老河道河段在水流冲刷和船行波侵蚀作用下，岸坡坍塌严重（图 1）。针对这一现象，综合考虑取材、造价、生态等因素，提出了以黏土为主要材料的包坡护岸处置措施（图 2）。黏土包坡方案是一种开放式的系统，有利于河道与岸坡间的水气交换，相比模袋混凝土等硬质护岸具有生态优良、造价低廉的特点；同时，抗冲刷性优于植草型护岸。工程实施时包坡材料选用了当地典型黏性土，以 40 cm 厚度按 0.91 压实度碾压处理。但该护坡方案的设计无规范可循，设计厚度也仅是按实践经验取值。另一方面，工程所在地水网密布，降水丰富，平均地下水位高于通航水位，渗流作用对河道运行安全的影响不可忽视。

图 1　新孟河河道崩岸情形

Fig. 1 Bank collapse of Xinmeng River

图 2　新孟河延伸拓浚工程运南段黏土包坡护岸

Fig. 2 Slope revetment with clay in Yunnan section of Xinmeng River extension project

2　流固耦合数值分析方案

采用有限元软件 ABAQUS 对考虑设置黏土包坡的岸坡渗流特征及边坡稳定性进行分析。参照新孟河河道南延段典型岸坡断面特征，建立河道二维计算模型（图 3）。模型总宽 80 m，高 19 m，其中河道边坡宽 33.75 m；考虑二维边坡边界效应，将河底宽放大至 11.25 m，整个模型底边为不透水边界。土体共 4 层，自上而下依次为粉质黏土、黏土、粉砂质壤土，粉细砂根据地勘报告确定各土层的基本物理力学参数，如表 1 所示。其中，在−3.0～2.4 m 高程设置黏土包坡层，位于坡脚处，设计压实度为 0.91，土体物理力学参数与土层 2 近似。同时，充分考虑渗流作用，在模型侧边设置地下水位边界 7.0 m。

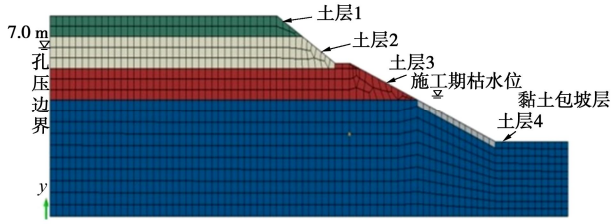


图 3　内河河道有限元模型

Fig. 3 Finite element model for inland river

根据土层物理力学性质可知，岸坡可能存在因渗流、施工水位变化、强降雨引起的边坡失稳，以及管涌、土层接触冲刷等破坏。因此，本文在平均地下水位（7 m）的条件下，设置了 3 种不同河道水位，包括防洪水位（5.63 m），运行引水水位（3.97 m），施

工期水位（2.4 m）等设置计算工况，用以分析设置黏土包坡后的岸坡长期渗流特征和边坡稳定性。

表 1 土层基本物理力学参数

Table 1 Basic parameters of soil layer

参数名称	干密度/(g·cm^{-3})	不均匀系数 C_u	渗透系数/(cm·s^{-1})	内摩擦角/(°)	黏聚力/kPa	弹性模量/kPa	深度范围/m
土层 1	1.55	—	4.0×10^{-7}	12	40	6	0～2
土层 2	1.48	14	5.0×10^{-8}	10.5	35	7	2～5
土层 3	1.50	5.3	4.0×10^{-5}	28	6	12	5～8
土层 4	1.49	3.3	4.0×10^{-4}	29	6	14	8～19

模型单元采用 CPE4P 孔隙流体–应力耦合单元，渗流计算时土体采用弹性模型，边坡稳定分析时采用莫尔–库仑本构模型。模型左右两侧先设置相同水位的孔压边界（7 m 高程）进行地应力平衡计算，计算完成后导出地应力值进行渗流分析，渗流计算中改变模型右侧孔压边界模拟不同的渗流工况，再将渗流计算结果以体力形式导入相应的边坡稳定计算模型中，然后对土层的力学指标进行强度折减，即采用基于流固耦合的强度折减法分析边坡稳定性，此时静水压力作用以分布荷载形式施加在河道水位面。需要说明的是，渗流分析前在模型定义初始孔隙水压力，再在“soils”分析步中进行稳态渗流分析，暂不考虑基质吸力对渗透系数的影响。此外，船行波对岸坡稳定性的影响主要体现在坡脚崩塌，对边坡稳定系数影响甚微，故本次计算时不予考虑。计算中的水–土相互作用过程基于总孔隙水压力和有效应力。

3 计算结果分析

图 4（a），（b）为防洪水位和施工期水位下的岸坡稳态渗流场（运行引水水位工况下的计算结果介于两种工况之间）。计算显示的孔隙水压力分界线确定了稳定渗流条件下的岸坡浸润线。根据输出的出溢流速矢量（FLVEL）可知（图 4（c），（d）），防洪水位条件下出溢点位于坡脚和河道水位附近；而在施工期水位时，位于坡脚的最大出溢流速增加了 10 倍以上。

进一步地，按照细粒土渗透变形（流土型）的临界水力比降[7]：

$$J_{cr}=(G_s-1)(1-n) \quad 。 \tag{1}$$

可得黏土包坡层的临界比降为 0.97。根据数值计算结果可知，黏土包坡在运行水位时的实际渗透比降平均值为 0.3，最大值为 0.58；在施工期水位时平均值 0.41，最大值达到了 1.8，位置靠近黏土包坡上部。进一步地，补充了不设置黏土包坡时岸坡渗流特征分析（计算结果如图 4（e）），并将计算渗流结果统计在表 2 中，临界比降计算表明，施工期水位可能发生局部渗透破坏。设置黏土包坡虽然对岸坡浸润线的影响不大，但改变了一级马道下方临河岸坡的局部渗流场，产生了“侧向绕渗”的作用。

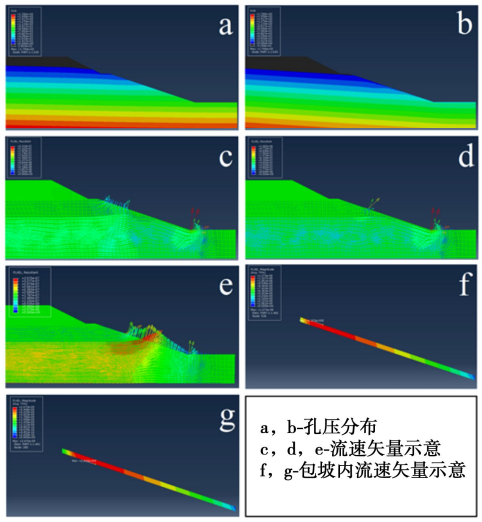


图 4 黏土包坡层的流速矢量（FLVEL）示意

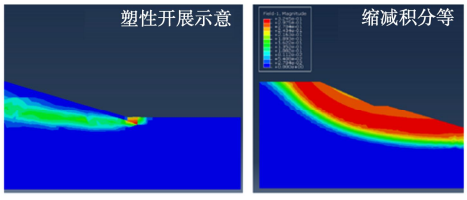
Fig. 4 Flow vectors of clay layer

表 2 设置黏土包坡的岸坡渗流计算结果

Table 2 Calculated results of seepage of bank slope with clay

编号	计算工况（水位/m）	计算平均水力比降	计算最大水力比降	临界水力比降
#1	5.63	0.30	0.58	0.97
#2	3.97	0.35	0.91	
#3	2.40	0.41	1.80	
#4	2.40(不设黏土包坡)	0.48	0.77	

进一步分析河道岸坡稳定性，除上述渗流工况外，增加一种河道无水（0 m）的极端工况，用以考察黏土包坡对岸坡稳定性的影响程度。计算时通过分析每增量步对应的坡顶位移变化，当位移出现明显拐点时，此时对应的强度折减系数即为边坡的稳定性系数。图 5 为各种工况的计算结果，可以看出，岸坡安全系数随河道水位下降而降低。另一方面，在考虑渗流影响下，黏土包坡的设置并不能提升边坡稳定性系数，反而降低了边坡稳定性。造成这一现象的原因，一是黏土包坡仅是浅表层防护结构，并没有加固抗滑作用。二是在渗流作用影响下，由于黏土包坡的隔水作用，增加了黏土包坡层附近的渗透作用。虽然边坡在最不利工况下仍有一定的安全储备，但综合考虑稳定性、防渗透破坏能力，仅设置黏土包坡显然不是一个较为理想的选择。



（a）

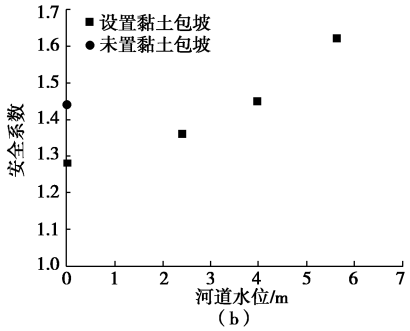


图 5 设置黏土包坡的岸坡边坡稳定计算结果

Fig. 5 Calculated results of stability of bank slope with clay

4 讨　　论

针对黏土包坡设置后岸坡存在的工程隐患，在前述计算基础上，通过调整材料物理力学属性，在一定工况下对护坡方案进行数值分析、优化。围绕黏土包坡设置后引起的侧向绕渗现象，从减小绕渗作用、消减局部渗透力出发，提出以下优化方案：

（1）坡脚增设袋装碎石脚

在设置黏土包坡的基础上，增设坡脚排水结构，修改数值计算模型进行以分析优化效果。将岸坡坡趾设置为常用的袋装碎石脚，初步考虑宽度为 60 cm。图 6 给出了施工期水位工况下增设碎石脚的岸坡渗流场及相应边坡稳定性分析结果，表 3 中列出了相关工况下的渗流计算结果。可以看出，该工况下最大出逸点位于边坡坡趾处，最大流矢为 1.27×10^{-6} m/s，渗透坡降计算最大值为 0.31，小于该土层的临界水力坡降的一半。因此，增设袋装碎石脚对于消减渗透破坏隐患有积极效果。根据岸坡稳定性分析结果，相比不设置碎石脚的情形，坡脚设置碎石脚后，坡内渗透力（强度折减计算中表现为单元节点体力），降低碎石脚具有“卸压”功能，使得边坡稳定性提高至 1.37。

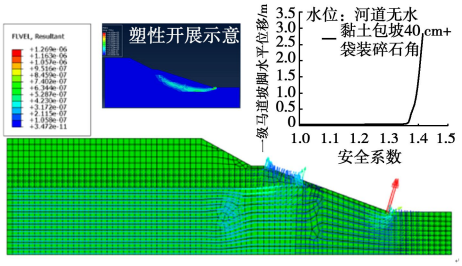


图 6 设置黏土包坡的岸坡边坡稳定计算结果

Fig. 6 Calculated results of stability of bank slope with clay

上述分析可知，“黏土包坡+袋装碎石脚”方案有利于降低岸坡渗透破坏风险，提升岸坡稳定性。在此基础上，考察该方案下包坡厚度对岸坡防渗和稳定性的影响。计算中设置 30，40，60，1 m 4 种包坡厚度，工况仍为施工期水位（2.40 m）。计算结果如表 4 所示。可以看出，设置碎石脚后，增厚黏土包坡有利于岸坡防渗，而增厚对边坡稳定性的影响并不显著。综合经济性和施工难易程度，建议原型工程的“黏土包坡+袋装碎石脚”护岸方案中黏土包坡在保证压实度的基础上，理论厚度以不低于 40 cm 为宜。

表 3 增设袋装碎石脚的岸坡渗流计算结果

Table 3 Calculated results of seepage of bank slope with gravel

编号	计算工况（水位/m）	计算平均水力比降	计算最大水力比降	临界水力比降
#1	5.63	0.30	0.58	0.97
#2	3.97	0.35	0.91	
#3	2.4	0.41	1.80	
#4	2.40(不设黏土包坡)	0.48	0.77	

表 4 不同黏土包坡厚度的岸坡稳定性计算结果

Table 4 Calculated results of seepage of bank slope with different thicknesses of clay layer

编号	黏土包坡厚度/cm	稳定性系数	计算最大水力比降
#1	30	1.57	2.01
#2	40	1.56	1.80
#3	60	1.59	1.57
#4	100	1.61	1.42

（2）坡面增设横向排水管

另一种方案是在黏土包坡护岸面上增设横向排水管。通过 3D 建模分析设置排水措施后的稳态边坡渗流特性。3D 精细化建模如图 7 所示，其中 X—Y 方向与现场实际尺寸相同，Z 方向即沿河道方向取 10 m，坡趾的排水管通过弹性模量和渗透系数确定，纵横方向每间隔 100 cm 布置。包坡厚度取 30 cm。排水管共 3 排，每排设置 10 根，底层排水管距坡趾的水平距离为 80 cm。计算时河道水位仍取施工期水位。

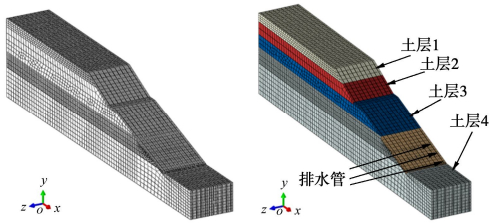


图 7 设置黏土包坡的岸坡边坡稳定计算结果

Fig. 7 Calculated results of stability of bank slope with clay

图 8（a）给出了模型稳态渗流条件下的浸润线以及出流（FLVEL）示意。计算结果表明，设置排水管后排水管内流速较大，在水位边界条件为 7 m 时，稳态情形下最大流速达 1.58×10^{-3} cm/s，黏土包坡层内的孔隙流速显著降低，最大流速仅为 4.45×10^{-9} cm/s。由图 8（b）可以看出，包坡内渗透比降显著下降，有利于防止地下水位过高引起的对黏土包坡层的冲刷、掏蚀破坏。

另一种方案是将黏土包坡替换为“土工布+长条袋装砂+联锁块”的护岸形式。该方案拟采用 30 cm 厚、水平长度 1.62 m 的袋装砂护坡对黏土包坡进行原位替换，并增设联锁块至一级马道处。袋装砂的主要物理力学指标：黏聚力为 280 kPa，内摩擦角为 32°，重度为 17 kN/m^3。联锁块的主要物理力学指标设为：黏聚力为450 kPa，内摩擦角为40°，重度为20 kN/m^3。

图 9 为施工期水位工况下渗流场特征数值计算结果。该工况下最大出逸点位于边坡坡趾处，最大出逸点位于土层 2 和土层 3 分层处，最大出溢流速为 5.46×10^{-7} m/s，渗透坡降计算最大值为 0.13，小于该土层的允许水力坡降 0.45。该方案下边坡稳定计算得到的安全系数为 1.39。相比较而言，“土工布+袋装砂+联锁块”是更利于防止渗透破坏的形式，但每平方米造价较“黏土包坡+袋装碎石脚”高 4 倍左右，同时，在流速较快的河道使用时需防止联锁块边缘翻卷、倾覆失稳。

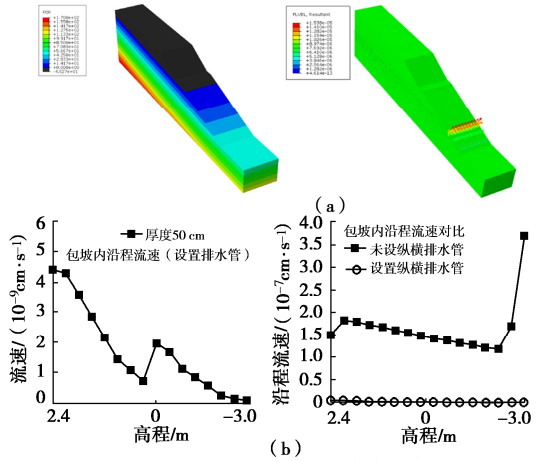


图 8 设置黏土包坡的岸坡稳定计算结果

Fig. 8 Calculated results of stability of bank slope with clay

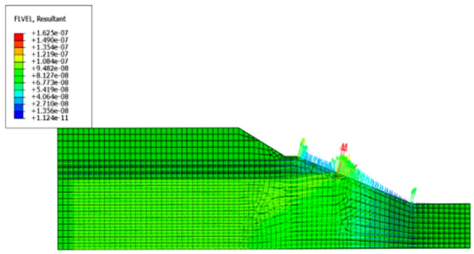


图 9“土工布+袋装砂+连锁块”方案下的岸坡渗流示意

Fig. 9 Seepages of bank slope under scheme of "geotextile + bagged sand + interlocking block"

5 结 论

以提升岸坡防渗和稳定性能为目的，采用流固耦合数值计算方法分析了江苏新孟河河道工程设计推荐黏土包坡护岸结构的渗透和稳定特性进行了，提出了结构优化措施。

（1）岸坡渗流分析表明，设置黏土包坡后坡面将产生“侧向绕渗”作用，局部流速过大，有引起渗透变形的隐患。岸坡稳定性分析表明，黏土包坡的设置增加了局部渗透力，不利于提升边坡安全系数。

（2）在黏土包坡护岸结构处增设袋装碎石脚，可以较大程度地降低黏土包坡层内流速及坡面局部渗透力，且经济性更优；现场施工条件允许的情况下，建议适当优化黏土包坡层厚度。在黏土包坡护岸结构上增设坡面横向排水管，有利于提高岸坡长期稳定性。

综上，在高地下水位地区选择黏土包坡为护岸形式时，应充分考虑渗流作用对岸坡渗透破坏及稳定性的影响，根据工程具体情况选用不同的优化方案。

参考文献：

[1] 关春曼, 张桂荣, 程大鹏, 等. 中小河流生态护岸技术发展趋势与热点问题[J].水利水运工程学报, 2014(4): 75－81. (GUAN Man-chun, ZHANG Gui-rong, CHENG Da-peng, et al. Development trends and the hot topics of ecological revetment technology for medium and small rivers[J]. Hydro-Science and Engineering, 2014(4): 75－81. (in Chinese))

[2] THOMPSON D M. Long-term effect of instream habitat-improvement structures on channel morphology along the blackledge and Salmon Rivers, Connecticut, USA[J]. Environmental Management, 2002, **29**(2): 250－265.

[3] 张幸农, 陈长英, 应 强, 等. 渐进式崩岸基本特征及其形成原因[J]. 泥沙研究, 2012(3): 46－50. (ZHANG Xing-nong, CHEN Chang-ying, YING Qiang, et al. Basic characteristics and cause of gradual riverbank caving[J]. Journal of Sediment Research, 2012(3): 46－50. (in Chinese))

[4] 朱海生, 陈 健, 张桂荣, 等. 生态袋挡墙护岸结构设计及其力学性能变化[J]. 水利水运工程学报, 2015(4): 48－55. (ZHU Hai-sheng, CHEN Jian, ZHANG Gui-rong, et al. Structural design of retaining wall with ecological geo-textile bags and its changes in mechanical properties [J]. Hydro-Science and Engineering, 2015(4): 48－55. (in Chinese))

[5] 雷国辉, 郑 强. 瑞典条分法剖析引发的有效应力和渗流力概念问题[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(4): 667－676. (LEI Guo-hui, ZHENG Qiang. Issues on concepts of effective stress and seepage force arising from anatomizing Swedish slice method[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(4): 667－676. (in Chinese))

[6] 陈 曦, 刘春杰. 逐步完善的非饱和土边坡稳定性有限元分析方法[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(增刊 1): 387－391. (CHEN Xi, LIU Chun-jie. Staged development of finite element methods for stability of unsaturated soil slopes[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(S1): 387－391. (in Chinese))

[7] 水利水电工程地质勘查规范：GB50487—2008[S]. 2008. (Code for Engineering Geological Investigation of Water Resources and Hydropower: GB50487—2008[S]. 2008. (in Chinese))

（编校：胡海霞）

DOI：10.11779/CJGE2020S2011

铁矿尾矿料微观结构与压缩特性试验研究

张意江[1]，陈生水[1, 2]，傅中志[1, 2]

（1. 南京水利科学研究院岩土工程研究所，江苏 南京 210024；2. 水利部土石坝破坏机理与防控技术重点实验室，江苏 南京 210029）

摘 要：针对马鞍山青山尾矿库铁矿尾矿料，开展了一系列压缩试验，对铁尾矿的压缩特性进行了分析；对试验完成后的试样开展了扫描电镜试验（SEM）和压汞试验（MIP），从定性和定量两个角度分析了铁尾矿微观结构对压缩特性的影响。试验结果表明：铁矿尾矿料在单向压缩和等向压缩下表现出基本一致的压缩特性，初始干密度对压缩曲线的影响只体现在初始孔隙比的不同，单一级配的试样压缩性更强。SEM 和 MIP 试验表明，铁尾矿试样颗粒间孔隙结构多样，孔径主要分布在 10~0.1 μm 的孔隙组；初始干密度和试验固结围压均会对尾矿料的总孔隙率产生影响，其中围压的影响更为剧烈。研究成果可为尾矿库的设计运营维护提供参考。

关键词：铁矿尾矿料；压缩特性；微观结构；扫描电镜试验；压汞试验

中图分类号：TD926.4 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－4548(2020)S2－0061－06

作者简介：张意江(1992—)，男，博士研究生，主要从事土体力学特性与有限元模拟等方面的研究。E-mail: zhangyijiang1025@163.com。

Experimental study on microstructure and compressibility of iron ore tailings

ZHANG Yi-jiang[1], CHEN Sheng-shui[1, 2], FU Zhong-zhi[1, 2]

(1. Geotechnical Engineering Department, Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210024, China; 2. Key Laboratory of Failure Mechanism and Safety Control Techniques of Earth-Rock Dams, Ministry of Water Resources, Nanjing 210029, China)

Abstract: A series of compression tests are conducted on iron ore tailings taken from Qingshan tailings impoundment to analyze the compression deformation behavior. Furthermore, the scanning electron microscopy (SEM) tests and mercury intrusion porosimetry (MIP) tests are carried out on post-test specimens to study the effects of microstructure on compression deformation properties of iron ore tailings. The compression test results show that the iron ore tailings exhibit basically consistent compression behavior during uniaxial compression and isotropic compression. Different initial dry densities are found to have few effects on the shape and slope of compression curve but change the initial void ratio. The specimens with single size gradation show stronger compressibility than those with design size gradation. The microscopic tests results show that pore structure of the iron ore tailings is various and complicated, and the pore sizes are mainly distributed in the interval of 10 to 0.1 μm. Both the initial dry density and the consolidation pressure affect the total porosity of the iron ore tailings, and the later one has more severe effect. The research results may provide reference for the design, operation and maintenance of tailings impoundment.

Key words: iron ore tailings; compressibility; microstructure; scanning electron microscopy; mercury intrusion porosimetry

0 引 言

我国矿产资源丰富，矿业开发为经济发展提供了重要的物质来源和能源动力，同时选矿过程中也伴随着数量巨大的固体废弃物，即尾矿。与一般黏性土和无黏性土相比，尾矿料中常含有较多复杂的金属氧化物和非金属化合物等，因此，尾矿料常表现出与土体类似而又不尽相同的物理力学性质[1-2]。随着选矿工艺和研磨技术的日益精进，尾矿料颗粒不断细化，按照现行土工试验规程，许多尾矿料的颗粒尺度属粉土或黏土，小于砂土的粒径范围。然而，目前尾矿料物理力学性质的试验大多将其作为砂性材料考虑，未能充分考虑尾矿料微观结构和组构成分对其物理力学性质及变形特性的影响，从而影响了尾矿库安全评价结果的可靠性。因此，研究金属尾矿料的压缩变形特性，并从微观角度分析其组分结构对材料物理力学性质的影响有着重要的工程价值。

对于金属尾矿料的物理力学特性，国内外学者已

基金项目：国家自然科学基金项目（51539006）

收稿日期：2020－08－07

经开展了较为深入的研究。Simms[3]，Hu 等[4]，Chang 等[5]和 Fourie 等[6]对尾矿的岩土工程性质和力学特性进行了研究，指出了尾矿材料不同于普通土体的特殊性质；巫尚蔚等[7]，乔兰等[8]，Carrera 等[9]针对细粒含量或粉粒含量对尾矿工程性质的影响开展了研究。此外，巫尚蔚等[10]和 Ahmed 等[11]分别就尾矿料的压缩固结特性开展了研究，但国内外关于尾矿料压缩特性的研究还相对较少。

总体来说，国内外对于金属尾矿料力学特性的研究已经较为完善，但其研究重点主要集中在剪切变形及动力特性方面，而对微观结构的研究尚没有得到足够的重视。近年来，扫描电镜试验和压汞试验已经成为岩土材料微观结构研究领域中的重要手段[12-13]，通过对材料的内部结构进行定性和定量分析，可以从微观角度反映土体材料的宏观性质。这两种方法已在黏性土的研究中取得了大量的进展[14-15]。本文针对马鞍山青山尾矿库铁矿尾矿料，开展了一系列的压缩试验和微观试验，对铁矿尾矿料在不同压力下的压缩特性和不同初始密度下的微观结构进行了分析。研究结果可为尾矿库的设计运营维护等提供参考。

1 试验材料与试验方案

1.1 试验材料

试验所用铁矿尾矿料取自马鞍山青山尾矿库。青山尾矿库主坝初期坝为透水砂石料混合坝，坝高 12.0 m，坝体内坡比为 1∶2.0，外坡比为 1∶2.5，坝顶宽 3.5 m，坝长 276.5 m。为了保证取得的样品具有代表性，沿垂直于坝轴线方向，在干滩上设置了 32 个采样点，在每个采样点不同深度处进行取样。通过对所取土样进行筛分试验，得到了代表土样颗分曲线的上下包络线，如图 1 所示。根据颗分曲线可知，该铁尾矿的不均匀系数 C_u 在 2.6～58.3 之间变化，曲率系数 C_c 在 0.97～7.94 之间变化。本文试验不考虑材料级配的影响，因此选用确定级配进行制样（见图 1）。该级配下铁尾矿的基本物理性质如表 1 所示。对设计级配的试样进行液塑限测定，可得塑性指数 I_p= 8，根据现行《土工试验规程》[16]，该铁尾矿试样属粉土。

1.2 试验方案

为了研究铁矿尾矿料的压缩特性，开展了单向压缩试验和等向压缩试验；为了分析该铁尾矿的微观结构，还进行了扫描电子显微镜试验（SEM）和压汞试验（MIP）。

单向压缩试验在固结仪上进行，根据《土工试验规程》[16]，试验时先在内径 61.8 mm、高 20 mm 的环刀上制样，再装入试验容器中在完全侧限和容许竖向排水的条件下分级加压。试验中制样初始干密度分别取 1.80，1.90，2.00 g/cm^3，此外，在初始干密度 1.90 g/cm^3 下另选用单一级配（粒径为 2～0.5 mm）制样作为对比试验，每个干密度下设置 4 个平行试样进行试验。加载时，自 12.5 kPa 开始，以 2 倍荷载增加，逐级加载至 3200 kPa 结束试验。

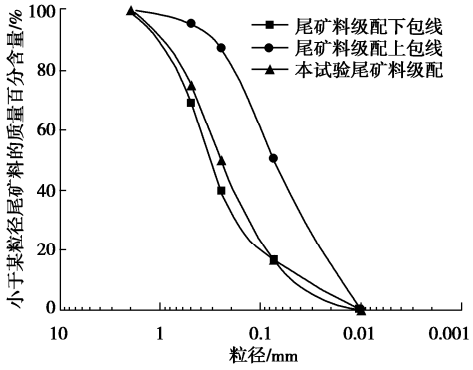


图 1 试验铁尾矿粒径级配曲线

Fig. 1 Grain-size distribution curves of tailing samples

表 1 铁尾矿试样的基本物理性质

Table 1 Basic physical properties of tailing samples

铁尾矿试样	土粒相对密度 G_s	渗透系数 k/(cm·s^{-1})	平均粒径 d_{50}	不均匀系数 C_u	曲率系数 C_c
	3.10	1×10^{-6}	0.25	5	1.8

等向压缩试验在 TSZ-2 全自动三轴仪上进行，根据《土工试验规程》[16]，试验试样制成直径和高度分别为 39.1，80 mm 的标准圆柱形试样，体积为 96 cm^3，制样干密度均为 1.90 g/cm^3。先抽气和施加反压饱和，然后进行固结。等向压缩试验设置三个平行试样，每个试样试验时自 50 kPa 开始增加至 1600 kPa，在固结稳定（所测排水量稳定）后结束试验。

SEM 试验在 S-3400N II 型扫描电子显微镜下进行，试样取自等向压缩试验，分别选取 50，800 kPa 围压下固结完成后的土样，经烘干、切样后得到 SEM 试样。试验时先用 EX-250 型 X-射线能量色散谱仪（简称能谱仪）对土中矿物成分进行定性与定量分析，再用扫描电子显微镜分别在放大 1000 倍、3000 倍和 10000 倍情况下进行微观结构拍照。

MIP 试验在 Poremaster GT-60 自动压汞仪上进行，试样取自单向压缩试验，分别选取初始干密度为 1.80，1.90，2.00 g/cm^3 的同级配试样以及初始干密度 1.90 g/cm^3 下单一级配（粒径为 2～0.5 mm）试样，在固结试验完成后烘干并切样，获得 MIP 试样。试验时可测定固体材料粒子内和粒子间的孔隙，并获得孔径分布曲线。压汞试验测定土中孔隙分布依据是非浸润性液体在没有压力作用时不会流入固体孔隙，确定圆柱形

孔隙注入液体所需压力大小的 Washburn 公式如下[13]：

$$P_{\mathrm{m}}=\frac{-2\sigma\cos\theta}{r} \tag{1}$$

式中　P_{m} 为施加的压力；σ 为导入液体的表面张力，取 0.480 N/m；θ 为导入液体与固体材料的接触角，取 140°；r 为圆柱形孔隙半径。从压汞试验得到压力与汞压入的体积关系，利用 Washburn 方程，通过压力 P_{m} 找到对应的当量直径 d，由此转换得到土中孔隙分布、比表面积等孔隙特征参数。

2　铁矿尾矿料的压缩特性

2.1　单向压缩特性

对不同初始干密度的试样进行单向压缩试验，各组试样的压缩性指标和压缩曲线如表 2 和图 2 所示。

表 2 尾矿料试样的压缩性指标

Table 2 Compressibility indices of tailing samples

试样编号	初始干密度 ρ /(g·cm^{-3})	压缩系数 $a_{1\text{-}2}$ /MPa^{-1}	压缩模量 $E_{s(1\text{-}2)}$ /MPa	压缩指数 C_{c}
1-设计级配	1.80	0.28	5.85	0.095
2-设计级配	1.90	0.33	4.81	0.106
3-设计级配	2.00	0.11	13.85	0.095
4-单一级配	1.90	0.46	3.43	0.121

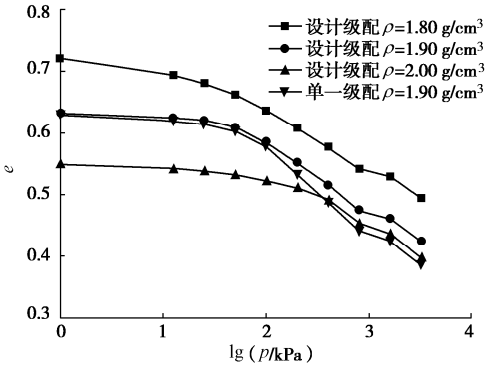


图 2 尾矿料试样的压缩曲线

Fig. 2 Compression curves of tailing samples

试验结果可反映出以下几点压缩特性：

（1）对于不同初始干密度的铁矿尾矿料试样，随着上覆压力的增大，尾矿料的侧限压缩模量均逐渐增大，表明尾矿料的可压缩性逐渐减小。

（2）根据 e－lg p 曲线，在固结前期，即上覆压力由 12.5 kPa 增至 400 kPa 时，试样的孔隙比变化 Δe 占孔隙比总变化量的一半以上，表明铁矿尾矿料在较小的上覆压力作用下即可产生较大的变形；在固结后期，试样的压缩系数基本保持稳定，且数值远小于固结前期，展现出相对较低的压缩性。

（3）在级配相同的情况下，初始干密度的影响主要体现在初始孔隙比的不同，不同初始干密度试样的压缩曲线基本保持平行，体现出大致相同的压缩性；初始干密度相同时，单一级配试样由于其颗粒粒径相对较粗且极不均匀，体现出比设计级配试样更大的压缩性。

2.2　等向压缩特性

将等向压缩试验得到的试样体积应变 ε_{v} 换算为孔隙比 e，再将等向压缩试验得到的 e－lg p 曲线与固结试验的压缩曲线进行对比，如图 3 所示。可以看出，在级配和制样初始干密度相同的情况下，等向压缩与单向压缩表现出大致相同的压缩特性。在固结前期，加压至 50 kPa 时，等向压缩试验中试样孔隙比 e 较单向压缩试验中试样孔隙比 e 小约 0.1，说明在固结压力较小时，等向压缩的作用更强烈；当加压至 100 kPa 以上时，二者 e－lg p 曲线基本平行，压缩指数 C_{c} 约为 0.1，等向压缩曲线始终保持在单向压缩曲线下侧。试验结果表明，当铁矿尾矿料受到三向作用力时，将在较低围压下即产生较大的变形，而在较高围压下，其产生变形的速率与单向压缩基本一致。

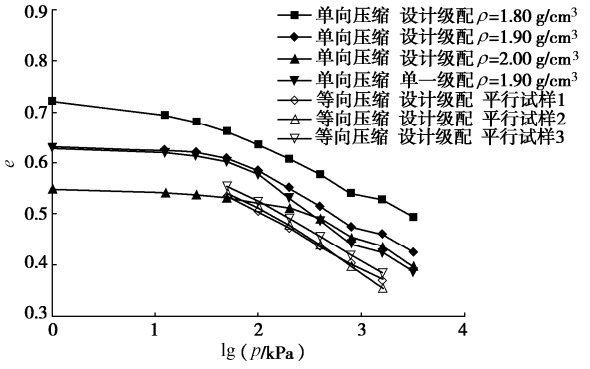


图 3 单向压缩试验与等向压缩试验对比

Fig. 3 Comparison between oedometer and isotropic compression tests

3　铁矿尾矿料的微观结构

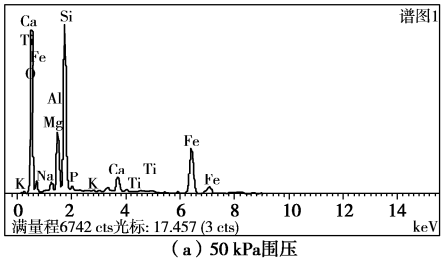
3.1　扫描电镜试验（SEM）

能谱仪获得的该铁尾矿矿物成分含量如表 3 所示，矿物成分图谱如图 4 所示。试验结果表明，两种试样的元素含量分布基本一致，试样中铁元素的含量明显高于其他元素（氧元素除外），硅元素含量次之，其余金属元素中仅有铝元素含量稍高，剩余元素含量可近似忽略，可以认为，该铁尾矿主要由铁和铝的氧化物及硅的化合物组成。众所周知，硅元素是石英砂的主要成分之一，且砂颗粒常为圆形或不规则颗粒状，根据本试验所用尾矿料试样的筛分情况，该铁尾矿颗粒多呈扁平状，因此，铁的氧化物应为其主要成分，尾矿料所呈现不同于以往砂土的性质应与此有关。

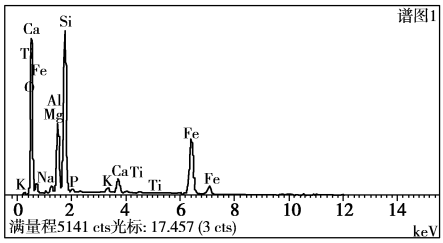
表 3 铁尾矿矿物组成

Table 3 Mineral composition of tailings

试样编号	元素	O	Na	Mg	Al	Si	P	K	Ca	Ti	Fe
01-50 kPa	质量百分比/%	49.44	0.22	1.14	6.32	19.23	0.71	0.62	2.49	0.23	19.59
	原子百分比/%	68.33	0.22	1.04	5.18	15.14	0.51	0.35	1.37	0.11	7.76
02-800 kPa	质量百分比/%	45.74	0.42	0.86	7.07	18.72	0.60	0.67	2.16	0.34	23.44
	原子百分比/%	65.60	0.41	0.81	6.01	15.29	0.45	0.39	1.24	0.16	9.63



（a）50 kPa围压

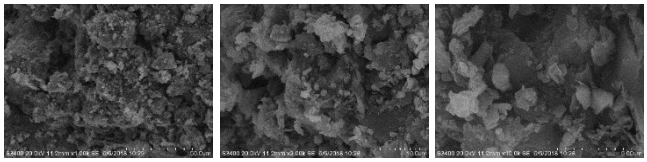


（b）800 kPa围压

图 4 矿物成分谱图

Fig. 4 Mineral composition spectra of tailings

图 5 和图 6 分别给出了两种试样在扫描电子显微镜下放大 1000 倍、3000 倍和 10000 倍时电镜照片，图中颜色较浅部分为土颗粒，颜色较深部分为颗粒间孔隙。可以看出，对于该铁尾矿试样，颗粒间接触点数目较少，孔隙发育且孔隙尺寸较大，构成十分松散的骨架，无定向排列。颗粒显示为杂乱堆积，多以点—点、边—边及边—面接触。孔隙的存在形式主要是孤立孔隙与粒间孔隙，其中孤立孔隙直径较大，分布既不规则也不连续，粒间孔隙多呈亚稳态的多边形。对比图 5（c）和图 6（c）可以发现，在较高围压下固结完成的试样，其土颗粒聚集现象明显高于较低围压下固结的试样，试样内部土颗粒间的孔隙也明显较小，这种现象在放大稍低倍数时也可看出。显然，800 kPa 围压铁尾矿试样的孔隙率小于 50 kPa 围压铁尾矿试样。

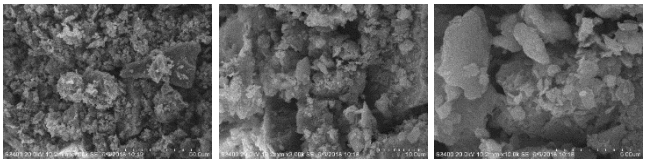


(a) 放大 1000 倍 (b) 放大 3000 倍 (c) 放大 10000 倍

图 5 50 kPa 围压铁尾矿试样电镜照片

Fig. 5 SEM photos of tailing samples (50 kPa)

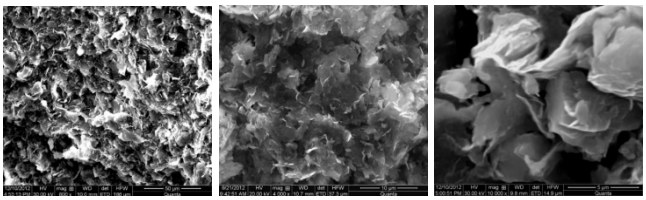
为了定量描述试样的孔隙特征，可将电镜照片进行二值化处理，进而求出试样的孔隙率。在阈值取 50 的情况下，计算可得在 50 kPa 围压下固结完成的试样，在放大 10000 倍时孔隙率为 26.8 %；而对于在 800 kPa 围压下固结完成的试样，放大 10000 倍时孔隙率为 12.6%，明显小于前者。因二值化处理方法中阈值的选取具有不确定性，缺乏确定标准[12]，笔者还基于 MIP 试验对试样中的孔隙特征进行了定量分析。



(a) 放大 1000 倍 (b) 放大 3000 倍 (c) 放大 10000 倍

图 6 800 kPa 围压铁尾矿试样电镜照片

Fig. 6 SEM photos of tailing samples (800 kPa)

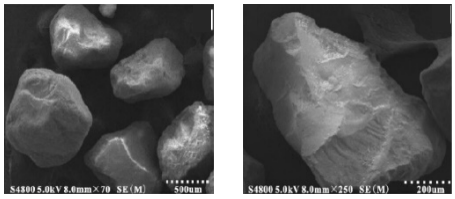


(a) 放大 800 倍 (b) 放大 4000 倍 (c) 放大 10000 倍

图 7 黏土试样电镜照片[15]

Fig. 7 SEM photos of clay soil samples[15]

图 7 和图 8 分别给出了黏土和砂土试样的电镜照片，可以与铁尾矿试样的微观结构作为对比。显然，黏土试样多呈凝絮状，土颗粒间的界限不明显；砂土试样颗粒清晰，界限分明，在放大较低倍数时即只能观察到单个颗粒，说明粒径较大。对比铁尾矿试样、黏土试样和砂土试样的电镜照片，可以发现，该铁尾矿虽颗粒较细，但颗粒形状和分布均不同于黏土，而与砂土较分散的颗粒分布更加相似；相较于砂土，该铁尾矿颗粒间接触点更多，且颗粒形状更加不规则，易形成交错复杂的夹层结构，宏观上表现为尾矿料的黏聚力 c 显著高于砂土。



(a) 放大 70 倍 (b) 放大 250 倍

图 8 砂土试样电镜照片[17]

Fig. 8 SEM photos of sand samples[17]

3.2　压汞试验（MIP）

MIP 试验得到不同初始干密度下试样的进汞与压力关系曲线如图 9 所示。可以看出，四条曲线均呈现 S 型，在较低进汞压力下，曲线平缓。随着压力增大，曲线斜率迅速增大，说明此压力对应的孔隙组体积含量增高。当汞进入直径较小的孔隙时，即使在较大压力作用下进汞量仍未见明显增加，曲线趋于平缓。对比不同试样的进汞曲线可以发现，在试样级配相同的情况下，初始干密度对进汞体积变化的影响较小；在初始干密度一定时，单一级配试样的进汞曲线基本保持在设计级配试样的下侧，这是由于单一级配试样的颗粒粒径分布比较集中，在进汞压力较低时汞较难进入孔隙，当进汞压力达到某一范围时，汞迅速进入孔隙而后保持稳定。

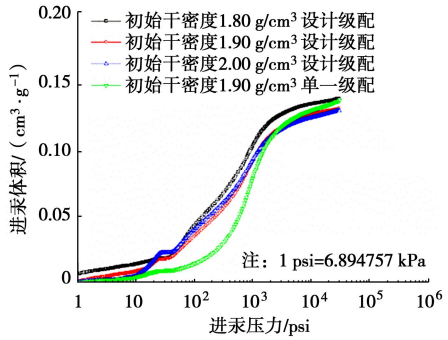


图 9　进汞体积与压力关系曲线

Fig. 9 Relationship between volume of intrusion and pressure of mercury intrusion

图 10 分别给出了试样的孔径分布和孔隙体积累积曲线，图 11 给出了试样孔隙体积分布统计情况（图中的百分数值为该粒径组的孔隙体积占总孔隙体积的百分含量）。试验结果表明：设计级配的尾矿料试样孔径主要分布在 10～0.1 μm 的孔隙组，而单一级配试样的孔径在 1～0.1 μm 的孔隙组占有绝对优势；在级配相同的情况下，初始干密度为 1.80，1.90，2.00 g/cm³ 的试样在 1～0.1 μm 区间内的孔隙体积分别占总孔隙体积的 46.64%，49.19%，44.79 %，其次为 10～1 μm 区间内的孔隙体积分别占总孔隙体积的 28.96%，24.26%，26.66%，总体而言三者差距不大；而单一级配试样在 1～0.1 μm 区间内的孔隙体积占总孔隙体积的 63.27%，其次为 d<0.1 μm 区间内的孔隙体积占总孔隙体积的 20.32%，显著高于其余孔隙组。可以认为，单一级配的试样在单向压缩试验过程中颗粒破碎现象较为严重，原较粗颗粒在压缩荷载作用下破碎成相对较细的颗粒，从而填补了部分孔隙，导致在较大孔径组中孔隙占比较小。此外，根据 MIP 试验结果，初始干密度为 1.80，1.90，2.00 g/cm³ 的试样总孔隙率分别为 29.78%，28.16%和 27.64%，而单一级配的试样总孔隙率为 30.58%。显然，初始干密度越大的试样在经历单向压缩后，孔隙率越小；而在初始干密度相同的情况下，单一级配试样的总孔隙率略大于设计级配试样。对比 SEM 试验结果可以发现，初始干密度和试验固结围压均会对试样的总孔隙率产生影响，其中围压的影响更为剧烈。

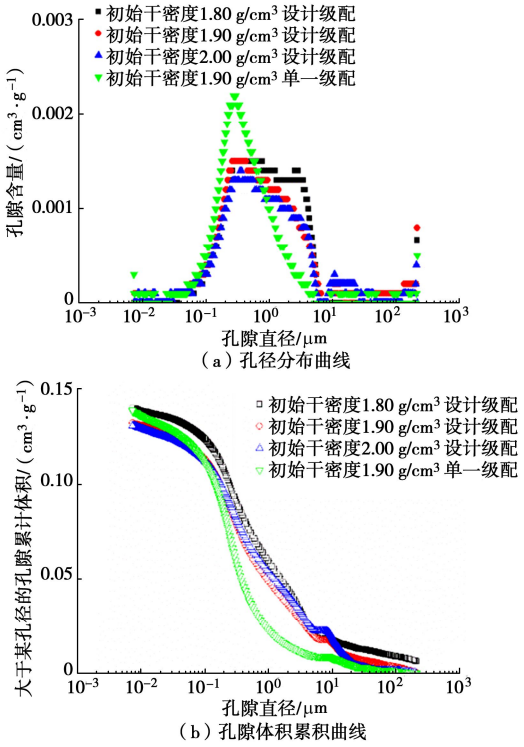


图 10　孔径分布、孔隙体积累积曲线（压汞试验）

Fig. 10 Curves of pore-size distribution and cumulative volume by mercury intrusion tests

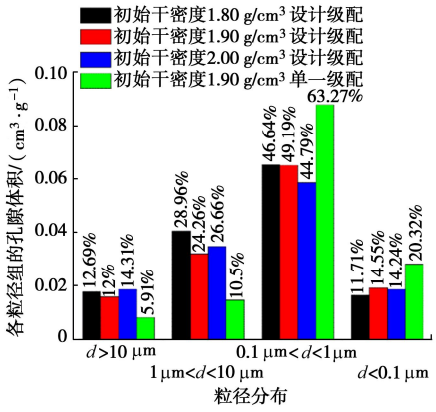


图 11　铁尾矿试样孔隙体积分布统计

Fig. 11 Pore-volume distribution of tailing samples

4　结　　论

以马鞍山青山尾矿库内典型铁尾矿为试验材料，开展了一系列单向压缩试验和等向压缩试验，而后对不同围压下压缩得到的铁尾矿试样进行了电镜扫描，对不同级配和初始干密度下的试样进行了压汞试验，获得的主要结论如下：

（1）在试样级配相同的情况下，初始干密度对尾矿料单向压缩特性的影响主要体现在初始孔隙比不

同，而压缩曲线基本保持平行；初始干密度相同时，单一级配试样体现出比设计级配试样更强的压缩性。在等向压缩情况下，试样在较低围压时即产生较大的变形，而在较高围压下，其产生变形的速率与单向压缩基本一致。

（2）该尾矿料的主要成分为铁的氧化物，颗粒形状不规则，易形成交错复杂的夹层结构，宏观上表现为尾矿料的黏聚力显著高于砂土；颗粒间孔隙结构多样，孔径主要分布在 10～0.1 μm 的孔隙组；初始干密度和试验固结围压均会对尾矿料的总孔隙率产生影响，其中围压的影响更为剧烈。

参考文献：

[1] 陈生水. 尾矿库安全评价存在的问题与对策[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(10): 1869－1873. (CHEN Sheng-shui. Problems and countermeasures of safety evaluation of tailing pond[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(10): 1869－1873. (in Chinese))

[2] LI W, COOP M. Mechanical behaviour of Panzhihua iron tailings[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2019, **56**(3): 420－435.

[3] SIMMS P. 2013 colloquium of the Canadian Geotechnical Society: Geotechnical and geoenvironmentalbehaviour of high-density tailings[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2017, **54**(4): 455－468.

[4] HU L, WU H, ZHANG L, et al. Geotechnical properties of mine tailings[J]. Journal of Materials in Civil Engineering, 2016, **29**(2): 1－10.

[5] CHANG N, HEYMANNG, CLAYTON C. The effect of fabric on the behaviour of gold tailings[J]. Géotechnique, 2011, **61**(3): 187－97.

[6] FOURIE A, PAPAGEORGIOU G. Defining an appropriate steady state line for Merriespruit gold tailings[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2001, **38**(8): 695－706.

[7] 巫尚蔚, 杨春和, 张 超, 等. 粉粒含量对尾矿力学特性的影响[J]. 岩石力学与工程学报, 2017, **36**(8): 2007－2017. (WU Shang-wei, YANG Chun-he, ZHANG Chao, et al. The effects of silt content on the mechanical properties of tailings[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2017, **36**(8): 2007－2017. (in Chinese))

[8] 乔 兰, 屈春来, 崔 明. 细粒含量对尾矿工程性质影响分析[J]. 岩土力学, 2015, **36**(4): 923－927. (QIAO Lan, QU Chun-lai, CUI Ming. Effect of fines content on engineering characteristics of tailings[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(4): 923－927. (in Chinese))

[9] CARRERA A, COOP M, LANCELLOTTA R. Influence of grading on the mechanical behaviour of Stava tailings[J]. Géotechnique, 2011, **61**(11): 935－946.

[10] 巫尚蔚, 杨春和, 胡晓明, 等. 尾矿颗粒性质与压缩固结特性的关联性研究[J]. 华中科技大学学报(自然科学版), 2017, **45**(11): 121－126. (WU Shang-wei, YANG Chun-he, HU Xiao-ming, et al. Research on correlation of tailings particle properties and compression consolidation properties[J]. Journal of Huazhong University of Science and Technology (Natural Science Edition), 2017, **45**(11): 121－126. (in Chinese))

[11] AHMED S, SIDDIQUA S. A review on consolidation behavior of tailings[J].International Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **8**(1): 102－111.

[12] 唐朝生, 施 斌, 王宝军. 基于 SEM 土体微观结构研究中的影响因素分析[J]. 岩土工程学报, 2008, **30**(4): 560－565. (TANG Chao-sheng, SHI Bin, WANG Bao-jun. Factors affecting analysis of soil microstructure using SEM[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, 30(4): 560－565. (in Chinese))

[13] Clément Lapierre, Serge Leroueil, Jacques Locat. Mercury intrusion and permeability of Louiseville clay[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1990, **27**(6): 761－773.

[14] OUALMAKRAN M, MERCATORIS B, FRANCOIS B. Pore-size distribution of a compacted silty soil after compaction, saturation, and loading[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2016, **53**(12): 1902－1909.

[15] 张先伟, 孔令伟. 利用扫描电镜、压汞法、氮气吸附法评价近海黏土孔隙特征[J]. 岩土力学, 2013, **34**(增刊 2): 134－142. (ZHANG Xian-wei, KONG Ling-wei. Study of pore characteristics of offshore clay by SEM and MIP and NA methods[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(S2): 134－142. (in Chinese))

[16] 土工试验规程：SL237—1999[S]. 北京: 中国水利水电出版社, 1999. (Specification for Soil Tests: SL237—1999[S]. Beijing: China Water & Power Press, 1999. (in Chinese))

[17] 李 育, 周雪花, 李卓仑, 等. 基于扫描电镜分析的猪野泽全新世砂层成因探讨[J]. 沉积学报, 2013, **31**(1): 149－156. (LI Yu, ZHOU Xue-hua, LI Zhuo-lun, et al. Formation of holocene sand layers by sem analyses in the zhuye lake sediments[J]. ACTA Sedimentologica Sinica, 2013, **31**(1): 149－156. (in Chinese))

（编校：明经平）

DOI：10.11779/CJGE2020S2012

NaCl含量对伊犁原状黄土湿陷和溶陷特性的影响

牛丽思，张爱军*，王毓国，韩婧文，赵佳敏，胡锦方
(西北农林科技大学水利与建筑工程学院，陕西 杨凌 712100)

摘 要：基于对易溶盐溶解是发生溶陷变形根本原因的认识，对黄土湿陷试验进行扩展，开展了不同NaCl含量的伊犁原状黄土样的原含水率、浸纯水和浸饱和NaCl溶液三种黄土压缩试验，实现了湿陷和溶陷的区分，探究了NaCl含量对压缩、湿陷和溶陷特性的影响规律。研究结果表明：通过以上三种试验能很好地区分湿陷和溶陷，当NaCl含量较小时，湿陷作用较大，随NaCl含量的增加，影响变形的主导作用由湿陷作用逐渐转向溶陷作用，当NaCl含量为10 g/kg左右时两种作用基本相等；随NaCl含量的增加，峰值溶陷系数呈幂函数增加，峰值湿陷系数呈线性减小，起始溶陷压力呈指数降低；施加垂直压力后，试样高度呈先陡后缓的减小趋势，变形稳定时间随垂直压力的增大而增长。

关键词：伊犁黄土；NaCl含量；湿陷；溶陷；变形
中图分类号：TU411 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－4548(2020)S2－0067－05

作者简介：牛丽思(1990—)，女，博士研究生，主要从事非饱和黄土试验研究工作。E-mail: lisi_niu@sohu.com。

Effects of NaCl content on water collapsibility and salt collapsibility of undisturbed Ili loess

NIU Li-si, ZHANG Ai-jun, WANG Yu-guo, HAN Jing-wen, ZHAO Jia-min, HU Jin-fang
(College of Water Resources and Architectural Engineering, Northwest A & F University, Yangling 712100, China)

Abstract: Based on the understanding that the dissolution of soluble salt is the root cause of salt collapsible deformation, three kinds of loess compression tests are carried out on undisturbed Ili loess samples with different NaCl contents, namely, original water content, soaked in pure water and saturated NaCl solution, which is an extension of loess collapsibility test. The difference between water collapse and salt collapse is achieved, and the influences of NaCl content on the characteristics of compression, water collapsibility and salt collapsibility are investigated. The results show that the above three kinds of tests can well distinguish the water collapse and salt collapse. When the NaCl content is small, the water collapse is greater, and with the increase of NaCl content, the leading role of deformation is gradually changed from the water effect to the salt effect. When the NaCl content is about 10 g/kg, the two effects are almost equal. With the increase of NaCl content, the peak salt collapse coefficient increases as a power function, while the peak water collapse coefficient decreases linearly and the starting pressure of salt collapse decreases exponentially. When the vertical pressure is applied, the height of the sample decreases from steeply to slowly, the time of deformation stabilization increases with the increase of vertical pressure.

Key words: Ili loess; NaCl content; water collapse; salt collapse; deformation

0 引 言

伊犁河谷位于我国新疆西北部，因常年受大西洋气候的影响，使其河流两侧的西风区黄土表现出异于季风区黄土高原黄土的特殊性，该地区黄土的现场观测最大自重湿陷量为3.52 m，室内测定易溶盐总量可达19.2 g/kg[1]。伊犁黄土湿陷性强烈、易溶盐含量极高，其遇水增湿变形实质上是湿陷和溶陷共同作用的结果，但目前针对湿陷和溶陷的区分及其对总变形的影响规律研究鲜有报道。

波波夫（1957）认为当含盐量较低时，黄土中的易溶盐处于微结晶状态，附着于土颗粒表面，起胶结作用，浸水后结晶盐溶解，胶结消失，发生湿陷。此外，易溶盐会引起土颗粒之间液体浓度的较大变化，影响土颗粒表面吸附薄膜水的厚度，改变黄土颗粒之间的胶结从而影响黄土的湿陷性。大量试验证明黄土中盐分的存在对胶结土体颗粒、维持黄土结构起到重

基金项目：国家重点研发计划项目（2017YFC0405103）；国家自然科学基金面上项目（51978572）；陕西省重点研发计划项目（2017ZDXM-SF-074）；陕西省水利科技计划项目（2013slkj-10）
收稿日期：2020－08－07
*通信作者（E-mail: zaj@nwsuaf.edu.cn）

要的作用，在黄土的湿陷过程中盐分发挥的作用不容忽视[2-5]。

盐渍土的溶陷除了与反映土的密实程度与结构形式的原始结构状态相关外，还受盐分性质、含盐量（尤其是易溶盐含量）的影响。有学者表明土粒连接点处结晶盐的溶解是产生溶陷变形的根本原因[6]，可以说如果没有结晶盐的溶解，就没有溶陷特性可言。在盐渍土溶陷特性的研究方面，杨晓华等[7]得出影响盐渍土溶陷性质的主要因素是氯化物的结论；宋通海[8]指出在较小压力下，氯盐渍土含盐量较小的试样，其溶陷系数较大，当压力增加到一定值时，溶陷系数随含盐量的增加而增大；杨晓华等[7]采用离心模型试验对氯盐渍土进行室内潜蚀溶陷变形的模拟，表明氯盐渍土的最大溶陷系数随 Cl^- 增加先增大后减小，但温度对溶陷特性影响甚微。梁维云等[9]结合微观孔隙结构分析了不同浓度 NaCl 溶液对重塑膨胀土压缩性的影响。

以上研究都得出了有益的规律性结论，但将黄土湿陷性和盐渍土溶陷性独立来研究的居多，且存在用重塑试样试验和盐分含量低、跨度小的问题，针对黄土中湿陷和溶陷的区分以及两者共同作用下的研究未见报道。针对以上不足，本文以新疆伊犁原状黄土为研究对象，开展不同 NaCl 含量的原状黄土的保持含水率不变的黄土压缩试验、浸纯水黄土压缩试验和浸饱和 NaCl 溶液黄土压缩试验 3 种试验，提出湿陷与溶陷的区分方法，并揭示 NaCl 含量对伊犁黄土湿陷特性和溶陷特性的影响机制及规律。

1 试验材料和试验方法

1.1 试验材料

试验土样取自新疆伊犁特克斯河左岸的Ⅳ级阶地上，取土深度为地表以下 20.5～21.0 m，土样为质地均匀、有大孔隙的 Q_3 原生黄土。室内试验测得土样的土粒相对密度为 2.72，初始含水率为 4.16 %，初始干密度为 1.43 g/cm^3，液限为 29.2 %，塑限为 19.0 %，属于低液限黏土（CL）。试验所用盐溶液采用 NaCl 分析纯配制，溶剂为无气蒸馏水，配制盐溶液时控制环境温度为 25℃。

1.2 试样制备

本试验中不同 NaCl 含量的原状伊犁黄土试样是采用滴加 NaCl 溶液的水膜转移法制备获得。土样含水率为 12 %，NaCl 含量分别为 5，8，14，20，26 g/kg。

具体操作如下：①采用环刀法制备 50 cm^2×2 cm 的原状试样，同组含盐试样的密度差应小于 0.03 g/cm^3，在试样底部放置半透膜以防后续盐分流失；②根据设计 NaCl 含量，采用胶头滴管进行少量、缓慢、分次地滴加盐溶液，每次滴盐后应放置通风阴凉处 24 h 以上；③试样滴加至设计 NaCl 含量后，对较高、较低含水试样分别采用风干、滴水的方式达到设计含水率，随后用保鲜膜密封后放置保湿缸中养护 72 h 以上，使水、盐充分扩散均匀。

1.3 试验方法

试验设备采用南京土壤仪器厂研制的全自动气压固结仪，对 NaCl 含量为 5，8，14，20，26 g/kg 的 5 组试样开展试验。试验中借鉴土工试验规程（SL237—2018）中双线法湿陷试验的原理，对每组 NaCl 含量试样均进行三个试验：①含水率不变下的黄土压缩试验（简称压缩试验）；②在 50 kPa 垂直压力稳定后的浸纯水压缩试验（简称浸水试验）；③在 50 kPa 垂直压力稳定后的浸饱和 NaCl 溶液压缩试验（简称浸盐试验）。

试验中，浸水试验期间不断换水，以保证试样内盐分完全溶解。垂直压力施加等级为 50，100，200，400，800，1200，1600 kPa，每级压力稳定标准为连续 2 h 变形量不大于 0.01 mm/h。

1.4 试验原理

溶陷变形是由于土颗粒间的结晶盐溶解所致。认为浸饱和 NaCl 溶液试样时 NaCl 晶体不再溶解，所测变形量只有湿陷量；而浸纯水试样时所测变形量为湿陷量和溶陷量之和。因此，同级压力下的浸盐与压缩试验的变形量之差为湿陷量，浸水与浸盐试验的变形量之差为溶陷量。采用原含水率压缩、浸水和浸盐试验就可测出试样的湿陷量和溶陷量，实现对试样湿陷和溶陷的区分。本文提出的试验方法实质上是对黄土湿陷试验的扩展，可分为双线法和单线法两种，本次采用双线法进行。

2 湿陷特性和溶陷特性分析

2.1 变形系数与垂直压力的关系

相同 NaCl 含量下，某级垂直压力下的压缩试验、浸盐试验和浸水试验的变形量分别用 h_1、h_2、h_3 表示，如上文所述，浸盐试验和压缩试验的变形量之差为湿陷量，即 $h_s=h_2-h_1$，浸水试验与浸盐试验的变形量之差为溶陷量，即 $h_r=h_3-h_2$，湿陷量和溶陷量之和称为总变形量，即 $h=h_s+h_r=h_3-h_1$；基于土工试验规程中对湿陷系数的定义，本文将试样各级垂直压力下的总变形量、湿陷量和溶陷量与试样初始高度 h_0 之比分别称为变形系数 δ、湿陷系数 δ_s 和溶陷系数 δ_r。

图 1 为相同 NaCl 含量下的变形系数 δ、溶陷系数 δ_r、湿陷系数 δ_s 和垂直压力 p 的关系曲线，以含盐量为 5，8，14 g/kg 为例。从图中可见：

（1）NaCl 含量一定时，δ，δ_s，δ_r 均随垂直压力 p 的增加而增大，当垂直压力达到一定值时，系数 δ，δ_s，δ_r 出现最大值，即试样达到最大变形量，不同条件下试样的最大变形量均出现在垂直压力 p 等于 400 kPa 时，此垂直压力称为峰值垂直压力，所对应的系数称为峰值系数。

（2）在垂直压力 p 超过 400 kPa 之后，随垂直压力的增加系数 δ，δ_s，δ_r 开始减小并逐渐趋于稳定，在垂直压力超出 800 kPa 之后，不同条件下的曲线基本达到稳定；当 NaCl 含量为 5 g/kg 时，试样在垂直压力 800 kPa 之后的溶陷系数 δ_r 近似为 0，此时溶陷现象基本消失；这是由于随垂直压力的逐渐增大，土颗粒间大孔隙慢慢被细粒填充，试样内易溶盐的可溶解量及孔隙比减小量受限所致。

（3）随着 NaCl 含量的增加，溶陷系数 δ_r 曲线逐渐上移，湿陷系数 δ_r 曲线相对下移，表明溶陷作用增强、湿陷作用相对减弱。当 NaCl 含量在 8～14 g/kg 范围内，存在溶陷作用与湿陷作用相持状态的临界 NaCl 含量，该 NaCl 含量是判定试样产生变形由湿陷还是溶陷起主导作用的分界线。

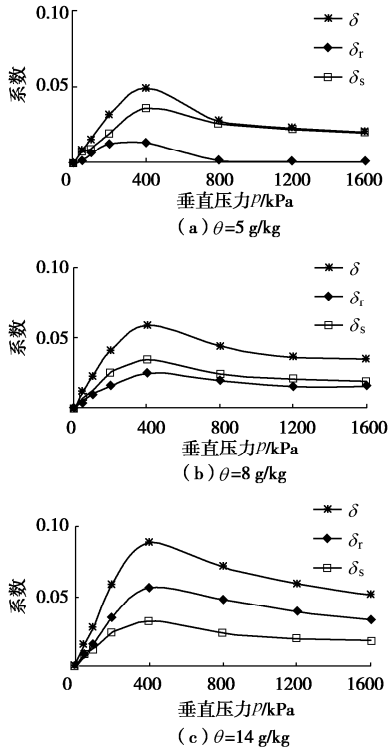


图 1 相同 NaCl 含量下 δ，δ_s，δ_r 和 p 的关系曲线

Fig. 1 Relationship among δ, δ_s, δ_r and p under same NaCl content

图 2 为不同 NaCl 含量下的变形系数 δ、溶陷系数 δ_r、湿陷系数 δ_s 和垂直压力 p 的关系曲线。从图 2 中可见，变形系数 δ 曲线和溶陷系数 δ_r 曲线均随 NaCl 含量的增加逐渐上移，且在 NaCl 含量 8～14 g/kg 范围内增幅最大。湿陷系数 δ_s 曲线随 NaCl 含量的增加逐渐下移，在 NaCl 含量 20～26 g/kg 范围内降幅最大，这主要是由于压缩试样在高 NaCl 含量下变形量增大的缘故。表明随 NaCl 含量的增加，盐分溶解所引起的溶陷作用逐渐增强，湿陷作用相对减弱，试样变形的主导因素由湿陷作用逐渐转向溶陷作用。

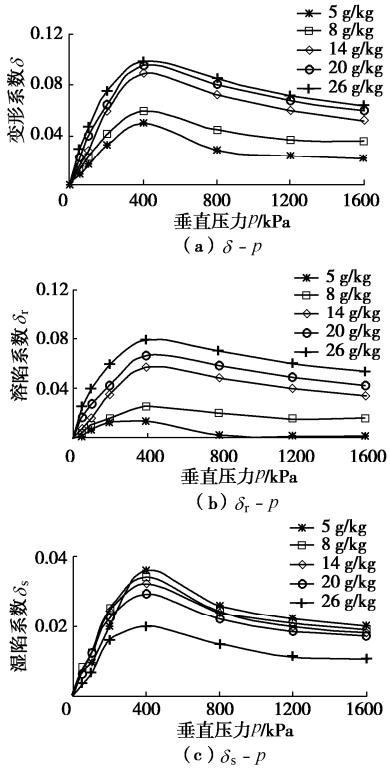


图 2 不同 NaCl 含量下 δ，δ_s，δ_r 和 p 的关系曲线

Fig. 2 Relationship among δ, δ_s, δ_r and p under different NaCl contents

2.2 峰值系数、起始压力与 NaCl 含量的关系

由图 2 可知，不同条件下曲线的峰值垂直压力均为 400 kPa，所对应的为峰值系数与 NaCl 含量的关系见图 3（a）所示，其中 δ_f，δ_{rf}，δ_{sf} 分别为峰值变形系数、峰值溶陷系数、峰值湿陷系数。可见：相同 NaCl 含量下，峰值变形系数始终最大；随 NaCl 含量的增加，δ_f 与 δ_{rf} 均近似呈幂函数增加，δ_{sf} 呈线性减小。试样的变形是溶陷和湿陷共同作用的结果，由于湿陷作用小幅度减弱，使得峰值变形系数曲线略缓于峰值溶陷系数曲线，即前者随 NaCl 含量的变化率较小，但两者整体变化规律仍一致。

试样的总变形是溶陷变形和湿陷变形之和，用 δ_{rf}/δ_f、δ_{sf}/δ_f 分别表示溶陷变形、湿陷变形占总变形的百分比，其与 NaCl 含量的关系见图 3（b）所示。可见，在 NaCl 含量 10 g/kg 左右两条曲线相交，此时湿陷作用和溶陷作用对总变形的贡献率相等，两者各占总变形的 50 %，该点为湿陷作用和溶陷作用对试样变形特性起主导作用的分界点。随含盐量的增加，δ_{sf}/δ_f 和 δ_{rf}/δ_f 呈现出此消彼长的变化规律，即湿陷作用相对

减弱、溶陷作用相对增强，在 NaCl 含量超出 10 g/kg 后，溶陷作用强于湿陷作用，此时因盐分引起的溶陷特性不容忽视。

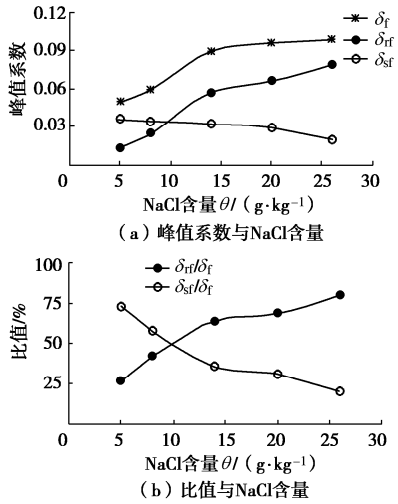


图 3 峰值系数及其比值与 NaCl 含量的关系曲线

Fig. 3 Relationship among peak coefficient, ratio and NaCl content

本文将传统意义上的“湿陷变形”分为由盐分溶解引起的溶陷变形和水侵蚀作用引起的湿陷变形两个部分，为加以区分，将两者之和称为总变形，即文中的变形系数实质为传统意义上的“湿陷系数”。结合规范中提出“湿陷系数为 0.015 时所对应的压力为湿陷起始压力”的规定，以及溶陷系数为 0.01 时所对应的压力为溶陷起始压力[8]。本文认为变形系数、溶陷系数、湿陷系数分别在起始变形为 0.015，0.01，0.01 时所对应的压力为变形起始压力、溶陷起始压力、湿陷起始压力，依次表示为 p_s，p_{s1}，p_{s2}。

从图 2 中的 δ，δ_r，δ_s 和 p 的关系曲线上确定出相应的起始压力值，不同起始压力与 NaCl 含量的关系见图 4 所示。可见，随 NaCl 含量的增加，变形起始压力 p_s 逐渐增加，溶陷起始压力 p_{s1} 逐渐减小，两者都随 NaCl 含量近似呈指数关系变化，而湿陷起始压力 p_{s2} 随 NaCl 含量的增大表现为先减小后增大趋势；在 NaCl 含量为 8～14 g/kg 间，湿陷起始压力存在最小值，表明较小的压力就能使试样开始出现湿陷变形，此时湿陷作用引起试样的变形敏感性最强。

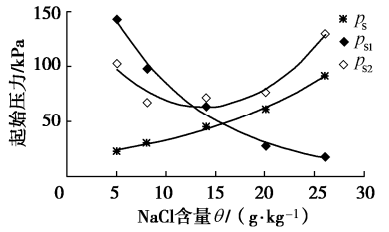


图 4 起始压力随 NaCl 含量的变化曲线

Fig. 4 Curves of starting pressure with NaCl content

2.3 不同条件下试样高度时程曲线

图 5 为不同试验在各级垂直压力下试样高度的时程曲线，以 NaCl 含量 14 g/kg 为例，连接各级垂直压力下的稳定值得到试样高度变化曲线。从图 5 可见：

（1）不同试验的试样高度随时间的增加逐渐降低，在垂直压力超过 800 kPa 以后，试样高度降低速率逐渐变小。试验结束后浸水试样高度最小，浸盐试样其次，压缩试样最大，即试验结束后试样的变形量由大到小依次为浸水试验、浸盐试验、压缩试验。

（2）每级垂直压力施加后，试样高度呈现出短时间内快速降低，而后缓慢减小并逐渐趋于稳定。这主要是由土体内部力学与化学性质变化所导致，一方面荷载突然增大，土颗粒间的有效应力来不及传递，使得土体抗剪强度未能提高，上部荷载作用下的剪应力超过了土体的抗剪强度，另一方面土体中的孔隙水压力增大，水分子溶解盐分的量增加，使得土颗粒间盐分胶结骨架损失严重，这两方面因素导致垂直压力施加后试样快速发生大幅度沉降，但随着时间的推移，溶解盐分的敏感程度逐渐减弱，直至该级垂直压力下盐分完全溶解，变形基本结束，曲线趋于稳定。

（3）同一试样所施加的垂直压力越大，试样变形达到稳定值所需的时间越长。由于垂直压力越大，土颗粒间的相对位移越大，且孔隙水压力的消散和有效应力传递所需的时间越长，土体内部结构达到稳定状态越慢，所以试样达到变形稳定的时间也就越长。

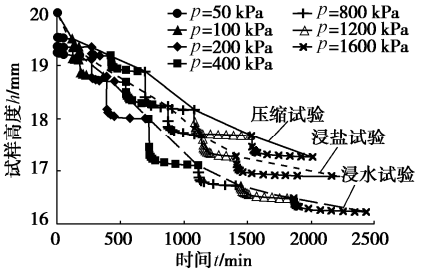


图 5 不同试验中试样高度时程曲线（θ=14 g/kg）

Fig. 5 Time-history curves of sample height in different tests（θ=14 g/kg）

图 6 为浸水试验不同 NaCl 含量的试样高度变化曲线。可见，同一 NaCl 含量下试样的高度随垂直压力的增加逐渐降低，在垂直压力小于 800 kPa 时，试样高度降低较陡，在垂直压力大于 800 kPa 后，试样高度降低相对平缓。相同试验条件下试样稳定后的高度变化曲线随 NaCl 含量的增加逐渐向下移动，即 NaCl 含量较高的试样高度降低得较多，变形量较大。

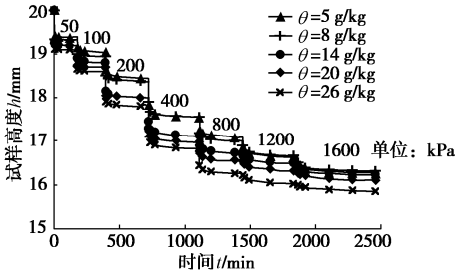


图 6 不同 NaCl 含量浸水试验试样高度的时程曲线

Fig. 6 Time-history curves of sample height with different NaCl contents in pure water immersion tests

3 结　　论

（1）基于黄土湿陷试验的思路，提出了原含水率、浸纯水和浸饱和 NaCl 溶液三种黄土压缩试验方法，将浸饱和 NaCl 溶液与原含水率压缩试验的变形差值和浸纯水与浸饱和 NaCl 溶液试验的变形差值分别定义为湿陷量和溶陷量，从而很好地将湿陷和溶陷区分开，该方法操作简单、方便可行。

（2）当 NaCl 含量为 10 g/kg 左右时，溶陷作用与湿陷作用基本一致；随 NaCl 含量的增加试样变形的主导因素由湿陷作用转向溶陷作用；随 NaCl 含量的增加，峰值溶陷系数近似呈幂函数增大，峰值湿陷系数呈线性减小，溶陷起始压力近似呈指数减小。

（3）三种试验的峰值垂直压力均为 400 kPa；在垂直压力大于 800 kPa 后，变形系数基本达到稳定；试样高度在垂直压力施加后呈现出先快速降低、后缓慢减小并趋于稳定的趋势，垂直压力越大，试样稳定越慢。

参考文献：

[1] 张爱军, 邢义川, 胡新丽, 等. 伊犁黄土强烈自重湿陷性的影响因素分析[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(增刊 2): 117－122. (ZHANG Ai-jun, XING Yi-chuan, HU Xin-li, et al. Influence factors of strong self-weight collapsibility of Ili loess[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(S2): 117－122. (in Chinese))

[2] 孙德安, 张谨绎, 宋国森. 氯盐渍土土–水特征曲线的试验研究[J]. 岩土力学, 2013, **34**(4): 955－960. (SUN De-an, ZHANG Jin-yi, SONG Guo-seng. Experimental study of soil-water characteristic curve of chlorine saline soil[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(4): 955－960. (in Chinese))

[3] 蔡正银, 吴志强, 黄英豪, 等. 含水率和含盐量对冻土无侧限抗压强度影响的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(9): 1580－1586. (CAI Zheng-yin, WU Zhi-qiang, HUANG Ying-hao, et al. Influence of water and salt contents on strength of frozen soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(9): 1580－1586. (in Chinese))

[4] 颜荣涛, 赵续月, 于明波, 等. 盐溶液饱和黏土的等向压缩特性[J]. 岩土力学, 2018, **39**(1): 129－138. (YAN Rong-tao, ZHAO Xu-yue, YU Ming-bo, et al. Isotropic compression characteristics of clayey soil saturated by salty solution[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, **39**(1): 129－38. (in Chinese))

[5] 张爱军, 王毓国, 邢义川, 等. 伊犁黄土总吸力和基质吸力土水特征曲线拟合模型[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(6): 1040－1049. (ZHANG Ai-jun, WANG Yu-guo, XING Yi-chuan, et al. SWCC fitting models of total and matrix suction for Ili loess[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(6): 1040－1049. (in Chinese))

[6] 高树森, 师永坤. 碎石类土盐渍化评价初探[J]. 岩土工程学报, 1996, **18**(3): 96－99. (GAO Shu-sen, SHI Yong-kun. Preliminary study on salinization evaluation of gravelly soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1996, **18**(3): 96－99. (in Chinese))

[7] 杨晓华, 张志萍, 张莎莎. 高速公路盐渍土地基溶陷特性离心模型试验[J]. 长安大学学报(自然科学版), 2010, **30**(2): 5－9. (YANG Xiao-hua, ZHANG Zhi-ping, ZHANG Sha-sha. Centrifugalize model test on dissolve collapse of saline soil under expressway[J]. Journal of Chang'an University(Natural Science Edition), 2010, **30**(2): 5－9. (in Chinese))

[8] 宋通海. 氯盐渍土溶陷特性试验研究[J]. 公路, 2007(12): 191－194. (SONG Tong-hai. Test and research on collapsibility of chlorine saline soil[J]. Highway, 2007(12): 191－194. (in Chinese))

[9] 梁维云, 韦昌富, 颜荣涛, 等. NaCl 溶液饱和膨胀土的压缩特性及其微观机制[J]. 岩土力学, 2019, **40**(12): 4759－4766. (LIANG Wei-yun, WEI Chang-fu, YAN Rong-tao, et al. Microstructure and compression characteristics of NaCl solutions saturated expansive soil[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, **40**(12): 4759－4766. (in Chinese))

（编校：明经平）

DOI：10.11779/CJGE2020S2013

NS-2型水平单向离心机振动台研制及性能验证

顾行文，任国峰*，王年香，徐光明
（南京水利科学研究院岩土工程研究所，江苏 南京 210024）

摘 要：基于土工离心机振动台系统的动力离心模型试验技术是公认的研究岩土工程地震问题最为有效、最为先进的研究方法和试验技术，其原理在于通过土工离心机的高速旋转，恢复与原型相同的自重应力水平，然后借助于离心机振动台系统再现原型在实际应力条件下的真实动力反应。为此，主要介绍了南京水利科学研究院研制成功的NS-2型离心机振动台系统设计关键技术和性能指标，可在80*g*重力加速度下开展有效负重小于500 kg水平单向地震动响应模拟。通过某沥青混凝土心墙砂砾石坝动态离心模型试验，初步验证了离心机振动台系统性能指标，完全满足工程实际需要。

关键词：离心机；振动台；性能评价；模型试验
中图分类号：TU411.8 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－4548(2020)S2－0072－05

作者简介：顾行文(1981—)，男，高级工程师，主要从事土工静动力离心模型试验研究。E-mail: xwgu@nhri.cn。

Development and performance tests on NS-2 horizontal unidirectional centrifugal shaker

GU Xing-wen, REN Guo-feng, WANG Nian-xiang, XU Guang-ming
(Department of Geotechnical Engineering, Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210024, China)

Abstract: The dynamic centrifuge model test technology based on the geo-centrifugal shaking table system is the most effective and advanced research method and test technology for geotechnical engineering seismic problems. The principle is that the real dynamic response of the prototype under the actual stress condition can be reproduced by means of the centrifugal shaking table system installed on the centrifuge, which is used to restore the same stress level with the prototype. The key design technology and performance index of the NS-2 centrifugal shaker system are mainly introduced, which can simulate the horizontal unidirectional seismic response with effective load less than 500 kg under 80*g*. The performance index of the centrifugal shaker system is preliminarily verified by the dynamic centrifugal model tests on a rockfill dam with asphalt concrete core, which completely meets the practical needs of the project.

Key words: centrifuge; shaking table; performance evaluation; model test

0 引 言

中国属多震国家，很多大型水利工程兴建在强震地区，在地震作用下，它们可能发生裂隙、下沉、坍塌甚至破坏，不仅将对工程本身造成损失，而且会带来巨大的次生灾害，后果十分严重，因此，有关地震方面的研究历来受到重视。

分析表明，目前研究地震破坏的方法大致可分为3类：一是数值模拟，其计算结果受计算参数和本构数学模型的影响很大；二是现场灾后调查，通过对地震现场破坏现象的调查，研究分析地震的破坏机理及抗震措施，由于实际地震的时空不确定性和复杂性，这类研究比较表观，不能重复，且无法取得地震全过程实测资料与数值分析结果进行相互验证；三是振动台试验方法，常规地面上的振动台模型试验由于无法模拟岩土材料的重力作用，因此多用于刚性材料的结构试验，而采用离心机振动台，则可以在原型应力条件下，在模型底部产生可控制的地震波，从而可以通过各种监测手段直接获得地震引起的岩土结构物的动力变形和稳定特性。因此土工离心机振动台被国内外岩土工程界认为是最有效的地震模拟试验手段，通过与数值模拟分析相互补充和验证，可以提高土工抗震研究水平，解决相关的岩土工程抗震问题[1-6]。

鉴于离心机振动台在抗震研究方面的突出优势，南京水利科学研究院在2002年自行研制了中国第一台NS-1型电液式土工离心机振动台[7]，并利用该振动

基金项目：国家重点研发计划课题（2017YFC0404905）；中国地震局地震工程与工程振动重点实验室开放基金项目（2019D23）；中央级公益性科研院所基本科研业务费专项资金项目（Y319001，Y319002）
收稿日期：2020－08－07
*通信作者（E-mail: gfren@nhri.cn）

台研究了某混凝土面板堆石坝体的地震加速度反应特性、面板应变反应特性、坝体的变形特性等[4]。试验结果表明，该离心机振动台能满足岩土工程地震问题研究的要求，提供了一个非常有效的研究手段，可在工程实际中大力推广应用。

为了更好地满足科研和工程需要，南京水利科学研究院在此基础上研制了性能更可靠、技术指标更先进的 NS-2 型离心机振动台系统。本文主要介绍了该设备的设计关键技术和性能指标，给出其主要功能特点和技术参数。通过开展某沥青混凝土心墙砂砾石坝动态离心模型试验，初步验证了离心机振动台系统性能指标。

1　离心机振动台系统概况

1.1　系统总体结构

NS-2 型离心机振动台是由南京水利科学研究院和中国工程物理研究院联合研制，采用电液伺服液压驱动，实现水平单向振动（垂直于离心机转臂），如图 1 所示。主要由机械系统、液压系统、伺服控制系统、动态数据采集系统及离心模型试验辅助设备等组成，其中液压系统是系统的动力机构，机械系统提供负载运动支承以及试验体安放平台，伺服控制系统完成地震波形的模拟加载控制，系统组成如图 2 所示。

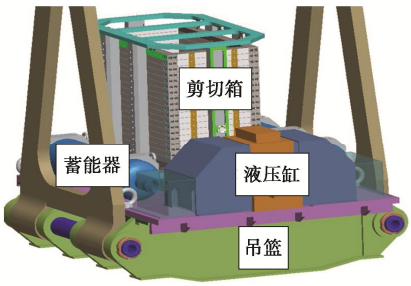


图 1　离心机振动台示意

Fig. 1 Sketch of centrifuge shaking table

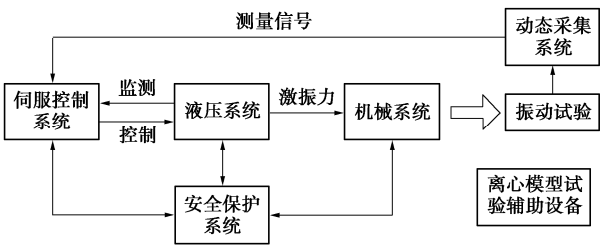


图 2　离心机振动台组成

Fig. 2 Components of centrifuge shaking table

1.2　主要技术参数

根据离心机振动台模型试验研究的国内现状和所配置的土工离心机运行情况，同时考虑到土木和水利工程的实际情况，设计采用如下技术参数：

a) 振动方向：一维水平振动（垂臂向）；

b) 驱动方式：液压（蓄能器）驱动；

c)最大振动加速度：a_{max}=20g；最大速度：V_{max}=0.5 m/s；最大振动幅值：A_{max}=5 mm；

d) 最大振动时间：3 s

e) 频率范围：20～200 Hz；

f) 最大有效负载（含模型箱、模型、以及其它辅助装备）：M_{max}=500 kg；

g) 振动台控制：利用以太网通过滑环实现通讯；

h) 激振波形：地震波、随机波；

i) 最大离心加速度：80g。

2　主要部件的结构

2.1　机械系统

机械结构包括：滚柱导轨、振动台面、剪切模型箱、以及激振系统安装底板。

安装底板作为激振系统的安装基础，向下连接离心机吊篮、向上固定系统结构；滚柱导轨作为运动支承安装在底板上；振动台面通过滑块安装在滚柱导轨上，模型及模型箱作为振动负载安装在振动台面上。

2.2　液压系统

液压系统包括：伺服液压缸一套、蓄能器组一套、21 MPa 油源、以及离心机上的供油系统等。

液压缸安装在吊篮底板中轴线上，背负一台 MOOG 电液伺服阀为液压缸供油；在吊篮内布置一组小容量蓄能器作为伺服阀的进、回油及供油稳压配套设备，在离心机大臂上布置一组大容量蓄能器作为激振系统主油路的供油设备，重新配置 21 MPa 油源。如图 3 所示。

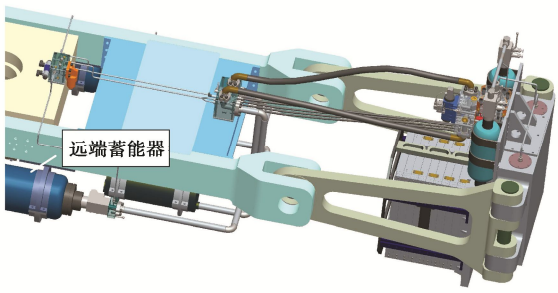


图 3　离心机振动台管路系统

Fig. 3 Piping of centrifuge shaking table

2.3　伺服控制系统

伺服控制系统包括：伺服驱动系统、上位控制系统、数据测量采集系统。伺服驱动系统布置在离心机上仪器仓内，包括伺服驱动器、运动控制器以及配套的供电设备，实现伺服液压缸的位移跟随控制，具有预设凸轮曲线跟踪、自动调零、自动标定等功能；上位控制系统放置在实验控制间，安装有地震波形再现

软件一套，实现地震波加速度振动波形的信号处理、地震波响应测量及控制，并具有试验数据和试验曲线的实时测量、屏显、存储、数据管理等功能，如图 4；试验数据测量采集系统由传感器及信号采集设备组成，为伺服控制、安全保护、试验数据分析提供支持。

图 4 波形控制系统

Fig. 4 Waveform control system

3 性能评价

3.1 试验介绍

在南京水利科学研究院 NHRI400 g·t 大型土工离心机和 NS-2 型离心机振动台上开展某沥青混凝土心墙砂砾石坝的动态离心模型试验，限于篇幅，这里只介绍坝体模型试验的部分结果。振动台和离心机总体布置见图 5。

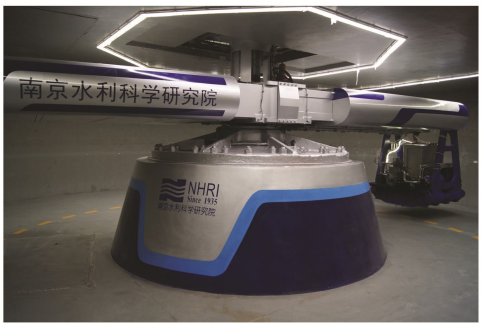


图 5 总体布置图

Fig. 5 General layout

从目前来看即使用世界最大的离心机要等比尺模拟全部的坝体仍然是不可能的，因此，本项研究采用不等比尺的离心模型试验方法，即模型几何比尺η_l小于加速度比尺的倒数$1/\eta_g$，振动台模型箱净尺寸为 700 mm×350 mm×650 mm（长×宽×高）。模型设计时取大坝标准剖面，按平面问题进行试验。模拟范围：竖向从建基面 2176 m 高程到坝顶 2304.5 m 高程，即整个坝高 128.50 m，顺河向取坝轴线上游 160 m、下游 155 m，共 315 m 宽。标准剖面的上游坝坡为 1∶2.75～1∶2.25，下游坝坡为 1∶1.8～1∶1.6；而模型模拟范围内上游坝坡为 1∶2.75～1∶2.5，下游坝坡为 1∶1.8～1∶1.7，不考虑马道和上坝公路，试验将上、下游坝坡简化成同一坡度，上游坝坡取 1∶2.75，下游坝坡取 1∶2.6。模型几何比尺η_l =1∶450，离心加速度比尺η_g=40。模型布置见图 6。

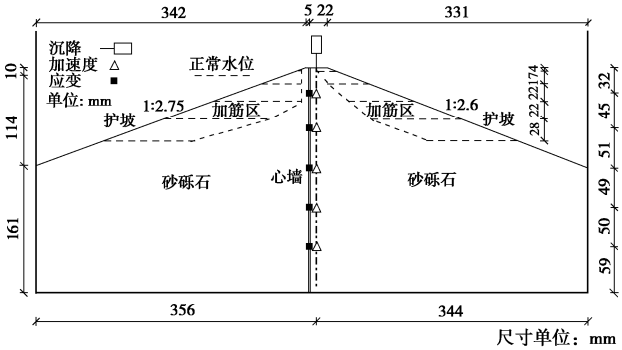


图 6 模型试验布置图

Fig. 6 Layout of model tests

本次试验输入波形为实际地震波，地震峰值加速度有 2 个：设计地震波 516.5g（50 a 超越概率 2%场地波），对应无抗震措施模型 M1 和有抗震措施模型 M3；校核地震波 643.3g（100 年超越概率 2%场地波），对应无抗震措施模型 M2 和有抗震措施模型 M4。模型试验所需筑坝材料取自现场，根据以往粒径效应研究成果，模型土料的限制粒径应小于土作用构件最小边长的 1/15～1/30，原型砂砾石料的最大粒径为 300 mm，离心振动台模型砂砾石料的限制粒径取为 20 mm，存在一个对超粒径颗粒进行处理的问题。依据《水电水利工程粗粒土试验规程》DL/T5356—2006，把原级配缩制成试验级配最常用的有相似级配法和等量替代法。根据现场检测级配曲线，用相似级配法与等量替代法相结合的方法确定砂砾石料的试验级配，如图 7 所示，其不均匀系数和曲率系数与现场料相近。沥青砼心墙采用有机玻璃板模拟，心墙厚度按抗弯刚度相似条件确定；模型护坡采用 1～2 mm 厚的砼，由于厚度较薄，不会影响坝体的变形或破坏；有抗震措施是指在筑坝材料区域铺设土工格栅，土工格栅采用纱窗模拟，抗拉强度要求满足相似条件，为了模拟实际工程中筑坝材料嵌入格栅的情形，模型格栅在铺设前，需要在上下面各刷一层胶，使其能够粘合少量的堆石料，从而可以模拟筑坝材料嵌入格栅的效果。

为了量测坝体地震加速度反应，在坝轴线上沿高程 2202.4，2224.8，2246.9，2269.8，2290.1 m 共布置 5 个加速度计，同时在坝顶布置 1 个激光位移传感器，测试坝体地震震陷。

3.2 结果分析

以下给出的所有试验结果均已根据模型相似律换算至原型。

（1）无抗震措施模型试验

a）坝体加速度反应

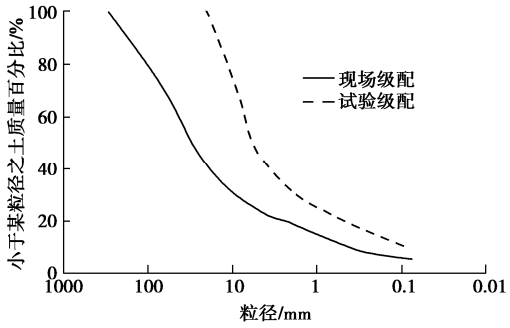


图 7 砂砾石料颗粒级配曲线

Fig. 7 Grain-size distribution curves of gravel

图 8 和图 9 分别给出了模型 M1 和 M2 对应的建基面原型场地波和试验实际输入波时程线，前者目标波峰值分别为 504.514g 和−510.21g，输入波峰值分别是 501.937g 和−523.127g；后者目标波峰值分别为 645.023g 和−644.977g，输入波峰值分别是 646.388g 和−649.306g，从中可以看出，波形的频响特性较为吻合，试验输入波形较好地再现了目标场地波。

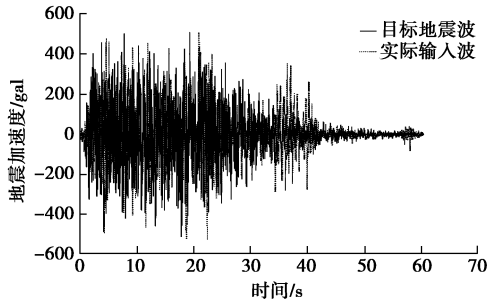


图 8 模型 M1 目标地震波和实际输入波时程曲线

Fig. 8 Time histories of target seismic waves and actual input waves for model M1

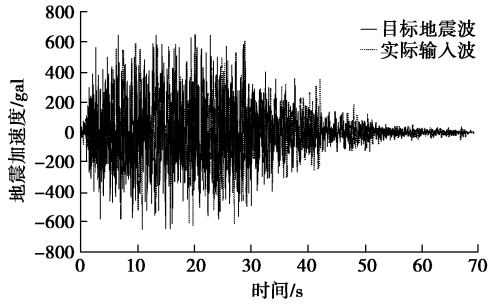


图 9 模型 M2 目标地震波和实际输入波时程曲线

Fig. 9 Time histories of target seismic waves and actual input waves for model M2

图 10 给出了无抗震措施情况下坝体在 2 种场地波条件下的最大加速度和放大系数随坝高的变化。

由此可知：①在基岩输入地震加速度的作用下，坝体地震加速度反应随着高程的增加而相应增大，呈现出明显的放大效应；②坝体加速度反应随坝高的变化可以按约 2/3 坝高为界，大致分成两个线性变化段，上部的加速度放大效应强于下部；③随着基岩输入地震加速度的增加，坝体加速度放大系数总体上略有减小；④无抗震措施情况下坝体坝顶地震加速度放大系数约为 2.7～3.0。

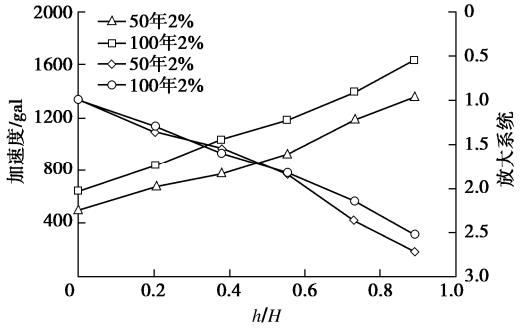


图 10 坝体坝轴线最大加速度和放大系数沿坝高分布

Fig. 10 Distribution of maximum acceleration and amplification coefficient of acceleration along dam height

b）坝体破坏模式

图 11 和图 12 分别表示无抗震措施情况坝体在设计地震波作用下（M1）和校核地震波作用下（M2）的破坏情况。

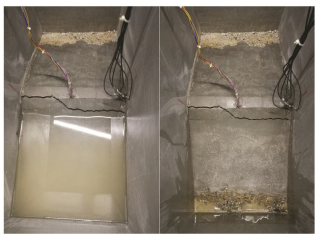


图 11 M1 坝体破坏

Fig. 11 Dam failure of M1

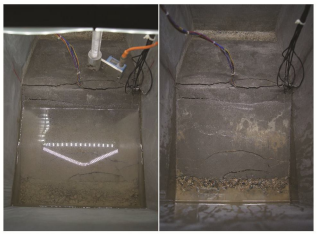


图 12 M2 坝体破坏

Fig. 12 Dam failure of M2

从上述试验照片可以看出：①无抗震措施情况坝体在设计地震波条件下，下游未发现明显破坏，上游出现了一定程度的坝体破坏；在蓄水位处可见明显的护坡开裂；②无抗震措施情况坝体在校核地震波条件下，下游未发现明显破坏，上游出现了较大程度的坝体破坏；在蓄水位处和坝顶处均有明显的护坡开裂。

（2）有抗震措施模型试验

图 13，14 分别给出了 2 种场地波条件下有抗震措施和无抗震措施坝体的最大加速度和放大系数随坝高的变化。

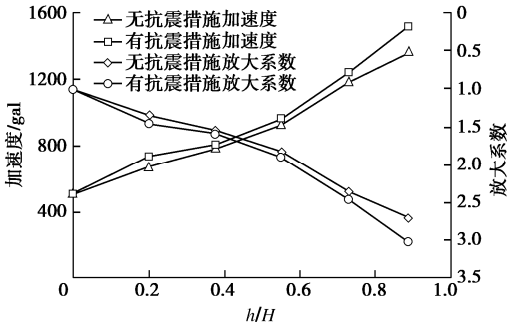


图 13 设计地震波作用下坝轴线加速度及放大系数分布

Fig. 13 Distribution of acceleration and amplification coefficient of acceleration under design seismic waves

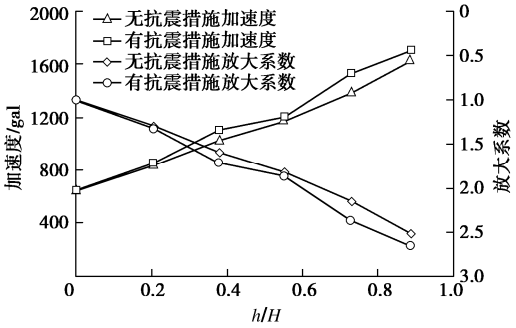


图 14 校核地震波作用下坝轴线加速度及放大系数分布

Fig. 14 Distribution of acceleration and amplification coefficient of acceleration under check seismic waves

由上述图中可以看出：①在基岩输入地震加速度的作用下，有抗震措施坝体地震加速度反应随着高程的增加而相应增大，呈现出明显的放大效应；②有抗震措施坝体加速度反应随坝高的变化可以按约 2/3 坝高为界，大致分成两个线性变化段，上部的加速度放大效应强于下部；③在抗震措施加固范围以下高程，有抗震措施和无抗震措施坝体的加速度放大效应大体一致；在抗震措施加固范围内，有抗震措施坝体的加速度放大效应略强于无抗震措施坝体；④有抗震措施坝体坝顶地震加速度放大系数约为 3.0～3.4。

从试验结果分析可知，离心机振动台较好地再现了在地震作用下坝体内部加速度动态响应规律及坝体失稳破坏模式，为工程设计部门提供了参考依据，进一步验证了 NS-2 型离心机振动台设计性能指标完全满足工程科研需要。

4 结 论

（1）介绍南京水利科学研究院 40 *g*·t 离心机振动台设计关键技术和性能指标，主要包括机械系统、液压系统、伺服控制系统，可为土工离心机振动台建设和规划提供参考。

（2）NHRI-40 *g*·t 离心机振动台的技术指标科学合理，设备的研制思路正确，波形控制系统可实现对目标波形的跟踪、调节和再现，目标波形和再现波形拟合度高；基于 Labview 编制的数据采集系统包括 16 个应变采集通道和 24 个电压采集通道，对试验数据进行实时测量、显示和存储。

（3）通过该离心机振动台测得国内某大坝的地震加速度响应分布表明，振动台的主要技术指标和性能达到了预期目的，完全能满足工程试验研究的需求。

参考文献：

[1] 侯瑜京. 土工离心机振动台及其试验技术[J]. 中国水利水电科学研究院学报, 2006, **4**(1): 15－22. (HOU Yu-jing. Centrifuge shakers and testing technique[J]. Journal of China Institute of Water Resources and Hydropower Research, 2006, **4**(1): 15－22. (in Chinese))

[2] 章为民, 日下部治. 砂性地基地震反应离心模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2001, **23**(1): 28－31. (ZHANG Wei-min, KUSAKABE O. Dynamic centrifuge model test of sandy layer[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2001, **23**(1): 28－31. (in Chinese))

[3] 张建民, 于玉贞, 濮家骝, 等. 电液伺服控制离心机振动台系统研制[J]. 岩土工程学报, 2004, **26**(6): 843－845. (ZHANG Jian-min, YU Yu-zhen, PU Jia-liu, el at. Development of a shaking table in electro-hydraulic servo-control centrifuge[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, **26**(6): 843－845. (in Chinese))

[4] 王年香, 章为民. 混凝土面板堆石坝动态离心模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2003, **25**(4): 504－507. (WANG Nian-xiang, ZHANG Wei-min. Dynamic centrifuge model test for concrete face rock fill dam[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2003, **25**(4): 504－507. (in Chinese))

[5] TAYLOR R N. Geotechnical Centrifuge Technology[M]. Glasgow: Blackie Academic and Professional, 1995.

[6] 王年香, 章为民. 土工离心模型试验技术与应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015. (WANG Nian-xiang, ZHANG Wei-min. Geotechnical Centrifuge Technology and Application[M]. Beijing: China Building Industry Press, 2015. (in Chinese))

[7] 章为民, 赖忠中, 徐光明. 电液式土工离心机振动台的研制[J]. 水利水运工程学报, 2002(1): 63－66. (ZHANG Wei-min, LAI Zhong-zhong, XU Guang-ming. Development of an electrohydraulic shake table for the centrifuge[J]. Hydro-science and Engineering, 2002(1): 63－66. (in Chinese))

（编校：黄贤沙）

DOI：10.11779/CJGE2020S2014

基于贝叶斯更新方法的尾矿坝材料参数随机反演

蒋水华[1, 2]，朱明明[1, 2]，曾绍慧[1, 2]，黄劲松[1, 2]，杨志刚[*1]，周创兵[1, 2]

（1. 南昌大学建筑工程学院，江西 南昌 330031；2. 江西省尾矿库工程安全重点实验室，江西 南昌 330031）

摘 要：为准确获得有限数据条件下的尾矿坝材料参数取值，在贝叶斯更新理论和有限元分析框架下，提出了考虑不确定性的尾矿坝材料参数随机反演方法。为提高参数随机反演分析的计算效率，利用随机多项式展开建立尾矿坝代表性监测点位移与输入参数之间的隐式函数关系。以某实际尾矿坝为例，基于有限的位移监测数据进行多层尾矿材料参数随机反演分析，说明了提出方法的有效性。结果表明，提出方法可以有效缩减尾矿坝材料参数的不确定性，准确推断尾矿坝材料参数的概率分布，并识别不同材料参数（弹性模量和泊松比等）对尾矿坝变形的影响程度。

关键词：尾矿坝；随机反演；贝叶斯方法；不确定性；监测数据

中图分类号：TU47 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－4548(2020)S2－0077－06

作者简介：蒋水华(1987—)，男，江西九江人，博士，副教授，主要从事水利水电岩土工程可靠度和风险控制方面的研究。E-mail: sjiangaa@ncu.edu.cn。

Stochastic back analysis of material parameters of tailings dams using Bayesian updating approach

JIANG Shui-hua[1, 2], ZHU Ming-ming[1, 2], ZENG Shao-hui[1, 2], HUANG Jin-song[1, 2], YANG Zhi-gang[1], ZHOU Chuang-bing[1, 2]

(1. School of Civil Engineering and Architecture, Nanchang University, Nanchang 330031, China; 2. Key Laboratory of Tailings Reservoir Engineering Safety of Jiangxi Province, Nanchang 330031, China)

Abstract: To obtain accurate values of the material parameters of tailings dams based on the limited data, a stochastic back analysis approach considering the uncertainties of the material parameters of tailings dams is proposed under the framework of Bayesian updating and finite element analysis. To improve the computational efficiency of back analysis, a polynomial chaos expansion is adopted to replace the implicit function between the displacements of tailing dams at the representative monitoring points and uncertain input parameters. A real tailings dam is taken as an example to demonstrate the effectiveness of the proposed approach for stochastic back analysis of parameters of multi-layered tailings materials based on the monitoring data of displacements. The results indicate that the proposed approach can effectively reduce the estimation in the uncertainties of the material parameters of tailings dams, accurately infer the probability distributions of the material parameters, and identify the influence degree of different material parameters (e.g., elastic modulus, Poisson's ratio) on the deformation of the tailings dams.

Key words: tailings dam; stochastic back analysis; Bayesian approach; uncertainty; monitoring data

0 引 言

中国地域辽阔，山脉众多，矿产资源十分丰富，矿石经过冶炼获得有用成分之后，会产生大量无法利用的尾矿，尾矿中富含重金属及有毒有害物质，为防止其任意排放造成大面积环境污染，一般需建立尾矿库集中对其进行存放。随着社会经济的快速发展，大量矿山被开采利用，尾矿库数量和规模也随之增加，目前我国尾矿库数量已有上万座，其中95%的尾矿库采用上游法筑坝。近年来，受到地震、降雨等的影响，尾矿库溃坝灾害频繁发生，危害十分严重，尤其是头顶库，对下游人民生命财产具有重大的威胁。

为保证尾矿坝渗流、变形及稳定性分析的准确性，合理确定尾矿材料的取值尤为重要。目前尾矿材料参数取值通常是通过三轴试验、共振柱试验和动单剪试验等室内试验获得。虽然通过试验测得的尾矿坝材料参数相对准确，能够较好反映尾矿材料的力学特性，但是费时费力，容易受到试验人员素质及试验数据处理方法的影响，导致参数取值与客观实际之间存

基金项目：国家自然科学基金项目（41972280，41867036）；江西省自然科学基金项目（20181ACB20008，20192BBG70078，2018ACB21017）

收稿日期：2020－09－01

*通信作者（E-mail: yzgchm@163.com）

在误差[1]。相比之下，将现场实测数据与反演分析有机结合为确定尾矿坝材料参数取值提供了一条有效的途径[2-7]。如林旭等[2]运用 BP 神经网络模型基于实测数据对其尾矿坝内部初始地应力进行反演分析。徐维生等[3]通过实测水头数据对尾矿坝渗透系数进行反演分析，为尾矿坝的安全运行和加高分析提供了数据来源。任赞松[4]对洛阳大沟河尾矿库材料参数进行反演分析和溃坝模拟，为特大型尾矿库安全运营管理提供了第一手基础数据。李彪[5]依据现场勘查数据对尹庄尾矿坝进行渗流场反演分析。Bharat 等[6]通过反演分析方法确定了尾矿材料压缩模量。金佳旭[7]通过 Fortran 语言和 VC++技术开发了尾矿砂孔压增长模型参数反演软件，对尾矿砂孔压增长应变模型进行参数计算，为研究尾矿库动力特性提供了基础资料。上述参数反演研究提高了尾矿材料取值精度，为尾矿坝安全运营提供了数据来源，但是大多将尾矿材料考虑为单一土层，忽略了尾矿材料参数不确定性的客观存在，均属于确定性反演分析范畴。

尾矿坝由于长期经受多循环水力充填及固结沉降作用，其物质组成和内部结构会发生一定的变化，尾矿材料存在较大的离散性和时空变异性。同时现场实测数据又非常有限，在获取尾矿材料参数时存在一定的测量误差和统计误差[8-9]。本文结合贝叶斯更新理论和有限元分析提出了考虑不确定性的尾矿材料参数随机反演方法，以实际尾矿坝工程为例，基于有限的位移监测数据对多层尾矿材料参数进行随机反演分析，推断尾矿坝材料参数的概率分布，并识别不同材料参数（弹性模量和泊松比等）对尾矿坝变形的影响程度。

1 尾矿坝材料参数随机反演方法

尾矿坝材料参数普遍存在一定的时空变异性、测量误差和统计误差[8-9]。为获得精确的尾矿坝稳定性评估结果，需要从特定的场地收集现场试验数据及监测数据等进行参数概率反演分析来确定尾矿坝材料参数取值，这一过程可以通过贝叶斯分析估计参数的后验概率分布函数 $f''_X(\boldsymbol{x})$。根据贝叶斯理论，$f''_X(\boldsymbol{x})$ 的计算表达式为[10-11]

$$f''_X(\boldsymbol{x}) = aL(\boldsymbol{x})f'_X(\boldsymbol{x}) \quad 。 \tag{1}$$

式中 $f'_X(\boldsymbol{x})$ 表示尾矿材料参数的先验联合概率密度函数；a 为比例常数，以保证在 $\boldsymbol{X}$ 的整个区域上对 $f''_X(\boldsymbol{x})$ 的积分为 1.0；$L(\boldsymbol{x})$为似然函数，表示在已知材料参数 $\boldsymbol{x}$=$\boldsymbol{X}$ 前提下场地信息事件发生的概率。然而，一般情况下式（1）没有解析解，需要数值求解，本文采用 Straub 等[10]于 2015 年提出的基于结构可靠度分析的贝叶斯更新方法，有效求解计算 $f''_X(\boldsymbol{x})$ 数值解。该方法是将似然函数定义为一个新的失效区域来建立结构可靠度与贝叶斯更新之间的关系，将复杂的贝叶斯更新问题转化为一个等效的结构可靠度问题。然后采用子集模拟[12]求解该等效的结构可靠度问题。首先，需要基于似然函数与似然函数有关的常数 v，定义一个新的场地信息失效区域 Ω_X：

$$\Omega_X = \{Z = w - vL(\boldsymbol{x}) < 0\} \quad , \tag{2}$$

式中，w为[0，1]均匀分布随机变量的模拟值，v为似然函数乘子。为了保证获得的样本服从目标概率分布，对所有的$\boldsymbol{x}$，都要满足$vL(\boldsymbol{x})$≤1.0。

接着，采用子集模拟求解式（2）所示的等效的结构可靠度问题，其中驱动变量Z与似然函数乘子v有关，子集模拟计算之前需要提前确定v值，v值的确定对参数随机反演计算精度和效率有重要的影响。为了保证计算精度和效率同时达到最佳，文献[11，13]将场地信息失效区域 Ω_X 调整为

$$\Omega_X = \left\{ \ln\left[\frac{L(\boldsymbol{x})}{w}\right] > -\ln v \right\} \quad 。 \tag{3}$$

相应的子集模拟驱动变量Z调整为

$$Z = \ln\left[\frac{L(\boldsymbol{x})}{w}\right] \quad 。 \tag{4}$$

驱动变量 Z 采用自然对数的形式是为了加快计算速度，则式（2）所示的目标失效区域转换为 $\Omega_X = \{Z > b\}$，对应的阈值 b 定义为

$$b = -\ln v \quad 。 \tag{5}$$

改进的贝叶斯更新方法虽然无需提前确定 v 值，但是合理确定阈值 b 的值尤为重要。为了推断获得参数后验概率分布，b 必须要大于 $b_{\min}$[11, 13]，$b_{\min}$ 的计算表达式为

$$b_{\min} = -\ln v_{\max} = \ln\left[\max_{\boldsymbol{X}} L(\boldsymbol{x})\right] \quad , \tag{6}$$

虽然 $b_{\min}$ 事先也不得知，但是这并不影响后续子集模拟计算和参数随机反演分析，可将 $P(Z > b)$表达为一系列较大的中间事件条件概率的乘积：

$$P(\Omega_X) = P(Z > b) = P(\Omega_{X_1}) \prod_{i=2}^{m} P(\Omega_{X_i} \mid \Omega_{X_{i-1}}) \quad 。 \tag{7}$$

式中 $P(\Omega_{X_1})$ 为 Ω_{X_1} 的发生概率；$P(\Omega_{X_i} \mid \Omega_{X_{i-1}})$ 为在 $\Omega_{X_{i-1}}$ 发生的条件下 Ω_{X_i} 发生的概率，i =1, 2, ⋯, m，m 为子集模拟达到失效区域 Ω_X 所需模拟的层数。中间事件 $\Omega_{X_i} = \{Z > b_i\}$，$b_i$ 为临界阈值。随着子集模拟层

数的增加，当第 m 层子集模拟阈值 $b_i>b_{\min}$ 时，表示达到目标失效区域可终止子集模拟计算，然后从子集模拟最后一层中提取失效样本。

另外，为保证从第 i 层子集模拟中获得的失效样本服从目标概率分布，必须同时满足 $vL(\boldsymbol{x})$不大于 1.0 和 $b_i>b_{\min}$ 这两个条件，即

$$e^{-b_i}L(\boldsymbol{x})<e^{-b_{\min}}L(\boldsymbol{x})\leqslant 1.0 \quad 。 \tag{8}$$

若 $B_i=\left\{e^{-b_i}L(\boldsymbol{x})>1.0\right\}$ 趋于空集，相应的概率 $P(B_i)$ 接近于 0，则式（8）便无条件满足，可终止子集模拟计算，从最后一层提取失效样本，推断尾矿坝材料参数后验概率分布并估计其后验统计特征。

式（1）中的似然函数表示尾矿坝材料参数与观测样本之间的概率关系以及实测数据与后验分布之间的联系，用于刻画场地信息。似然函数表示当尾矿材料参数取某一特定值时，与现场实测数据发生的概率成正比。对于不同类型的观测样本，需要建立多个与之对应的似然函数。当已知某点位移监测数据时，表征尾矿材料参数与位移监测样本之间概率关系的似然函数可构建为[14]

$$L(\boldsymbol{x})=\varphi\left\{\left[d-u(\boldsymbol{x})\right]/\sigma_\varepsilon\right\}/\sigma_\varepsilon \quad 。 \tag{9}$$

式中　d 为某监测点的位移监测值；$u(\boldsymbol{x})$为通过数值模拟软件或代理模型计算的某监测点的位移值；ε 为测量误差，通常模拟为均值为 0 标准差为某一常数 σ_ε 的正态分布[14]；$\varphi(.)$为标准正态概率密度函数。当有多个点的位移监测数据时，应建立包含多个点监测数据相关性的联合似然函数为[11]

$$L(\boldsymbol{x})=\frac{1}{\sqrt{(2\pi)^q\left|\sum_d\right|}}\exp\left\{-\frac{1}{2}\left[d-u(\boldsymbol{x})\right]^{\mathrm{T}}\sum_d^{-1}\left[d-u(\boldsymbol{x})\right]\right\}, \tag{10}$$

式中，d 为实测得到的某点位移值，q 为实测样本量大小，协方差矩阵 $\sum_d$ 构成为

$$\sum_d=\begin{bmatrix}\sigma_{\varepsilon_1}^2 & \cdots & \sigma_{\varepsilon_1}\rho_{\varepsilon_1,\varepsilon_q}\sigma_{\varepsilon_q}\\ \vdots & \vdots & \vdots\\ \sigma_{\varepsilon_q}\rho_{\varepsilon_1,\varepsilon_q}\sigma_{\varepsilon_1} & \cdots & \sigma_{\varepsilon_q}^2\end{bmatrix}, \tag{11}$$

其中，$\rho_{\varepsilon_i,\varepsilon_j}$ 表示不同点处监测数据测量误差之间的相关系数，为简化计算，取 $\rho_{\varepsilon_i,\varepsilon_j}=0$（$i\neq j$）来推断参数后验分布。当然也可以将测量误差模拟为随机场，采用自相关函数及不同监测点的位置来计算测量误差之间的相关系数。

2　工程案例

2.1　尾矿坝基本概况

某实际尾矿坝[15]位于吉林省，该尾矿库与矿场的南侧紧密相连，最低海拔标高 360 m 左右，地处山区丘陵。库区位于东北，属于温带大陆性气候，年平均温度较低为 5℃，年均降雨量 649.6 mm。该尾矿库按照上游法建造，属于山谷型尾矿库，设计等别为三等尾矿库，初期坝采用堆石体砌筑，初级坝顶高程 410 m，宽 4 m，内坡与外坡比均为 1∶2，坝基处高程为 403 m。尾矿材料逐级往上堆积，堆积到最大坝高时的库容为 5800×10^4 m³，该尾矿库仍在运行当中，目前坝顶高程为 470 m。计算模型长度为 690 m，最低高程为 367 m，具体剖面见图 1。受管道水力冲击影响，一般越靠近输送口位置的尾矿材料越粗糙，越远离管口越细。在堆积某一层尾矿材料时，管口位置的移动也是随机的，排放一次就会形成小山包，向四处滑落，从而形成了尾矿材料之间错综复杂的关系。将尾矿材料概化为粗砂、细砂、粉砂、粉土 4 种土层，尾矿材料名称及分布见图 2。

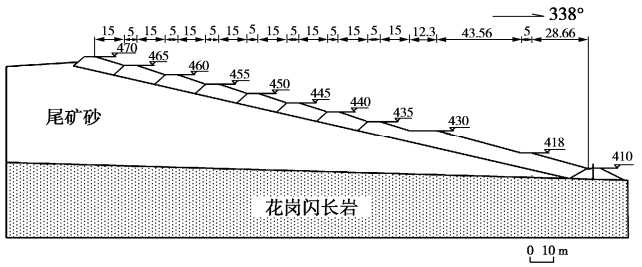


图 1　尾矿坝剖面图

Fig. 1 Profile of tailings dam

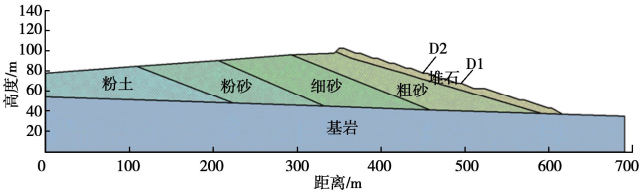


图 2　尾矿坝有限元模型及监测点布置

Fig. 2 Finite element model for tailings dam and layout of monitoring points

2.2　计算模型及参数统计特征

采用岩土工程有限元应力应变分析软件 GEOSTUDIO 中的 SIGMA/W 模块[16]对黑山尾矿坝建立有限元模型，基岩下方是坚固岩石，可将基岩底部简化成水平线。有限元模型共离散了 53425 个单元和 52723 个节点。采用三角形和四边形网格，网格尺寸为 1 m。先使用线弹性材料模型进行自重作用下尾矿坝原位分析，再将尾矿材料视为弹塑性模型进行荷载变形分析。位移监测点分布在 430 和 445 子坝上，各布置 1 个监测点，具体位置如图 2 所示。整个尾矿坝模型上部不施加任何约束，水平方向设置 x 方向的位

移约束，基岩底部设置 x，y 方向的位移约束。

根据大黑山尾矿库岩土工程勘察报告，充分考虑放矿形式、时间效应和尾矿特性，并且参考借鉴前人学者对尾矿坝材料参数的试验研究成果，获得了不同尾矿材料物理力学参数取值，如表 1 所示。

表 1 尾矿材料物理力学参数

Table 1 Physicomechanical parameters of tailings materials

土层	弹性模量/MPa	泊松比	黏聚力/kPa	内摩擦角/(°)	重度/(kN·m^{-3})
堆石	120	0.22	42.0	35	21.5
粗砂	50	0.30	7.9	32	22.3
细砂	40	0.30	8.1	28	21.5
粉砂	40	0.30	9.0	25	21.8
粉土	30	0.35	9.7	29	20.2
基岩	7700	0.28	30000	51	24.0

尾矿坝堆积过程中处于无其他荷载，只受重力作用的影响，尾矿坝材料主要是粗砂、粉砂等，发生变形所涉及到的主要参数应为刚度参数，故选取不同尾矿坝材料的弹性模量与泊松比来进行随机反演分析。基岩基本不发生变形，故在参数随机反演中不考虑基岩的作用，只对粗砂、细砂、粉砂、粉土、堆石体的刚度参数进行随机反演分析。尾矿坝弹性模量与泊松比的先验均值和变异系数借鉴相关土体材料参数资料及相关文献[8-9]取值，不同尾矿材料参数（弹性模量、泊松比）均假设服从对数正态分布，先验均值和变异系数如表 2 所示。

2.3 应力变形分析

尾矿坝由尾矿材料逐级堆积形成的，堆积时先设置堆石体，防止后续堆积尾矿材料溢出。在堆积尾矿时，由堆积点向四周扩散，对周围有加载作用，进行尾矿坝变形分析时，以尾矿坝堆积高度 470 m 作为基准。通过计算分析发现 x 方向位移呈现上游小，下游较大的趋势，子坝以下部分 x 方向位移最大可达 68 mm，整个库区呈非对称形态，符合尾矿坝上游有库区阻挡，向下游滑动的趋势。在自重作用下，尾矿坝高程越高，y 方向沉降量越大，在坝顶位置 y 方向最大沉降值可达 720 mm。故在自重作用下，尾矿坝总体呈现向下沉降，并向下游微小滑动的趋势。

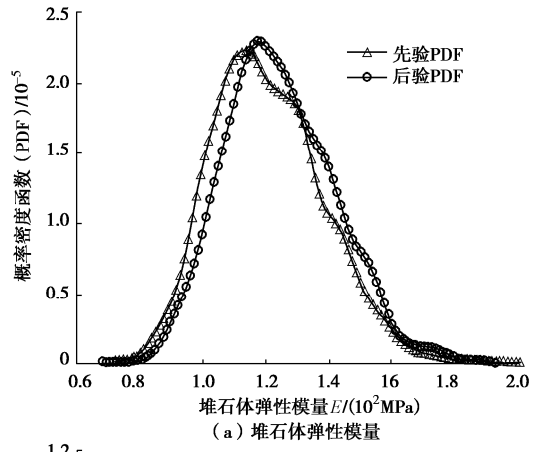
2.4 参数随机反演分析

参数随机反演分析过程中通常需要进行大量的有限元计算尾矿坝代表性监测点的位移值构建似然函数，为提高反演分析计算效率，在进行尾矿材料参数随机反演分析之前，采用 3 阶 Hermite 随机多项式展开建立 2 个监测点处尾矿坝位移的代理模型[17]。接着根据文献[18]，取测量误差标准差 σ_ε = 2.0 mm，基于获取 430 子坝 D1 监测点和 445 子坝 D2 监测点的位移值（70.6，220.35 mm）构建似然函数。进而采用提出方法推断不同尾矿材料弹性模量与泊松比的后验统计特征及概率分布。其中，贝叶斯更新中每层子集模拟样本数目为 2000，条件概率取 10%，重复独立计算 10 次子集模拟，取均值作为最终的计算结果[11]。5 种尾矿材料中，粗砂弹性模量的概率密度函数变化最大，细砂次之，而堆石体、粉砂、粉土弹性模量的概率密度函数变化很小，如图 3 所示。表明融合现场位移监测数据进行参数随机反演分析之后，堆石体、粉土和粉砂弹性模量的不确定性并没有得到有效缩减，这是因为粉土、粉砂距离监测点较远，因而对基于监测点位移的弹性模量随机反演的影响较小；而堆石体因为其弹性模量较大，自身变形量较小，所以也对这两监测点尾矿坝的变形影响较小。相比之下，不同尾矿材料的泊松比的概率密度函数也基本没有变化，说明泊松比对尾矿坝变形的影响程度较小。同时，表 2 进一步比较了不同尾矿材料弹性模量与泊松比先验和后验统计特征。由表 2 可见，粗砂、细砂弹性模量变异系数均有不同程度的缩减，其中粗砂弹性模量变异系数缩减的程度最大，进一步说明通过融合位移监测数据进行参数随机反演分析能够更加准确地表征尾矿坝材料参数的不确定性。

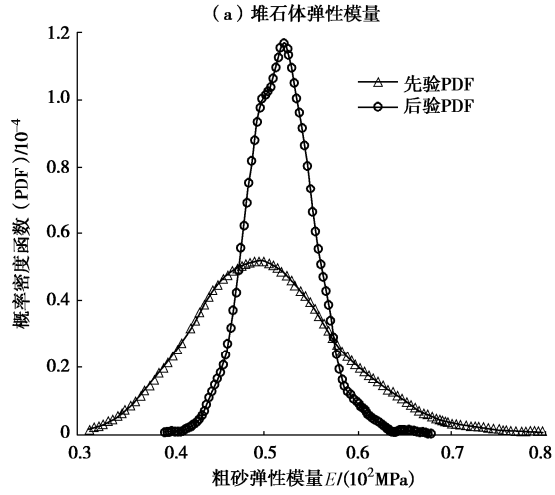
表 2 不同尾矿材料参数先验和后验统计特征的比较

Table 2 Comparison of prior and posterior statistics of parameters of tailings materials

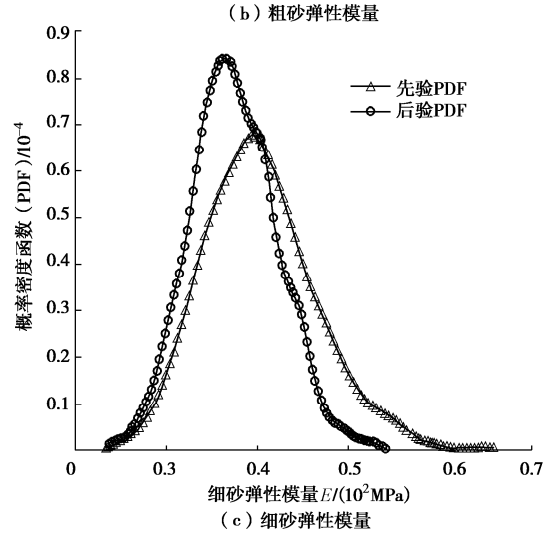
土层	弹性模量先验信息		弹性模量后验信息		泊松比先验信息		泊松比后验信息	
	均值/MPa	变异系数	均值/MPa	变异系数	均值	变异系数	均值	变异系数
堆石	120	0.15	124.40	0.144	0.22	0.1	0.221	0.100
粗砂	50	0.15	51.779	0.069	0.30	0.1	0.299	0.087
细砂	40	0.15	37.330	0.129	0.30	0.1	0.285	0.091
粉砂	40	0.15	39.871	0.150	0.30	0.1	0.302	0.099
粉土	30	0.15	30.221	0.149	0.35	0.1	0.350	0.100



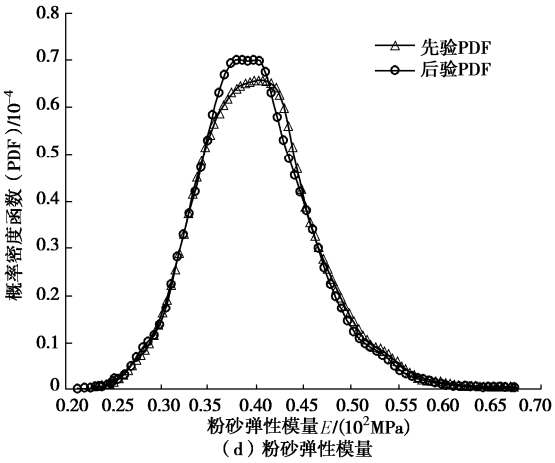
（a）堆石体弹性模量



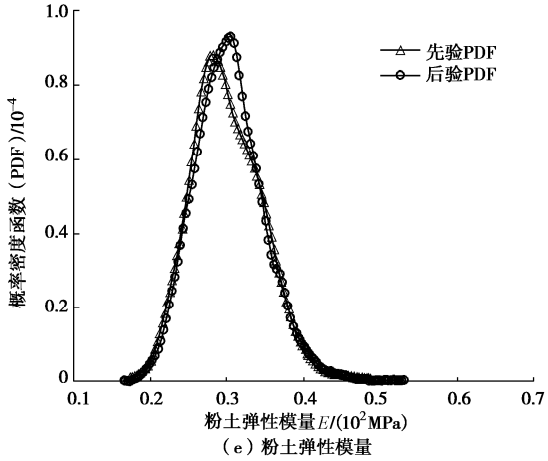
（b）粗砂弹性模量



（c）细砂弹性模量



（d）粉砂弹性模量



（e）粉土弹性模量

图 3 不同尾矿材料弹性模量先验和后验概率密度函数的比较

Fig. 3 Comparison of prior and posterior probability density functions of elastic modulus of tailings materials

3 结　　论

本文在贝叶斯更新理论和有限元分析框架下提出了考虑不确定性的尾矿材料参数随机反演方法。基于有限的位移监测数据，对某实际尾矿坝 5 种材料参数进行随机反演分析。

（1）基于 2 个监测点的位移的数据进行尾矿坝材料参数随机反演，发现监测点的位置对参数随机反演有较大的影响，距离监测点较远的粉土、粉砂反演之后弹性模量与泊松比的概率分布基本不变，而离监测点位较近的粗砂、细砂经反演之后弹性模量与泊松比的不确定性有明显的缩减。另外，堆石体的泊松比和弹性模量的概率分布也几乎没有变化，这是因为堆石体本身的弹性模量较大，自身变形较小。

（2）提出方法可以有效基于位移监测值对尾矿坝 5 种材料进行参数随机反演分析，获得的粗砂、细砂弹性模量的变异系数的缩减程度明显大于泊松比，说明弹性模量对尾矿坝的变形影响程度更大。提出方法还可拓展到土石坝、堤防等水工岩土结构参数随机反演中，为确定有限数据条件下材料参数取值提供有效的工具。

参考文献：

[1] 李康宏, 邓祥辉, 何　萌, 等. 基于钻孔资料的某尾矿坝渗透系数反演分析有限元模型建立[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, **23**(增刊 1): 4329－4332. (LI Kang-hong, DEGN Xiang-hui, HE Meng. et al. The finite element model of permeability inversion analysis for a tailings dam based on borehole data is established[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, **23**(S1): 4329－4332. (in Chinese))

[2] 林 旭, 茆福文, 张 巍, 等. 尾矿坝初始地应力反演研究[J]. 水利技术监督, 2020(1): 198－201. (LING Xu, MAO Fu-wen, ZHANG Wei. Inversion study on initial geostress of tailings dam[J]. Technical Supervision in Water Resources, 2020(1): 198－201. (in Chinese))

[3] 徐维生, 柴军瑞, 李娟娟, 等. 尾矿库坝体加高方案排水分析[J]. 水土保持通报, 2010, **30**(5): 226－228. (XU Wei-sheng, CAI Jun-rui, LI Juan-juan, et al. Drainage analysis of dam body elevation scheme for tailings pond[J]. Bulletin of Soil and Water Conservation, 2010, **30**(5): 226－228. (in Chinese))

[4] 任赞松. 尾矿库坝体稳定性与溃坝危险性评价[D]. 成都: 成都理工大学, 2018. (REN Zan-song. Assessment of the Stability of Tailings Dam and the Risk of Dam Failure[D]. Chengdu: Chengdu University of Technology, 2018. (in Chinese))

[5] 李 彪. 尹庄新水尾矿库加高扩容坝体三维渗流及控制技术研究[D]. 北京: 北方工业大学, 2019. (LI Biao. Study on Three-dimensional Seepage and Control Technology of Heightened and Expanded Dam Body of Yinzhuang Xinshui Tailings Reservoir[D]. Beijing: North China University of Technology, 2019. (in Chinese))

[6] BHARAT T V, SHARMA J. Prediction of compression and permeability characteristics of mine tailings using natural computation and large-strain consolidation framework[C]// Geo-Frontiers 2011: Advances in Geotechnical Engineering, 2011.

[7] 金佳旭. 地震荷载作用下上游式尾矿库动力特性研究[D]. 沈阳: 东北大学, 2013. (JIN Jia-xu. Research on Dynamic Characteristics of Upstream Tailings Under Earthquake Load [D]. Shenyang: Northeastern University, 2013. (in Chinese))

[8] EL-RAMLY H, MORGENSTERN N R, CRUDEN D M. Probabilistic stability analysis of a tailings dyke on presheared clay shale[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2003, **40**(1): 192－208.

[9] DAS T, HEGDE A. A comparative deterministic and probabilistic stability analysis of rock-fill tailing dam[C]// Advances in Computer Methods and Geomechanics. Lecture Notes in Civil Engineering, Vol 55, 2020, Singapore.

[10] STRAUB D, PAPAIOANNOU I. Bayesian updating with structural reliability methods[J]. Journal of Engineering Mechanics, 2015, **141**(3): 04014134.

[11] 蒋水华, 李典庆. 边坡可靠度更新的贝叶斯方法[M]. 北京: 科学出版社, 2019. (JIANG Shui-hua, LI Dian-qing. Bayesian Approach for Updating of Slope Reliability[M]. Beijing: Science Press, 2019. (in Chinese))

[12] AU S K, BECK J L. Estimation of small failure probabilities in high dimensions by subset simulation[J]. Probabilistic Engineering Mechanics, 2001, **16**(4): 263－277.

[13] DIAZDELAO F A, GARBUNO-Inigo A, AU S K, et al. Bayesian updating and model class selection with Subset Simulation[J]. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 2017, **317**: 1102－1121.

[14] PAPAIOANNOU I, STRAUB D. Reliability updating in geotechnical engineering including spatial variability of soil[J]. Computers and Geotechnics, 2012, **42**: 44－51.

[15] 曹荣国. 大黑山尾矿坝渗流与稳定性分析研究[D]. 长春: 吉林大学, 2017. (CAO Guo-rong. The Study and Analysis of Seepage and Stability About Tailings Dam in Daheishan[D]. Changchun: Jilin University, 2017. (in Chinese))

[16] 中仿科技公司. 岩土应力变形分析软件 SIGMA/W 用户指南[M]. 北京: 冶金工业出版社, 2011. (CnTech. SIGMA/W User Guide for Geotechnical Stress and Deformation Analysis Software[M]. Beijing: Science Press, 2019. (in Chinese))

[17] 李典庆, 蒋水华.边坡可靠度非侵入式随机分析方法[M]. 北京: 科学出版社, 2016. (LI Dian-qing, JIANG Shui-hua. Non-Invasive Stochastic Analysis Method for Slope Reliability[M]. Beijing: Science Press, 2019. (in Chinese))

[18] MIRO S, KÖNIG M, HARTMANN D, et al. A probabilistic analysis of subsoil parameters uncertainty impacts on tunnel-induced ground movements with a back-analysis study[J]. Computers and Geotechnics, 2015, **68**: 38－53.

（编校：胡海霞）

DOI：10.11779/CJGE2020S2015

高寒区长距离输水渠道光纤渗漏监测新技术研究

李登华[1]，张桂荣[1]，丁 勇[2]，孔 洋[1]，何 宁[3]

（1. 南京水利科学研究院水文水资源与水利工程科学国家重点实验室，江苏 南京 210029；2. 南京理工大学，江苏 南京 210094；
3. 甘肃电投炳灵水电开发有限责任公司，甘肃 临夏 731600）

摘 要：目前传统的监测技术在长距离输水渠道渗流监测上存在明显的不足，基于拉曼光时域反射原理，研发了一种新型渗流监测光缆，提出了可用于高寒区长距离输水渠道的分布式光纤拉曼渗流监测技术。针对空气、不同含水率的砂土、纯水等不同现场环境进行了室内试验模拟研究，对比分析光纤温度变化，结果表明在不同的环境中该新型光缆均可反映出环境特征，证实了光纤监测的可行性。在北疆干渠开展新型光纤渗漏监测技术现场原型试验，并在光纤埋设处对应埋设了传统的孔隙水压力计，对比分析并验证分布式光纤测渗漏技术应用于渠道渗漏监测的可行性及测量精度。本次现场测量光纤采样点间距为0.5 m，光纤测量的平均值与孔隙水压力计测值差小于0.5 m，差值在理论范围内，说明光纤渗漏监测技术能够适应现场测量条件，证实了其在高寒区长距离输水渠道应用的准确性、可行性和可靠性。

关键词：分布式光纤；高寒区渠道；渗漏监测；原型试验

中图分类号：TU431 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－4548(2020)S2－0083－05

作者简介：李登华(1980—)，男，教授级高级工程师，博士，主要从事岩土工程安全监测和特殊土改良领域的科研工作。E-mail：dhli@nhri.cn。

New technology of fiber leakage monitoring in long-distance water transfer channels in alpine and cold regions

LI Deng-hua[1], ZHANG Gui-rong[1], DING Yong[2], KONG Yang[1], HE Ning[3]

(1. State Key Laboratory of Hydrology-Water Resources and Hydraulic Engineering, Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210029, China. 2 Nanjing University of Science & Technology, Nanjing 210094, China; 3. Gansu Electric Power Investment Bingling Hydropower Development Co., Ltd., Linxia 731600, China)

Abstract: In the seepage monitoring of long-distance water transfer channels, the traditional monitoring technology has obvious shortcomings. Based on the principles of Raman optical time domain reflection, a new type of seepage monitoring optical cableh is developed, and a distributed optical fiber Raman seepage monitoring technology which can be used in the long-distance transfer channels in cold regions is proposed. The laboratory tests are carried out for different field environments such as air, sand with different water content, pure water, etc. The results show that the new optical fiber cable can reflect the environmental characteristics under different environments, which confirms the feasibility of the optical fiber monitoring. By using the new fiber-optic leakage monitoring technology, field prototype tests are carried out in the main canal of North Xinjiang, and the pore pressure cells are installed in the fiber-optic buried place. The feasibility and measurement accuracy of the distributed fiber-optic leakage monitoring technology for the cannel leakage monitoring has been analyzed and verified. The distance between the optical fiber sampling points in the field measurement is 0.5 m, and the difference between the average value of optical fiber measurement and the pore water pressure gauge measurement is less than 0.5 m, which is within the theoretical range. It is shown that the optical fiber leakage monitoring technology is suitable for the field measurement conditions, and the accuracy, feasibility and reliability of its application in the long-distance water transfer channels incold regions are validated.

Key words: distributed fiber; channel in cold region; leakage monitoring; prototype test

0 引 言

长距离引调水工程是一项解决中国北方部分地区水资源匮乏所采用的规模巨大且意义深远的水利基础建设项目[1]。近年来，输水渠道和堤坝工程规模越来

基金项目：国家重点研发计划项目（2017YFC0405100）；国家自然科学基金面上基金项目（51979174）

收稿日期：2020－08－07

越大，从几公里到几十、几百甚至是上千公里，工程条件复杂、环境恶劣[2]。引额济乌一期项目位于新疆北部，是一项跨流域、长距离的调水工程。输水渠道在冻融循环、季节性输水、高纬度强光照等影响因素下可能会存在渗漏安全隐患，降低渠堤的渗流稳定性，导致溃堤等安全事故，将会对沿线地区的经济和人民财产安全造成不可估量的损失。

渠堤渗漏监测通常采用渗压计、测压管、量水堰等监测仪器对构筑物的代表性点进行监测，通过单点的测值来反映整体渗流情况。但出于成本考虑，渠道监测断面布置稀疏，受仪器和人员随机误差影响大，极易出现较长距离的漏测、误测的情况，给长距离渠道的安全运行管理带来了挑战。基于分布式光纤温度传感技术，通过监测渠堤不同位置的温度变化值来推算其渗流情况是一种新型的渗流监测技术[3-4]。与传统渗漏监测方法相比较，分布式光纤测渗技术具有抗高压、抗电磁干扰、耐腐蚀、耐高温、防雷击、成本低廉、施工过程简单等特点，非常适合在岩土体实现长距离分布式监测。随着分布式光纤解析技术的日益完善，大量的学者开展了各类基于分布式光纤的测温系统研究[5-7]，促进了该技术日趋成熟。

本文提出了一种基于拉曼光时域反射原理的新型渗流监测光缆型式，并研发了可用于长距离输水渠道的分布式光纤拉曼渗流监测技术，通过理论研究、室内试验以及现场应用，验证了该技术的适用性。

1 高寒区渠道渗漏传感光缆设计

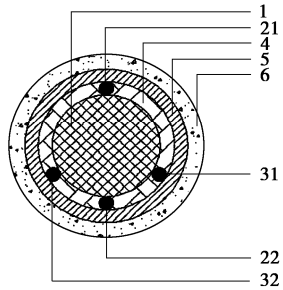
现有的 DTS 技术（分布式光纤温度传感技术）是将发热材料产生的热量直接传递给测温光纤，当外界环境存在渗流时，部分热量随渗流向外散失，导致测温光纤接收到的热量减少，测点温度低于无渗流的情形，由此来判断渗流的存在。但在实际工程中，由于测温光纤在渗流存在的情况下依旧能从发热材料接收到较多的热量，温度变化程度较小，敏感度低[8]。本文设计并制作了采用特殊封装技术和护套材料的测量光缆。该光缆结构为带加热功能双层四纤非铠装拉曼光缆（光缆结构如图 1），该结构可以抵御北疆输水干渠现场零下 20℃的低温，保证光缆安全过冬。

图 1 中 1 为隔热橡胶圆柱、21 为 1 号光纤套管、22 为 2 号光纤套管、31 为 1 号发热导线、32 为 2 号发热导线、4 为氟塑料层、5 为钢带、6 为导热外护套。

2 光纤渗漏监测室内试验

2.1 室内试验设计

室内试验设计将光缆置于不同的预设环境（包括：空气、干沙、含水率为 5%，10%，15%，20%，30% 和饱和的砂土、纯水）中以验证光缆的适用性。试验装置如图 2 所示。DTS 解调仪是解析光缆温度信息，并将数据传输给电脑的重要仪器设备；环境模拟箱是大型水箱，用来放置试验所需的模拟环境。



1-隔热橡胶圆柱；21-1号光纤套管；22-2号光纤套管；31-1 号发热导线；32-2号发热导线；4-氟塑料层；5-钢带；6-导热外护套

图 1 光缆结构示意图

Fig. 1 Structural diagram of optical cable

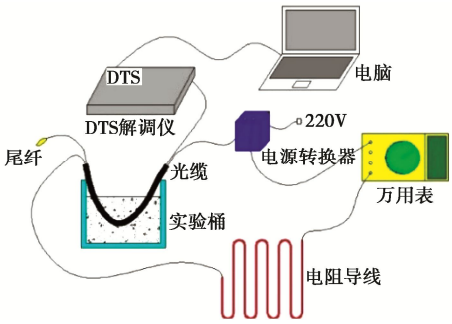


图 2 室内试验装置构成图

Fig. 2 Composition of laboratory test unit

试验时将模拟环境加入环境模拟箱，再将光缆埋设于模拟环境中，开展各种环境下的光缆升温试验。

2.2 室内试验结果分析

综合对比与分析 1 号光纤与 2 号光纤的温升状态，如图 3 与图 4 所示。可以看出光纤在不同环境下的温度变化值均不相同。以 2 号光纤的温升为例，在空气环境中光纤温升幅度最大，超过了 13℃；在砂环境中光纤温升幅度较在空气环境中小一点，但也超过了 11℃；在纯水环境中光纤温升幅度最小，温度升高了 6.53℃；而在各种不同含水率的砂环境中光纤温升幅度相差不大，但存在差异。这些数据表明，在不同的环境中该新型光缆均可反映出环境特征，验证了光缆用于堤坝渗漏监测的可行性。

3 光纤渗漏监测现场原型试验

为研究新型分布式光纤渗流监测技术的适用性与仪器现场安装埋设技术，依托引额济乌一期工程开展了渠堤渗漏现场试验研究与验证。

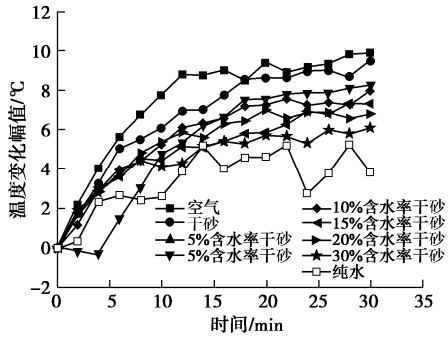


图 3　1 号光纤在不同环境下温升对比图

Fig. 3 Comparison of temperature rises of fiber No. 1 under different environments

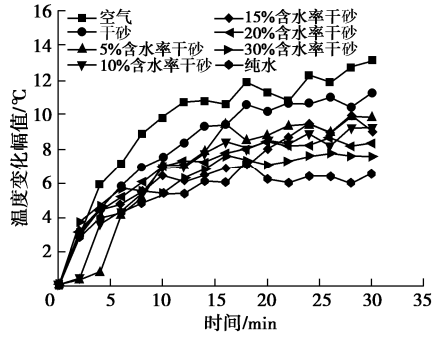


图 4　2 号光纤在不同环境下温升对比图

Fig. 4 Comparison of temperature rises of fiber No. 2 under different environments

3.1　试验段布置方案

图 5 为新疆某输水渠道照片。选择在引额济乌总干渠+70 断面附近进行现场试验，该处由于铺设横向排水管的需要，对渠坡原有防渗结构进行了拆除，方便现场安装分布式渗漏监测仪器。考虑到渠道的对称型式，只在渠道一侧的渠堤上布设渗漏光缆（布置剖面见图 6），用于测量渠堤防渗膜后的实际渗漏水位高度，为后期研究渠坡变形破坏提供实测数据。

图 5　非运行期时新疆某输水渠道图片

Fig. 5 Picture of a water transfer in Xinjiang during non-operational period

为验证分布式监测技术的可行性和精度，在试验段的局部位置安装埋设了传统的孔隙水压力计，并加装自动化测读装置，通过物联网将测量数据上传至位于南京水利科学研究院的服务器内。如图 7 所示，在渠底防渗膜下部布设两只孔隙水压力计，在坡顶以下 11 m 位置，布设 3 只孔隙水压力计，孔隙水压力计的安装要求参照《土石坝安全监测技术规范（SL551—2012）》。

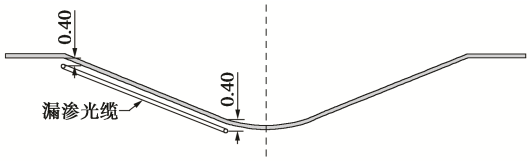


图 6　试验段光缆布置剖面图

Fig. 6 Cross-section of cable layout during field tests

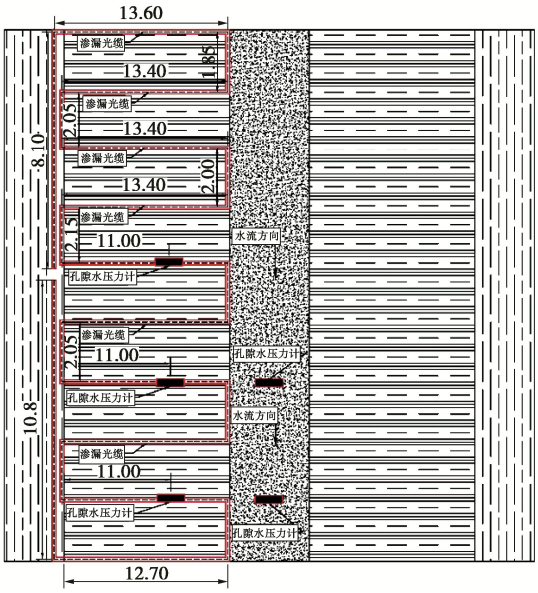
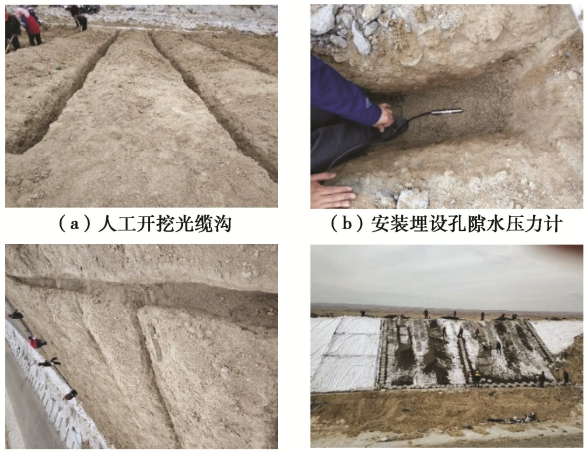


图 7　渗漏光缆和孔隙水压力计布设位置示意图

Fig. 7 Schematic diagram of placement of pore water pressure gauge and cable

3.2　试验段测温光纤安装埋设技术

现场光缆布设方案见图8。



（a）人工开挖光缆沟　（b）安装埋设孔隙水压力计

（c）人工回填原岸坡土体　（d）人工铺设六棱块

图 8　渗漏光缆和孔隙水压力计埋设现场

Fig. 8 Field photos in test area

埋设步骤：①将要铺设的光缆一头熔接跳线，另一头相互熔接成一体；②依图6和7在渠坡土体中开挖宽约15 cm、深约50 cm的光缆沟，光缆沟间隔2 m，依次开挖10条，相互连通；③在光缆沟底部摊铺、压实

厚约10 cm的剔除过大块砾石的原岸坡土料；④在光缆沟内铺设好光缆，光缆检查合格后回填光缆沟，小型振动碾压实；⑤光缆的光损检查合格后，铺设防渗膜和衬砌板。

经现场实际踏勘、放样，依据光缆布设方案安装光缆后将光缆引出至渠顶。同沟埋设孔隙水压力计与光缆，以保证测值的对比性，安装时记录仪器实际安装高程，并将电缆线呈 S 型顺光缆沟引出至堤顶。

采用光功率计测试光缆的工作状态，检查合格后，采用人工结合小型机械，进行渠坡的削坡、整平和压实工作。待摊铺一层厚约10 cm的素砂浆找平层后，铺设两布一膜，采用防水膜焊接机，将新铺设的两布一膜与老膜连成一体，检测合格后，在两布一膜上部铺设六棱块衬砌板。现场施工完毕后，将孔隙水压力计的电缆线汇集到光缆在渠顶的露头位置，并安装由南京水利科学研究院研制的自动化采集设备，开始监测渠道膜后水位随渠道水位的变化情况。

3.3 光纤测点定位分析

根据渠道运行的规律，分别在渠道通水后、渠道通水期间、渠道停水前逐渐降低运行水位时以及渠道停水后等有代表性的时间点内进行测量。为了更好的发挥渗漏监测光缆的优点，在正式测量前开展了点加热法的光纤定位工作，得到了光缆1号纤和2号纤的起始测量位置和终了测量位置。

如图9所示，为了测量方便，测量前将1号纤和2号纤串联成一根光纤，试验过程中通过拉曼光纤解调仪同时测量，保证了测量数据的时效性和可对比性，能有效减少其他试验因素的干扰。从图9中可以明显看出，在光纤距离向22.5，189.5，205.5和370.5这4个点上，光纤测值有明显的变化，说明点加热定位技术在现场条件下能有效定位光纤测点的位置，将光纤测量数据与光纤实际安装位置一一对应。

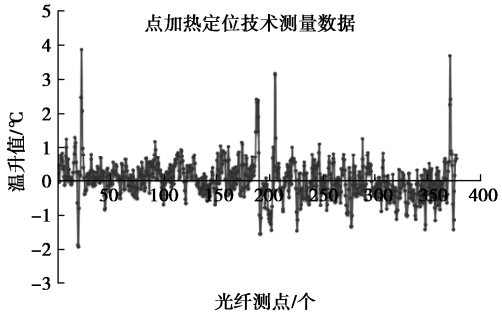


图 9 点加热定位技术测量数据

Fig. 9 Measured data by using point heating location technology

依据笔者已有的监测经验，为有效消除系统测量误差对数据的干扰，本次试验选择加热系统未工作前6次测值的平均值作为各个测点的基准值，待光纤温升数值逐渐趋于稳定，取稳定后6次测值的平均值作为各个测点加热后的温度值，前后两值相减，即可得到光纤各点的温升值。

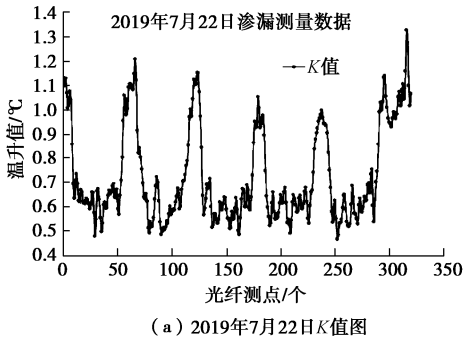
3.4 监测结果分析

为更好地通过数值来判断光缆所处位置的渗流情况，对温升曲线进行了拟合，得到相应的量化指标，温升曲线拟合公式如下所示：

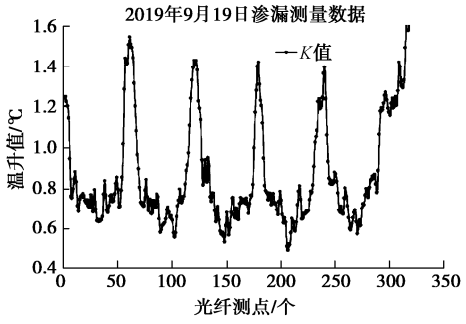
$$\Delta T = Kt^2 \quad , \tag{1}$$

式中，K为环境特征值，反映温度的增长速率。

根据光纤渗漏监测室内试验的成果，采用式（1）分析光纤每个点的温升曲线，可得各个点的K值，绘制曲线如图10所示。



（a）2019年7月22日K值图



（b）2019年9月19日K值图

图 10 典型时间点 K 值曲线图

Fig. 10 Values of K at typical time points

由于光缆呈S型布置，从曲线形式上可以看出，渠道膜后渗水对光缆各点K值有较明显的影响，即渗水区域的光纤K值均在一定区间波动。依据前期室内试验的研究成果，确定温差3℃的点为膜后水位的临界点判断标准，K值大于0.7为膜后水位的临界点判断标准，现场代表监测数据分析结果如表1所示。

上述的两种分析判断方法，其结果基本一致，与孔隙水压力的测值较为接近。由于本次光纤测量以0.5 m为距离单位进行测量的，可以形象的认为光纤上每隔0.5 m有一个传感器。根据光纤埋设安装图纸可知，当膜后水位位于两个光纤测点之间时，采用光纤数据判断水位的高度，会与孔隙水压力计测值有一定差距，该差值最大值为0.5 m。由于光纤安装呈S型分布，上述对水位的分析判断，往往采用两个边界点，因此该种测量方法与孔隙水压力计测值的最大差值为1 m。

光纤测量的平均值与孔压测值相比，误差在0.5 m以内，完全达到了光纤测量精度，说明采用光纤渗漏监测技术监测现场膜后水位，测值准确，能够适应现场测量条件，证明了光纤渗漏监测技术在高寒区长距离输水渠道应用的可行性和可靠性。

表 1 光纤测渗漏现场测值分析表

Table 1 Analysis of measured values of optical fiber leakage

日期	光纤在水位以上的长度/m	水面距离孔压的高度/m	孔压相应的测值/m
2019-07-22 温差法	56.5~66	3.25	3.175
	85.5~93.5	3.61	
	116.5~122.5	4.03	
	144.5~152.5	3.62	
2019-07-22 *K*值法	56~65.5	3.25	
	84.5~93	3.50	
	116.5~122.5	4.03	
	144.5~152	3.73	
2019-09-19 温差法	50.5~70	1.02	0.685
	82~101.5	1.04	
	109~130.5	0.57	
	140~157.5	1.50	
2019-09-19 *K*值法	51~70	1.13	
	82.5~101	1.26	
	111~130	1.13	
	141.5~160.5	1.16	

4 结　论

本文基于拉曼光时域反射原理研发了分布式光纤拉曼渗流监测技术，提高了光缆测温敏感性和抗冻性，可用于高寒区长距离输水渠道渗漏监测。结论如下：

（1）室内模拟试验结果表明新型光缆在不同环境中均可反映出环境特征，验证了光缆用于堤坝渗漏监测的可行性。

（2）现场采用点加热定位技术能有效定位光纤测点的位置，实现了光纤测量数据与光纤实际安装位置的一一对应。

（3）本次测量光纤采样点间距为 0.5 m，光纤测量的平均值与孔隙水压力计测值差小于 0.5 m，差值在理论范围内，说明光纤渗漏监测技术监测现场膜后水位测值准确，完全能够适应现场测量条件。

分布式光纤拉曼渗流监测技术克服了传统方法间隔长、可靠性差、施工成本高等缺点；可实现长距离分布式测量、施工简便、适应性强，适合于推广应用。

参考文献：

[1] 何　宁, 丁　勇, 吴玉龙, 等. 基于分布式光纤测温技术的堤坝渗漏监测[J]. 水利水运工程学报, 2015(1): 20－27. (HE Ning, DING Yong, WU Yu-long, et al. Experimental study of distributed optical fiber temperature measurement technology for measuring lea[J]. Hydro-Science and Engineering, 2015(1): 20－27. (in Chinese))

[2] 翟明杰, 杨进新, 李启升, 等. 长距离正反向输水渠道设计若干问题探讨[J]. 人民黄河, 2019, **41**(11): 97－101. (ZHAI Ming-jie, YANG Jin-xin, LI Qi-sheng. Discussion on engineering design of long-distance and bi-directional canal[J]. Yellow River, 2019, **41**(11): 97－101. (in Chinese))

[3] 朱萍玉, 蒋桂林, 冷元宝. 采用分布式光纤传感技术的土坝模型渗漏监测分析[J]. 中国工程科学, 2011, **13**(3): 82－85, 96. (ZHU Ping-yu, JIANG Gui-ling, LENG Yuan-bao. Analysis of seepage monitoring for an earth dam model with distributed optical fiber sensors[J]. Engineering Sciences, 2011, **13**(3): 82－85, 96. (in Chinese))

[4] 肖衡林, 蔡德所. 基于温度测量的分布式光纤渗漏监测技术机理探讨[J]. 岩土力学, 2008, **29**(增刊 1): 550－554. (XIAO Heng-ling, CAI De-suo. Discussion on mechanism of distributed fiber optical leakage monitoring technology based on temperate[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, **29**(S1): 550－554. (in Chinese))

[5] 商　峰, 范　哲, 朱新民. 基于分布式光纤监测的压力钢管模拟泄漏室内试验[J]. 中国水利水电科学研究院学报, 2017, **15**(3): 208－212. SHANG Feng, FAN Zhe, ZHU Xin-min. Distributed optical fiber monitoring in simulated leakage test on pressure steel pipe[J]. Journal of China Institute of Water Resources and Hydropower Research, 2017, **15**(3): 208－212. (in Chinese))

[6] 李　科, 施　斌, 唐朝生, 等. 黏性土体干缩变形分布式光纤监测试验研究[J]. 岩土力学, 2010, **31**(6): 1781－1785. (LI Ke, SHI Bing, TANG Cao-sheng, et al. Feasibility research on soil deformation monitoring with distributed optical fiber sensing technique[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(6): 1781－1785. (in Chinese))

[7] 张　巍, 施　斌, 索文斌, 等. 冻土瞬态温度场的分布式光纤监测方法及应用[J]. 岩土工程学报, 2007(5): 723－728. (ZHANG Wei, SHI Bing, SUO Weng-bin, et al. Monitoring and application of distributed optical fiber sensors in transient temperature field of frozen soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007(5): 723－728. (in Chinese))

[8] 刘康康. 基于 ROTDR 的渠道渗漏监测技术研究[D]. 南京: 南京理工大学, 2018. (LIU Kang-kang. Research on Monitoring Technology of Canal Leakage Based on ROTDR[D]. Nanjing: Nanjing University of Science & Technology, 2018. (in Chinese))

（编校：黄贤沙）

DOI：10.11779/CJGE2020S2016

倾斜荷载作用下吸力桶基础不排水上拔承载特性研究

孙立强[1]，邢晓佳[1]，翟雪丽[2]，吴雄志[2]，王 荣[3]
（1. 天津大学建筑工程学院，天津 300354；2. 河北工程大学土木工程学院，河北 邯郸 056038；3. 中国港湾工程有限责任公司，北京 100027）

摘 要：针对吸力桶在工作过程中上拔力对其承载性能产生影响的问题，基于有限元的方法，对不同长径比、不同强度分布条件下吸力桶基础在倾斜荷载作用下的承载特性进行研究，建立了竖向和水平承载力系数与长径比（*L*/*D*）和土质不均匀系数 *K* 之间的关系并给出了其计算方法，建立了竖向荷载（V）与水平荷载（H）承载力包络面，最终给出了V-H 组合条件下承载力计算方法，研究成果可为海洋浮式结构抗拔基础设计提供依据。

关键词：吸力桶；倾斜荷载；数值分析；抗拔承载力
中图分类号：TU431 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－4548(2020)S2－0088－06

作者简介：孙立强(1979—)，男，副教授，博士生导师，主要从事地基处理及海洋岩土工程等方面的研究工作。E-mail: slq0532@126.com。

Undrained uplift bearing capacity of suction bucket foundations under inclined loads

SUN Li-qiang[1], XING Xiao-jia[1], ZHAI Xue-li[2], WU Xiong-zhi[2], WANG Rong[3]
(1. School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300354, China; 2. College of Civil Engineering, Hebei University of Engineering, Handan 056038, China; 3. China Horbor LLC, Beijing 100027, China)

Abstract: Aiming at the problem that the suction force of the suction bucket affects its bearing characteristics during the working process, the suction bucket is required to bear the uplift force of floating structures. Its bearing characteristics are related to the geometrical size of the suction bucket, the strength of the soil layer, the load characteristics and other factors. The bearing characteristics of suction bucket foundations under inclined loads under different aspect ratios and strength distributions are studied based on the finite element method. The relationship among vertical, horizontal bearing capacity coefficient and diameter ratio (*L*/*D*) and heterogeneity coefficient of soils *K* is established. The relevant method is also given. The envelope of vertical load (V) and horizontal load (H) is established, and the method for calculating the bearing capacity under the V-H combination is finally exhibited. The research results may provide a basis for the design of anti-pull-out foundation of marine floating structures.

Key words: bucket foundation; inclined load; numerical simulation; uplift bearing capacity

0 引 言

随着海洋资源的开发利用，浮式平台得到迅速发展。吸力桶锚固基础成为浮式平台的一种创新及突破。桶形基础作为浮式平台锚固基础如图 1 所示，其在经济性与安全性上优于普通的桩基础。在复杂的海洋环境中，附加荷载通过锚链以倾斜荷载的形式传至桶形基础，其足够的抗拔能力是保证海洋风电基础安全工作的关键所在，故吸力桶基础的竖向上拔承载力、水平承载力以及倾斜荷载承载力研究显得尤为重要。

目前，国内外学者对于桶形基础承载力问题做了大量研究。对于桶形基础在组合荷载下承压问题中，武科等[1-3]、Gourvenec 等[4-6]通过数值方法分析了桶形基础在组合加载模式（V-H，V-M，H-M，V-H-M）下的承载力破坏机理，给出了承载力计算公式。Watson 等[7]在 NGI 的二维极限平衡法基础上引入上限塑性理论，提出吸力式沉箱在竖向荷载与水平荷载作用下的破坏模式；Zdravkovic 等[8]依据这一成果深入研究了多种荷载组合（竖向荷载、水平荷载和弯矩荷载）情况下的承载力计算半经验公式，后来 Martin 等[9]，Murff 等[10]，Bransby 等[11-12]又研究了倾斜荷载对承载力的影响，提出了 V-H 破坏包络线法，认为其破坏包

基金项目：国家自然科学基金重大项目（51890912）；天津市自然科学基金项目（19JCYBJ22100）；中国交通建设集团项目（2018-ZJKJ-01）
收稿日期：2020－08－07

络线是一个椭圆形；对于桶形基础在组合荷载下上拔问题中，丁红岩等[13]、Ahn 等[14]利用 ABAQUS 有限元计算软件研究了大长径比桶形基础在倾斜荷载作用下的承载特性，得到了倾斜荷载作用时桶形基础承载力计算公式。邱月等[15]、Iskander 等[16]采用模型实验，探讨了砂土与黏土中桶形基础上拔与下压承载特性，考虑了长径比与荷载倾斜角度对基础承载特性的影响，给出承载力计算公式。

综上所述，对于承压式桶形基础前人已经做出了大量研究，但对于桶形基础在组合荷载作用下拉拔承载特性研究仍有待进一步深化。通过锚链向吸力桶传递倾斜荷载但不能传递弯矩，故本文基于数值分析方法考虑了桶形基础的长径比，地基土的不均匀系数对桶形基础拉拔承载力的影响，建立三维有限元模型，得到了不同工况下桶形基础竖向上拔承载力、水平承载力以及 V-H（竖向上拔荷载－水平荷载）组合下的承载力破坏包络线，得出承载力计算公式。

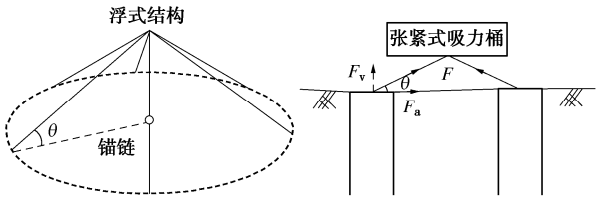


图 1 浮式平台锚固基础

Fig. 1 Anchorage foundation of floating platform

1　有限元计算模型

本文基于 Abaqus6.14 建立三维有限元模型，研究吸力桶基础在竖向、水平以及 V-H 组合等拉拔荷载作用下地基破坏机理及承载力计算方法。

1.1　模型设置

几何尺寸使用国家规定的量名称。吸力桶直径为 D=5 m，长度 L=1.25，2.5，5，10 m（L/D=0.25，0.5，1，2），桶壁厚度 t=0.03 m；为消除边界条件对承载力计算结果的影响，土体直径为 5D，深度为 6L，约束土体侧向位移，约束土体底部所有自由度。本文模拟基础不排水上拔，对此认为基础内部土塞，土塞与基础底面在负孔压吸力的作用下不会产生脱离，基础内外侧面与土体允许滑动。基础底部与土的接触采用 Tie 接触，桶壁内外侧与土接触为 Rough 接触。单元采用 C3D8R，模型剖面图及网格划分如图 2 所示。放大的红色部分为桶型基础结构物剖面。

本文对于组合荷载全部采用固定位移比法。在俩个方向施加一定比值的位移，保持其比值在加载过程中不变，当俩个方向的位移均不在增大时，在应力便得到了一个点，改变位移比值，得到应力空间的其他点连接成线，就得到了破坏包络线。

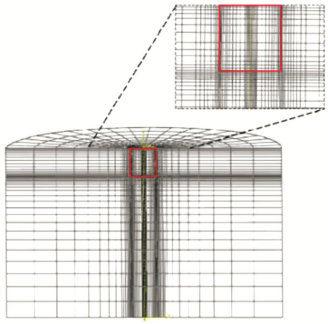


图 2 有限元计算模型

Fig. 2 FEM Model

1.2　材料属性

土体采用 Mohr–Coulomb 弹塑性本构模型。地基不排水强度沿着深度线性增长，如图 3 所示。本文中地基不排水强度计算公式[5]为

$$S_u = kZ + S_{u0} \quad , \tag{1}$$

式中　k 为地基土不排水强度沿 z 轴方向的增长梯度，一般为 1～2 kPa/m，本文取 k=1 kPa/m；S_{u0} 为地表的不排水强度，S_{u0}=5 kPa；Z 为土体深度（m）。

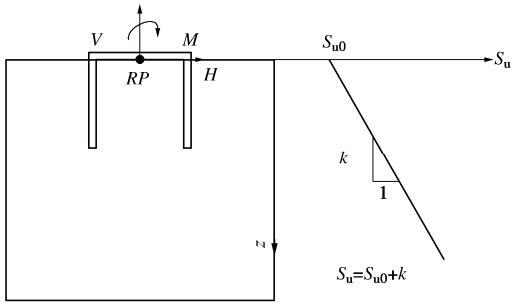


图 3 土体不排水抗剪强度沿深度变化关系

Fig. 3 Relationship between undrained shear strength and depth

采用无量纲土体强度不均匀系数 K 表示土体的强度均匀性，其表达式[5]为

$$K = kD / S_{u0} \quad 。 \tag{2}$$

为研究不同强度分布规律对上拔承载力的影响，本文取 K=0，1，2，5，10 这 5 个值，其中 K=0 表示地基土为均质土，关于 K，k，S_{u0} 的取值见表 1。

表 1 K，k，S_{u0} 参数取值

Table 1 Values of parameters K, k and S_{u0}

$K=kD/S_{u0}$	k/(kPa·m^{-1})	S_{u0}/kPa
0	0	5
1	1	5
2	1	2.5
5	1	1
10	1	0.5

土体弹性模量与不排水抗剪强度成正比，取 E=500 S_u，土体有效重度为 6 kN·m^{-3}，泊松比为 0.49。吸力桶弹性模量和泊松比分别为 E=200 GPa 和 0.3，桶形基础重度为 6 kN·m^{-3}。

1.3 模型验证

Martin[17]推导了圆形浅基础长径比为 0～2，土体不均匀系数为 0-∞的竖向承载力系数上下限解。本文建立有限元模型，分别计算了 L/D=0.25，0.5，1，2 的承载力，按照下式计算其承载力系数 N_{CV}：

$$N_{CV}=V_{ult}/AS_{um} \quad 。 \tag{3}$$

式中 N_{CV} 为桶形基础竖向承载力系数；V_{ult} 为基础上拔极限承载力（kN）；A 为桶形基础底面积（m^2）；S_{um} 为桶形基础底部处土体不排水强度（kPa）。

图 4，5 分别为模型上拔位移－荷载和竖向承载力系数和 Martin 的上下限解对比图，可知结果均位于上限解与下限解之间，验证了模型的可靠性。

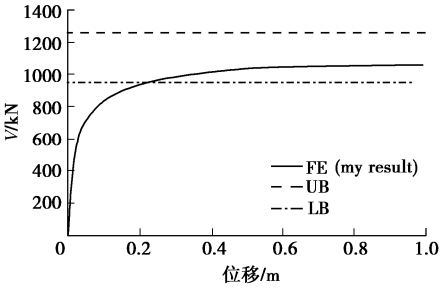


图 4 D=5 m，L=1.25 m，K=0 模型上拔荷载位移曲线

Fig. 4 Curves of uplift load displacement of model of D=5 m, L=1.25 m，K=0

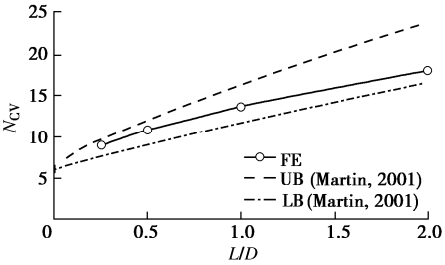


图 5 不同长径比竖向承载力系数

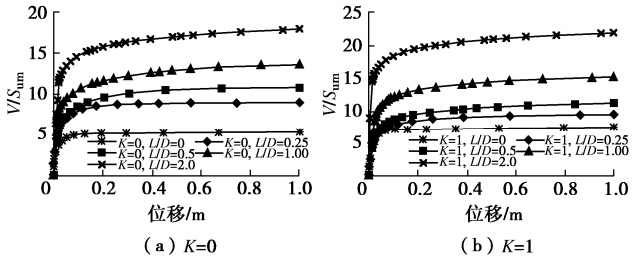
Fig. 5 Vertical bearing capacity coefficients with different aspect ratios

2 计算结果与分析

2.1 桶形基础竖向上拔极限承载力

分别计算了 L/D=0.25，0.5，1.0，2.0 以及 K=0，1，2，5，10 情况下的竖向抗拔承载力，图 6 分别为 K=0 及 K=1，不同长径比 L/D 的归一化拉拔力与位移的关系曲线。由图可知，随 L/D 和 K 的增大，其承载力系数增大。

根据式（3）计算得到的承载力可求得不同 L/D，K 条件下的承载力系数绘制于图 7 中。可知桶形基础竖向上拔承载力系数随土体不均匀系数 K 的增大而增大，在 K>10 时，L/D<0.5 时竖向上拔承载力系数随着长径比的增加而减小，而当长径比 L/D>0.5 时又随着长径比的增加而增加，说明在长径比较小时土体不均匀系数对承载力系数的影响大于长径比对承载力系数的影响。但是长径比一定时，均随着 K 的增大而增大。



（a）K=0 （b）K=1

图 6 归一化拉拔力与位移的关系曲线

Fig. 6 Normalized relation curves of uplift force and displacement

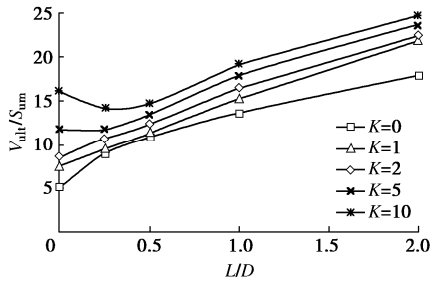


图 7 桶形基础有限元计算结果

Fig. 7 FEM results of bucket foundation

为了便于拟合，参考 Gourvenec 等[5]使用的方法，定义 D_v=N_{CV}(L/D)/N_{CV}(L/D=0)。故先拟合得出 N_{CV}(L/D= 0)的计算表达式为

$$N_{CV}(L/D=0)=5.14+1.68K-0.06K^2 \quad 。 \tag{4}$$

图 8 为不同土体强度不均匀系数 K 下 D_v 与 L/D 关系图。由图 8 可知，D_v 与 L/D 成非线性关系，可以采用二次多项式进行分析拟合，其表达式为

$$D_V=1+a_1\left(\frac{L}{D}\right)+a_2\left(\frac{L}{D}\right)^2 \quad , \tag{5}$$

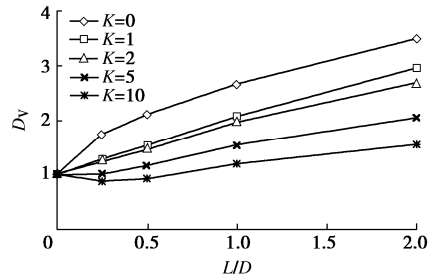


图 8 D_v－L/D 曲线图

Fig. 8 D_v－L/D curves

式中 a_1，a_2 期为与 K 相关的拟合系数，根据图 8 数据得到的 a_1，a_2 与 K 的拟合公式（(6a)，(6b)），其拟合方差均在 0.96 以上。

$$a_1=1.32-0.6\ln(K+0.19) , \tag{6a}$$

$$a_2=-0.51+0.19K-0.01K^2 \quad 。 \tag{6b}$$

综上可知，桶形基础竖向上拔极限承载力为式（6a），（6b），（7）和（8）：

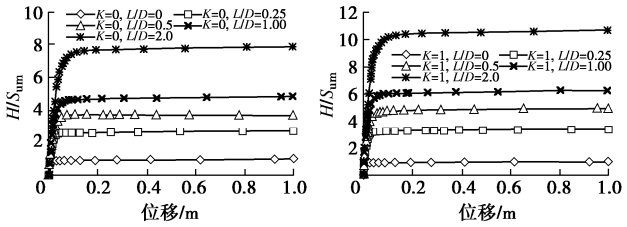
$$V_{\mathrm{ult}} = N_{\mathrm{CV}} A S_{\mathrm{um}} \ , \tag{7}$$

$$N_{\mathrm{CV}} = D_{\mathrm{V}} \cdot N_{\mathrm{CV}}(L/D=0) = \left[1 + a_1\left(\frac{L}{D}\right) + a_2\left(\frac{L}{D}\right)^2\right] \cdot (5.14 + 1.68K - 0.06K^2), \tag{8}$$

式中，a_1，a_2 如式（6a），（6b）所示。

2.2　桶形基础水平极限承载力

分别计算了 L/D=0.25，0.5，1.0，2.0 以及 K=0，1，2，5，10 情况下的水平承载力，图 9 分别为 K=0 及 K=1，不同长径比 L/D 的归一化水平承载力与位移的关系曲线。由图可知，随 L/D 和 K 的增大，其承载力系数增大。

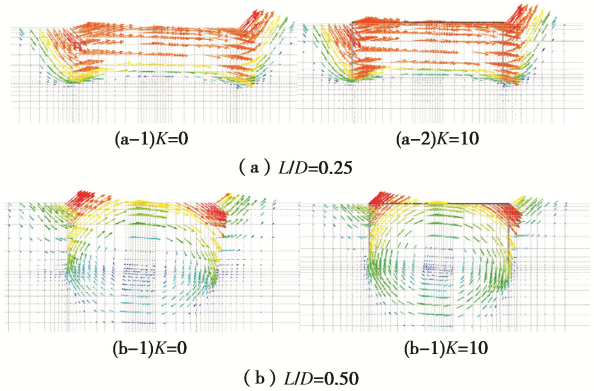


（a）K=0　　（b）K=1

图 9　归一化水平承载力与位移的关系曲线

Fig. 9 Normalized relation curves of horizontal bearing capacity and displacement

桶形基础在水平荷载作用下位移矢量云图如图 10 所示，由图 10 可知随着桶形基础长径比增加，桶形基础破坏模式发生改变。桶形基础长径比 L/D=0.25 时基础在水平荷载作用下只发生平动，当桶形基础长径比 L/D=0.5 时，桶形基础在水平荷载作用下既发生平动又伴有转动。



（a）L/D=0.25

（b）L/D=0.50

图 10　有限元计算位移矢量图

Fig. 10 Displacement vectors by FEM

水平承载力系数计算公式如下式

$$N_{\mathrm{CH}} = H_{\mathrm{ult}} / AS_{\mathrm{um}} \ , \tag{9}$$

式中，N_{CH} 为桶形基础水平承载力系数，H_{ult} 为基础水平极限承载力（kN）。

根据式（9）计算得到不同 L/D 与 K 条件下的承载力系数，图 11 为承载力系数随 L/D 的关系曲线，由图 11 可知，桶形基础水平承载力系数随土体不均匀系数 K 的增大而增大，在 L/D≤0.25 时水平承载力系数与 L/D 呈线性关系，而当 L/D≥0.25 时与 L/D 呈非线性关系。

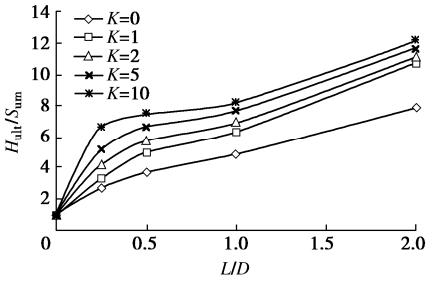


图 11　长径比与水平承载力系数关系曲线

Fig. 11 Relationship curves between aspect ratio and horizontal bearing capacity coefficient

为了便于拟合承载力计算公式，本文将其划分为两段，当 L/D≤0.25 时，选用线性拟合公式如下：

$$N_{\mathrm{CH}} = 1 + c\left(\frac{L}{D}\right) \ , \tag{10}$$

式中，c 是关于 K 的函数，整理拟合结果为 c=7.0420+2.4937K−0.099 K。

当桶形基础长径比 L/D≥0.25 时，定义 $D_{\mathrm{H}} = N_{\mathrm{CH}}(L/D)/N_{\mathrm{CH}}(L/D=0.25)$。根据数据计算结果得到 D_{H} 的表达式

$$D_{\mathrm{H}} = 1 + b_1\left(\frac{L}{D}\right) + b_2\left(\frac{L}{D}\right)^2 \ , \tag{11}$$

式中，b_1，b_2 期为与 K 相关的拟合系数，根据图 11 数据得到的 b_1，b_2 与 K 的拟合公式（（12a），（12b）），其拟合方差均在 0.98 以上。

$$b_1 = 0.5593 - 0.0446K \ , \tag{12a}$$

$$b_2 = 0.2159 - 0.0236K + 0.0018K^2 \ 。 \tag{12b}$$

综上可知，桶形基础水平极限承载力为式（12a），（12b），（13），（14）和（15），其中 L/D≤0.25 时选用（14），L/D＞0.25 时选用（15）：

$$H_{\mathrm{ult}} = N_{\mathrm{CH}} A S_{\mathrm{um}} \ , \tag{13}$$

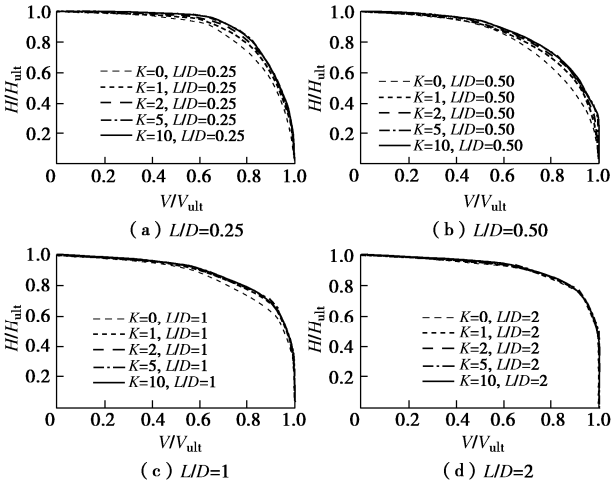
$$N_{\mathrm{CH}} = 1 + (7.0420 + 2.4937K - 0.099K^2)\left(\frac{L}{D}\right) \ , \tag{14}$$

$$N_{\mathrm{CH}} = D_{\mathrm{H}} \cdot N_{\mathrm{CH}}(L/D=0.25) = \left[1 + b_1\left(\frac{L}{D}\right) + b_2\left(\frac{L}{D}\right)^2\right] \cdot (2.7605 + 0.6234K - 0.0248K^2), \tag{15}$$

式中 b_1，b_2 是关于土体不均匀系数 K 的函数，如式（12a），（12b）所示。

2.3 V-H 组合荷载作用下吸力桶地基极限承载力

建立三维有限元模型，分别计算了吸力桶长径比 L/D=0.25，0.5，1，2，土体不均匀系数 K=0，1，2，5，10 时的 V-H 承载力，根据计算结果建立了归一化承载力包络线，如图 12 所示。



（a）L/D=0.25 （b）L/D=0.50 （c）L/D=1 （d）L/D=2

图 12 桶形基础 V-H 破坏包络面有限元计算结果

Fig. 12 FEM results of V-H failure envelope of bucket foundation

由图 12 可知，当吸力桶长径比一定时，桶形基础破坏包络线会随着 K 的增加而外扩，其截距的变化符合单向荷载作用时的变化规律；根据包络线形式，可参考 Senders 等[18]采用椭圆方程进行描述，如下式所示：

$$\left(\frac{V}{V_{\mathrm{ult}}}\right)^{m}+\left(\frac{H}{H_{\mathrm{ult}}}\right)^{n}=1 \quad , \tag{16}$$

式中，V 为桶形基础竖向上拔承载力（kN），H 为桶形基础水平承载力（kN），m，n 为拟合参数。

Senders 等[18]研究了均值土层(K=0)时承压式吸力桶承载力时建议 m，n 均取 3，本文通过有限元计算研究了土层不同不均匀系数下的强度包络线，本文取 m=2，通过拟合给出了 n 与 L/D 和 K 的表达式，当长径比小于 0.5 时选用公式（17a），当长径比大于 0.5 时选用公式（17b）：

$$n=7.74-3.55\times 0.63^{K}-(9.20-5.45\times 0.66^{K})(L/D) \ , \tag{17a}$$

$$n=2.13-0.63\times 0.33^{K}+2(L/D) \quad , \tag{17b}$$

拟合方差在 0.98 以上，拟合公式较为合理。

2.4 应用算例

通过一算例对桶型基础竖向上拔极限承载力、水平极限承载力和 V-H 组合荷载下破坏包络面进行计算，说明计算的必要步骤。所需计算参数包括基础尺寸 D 和 L、地基表面土体不排水抗剪强度 S_{u0} 及强度增长梯度 k。本次算例取 D=5 m，L=5 m，S_{u0}=1 kPa，k=1 kPa/m。其他计算参数列于表 2。

表 2 计算参数取值

Table 2 Values of parameters

步骤		计算内容	依据	结果
竖	1	土体强度不均匀系数 K	式(2)	5
向	1	a_1	式(6a)	0.34
承	1	a_2	式(6b)	0.13
载	2	竖向上拔极限承载力系数 N_{CV}	式(8)	17.81
力	3	竖向上拔极限承载力 V_{ult}/kN	式(7)	2098.52
水	1	土体强度不均匀系数 K	式(2)	5
平	1	b_1	式(12a)	0.34
承	1	b_2	式(12b)	0.14
载	2	水平承载力系数 N_{CH}	式(15)	7.78
力	3	水平极限承载力 H_{ult}/kN	式(13)	916.19

竖向上拔极限承载力计算步骤为：步骤一，计算无量纲土体强度不均匀系数 K、竖向上拔极限承载力相关系数 a_1 和 a_2；步骤二，通过计算 N_{CV}（L/D=0）和 D_{v}，计算竖向上拔极限承载力系数 N_{CV}；步骤三，计算竖向上拔极限承载力 V_{ult}。

水平极限承载力计算步骤为：步骤一，计算无量纲土体强度不均匀系数 K、在 $L/D\leqslant$0.25 时计算水平承载力系数 c，当 $L/D\geqslant$0.25 时计算水平极限承载力相关系数 b_1 和 b_2；步骤二，计算水平承载力系数 N_{CH}，在 $L/D\leqslant$0.25 时采用公式（14），当 $L/D\geqslant$0.25 时采用式（15）；步骤三，计算水平极限承载力 H_{ult}。

V-H 组合荷载下破坏包络面计算步骤：步骤一，分别计算竖向上拔极限承载力 V_{ult} 和水平极限承载力 H_{ult}；步骤二，计算 n 值，当 $L/D\leqslant$0.5 时选用公式（17a），当 $L/D\geqslant$0.5 时选用公式（17b）；步骤三，根据不同竖向荷载或水平荷载，采用公式（16）计算包络面上点，绘制破坏包络面，如图 13。

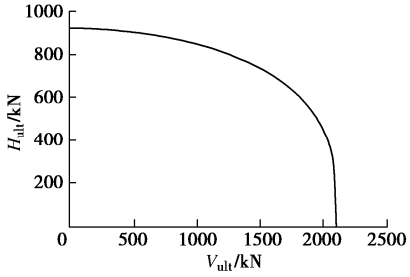


图 13 V-H 破坏包络面

Fig. 13 V-H failure envelope

3 结 论

本文研究了不排水条件下桶形基础在竖向上拔荷载、水平荷载以及倾斜荷载作用时拉拔承载特性，成果如下：

（1）通过数值计算建立了竖向和水平承载力系数计算方法，承载力系数为长径比（L/D）以及土的不均匀系数（kD/S_{u0}）的函数，进而提出了水平及竖向承载力计算方法。

（2）通过计算给出了吸力桶在倾斜荷载作用下的极限承载力，桶形基础长径比 *L/D* 一定时，建立了不同不均匀系数 *K* 的 V-H 破坏包络线。

（3）建立了 V-H 组合荷载下承载力的计算方法，其组合极限承载力为土体强度、长径比以及土质不均匀系数的函数。

参考文献：

[1] 武　科, 栾茂田, 范庆来, 等. 竖向与水平复合加载下桶形基础承载性能的分析[J]. 岩土力学, 2006, **27**(增刊 2): 903－908. (WU Ke, LUAN Mao-tian, FAN Qing-lai, et al. Numerical analysis of bearing capacity behaviour of suction bucket foundations under joint loading condition of vertical and horizontal loads[J]. Rock and Soil Mechanics, 2006, **27**(S2): 903－908. (in Chinese))

[2] 武　科, 栾茂田, 范庆来. 竖向与水平荷载复合加载下桶形基础承载性能的分析[C]// 第一届中国水利水电岩土力学与工程学术讨论会论文集（下册）, 2006, 昆明: 1042－1045. (WU Ke, LUAN Mao-tian, FAN Qing-lai, et al. Analysis of bearing capacity of bucket foundation under combined vertical and horizontal loads[C]// Papers of the First Sympo- sium on Geotechnical Mechanics and Engineering of Water Conserva- ncy and Hydropower in China (Volume 2), 2006, Kunming: 1042－1045. (in Chinese))

[3] WU Ke, LUAN Mao-tian, FAN Qing-lai, et al. Failure envelopes of bucket foundation subjected to combined loads[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, **30**(4): 574－580.

[4] GOURVENEC S, JENSEN K. Effect of embedment and spacing of cojoined skirted foundation systems on undrained limit states under general loading[J]. International Journal of Geomechanics, 2009, **9**(6): 267－279.

[5] GOURVENEC S, BARNETT S. Undrained failure envelope for skirted foundations under general loading[J]. Géotechnique, 2011, **61**(3): 263－270.

[6] GOURVENEC S. Effect of embedment on the undrained capacity of shallow foundations under general loading[J]. Géotechnique, 2015, **58**(3): 177－185.

[7] WATSON P G, RANDOLPH M F. Failure envelopes for caisson foundations in calcareous sediments[J]. Applied Ocean Research, 1998, **20**(1): 83－94.

[8] ZDRAVKOVIC L, 1'OTTS D M, JARDINE R J. A parametric study of the pull-out capacity of bucket foundations in soft clay[J]. Géotechnique, 2001, **51**(1): 55－67.

[9] MARTIN C M, HOULSBY G T. Combined loading of spudcan foundations on clay: laboratorytests[J]. Géotechnique, 2000, **50**(4): 325－328.

[10] MURFF J D, AUBENY C P, YANG M. The effect of torsion on the sliding resistance of rectangularfoundations[J]. Frontiers in Offshore Geotechnics II, 2010: 439－443.

[11] BRANSBY M F, RANDOLPH M F. Combined loading of skirted foundations[J]. Géotechnique, 1998, **48**(5): 637－655.

[12] BRANSBY M F, RANDOLPH M F. The effect of embedment depth on the undrained response ofskirted foundations to combined loading[J]. Soils and Foundations, 1999, **39**(4): 19－33.

[13] 丁红岩, 王旭月, 张浦阳, 等. 砂土中宽浅式复合筒型基础三维包络面研究[J]. 太阳能学报, 2018, **39**(4): 1097－1104. (DING Hong-yan, WANG Xu-yue, ZHANG Pu-yang, et al. Study of three-dimensional enveloping surface foundation in sandy soil[J]. Actaenergiaesolaris Sinica, 2018, **39**(4):1097－1104. (in Chinese))

[14] AHN J, LEE H, KIM Y T. Holding capacity of suction caisson anchors embedded in cohesive soils based on finite element analysis[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2014, **38**(15): 1541－1555.

[15] 邱　月, 高玉峰, 黎　冰, 等. 倾斜荷载作用下沉箱基础的极限承载力计算方法[J]. 长江科学院院报, 2017, **34**(6): 107－111. (QIU Yue, GAO Yu-feng, LI Bing, et al. Calculation methods for ultimate inclined bearing capacity of caisson foundation under inclined load[J]. Journal of Yangt-ze River Scientific Research Institute, 2017, **34**(6): 107－111. (in Chinese))

[16] ISKANDER M, EL-GHARBAWY S, OLSON R. Performance of suction caissons in sand andclay[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2002, **39**(3): 576－584.

[17] MARTIN C M. Vertical bearing capacity of skirted circular foundations on Tresca soil[C]// Proceedings of the 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 2001, Istanbul: 743－746.

[18] SENDERS M, KAY S. Geotechnical suction pile anchor design in deep water soft clays[C]// 7th Annual Conference Deepwater Risers, Moorings & Anchorings, 2002, London.

（编校：黄贤沙）

DOI：10.11779/CJGE2020S2017

深海管道循环竖向管土相互作用大变形极限分析

孔德琼[1, 2]，万佳怡[1, 2]

（1. 浙江大学超重力研究中心，浙江 杭州 310058；2. 浙江大学建筑工程学院，浙江 杭州 310058）

摘 要：深海管道的竖向管－土相互作用机制是决定安装期内管道自重埋深和服役期内疲劳寿命的重要因素。采用新开发的连续极限分析（SLA）方法建立了大变形管－土相互作用模型，系统模拟了软黏土中管道在竖向循环位移作用下的受力特性。该模型考虑了应变率效应和应变软化效应对土体强度的影响以及管土作用过程中的土体极端大变形行为，成功模拟了管道位移过程中破坏机构演变、沟槽形成、土体坍塌回流和上拔破土等行为。通过与已有模型试验数据对比，验证了SLA方法分析管–土竖向大变形相互作用问题的计算精度和效率，进而探讨了不同循环加载路径下管土竖向抗力与循环荷载幅值和土体破坏模式的关系。该研究以期为建立简化非线性管土竖向作用模型提供参考，并推广 SLA法在复杂大变形问题中的应用。

关键词：黏土；极限分析；大变形分析；深海管道

中图分类号：TU43 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－4548(2020)S2－0094－06

作者简介：孔德琼(1986—)，男，博士，研究员，研究方向为海洋岩土工程。E-mail: deqiong_kong@zju.edu.com。

Limit analysis of large defomation of deep-water pipelines under cyclic vertical pipe–soil interaction

KONG De-qiong[1, 2], WAN Jia-yi[1, 2]

(1. Center for Hypergravity Experimental and Interdisciplinary Research, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 2. College of Civil Engineering and Architecture, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China)

Abstract: The vertical pipe-soil interaction is the key element to determine the installation depth and the fatigue life of deep-water pipelines. A sequential limit analysis (SLA) is performed on the monotonic and cyclic loading behaviours of a rigid pipe in undrained clay. The numerical model incorporates the effects of strain softening and strain rate on the soil strength and the extremely large deformation of soils during pipe displacement. Moreover, the transition of failure mechanism of soils, formation of trenchs, collapse and backfilling of soils as well as pipes breaking out from soils during uplift can all be satisfactorily captured by the model. The validity and suitability of SLA in modelling such problems are demonstrated through a comparison with laboratory and centrifuge tests. Following that, the development of vertical resistance and failure mechanism of soils are discussed for a number of cases with different cyclic loading paths. The present study aims to provide guidance for the establishment of a simplified nonlinear pipe–soil vertical interaction model, and to promote the application of SLA method to modeling complex large-displacement geotechnical engineering problems.

Key words: clay; limit analysis; large deformation analysis; deep-water pipeline

0 引 言

海底管道是海洋油气能源运输的生命线，其安全运营是保障海洋油气资源开发的关键之一。深海管道在安装过程中通常直接铺设在海床表面，在管道自重、波浪、洋流等荷载和施工船舶扰动等动态铺设效应的共同作用下贯入海床至一定深度。管道动态运动一方面引起土体不排水抗剪强度降低，造成土体重塑，另一方面使得海床表面形成沟壕，两者共同作用造成管道贯入深度大于准静态计算值。管道埋置深度的准确评估对深海管道的设计至关重要，特别是在管道的在位稳定性、疲劳寿命[1]、热胀屈曲和轴向移动[2-3]等几个方面。

对于管道在不排水黏土中的静态竖向贯入过程的模型试验[4]已有大量相关研究。受土体参数限制，对于更为一般的问题，往往采用经典塑性理论[5-7]或小应变有限元分析理论[8-9]进行分析。近年来，随着数值模拟技术的高速发展，大变形分析开始得到广泛运用。当前，最常见的大变形模拟方法包括基于有限元分析

收稿日期：2020－08－07

的任意欧拉–拉格朗日法（ALE 法）[10]、耦合欧拉–拉格朗日法（CEL 法）[11-12]和小应变下网格重划分与差值方法（RITSS 法）[2]，但采用上述方法的研究对管道贯入深度多局限于一倍管径内。Hawlader 等[13]建立了计算流体动力学模型和 CEL 模型对单调贯入至 5 倍直径的管道运动过程进行模拟，真实反映了由管道贯入引起的极端土体变形，但由于网格重划分涉及到复杂的应力映射，该模型未模拟土体的坍塌回流问题。在管道贯入海床的过程中，管周土体将发生严重重塑并坍塌至管道上部。这一过程中土体自由界面表面演变复杂，对数值模拟带来了极大的挑战。因此，开发一种稳定高效的数值模拟方法是解决此类问题的关键。

本文基于连续极限分析法（SLA）对管道在竖向循环运动过程中的土体大变形问题进行了研究。首先分析了单调和循环位移下管土相互作用特性，并与已有的模型试验结果进行了对比验证。之后模拟了不同复杂加载路径下管道与土体的循环竖向作用，探索了土体抗力和破坏机构演变规律。该工作以期为复杂荷载条件下管－土相互作用简化模型的建立提供探索性依据，同时推广 SLA 方法在极端大变形岩土工程问题中的应用。

1　数值模型

1.1　SLA 法介绍

该方法在早期通常用于解决结构工程领域的一些简单问题，例如框架和平板等，此后被 Kong 等[14-15]进一步拓展使其适用于土结相互作用的分析。SLA 方法以牛津大学开发的有限元极限分析软件 OxLim 为核心，使用极限上限分析求解塑性变形区域的速度场，并将其在单个时间步内进行积分从而更新模型的瞬时位移场。通过重复这一小应变极限分析步骤，最终获得大变形问题的求解。

在 SLA 数值分析中，土体本构模型通常采用改进后的 Tresca 模型。Einav 等[16]在大量研究基础上提出通过如下经验公式考虑应变软化和应变率效应对土体不排水抗剪强度的影响：

$$s_{\mathrm{u}}=s_{\mathrm{u0}}\times[\delta_{\mathrm{rem}}+(1-\delta_{\mathrm{rem}})\mathrm{e}^{-3\xi/\xi_{95}}]\times\left[(1+\mu\lg\frac{\max(\dot{\gamma}_{\max},\dot{\gamma}_{\mathrm{ref}})}{\dot{\gamma}_{\mathrm{ref}}}\right], \tag{1}$$

式中，s_{u0} 为土体的初始不排水抗剪强度，一般情况下由 $s_{\mathrm{u0}}=s_{\mathrm{um}}+kz$ 确定，s_{um} 为泥面强度，k 为强度沿深度变化梯度，z 为泥面以下深度；第二项应变软化参数用于考虑由塑性应变 ξ 累积造成的土体强度衰减，第三项率效应参数则用于说明应变速率对土体强度的影响。残余强度系数 δ_{rem} 对应为灵敏度 S_{t} 的倒数，表示土体完全重塑后强度与初始强度的比值，延展参数 ξ_{95} 则与土样强度降低到其峰值强度 5%时的累积剪应变相对应。其中，海洋软土的 δ_{rem} 变化范围一般为 0.2～0.5，ξ_{95} 为 10～50。黏度系数 μ 用于分析土体强度随应变率增大而增强的关系，$\dot{\gamma}_{\max}$ 为土体最大剪应变速率，$\dot{\gamma}_{\mathrm{ref}}$ 为土体参考剪应变速率，对于海洋软土而言，μ取值范围通常为 0.05～0.2，$\dot{\gamma}_{\mathrm{ref}}$ 一般取 3×10^{-6}/s[16]。

1.2　管土模型及参数选取

本文基于平面应变假定进行分析，图 1 为管道－土体相互作用模型及初始网格划分，管道直径为 D，其属性设置为平面应变刚体，整个圆周划由 60 条直线段连接而成；管道在竖直方向上可自由移动，仅对其旋转自由度进行约束。土体的半宽、半深分别用 B 和 L 表示，底边和右侧边界设置为固定约束，表面设置为自由边界。由于该计算模型具有对称性，本文对其右半部分进行考虑，并对对称轴上的节点的横向移动进行约束。模型的最小单元尺寸为 $0.0005D^2$，每次分析的管道增量位移 δd 设置为 $0.005D$。

土体浮重度为 γ'，管土界面切向最大容许剪应力为 $\tau_{\mathrm{int}}=\alpha s_{\mathrm{u}}$，其中 α 表示界面黏聚力系数（α =0 为完全光滑，α =1 为完全粗糙），s_{u} 为土体不排水抗剪强度。管土法向最大拉应力为 T，在贯入过程中假定管土界面不能承受拉应力（T=0），而上拔过程中管道底侧承受无穷拉应力（T=∞）。

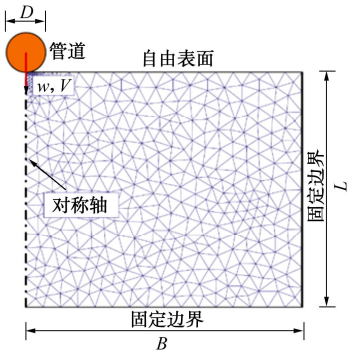


图 1　计算模型

Fig. 1 SLA model

2　单调加载

本节采用 SLA 方法对较深埋深管道的竖向贯入过程进行数值模拟，Lee[17]在常重力下针对高岭土地基进行了此类问题的小比尺物理模型试验，从中观察到土体由整体破坏到局部破坏的破坏机构演变。本节将模型管道视作刚体，由海床表面贯入至 $4D$ 处，假定管土界面完全光滑，故本算例中 α =0，具体土体参数见表 1 所示。

表 1 竖向贯入模型试验参数

Table 1 Parameters of model tests on vertical loading

参数	管道直径/m	土体强度 s_{u0} /kPa	有效重度 γ' /(kN·m^{-3})	埋深 w/D	加载速率 v_p/(m·s^{-1})	灵敏度 S_t	延展参数 ξ_{95}
Lee[17]	0.03	1.1+4.5z	6	7	0.003	1.7	10
Hu 等[18]	1.0	5.19z	—	3	0.001	—	—

图 2 为管道从海床表面贯入至 4D 过程的荷载－位移关系曲线。结果表明：不考虑应变软化和率效应的理想土（S_t = 1，μ = 0）在整个加载过程中与模型试验结果存在明显差异，考虑土体的软化而不考虑率效应的算例（S_t = 1.7，μ = 0）可以更合理地预测了深埋处的阻力，但在深度小于 3D 时仍存在计算结果偏小的情况；当考虑率效应（μ = 0）时土体抗力计算结果出现明显的增大，在埋深小于 1D 时与模型试验结果高度吻合。

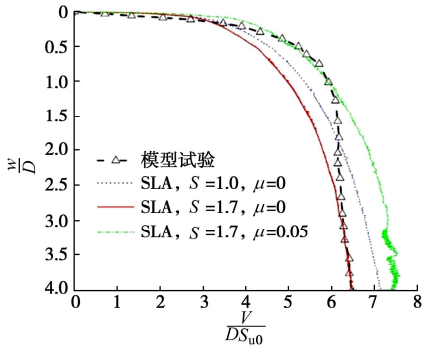


图 2 深埋管道受荷响应

Fig. 2 Loading response of pipe during deep penetration

图 3 为管道贯入至一定深度后土体速度场和无量纲化剪切应变率分布情况。随着管道贯入深度逐渐增大，最终剪切破坏带集中分布在管道周围，土体破坏机构转变为局部破坏模式。由于该模型试验是在常重力下以较小比例进行，土体重量的影响远小于现场，因此在模型试验和数值模拟中均未发现管道上方土体的回填现象。

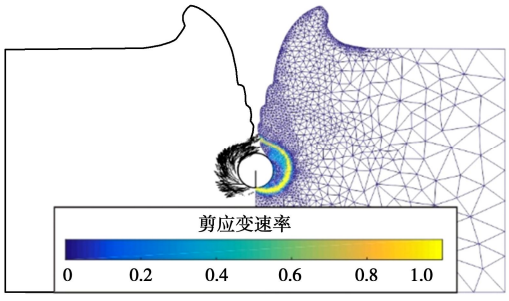


图 3 土体破坏机构（w/D = 4）

Fig. 3 Failure mechanism of soils

3 循环加载

本节对复杂加载路径下管道与土体的循环竖向作用进行分析。首先对循环位移下管土相互作用特性进行模拟，并将模拟结果与 Hu 等[18]提供的离心试验结果进行了比较，验证了 SLA 模型的有效性；之后针对几个关键参数开展参数分析，对复杂加载路径下土体抗力和破坏机构演变规律进行探究。

3.1 验证

采用 SLA 方法对 Hu 等[18]离心机试验的最初几个加载循环进行模拟。该试验中，管道从泥面处贯入至初始埋深 3D，之后进行一次振幅为 3D 的上拔/再贯入循环。管－土界面张拉力在上拔过程中设为无穷大，贯入过程中为零，其他具体土体参数见表 1 所示。注意，由于 Hu 等[18]给出的初始土体强度在泥面处大小为 0，为保证模拟过程数值稳定性，将土体初始强度设置为 s_{u0}=1+4.8z，这一处理使 SLA 模型中 3D 深度处的初始土体强度与离心试验保持一致。离心机试验中未提供的参数 S_t 和 ξ_{95} 分别取 3.3 和 10，土体有效重度 γ' 取 6 kN/m^3，与实际深海海床土体重度一致。

图 4（a）将数值模拟结果（μ =0.05）与离心机试验得到的土体抗力进行比较。在初始贯入阶段两种方法的计算结果吻合程度较好，在下行到达 3D 深度、阻力到达最大值前贯入阻力与埋深基本成线性增加关系；稍有不同的是，在开始贯入前离心试验中的管道所受的土体抗力为非零值，该抗力是否源于浮力尚不明确。在上拔阶段，由于假设土体为刚塑性材料且管-土界面张拉力在上拔过程中为无穷大，管道在向上运动初始阶段土体抗力会立刻达到峰值，而在离心试验结果中则需要大约 0.3D 的距离以达到峰值阻力，但在管道上行至 2.4D 深度后重新逼近离心试验结果。在再贯入阶段，数值模拟结果与试验曲线吻合较好，土体抗力较初次贯入时有明显减小，表明土体内部发生了严重的重塑现象。图 4（b）显示了率效应对土体抗力的影响，此处仅给出初始贯入过程和上拔阶段的结果。在初始贯入阶段，μ =0.05 和 0.1 的数值模拟结果均与离心机试验结果高度吻合；而在上拔过程中土体抗力随 μ 的增大而显著增加，特别是在埋置深度大于 1D 时，与离心机试验结果存在较大差距。

图 5 展示了竖向循环加载试验中不同阶段的土体变形以及应变软化系数和率效应系数分布情况。此处，率效应系数与最大剪切应变率 $\dot{\gamma}_{max}$ 相关，也间接反映土体剪切变形程度。管道上拔后管周剪切带附近土体强度接近于完全重塑土强度，远离剪切带上方的土体则经历不同程度应变软化，因此，在再贯入过程中的竖向土体抗力远小于初始贯入过程中的竖向土体抗力（图 4（a））。

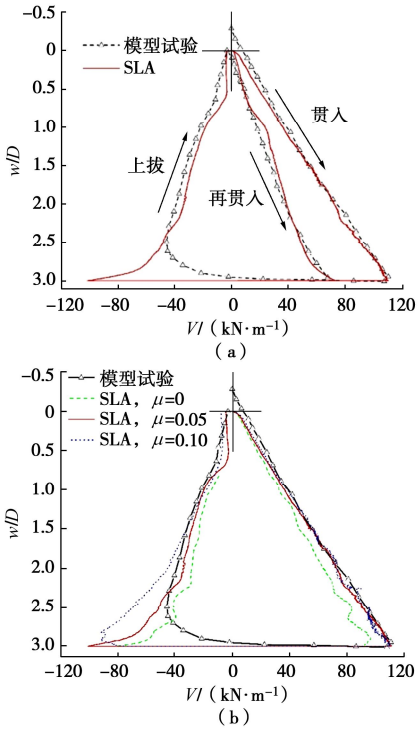


图 4 离心试验与 SLA 模拟竖向循环运动结果比较

Fig. 4 Comparison between centrifuge tests and SLA simulations

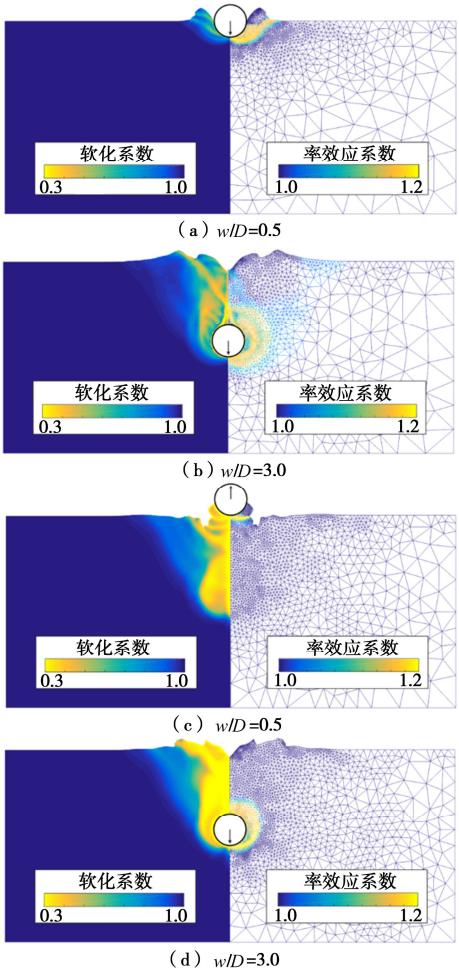


图 5 竖向循环运动下土体变形

Fig. 5 Deformations of soils during cyclic vertical loading

3.2 参数研究

本节对管道与土体的循环竖向作用中循环振幅 w_{ult} 和加载路径的影响进行探究。土体初始强度设置为 $s_{u0}=1+2z$，土体重度为 3 kN/m^3。考虑土体的软化而不考虑率效应，残余强度系数 δ_{rem} 和延性参数 ξ_{95} 分别取 0.3 和 20，其他参数与 3.1 节中一致。

图 6 为管道竖向贯入至一定深度（w_{ult}）后上拔至海床表面过程中土体抗力的变化规律。对 4 组不同深度进行分析：w_{ult}/D=0.5，1.0，1.5，2.0。在加载过程中 4 种工况下土体抗力变化具有相似的规律。值得注意的是，w_{ult}/D=0.5 和 1 两种工况下管道上拔至泥面处时土体抗力接近于 0，这与海洋立管的典型管土相互作用模型吻合，而其它两种工况则表现出大于 0 的土体抗力。

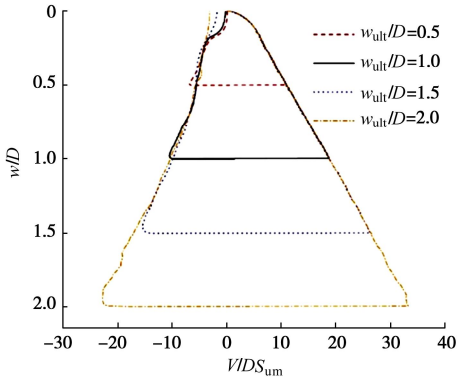


图 6 不同振幅下竖向循环受荷响应

Fig. 6 Penetration and extraction of a pipe with different amplitudes

图 7 为非横幅循环加载路径下的土体抗力－埋深关系曲线，上述 w_{ult}/D=1 的算例在图中作为参照，将该曲线定义为骨干曲线。在管道每一次再贯入过程的初始阶段，受先期管道运动的影响，土体抗力最初与骨干曲线值相比较小，当管道继续向下贯入，超过历史最大埋深后，土体抗力与骨干曲线逐渐逼近，这种现象与 Randolph 等[19]的研究结论一致。此外，图 7 中前 2 次循环的管道上拔承载力与骨干曲线值相比偏大，直到第 3 次循环（0.2≤w/D≤1.0）其值低于骨干曲线，表明管道移动距离越大，土体应变软化越严重，对管道的上拔承载力的削弱作用越明显。值得注意的是，在第三次上拔过程的最后阶段（w/D≤0.2），循环贯入工况下管道承受的土体抗力明显大于直接贯入的情况，且当管道上升至泥面处时土体抗力为非零值，该现象与图 8 中两种工况下软化系数相吻合。观察图 8 可以发现，在循环贯入—上拔试验中管道底部存在

土体黏结的情况，而在单次贯入—上拔的工况下管道几乎完全脱离土体。

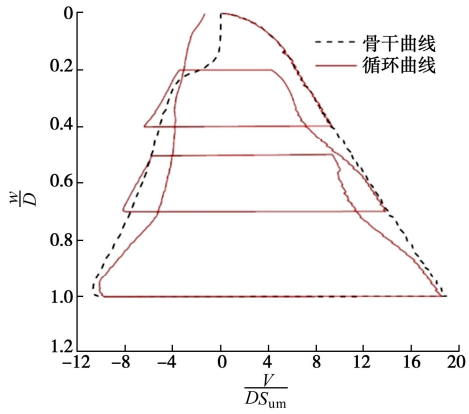


图 7 非恒幅竖向循环受荷响应

Fig. 7 Retreating/encroaching behaviours during cyclic vertical loading

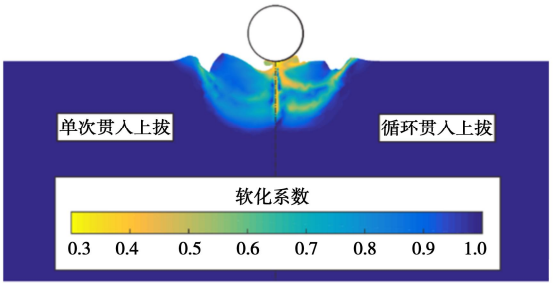


图 8 土体软化系数

Fig. 8 Softening factor

图 9（a）为管道小振幅（0.1D）竖向循环加载路径下的土体抗力－埋深关系曲线。管道在初始状态贯入至 0.5D 后在 0.4D 和 0.5D 之间进行十次垂直振动循环，然后再贯入至 1D 深度，最后上拔至海床表面。此外，图中同样给出管道直接贯入到 1D 然后上拔至泥面的骨干曲线以作对比。图 9（a）表明，在循环运动过程中土体竖向抗力随循环次数增加而逐渐下降，尽管这一弱化速率随振次逐渐降低，当管道结束循环再次向下贯入时，土体抗力在初始阶段远小于骨干曲线值，随着深度增加逐渐逼近骨干曲线。图 9（b）为管道在较大振幅（0.5D）竖向循环加载路径下的土体抗力－埋深关系曲线。在此工况下管道首先被直接贯入至 2D，处于完全掩埋状态，然后在 1.5D～2D 进行 5 次垂直振动循环，管道在结束循环后最终贯入至 3D 处，其现象与图 9（a）相似。图 9（a）和 9（b）涵盖了全埋管道和部分埋入管道的贯入/上拔荷载特性，展示了 SLA 在复杂加载路径下模拟循环管土相互作用的能力。

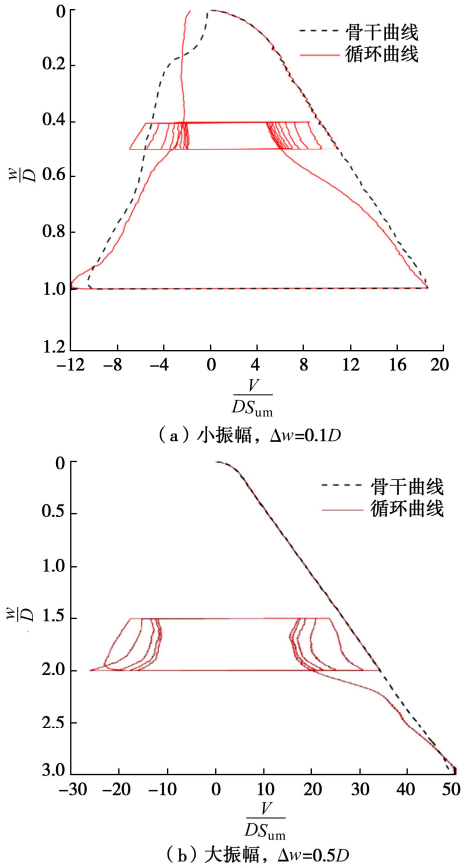


图 9 非恒幅竖向循环受荷响应

Fig. 9 Loading responses of a pipe subjectal to vertical oscillations

4 结 论

本文采用连续极限分析（SLA）方法对深海管道的竖向管土大变形相互作用进行了研究，针对不同复杂位移路径和土体变形的工况进行了详细分析，得到以下 3 点结论。

（1）SLA 法通过求解一系列连续小变形问题实现对极端大变形问题的模拟，该过程中通过网格重划分与场变量映射避免了网格失真问题。本文中 SLA 法对管道位移过程中涉及的破坏机构演变、土体沟槽、土坡坍塌回流和上拔破土行为均能进行有效模拟，且所得管土抗力与模型试验结果高度吻合。

（2）SLA 因无需构建应力应变关系从而可采用较长的时间步长分析大变形问题，因此具有较高的数值稳定性和计算效率。例如，本文中竖向循环贯入涉及 9 倍直径（图 4（a））的管道位移和土体极端大变形，利用 SLA 法在常用计算机上可在 2 h 内完成模拟。

（3）管道在竖向循环运动过程中土体发生应变软化使得管道竖向抗力峰值随循环次数增加而逐渐减小，但埋深突破历史最大埋深时逐渐逼近骨干曲线，表现出典型的迟滞现象，与以往模型试验结果高度吻合。采用 SLA 法可标定 Randolph 等[19]所提出的管－土相互作用非线性弹簧模型，以进行简化三维模拟分

析管道疲劳问题。

本文首次针对管道自泥面贯入后的竖向循环管土相互作用展开了研究，介绍了连续极限分析 SLA 法并得到了模型试验的验证，同时开展典型复杂工况下的模拟展示了 SLA 在模拟极端土体大变形问题方面的特点和优势。由于文章篇幅限制，未进一步开展更细致的参数分析以建立简化的管－土竖向作用弹簧模型。此外，本文因采用总应力法，未考虑管道贯入过程中所产生的超静孔压，也是本文的局限性之一。

致　谢：感谢牛津大学 Chris Martin 教授为本研究提供有限元极限分析代码 OxLim。

参考文献：

[1] SHIRI H. Influence of Seabed Response on Fatigue Performance of Steel Catenary Risers in Touchdown Zone[D]. Perth: The University of Western Australia, 2010.

[2] CHATTERJEE S, RANDOLPH M F, WHITE D J. The effects of penetration rate and strain softening on the vertical penetration resistance of seabed pipelines[J]. Géotechnique, 2012, **62**(7): 573－582.

[3] WHITE D J, WESTGATE Z J, BALLARD J C, et al. Best practice geotechnical characterization and pipe-soil interaction analysis for HPHT pipeline design[C]// Offshore Technology Conference, 2015, Houston.

[4] 刘　润, 郭绍曾, 王洪播, 等. 渤海湾软黏土对埋设海底管线约束力的研究[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(5): 961－967. (LIU Run, GUO Shao-zeng, WANG Hong-bo, et al. Soil resistance acting on buried pipelines in Bohai Bay soft clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(5): 961－967. (in Chinese))

[5] RANDOLPH M F, HOULSBY G T. The limiting pressure on a circular pile loaded laterally in cohesive soil[J]. Géotechnique, 1984, **34**(4): 613－623.

[6] MURFF J D, WANGER D A, RANDOLPH M F. Pipe penetration in cohesive soil[J]. Géotechnique, 1989, **39**(2): 213－229.

[7] MARTIN C M, RANDOLPH M F. Upper bound analysis of lateral pile capacity in cohesive soil[J]. Géotechnique, 2006, **56**(2): 141－145.

[8] MERIFIELD R S, WHITE D J, RANDOLPH M F. The ultimate undrained resistance of partially embedded pipelines[J]. Géotechnique, 2008, **58**(6): 461－470.

[9] MARTIN C M, WHITE D J. Limit analysis of the undrained bearing capacity of offshore pipelines[J]. Géotechnique, 2012, **62**(9): 847－863.

[10] MERIFIELD R S, WHITE D J, RANDOLPH M F. Effect of surface heave on response of partially embedded pipelines on clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2009, **135**(6): 819－829.

[11] 郭绍曾. 海底管线自沉与土体水平向抗力研究[D]. 天津: 天津大学, 2012. (GUO Shao-zeng. Research on Pipeline Penetration and the Lateral Soil Resistance[D]. Tianjin: Tianjin University, 2012. (in Chinese))

[12] 闫澍旺, 林　澍, 霍知亮, 等. 桶形基础液压下沉过程耦合欧拉–拉格朗日有限元分析[J]. 岩土力学, 2017, **38**(1): 1－6. (YAN Shu-wang, LIN Shu, HUO Zhi-liang, CHU Jian, et al. Jack penetration process analysis of suction caisson by CEL method[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, **38**(1): 1－6. (in Chinese))

[13] HAWLADER B, DUTTA S, FOUZDER A, et al. Penetration of steel catenary riser in soft clay seabed: Finite-element and finite-volume methods[J]. International Journal of Geomechanics, 2015, 15(6).

[14] KONG D. Large Displacement Numerical Analysis of Offshore Pipe-Soil Interaction on Clay[D]. Oxford: University of Oxford, 2015.

[15] KONG D, MARTIN C, BYRNE B. Modelling large plastic deformations of cohesive soils using sequential limit analysis [J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2017, **41**: 1781－1806.

[16] EINAV I, RANDOLPH M F. Combining upper bound and strain path methods for evaluating penetration resistance[J]. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 2005, **63**(14): 1991－2016.

[17] LEE Y S. Physical and Numerical Modelling of Pipe-Soil Interaction in Clay[D]. Sheffield: The University of Sheffield, 2012.

[18] HU H J E, LEUNG C F, CHOW Y K, et al. Centrifuge modelling of SCR vertical motion at touchdown zone[J]. Ocean Engineering, 2011, **38**: 888－899.

[19] RANDOLPH M F, QUIGGIN P. Non-linear hysteretic seabed model for catenary pipeline contact[C]// In Proceedings of the ASME 2009 28th International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering, 2009, Honolulu, Hawaii, USA.

（编校：孙振远）

DOI：10.11779/CJGE2020S2018

渗漏点高度对寒区加高渠道不协调变形的影响

郭万里[1, 2]，蔡正银[*1, 2]，王 羿[3]，黄英豪[1, 2]，张 晨[2]

（1. 土石坝破坏机理与防控技术水利部重点实验室，江苏 南京 210024； 2. 南京水利科学研究院岩土工程研究所，江苏 南京 210024；
3. 西北农林科技大学旱区寒区水工程安全研究中心，陕西 杨凌 712100）

摘 要：寒区渠道由于水位和温度的周期性变化，渠基土经历“湿干冻融”循环作用，这将加剧加高渠道的不协调变形。因此，以北疆输水渠道加高改造工程为例，结合有限元计算结果分析了不同渗漏点高度对渠坡不协调变形的影响，主要结论如下：①渠坡不协调变形最显著的时间点出现在“冻”的阶段，但是并非出现在温度最低点，而是出现在温度由最低温度开始向上回升时；②当渗漏点在渠坡中点附近时，加高层引起的渠坡不协调变形最显著，渠坡与衬砌之间的漏空变形最大，且随着“湿干冻融”循环次数的增大而增大，并有逐渐趋于稳定的趋势；③渗漏点高于渠坡中点时，虽然渠坡冻胀变形增大，但是不协调变形引起的渠坡与衬砌之间的漏空变形反倒降低。渗漏点低于渠坡中点时，渠坡冻胀变形和不协调变形都较低。可见，渠坡冻胀量大并不一定意味着加高渠坡不协调变形大，渗漏点位置较低时，冻胀量越小且加高渠道的不协调变形也最小，是一种最理想的工况。

关键词：加高渠道；不协调变形；湿干冻融；渗漏；寒区

中图分类号：TU43 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－4548(2020)S2－0100－06

作者简介：郭万里(1990—)，男，博士，高级工程师，主要从事土体基本性质及本构关系、冻土工程方面的研究工作。E-mail: guowljs@163.com

Influences of height of leakage point on uncoordinated deformation of heightening canals in cold areas

GUO Wan-li[1,2], CAI Zheng-yin[*1, 2], WANG Yi[3], HUANG Ying-hao[1, 2], ZHANG Chen[2]

(1. Key Laboratory of Failure Mechanism and Safety Control Techniques of Earth-Rock Dam of the Ministry of Water Resources, Nanjing 210024, China; 2. Geotechnical Engineering Department, Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210024, China; 3.College of Water Resources and Architectural Engineering, Northwest A&F University, Yangling 712100, China)

Abstract: Due to the periodic changes of water supply and temperature in canals in high cold regions, the canal soils will undergo the "wetting-drying and freeze-thaw" cycles, which will aggravate the uncoordinated deformation of the heightening canals. The influences of different heights of leakage point on the uncoordinated deformation of canal slopes is analyzed by taking the heightening canal in northern Xinjiang as an example. The main conclusions are as follows: (1) The most significant uncoordinated deformation of the canal slopes occurs at the "freezing" stage, but it does not occur at the lowest temperature point, it occures when the temperature starts to rise from the lowest temperature. (2) When the leakage point is near the midpoint of the canal slopes, the uncoordinated deformation of the canal slopes caused by the addition of high rise is the most significant. The distance between the canal slope and the linings is the maximum, which increases with the increasing number of "wetting-drying and freeze-thaw" cycles to a constant value. (3) When the seepage point is higher than the midpoint of the canal slopes, the frost-heave deformation of the canal slopes increases, but the distance between the canal slopes and the linings caused by the uncoordinated deformation decreases. When the seepage point is lower than the midpoint of the canal slopes, the frost-heave deformation and the uncoordinated deformation of the canal slopes are both lower. It can be seen that a larger frost heave in the canal slopes does not necessarily mean a larger uncoordinated deformation in the heightening canals. When the leakage point is lower, the frost heave is the minimum and the uncoordinated deformation caused by heightening layer is also the minimum, which is an ideal working condition.

Key words: heightening canal; uncoordinated deformation; wetting-drying and freeze-thaw; leakage; cold area

基金项目：国家重点研发计划重点专项项目（2017YFC0405102）；国家自然科学基金项目（51909170）；中央级公益性科研院所基本科研业务费专项资金项目（Y319010）；中国博士后科学基金项目（2018M640500）

收稿日期：2020－08－07

*通信作者（E-mail: zycai@nhri.cn）

0　引　　言

长距离调水工程是实现国家水资源优化配置的重大战略举措，对西北高寒缺水地区而言更是名副其实的生命线工程。经济的发展导致用水量增加，寒区一些渠道的供水能力已渐显不足，在原有渠道上进行加高扩建成为提高渠道输水能力的重要手段之一。以北疆供水工程为例，采用贴坡加高的方式将渠道由原来的5.6 m加高到7.5 m，由于渠道是梯形断面，加高之后的渠道供水能力得到了显著提高。

但是，渠道加高后面临的一大工程问题是渠坡的不协调变形。寒区冬季气温低，可达−30℃；渠道输水主要集中在春夏季，因此，供水和气温都是周期性变化的。若渠道防渗体系完好，无渠水渗漏，则对渠基土而言只会经历“冻融”循环。事实上，渠道在实际运行过程中难免出现渗漏，根据渠道管理部门的监测数据，不同的断面渗漏点高度不同：最高渗漏点与渠水位齐平，最低渗漏点发生在渠底。可见，渗漏断面的渠基土同时也经历了“干湿”循环。以1 a为周期，渠基土经历了“干湿”循环和“冻融”循环的耦合作用，朱洵等[1]将其概括为“湿干冻融”耦合循环[1]。

渠道渗漏点高度决定了渠道浸润线的位置，一方面，渠水入渗本身会造成渠基土性质的劣化，使得渗漏点以上和以下的渠基土性质产生差异，加剧渠坡的不协调变形。另一方面，渠水入渗之后，浸润线以下土体逐渐饱和，使得冻胀作用更加显著，进一步加剧渠坡的不协调变形。渗漏点下部的土体经历“湿干冻融”耦合循环作用，劣化程度将显著高于上部土体[1]，渠坡的不协调变形可能会持续增大，对坡面衬砌产生危害，甚至导致衬砌的架空、断裂及剥落等，严重影响渠道的正常运行[2-5]。

由此可见，渗漏点高度是影响加高渠道不协调变形的主要因素之一。但是，该问题在此前并未被重点关注，主要原因在于普通地区的输水渠道无需考虑“冻融”循环或者“冻融”循环的影响较小；且基本能够保证全年供水，“干湿”循环的影响也较小，渠基土的性质常年能保持较为稳定的状态，渠坡不协调变形不明显。

本文将以北疆寒区输水渠道加高改造工程为背景，结合水–热–力三场耦合计算理论，计算分析不同渗漏点高度下渠坡的变形特性，并重点分析不同渗漏点高度对渠坡不协调变形的影响，为工程设计、施工、运行维护以及相关研究提供科学依据。

1　模型建立

1.1　边界条件

北疆供水渠道改扩建工程中，老渠道为挖方工程，主要土料为膨胀土，渠顶高度为 5.6 m，边坡坡度 1∶2，如图 1 所示；渠道加高改造是填方工程，采用就近取材的原则，主要填筑料为戈壁料，采用贴坡加高的方法，加高之后的渠顶高度为 7.5 m，如图 1 所示。

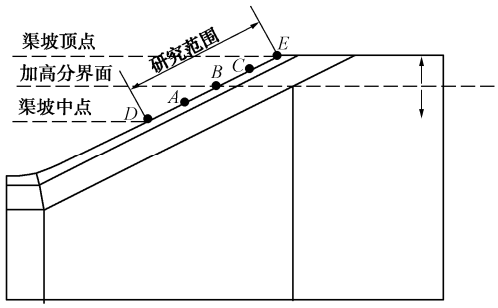


图 1　加高渠道横断面

Fig. 1 Cross section of heightening canal

由加高层引起的渠坡不协调变形主要集中在老渠坡中部以上，对于北疆输水渠道，该渠坡段是图 1 中的 *DE* 段。其中，*B* 为坡面加高分界点，*E* 为渠坡顶点，*D* 点为加高后渠坡的中部。

将 *DE* 坡段均匀选取 21 个点为研究点，通过分析各点的法向变形来分析 *DE* 段渠坡的变形特性。其中，*A* 为 *DB* 中点，*C* 为 *BE* 中点。

北疆供水渠道并非全年供水，而是只集中在春夏季供水，冬季气温很低，因此，以一年为一个周期，渠道的水分和温度都是周期性变化的，呈现出“湿干冻融”循环的特点。以一个周期为例，有限元计算中的主要边界条件如图 2 所示。

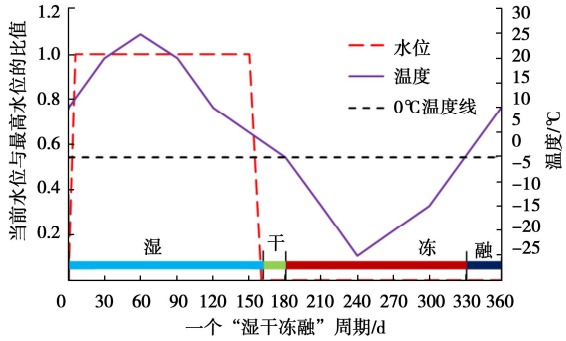


图 2　水位和温度的周期性变化

Fig. 2 Periodic changes in water level and temperature

根据对渠基土在“湿干冻融”循环下的室内单元试验所总结的规律，渠基土的劣化在经历 5 个循环周期后会逐渐趋于稳定。因此，本文计算了渠道在 5 个“湿干冻融”循环周期内的变形特性，每个周期内“湿干冻融”四个状态对应的时间节点如表 1 所示。

有限元计算所采用的“水–热–力”三场耦合计算

方法在笔者此前的研究中已有详细的介绍和验证，渠道正常运行时的水位为 5.5 m，此处不再赘述。

表 1 有限元计算边界条件变化的时间节点

Table 1 Time points of change of boundary conditions in finite element analysis

状态	第 1 年	第 N 年	边界条件
湿	6	360(N−1)+ 6	水位从 0 m 上升到最高水位
	150	360(N−1)+ 150	持续供水到降水前
	160	360(N−1)+ 160	水位下降到 0 m
干	180	360(N−1)+ 180	温度下降到 0
冻	240	360(N−1)+ 240	温度下降到−20℃
	330	360(N−1)+ 330	温度上升到 0℃
融	360	360(N−1)+ 360	融化阶段

1.2 计算方案

渠道计算有限元网格如图 3 所示。理论上讲，若渠道防渗体系完好，渠道不会发生渗漏，渠道土体将没有水分的持续补充。然而，根据管理部门提供的监测资料，较多断面出现了渗漏情况。最严重的渗流断面，渗漏点高度与渠水正常运行高度持平，都为 5.5 m；有的渗漏则发生在渠底，即渗漏点高度为 0 m。因此，本文设计了 4 种计算方案，渗漏点高度分别为 5.5，4.0，2.0，0 m，如图 3 所示。

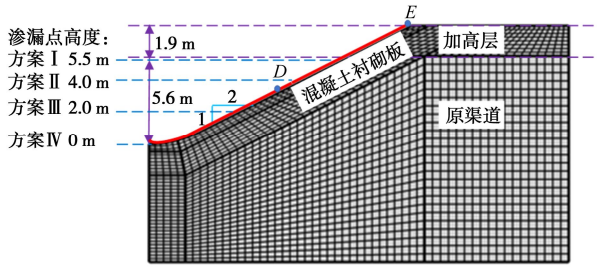


图 3 不同计算方案对应的渗漏点高度

Fig. 3 Heights of leakage point corresponding to different calculation schemes

图 3 中，方案Ⅰ是典型工况，对应的是渗漏点与渠水位齐平，都为 5.5 m。方案Ⅳ也是典型工况，对应的是渗漏点在渠底，高度为 0 m。方案Ⅱ对应的渗漏点高度为 4.0 m，高于 D 点（3.7 m），方案Ⅲ对应的渗漏点高度为 2.0 m，低于 D 点（3.7 m）。

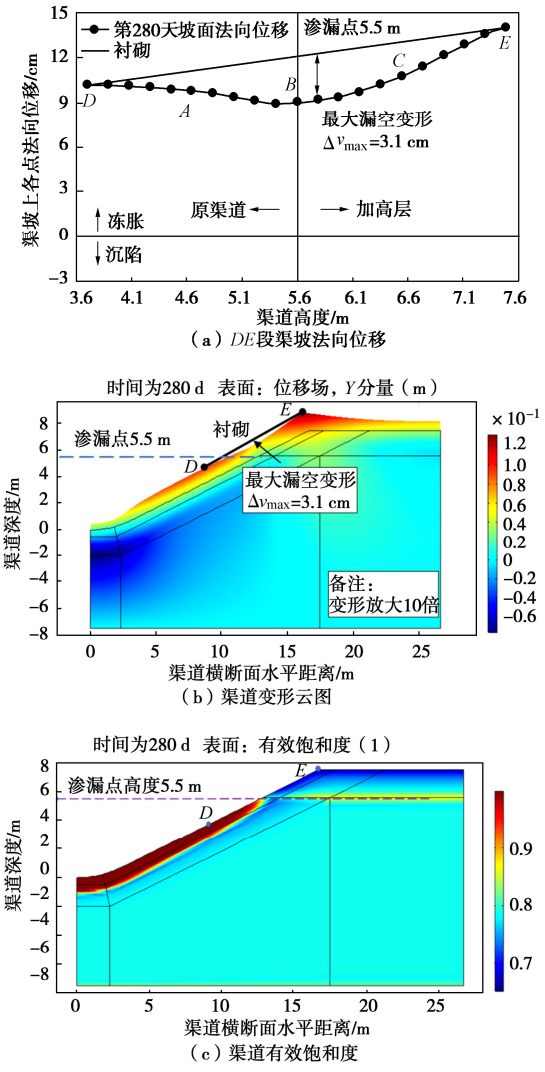
综上可见，4 种计算方案中，5.5，4.0 m 这两种方案渗漏点高于 D 点，2.0 m 和 0 m 这两种方案是渗漏点低于 D 点，计算方案设计较为合理。

2 渗漏点高度影响分析

2.1 不协调变形指标

如何描述不协调变形的程度，笔者[6]提出用衬砌与渠基土之间产生的漏空变形来表征。由渠道加高层引起的渠坡不协调变形主要集中在渠道的上部，即图 1 中的 DE 段，DE 段衬砌与土体之间在“湿干冻融”的作用下会产生漏空，其中最大漏空值即为所定义的最大漏空变形 Δv_{max}。

以渗漏点高度为 5.5 m 计算结果为例，第 280 天时 DE 段坡面法向位移如图 4（a）所示，由图 2 可见，第 280 天时，温度约为−15℃，渠道正处于“冻”的阶段。因此，渠道土体冻胀变形，产生垂直于坡面向上的法向位移，DE 段衬砌被顶起。



（a）DE段渠坡法向位移

（b）渠道变形云图

（c）渠道有效饱和度

图 4 渗漏点高度 5.5 m 时渠坡最大漏空变形

Fig. 4 Maximum values of Δv_{max} at height of leakage point of 5.5 m

由于渗漏高度为 5.5 m，老渠坡中点附近的 D 点处于渠道渗漏点以下，为饱和区域，如图 4（c）所示；位于渠顶的 E 点是双向冻结，易产生冻胀变形的点。因此，DE 两个端点在该冻胀时间段内分别成为老渠道和加高层冻胀位移最大的点，如图 4（a）所示，将 DE 段衬砌顶起，使得渠道土体与衬砌之间产生了漏空区域，如图 4（b）所示。最大漏空变形位于 B 点附近，即加高层与老渠道的分界面附近，为 Δv_{max}=3.1 cm。

根据图 4 中定义的最大漏空变形 Δv_{max}，以渗漏

点高度为 5.5 m 工况的第一个周期为例，在 360 d 内 *DE* 段最大漏空变形 Δv_{max} 如图 5 所示。从 0～180 d，最大漏空变形 Δv_{max} 较小，基本可以忽略，漏空主要来源于通水后老渠坡在水荷载作用下产生了微小变形，而加高层在水位以上，无水压力作用，因此 *DE* 段产生了微小漏空。180 d 以后，温度变为负温，渠基土开始产生冻胀，随着冻胀时间的延续，冻胀量持续增大，最大漏空变形 Δv_{max} 也逐渐增大，在 280 d 左右达到最大，为 3.1 cm。随后，随着温度的回升，冻胀量变小，最大漏空变形 Δv_{max} 逐渐小。

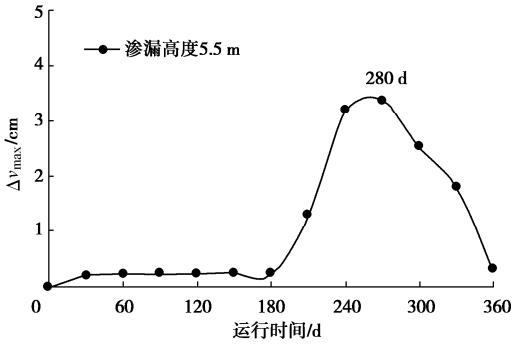


图 5 第一个周期内最大冻胀变形的变化曲线

Fig. 5 Curve of Δv_{max} in first period

值得注意的是，280 d 时温度为−15℃，并不是全年温度最低的时间点，温度最低点出现在第 240 天，为−20℃，如图 2 所示。但是，由图 5 可见，第 240 天时，最大漏空变形 Δv_{max} 并不是最大，略小于第 280 天。其原因在于，第 280 天介于温度最低点（240 天，−20℃）至温度回升至 0℃（330 天）之间，与第 330 天相比，第 280 天的温度−15℃远低于第 330 天时的 0℃；与第 240 天相比，第 280 天冻结时间更长，且温度较为接近。换言之，第 280 天可视为每个周期内冻结时间与冻结温度综合作用下冻胀效果最显著的时间节点，此时新老渠坡漏空变形 Δv_{max} 达到最大，新老渠坡不协调变形最为显著。因此，在以下研究中，将各个周期内的第 280 天作为考察最大不协调变形的时间节点。

2.2　渗漏点高度的影响

图 6 整理了 4 种计算方案在每个周期 280 d 时的最大漏空变形 Δv_{max}。从图 6 中可以看出关于 Δv_{max} 的两个重要特征：

（1）各周期内的最大漏空变形 Δv_{max} 在渗漏点高度为 0～2 m 范围内时基本都相同，处在最低的水平；然后，Δv_{max} 随着渗漏点高度的增大而增大，在渗漏点高度为 4 m 时，Δv_{max} 达到最大值；渗漏点高度继续增大到 5.5 m 时，最大漏空变形 Δv_{max} 反倒降低。

（2）渗漏点高度为 4 m 时，最大漏空变形 Δv_{max} 最大，且随着“湿干冻融”循环次数的增大而增大，并有逐渐趋于稳定的趋势。

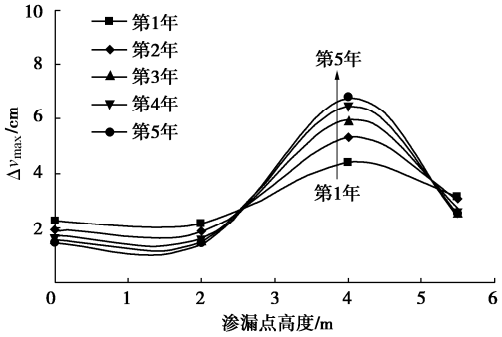


图 6 最大漏空变形 Δv_{max} 与渗漏点高度的关系

Fig. 6 Relationship between Δv_{max} and height of leakage point

第（2）个特征比较容易理解，以渗漏点高度 4.0 m 为例，如图 7 所示，随着“湿干冻融”循环次数的增加，渠坡冻胀量会逐年积累，最大漏空变形 Δv_{max} 随着“湿干冻融”循环次数的增加而增大，由第一年的 4.4 cm 逐步升高到第 5 年的 6.8 cm。但是，Δv_{max} 不会一直增大，而是逐渐趋向于稳定，这是由于经过多次“湿干冻融”循环作用以后，渠基土的性质会逐渐趋于稳定[1]，因此渠坡与衬砌之间的漏空也会逐渐趋于稳定。

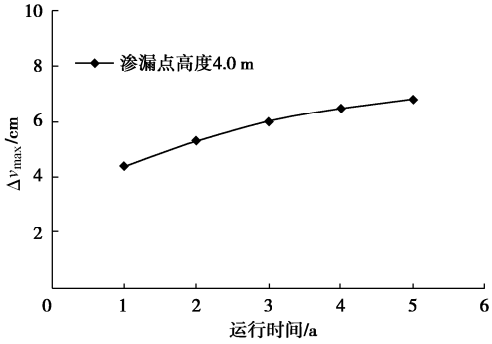
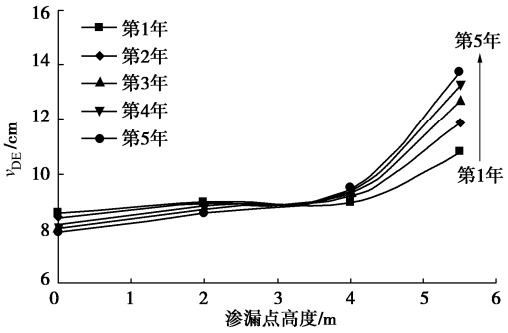


图 7 最大漏空变形 Δv_{max} 与运行年份的关系

Fig. 7 Relationship between Δv_{max} and years

图 6 中第（1）个规律则比较反常：直观印象中，渗漏点高度越高，渠坡饱和区域面积越大，则渠坡上的冻胀量越大，不协调变形应越显著，即最大漏空变形 Δv_{max} 应随着渗漏点高度的增大而增大。但是，图 6 中的计算结果则显示渗漏点高度为 4 m 时 Δv_{max} 最大，渗漏点高度为 5.5 m 时 Δv_{max} 比 4 m 时要低。

渗漏点高度越高，渠坡上的冻胀变形越大，这一规律是毋庸置疑的。图 8 绘制了 *DE* 渠坡段土体的平均冻胀变形，用 v_{DE} 来表示。由图 8 可见，随着渗漏点高度增大，v_{DE} 是单调增大的，在渗漏点高度为 5.5 m 时，v_{DE} 达到最大值；且 *DE* 段的平均冻胀变形 v_{DE} 是逐年增大的，增加幅度逐年放缓，有趋于稳定的趋势。

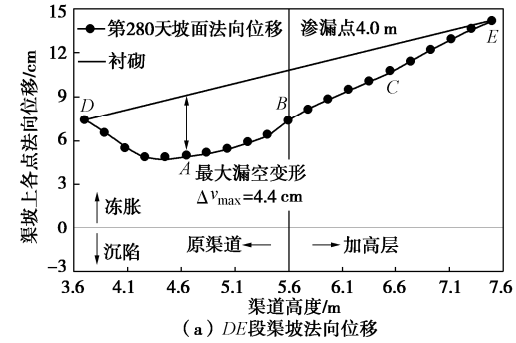


注：图8中v_{DE}是DE段21个研究点的冻胀变形平均值

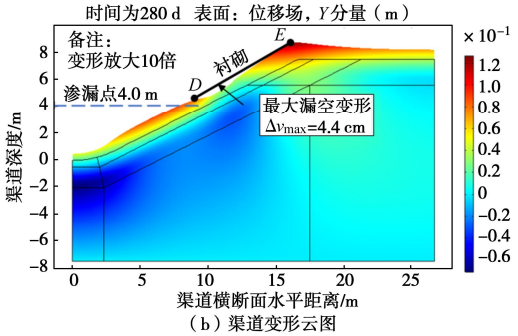
图 8 *DE* 段渠坡平均冻胀法向位移与渗漏点高度的关系

Fig. 8 Relationship between normal displacement of canal slope of *DE* section and height of leakage points

图 8 显示，渗漏点高度为 5.5 m 时，*DE* 段渠坡的平均冻胀变形显著高于渗漏点 4.4 m。但是，渠坡上的冻胀变形越大，并不一定造成 *DE* 段不协调变形越大，不协调变形主要根据渠坡上各点的相对法向位移来决定。以第 1 个周期 280 d 这一时间节点时渗漏点高度为 5.5，4.0，2 m 的计算结果为例进行具体分析，分别如图 4，9，10 所示。



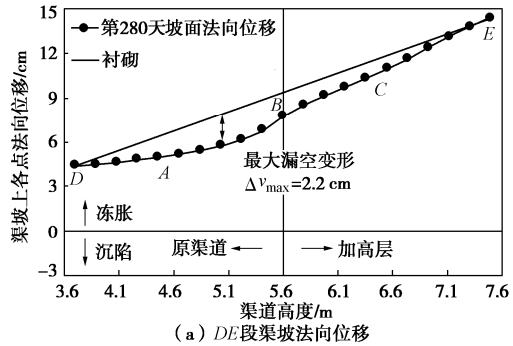
（a）*DE*段渠坡法向位移



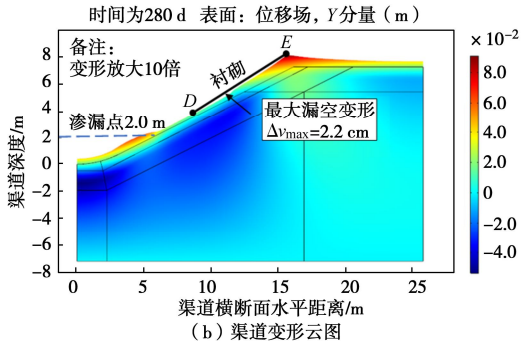
（b）渠道变形云图

图 9 渗漏点高度 4.0 m 时渠坡最大漏空变形

Fig. 9 Maximum values of Δv_{max} at height of leakage point of 4.0 m



（a）*DE*段渠坡法向位移



（b）渠道变形云图

图 10 渗漏点高度 2.0 m 时渠坡最大漏空变形

Fig. 10 Maximum values of Δv_{max} at height of leakage point of 2.0 m

由图 4（a），9（a），10（a）可见，渗漏点高度为 5.5，4.0，2.0 m 时，位于渠顶处的 *E* 点法向冻胀变形基本相同，都约为 14 cm 左右，这是由于 *E* 点处于渠顶，高度为 7.5 m，远在渗漏点以上，不受渗漏点高度的影响。此前已分析，280 d 时的漏空都是由于衬砌被 *E*、*D* 两点顶起，因此，在 *E* 点冻胀变形都一样的情况下，最大漏空变形 Δv_{max} 主要取决于 *D* 点的冻胀变形和 *DE* 段渠基土的冻胀，3 个方案对比分析如下：

（1）方案Ⅰ中，*D* 点高度为 3.7 m，渗漏点高度为 5.5 m，*D* 点处于渗漏点以下的饱和区域，冻胀变形也较大，约为 10 cm，如图 4 所示；*DB* 段也基本都处于浸润线以下，冻胀变形同样可观，*DB* 渠坡与衬砌之间的漏空并不大。造成漏空区主要集中在加高层的 *BE* 段，最大漏空变形为 3.1 cm。

（2）方案Ⅱ中，渗漏高度为 4.0 m 时，*D* 点位于渗漏点以下，冻胀量较大；但是 *D* 点以上的渠坡 *AB* 段都处于渗漏点以上，如图 9（b）所示，冻胀显著小于渠顶的 *E* 点和位于浸润线以下的 *D* 点，因此，*AB* 段漏空区域较大、且最大漏空变形也较大，如图 9（a）所示，最大漏空变形为 4.4 cm。

（3）方案Ⅲ中，膜后水位为 0 m，整个 *DE* 段都位于渗漏点以上，没有水分补给，在初始饱和度相同的情况下，除了靠近渠顶的加高层冻胀量稍微较大，渠坡上的冻胀量都较小，反而使得整个渠坡的变形没有出现明显的冻胀变形不均匀现象，仅结合面 *B* 点附近出现漏空区域，最大漏空变形为 2.2 cm，如图 10 所示。

可见，渗漏点接近渠道中点（*D* 点）时，如高度为 4.0 m，加高分界面 *B* 点在渗漏点以上，*B* 点附近的渠坡冻胀变形较小，而 *D* 点和 *E* 点两个端点的冻胀变形较大，反倒使得渠坡与衬砌之间的漏空最大。渗漏点高于渠道中点（*D* 点）时，如高度为 5.5 m，虽然 *DE* 段渠坡的冻胀变形最大，但是 *DE* 段渠坡上各点的

冻胀变形都很大，使得渠坡冻胀较为均匀，渠坡与衬砌之间的漏空反倒降低。渗漏点低于渠道中点（*D* 点）时，接近如渗漏点在 0～2 m 时，*DE* 段都在渗漏点以上，没有水分补充，冻胀变形较为均匀，渠坡与衬砌之间的漏空最小。

综上所述，渠坡冻胀量大并不一定意味着加高渠坡不协调变形大，渗漏点位置较低甚至没有渗漏时，冻胀量最小且加高渠道引起的不协调变形也最小，是一种最理想的工况。

3 结　　论

本文以北疆寒区加高渠道为例，结合水–热–力三场耦合计算理论，重点分析了不同渗漏点高度对渠坡不协调变形的影响，主要结论如下：

（1）每个“湿干冻融”周期内，渠坡不协调变形最显著是出现在“冻”的阶段，来自于渠坡的不均匀冻胀。但是时间点并非是在温度最低点，而是出现在温度由最低温度开始向上回升时。

（2）当渗漏点在渠坡中点附近时，加高层引起的渠坡不协调变形最显著，渠坡与衬砌之间的漏空变形最大，且随着“湿干冻融”循环次数的增大而增大，有逐渐趋于稳定的趋势。

（3）渗漏点高于渠坡中点时，虽然渠坡冻胀变形增大，但是不协调变形引起的渠坡与衬砌之间的漏空变形反倒降低。渗漏点高于渠坡中点时，渠坡冻胀变形和不协调变形都较低。

参考文献：

[1] 朱　洵, 蔡正银, 黄英豪, 等. 湿干冻融耦合循环作用下膨胀土力学特性及损伤演化规律研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2019, **38**(6): 1233－1241. (ZHU Xun, CAI Zheng-yin, HUANG Ying-hao, et al. Research on mechanical properties and damage evolution law of expensive soils under cyclic action of coupling wetting-drying and freeze-thaw[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2019, **38**(6): 1233－1241. (in Chinese))

[2] 张　晨, 蔡正银, 黄英豪, 等. 输水渠道冻胀离心模拟试验[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(1): 109－117. (ZHANG Chen, CAI Zheng-yin, HUANG Ying-hao, et al. Centrifuge modelling of frost-heave of canals[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(1): 109－116. (in Chinese))

[3] 王　羿, 王正中, 刘铨鸿, 等. 寒区输水渠道衬砌与冻土相互作用的冻胀破坏试验研究[J]. 岩土工程学报, 2018, **40**(10): 1799－1808. (WANG Yi, WANG Zheng-zhong, LIU Quan-hong, et al. Experimental investigations on frost damage of canals caused by interaction between frozen soils and linings in cold regions[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(10): 1799－1808. (in Chinese))

[4] 王正中, 刘少军, 王　羿, 等. 寒区弧底梯形衬砌渠道冻胀破坏的尺寸效应研究[J]. 水利学报, 2018, **49**(7): 803－813. (WANG Zheng-zhong, LIU Shao-jun, WANG Yi, et al. Size effect on frost heave damage for lining trapezoidal canal with arc-bottom in cold regions[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2018, **49**(7): 803－813. (in Chinese))

[5] 李　爽, 王正中, 高兰兰, 等. 考虑混凝土衬砌板与冻土接触非线性的渠道冻胀数值模拟[J]. 水利学报, 2014, **45**(4): 497－503. (LI Shuang, WANG Zheng-zhong, GAO Lan-lan, et al. Numerical simulation of canal frost heaving considering nonlinear contact between concrete lining board and soil[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2014, **45**(4): 497－503. (in Chinese))

（编校：孙振远）

DOI：10.11779/CJGE2020S2019

不规则柱状节理岩体一次成型制备方法试验研究

肖维民[1, 2]，黄 巍[1, 2]，韩俊成[1, 2]，田梦婷[1, 2]

（1. 四川农业大学土木工程学院，四川 都江堰 611830；2. 村镇建设防灾减灾四川省高等学校工程研究中心，四川 都江堰 611830）

摘 要：针对现有不规则柱状节理岩体物理模型试验中存在制样困难、效率低、柱状节理力学响应不好模拟等不足，提出了基于Voronoi图随机模拟和3D打印技术的模拟不规则柱状节理岩体试件一次成型制备方法，并选用脆性绿蜡作为3D打印材料打印不规则柱状节理网络实体模型，制备了圆柱型模拟不规则柱状节理岩体试件。通过对上述试件进行单轴压缩试验，获得了不规则柱状节理岩体试件的单轴抗压强度、变形模量和破坏形态，分析了其力学各向异性规律，总结了其在单轴压缩条件下的典型破坏模式，并将其与现有模型试验结果进行比较，结果表明：上述不规则柱状节理岩体一次成型制备方法在提高制样效率的同时能够较好模拟真实柱状节理的力学响应，具有较好的应用前景。

关键词：岩石力学；不规则柱状节理岩体；3D打印；单轴压缩试验

中图分类号：TU452 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－4548(2020)S2－0106－06

作者简介：肖维民(1983—)，男，副教授，博士，主要从事节理岩体力学和水力学等方面的科研工作。E-mail: sicauxwm@163.com。

Experimental study on one-shot moulding method for preparation of irregular columnar jointed rock mass

XIAO Wei-min[1, 2], HUANG Wei[1, 2], HAN Jun-cheng[1, 2], TIAN Meng-ting[1, 2]

(1. School of Civil Engineering, Sichuan Agricultural University, Dujiangyan 611830, China; 2. Sichuan Higher Education Engineering Research Center for Disaster Prevention and Mitigation of Village Construction, Dujiangyan 611830, China)

Abstract: In view of the deficiencies of low-efficiency and poor mechanical response of columnar joint existing in the physical model tests on irregular columnar jointed rock mass, a one-shot moulding method for preparing artificial irregular columnar jointed rock mass specimens is proposed based on the Voronoi diagram random simulation and the 3D printing technology. Then brittle green wax is used as the 3D printing material to print the irregular columnar joint network, and the irregular columnar jointed rock mass specimens are prepared. Then uniaxial compression tests are performed on the above specimens, and the uniaxial compressive strength, deformation modulus and failure morphology of the specimens are obtained. On this basis, the mechanical anisotropy characteristics and typical failure modes under uniaxial compression are analyzed. Furthermore, the above experimental results are compared with the existing model test ones. It is shown that the proposed one-shot moulding method can improve the efficiency of sample preparation and simulate the mechanical response of real columnar joints very well.

Key words: rock mechanics; irregular columnar jointed rock mass; 3D printing; uniaxial compression test

0 引 言

柱状节理是发育于火山岩中的一种原生张性破裂构造[1]，它往往将岩石切割成规则六棱柱或其他的不规则棱柱体。柱状节理岩体在我国的赋存范围十分广泛，特别是在西南云贵川地区。早先国内外关于柱状节理岩体的研究热点主要侧重于柱状节理地质成因分析，形成了冷却收缩学说[2]、引张–旋扭成因[3]、双扩散–对流作用[4]以及岩浆热耗散–对流与冷却–收缩分阶段起作用假说[5]等多种成因理论。近年来，随着西南地区水利水电开发的推进，工程中揭露了大量柱状节理岩体，其力学各向异性特性是该类工程中重点关注和亟待解决的关键科学问题。为了研究柱状节理岩体力学各向异性特性，研究人员依托白鹤滩水电站工程，首先采用现场试验和数值模拟方法开展研究，如：卢轶然[6]和张宜虎等[7]选取白鹤滩水电站坝基左岸试验支洞扩挖段布置6个试验点，采用YXSW–12现场真三轴试验系统对柱状节理岩体试样进行真三轴试验，得到了柱状节理岩体在三向复杂应力条件下的变

基金项目：国家自然科学基金面上项目（41877195，41502242）

收稿日期：2020－08－07

形和强度特征；朱道建等[8]和徐卫亚等[9]分别采用有限差分和离散元数值方法建立了白鹤滩水电站坝基典型柱状节理岩体随机模拟数值模型，分析了坝基柱状节理岩体变形和强度各向异性规律及其对坝基整体应力和变形的影响。但是，由于受到人力物力和时间的限制，现场试验选取的试验点非常有限，所得试验结果具有一定的离散性，而数值试验结果的准确度取决于岩块和柱状节理本构模型能否反映柱状节理岩体实际的力学响应。鉴于此，一部分研究人员在前期勘察调研柱状节理岩体结构特征的基础上，采用水泥或石膏等类岩石材料制备小尺寸模拟柱状节理岩体试件，通过室内单轴或三轴压缩试验研究柱状节理岩体力学各向异性规律[10-15]。尽管目前在柱状节理岩体物理模型试验方面已取得了一定的研究成果，但是所得试验结果与真实柱状节理岩体力学响应还有一定的差异，究其原因在于现有模型试验研究中所采用的制样方法在模拟柱状节理岩体结构特征方面还存在一定的差距。如：刘海宁等[10]、肖维民等[11]、Ji 等[12]、林志南等[13]柯志强等[14]在制作模拟柱状节理岩体试件时均先制备单个柱体，然后采用水泥浆黏结单个柱体形成柱状节理岩体模型，再经切割打磨得到所需圆柱体或棱柱体模拟柱状节理岩体试件，由于水泥浆黏结强度较高且具有一定厚度，因而上述模拟柱状节理岩体试件中的柱状节理与真实柱状节理有一定的差异，柱体间一定厚度的水泥浆对试件强度和变形也有影响；为了克服黏结柱体方法的不足，Lin 等[15]和杨涛等[16]利用3D打印技术采用光敏树脂打印柱状节理网络模型，然后将其预置于圆柱体或棱柱体模具中，再浇筑类岩石模型材料制备模拟柱状节理岩体试件，该方法避免了柱体黏结材料对试件的影响，但是由于光敏树脂本身也具有一定的强度和较好的延性，试验过程中光敏树脂柱状节理网络对试件强度和变形有较大影响。因此采用模型试验方法研究柱状节理岩体力学各向异性特性时，柱状节理的物理模拟方法是关键。

为此，本文在前期研究成果基础上，结合3D打印技术，采用脆性绿蜡材料作为3D打印材料，研究模拟不规则柱状节理岩体试件一次成型制备方法，通过对其进行室内单轴压缩试验获得不规则柱状节理岩体力学各向异性规律及典型破坏特征，并将其与现有柱状节理岩体模型试验研究成果进行比较，验证此方法的可行性。

1　不规则柱状节理岩体试件一次成型制备方法

1.1　不规则柱状节理网络 3D 打印

由于柱状节理岩体现场调查能够获得柱列横截面多边形组合图案，在此采用 Voronoi 图随机模拟柱列横截面多边形组合图案，图中多边形的每一条边即代表一条柱状节理，该方法的可行性已在文献[17]中得到验证。在获得如图 1（a）所示 Voronoi 图随机模拟柱列横截面多边形组合图案后，导入 CAD 软件沿柱列横截面外法线方向拉伸即得到不规则柱状节理三维网络模型（图 1（b）），然后用直径为 5 cm、与柱列水平面成 β 夹角的圆柱面模拟钻芯过程经修整获得直径 5 cm、高度 10 cm 的标准圆柱型柱状节理网络模型（图 1（c）），即为不规则柱状节理网络 3D 打印数字模型。为了分析不规则柱状节理岩体的力学各向异性，在此 β 角取值分别为 0°，15°，30°，45°，60°，75°，90°。

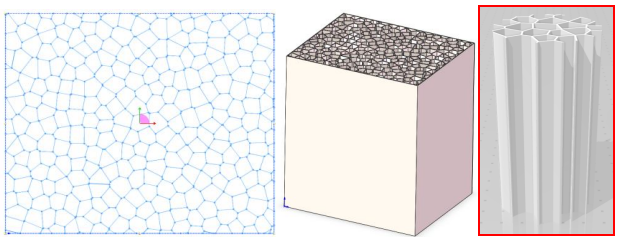


图 1　不规则柱状节理网络模型生成过程

Fig. 1 Generation of irregular columnar joint network

选用绿蜡为打印材料（基本物理参数见表 1），将不规则柱状节理网络 3D 打印数字模型导入 3D 打印机，设置打印壁厚为 0.8 mm，得到具有不同 β 角的圆柱型不规则柱状节理网络实体模型如图 2 所示。

类岩石模型材料采用水灰比为 0.4 的净水泥浆，其基本力学参数汇总如表 2 所示。

表 1　绿蜡基本物理参数

Table1 Physical parameters of green wax

成分	颜色	密度 /(g·cm^{-3})	熔点 /℃	软化点 /℃	打印精度 /mm
石蜡	深绿	0.81	70	52~62	0.025~0.05

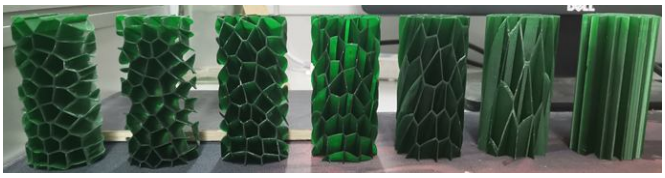


图 2　圆柱型不规则柱状节理网络 3D 打印实体模型

Fig. 2 Solid models for cylindrical irregular columnar joint network

表 2　类岩石模型材料基本力学参数

Table 2 Basic mechanical parameters of rock-like materials

参数	单轴抗压强度 σ_c/MPa	弹性模量 E/GPa	黏聚力 /MPa	内摩擦角 /(°)
数值	25.84	3.516	4.188	35.8°

1.2 不规则柱状节理岩体试件制备过程

模拟不规则柱状节理岩体试件制备过程如下：①在塑料盆中配置水灰比为 0.4 白水泥浆，并振捣消除水泥浆中的气泡；②将不规则柱状节理网络 3D 打印实体模型慢慢浸没在水泥浆中，并轻微摇动模型确保白水泥浆沿柱体方向注入并均匀充满模型（图 3（a））；③将注满白水泥浆的模型套入内径为 5 cm、高为 10 cm 的圆柱形有机玻璃套筒中，然后将套筒连同试样一起取出，用刮刀抹平套筒两端（图 3（b），（c））；④将试样在常温下养护 2 小时后拆除圆柱形套筒，得到模拟不规则柱状节理岩体试件（图 3（d）），再常温养护 28 天备用。

按照上述方法，一共制备 7 组试件用于后续试验。

（a）灌注 （b）圆柱型套筒 （c）常温养护 （d）拆模

图 3 圆柱型模拟不规则柱状节理岩体试件

Fig. 3 Cylindrical artificial columnar jointed rock mass specimens

2 不规则柱状节理岩体单轴压缩试验

2.1 单轴压缩试验方案

模拟不规则柱状节理岩体试件单轴压缩试验在 YZW50 岩石剪切试验系统上进行，具体加载方案如下：①预控制采用轴向力控制，目标值 1 kN，加载速率为 0.05 kN/s，保持 15 s，目的是避免加载初期由于试件与加载压头接触不充分而引起伺服程序不稳定；②设置轴向力目标值为 150 kN，加载速率为 0.1 kN/s，直至试件破坏。

2.2 单轴压缩应力－应变曲线

模拟不规则柱状节理岩体试件单轴压缩应力－应变曲线如图 4 所示，根据试件单轴压缩应力－应变曲线计算相应的单轴抗压强度 σ_r 和变形模量 E_r，得到 7 组模拟不规则柱状节理岩体试件的单轴抗压强度 σ_r 和变形模量 E_r，计算结果汇总于表 3。

表 3 不规则柱状节理岩体试件单轴抗压强度和变形模量汇总

Table 3 Summary of uniaxial compression strength and deformation modulus of irregular columnar jointed rock mass specimens

β/(°)	0	15	30	45	60	75	90
σ_r/MPa	11.812	11.69	9.625	7.374	4.436	7.087	24.087
E_r/GPa	1.031	1.108	0.823	0.393	0.673	0.680	2.275

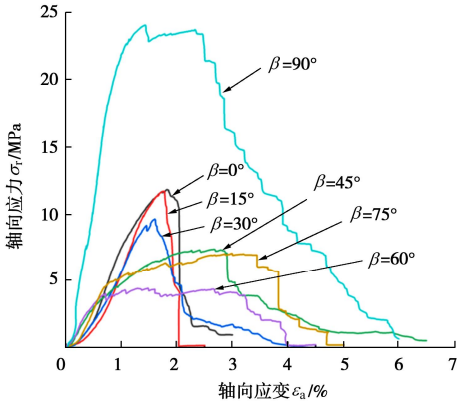


图 4 模拟不规则柱状节理岩体试件单轴压缩应力－应变曲线

Fig. 4 Stress-strain curves of artificial irregular columnar jointed rock mass specimens under uniaxial compression

2.3 试件典型破坏模式

通过在模拟不规则柱状节理岩体试件单轴压缩试验过程中进行数字拍照，得到试件破坏发展过程及最终破坏形态如图 5 所示，对其进行归纳总结得到模拟不规则柱状节理岩体试件 3 种典型破坏模式如下。

（1）劈裂–滑移复合破坏

该破坏模式主要发生在倾角 β=0°～15° 时（见图 5（a），（b））。由于试件中柱体近似水平，竖向应力主要作用在柱体侧面及棱线处，随着竖向应力的增加，首先发生垂直柱体轴向和沿柱状节理面的劈裂破坏，当竖向应力进一步增加，柱体沿破坏的柱状节理面产生滑移破坏，最终形成部分通过柱体，部分通过柱状节理面的贯通破坏面。

（2）沿柱状节理面的剪切滑移破坏

该破坏模式主要发生在倾角 β=30°～60° 时（见图 5（c）～（e））。随着竖向应力的增加，试件内部某一柱状节理面上的剪切应力超过其抗剪强度而发生剪切破坏，形成剪切破坏面并随着竖向应力的增加沿着相邻的柱状节理面继续扩展，最终形成沿若干柱状节理面的贯通破坏面，破坏时柱体沿倾角方向有明显的错动位移，试件表现出明显的侧向扩容现象。

（3）沿柱体轴向的压屈–劈裂破坏

该破坏模式主要发生在倾角 β=75°～90° 时（见图 5（f）～（g））。由于试件中柱体近似竖直，试验施加的竖向荷载主要沿柱体轴向作用，且试件中单个柱体长细比较大，外侧柱体首先被压屈而散开，导致柱体破坏由外向试件内部发展，最终导致试件由于大部分柱体沿轴向被劈裂压屈而丧失承载力。

（a）β=0°

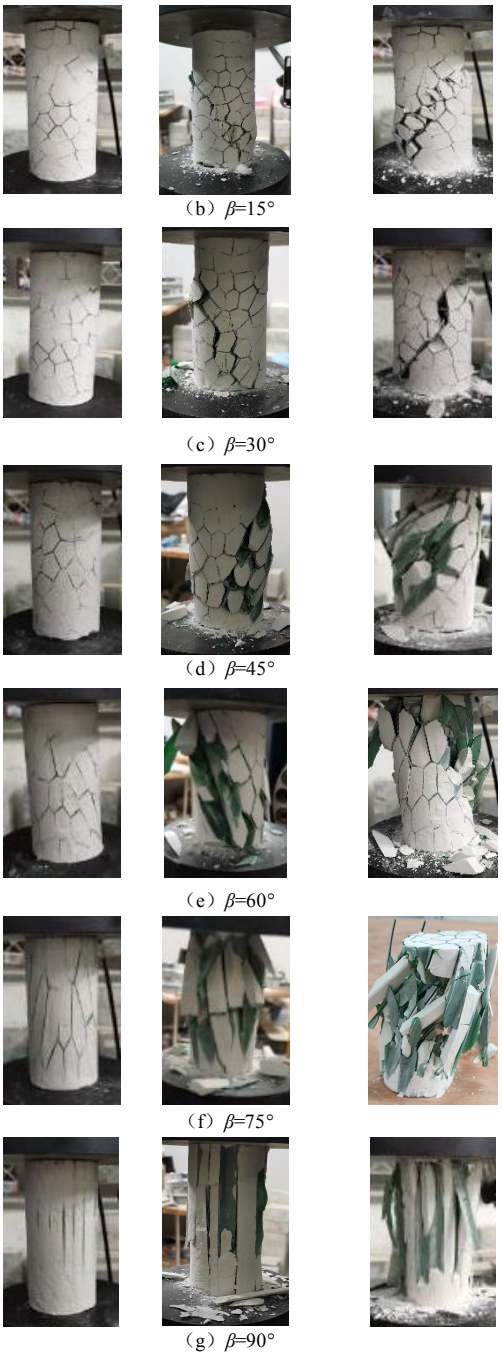


图 5 模拟不规则柱状节理岩体试件典型破坏形态

Fig. 5 Failure modes of artificial irregular columnar jointed rock mass specimens under uniaxial compression

3　结果分析与讨论

3.1　力学各向异性分析

为了分析不规则柱状节理岩体试件的力学各向异性规律，首先将不规则柱状节理岩体试件单轴抗压强度 σ_r 和变形模量 E_r 分别用类岩石模型材料单轴抗压强度 σ_c 和弹性模量 E 归一化处理，然后得到其随倾角 β 的变化规律，如图6所示。同时，为了和现有模型试验结果进行比较，在图6中也列出了采用黏结柱体方法[11-12]和预置光敏树脂柱状节理网络直接浇筑方法[15]所得

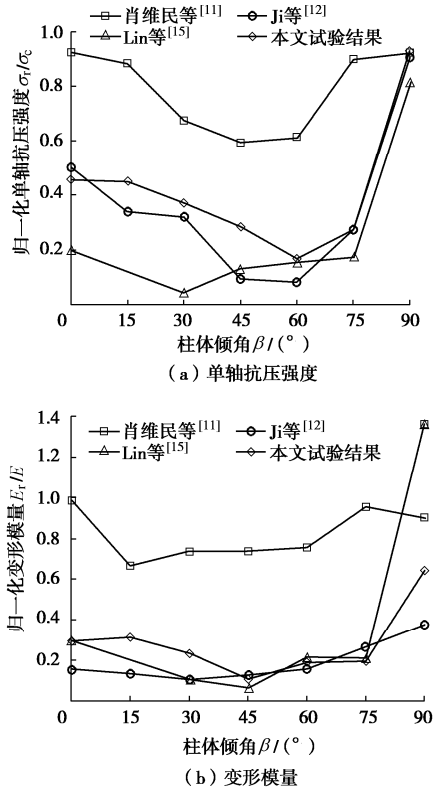


图 6 模拟柱状节理岩体力学各向异性规律比较

Fig. 6 Comparison of mechanical anisotropy of artificial columnar jointed rock mass specimens prepared by different methods

柱状节理岩体力学各向异性试验结果。由图6可知：

（1）当 β=0°～75°时，文献[11]所得柱状节理岩体试件归一化单轴抗压强度和变形模量均远大于其他三种方法试验结果，这主要是由于文献[11]采用水泥浆作为柱体黏结剂，水泥浆黏结强度大且柱体间水泥浆厚度较大，从而在提高模拟柱状节理岩体试件强度的同时也约束了柱体沿模拟柱状节理面的滑移变形。

（2）本文所得归一化单轴抗压强度和变形模量随倾角 β 变化规律近似“U”型分布，呈现较显著各向异性特征，但是 β=0°时的试验结果要小于 β=90°时的试验结果，这与文献[12]和[15]报道的试验结果是一致的。同时，本文所得归一化单轴抗压强度和变形模量数值在绝大多数倾角下均稍大于文献[12]和[15]结果，仅 β=0°时的归一化单轴抗压强度和 β=90°时的归一化变形模量出现了突变。

（3）当 β=0°时，本文归一化单轴抗压强度小于文献[12]结果，这说明脆性绿蜡柱状节理网络对柱状节理岩体试件强度的影响要小于文献[12]所用的水泥浆；而当 β=90°时，文献[15]所得试件归一化变形模量数值远大于本文结果，说明光敏树脂柱状节理网络对试件变形有很大的约束作用。

3.2 典型破坏模式分析

2.3 节归纳总结了一次成型制备的模拟不规则柱状节理岩体试件的 3 种典型破坏模式，现有模型试验结果[11-12, 14-15]也总结了单轴压缩条件下柱状节理岩体的典型破坏模式（如表 4 所示）。通过比较可知：

（1）在水平倾角 β 较小时，由于脆性绿蜡材料本身抗压强度较小，在垂直柱体轴向的竖向应力作用下，绿蜡柱状节理网络对柱体的约束作用较弱，小于光敏树脂和水泥浆黏结层对柱体的约束作用，因此在 β=0°～15°时试件表现为柱体劈裂–柱状节理面剪切滑移复合破坏模式。

表 4 模拟柱状节理岩体单轴压缩典型破坏模式汇总

Table 4 Summary of typical failure modes of artificial columnar jointed rock mass under uniaxial compression

序号	文献出处	柱状节理岩体试件类型	试件典型破坏模式
1	肖维民等[11]	标准圆柱体试件，模型材料为石膏水泥混合材料，黏结剂为水泥浆	①沿柱状节理面的轴向劈裂破坏，β=15°和 30°发生；②形成部分通过节理面、部分通过柱体的复合剪切破坏面，β=0°和 45°发生；③沿柱状节理面的剪切滑移破坏，β=60°和 75°发生；④沿柱体轴向劈裂破坏，β=90°发生。
2	Ji 等[12]	标准圆柱体试件，模型材料为水泥砂浆，黏结剂为白水泥浆	①沿垂直柱轴方向的劈裂破坏，β=0°和 15°发生；②沿柱状节理面的剪切滑移破坏，β=30°～60°发生；③沿柱轴方向的劈裂破坏，β=75°和 90°发生。
3	柯志强等[14]	5 cm×5 cm×10 cm 长方体试件，模型材料为水泥砂浆，黏结剂为白水泥浆	①沿垂直柱轴方向的劈裂破坏，β=0°～30°发生；②沿纵向柱状节理面的剪切滑移破坏，β=45°发生；③劈裂–滑移复合破坏，β=60°发生；④平行柱体轴向的劈裂破坏，β=75°～90°发生。
4	Lin 等[15]	标准圆柱体试件，模型材料为水泥砂浆，预置光敏树脂不规则柱状节理网络	①劈裂破坏，β=0°~30°发生；②沿柱状节理面的剪切滑移破坏，β=75°～90°发生；③劈裂–滑移复合破坏，β=45°～60°发生。

（2）在中等水平倾角和近似竖直情况下，由于本文采用的类岩石模型材料强度远大于绿蜡材料，当竖向应力作用时，绿蜡柱状节理网络先于柱体发生压裂破坏，导致柱体与绿蜡之间的接触面力学特性与真实柱状节理面力学响应更接近，主要表现为柱体沿柱状节理面的剪切滑移更明显，试件在试验后期的侧向变形更明显，而 Lin 等[15]采用光敏树脂作为柱状节理网络打印材料，光敏树脂本身抗压强度和延性都较好，试验过程中模型材料先于柱状节理网络破坏，因此光敏树脂柱状节理网络对试件后期变形有较强的约束作用，从而导致水平倾角较大（β=60°～90°）的试件变形模量比本文大。

综上所述，在此采用脆性绿蜡作为柱状节理网络 3D 打印材料，一次成型制备模拟不规则柱状节理岩体试件用于不规则柱状节理岩体力学各向异性特性研究，一方面提高了不规则柱状节理岩体试件制备效率，同时相比已有研究成果，在模拟柱状节理力学响应方面有了一定的提升，因而该方法是可行的，在后续开展复杂应力状态下不规则柱状节理岩体力学各向异性特性研究中具有巨大的应用前景。

4 结 论

基于 Voronoi 图随机模拟建立圆柱型不规则柱状节理网络 3D 数字模型，采用脆性绿蜡作为 3D 打印材料制备不规则柱状节理网络实体模型，在此基础上研究模拟不规则柱状节理岩体试件一次成型制备方法，并通过试件单轴压缩试验研究不规则柱状节理岩体力学各向异性特性，主要结论如下：

（1）预置绿蜡柱状节理网络的圆柱型不规则柱状节理岩体试件单轴抗压强度和变形模量随倾角 β 变化呈“U”型，表现出显著各向异性特征，与采用水泥浆黏结和预置光敏树脂柱状节理网络等制样方法相比，绿蜡柱状节理网络本身强度更低，对柱体变形的约束作用更弱，与实际柱状节理的力学响应更接近。

（2）单轴压缩条件下预置绿蜡柱状节理网络的圆柱型不规则柱状节理岩体试件典型破坏模式分为三种：在近似水平倾角情况下，试件表现为劈裂–滑移复合破坏；在中等水平倾角情况下，试件表现为沿柱状节理面的剪切滑移破坏；在近似竖直情况下，试件表现为沿柱体轴向的压屈–劈裂破坏。

（3）与现有水泥浆黏结制样方法相比，以脆性绿蜡为打印材料，结合 3D 打印技术的不规则柱状节理岩体试件的一次成型制备方法，在提高制样效率的同时能够较好模拟真实柱状节理的力学响应。

参考文献：

[1] 徐松年. 火山岩柱状节理构造研究[M]. 杭州: 杭州大学出版社, 1995. (XU Song-nian. Study on Columnar Jointing Structure in Volcanic Rocks[M]. Hangzhou: Hanzhou University Press, 1995. (in Chinese))

[2] SPRY A. The origin of columnar jointing, particularly in basalt flows[J]. Journal of Australian Geological Society, 1962, **8**(2):

192－216.

[3] RYAN M P, SAMMIS C G. Cyclic fracture mechanisms in cooling basalt[J]. Geological Society of America Bulletin, 1978, **89**(9): 1295－1308.

[4] KANTHA L H. ‘Basalt fingers’-origin of columnar joints?[J]. Geology Magzine, 1981, **118**(3): 251－264.

[5] 王江海, 吴金平, 王人镜. 福建镇海一带玄武岩柱状节理的动力学研究兼论柱状节理的成因[J]. 岩石学报, 1991(1): 16－25. (WANG Jiang-hai, WU Jin-ping, WANG Ren-jing. Dynamics of columnar joints in basalt, Zhenhai area, Fujian province, with special reference to its genesis[J]. Acta Petrologica Sinica, 1991(1): 16－25. (in Chinese))

[6] 卢轶然. 柱状节理玄武岩变形各向异性研究[D]. 武汉: 长江科学院, 2010. (LU Yi-ran. Deformation Anisotropy Study of Columnar Jointed Rock Masses[D]. Wuhan: Changjiang River Scientific Research Institute, 2010. (in Chinese))

[7] 张宜虎, 周火明, 钟作武, 等. YXSW-12 现场岩体真三轴试验系统及其应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, **30**(11): 2312－2320. (ZHANG Yi-hu, ZHOU Huo-ming, ZHONG Zuo-wu, et al. In situ rock masses triaxial test system YXSW-12 and its application[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, **30**(11): 2312－2320. (in Chinese))

[8] 朱道建, 杨林德, 蔡永昌. 柱状节理岩体各向异性特性及尺寸效应研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, **28**(7): 1405－1414. (ZHU Dao-jian, YANG Lin-de, CAI Yong-chang. Research on anisotropic characteristics and size effect of columnar jointed rock mass[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, **28**(7): 1405－1414. (in Chinese))

[9] 徐卫亚, 郑文堂, 宁　宇, 等. 柱状节理坝基岩体三维各向异性数值分析[J]. 岩土力学, 2010, **31**(3): 949－955. (XU Wei-ya, ZHENG Wen-tang, NING Yu, et al. 3D anisotropic numerical analysis of rock mass with columnar joints for dam foundation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(3): 949－955. (in Chinese))

[10] 刘海宁, 王俊梅, 王思敬. 白鹤滩柱状节理岩体真三轴模型试验研究[J]. 岩土力学, 2010, **31**(增刊 1): 163－171. (LIU Hai-ning, WANG Jun-mei, WANG Si-jing. Experimental research of columnar jointed basalt with true triaxial apparatus at Baihetan Hydropower Station[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(S1): 163－171. (in Chinese))

[11] 肖维民, 邓荣贵, 付小敏, 等. 单轴压缩条件下柱状节理岩体变形与强度各向异性的模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, **33**(5): 957－963. (XIAO Wei-min, DENG Rong-gui, Fu Xiao-min, et al. Model studies on deformation and strength anisotropy of columnar jointed rock masses under uniaxial compression condition[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, **33**(5): 957－963. (in Chinese))

[12] JI H, ZHANG J C, XU W Y, et al. Experimental investigation of the anisotropic mechanical properties of a columnar jointed rock mass: observations from laboratory-based physical modelling[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2017, **50**(7): 1919－1931.

[13] LIN Zhi-nan, XU Wei-ya, WANG Wei, et al. Determination of strength and deformation properties of columnar jointed rock mass using physical model tests[J]. KSCE Journal of Civil Engineering, 2018, **22**(9): 3302－3311.

[14] 柯志强, 王环玲, 徐卫亚, 等. 含横向节理的柱状节理岩体力学特性试验研究[J]. 岩土力学, 2019, **40**(2): 1－8. (KE Zhi-qiang, WANG Huan-ling, XU Wei-ya, et al. Experimental study of mechanical behaviour of artificial columnar jointed rock mass containing transverse joints[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, **40**(2): 1－8. (in Chinese))

[15] LIN Zhi-nan, XU Wei-ya, WANG Huan-ling, et al. Anisotropic characteristic of irregular columnar-jointed rock mass based on physical model test[J]. KSCE Journal of Civil Engineering, 2017, **21**(5): 1728－1734.

[16] 杨　涛, 卢文斌, 阙相成. 柱状节理岩体相似材料力学特性试验研究[J]. 河南科学, 2018, **36**(4): 575－578. (YANG Tao, LU Wen-bin, QUE Xiang-cheng. Experimental study on mechanical properties of similar materials for columnar jointed rock masses[J]. Henan Science, 2018, **36**(4): 575－578. (in Chinese))

[17] 宁　宇, 徐卫亚, 郑文棠, 等. 柱状节理岩体随机模拟及其表征单元体尺度研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, **27**(6): 1202－1208. (NING Yu, XU Wei-ya, ZHENG Wen-tang et al. Study of random simulation of columnar jointed rock mass and its representative elementary volume scale[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, **27**(6): 1202－1208. (in Chinese))

（编校：明经平）

DOI：10.11779/CJGE2020S2020

不同海域海洋土动剪切模量与阻尼比的比较研究

杨文保[1]，陈国兴[*1,2]，吴 琪[1]，秦 悠[1]，赵 凯[1,2]

（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）

摘 要：为探究海洋土动剪切模量 G 与阻尼比 λ 随深度 H 的变化特征，对渤海湾海域3个钻孔不同深度粉质黏土开展系列共振柱试验，并与文献中不同海域的各类海洋土和陆域土的应变相容的 G 与 λ 进行了比较。研究发现：渤海湾粉质黏土呈现“低剪切模量，高阻尼比”的强非线性与显著滞后性特征，应变相容的 G 和 λ 分别随 H 增加而增大或减小；各类海洋土的最大动剪切模量 G_{max} 均随 H 增加而规律性增大；当 H 相近时，不同海域海洋土较陆域土具有更强的非线性、更显著的滞后性和更大的小应变阻尼；且各类海洋土应变相容的 G 与 H 存在显著的相关性，给出了具有较好普适性的各类海洋土 G_{max}、G 与 H 的经验预测方程。

关键词：海洋土；粉质黏土；动剪切模量；阻尼比；土层深度；预测方程

中图分类号：TU41 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－4548(2020)S2－0112－06

作者简介：杨文保(1994—)，男，硕士，主要从事海洋土动力特性研究。E-mail: yangwenbao1994@163.com。

Comparative investigation on dynamic shear modulus and damping ratio of marine soils in different seas

YANG Wen-bao[1], CHEN Guo-xing[1,2], WU Qi[1], QIN You[1], ZHAO Kai[1,2]

(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)

Abstract: To understand the variation characteristics of dynamic shear modulus G and damping ratio λ with the increasing depth H of marine soils, a series of resonant column tests are performed on silty clay with various depths taken from the three borehole profiles in Bohai Bay. The test results are compared with the strain-compatible dynamic shear modulus G and damping ratio λ of marine soils in different seas and terrestrial soils cited from the published literatures. A remarkable finding of this study is that, the Bohai Bay silty clay represents the strong nonlinear and hysteresis behavior with low shear modulus and high damping, the dynamic shear modulus G and damping ratio λ increase or decrease regularly with the increasing depth H. The maximum dynamic shear modulus G_{max} of various marine soils increases regularly with the increasing depth H. The marine soils in different seas represent more nonlinearity, hysteresis and higher small-strain damping compared with those of the terrestrial soils at the same depth H, and the correlation between the dynamic shear modulus G and the depth H of marine soils is very significant, and the proposed prediction equations for the maximum dynamic shear modulus G_{max} and dynamic shear modulus G based on depth H are quite universal for marine soils.

Key words: marine soil; silty clay; dynamic shear modulus; damping ratio; soil depth; prediction equation

0 引 言

随着“一带一路”倡议与建设海洋强国的相继提出，海洋经济逐渐成为我国新的经济增长点。面对开发海洋资源的新需求与建设海洋经济的新阶段，开展我国海域工程可能遭遇的地震风险研究不仅是一项日益紧迫的国家需求，也是地震工程的国际前沿课题。我国海域作为地震频发区域，海域及滨海地区特别是邻近板块俯冲带区域的地质构造活动相对活跃，如渤海、台湾海峡、南海等海域历史上均发生过地震，其中，渤海海域及周边地区就曾发生多次7～8级地震，但目前指导海域工程建设的海域场地地震动问题研究的关注度却远远不够。

海洋土作为海床地震波的传波介质与海洋工程的持力层，其动力特性将对海洋工程的地震安全性存在着直接性影响。海洋土的动力特性较陆域土有着较大区别，致使海洋土的动力特性研究成为土动力学与地

基金项目：国家重点研发计划项目（2017YFC1500403）；国家自然科学基金项目（51978334）

收稿日期：2020－08－07

*通信作者（E-mail: gxc6307@163.com）

震工程研究领域新的关注点。最大剪切模量 G_{max}（或 V_s 剪切波速）、动剪切模量 G 和阻尼比 λ 作为直接反映土的最大刚度、非线性与滞后性的动力特性参数，国内外学者为探究海域土的力学特性，均对此展开过相关研究，其中，Koutsoftas 等[1]、Kagawa[2]、Vrettos 等[3]、Lanzo 等[4]曾对不同海域的海洋土进行试验研究，研究了超固结比 OCR、初始有效围压 σ'_m、孔隙比 e、塑性指数 I_p 等因素对海洋土 G 与 λ 的影响。兰景岩等[5-6]通过试验研究了渤海部分典型海洋土的 $G/G_{max}-\gamma$ 与 $\lambda-\gamma$ 特性；孙田等[7]通过试验研究了琼州海峡海洋土的 G 和 λ 特性；陈国兴等[8-9]通过试验研究了金塘海峡、长江口海洋土的 G 和 λ 特性。

渤海湾位于渤海西部，是一个向西凹入的弧形浅水海湾，因其重要的地理战略价值，被称为京津冀的“海上门户”。近年来，随着沿岸港口工程与海上工程的兴建，使得渤海湾具备极其重要的经济战略价值，但迄今渤海湾海洋土的动力特性仍鲜有研究。为进一步丰富我国海洋土的动力特性研究，本文对取自渤海湾 3 个钻孔不同深度的海洋粉质黏土进行系列共振柱试验，探讨了该海域海洋粉质黏土 $G/G_{max}-\gamma$ 与 $\lambda-\gamma$ 曲线，以及 G_{max} 随深度 H 的变化特征，并与其它海域海洋土及相应的陆域土进行了比较研究，建立了基于 H 的海洋土 G_{max} 和 G 预测方程，借以为海域地震研究和海洋工程抗震设防提供基础性的科学资料。

1　海洋土试样与试验

1.1　钻探取样与物理指标

为探究渤海湾海洋土的 G 与 λ 特性，依托渤海湾海上钻探平台利用敞口薄壁取土器提取 3 个钻孔 100 m 以浅原状海洋土样。其中，钻孔 CH3-1 研究区（2 km×2 km）内，海底地形略有起伏，水深变化平缓，自西南向东北呈缓慢加深趋势，无明显的局部起伏，区域水深 4.2～5.3 m，钻孔水深约为 4.7 m；钻孔 CH3-2 研究区（2 km×2 km）内，海底地域较为平坦，水深变化平缓，自西南向东北呈缓慢加深趋势，无明显的局部起伏，区域水深 5.9～6.7 m，钻孔水深约为 6.4 m；钻孔 CH1-1 研究区内（2 km×2 km），海底平坦，水深变化平缓，由西南向东北呈缓慢加深趋势，无明显的局部起伏，区域水深 5.7～6.7 m，钻孔水深约为 6.1 m。根据现场钻探编录加以土样物理性质的室内试验测定，其中，粉质黏土的相对密度 G_s = 2.68～2.69，密度 ρ = 1.9～2.0 g/cm^3，含水率 w = 30.8%～36.2%，孔隙比 e = 0.75～0.97，塑性指数 I_p = 13.5～17.0。此外，因钻孔的特殊地理位置，渤海湾选取钻孔处土层较为均匀，土样均具有高含水率 w、高孔隙比 e 的固有物理性质。

1.2　共振柱试验

海洋土动剪切模量 G 与阻尼比 λ 测试由 GCTS 研制的 TSH-100 型共振柱仪完成[9]，该共振仪同时具有共振与自振功能。试验时悬浮扭转驱动系统在一定频率范围内施加扭转谐波载荷于土样顶部，待达到共振频率 f，立即停止循环加载，使土样按固有动力特性进行自振。通过八通道数字采集系统记录 0.2 ms 间隔的土体应变响应曲线，可计算出土样的共振频率 f、剪应变幅值 γ、剪切波速 V_S、剪切模量 G、阻尼比 λ 等参数。

试验期间，土样（50 mm×100 mm 实心圆柱）底部固定于底座，顶部连接全自动悬浮扭转驱动系统；根据各海洋土的埋深，利用伺服控制系统对试样施加围压进行均等固结，试验工况见表 1；待土样平均应变速率小于 1×10^{-5} /min 时，试样固结完成；通过分级增加扭转谐波载荷幅值的形式，可获得试样在剪应变幅值 γ 由 1×10^{-6} 至 5×10^{-4} 范围的 G 和 λ 值。

表 1　海洋土的取样深度与试验方案

Table1 Sampling depths of undisturbed marine soils and test schemes

试样编号	土类	钻孔	土层深度 H/m	固结围压 σ'_m /kPa
A1—A17	粉质黏土	CH3-1	15.8～16.0, 29.8～30.0, 31.8～32.0, 33.8～34.0	106, 199, 213, 226
		CH3-2	30.0～30.2, 35.2～35.4, 67.8～68.0, 69.8～70.0	201, 235, 453, 466
		CH1-1	6.3～6.5, 8.3～8.5, 10.8～11.0, 23.5～23.7, 25.5～25.7, 40.3～40.5, 43.3～43.5, 46.3～46.5, 61.8～62.0	43, 56, 73, 157, 171, 269, 289, 309, 413

2　试验结果与对比分析

2.1　动剪切模量 G 与阻尼比 λ 试验结果

图 1 分别给出渤海湾粉质黏土的 G 和 λ 在不同剪应变幅值 γ 的试验结果。由图 1 可知，不同深度的粉质黏土均呈现 G 随 γ 增大而衰减、λ 随 γ 增大而增大的特征：在小应变（$\gamma < 10^{-5}$）范围内，G 随着 γ 增大略有衰减，λ 随着 γ 增大略有增大；当 $\gamma > 10^{-5}$ 时，G 随 γ 增大而衰减、λ 随 γ 增大而增大加速；直至 $\gamma > 10^{-4}$ 时，G 随着 γ 增大而快速衰减、λ 随着 γ 增大而快速增大。此外，当 γ 相同时，G 均随土层深度 H 的增大而增大，与此相反，λ 则随着 H 的增加而略有减小。

由图 1 可知，由于渤海湾的特殊海洋环境，不同深度的粉质黏土均具有“低剪切模量、高阻尼比”的基本动力特性，且当剪应变幅值 γ 相同时，随着 H 的增加，渤海湾粉质黏土的动剪切模量 G 逐渐增大而阻尼比 λ 逐渐减小。

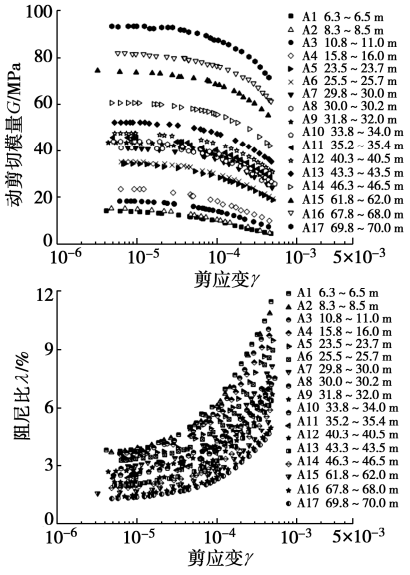


图 1 粉质黏土动剪切模量 G 和阻尼比 λ 随剪应变 γ 的变化

Fig. 1 Variation of dynamic shear modulus and damping ratio with increasing shear strain of silty clay

2.2 最大动剪切模量 G_{max} 随深度的变化

土的最大（小应变）动剪切模量 G_{max} 通常定义为 $\gamma \leqslant 10^{-6}$ 时的 G 值。依据 Hardin 等[10]提出的双曲线模型关系式：$1/G = a + b\gamma$ $(\gamma \to 0)$，可得出渤海湾不同深度粉质黏土的 G_{max}[8-9]。

图 2 显示了渤海湾粉质黏土 G_{max} 随深度的变化关系。为探究不同海域海洋土 G_{max} 随深度的变化关系，图 2 还给出了琼州海峡粉质黏土[7]、金塘海峡粉质黏土和粉土[8]、长江口粉质黏土和粉土[9]、湛江黏土[11]及某海域海洋沉积土[12]的 G_{max} 随深度的关系作为比较。可以明显看出，不同海域场地海洋土 G_{max} 均随深度的增加而增大，且存在一定增长规律，但海洋土 G_{max} 均随深度的增长规律因海域场地和土类的差异而有所不同。

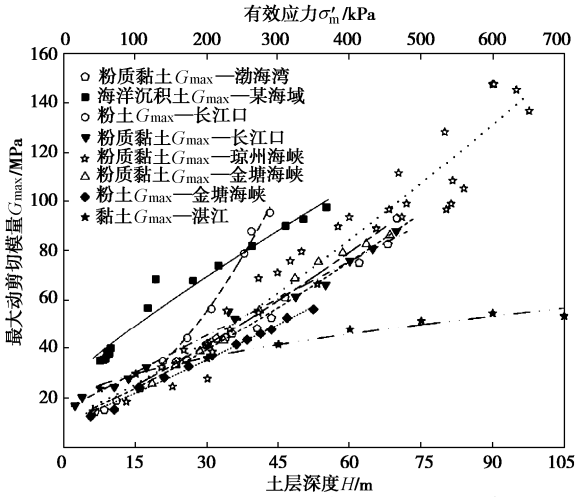


图 2 不同海域海洋土 G_{max} 随深度 H 的变化规律

Fig. 2 Variation of maximum dynamic shear modulus with depth of various marine soils in different sea areas

因此，根据图 2 中不同海域场地海洋土 G_{max} 均随深度 H 的增长规律，可建立基于 H 的海洋土 G_{max} 的预测方程（1），不同海域海洋土的参数值见表 2。

$$G_{max} = G_{max}^{ref}\left[1+\left(\frac{\sigma'_m}{p_a}\right)^n\right] \quad , \tag{1}$$

式中 G_{max}^{ref} 为近地表土($\sigma'_m \approx 0$)的 G_{max}；n 为拟合参数；σ'_m / p_a 表征深度 H 对 G_{max} 的影响，海洋土 H 与 σ'_m 的关系可近似地表示为：$\sigma'_m = H \times 20/3$ kPa；p_a 为标准大气压，$1\ p_a \approx 100$ kPa。

此外，表 2 还给出了基于 H 的海洋土 G_{max} 的预测方程对不同海域场地海洋土的可决系数 R^2，发现可决系数 R^2 值均大于 0.93，多数大于 0.96。这表明，海洋土的 G_{max} 与 H 存在高度的相关性，基于 H 的 G_{max} 预测方法是可信的。

表 2 基于深度 H 的不同海域海洋土 G_{max} 预测方程参数

Table 2 Fitting parameters in prediction equations for maximum dynamic shear modulus based on depth for marine soils in different seas

土类—海域场地	G_{max}^{ref}	n	可决系数 R^2
粉质黏土—渤海湾	12.00	1.20	0.987
粉质黏土—琼州海峡[7]	12.83	1.24	0.931
粉质黏土—金塘海峡[8]	12.57	1.20	0.978
粉土—金塘海峡[8]	11.03	1.15	0.989
粉质黏土—长江口[9]	15.20	1.00	0.989
粉土—长江口[9]	12.09	1.85	0.989
黏土—湛江[11]	14.90	0.53	0.975
海洋沉积土—某海域[12]	24.73	0.86	0.960

2.3 海洋土的非线性与滞后性随深度的变化

为探究海洋土的非线性特性随深度 H 的变化特征，采用归一化 G/G_{max} 表征 G 随深度 H 的变化，并通过三参数的 Davidenkov 模型[13]拟合渤海湾不同深度粉质黏土的 G/G_{max} - γ 关系曲线：

$$\frac{G}{G_{max}} = 1-\left[\frac{(\gamma/\gamma_0)^{2B}}{1+(\gamma/\gamma_0)^{2B}}\right]^A \quad , \tag{2}$$

式中，A，B，γ_0 为拟合参数。

为探究海洋土的阻尼比 λ 特性随深度 H 的变化特征，采用陈国兴等[8]提出的经验公式拟合渤海湾不同深度粉质黏土的 λ - γ 关系曲线：

$$\lambda = \lambda_{min} + \lambda_0(1-G/G_{max})^{\beta} \quad , \tag{3}$$

式中，λ_{min} 为土的基本阻尼比，与土性、固结状态相关。λ_0 和 β 为阻尼比曲线形状系数，与土性有关。

图 3 表示深度 H 对渤海湾粉质黏土 G/G_{max} - γ 和 λ - γ 曲线的影响。可以看出，渤海湾粉质黏土具有明显的强非线性与显著的滞后性特征：当 $\gamma < 10^{-5}$ 时，随 γ 的增大，G/G_{max} 无明显衰减，λ 无明显增长；当 $\gamma > 10^{-5}$ 时，随 γ 的增大，G/G_{max} 的衰退和 λ 的增长均开

始加快；当$\gamma > 10^{-4}$时，随γ的增大，G/G_{max}迅速衰退、λ迅速增长，至$\gamma > 10^{-2}$趋于稳定。

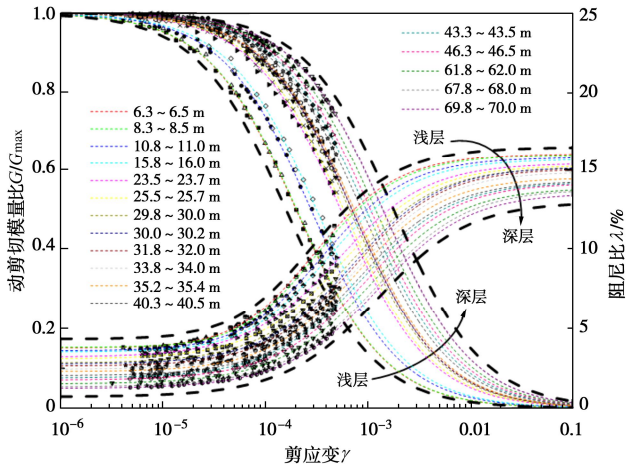


图 3 渤海湾粉质黏土 G/G_{max} - γ 和 λ - γ 关系曲线

Fig. 3 Relationship of G/G_{max}-γ and λ-γ curves for silty clay in Bohai Bay

为揭示出各类海洋土 G/G_{max} - γ 曲线衰减特征随深度 H 的变化规律，需研究 Davidenkov 模型的拟合参数 A，B，γ_0 与深度 H 的相关性关系。与金塘海峡、长江口海洋土的试验结果类似[8-9]，深度 H 对海洋土参数 A、B 值基本无影响，不同深度海洋粉质黏土参数 A 接近于 1，B 接近于 0.5。因此，对海洋土的 G/G_{max} - γ 关系，Davidenkov 模型公式可进一步简化为如下：

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1+(\gamma/\gamma_0)^{2B}} \quad 。 \tag{4}$$

图 4 给出渤海湾粉质黏土的参考剪应变 γ_0 与深度 H 的关系。这也与金塘海峡[8]、长江口[9]海洋土的 γ_0 与深度 H 的关系类似，渤海湾粉质黏土 γ_0 随 H 的增加呈线性增长趋势，且合理地解释了图 3 中 G/G_{max} - γ 曲线随 H 的变化趋势。各类海洋土 γ_0 与 H 的经验关系均可表示为

$$\gamma_0(\%) = C + D\times(\sigma'_m / p_a) \quad , \tag{5}$$

式中，C 和 D 为拟合参数（见表 3），σ'_m / p_a 意义同前。

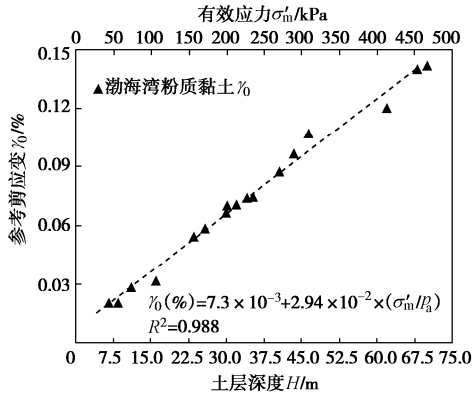
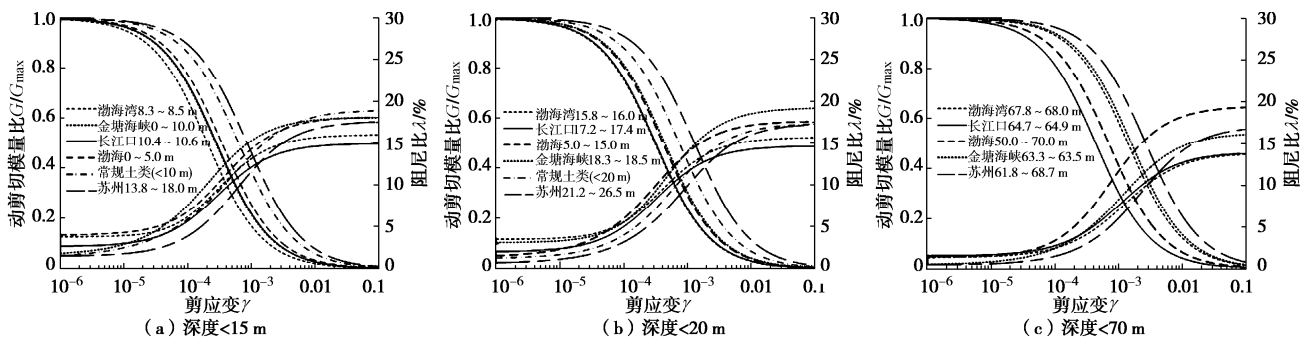


图 4 渤海湾粉质黏土 G/G_{max} - γ 参数 γ_0 随深度的变化

Fig. 4 Variation of parameters γ_0 with depth for G/G_{max} - γ curves of silty clay in Bohai Bay

2.4　海洋土与陆域土的非线性和滞后性差异

海洋土作为特殊沉积环境的土体，受海洋水体环境与海洋胶结物等作用下，海洋土颗粒间往往存在着较强的胶结作用，从而影响了海洋土的颗粒排列方式以及土骨架结构，也造成了高孔隙比、高含水率和接近完全饱和等基本物理特征。此外，海洋沉积土的结构性往往与陆域土不同，且海洋浅层土多为新近沉积土，处于欠固结状态。沉积环境与物理特征不同致使海洋土与陆域土的力学性质存在着较大差异。为对比海洋土与陆域土的差异，分别将渤海[6]、金塘海峡[8]、长江口[9]不同深度海洋土的 G/G_{max} - γ 与 λ - γ 曲线与一般陆域土的相关数据[14-15]相比较，以海域与陆域中最广泛分布的粉质黏土为例，如图 5 所示。可以看出，深度相近时，不同海域海洋土的 G/G_{max} - γ 曲线均位于陆域土的左下侧，海洋土 G/G_{max} - γ 曲线的衰退速率比陆域土的大；同时，海洋土的 λ - γ 曲线总体上位于陆域土的左上侧，尤其是应变水平较低时，海洋土的阻尼比 λ 明显比陆域土的大；海洋土 λ - γ 曲线的增长速率略比陆域土的低。这表明，由于海洋沉积环境的特殊性，海洋土与陆域土的基本动力特性相差甚大，同陆域土相比，不同海域场地海洋土均具有非常强的非线性，且在小、中应变时的滞后性比陆域土更大。



（a）深度<15 m　　（b）深度<20 m　　（c）深度<70 m

图 5 不同海域粉质黏土与陆域粉质黏土 G/G_{max} - γ 和 λ - γ 曲线的比较

Fig. 5 Comparison of G/G_{max}-γ and λ-γ curves between marine silty clay in different sea areas and terrestrial silty clay

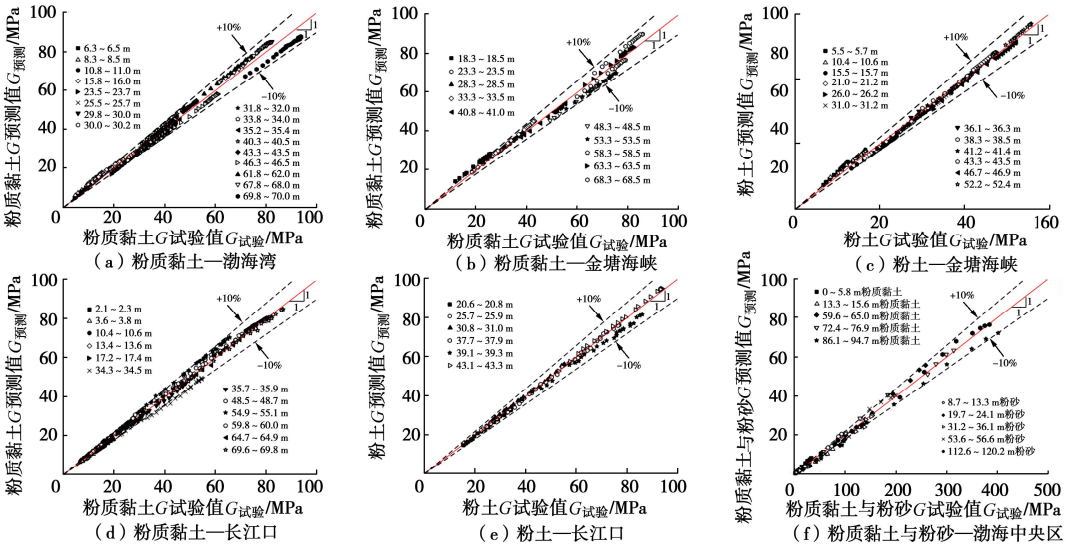


图 6 不同海域、不同深度海洋土在宽应变范围内 G 的预测值与测试值的对比

Fig. 6 Comparison of predicted and measured values of dynamic shear modulus over a wide strain range for various depth marine soils in different seas

表 3 不同海域海洋土宽应变范围的 G 预测方程参数

Table 3 Parameters of predicted equation for dynamic shear modulus over a wide strain range for marine soils in different seas

海洋土类—海域场地	参数 $G_{\max}^{\mathrm{ref}}$	参数 n	参数 B	参数 C	参数 D
粉质黏土—渤海湾	12.00	1.20	0.50	7.3×10^{-3}	2.94×10^{-2}
粉质黏土—金塘海峡[8]	12.57	1.20	0.50	2.49×10^{-3}	3.76×10^{-2}
粉土—金塘海峡[8]	11.03	1.15	0.48	4.62×10^{-2}	1.44×10^{-2}
粉质黏土—长江口[9]	15.20	1.00	0.50	2.45×10^{-2}	4.25×10^{-3}
粉土—长江口[9]	12.09	1.85	0.42	1.6×10^{-2}	1.3×10^{-2}
粉质黏土—渤海中央区[5]	46.87	0.90	0.50	2.7×10^{-2}	3.1×10^{-3}
粉砂—渤海中央区[5]	40.24	0.88	0.49	2.7×10^{-2}	1.11×10^{-1}

3 海洋土动剪切模量预测方程

如前所述，渤海湾粉质黏土的 $G_{\max}$，宽应变范围的 $G/G_{\max}$ - γ 曲线与深度 H 存在密切的相关性。自然地，G 与深度 H 也存在密切的相关性。结合式(1)，(4)，(5)，可建立宽应变范围的 G 与 H 的经验关系方程：

$$G=\frac{G_{\max}^{\mathrm{ref}}}{1+(\gamma/\gamma_0)^{2B}}\times\left[1+\left(\frac{\sigma'_{\mathrm{m}}}{p_{\mathrm{a}}}\right)^{n}\right] \quad , \qquad (6)$$

式中，$G_{\max}^{\mathrm{ref}}$，n，β，γ_0 的含义同前；$\sigma'_{\mathrm{m}}/p_{\mathrm{a}}$ 表征土层深度 H 对 G 的影响。渤海湾粉质黏土的参数值见表 3。

图 6 比较了方程（6）对渤海湾粉质黏土在宽应变范围的 G 预测值与测试值。可以看出，当土层深度和剪应变幅值一定时，渤海湾粉质黏土 G 的预测值与测试值的相对误差（$G_{\text{预测}}/G_{\text{试验}}$）在±10%之内。这说明预测方程(6)对渤海湾粉质黏土 G 的预测具有较高精度。

为验证 G 预测方程（6）对各类海洋土的适用性，对金塘海峡的粉质黏土和粉土[8]、长江口的粉质黏土和粉土[9]、渤海中央区的粉质黏土和粉砂[5]的试验数据进行重新处理，预测方程（6）的参数见表 3。与此同时，图 6 还对比了不同海域、不同深度的各类海洋土 G 的预测值与试验值。可以发现，除浅层土（低围压）部分试验点的相对误差超过±10%外，其余试验点的相对误差在±10%之内。这表明，基于 H 的 G 预测方程(6)对不同海域的各类海洋土均具有较好的适用性。

综上，本文提出的基于 H 的海洋土 G 预测方程，仅需 H 即可较精确地预测海洋土的 $G_{\max}$ 和宽应变范围的 G 值，弥补了近海工程场地地震反应计算中因取样困难与试验数量过少而导致的土动力参数难以确定的困境，可有效地减少在海域进行重复性钻探的成本与室内试验的时间。同时还可为正在研究中的我国海域地震动参数区域图编制所需的海域场地地震反应分析，提供海洋土的基本动力参数 $G_{\max}$ 及相应的剪切波速 V_{s}、$G/G_{\max}$ - γ 和 λ - γ 曲线提供重要的基础性数据。此外，基于 H 的海洋土 G 的预测误差均在可接受范围内，也可为近海重大工程场地地震效应评价对土体动力参数的实际需求提供重要的参考数据。

4 结 论

通过渤海湾粉质黏土系列共振柱试验，探讨了渤海湾典型海洋土动剪切模量 G 与阻尼比 λ 随深度的变化特性，并与文献中不同海域的各类海洋土和陆域土应变相容的 G 与 λ 特征进行比较研究，主要结论如下：

（1）剪应变幅值一定时，渤海湾海洋土的 G 主要

取决于深度 H 的大小，但 λ 则随 H 的变化不明显。随着 H 的增大，海洋土非线性显著降低、滞后性稍微减弱。

（2）不同海域海洋土的 G_{max} 随深度 H 增加而规律性增长，提出适用于不同海域各类海洋土的 G_{max} 与 H 的经验预测方程。

（3）与陆域土相比，深度相近时，海洋土具有更强的非线性和更显著的滞后性，且海洋土的小应变阻尼比明显较陆域土更大。

（4）基于海洋土宽应变范围的 G 随深度 H 的变化规律，提出了适用于不同海域各类海洋土的 G 与 H 的经验预测方程。

参考文献：

[1] KOUTSOFTAS D C, FISHER J A. Dynamic properties of two marine clays[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1980, **106**(ASCE 15499).

[2] KAGAWA T. Moduli and damping factors of soft marine clays[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1992, **118**(9): 1360－1375.

[3] VRETTOS C, SAVIDIS S. Shear modulus and damping for Mediterranean sea clays of medium plasticity[J]. Earthquake Geotechnical Engineering, 1999: 71－76.

[4] LANZO G, PAGLIAROLI A, TOMMASI P, et al. Simple shear testing of sensitive, very soft offshore clay for wide strain range[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2009, **46**(11): 1277－1288.

[5] 兰景岩, 吕悦军, 彭艳菊, 等. 渤海海域典型场地土的动力学特征[J]. 世界地震工程, 2011, **27**(3): 23－31. (LAN Jing-yan, LÜ Yue-jun, PENG Yan-ju, et al. The soil dynamic parameters of Bohai seafloor[J]. World Earthquake Engineering, 2011, **27**(3): 23－31. (in Chinese))

[6] 兰景岩, 刘化涤, 吕悦军, 等. 渤海海域典型场地土的动剪切模量比和阻尼比的统计值[J]. 地震研究, 2012, **35**(2): 260－267. (LAN Jing-yan, LIU Hua-di, LÜ Yue-jun, et al. Statistical value of dynamic shear modulus ratio and damping ratio of the soils in Bohai Sea[J]. Journal of Seismological Research, 2012, **35**(2): 260－267. (in Chinese))

[7] 孙　田, 陈国兴, 周恩全, 等. 琼州海峡 100 m 以浅海洋土动剪切模量比和阻尼比试验研究[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(增刊 2): 375－382. (SUN Tian, CHEN Guo-xing, ZHOU En-quan, et al. Experimental study on dynamic shear modulus ratio and damping ratio of marine soils in Qiongzhou Strait with depth less than 100 m[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(S2): 375－382. (in Chinese))

[8] 陈国兴, 杨文保, 岳文泽, 等. 金塘海峡海洋土动剪切模量与阻尼比特性研究[J]. 防灾减灾工程学报, 2020, **40**(1): 1－8. (CHEN Guo-xing, YANG Wen-bao, YUE Wen-ze, et al. Experimental studies on the dynamic shear modulus and damping ratio characteristics of marine soils in the Jintang Strait[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigationg Engineering, 2020, **40**(1): 1－8. (in Chinese))

[9] 杨文保, 吴　琪, 陈国兴. 长江入海口原状土动剪切模量预测方法探究[J].岩土力学, 2019, **40**(10): 3889－3896. (YANG Wen-bao, WU Qi, CHEN Guo-xing. Study on dynamic shear modulus prediction method of undisturbed soil in the estuary of the Yangtze River[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, **40**(10): 3889－3896. (in Chinese))

[10] HARDIN B O, DRNEVICH V P. Shear modulus and damping in soils: design equations and curves[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 1972, **98**(7): 667－692.

[11] 孔令伟, 臧　濛, 郭爱国. 湛江黏土动剪切模量的结构损伤效应与定量表征[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(12): 2149－2157. (KONG Ling-wei, ZANG Meng, GUO Ai-guo. Structural damage effect on dynamic shear modulus of Zhanjiang clay and quantitative characterization[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(12): 2149－2157. (in Chinese))

[12] 尹　松, 张先伟, 孔令伟, 等. 海洋沉积土动剪切模量与阻尼比的试验研究[J]. 岩土力学, 2015(增刊 1): 459－464. (YIN Song, ZHANG Xian-wei, KONG Ling-wei, et al. Testing study of dynamic shear modulus and damping ratio of seabed sediment[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015(S1): 459－464. (in Chinese))

[13] MARTIN P P, SEED H B. One－dimensional dynamic ground response analyses[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1982, **108**(7): 935－952.

[14] 袁晓铭, 孙　锐, 孙　静, 等. 常规土类动剪切模量比和阻尼比试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2000, **20**(4): 133－139. (YUAN Xiao-ming, SUN Rui, SUN Jing, et al. Laboratory experimental study on dynamic shear modulus ratio and damping ratio of soils[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2000, **20**(4): 133－139. (in Chinese))

[15] 陈国兴, 卜屹凡, 周正龙, 等. 沉积相和深度对第四纪土动剪切模量和阻尼比的影响[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(7): 1344－1350. (CHEN Guo-xing, BU Yi-fan, ZHOU Zheng-long, et al. The influence of quaternary soil sedimentary facies and depth on the normalized dynamic shear modulus and damping ratio over a wide strain range[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(7): 1344－1350. (in Chinese))

（编校：明经平）

DOI：10.11779/CJGE2020S2021

不同相对密实度含软岩堆石料的蠕变特性研究

陈秀吉[1]，陈 群*[1]，周承京[2]，李建国[3]

（1. 四川大学水利水电学院水力学与山区河流开发保护国家重点实验室，四川 成都 610065；2. 内蒙古交通设计研究院有限责任公司，内蒙古 呼和浩特 010000；3. 中国电建集团成都勘测设计研究院有限公司，四川 成都 610072）

摘 要：软岩作为高土石坝的筑坝材料时，易产生较大的蠕变变形，对高土石坝的长期稳定十分不利。因此有必要开展含软岩堆石料的蠕变特性研究。利用大型压缩仪，对不同相对密实度的含软岩堆石料进行了单轴蠕变试验，探讨了相对密实度对堆石料蠕变特性的影响。随着相对密实度增大，堆石料的轴向蠕变应变减小；随着轴向压力增大，相对密实度对轴向蠕变应变的影响程度提高。利用幂函数蠕变模型拟合轴向蠕变应变随时间变化的曲线，获得最终蠕变应变和衰减指数。探讨其与轴向压力的函数关系，得出两者分别与轴向压力满足双曲线函数和幂函数关系，建立了考虑轴向压力的单轴蠕变模型。由蠕变模型参数随相对密实度的变化可知，相对密实度对衰减指数的影响很小。依据模型中与最终蠕变应变相关的一个参数和相对密实度呈良好的线性关系，建立了同时考虑轴向压力和相对密实度的单轴蠕变模型，并讨论了模型各参数的物理意义。

关键词：含软岩堆石料；蠕变；相对密实度；蠕变模型

中图分类号：TV41 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－4548(2020)S2－0118－05

作者简介：陈秀吉(1996—)，男，硕士研究生，主要从事土的工程性质研究。E-mail: 1263766528@qq.com。

Creep behavior of rockfill with soft rock under different relative densities

CHEN Xiu-ji[1], CHEN Qun[1], ZHOU Cheng-jing[2], LI Jian-guo[3]

(1. State Key Laboratory of Hydraulics and Mountain River Engineering, College of Hydraulic and Hydroelectric Engineering, Sichuan University, Chengdu 610065, China; 2. Inner Mongolia Transportation Design Research Institute Co., Ltd., Hohhot 010000, China; 3. Power China, Chengdu Engineering Corporation Limited, Chengdu 610072, China)

Abstract: When soft rock is used as the dam embankment materials for high earth-rock dams, large creep deformation may occur, which is very unfavorable to the long-term stability of high earth-rock dams. Therefore, it is necessary to study the creep characteristics of rockfill with soft rock. The uniaxial creep tests are carried out on rockfill with soft rock under different relative densities by using a large odemeter, and the influences of relative density on creep characteristics of rockfill are discussed. The axial creep strain of rockfill decreases as the increase in the relative density. With the increase in the axial pressure, the influences of the relative density on the axial creep strain are more significant. The creep model of power function is used to fit the change curves of the axial creep strain with time. The attenuation index and the final creep strain are obtained. The functional relationship among the final creep strain, the attenuation index and axial pressure is discussed. It is found that the final creep strain and the attenuation index meet the hyperbolic function and power function relationship with the axial pressure, respectively, and a uniaxial creep model considering axial pressure is proposed. The relationship between the parameters of the creep model and the relative density shows that the relative density has small effects on the attenuation index. Based on a good linear relationship between the parameter related to the final creep strain in the model and the relative density, a uniaxial creep model related to both the axial pressure and the relative density is proposed, and the physical significance of each parameter of the model is discussed.

Key words: rockfill with soft rock; creep; relative density; creep model

0 引 言

软岩堆石料填筑碾压时，岩块易发生崩解，级配细化，且易受温度和干湿循环等环境因素影响，产生较大蠕变变形[1-3]，这对高土石坝长期稳定是极其不利的。为了更准确地掌握软岩堆石坝运行期的稳定性，有必要对含软岩堆石料蠕变特性进行研究。

目前，许多学者对堆石料的蠕变特性进行了研究，

收稿日期：2020－08－07

得到大量有益的结论。梁军[4]探究了干密度对堆石料最终蠕变应变的影响，并建立了两者的经验关系式。孙振远等[5]通过试验发现提高干密度可减小堆石料的蠕变应变。上述研究主要考虑了干密度对堆石料蠕变特性的影响，但干密度不宜作为堆石坝填筑质量的控制指标。朱晟等[6]认为除了孔隙率，还应将相对密实度作为高土石坝填筑质量的控制指标。因此有必要研究不同相对密实度的含软岩堆石料的蠕变特性。

在本文中，以相对密实度为研究因素，采用大型压缩仪进行含软岩堆石料单轴蠕变试验，探讨不同相对密实度堆石料的蠕变规律。利用幂函数蠕变模型拟合试验结果，探究相对密实度对拟合参数的影响，进而提出考虑相对密实度的单轴蠕变模型，为高土石坝的设计和稳定性分析提供依据。

1　试验仪器和标准

1.1　试验仪器

单轴蠕变试验采用成勘院组建的大型压缩仪进行，仪器由主机架、加载系统和计算机测控与数据采集系统等组成。加载系统采用交流伺服与液压加载方式自动加压，加载压力和变形分别采用精密力传感器和高精度变形传感器测量，计算机自动采集。仪器稳压效果好，测量精度高。仪器主要技术参数：试样尺寸 Φ502 mm×252 mm，最大负荷 1500 kN，最大变形 50 mm。

1.2　试验标准

目前，堆石料蠕变试验尚无规范和标准可循，在本文的研究中，参考相关研究成果[7]制定蠕变起始时间判别标准和稳定标准。堆石料蠕变试验在加载 1 h 后，变形基本能平稳发展，因此选择加载 1 h 作为蠕变发生起始时间。蠕变稳定采用双标准控制，即 24 h 内变形量不大于 0.05 mm 且试验时间不少于 252 h。

2　试验土料和试验方案

2.1　试验土料

以某高心墙堆石坝工程的堆石料为研究对象，堆石料以板岩为主，夹少量条带状或透镜状变质砂岩，饱和抗压强度为 25.7～140.0 MPa，软化系数为 0.65～0.85。根据《GB 50021—2001 岩土勘察规范》[8]分类，试验土料中含有部分软岩，遇水容易软化。

工程所用堆石料的最大粒径为 800 mm，受限于试验仪器尺寸，需处理堆石料中粒径超过 60 mm 的颗粒。对超粒径土料采用混合法[9]处理，先将原级配的粒径缩小为 1/2，再对超过 60 mm 的颗粒进行等量替代，试验用料的原级配与试验级配见表 1。

软岩料的压实密度受含水率影响，存在最优含水率和最大干密度[10]。制备不同含水率的含软岩堆石料，利用振动台法进行最大干密度试验。测得试验用料最大干密度为 2.00 g/cm^3，对应的含水率为 4.6%。采用固定体积法测得最小干密度为 1.57 g/cm^3。

表 1　堆石料原级配与试验级配

Table 1 Grain-size distribution of rockfill materials

土样级配	不同粒径（mm）堆石料百分比/%							
	800 ~400	400 ~200	200 ~60	60 ~40	40 ~20	20 ~10	10 ~5	<5
原级配	17.5	44.0	24.5	5.5	9.0	6.5	5.5	5.0
试验级配				27.0	18.4	25.6	18.5	10.5

2.2　试验方案

依据文献[11]中关于土石坝填筑要求的规定，堆石料碾压时宜加水。因此，试验中的试样均为非饱和状态，采用最大干密度试验确定的含水率 4.6%。一般高堆石坝堆石料的相对密实度为 0.9 左右，采用 0.85，0.90 和 0.95 三种相对密实度分别进行试验，每个相对密实度的试样都在 0.4，0.8，1.6，3.2 MPa 4 级轴向压力下进行单轴蠕变试验。

3　结果及分析

3.1　相对密实度对堆石料轴向蠕变特性的影响

不同相对密实度单轴蠕变试验的轴向蠕变应变随时间变化的曲线见图 1，图中最右侧的数值为轴向压力，压力相同的一组曲线中上、中、下分别为相对密实度 0.85，0.90，0.95 的曲线。在蠕变初期，蠕变应变曲线斜率较大，蠕变速率较快；随着时间增长，蠕变速率逐渐减慢，最终蠕变应变趋于一个稳定值。这是由于在蠕变初期，堆石料的蠕变应变主要由颗粒破碎和颗粒重排列共同产生。随着轴向压力作用时间延长，颗粒破碎速率逐渐减慢，直至不再发生破碎。说明在试验压力范围内，含软岩堆石料的蠕变为衰减蠕变。

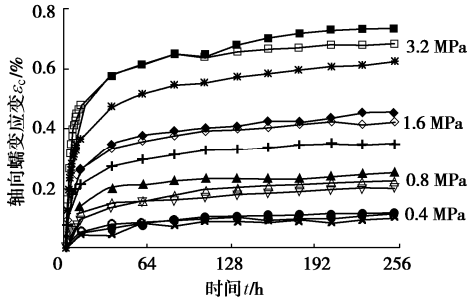


图 1　不同相对密实度的轴向蠕变应变随时间变化

Fig. 1 Change in axial creep strain with time under different relative densities

随着相对密实度增大，试样的轴向蠕变应变逐渐减小，说明堆石料蠕变与其自身密实程度相关。密实程度低的堆石料孔隙率大，外力作用下，粗大颗粒棱

角或软岩颗粒发生破碎、细化后，更容易滑移填充到孔隙中，产生较大蠕变应变。随着轴向压力增大，相同压力、不同相对密实度试样的蠕变应变曲线的差距逐渐增大。这是由于轴向压力较小时，颗粒表面接触应力较小，破碎颗粒数量少且粒径大，破碎颗粒填充受孔隙的影响较小，故不同密实程度的堆石料蠕变应变相差较小。随着轴向压力增大，颗粒表面接触应力增大，破碎颗粒数量增加且粒径变小，破碎颗粒滑移填充受孔隙的影响程度提高，故各试样间蠕变应变曲线差距变得明显。轴向蠕变应变曲线局部存在交叉现象，主要是由于堆石料颗粒互相咬合，若局部发生破碎或错动，变形量会有一定的激增，在蠕变应变曲线中表现较明显。

3.2 考虑轴向压力的蠕变模型

长江科学院提出的幂函数蠕变模型已成功应用于水布垭、双江口[12]的堆石料蠕变研究。说明该模型用于表达堆石料的蠕变特性具有较好的适用性，故本文的试验结果也采用该模型进行拟合。该蠕变模型为

$$\varepsilon_c = \varepsilon_f (1 - t^{-\lambda}) \quad , \tag{1}$$

式中，ε_c 为轴向蠕变应变，ε_f 为最终蠕变应变，λ 为衰减指数，t 为时间，单位为 h。

利用 Matlab 分别对 3.1 节所述的 12 组试验获得的轴向蠕变应变曲线用式（1）拟合，得到各组试验的最终蠕变应变和衰减指数。由于拟合得到的未必是与实测蠕变应变过程线变化趋势吻合最佳的模型参数，因此需优化模型参数。利用 Excel 表格的试算功能，以拟合得到的两参数为基准，在±5%变化范围内分别间隔 0.003%和 0.001 选取多个值，利用不同参数值组合试算，对比试算和试验结果，确定与实测蠕变应变过程线变化趋势吻合最佳的模型参数组合，结果见表 2。

表 2 幂函数蠕变模型参数

Table 2 Parameters of creep model of power function

相对密实度 D_r	轴向压力 p/MPa	最终蠕变应变 ε_f/%	衰减指数 λ	决定系数 R^2
0.85	0.4	0.295	0.090	0.9712
	0.8	0.574	0.107	0.9638
	1.6	0.938	0.121	0.9826
	3.2	1.441	0.131	0.9729
0.90	0.4	0.268	0.089	0.9866
	0.8	0.535	0.102	0.9844
	1.6	0.837	0.121	0.9107
	3.2	1.347	0.130	0.8501
0.95	0.4	0.237	0.087	0.9621
	0.8	0.488	0.099	0.9870
	1.6	0.731	0.120	0.9632
	3.2	1.225	0.129	0.9829

利用表 2 的参数计算各相对密实度和轴向压力的轴向蠕变应变曲线，其结果与试验结果的比较见图 2。由图 2 可知，曲线与离散点偏差小，变化趋势一致，说明幂函数蠕变模型能较好表现含软岩堆石料蠕变特性。

通过绘制最终蠕变应变随轴向压力变化的曲线可知，两者关系曲线形状近似双曲线：

$$\varepsilon_f = \frac{p}{ap + b} \quad , \tag{2}$$

式中，p 为轴向压力（MPa），a，b 为拟合参数。故用双曲线来拟合两者关系，见图 3，图例中 T 代表试验点，F 代表拟合曲线。衰减指数随轴向压力的变化关系见图 4，由图 4 可知，两者关系曲线形状近似幂函数：

$$\lambda = cp^d \quad , \tag{3}$$

式中，c 和 d 为拟合参数，拟合曲线也绘于图 4 中。

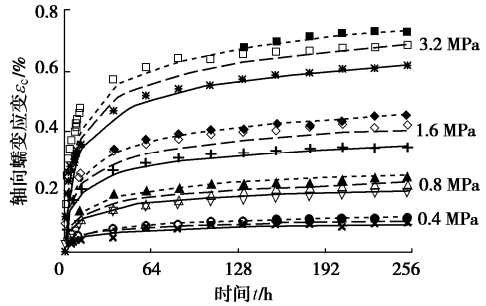


图 2 幂函数蠕变模型计算的轴向蠕变应变和试验结果的对比

Fig. 2 Comparison between axial creep strain calculated by creep model of power function and test results

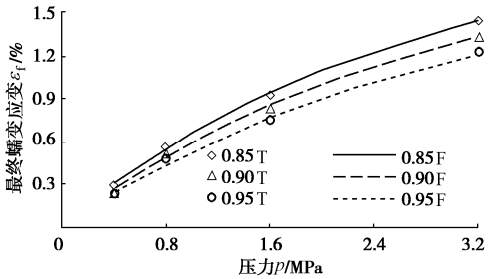


图 3 最终蠕变应变－轴向压力关系

Fig. 3 Relationship between the final creep strain and axial pressure

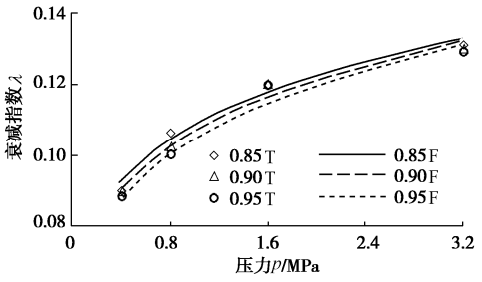


图 4 衰减指数－轴向压力关系

Fig. 4 Relationship between attenuation index and axial pressure

将式（2），（3）代入式（1），整理后可得考虑轴向压力 p 的单轴蠕变模型表达式：

$$\varepsilon_c = \frac{p}{ap+b}(1-t^{-cp^d}) \quad 。 \tag{4}$$

不同相对密实度的最终蠕变应变和衰减指数随轴向压力变化曲线的拟合参数及决定系数 R^2 如表 3 所示。由表 3 可知，R^2 均在 0.95 以上，拟合效果良好。

表 3 最终蠕变应变和衰减指数拟合曲线的参数及决定系数

Table 3 Parameters and determination coefficients of fitting curve of final creep strain and attenuation index

相对密实度 D_r	最终蠕变应变 ε_f			衰减指数 λ		
	a	b	R^2	c	d	R^2
0.85	0.330	1.167	0.9994	0.109	0.174	0.9721
0.90	0.334	1.319	0.9973	0.107	0.184	0.9730
0.95	0.349	1.517	0.9934	0.105	0.193	0.9687
平均值	0.338	1.334	—	0.107	0.184	—
标准差	0.008	0.143	—	0.002	0.008	—

公式（4）中的各参数的标准差见表 3 最后一行。参数 a，c，d 的标准差均小于 0.01，远小于参数 b 的标准差 0.143，说明相对密实度对这三个参数的影响很小。为简化模型，将参数 a，c，d 取平均值，分别为 0.338，0.107，0.184。由表 2 中不同相对密实度、相同轴向压力的衰减指数 λ 值的对比，也可看出相对密实度对衰减指数的影响很小。

3.3　考虑轴向压力和相对密实度的蠕变模型

由表 3 可知参数 b 与相对密实度呈正相关，据此可进一步分析参数 b 与相对密实度的函数关系，建立考虑相对密实度的蠕变模型。将不同相对密实度的参数 b 绘于图 5 中，由图可知，其与相对密实度呈良好的线性关系，拟合的决定系数大于 0.95。将图 5 中参数 b 与相对密实度的线性函数关系代入式（4），可得

$$\varepsilon_c = \frac{p}{ap+(b_1D_r+b_2)}(1-t^{-cp^d}) \quad , \tag{5}$$

式中，a，b_1，b_2，c，d 为模型参数，各参数取值见表 4。

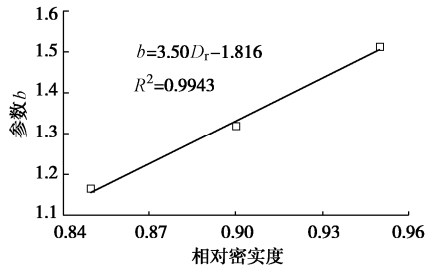


图 5 参数 b 与相对密实度的关系

Fig. 5 Relationship between parameter b and relative density

利用考虑轴向压力和相对密实度的蠕变模型计算各轴向压力和相对密实度含软岩堆石料的轴向蠕变应变曲线，计算结果和试验结果的比较见图 6。由图 6 可知，计算结果与试验结果偏差较小，且变化趋势一致。说明前文中求取模型参数的方法可行，模型参数可靠。

表 4 考虑轴向压力和相对密实度的蠕变模型参数

Table 4 Parameters of creep model for rockfill considering axial pressure and relative density

模型参数	a	b_1	b_2	c	d
取值	0.338	3.50	−1.816	0.107	0.184

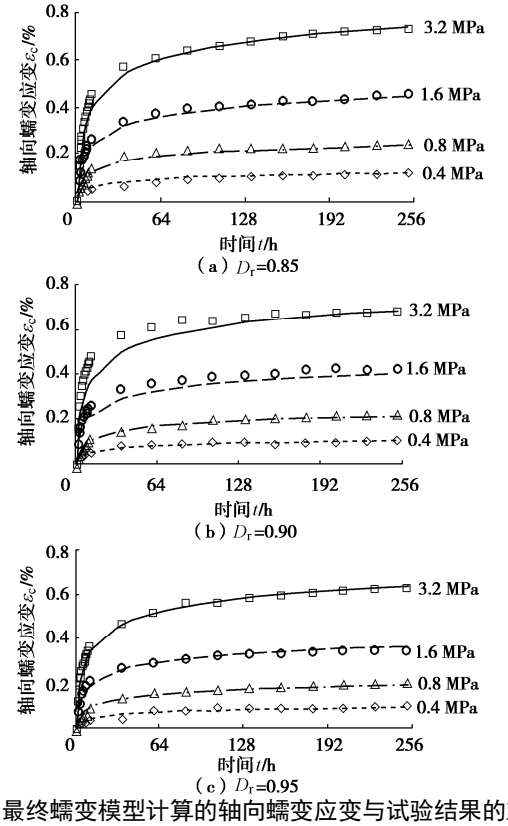


图 6 最终蠕变模型计算的轴向蠕变应变与试验结果的对比

Fig. 6 Comparison between axial creep strain calculated by final creep model and test results

对于以相对密实度为填筑指标的堆石坝，可进行单轴蠕变试验获得堆石料轴向蠕变应变曲线。利用式（1）拟合求取各相对密实度堆石料最终蠕变应变和衰减指数，然后分别用式（2），（3）拟合两者随轴向压力变化的曲线，得到参数 a，b，c，d。将参数 a，c，d 取平均值，将参数 b 表示为相对密实度的线性函数，得到参数 b_1 和 b_2。为符合堆石料变形特性，参数 b 不能为负值，因此其与相对密实度的线性关系仅适用于密实情况下的堆石料。本文建立的蠕变模型在前文讨论的压力和相对密实度范围对含软岩堆石料适用，上述范围以外模型的适用性需进一步研究确定。单轴蠕变模型能较好表现堆石料的蠕变特性，预测堆石坝的长期变形特性。如梁军[4]利用单轴蠕变模型结合广义虎克定律，计算得到的关门山坝的沉降曲线与实测沉降过程线相似程度较高。

3.4　模型参数的物理意义

本文的模型是通过将式（1）中最终蠕变应变和衰减指数表示为轴向压力和相对密实度的函数关系建立的，因此模型参数的物理意义可通过最终蠕变应变和

衰减指数表达式中各参数的物理意义来说明。由式(2)可知，1/a 为轴向压力趋近于无穷大时最终蠕变应变。对式（2）求导，1/b 为轴向压力为 0 时最终蠕变应变随轴向压力增长的速率。由图 5 可知，b_1 为参数 b 随相对密实度的变化速率，b_2 为堆石料相对密实度为 0 时的 b 值。由式（3）为幂函数可知，c 为轴向压力为 1 MPa 时的衰减指数，d 是双对数坐标下衰减指数与轴向压力关系曲线的斜率，表征衰减指数随轴向压力变化的速率。

4 结 论

本文对不同相对密实度的含软岩堆石料进行了单轴蠕变试验研究，得到以下结论：

（1）在试验压力范围内，含软岩堆石料的蠕变类型为衰减蠕变。随着相对密实度的增大，堆石料的轴向蠕变应变逐渐减小。轴向压力较低时，不同相对密实度的轴向蠕变应变差距较小；随着轴向压力提高，轴向蠕变应变的差距逐渐增大。

（2）利用幂函数蠕变模型拟合轴向蠕变应变随时间变化的曲线，得到最终蠕变应变和衰减指数。其分别与轴向压力满足双曲线和幂函数关系，由此建立了考虑轴向压力的含软岩堆石料的单轴蠕变模型。

（3）分析模型参数可知相对密实度对衰减指数的影响很小。依据与最终蠕变应变相关的模型参数 b 和相对密实度呈线性关系，提出了同时考虑轴向压力和相对密实度的单轴蠕变模型。利用分析确定的模型参数计算各轴向压力和相对密实度情况下堆石料的轴向蠕变应变，计算结果与试验结果较吻合。说明提出的单轴蠕变模型在本文讨论的压力和相对密实度范围对含软岩堆石料是适用的。

参考文献：

[1] SHIBATA K, TANI K, OKADA T. Creep behavior of tuffaceous rock at high temperature observed in unconfined compression test[J]. Soils and Foundations, 2007, **47**(1): 1 - 10.

[2] ZHANG B Y, ZHANG J H, SUN G L. Deformation and shear strength of rockfill materials composed of soft siltstones subjected to stress, cyclical drying/wetting and temperature variations[J]. Engineering Geology, 2015, **190**: 87 - 97.

[3] AZIZ M, TOWHATA I, YAMADA S, et al. Water-induced granular decomposition and its effects on geotechnical properties of crushed soft rocks[J]. Natural Hazards and Earth System Sciences, 2010, **10**(6): 1229 - 1238.

[4] 梁 军. 高面板堆石坝流变特性研究[D]. 南京: 河海大学, 2003. (LIANG Jun. Research on Rheology Properties of High Concrete-Faced Rock-fill Dam[D]. Nanjing: Hohai University, 2003. (in Chinese))

[5] 孙振远, 王占军, 韩华强. 密度对堆石料流变特性的影响[J]. 广东水利水电, 2019(4): 84 - 87. (SUN Zhen-yuan, WANG Zhan-jun, HAN Hua-qiang. Effect of density on rheological properties of rockfill[J]. Guangdong Water Resources and Hydropower, 2019(4): 84 - 87. (in Chinese))

[6] 朱 晟, 钟春欣, 王 京, 等. 高心墙堆石坝填筑标准的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(3): 561 - 566. (ZHU Sheng, ZHONG Chun-xin, WANG Jing, et al. Experimental study on filling standard of rockfill dam with high core wall[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(3): 561 - 566. (in Chinese))

[7] LI H F, ZHANG Y Q. Creep rate and creep model of rockfill[J]. Procedia Engineering, 2012, **28**:796 - 802.

[8] 岩土工程勘察规范：GB 50021—2001[S]. 2009. (Code for Geotechnical Engineering Investigation: GB 50021—2001 [S]. 2009. (in Chinese))

[9] 土工试验方法标准：GB/T 50123—2019[S]. 2019. (Standard for Geotechnical Testing Method: GB/T 50123—2019 [S]. 2019. (in Chinese))

[10] XING H F, GONG X N, ZHOU X G, et al. Construction of concrete-faced rockfill dams with weak rocks[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2006, **132**(6): 778 - 785.

[11] 碾压土石坝设计规范：SL 274—2001[S]. 2002. (Code for Design of Roller Compacted Earth and Rock Dams: SL 274—2001 [S]. 2002. (in Chinese))

[12] 左永振, 程展林, 丁红顺, 等. 堆石料蠕变试验方法研究[J]. 长江科学院院报, 2009, **26**(12): 63 - 65, 70. (ZUO Yong-zhen, CHENG Zhan-lin, DING Hong-shun, et al. Study on creep test method of rockfill[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2009, **26**(12): 63 - 65, 70. (in Chinese))

（编校：明经平）

DOI：10.11779/CJGE2020S2022

基于 PFC^{2D} 的土石混合料剪切强度数值模拟分析

肖建章[1]，马妍祎[2]，周 杰[3]，蔡 红[1]，魏迎奇[1]，刘 晨[4]

（1. 中国水利水电科学研究院流域水循环模拟与调控国家重点实验室，北京 1000482；2. 北京市城市河湖管理处，北京 102300；3. 重庆交通大学土木工程学院，重庆 400074；4. 北京水利水电学校，北京 100024）

摘 要：广泛应用于高填方工程中的土石混合料，具有显著的非均质、非连续特征，工程特性不仅取决于土和石本身的力学性质，也与土石相对比例、粒组组成等因素密切相关。结合 PFC^{2D} 离散元数值模拟，分析不同开缝宽度下缺失中间粒径土石混合料的抗剪强度变化规律，深入探讨缺失中间粒径土石混合料骨架结构的力传递路径、强度形成机理及混合料变形破坏机制，结果表明：上下剪切盒之间开缝宽度对其抗剪强度有重要影响，土石混合料的峰值强度随开缝宽度的增加而降低，抗剪强度－水平位移曲线表现为应变软化；开缝宽度对土石混合料骨架构成也有重要影响，开缝越大，构成骨架的颗粒数目就越少，骨架颗粒分布范围也越小，剪切带越靠近上剪切盒；不同开缝宽度情况下，尽管剪切带分布不同，骨架上颗粒法向接触力分布基本上是均匀的，说明骨架上各个颗粒受力是相对均匀的，骨架颗粒受力与开缝宽度并无明显关系；不同的开缝宽度下，剪切面在各剪切阶段均不是一个平面，随着水平剪切位移的增加，土骨架上的接触力链和剪切带分布也不断发生变化，试样内部受力极不均匀；试样内部脱空现象除与土石混合料骨架组成、颗粒摩擦系数及级配有关外，开缝宽度对其也有重要影响，开缝越宽，剪切过程中试样的脱空现象就越明显。

关键词：高填方；土石混合料；剪切强度；影响因素

中图分类号：TU411.7 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－4548(2020)S2－0123－06

作者简介：肖建章(1977—)，男，高级工程师，博士，主要从事土石混合料试验与数值分析等方面的科研工作。E-mail: xiaojz@iwhr.com。

Numerical simulation of shear strength of rock-soil mixtures by using PFC^{2D}

XIAO Jian-zhang[1], MA Yan-yi[2], ZHOU Jie[3], CAI Hong[1], WEI Ying-qi[1], LIU Chen[4]

(1.State Key Laboratory of Simulation and Regulation of Water Cycle in River Basin, China Institute of Water Resources and Hydropower Research, Beijing 100048, China; 2. Beijing Municipal Administration of Urban Rivers and Lakes, Beijing 102300, China; 3. School of Civil Engineering, Chongqing Jiaotong University, Chongqing 400074, China; 4. Beijing Water Conservancy School, Beijing 100024, China)

Abstract: The soil-rock mixture widely used in high-fill projects is characterized by significant heterogeneity and discontinuity. The engineering characteristics of the mixture depend on the mechanical properties of soil and stone and closely relate to the relative proportion of earth and stone, particle composition and other factors. Based on the PFC^{2D} discrete element numerical simulation, the change rules of shear strength of the soil-rock mixture with missing intermediate particle size under different opening widths are analyzed, and the force transfer path, strength formation mechanism and deformation and failure mechanism of the mixture skeleton structure with missing intermediate particle size are deeply disscussed. The results show that the width of the opening between the upper and lower shear boxes has an important influence on the shear strength. The peak strength of the earth-rock mixture decreases with the increase of the opening width, and the shear strength-horizontal displacement curve shows strain softening. The opening width also has a significant influence on the skeleton composition of the earth-rock mixture. The larger the opening is, the less the number of the skeleton particles is, the larger the distribution range of skeleton particles is, the closer the shear band is to the upper shear box. Although the distribution of shear band is different under different opening widths, the distribution of normal contact force of particles on the skeleton is basically uniform, which shows that the stress of particles on the skeleton is relatively uniform, and there is no obvious relationship between the stress of particles on the skeleton and the opening width. Under different opening widths, the shear plane is not a plane at each shear stage. With the increase of horizontal shear displacement, the distribution of contact force chain and shear band on the skeleton also changes constantly, and the stress inside the samples is extremely uneven. The phenomenon of void inside the samples is related to the skeleton composition, friction coefficient of particles and

基金项目：中国水科院基本科研业务费项目（GE0145B512016）

收稿日期：2020－08－07

gradation of the earth-rock mixture, and the opening width also has an important influence on them. The wider the opening, the more obvious the void phenomenon of the sample during the shear process.

Key words: high fill; soil-rock mixture; shear strength; influencing factor

0 引 言

广泛应用于高填方工程中的土石混合料是第四纪以来形成的介于均质土体和碎裂岩体之间的特殊工程材料，具有显著的非均质、非连续特征。

土石混合料一般由粗颗粒形成骨架，细颗粒填充孔隙，其强度特性不仅取决于土和石本身的力学性质，也与土石相对组成比例、粒组组成、碎石结构形态等因素密切相关。Irfan等[1]对不同粗颗粒含量土石混合料的直剪试验表明：粗颗粒含量小于20%情况下，强度主要由细颗粒承担；当粗颗粒含量为20%～30%时，抗剪强度开始有少量增加；当粗颗粒含量超过30%时，粗粒料的相互咬合作用增强，抗剪强度迅速增加。Xu等[2]进行的土石混合料大型直剪试验表明，石块所占的比例对土石混合料的抗剪强度有重要影响。Khoiri等[3]对卵砾石土开展剪切试验表明，内摩擦角在对数坐标下随小主应力增加而增加。Wang等[4]模拟不良级配铁路路基碎石直剪试验表明，抗剪峰值角随着接触摩擦系数增大而增大，碎石颗粒剪切过程中与正应力相关。Liu等[5]通过分析直剪试验中碎石骨料的宏观和微观力学特性，得出在同样法向应力作用下的抗剪强度和压缩位移随着粒径的增大而增大。Vallejo等[6]研究表明，粗颗粒占到土石混合料75%以上，抗剪强度主要由粗粒料来控制，粗颗粒占比小于40%时，则主要由粗粒材料周围的黏土来控制。黄斌等[7]开展的含石量对土石混合体强度特性影响的试验表明：泥碎石土的粗料含量小于30%，抗剪强度基本上取决于细料；粗料含量为30%～70%时，抗剪强度取决于粗、细料的共同作用；粗料含量大于70%时，抗剪强度主要取决于粗料。王江营等[8]开展的大型直剪试验表明，土石混填体抗剪强度主要源于内部石料间的相互嵌入、咬合及摩擦等作用，含石量是影响土石混填体强度的主要因素。

上述研究表明，土石混合料的抗剪强度与材料粒径、级配及细料含量有关，由于土石混合料力学性质和力学行为复杂，剪切试验条件和土石混合料差异导致了以往剪切特性研究难以直观、全面，不同开缝宽度下抗剪强度也有较大差异。因此，有针对性地开展土石混合料剪切模拟分析，对机场高填方边坡稳定及保证建设工期均有重要的现实意义。

基于此，本文结合PFC^{2D}离散元程序，针对典型缺失中间粒径土石混合料开展剪切试验的颗粒流数值模拟，对试样剪切受力情况进行细观仿真，为土石混合料在高填方工程的施工和设计积累经验。

1 试验设计

进行PFC^{2D}仿真模拟时，高填方土石混合料典型缺失中间粒径，颗分曲线见图1，最大粒径20 mm。

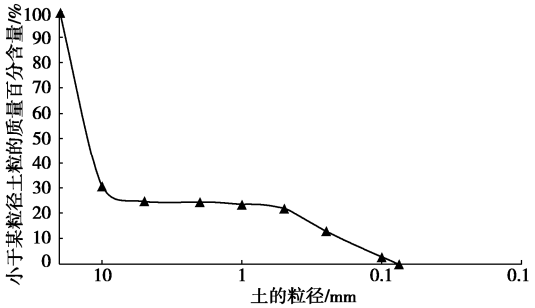


图 1 缺失中间粒径土石混合料颗分曲线

Fig. 1 Grain-size distribution curve of gap-graded rock-soil mixtures

从微观角度看，土石混合料可视为刚性散粒体，颗粒之间相互嵌挤、摩擦，影响着骨架结构的传力，进而影响抗剪强度[9]。为分析不同开缝宽度下，缺失中间粒径的土石料在直剪过程中的变形与强度变化规律，探讨缺失中间粒径土石混合料骨架结构中力传递路径、强度形成机理及混合料变形与破坏机制，利用PFC^{2D}离散元程序开展剪切试验的颗粒流数值模拟，模拟流程与室内试验相同，考虑5 mm和30 mm两种开缝宽度，法向压力为100 kPa，选直剪过程中峰前、峰值、峰后和残余等阶段对试样剪切受力情况进行细观仿真分析。

数值剪切盒尺寸与试验室相同，上盒由墙体1，2，3，7，9，10组成（见图2），剪切前删除墙体9，10，以模拟不同的开缝。用伺服加载机制，保持设定法向压力，缓慢推动上盒右移，实现对数值试样剪切，墙体摩擦系数为0，即试验中剪切盒光滑。

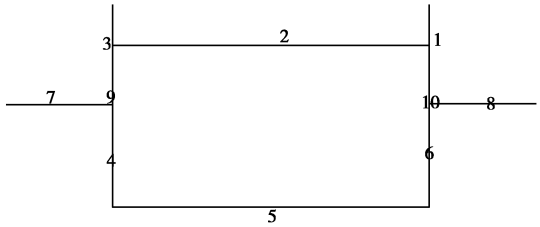


图 2 细观模拟剪切盒组成

Fig. 2 Composition of meso-simulation shear box

剪切模拟中对2 mm以下小颗粒用粒径1.5 mm数

值颗粒代替，根据颗分曲线计算二维数值试样中每组颗粒面积，进而确定每组颗粒数量。表1为数值试样颗粒几何参数。

表 1　试样颗粒形状及其分布

Table 1 Shape and distribution of particles of samples

数值试验粒径/mm	20	17	14	10	5	1.5
颗粒形状						
数值颗粒分布数	35	40	36	19	9	3810

由于土石混合料等散体材料的宏观力学响应是由颗粒之间的微观结构演化所决定的，故离散元数值模拟通过“试错标定法”来对颗粒之间微观参数赋值，使数值试样与实验室试样呈现类似的宏观力学响应[10]。颗粒之间的相互作用力可通过线性刚度接触模型来模拟[11]，表达式如下：

$$F_i^{\mathrm{n}} = K^{\mathrm{n}} U^{\mathrm{n}} \boldsymbol{n}_i = \frac{k_{\mathrm{n}}^{[A]} k_{\mathrm{n}}^{[B]}}{k_{\mathrm{n}}^{[A]} + k_{\mathrm{n}}^{[B]}} U^{\mathrm{n}} \boldsymbol{n}_i \quad , \qquad (1)$$

$$\Delta F_i^{\mathrm{s}} = -k^{\mathrm{s}} \Delta U^{\mathrm{s}} = -\frac{k_{\mathrm{s}}^{[A]} k_{\mathrm{s}}^{[B]}}{k_{\mathrm{s}}^{[A]} + k_{\mathrm{s}}^{[B]}} \Delta U^{\mathrm{s}} \quad 。 \qquad (2)$$

式中　K^{n} 和 k^{s} 分别为法向和切向接触刚度系数；U^{n} 为法向位移量（颗粒－颗粒或颗粒－墙体的变形重叠量）；$\boldsymbol{n}_i$ 为接触法向；ΔU^{s} 为法向相对位移量。k_{n}，k_{s} 分别为实体（颗粒或墙体）法向和切向接触刚度系数，角标[*A*]和[*B*]表示接触的两个实体。

线性刚度接触模型参数包括：颗粒的法向刚度 $k_{\mathrm{n}}^{\mathrm{b}}$ 和切向刚度 $k_{\mathrm{s}}^{\mathrm{b}}$，墙体的法向刚度 $k_{\mathrm{n}}^{\mathrm{w}}$ 和切向刚度 $k_{\mathrm{s}}^{\mathrm{w}}$。墙体单元作为模型的边界，墙体参数对模拟结果影响不大，只要保证试样内的颗粒不会因为颗粒－墙体接触力过大而“穿越”墙体即可。模拟中取墙体刚度与颗粒刚度相同，即 $k_{\mathrm{n}}^{\mathrm{b}} = k_{\mathrm{s}}^{\mathrm{b}} = k_{\mathrm{n}}^{\mathrm{w}} = k_{\mathrm{s}}^{\mathrm{w}} = 8\times10^7$ N/m。模拟土石混合料适用于机场填筑料以爆破施工得到的石方为主，土石混合料中细粒组含量较少的情况。

经调试，数值模拟取颗粒间摩擦系数为2，通过增大摩擦系数的方法考虑减维的影响，以接触力阈值 $F_{\mathrm{c}} \geqslant 0.25F_{\max}$（$F_{\max}$为最大接触力）来定义和确定试样剪切过程中的土骨架，用红色颗粒表示。

1.1　开缝宽度 5 mm 直剪模拟结果

图3为5 mm开缝宽度下试样抗剪强度与水平位移关系，在剪切位移1.14 cm左右出现峰值114.95 kPa。随着剪切位移增大，抗剪强度降低明显，表现出应变软化，受颗粒组成影响，峰值过后出现局部波动。

（1）5 mm开缝宽度峰值阶段计算结果分析

达到峰值后的土骨架如图4中红色颗粒所示，土骨架上的颗粒和接触力开始转向剪切面方向，土颗粒内部出现明显重排列。受剪切位移增大的影响，在下盒左上方开始出现少量的颗粒溢出。剪切面不是平面，试样内部受力不均匀，土石料内部形成主要斜向右下的接触力链。剪切盒内部的土石料在左上角和右下角均受到挤压，左上土骨架受力最大，右侧开缝处接触力也开始增大，接触力链也开始变得密集。

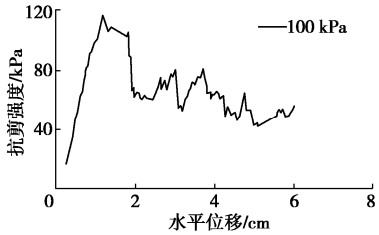


图 3　5 mm 开缝宽度下试样抗剪强度与水平位移关系

Fig. 3 Relationship between shear strength and horizontal displacement of samples with opening size of 5 mm

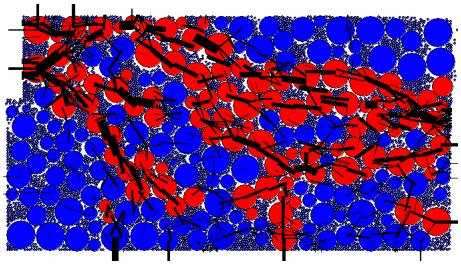


图 4 5 mm 开缝宽度骨架颗粒及力链分布（峰值阶段）

Fig. 4 Distribution of skeleton particles and force chain under opening size of 5 mm(peak stage)

骨架颗粒接触法向各向异性度和法向接触力统计如图5，6所示，峰值阶段试样中的骨架颗粒接触法向也有明显主方向，在120°～175°之间接触密度明显较大，尤其在145°～155°，图6中各个角度骨架颗粒间法向接触力明显增大，在85°～115°范围内骨架颗粒法向接触力最大，达6.6 kN。

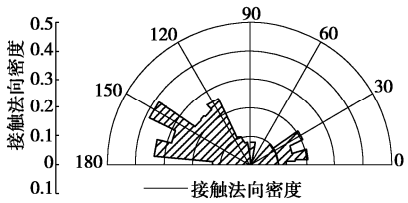


图 5　5 mm 开缝宽度骨架颗粒接触法向密度（峰值阶段）

Fig. 5 Contact normal densities of skeleton particles with opening size of 5 mm (peak stage)

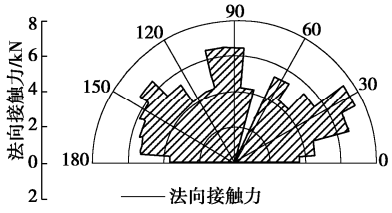


图 6　5 mm 开缝宽度骨架颗粒法向接触力（峰值阶段）

Fig. 6 Normal contact forces of skeleton particles with opening size of 5 mm (peak stage)

（2）5 mm开缝宽度残余阶段计算结果分析

水平剪切位移5.91 cm时，试样进入残余阶段。该阶段试样土骨架如图7中红色颗粒所示，土骨架同样主要由大颗粒形成，残余阶段，大颗粒间的接触力变得更为复杂和不均匀，土骨架在试样的左下方变得更为密集，土骨架上颗粒共136个。

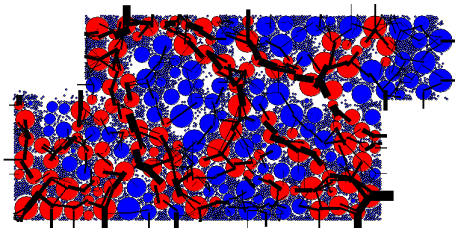


图 7 5 mm 开缝宽度骨架颗粒及力链分布(残余阶段)

Fig. 7 Distribution of skeleton particles and force chain under opening size of 5 mm(residual stage)

土骨架上颗粒和接触力变得更为分散，受剪切位移增大的影响，土石混合料内部剪切面附近开始出现了更多空洞，内部重排列明显。下盒左上方和上盒右侧出现明显颗粒溢出，颗粒间接触力链开始转向垂直方向，剪切带更为宽泛。土石料内部形成了斜向右下以及下盒左侧明显的接触力，受颗粒之间相互摩擦和嵌入影响，土石料在上下盒的左侧和下盒右下角均受到挤压。

在5 mm开缝宽度下残余阶段的试样骨架颗粒的接触法向密度统计如图8所示，骨架颗粒接触法向主方向在170°～176°之间接触密度较大。图9中各个角度骨架颗粒间在残余阶段，法向接触力比峰值也有所减小，在135°～145°范围内骨架颗粒间的法向接触力相对较大，最大减低为4.2 kN。

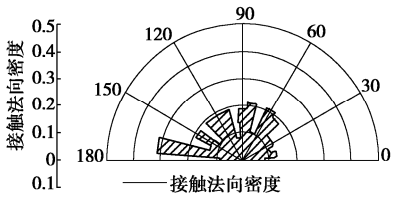


图 8 5 mm 开缝宽度骨架颗粒接触法向密度(残余阶段)

Fig. 8 Contact normal densities of skeleton particles with opening size of 5 mm (residual stage)

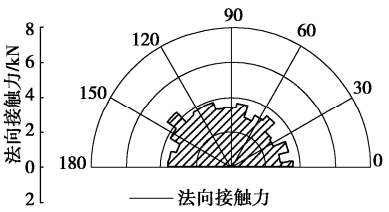


图 9 5 mm 开缝宽度骨架颗粒法向接触力(残余阶段)

Fig. 9 Normal contact forces of skeleton particles with opening size of 5 mm (residual stage)

表2是在5 mm开缝情况下，对峰值和残余等剪切状态中土骨架上各粒径颗粒的数目，土骨架上的颗粒总数依次为111和136个。

表 2 5 mm 开缝宽度试样骨架中颗粒组成及分布

Table 2 Composition and distribution of skeleton particles of samples under opening size of 5 mm

数值试验粒径/mm	20	17	14	10	5	1.5
颗粒形状						
峰值状态颗粒分布数	16	27	21	4	3	48
残余状态颗粒分布数	23	27	21	12	1	57

1.2 开缝宽度 30 mm 直剪模拟结果

图10为30 mm开缝宽度下混合料抗剪强度与水平位移关系曲线，在17 mm左右出现峰值，峰值强度大小为89.9 kPa，说明开缝宽度越大相同条件下峰值强度就越低。与5 mm开缝宽度类似，试样随剪切位移不断增大抗剪强度也相应降低，同样表现出了应变软化现象，这些变化和规律与后文中室内试验趋势一致。

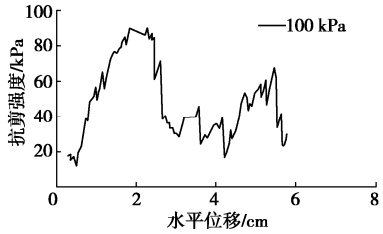


图 10 30 mm 开缝宽度下抗剪强度与水平位移关系

Fig. 10 Relationship between shear strength and horizontal displacement of samples with opening size of 30 mm

（1）30 mm开缝宽度峰值阶段计算结果分析

开缝宽度30 mm条件下，试样在剪切位移1.7 cm达到峰值，土骨架如图11中红色颗粒所示，土骨架同样主要由大颗粒形成，抗剪强度也主要由大颗粒间的接触力提供，方向沿试样的右下方，试样土骨架上颗粒共计83个。峰值阶段土骨架上的颗粒和接触力开始转向右下方向，接触力链也开始在右侧开缝处集中，土颗粒内部出现了明显的重排列。在下盒左上方和下盒右上方出现了少量颗粒溢出。受上盒向右推动的影响土石料内部形成主要斜向右下的接触力链。

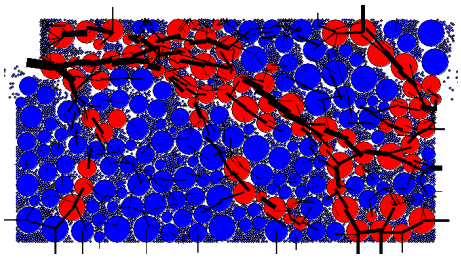


图 11 30 mm 开缝宽度骨架颗粒及力链分布(峰值阶段)

Fig. 11 Distribution of skeleton particles and force chain under opening size of 30 mm(peak stage)

图12中骨架颗粒的接触法向密度统计可以看出，峰值阶段试样中的骨架颗粒接触法向也有明显主方向，为145°～155°、175°～180°及0°～10°接触密度明显较大。图13中骨架颗粒间法向接触力均明显增大，在85°～115°范围内骨架颗粒间的法向接触力最大，达7.1 kN。

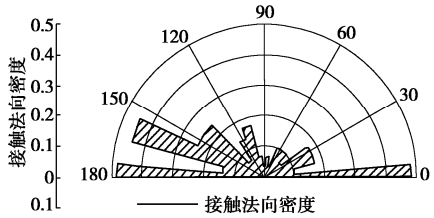


图 12　30 mm 开缝宽度骨架颗粒接触法向密度(峰值阶段)

Fig. 12 Contact normal densities of skeleton particles with opening size of 30 mm (peak stage)

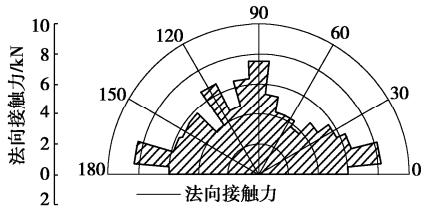


图 13　30 mm 开缝宽度骨架颗粒法向接触力(峰值阶段)

Fig. 13 Normal contact forces of skeleton particles with opening size of 30 mm (peak stage)

（2）30 mm开缝宽度残余阶段计算结果分析

剪切位移5.70 cm时，试样进入残余阶段，土骨架如图14中红色颗粒所示，残余阶段大颗粒间的接触力变得更为复杂和不均匀，土骨架在左下方变得密集，颗粒降为87个。

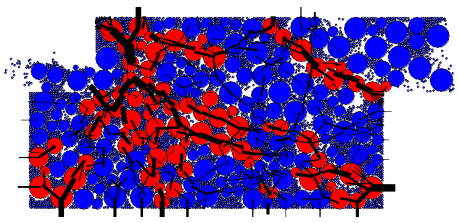


图 14 30 mm 开缝宽度骨架颗粒及力链分布(残余阶段)

Fig. 14 Distribution of skeleton particles and force chain with opening size of 30 mm (residual stage)

骨架上的颗粒主要集中于下盒左侧中间，剪切面附近开始出现了更多空洞，土颗粒内部出现了明显重排列，接触力链转向垂直方向，内部形成斜向右下以及下盒左侧明显接触力，土石料在上下盒的左侧和及下盒的右下角均受到挤压。

图15中试样中的骨架颗粒接触法向主方向，在145°～155°之间接触密度较大，在残余阶段，该方向相对远离了剪切带，向右下方倾斜。图16中法向接触力比峰值也有所减小，受开缝宽度增大的影响，在75°～85°的范围内骨架颗粒间法向接触力相对较大，最大为4.3 kN左右。

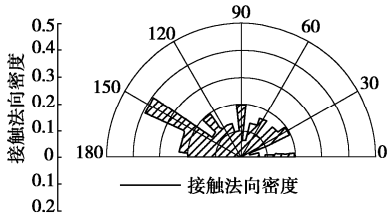


图 15　30 mm 开缝宽度骨架颗粒接触法向密度(残余阶段)

Fig. 15 Contact normal densities of skeleton particles with opening size of 30 mm (residual stage)

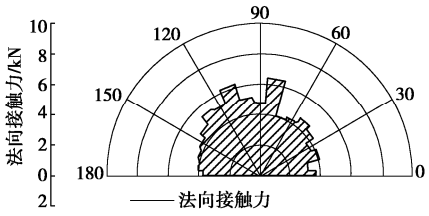


图 16 30 mm 开缝宽度骨架颗粒法向接触力(残余阶段)

Fig. 16 Normal contact forces of skeleton particles with opening size of 30 mm (residual stage)

表3是试样在30 mm开缝情况下峰值及残余等剪切状态中土骨架上各粒径颗粒的数目，各状态土骨架上的颗粒总数依次为83和87。比开缝宽度5 mm在峰值和残余状态下分别减少28和49个，说明同等情况下，开缝宽度对土骨架的颗粒有重要影响，开缝越宽，土骨架上颗粒数就越少。

表 3　30 mm 开缝宽度试样骨架中颗粒组成及分布

Table 3 Composition and distribution of skeleton particles of samples under opening size of 30 mm

数值试验粒径/mm	20	17	14	10	5	1.5
颗粒形状						
峰值状态颗粒分布数	19	17	17	4	1	31
残余状态颗粒分布数	15	20	19	2	0	39

1.3　试验验证

为了解直剪试验开缝宽度对不同形态颗分曲线抗剪强度的影响，Cai等[12]以高填方土石混合填筑料为基础，探讨了不同开缝条件对土石混合料抗剪强度的影响，结果见图17。

结果表明上下剪切盒之间开缝宽度对抗剪强度有重要影响，峰值强度随开缝宽度增加而降低。

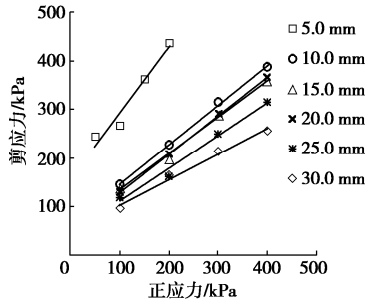


图 17 不同开缝宽度情况下抗剪强度与法向应力关系

Fig. 17 Relationship between shear strength and normal stress under different opening sizes

2 结 论

结合PFC^{2D}离散元数值模拟，分析不同开缝宽度下缺失中间粒径土石混合料的抗剪强度变化规律，深入探讨缺失中间粒径土石混合料骨架结构的力传递路径、强度形成机理及混合料变形破坏机制，结论如下：

（1）上下剪切盒之间开缝宽度对其抗剪强度有重要影响，峰值强度随开缝宽度的增加而降低，抗剪强度－水平位移曲线表现为应变软化。

（2）开缝宽度对土石混合料骨架构成也有重要影响，开缝宽度越大，构成骨架的颗粒数目就越少，分布范围也越小，剪切带越靠近上剪切盒。

（3）不同开缝宽度情况下，骨架上颗粒法向接触力分布基本上是均匀的，骨架上颗粒受力相对均匀，骨架颗粒受力与开缝宽度并无明显关系。

（4）不同开缝宽度剪切面在各剪切阶段不是平面，随着水平剪切位移增加，土骨架上接触力链和剪切带不断发生变化，试样内部受力极不均匀。

（5）试样内部脱空现象除与土石混合料骨架组成、颗粒摩擦系数及级配有关外，开缝宽度对其也有重要影响，开缝越宽，脱空现象就越明显。

参考文献：

[1] IRFAN T Y, TANG K Y. Effect of the Coarse Fractions on the Shear Strength of Colluvium: GEO Rep. No. 23[R]. Hong Kong: Civil Engineering and Development Dept., Government of the Hong Kong Special Administrative Region, 1993: 48－49.

[2] XU Wen-Jie, XU Qiang, HU Rui-lin. Study on the shear strength of soil-rock mixture by large scale direct shear test[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 2011, **48**: 1235－1247.

[3] KHOIRI M, CHANG Y O, TENG F C. A comprehensive evaluation of strength and modulus parameters of agravelly cobble deposit for deep excavation analysis[J]. Eng Geol, 2014, **174**(1): 61－72.

[4] WANG Z J, JING G Q, YU Q F, et al. Analysis of ballast direct shear tests by discrete element method under different normal stress[J]. Measurement, 2015, **63**: 17－24.

[5] LIU Jian-kun, WANG Peng-cheng, LIU Jing-yu. Macro- and micro-mechanical characteristics of crushed rock aggregate subjected to direct shearing[J]. Transportation Geotechnics, 2015, **2**: 10－19.

[6] VALLEJO L E, MAWBY R. Porosity influence on the shear strength of granular material-clay mixtures[J]. Engineering Geology, 2000, **58**: 125－136.

[7] 黄 斌, 曾宪营. 含石量对大浏高速土石混合体强度影响研究[J]. 公路与汽运, 2012, **148**(1): 107－109. (HUANG Bin, ZENG Xian-ying. Study on the influence of rock content on the strength of soil-rock mixture of Daliu Expressway[J]. Highways & Automotive Applications, 2012, **148**(1): 107－109. (in Chinese))

[8] 王江营, 曹文贵, 张 超, 等. 基于正交设计的复杂环境下土石混填体大型直剪试验研究[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(10): 1849–1856. (WANG Jiang-ying, CAO Wen-gui, ZHANG Chao, et al. Large-scale direct shear tests on soil-rock aggregate mixture under complicated environment based on orthogonal design[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(10): 1849–1856. (in Chinese))

[9] 黄晚清, 陆 阳, 何昌轩, 等. 基于离散单元法的沥青混合料研究初探[J]. 中南公路工程, 2007, **32**(2): 19－25. (HUANG Wan-qing, LU Yang, HE Chang-xuan, et al. Research on asphalt mixture based on discrete element method[J]. Central South Highway Engineering, 2007, **32**(2): 19－25. (in Chinese))

[10] 杨 升, 李晓庆. 基于 3 维离散元颗粒流的土石混合体大型直剪试验模拟分析[J]. 工程科学与技术, 2020, **52**(3): 78－85. (YANG Sheng, LI Xiao-qing. Simulation analysis of large direct shear test of soil and rock mixture based on PFC3D[J]. Advanced Engineering Science, 2020, **52**(3): 78－85. (in Chinese))

[11] 王环玲, 沙 聪, 徐卫亚, 等. 考虑孔隙率和不均匀系数的土石混合体颗粒流分析[J]. 河海大学学报(自然科学版), 2019, **47**(3): 251－258. (WANG Huan-ling, SHA Cong, XU Wei-ya, et al. Particle follow analysis of soil-rock mixture considering porosity and heterogeneity[J]. Journal of Hohai University (Natural Science), 2019, **47**(3): 251－258. (in Chinese))

[12] CAI H, WEI R, XIAO J Z. Direct shear test on coarse gap-graded fill: plate opening size and its effect on measured shear strength[J]. Advances in Civil Engineering, 2020. Article ID 5750438. https://doi.org/10.1155/2020/5750438.

（编校：明经平）

DOI：10.11779/CJGE2020S2023

动力离心试验微型孔压传感器研制与性能验证

汤兆光，王永志*，孙 锐，段雪锋，王体强，王浩然
（中国地震局工程力学研究所地震工程与工程振动重点实验室，黑龙江 哈尔滨 150080）

摘 要：微型孔压传感器是土工离心模型试验的重要量测工具之一，而以往国产与进口传感器相比，在响应精度、频响范围、使用寿命等方面仍存在较大差距。介绍了一种自主研发的国产 DSP-I 微型孔压传感器，通过多组静力、动力离心试验及与国际代表性 PDCR-81 传感器测试结果对比，验证了新型传感器的响应精度与稳定性能。结果表明：5*g*～50*g* 静力试验中每对 DSP-I 和 PDCR-81 传感器测试结果高度一致，两者误差均≤1%；不同幅值正弦、地震等荷载连续输入下，每对传感器动力测试结果高度吻合，相关系数 R^2 均≥0.9922。试验证明了国产 DSP-I 微型孔压传感器具有良好响应精度和稳定性能，可替代国际公认标准孔压传感器且成本优势显著，为我国动力离心试验技术发展提供强有力支撑。

关键词：离心模型试验；孔隙水压力；传感器；动荷载；性能验证
中图分类号：TU435 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－4548(2020)S2－0129－06

作者简介：汤兆光(1993—)，男，博士研究生，从事动力离心试验技术研究。E-mail: tzg158135@163.com。

Development and performance verification of miniature pore water pressure transducer for dynamic centrifuge modeling

TANG Zhao-guang, WANG Yong-zhi, SUN Rui, DUAN Xue-feng, WANG Ti-qiang, WANG Hao-ran
(Key Laboratory of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Institute of Engineering Mechanics, China Earthquake Administration, Harbin 150080, China)

Abstract: The miniature pore water pressure transducer is one of the key measurement tools in the geotechnical centrifuge model tests. Compared with the imported transducers, the domestic transducers still have a great distance in response accuracy, frequency response range, service life, etc. The DSP-I miniature transducer for pore water pressure is proposed. Moreover, the PDCR-81 of internationally widespread transducers and the DSP-I transducers are selected to perform a series of comparative tests in static and dynamic centrifuge models, and the response accuracy and stability performance of the novel DSP-I transducer are verified. The results show: (1) The measurement results of DSP-I and PDCR-81 transducers are highly consistent in the static centrifuge model tests with spin up 5*g* to 50*g*, and their error is less than or equal to 1%. (2) The test results of each pair of transducers are highly consistent under the continuous input of sine waves, seismic waves with different amplitudes and other dynamic loads, and their correlation coefficient is more than or equal to 0.9922. From these tests it is proved that the DSP-I of domestic miniature pore water pressure transducers have good response accuracy and stability performance and can replace internationally recognized standard miniature pore water pressure transducers and have significant cost advantage, which provides power support for the development level of dynamic centrifuge test technology in China.

Key words: centrifugal model test; pore water pressure; transducer; dynamic load; performance verification

0 引 言

在岩土地震工程领域中，无论是原位监测还是室内物理试验，孔压传感器作为孔隙水压力的关键测试工具，其性能对饱和/非饱和土体孔压量测的准确性，均具有重要影响[1-6]。与常规压力传感器相比，微型孔压传感器具有透水石、空腔等特殊结构，致使其测试结果受诸多因素影响[1-2, 6]。不同于振动台试验与原位现场试验，动力离心试验是在 *N* 倍常重力加速度的超重力环境下，通过输入“高频、瞬时”压缩地震荷载（振动持时一般≤1 s，频率 *N* 倍于原型），复现几十米原型土层的应力状态与地震反应行为，其中超静孔

基金项目：中国地震局工程力学研究所基本科研业务费专项资助项目（2019EEEVL0203）；国家自然科学基金项目（51609218）；黑龙江省自然科学基金项目（YQ2019E035）
收稿日期：2020－08－07
*通信作者（E-mail: yong5893741@163.com）

隙水压的增长将“瞬态”完成，为快速动力过程[7]。国内外微型孔压传感器发展现状与静、动态性能研究代表成果，在此作简要阐述。Kutter 等[1]利用 2D 有限元探讨了传感器端部形状对孔隙水压力传递路径的影响，提出了微型传感器端部设计方法。Lee[3]基于流体动力学方程，给出了孔隙液体黏滞系数对传感器响应频率的影响规律。孙汝建[4]介绍了一种国产压阻式微型孔压传感器，通过长期原位监测证明了该传感器与传统类型传感器相比，具有良好静力测试精度与稳定性。Druck 公司 PDCR-81 微型孔压传感器使用长达 20 余年，被国际公认为土工离心试验孔压量测的“标准”传感器[2]，但因其产值在公司总额占比较小，于 2010 年国际第七届岩土物理模拟学术会议上宣布停产。Allmond 等[5]在 PDCR-81 传感器停产后，通过多种物理试验探讨了国际新研制几种微型孔压传感器的可替代性，发现动力离心试验中几种新型传感器与 PDCR-81 相比，可产出显著差异。王永志等[6]通过动态孔压传感器标定装置与试验，揭示了未完全饱和、透水石孔隙堵塞等因素对孔压传感器动态响应滞后、幅值衰减的影响特征。汤兆光等[7]开发了孔压传感器动力响应标定装置，给出了流体介质、饱和方法及时间对孔压传感器动力测试性能的影响规律，建立了孔压传感器动力响应标定方法。总体而言，目前在长期原位监测和静力离心试验方面，国内外微型孔压传感器均可满足孔压测试需求。但是，在动力离心试验方面，微型孔压传感器的设计方法及动力性能影响因素认识尚待发展与深入，而现有国产微型孔压传感器与国际相比，也存在明显差距。因此，研发高精度、高性能微型孔压传感器，对发展土工离心试验量测技术具有重要意义。

本文将介绍一种自主研制的国产 DSP-I 微型孔压传感器，包含基本组成、设计参数和结构特点。通过一系列静力、动力饱和砂土模型离心试验和多组微型孔压传感器测试，以国际公认标准 PDCR-81 传感器为参考基准，探讨 DSP-I 传感器的响应精度和稳定性能。

1 DSP-I 传感器设计与参数

近年来，国际知名土工试验单位联合全球多家精密仪器厂商[6]，根据原有 PDCR-81 结构[1-2]研制并改进微型孔压传感器，如 2Mie 传感器(Keller)，EPB-PW 传感器(Measurement)，XCL-11-250 传感器(Kulite)，但缘于进口传感器价格昂贵、损坏率较高、供货周期长等问题，未被国内土工单位大量使用。同时，我国微型孔压传感器研制水平与国际仍存在较大差距，据笔者所在实验室统计，在大型振动台试验、土工离心试验中国产微型孔压传感器的故障率为进口传感器的 2～3 倍。因此，研制可替代“高频响、高精度”PDCR-81 微型孔压传感器需求也愈加强烈。

1.1 设计结构

经充分调研国际现有微型孔压传感器[1-2, 5-6, 8]，笔者自主设计了 DSP-I 微型孔压传感器，如图 1 所示，DSP-I 传感器设计参数与 PDCR-81 相比见表 1。根据功能与用途，DSP-I 微型传感器分为螺帽、透水石、O 型密封圈、敏感元件、主壳体、通气线缆等方面。

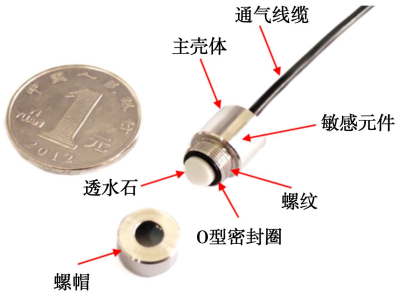


图 1 DSP-I 微型孔压传感器照片

Fig.1 Photo of DSP-I pore water pressure transducer

表 1 DSP-I 微型孔压传感器设计参数与 PDCR-81 对比

Table 1 Comparison of technical specifications of DSP-I miniature transducer with PDCR-81 transducer

型号	量程/kPa	壳体/mm	透水石/mm	空腔/mm	线缆/mm	供电/V
DSP-I	700(可变)	Φ10×13.5	Φ5.4×3.0	0.20	Φ2.0	5
PDCR-81	700	Φ6.4×11.4	Φ6.0×2.0	0.13	Φ2.2	5

壳体结构方面，DSP-I 传感器采用螺帽，将透水石和敏感元件通过螺纹进行连接，可单独对透水石进行清理与饱和，并可根据土体类型选择不同透水石，有效地降低实验室的传感器数量配置；在透水石结构方面，DSP-I 传感器将透水石形状设计成圆柱体，并通过 O 型密封圈与螺帽相配合固定透水石，以防止孔隙流体沿螺纹径向流入；在空腔结构方面，空腔位于透水石与敏感元件之间，其大小与传感器响应速率成反比，即缩小空腔尺寸可加快传感器响应时间，但考虑到空腔尺寸过小可能造成微小土颗粒由透水石进入空腔内而引发桥接效应，故将空腔尺寸设计为 0.2 mm。

1.2 设计原理

DSP-I 微型孔压传感器利用压阻效应，在敏感元件上沉淀制备 4 个等值扩散硅电阻，形成惠斯通电桥结构[4]，传感器工作原理如图 2 所示。敏感元件两端分布两个压力腔，一端是与传感器空腔内孔隙流体相接触的高压腔 P_1，另一端则是与大气（或真空）连通的低压腔 P_0，当惠斯通电桥输入激励电源，桥路上的 4 个扩散硅电阻达平衡状态，输出零点电压信号 V_0，受孔隙流体 P_1 作用时桥路失衡，输出电压信号 V_{out}，在量程范围内 V_{out} 与 P_1 为线性关系，如下公式所示：

$$P_1 = K(V_{out} - V_0) \quad , \tag{1}$$

式中，P_1为孔隙水压力（kPa），K为标定系数（kPa/V），

V_{out}，V_0分别为传感器输出电压和零点值（mV）。为消除温度对桥路电阻影响，传感器采用恒压源供电。

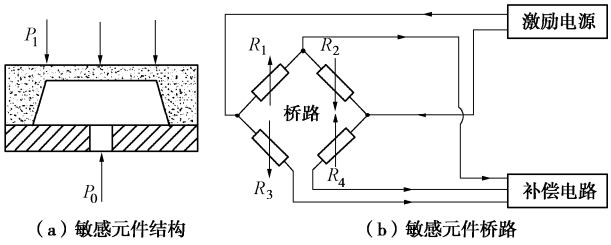


图 2 DSP-I 微型孔压传感器工作原理

Fig. 2 Schema of DSP-I pore water pressure transducer

2　试验设备与方案

2.1　试验设备与材料

本次离心试验采用中国地震局工程力学研究所、中国工程物理研究院、哈尔滨工业大学等单位联合研制的 DCIEM-40-300 大型离心机振动台系统[9]，如图 3 所示。该离心机半径 5.5 m、最大离心加速度 100*g*、有效静力负载 3000 kg、净空 1.5 m×1.2 m×1.6m；其配置的水平单向振动台：最大振动加速度 30*g*、有效动力负载 1500 kg、振动频宽 10～300 Hz、最大位移±15 mm、最大持时 3 s、平台尺寸 1.5 m×1.0 m。该离心机还配置了 128 通道动态数据采集系统、多功能机械手及各类量测传感器，可满足不同土工离心试验测试需求。

图 3 DCIEM-40-300 大型离心机振动台系统

Fig. 3 DCIEM-40-300 centrifuge shaking table test equipment

本次试验选用刚性模型箱，箱内尺寸约为 1.3(*L*)×0.6(*W*)×0.6 m(*H*)，箱底设有透水板，通过水管与模型箱外侧排水阀门相连；侧壁还附有厚度为 3 mm 高强度光滑橡胶膜，可减小箱壁侧摩阻力作用。试验离心加速度取 50*g*，施加荷载频率压缩 50 倍，时长为原型 1/50，模型与原型之间基本相似率见文献[9]，下面各物理量除特别说明外，均已转换为原型数值。

试验用砂采用福建标准石英砂，平均粒径 d_{50}= 0.39 mm，不均匀系数 C_u=1.45，曲率系数 C_c=0.94，土体级配曲线如图 4 所示。采用砂雨制样装置[10]分 6 层制备干砂模型，控制落距为 20 cm，制作的试样干密度为 1.57 g/cm^3，平均相对密实度 D_r约为 60%，模型制备高度为 440 mm，对应原型土层厚度为 22 m。动力离心试验中为确保动力时间与渗流时间相似关系一致，将根据试验室温度制备无色透明黏度为 50cSt、密度为 1.012 g/cm^3 的甲基纤维素溶液作为饱和流体[11-12]。本次离心模型试验采用常重力与超重力相结合方式实现模型的快速与充分饱和：①采用低水头饱和法，以防止流体压力和流速过大对模型造成渗流破坏，设定预饱和时间为 48 h；②在离心机加速度达到预设 50*g* 时，再保持 50*g* 下运行 2 小时（对应原型饱和时间约为 2×50 h=100 h），模型饱和与固结总时间达到 148 h，其饱和度大于 0.99[13]。

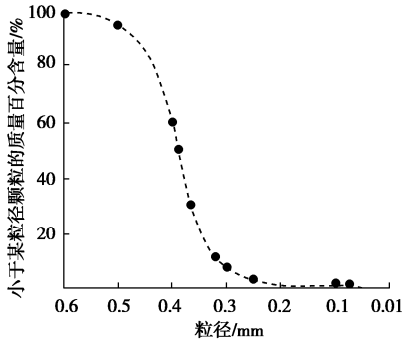


图 4 砂土粒径级配曲线

Fig. 4 Grain-size distribution curve of soil particles

2.2　传感器布置

本文试验目的是以国际公认标准的 PDCR-81 传感器为参考基准，探讨离心力场和地震动下 DSP-I 传感器的静力、动力测试结果的准确性。土工离心试验前，为确保孔压传感器量测准确性，根据我国行业标准《土工离心模型试验技术规程》规定[14]：本文采用真空–搅拌饱和法[7]在黏度为 50cSt 甲基纤维素溶液中对两种微型孔压传感器进行饱和处理，通常设定饱和时间为 9 h。传感器饱和后，笔者通过自行开发的动态孔压标定装置[7]对两种传感器进行静/动态性能标定。

模型设计与传感器布置如图 5 所示。为准确获得模型孔隙水压力沿深度的变化规律，并考虑减少边界效应影响，在模型箱中心（1/2 长度，1/2 宽度）处沿土层深度自下而上，分为 5 层布设两列微型孔压传感器 D0～D4 (DSP-I)和 P0～P4(PDCR-81)；并在相同位置，布设加速度传感器 A0～A4（型号：352M54，美国 PCB 公司）。各土层中布设传感器距离顶部的高度，分别为 50，110，220，330，430 mm，对应原型埋深为 2.5，5.5，11，16.5，21.5 m。此外，模型箱底板上还布置了加速度传感器（A5），以其记录作为模型动荷载输入。制备完成后的饱和砂土模型实物，如图 6 所示。

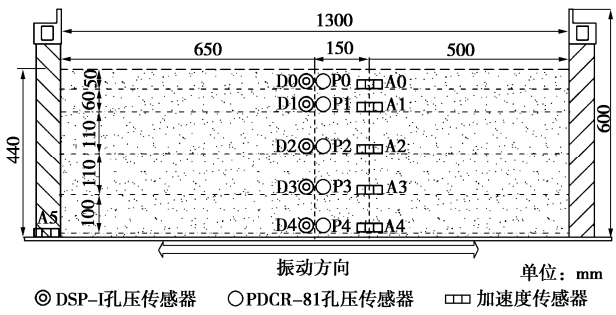


图 5 试验模型设计与传感器布置图

Fig. 5 Model design and layout of transducers

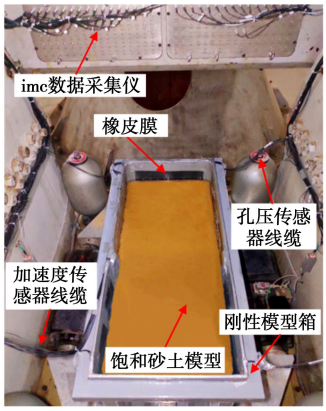


图 6 饱和砂土模型实物照片

Fig. 6 Photo of saturation sand ground model

2.3 荷载施加方案

在振动台施加动荷载前，将通过离心机缓慢加速方式对饱和砂土模型，逐级施加 5g，10g，20g，30g，40g，50g 离心加速度荷载，以观测 DSP-I 和 PDCR-81 传感器静力测试性能差异。当离心加速度达到 50g 和试验模型充分固结（2 h）后，振动台将依次施加振动荷载，包含峰值 0.1g，0.2g，0.3g 的正弦波和峰值 0.4g 的 El-centro 波，以观测 DSP-I 和 PDCR-81 传感器动力测试性能差异。此外，每次动荷载施加后，离心机将保持 50g 离心加速度下运行 20 min，并确保超静孔隙水压充分消散和土体再固结完成之后，施加下一动荷载。

3 离心试验数据分析

3.1 静力试验结果

图 7 为离心机加速过程中不同土层深度 DSP-I 和 PDCR-81 传感器的静力测试结果。图中各虚线上标注数字为静孔隙水压估算值和两者传感器的测试误差，其中静孔压估算值根据制模时各孔压传感器实际埋深计算所得(P=ρ(ng)h)，由图可见两种孔压传感器测量值与静孔压理论计算值高度一致，两者误差均在±1%以内，说明 DSP-I 具有良好的静力测试性能。

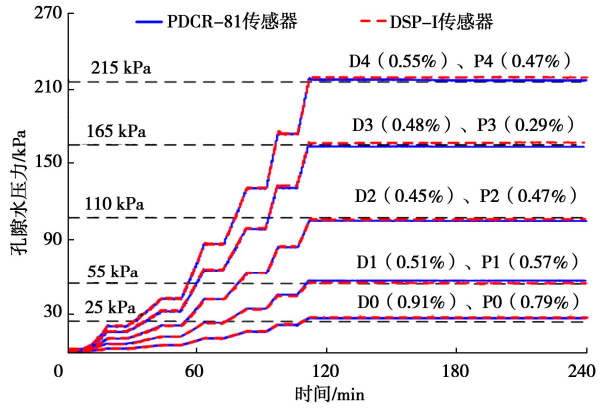


图 7 离心机加速过程中孔隙水压力变化

Fig.7 Vibration of pore water pressure during centrifuge spin-up

3.2 动力试验结果

本次振动试验选用正弦波和El-centro波作为动荷载输入。对于土工离心试验，按照模型比尺 1∶50，原型正弦波峰值加速度 PGA=0.1g，0.2g，0.3g，振动频率为 f=1.0Hz，振动持时为 T=15 s，振动次数 N=15；原型 El-centro 波峰值加速度 0.4g，振动持时为 T=50s，输入地震动时程曲线如图 8 所示。由图 8 数据可知，实测输入正弦波峰值加速度分别为 0.104g，0.205g 和 0.31g，与目标峰值十分接近，且振动波形均匀，说明振动台系统输入激励具有良好的重复性与可靠性。

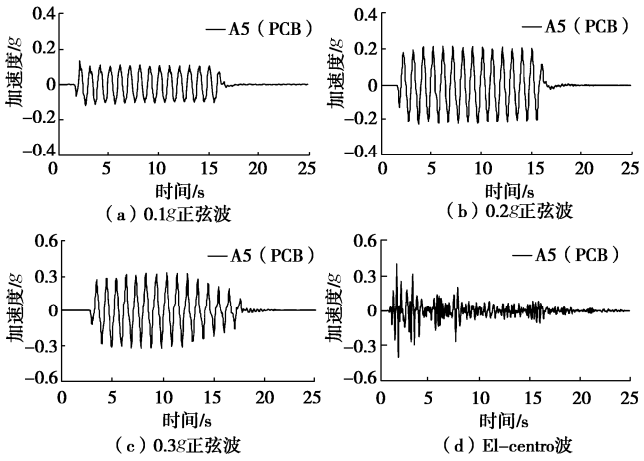
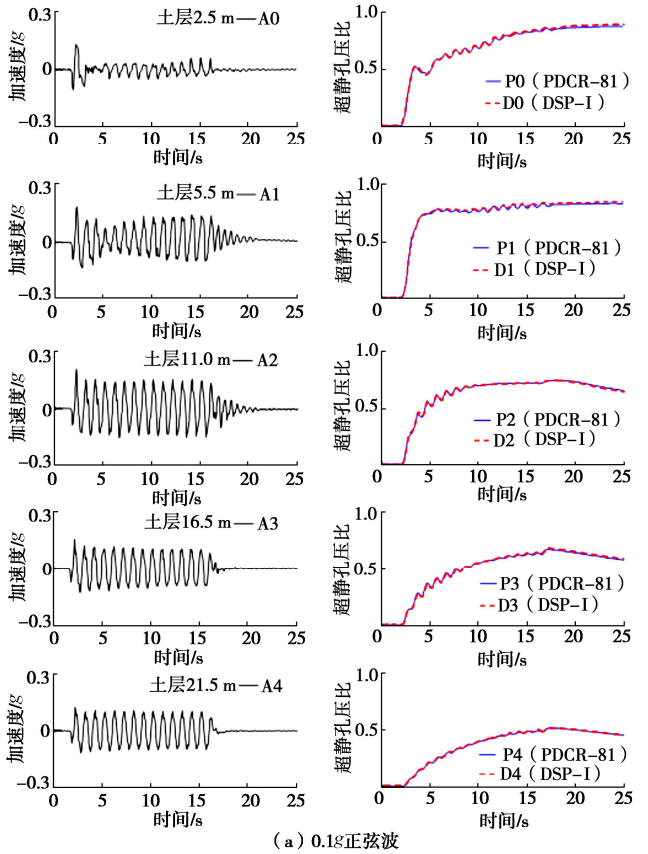


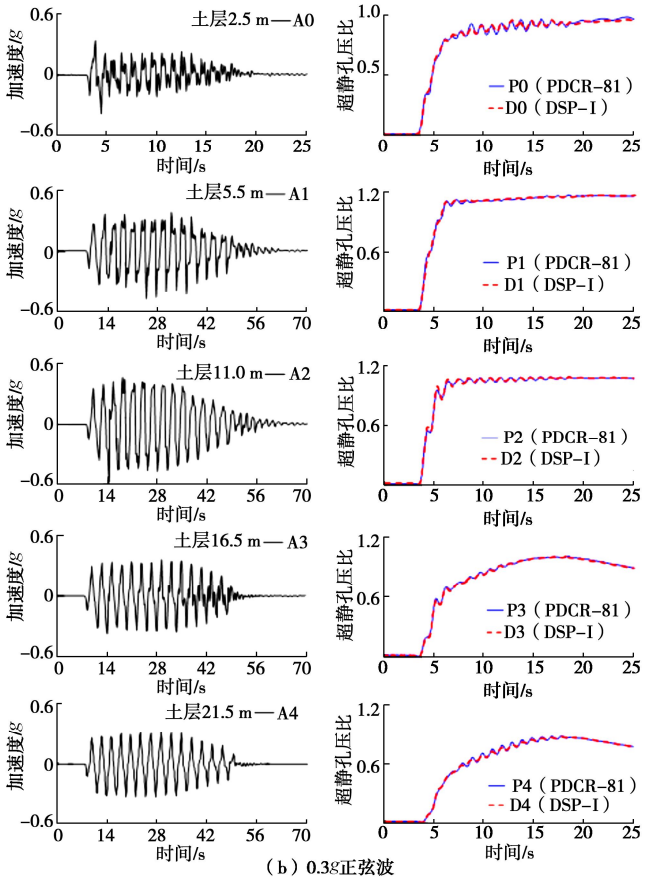
图 8 输入地震波振动过程中台面加速度

Fig. 8 Acceleration of shaking table during input of seismic waves

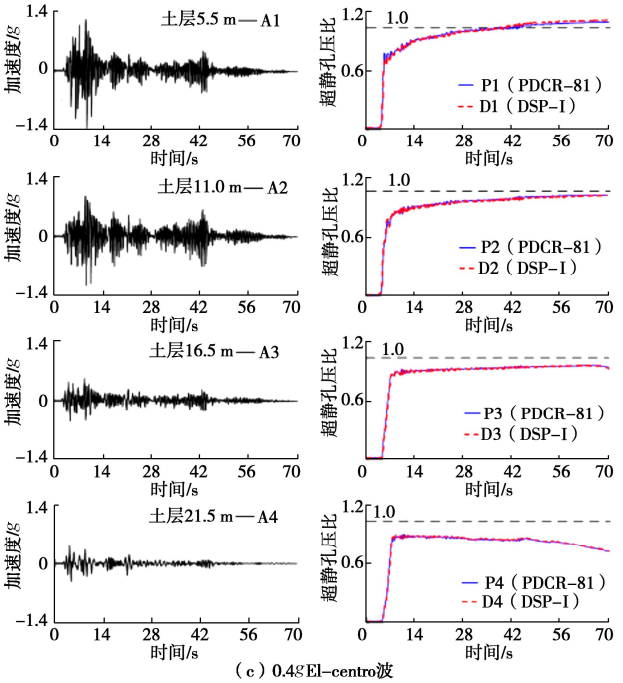
由图 9（a），（b）可以发现：0.1g 和 0.3g 正弦波下，在底部加速度计 A4 波形与台面加速度 A5 相近，未发生较大波动；在 A3、A2 所在土层处振动加速度存在放大现象；在 A1 和 A0 处土层整体振动加速度呈现明显衰减，尤其是 A0 处加速度快速达到峰值后迅速“颈缩式”减小，形成小幅振动状态。图 9（c）中 El-centro 波下也表现出相同规律，在加速度计 A4、A3、A2、A1 所处土层自下而上整体振动加速度出现快速增大趋势，直至 A0 处土层加速度开始呈现明显幅值衰减。



（a）0.1g正弦波



（b）0.3g正弦波



（c）0.4gEl-centro波

图 9　加速度与超静孔压比响应

Fig. 9 Responses of excess pore water pressure and acceleration

由图 9（a）超静孔压比时程曲线可以看出，输入 0.1g 正弦波时，两种微型孔压传感器在各土层记录的超静孔压比峰值自下而上由 0.51 增长至 0.85 左右，结合浅层加速度变化趋势，土层顶部 2.5～0.0 m 处发生液化，但超静孔压比未达到 1，可能由于浅层土体沉降变形较大，埋深减小所致。图 9（b）中输入 0.3g 正弦波时，各土层超静孔压比峰值自下而上由 0.74 增大至 0.95 左右，结合相应加速度变化趋势，土层深度 11.0～0.0 m 处发生液化。图 9(c)中输入 0.4g El-centro 波时，各土层超静孔压比峰值自下而上由 0.91 增至 1.15 左右，部分土层超静孔压比≥1，说明较大范围内土体发生液化，同时 0.3g 正弦波输入下土层因液化而强度失效导致传感器出现一定下沉。在两种微型孔压传感器测试方面，三种动荷载输入下由图 9（a），（b），（c）不难发现，各层土体中 DSP-I 和 PDCR-81 测试结果高度吻合，其中各层土体两种传感器的平均动态峰值测试差异 P_e、时间迟滞 t_d 与动态相关系数 R^2，如表 2 所示，其中 2.5 m 和 5.5 m 土层中两传感器的动态测试峰值差异略微偏大，原因为测量幅值较小且布设深度非绝对相等所致。综上，国产 DSP-I 传感器与国际代表性 PDCR-81 传感器具有十分相近的动力响应精度与速度，可作为 PDCR-81 的良好替代选择。

表 2　动力离心试验中两种传感器测试结果

Table 2 Test results of two types of pore water transducers in dynamic centrifuge modeling

土层深度/m	动态峰值测试差异 P_e/%	时间迟滞 t_d/ms	动态相关系数 R^2
2.5	5.42	1.83	0.9922
5.5	3.70	1.95	0.9958
11.0	0.75	1.09	0.9994
16.5	0.74	0.72	0.9995
21.5	0.31	0.79	0.9993

DSP-I 微型孔压传感器的耐用性与故障率，将通过反复破坏性试验进行验证，但限于篇幅，将另文发表。

4 结 论

（1）介绍了一款自主研发的高精度、高性能的国产 DSP-I 微型孔压传感器，包含基本组成、设计参数和结构特点。通过多组静力、动力离心试验及以国际代表性 PDCR-81 传感器为参考基准，初步探讨了 DSP-I 微型孔压传感器响应精度和稳定性能。

（2）静力离心试验中，DSP-I 和 PDCR-81 两种孔压传感器的测量结果高度一致，5～50g 离心加速度荷载下，二者在 21.5～2.5 m 各层土体中最大误差和平均误差均分别在±1.0%和 0.5%以内，表明 DSP-I 与 PDCR-81 具有基本相同静力测试性能。

（3）动力离心试验中，在 0.1g、0.3g 正弦波和 El-centro 地震波荷载下，各层土体 DSP-I 与 PDCR-81 两种传感器的动力孔压测试结果高度吻合，相关系数 R^2≥0.9922，平均动态峰值测试差异和时间迟滞小于 5.5%和 2 ms，表明 DSP-I 和 PDCR-81 具有十分相近的动力测试性能，DSP-I 可完全替代 PDCR-81 传感器。

参考文献：

[1] KUTTER B L, SATHIALINGAM N, HERRMANN L. Effects of arching on response time of miniature pore pressure transducer in clay[J]. Geotechnical Testing Journal, 1990, **13**(3): 164 - 178.

[2] STRINGER M E, ALLMOND J D, PROTO C J, et al. Evaluating the response of new pore pressure transducers for use in dynamic centrifuge tests[C]// Proceedings of the 8th International Conference on Physical Modelling in Geotechnics. Perth, Australia, 2014.

[3] LEE F H. Frequency response of diaphragm pore pressure transducers in dynamic centrifuge model tests[J]. Geotechnical Testing Journal, 1990, **13**(3): 201 - 207.

[4] 孙汝建. 压阻式孔隙水压力计性能试验研究[J]. 岩土工程学报, 2002, **24**(6): 796 - 798. (SUN Ru-jian. Experimental study of piezoresistive silicon pore pressure transducers[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2002, **24**(6): 796 - 798. (in Chinese))

[5] ALLMOND J D, WILSON D W. Analysis and comparison of various pore pressure transducers implemented in the JDA02 centrifuge test[R]. California: University of California, 2012.

[6] 王永志, 袁晓铭, 王 海. 动力离心试验常规点位式量测技术改进方法[J]. 岩土力学，2015, **36**(增刊 2): 722 - 728. (WANG Yong-zhi, YUAN Xiao-ming, WANG Hai. Improvement method of node-oriented measurement technique for dynamic centrifuge modeling[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(S2): 722 - 728. (in Chinese))

[7] 汤兆光, 王永志, 孙 锐, 等. 土工离心试验微型孔压传感器标定方法与影响因素[J]. 岩土工程学报, 2020, **42**(7): 1238 - 1246. (TANG Zhao-guang, WANG Yong-zhi, SUN Rui, et al. Calibration method and effect factors of miniature pore water pressure sensor for geotechnical centrifuge modelling[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, **42**(7): 1238 - 1246. (in Chinese))

[8] 汤兆光, 王永志, 孙 锐, 等. 三种孔隙水压计量测性能对比初探[J]. 中国水利水电科学研究院学报, 2017, **15**(4): 291 - 296. (TANG Zhao-guang, WANG Yong-zhi, SUN Rui, et al. Preliminary discussion on measurement performance comparison of three pore pressure transducers[J]. Journal of China Institute of Water Resources and Hydropower Research, 2017, **15**(4): 291 - 296. (in Chinese))

[9] 王永志. 大型动力离心机设计理论与关键技术研究[D]. 哈尔滨: 中国地震局工程力学研究所, 2013. (WANG Yong-zhi. Study on Design Theory and Key Technology of Large Dynamic Centrifuge[D]. Haerbin: Institute of Engineering Mechanics, China Earthquake Administration, 2013. (in Chinese))

[10] 王 海, 王永志, 袁晓铭, 等. 砂雨法饱和模型制样相对密度控制要素与评价方法[J]. 西南交通大学学报, 2019, **54**(2): 343 - 350, 372. (WANG Hai, WANG Yong-zhi, YUAN Xiao-ming, et al. Control factors and assessment technique of relative density using pluviation method for saturated model[J]. Journal of Southwest Jiaotong University, 2019, **54**(2): 343 - 350, 372. (in Chinese))

[11] DEWOOLKAR M M, KO H Y, STADLER A T, et al. A substitute pore fluid for seismic centrifuge modeling[J]. Geotechnique Testing Journal, 1999, **22**(3): 196 - 210.

[12] STEWART D P, CHEN Y R, KUTTER B L. Experience with the use of methylcellulose as a viscous pore fluid in centrifuge models[J]. Geotechnical Testing Journal, 1998, **21**(4): 365 - 369.

[13] 赵志旭. 无黏性土模型试验饱和度测试方法研究[D]. 哈尔滨: 中国地震局工程力学研究所, 2019. (ZHAO Zhi-xu. Study on Saturation Testing Method of Cohesionless Soil Model Test[D]. Haerbin: Institute of Engineering Mechanics, China Earthquake Administration, 2019. (in Chinese))

[14] 土工离心模型试验技术规程：DL/T 5102—2013[S]. 2014. (Specification for Geotechnical Centrifuge Model Test Techniques: DL/T 5102—2013[S]. 2014. (in Chinese))

（编校：明经平）

DOI：10.11779/CJGE2020S2024

冻融循环条件下木质素纤维改良土性质研究及微观分析

陈 诚[1, 2]，郭 伟*[1, 2]，任宇晓[1, 2]

（1. 水利工程仿真与安全国家重点实验室，天津 300072；2. 天津大学土木工程系，天津 300072）

摘 要：在季节性冻土区域对路基土进行改良是一种较常用的工程措施，木质素纤维是一种经济环保，且具有良好耐久性的添加材料。以木质素纤维改良土为研究对象，对经历冻融循环后不同木质素纤维掺入量的改良土样进行 UU 三轴试验和 SEM 电镜扫描试验，着重分析了冻融次数和纤维掺量对改良土力学性质的影响规律。结果显示：应力应变曲线特性与围压、冻融次数、木质素纤维掺量均有较大关系。改良土的弹性模量、强度、黏聚力等都随着冻融循环次数的增加而降低；0.75%掺量的木质素纤维改良土弹性模量、强度、黏聚力均最大，且冻融次数越多，其表现出的强度优势越大。纤维在土样内部形成了三维网架结构或是起到了“桥梁”搭接作用，减小了冻融对土体微观孔隙损伤的影响，从而增强了土体的强度。试验研究表明，木质素纤维改良土在抵抗反复冻融问题上具有明显的优势。

关键词：冻融循环；木质素纤维改良土；力学性质；电镜扫描

中图分类号：TU43 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－4548(2020)S2－0135－06

作者简介：陈 诚(1994—)，男，硕士研究生，主要从事岩土工程冻融循环方面的研究工作。E-mail：577328704@qq.com。

Properties and microscopic analysis of lignin fiber-reinforced soils under freeze-thaw cycles

CHEN Cheng[1, 2], GUO Wei[1, 2], REN Yu-xiao[1, 2]

(1. State Key Laboratory of Hydraulic Engineering Simulation and Safety, Tianjin 300072, China; 2. Department of Architectural Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, China)

Abstract: It is a common engineering method to improve the subgrade soils in seasonal frozen soil areas. Lignin fiber is an economical and environmentally friendly additive with good durability. Taking the soils improved by the lignin fiber as the research object, the UU triaxial tests and SEM scanning tests are carried out on the soil samples with different contents of lignin fiber after freeze-thaw cycles. The influences of the times of freeze-thaw cycles and the content of fiber on the mechanical properties of the soils are analyzed emphatically. The results show that the characteristics of stress-strain curve are related to confining pressure, freeze-thaw times and lignin fiber content. The elastic modulus, strength and cohesion of the reinforced soils decrease with the increase of freeze-thaw cycles. Under the lignin fiber content of 0.75%, the elastic modulus, strength and cohesion of the reinforced soils reach the maximum. The fiber forms a three-dimensional grid structure in the soil samples or plays a role of "bridge" overlapping, which reduces the impact of freeze-thaw on the pore damage, thus enhancing the strength of the soils. The test results show that the reinforced soils with lignin fiber have obvious advantages in resisting repeated freeze-thaw cycles.

Key words: freeze-thaw cycle; lignin fiber-reinforced soil; mechanical property; scanning electron microscopy

0 引 言

随着环境温度周期性变化，季节性冻土在反复冻融循环过程中，内部孔隙水随之发生上下迁移、相变，土中孔隙数量和大小将随着孔隙水的冻结与融化而发生变化，从而引起土体内部微观结构发生改变，导致土体出现冻胀融沉。冻融循环是一种连续不断的强风化过程，不断破坏着土的结构性，是引起土体强度参数降低，产生劣化的重要原因[1]。为克服冻融循环对土体性质的劣化影响，工程中通常采用不同的方法对公路地基土进行改良。改良方式主要可以分为物理、化学和综合改良 3 种[2]。物理改良法主要是在土体中加入土工织物[3]以及聚合物纤维等[4]；或是通过掺加炉渣、砂、碎石等粗颗粒来改变其颗粒级配以增强土体的物理、强度特性[5]。化学改良方法目前采用较多，

基金项目：国家自然科学基金项目（51878446）；天津市自然科学基金项目（18JCYBJC40500）

收稿日期：2020－08－07

*通信作者（E-mail：guow@tju.edu.cn）

在土体中外加水泥[6]、石灰[7]或是化学浆液[8]等，通过改良材料与土颗粒间发生化学反应，从而生成强度较高的新物质，以提高土体的强度和稳定性。综合法则是物理改良与化学改良的结合[9]。

可以发现，上述国内外学者关于冻融循环对改良土的研究虽多，但以往改良材料的选取大多数局限于水泥、石灰、聚丙烯高分子纤维等，并不全面，有待进一步去探索新型改良材料。众所周知，石灰、水泥通常表现出以拉伸开裂为主的脆性破坏模式；此外这种碱性化学材料的掺入，会对周围土壤环境造成严重的污染。随着国家的迅速发展，环境污染日益严重，环保问题已成为阻碍国家发展的重要因素之一，绿色、经济改良土的物理力学性质研究将成为国内外岩土工程领域的一个崭新课题。而木质素纤维作为造纸工业副产品之一，来源广泛、价格低廉，具有经济、环保以及良好耐久性的优点，因此岩土工程领域中木质素纤维改良土具有很好的应用前景。

此外研究表明，土的宏观力学性质从根本上受其微观结构的控制，通过对土微观结构的研究，可以从微观的角度上解释土的力学性质[10]。刘春等[11]基于PACS 软件进行裂纹模式分析。PACS 软件具有自动分割识别颗粒和孔隙的功能，可以有效地减少人为因素对处理结果的影响，因此本文选用 PACS 软件对 SEM 图片进行处理。

本文设计完成了多种掺量的木质素纤维改良土在不同冻融次数后的 UU 三轴试验，着重分析了不同冻融次数下改良土的应力应变特性、弹性模量、强度指标等力学性质的变化规律。探讨了改良土的抵抗冻融效果并得出最佳掺量。并对不同冻融次数后的改良土进行 SEM 电镜扫描试验，从微观孔隙、概率熵变化的角度解释冻融对土体宏观力学性质影响的机理。

1 试验材料及试验方案

1.1 试验材料

试验所用土样为天津滨海新区软黏土，在 105℃干燥箱中烘干 24 h 后，碾散并筛分，按《土工试验方法标准》（GB /T 50123—2019）测得土样基本物理指标见表 1。

表 1 土样物理特性指标

Table 1 Physical properties of soil samples

w_{op}/%	γ/(kN·m^{-3})	G_s	w_L/%	w_P/%	I_P
19.2	18.7	2.67	42.4	22.5	20.4

试验用木质素纤维来自河北石家庄石粉厂。纤维呈絮状，长度 1～3 mm，在水中具有良好的分散性。

1.2 土样制备

首先将土样晒干，然后粉碎并过筛，以除去大颗粒杂质。进行三轴试验的关键是确保制备的试样具有良好的一致性，为使纤维与土样充分均匀混合，本文试验的制样方法是：先称取一定质量干土，将不同配比（分别为干土质量的 0%，0.25%，0.5%，0.75%，1%）的纤维加入一定量的水中（干土质量的 20%）混合，再喷洒入干土中，充分搅拌 30 min 后，套上保鲜膜密封静置 12 h 待水分均匀分布后，再将土样分 3 层填入制样器，压实后削平土样表面。试样最终尺寸：ϕ39.1 mm×80 mm。

1.3 试验方案

冻融试验箱可控温度范围为−25℃～150℃，如图 1（a）。将上述制得的土样用保鲜膜密封，形成封闭的冻融环境，防止冻融循环试验中水分的散失和外界补给。根据文献[1，3，4]可知，5 次冻融后，冻融对土体的物理力学性质影响基本稳定。故本文的冻融次数分别选取 0，1，3，5，7，9 次，试样冻结、融化温度分别设为−20℃、20℃，冻结、融化时间均为 12 h，以保证土样内部完全冻结、融化。

由于软黏土透水性较差，故本文对其进行不固结不排水三轴试验（UU），试验采用双联三轴应变控制式系统，如图 1（b）所示，试验机轴向加载量程选择 0～1 kN，三轴围压、反压压力范围 0～1 MPa。对经过不同冻融次数后的土样进行 UU 三轴试验，围压分别选取 100，200，300 kPa，剪切速率选取 0.5 mm/min，剪切应变达到 20%时停止试验。

微观试验采用型号为 Quanta250 的电镜扫描仪，如图 1（c）。电子发射电压为 5 kV，接口连接到计算机，可以将扫描图像直接传送到计算机。分别对不同冻融次数后木质素纤维掺量为 0%，0.25%，0.75%的改良土进行电镜扫描，扫描倍数设为 100，500，1000。

(a) 冻融试验箱 (b) 双联三轴试验系统 (c) 微观扫描仪

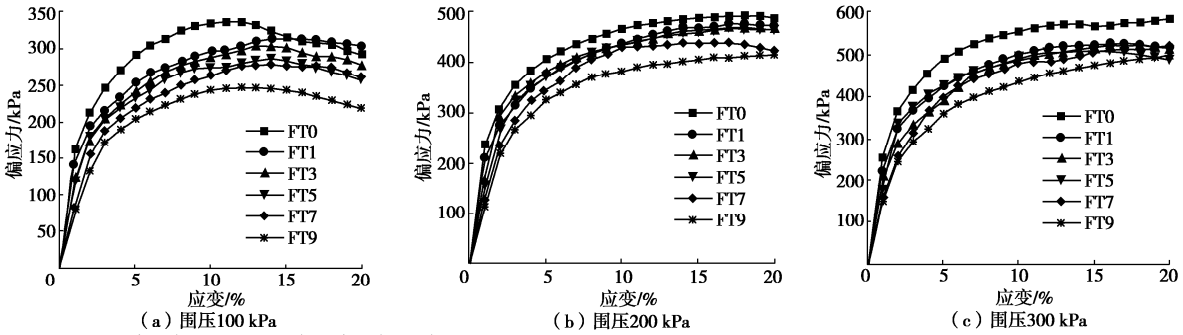
图 1 试验仪器

Fig. 1 Test instrument

2 试验结果与分析

2.1 应力－应变曲线

图 2 为 0.75%掺量木质素纤维改良土的应力应变曲线。可以看出，在 100 kPa 围压下，改良土的应力



注：图中FT代表冻融循环，后面数字代表冻融次数

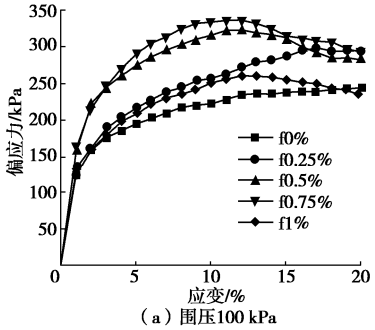
图 2 冻融次数对 0.75%纤维改良土应力应变曲线影响

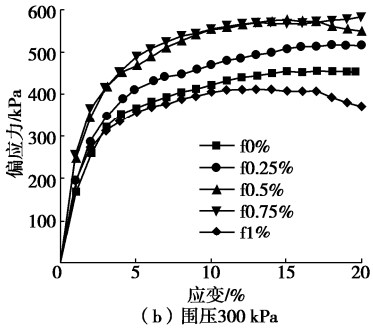
Fig. 2 Effects of freeze-thaw cycles on stress-strain curves of 0.75% lignin fiber-reinforced soils

应变曲线均表现为应变软化型，而在 200，300 kPa 的围压下，表现为应变硬化型。这体现了围压大小对冻融循环后土体应力应变曲线具有重要的影响。在较高围压下，由于侧限的存在，随机分布在土体中的纤维构成了三维网架结构，加强了土中潜在的薄弱面，减小土中裂隙的延伸和发展，提高土样塑性。同时高围压还会增强了土颗粒间的联锁力，增加了相对滑移面（即剪切面）上的正应力，从而减小了冻融过程中产生的裂缝和裂隙，围压的压实作用增强了土体的变形抗力。

此外未经过冻融的土体体现出更强的应变软化特性，随着冻融次数的增加逐渐由应变软化型向硬化型转变，应力应变曲线的平面位置随冻融循环次数的增加而不断下降。这主要是冻融对土体有一个结构重塑效应，土体在冻结时，内部水结冰形成的冰晶体在土体内部产生冻胀力，当冻胀力超过土颗粒间的黏结力时，增大土颗粒间的微孔隙，导致土颗粒结构发生破坏，重新排列，从而在宏观上应力幅值随冻融循环次数的增加表现出逐渐劣化衰减的趋势。

图 3 绘制了不同木质素纤维掺量改良土在 100，300 kPa 两种围压下的应力应变曲线。在 100 kPa 下，随着木质素纤维掺量的增加，应力应变曲线逐渐呈现出应变软化特性。这是由于絮状的木质素纤维在加入水中时，生成的浆体有一定的胶结固化特性，改良土产生了一定的脆性，表现出应变软化的特点。而在 300 kPa 围压下，由于高围压对土体的塑性提升大于胶结固化产生的脆性，所以表现出更强的应变硬化特性。





注：图中f代表木质素纤维，后面数字代表掺量

图 3 不同木质素纤维掺量对改良土应力应变曲线的影响

Fig. 3 Effects of fiber content on stress-strain curves of reinforced soils

2.2　弹性模量

土体弹性模量的确定通常是取 1%轴向应变时偏应力增量与轴向应变增量之比[12]：

$$E=\frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon}=\frac{\sigma_{1.0\%}-\sigma_0}{\varepsilon_{1.0\%}-\varepsilon_0}\quad , \tag{1}$$

式中　E 为弹性模量；$\Delta\sigma$ 为应力增量；$\Delta\varepsilon$ 为应变增量，σ_0 和 ε_0 分别对应初始应力和初始应变。

根据式（1），计算得到不同木质素纤维掺量在不同冻融次数后弹性模量的变化曲线，由于篇幅有限，仅列出 100 kPa 围压下的结果，如图 4。冻融循环会使弹性模量大幅度减小，第 1 次冻融循环后的弹性模量降低幅度较大。而木质素纤维的掺入使弹性模量产生了不同程度的提高，其中，木质素纤维掺量为 0.75%时改良土的弹性模量最大。

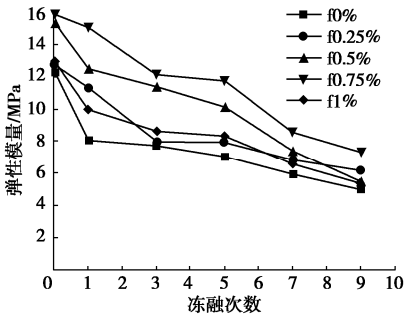


图 4 弹性模量的变化规律

Fig. 4 Effects of freeze-thaw cycles on elastic modulus

为探究在同一冻融次数下不同木质素纤维掺量抵抗冻融劣化的效果，定义弹性模量的衰减幅度 D_E 为

$$D_E=\frac{E_N-E_0}{E_0}\times 100\% \quad , \tag{2}$$

式中，E_N 为 N 次冻融后的弹性模量，E_0 为未冻融的弹性模量。

经过上式计算，冻融 9 次后，不同木质素纤维掺量改良土弹性模量的衰减幅度见表 2。在 200，300 kPa 围压下，0.75%掺量的改良土弹性模量衰减幅度分别为 53.55%，47.33%，均为同一围压下的最低值。在 100 kPa 围压时，衰减幅度为 58.74%，仅比 0.25%掺量的改良土大，因此综合来看，可以说明 0.75%木质素纤维改良土抵抗冻融对弹模劣化影响的效果最好。

表 2 改良土 9 次冻融后的弹性模量衰减幅度

Table 2 Attenuation amplitudes of elastic modulus of reinforced soils after 9 freeze-thaw cycles (%)

纤维掺量/%	围压		
	100 kPa	200 kPa	300 kPa
0	−58.96	−54.38	−62.47
0.25	−52.13	−56.02	−58.48
0.50	−64.86	−60.64	−68.72
0.75	−58.74	−53.55	−47.33
1.00	−59.59	−56.73	−47.69

2.3 破坏强度

对于应变硬化型，取 15%轴向应变对应的偏应力作为其破坏强度，对于应变软化型，取其峰值应力作为破坏强度。据此可以得到围压 100 kPa 下木质素纤维改良土的破坏强度，如图 5 所示，将改良土经 9 次冻融循环后的破坏强度衰减值列于表 3。

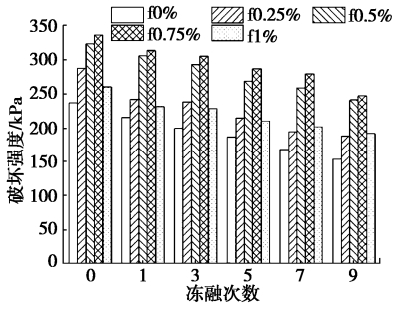


图 5 冻融次数对不同纤维掺量改良土破坏强度的影响

Fig. 5 Effects of freeze-thaw cycles on failure strength of soils reinforced by lignin fiber

由图 5 可以看出，在同一冻融次数下，当木质素纤维掺量小于 0.75%时，强度随掺量的增加而增大，超过 0.75%时，强度随掺量的增加反而大幅度减小，呈现出这种现象的原因主要是木质素纤维掺量较多，分布比较集中，在土样内部形成了薄弱面，从而降低了土样强度。0.5%和 0.75%掺量的木质素纤维改良土性能最优，二者强度接近，而超过 5 次冻融后，0.75%掺量的改良土在强度方面的优势开始扩大。

另外，由表 3 可知，随着冻融次数的增加，土样强度均出现不同幅度的降低。9 次冻融后，素土的强度衰减幅度在 100 kPa 围压下达到最大值 34.9%，而 0.75%木质素纤维改良土的衰减幅度在 200，300 kPa 围压下分别为 16.92%，17.16%，均为同围压下的最小值，故综合来看，可以确定木质素纤维最佳掺量在 0.75%附近。

表 3 改良土 9 次冻融后的强度衰减幅度

Table 3 Attenuation amplitudes of strength of reinforced soils after 9 freeze-thaw cycles (%)

纤维掺量/%	围压		
	100 kPa	200 kPa	300 kPa
0	−34.90	−26.32	−33.02
0.25	−34.35	−21.67	−32.26
0.50	−25.50	−22.83	−22.96
0.75	−26.51	−16.92	−17.16
1.00	−26.33	−17.64	−19.82

2.4 抗剪强度指标

根据 UU 试验得到的应力应变曲线，对 3 种围压所形成的破坏包络线进行直线拟合，得到抗剪强度指标随冻融循环的变化规律，如图 6 所示。整体来看，改良土表现出更高的黏聚力和内摩擦角。素土的黏聚力随着冻融次数的增加，呈现出先增加后降低的趋势，内摩擦角随冻融次数的增加而减小 7°，变化幅度较大。0.75%木质素纤维改良土的黏聚力和内摩擦角均为最大；且 0.75%掺量的改良土随冻融次数的增加，抗剪强度指标变化幅度较小、相对更加稳定。因此也可以说明木质素纤维最佳掺量在 0.75%附近。

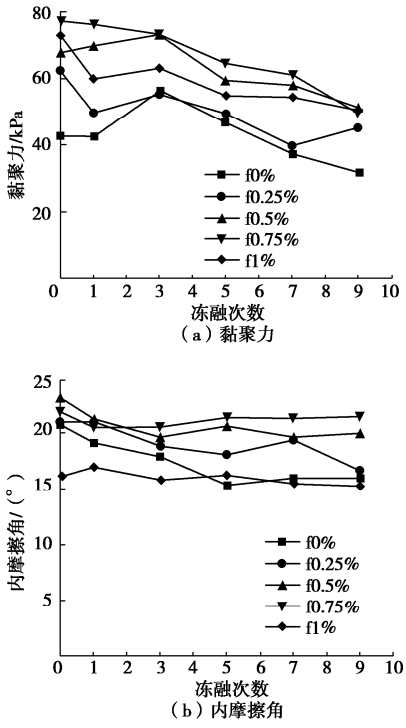
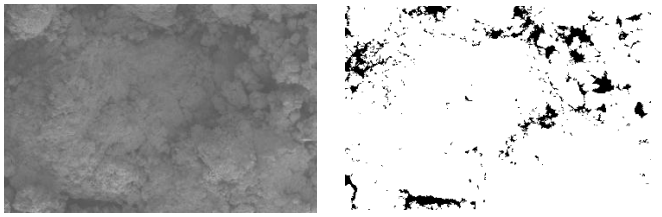


图 6 冻融对抗剪强度指标的影响

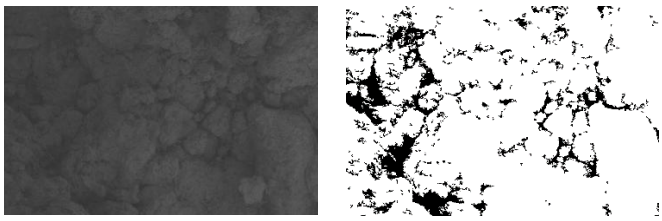
Fig. 6 Effects of freeze-thaw cycles on shear strength index

3　微观结构分析

100 倍 SEM 图像如图 7 所示，其中黑色代表孔隙，白色代表土体。可以看出 9 次冻融后的孔隙明显大于 1 次冻融后的孔隙，且 9 次冻融后颗粒有明显的抱团聚拢现象。0.75%木质素纤维改良土的裂隙明显比素土更少。对改良土样局部放大 1000 倍后得到图 8，可以发现纤维在土样内部主要起到了三维网架结构或是“桥梁”搭接作用，加强了土体之间的联结力，从而在宏观上增加了力学性能指标。



(a) f0.75-FT1



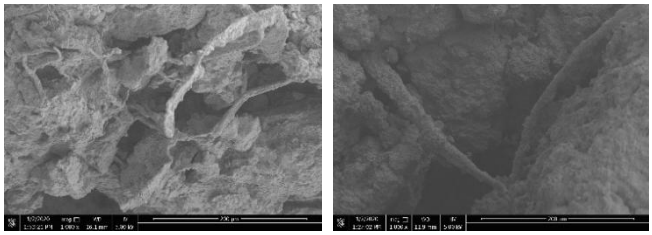
(b) f0.75-FT9

图 7 冻融 1，9 次后，100 倍下改良土 SEM 照片(左边为原图，右边为二值化处理后图像)

Fig. 7 SEM photos of reinforced soils under 100 times after 1 and 9 freeze-thaw cycles

通过 PACS 图像处理软件对电镜扫描后的图像进行定量分析，可以得到孔隙度、概率熵等参数。

对 100 倍下的图像进行二值化处理，并降噪分割，可以得到不同冻融次数后的孔隙大小。如图 9 所示，随着冻融次数的增加，土样内部孔隙率明显增大，在宏观上体现出冻融对力学性质的劣化影响。另外，0.75%木质素纤维改良土相比于其他土样有更小的孔隙度，从而提高了土体的破坏强度，说明了改良效果最佳，这也与前文分析得到的数据结果一致。



(a) **扫描图片** 1　　(b) **扫描图片** 2

图 8 冻融 9 次，0.75%纤维改良土 1000 倍的 SEM 照片

Fig. 8 SEM photos of 0.75% lignin fiber-reinforced soils 1000 times after 9 freeze-thaw cycles

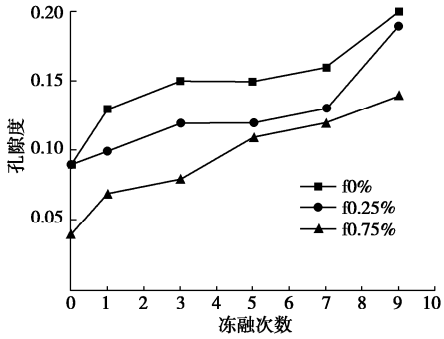


图 9 孔隙度随冻融次数的变化规律

Fig. 9 Variation of porosity with freeze-thaw cycles

概率熵是一个描述颗粒排列的结构参数，可用来分析冻融循环作用后的土颗粒排列情况。从图 10 中可以看出，随着冻融次数的增加，三种土样的概率熵都逐渐减小。这说明冻融作用对土颗粒排列的定向性有一定的影响，根据概率熵的定义可知，在冻融作用下，颗粒排列由较混乱状态向有序状态发展，也就是说颗粒排列的定向性越来越好。

这是因为，在冻融循环过程中，外界温度条件的改变使得孔隙水发生相变，形成一定体积的冰晶结构，相邻土颗粒在冰晶体的楔形力挤压作用下，颗粒发生相对位移。此外在低温冻结过程中，由于冻结锋面的存在，土体内部水分有向冻结锋面定向迁移的趋势，为土颗粒的位移提供条件，故而在冻融循环作用下，土颗粒间的相对位移改变了土颗粒的排列方式，使土颗粒排列的定向性越来越好。

此外，还可以发现，0.75%纤维改良土的概率熵要比另外两种土样的小。说明了 0.75%纤维改良土中的土颗粒排列在经历冻融循环后更加有序，抵抗冻融的劣化影响更加明显。

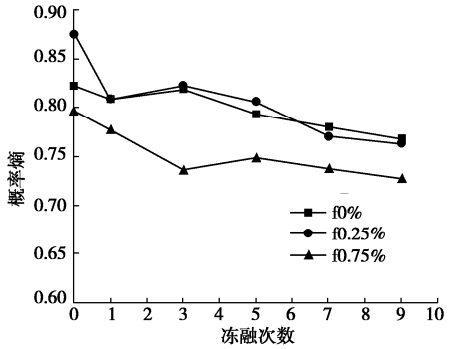


图 10 概率熵随冻融次数的变化规律

Fig. 10 Variation of probability entropy with freeze-thaw cycles

4　结　　论

本文以木质素纤维改良土为研究对象，开展了一系列冻融循环试验、UU 三轴试验和 SEM 电镜扫描试验，分析总结了冻融次数和木质素纤维掺量对该改良土力学性质变化的影响规律，探讨了木质素纤维改良

土的抵抗冻融效果以及微观机制。主要得到以下结论：

（1）随着围压的增大，冻融次数的增加，应力应变曲线逐渐由应变软化型过渡到应变硬化型。随着木质素纤维掺量的增加，应力应变曲线呈现出软化特性；高围压下，此现象不明显。

（2）首次冻融后，弹性模量降低幅度较大，之后降低幅度逐渐放缓。木质素纤维掺量为 0.75%时，改良土的弹性模量、破坏强度和黏聚力均达到最大值，内摩擦角变化最为稳定，抵抗冻融劣化能力最强。在实际工程应用中，建议采用 0.75%的纤维掺量来改良季节性冻土地区路基土。

（3）从微观图像上可以看出，冻融作用使土体内部微观孔隙增大，导致宏观上力学性能的衰减，概率熵随着冻融的增加而减小。纤维在改良土样内部主要起到了三维网架结构或是“桥梁”搭接作用，减小了冻融对土体孔隙损伤的影响，从而增强了土体的强度。

参考文献：

[1] LU Z, XIAN S, YAO H, et al. Influence of freeze-thaw cycles in the presence of a supplementary water supply on mechanical properties of compacted soil[J]. Cold Regions Science and Technology, 2019(157): 42－52.

[2] 张艳军, 于沉香, 凌 飞, 等. 石棉纤维粉煤灰水泥改良软土试验研究[J]. 工程地质学报, 2015, **23**(5): 982－988. (ZHANG Yan-jun, YU Chen-xiang, LING Fei, et al. Experimental study on asbestos fiber reinforced fly ash soil-cement for soft soil enhancement[J]. Journal of Engineering Geology, 2015, **23**(5): 982－988. (in Chinese))

[3] GHAZAVI M, ROUSTAEI M. Freeze－thaw performance of clayey soil reinforced with geotextile layer[J]. Cold Regions Science and Technology, 2013(89): 22－29.

[4] KRAVCHENKO E, LIU J, NIU W, et al. Performance of clay soil reinforced with fibers subjected to freeze-thaw cycles[J]. Cold Regions Science and Technology, 2018(153): 18－24.

[5] OLGUN M. The effects and optimization of additives for expansive clays under freeze-thaw conditions[J]. Cold Regions Science and Technology, 2013(93): 36－46.

[6] ESKIŞAR T, ALTUN S, KALIPCILAR İ. Assessment of strength development and freeze-thaw performance of cement treated clays at different water contents[J]. Cold Regions Science and Technology, 2015(111): 50－59.

[7] HOTINEANU A, BOUASKER M, ALDAOOD A, et al. Effect of freeze－thaw cycling on the mechanical properties of lime-stabilized expansive clays[J]. Cold Regions Science and Technology, 2015(119): 151－157.

[8] 杨晴雯, 裴向军, 黄润秋. 改性钠羧甲基纤维素改良土冻融性能及损伤机制研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2019, **38**(增刊 1): 3102－3113. (YANG Qing-wen, PEI Xiang-jun, HUANG Run-qiu. Research on the effect of freeze and thaw cycles on the property and damage mechanism of M-CMC stabilized soil[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2019, **38**(S1): 3102－3113. (in Chinese))

[9] LI L, SHAO W, LI Y, et al. Effects of climatic factors on mechanical properties of cement and fiber reinforced clays[J]. Geotechnical and Geological Engineering, 2015, **33**(3): 537－548.

[10] 齐吉琳,马 巍. 冻融作用对超固结土强度的影响[J]. 岩土工程学报, 2006, **28**(12): 2082－2086. (QI Ji-lin, MA Wei. Influence of freezing-thawing on strength of over-onsolidated soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, **28**(12): 2082－2086. (in Chinese))

[11] LIU C, TANG C, SHI B, et al. Automatic quantification of crack patterns by image processing[J]. Computers and Geosciences, 2013(57): 77－80.

[12] LEE W, BOHRA N C, ALTSCHAEFFL A G, et al. Resilient modulus of cohesive soils and the effect of freeze-thaw[J]. Can Geotech J, 1995, **32**(4): 559－568.

（编校：明经平）

DOI：10.11779/CJGE2020S2025

堆石料力学特性缩尺效应试验研究

武利强[1,2]，叶 飞[3]，林万青[3]

（1. 浙江省水利河口研究院（浙江省海洋规划设计研究院），浙江 杭州 310020；2. 浙江省水利防灾减灾重点实验室，浙江 杭州 310020；3. 浙江省水利水电工程质量与安全管理中心，浙江 杭州 310012）

摘 要：针对近年来堆石料力学特性缩尺效应试验研究成果较少的现状，开展了系列不同级配、不同最大粒径料的大三轴试验。试验料最大颗粒粒径分别为20，40，60 mm，级配采用同一分形维数控制，分别为2.3，2.6和2.7，代表了粗料、中间料和细料，共9组级配。制样标准采用同一相对密实度控制。研究表明：采用同一分形维数级配设计和同一相对密实度制样，堆石料内摩擦角、初始切线模量、体积模量总体上表现出随着颗粒最大粒径增大而增大的规律。但与变形模量相比，抗剪强度缩尺效应较小。

关键词：堆石料；力学特性；分形维数；缩尺效应；制样标准

中图分类号：TU43 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－4548(2020)S2－0141－05

作者简介：武利强(1985—)，男，高级工程师，博士，主要从事土石坝筑坝材料工程特性及数值仿真计算研究。E-mail: wulq@zjwater.gov.cn。

Experimental study on scale effect of mechanical properties of rockfill materials

WU Li-qiang[1, 2], YE Fei[3], LIN Wan-qing[3]

(1. Zhejiang Institute of Hydraulics and Estuary (Zhejiang Institute of Marine Planning and Design), Hangzhou 310020, China; 2. Zhejiang Provincial Key Laboratory of Hydraulic Disaster Prevention and Mitigation, Hangzhou 310020, China; 3. Zhejiang Water Conservancy and Hydropower Engineering Quality and Safety Management Center, Hangzhou 310012, China)

Abstract: Due to few experimental achievements on scale effect of mechanical properties of rockfill materials, series of triaxial tests are made with different gradations and maximum diameters. The maximum diameters are 20, 40 and 60 mm. The 9 groups of gradations are designed with the same fractal dimensions under differecnt maximum diameters. The values of fractal dimensions are 2.3, 2.6 and 2.7, respectively, which represents coarse materials, medial materials and fine materials. The sample preparation standard is designed under the same relative density. The results show that the internal friction angles, initial tangent moduli and bulk moduli increase with the increase of the maximum diameters.

Key words: rockfill material; mechanical property; fractal dimension; scale effect; sample preparation standard

0 引 言

堆石料缩尺效应是指室内缩尺级配料物理、力学特性与现场原级配料之间的差异，表现出与颗粒粒径大小相关的尺寸效应。武利强等[1]从密实度和力学特性两个方面系统总结了粗粒料的缩尺效应规律，并对缩尺效应产生的原因和机理进行了探讨。周伟等[2]系统总结了堆石体缩尺效应研究进展，对缩尺效应影响因素、研究进展及未来研究方向进行了详细阐述。关于缩尺效应研究成果大致可分为以下三类：①室内物理试验。通过研制大尺寸试验仪器，尽可能延长缩尺级配料最大允许粒径。大连理工大学孔宪京团队于2016 年成功研制了国内第一台超大型静动两用三轴仪，试样直径可达1000 mm[3]，并取得了初步研究成果[4]。②数值模拟试验。目前粗粒料大三轴试验试样直径多以300 mm为主，允许颗粒最大粒径仅60 mm。虽然已研制成功超大型试验仪器，但试验精度控制、试验成本等均大大增加，短时间内难以大范围应用。数值试验能够克服室内试验的尺寸限制、边界条件控制与内部结构变化的测定等局限性，近年来许多研究者采用。武汉大学周伟团队建立了随机颗粒不连续变形模型，在堆石体缩尺效应细观机制、蠕变尺寸效应、缩尺效应分形特性等方面取得了系列成果[5-8]。河海大学朱晟课题组采用颗粒流程序（PFC），并结合物理试验，引入分形理论，对堆石料密实度缩尺效应、力学

基金项目：国家自然科学基金青年基金项目（51609215）
收稿日期：2020－08－10

特性缩尺效应及大坝填筑标准进行了深入研究[9-11]。③现场试验。缩尺效应研究的最终目的是准确评价现场原级配料的力学性质，理论上现场试验是最可靠、准确的试验方法。然而，现有的试验技术无法进行足尺度的三轴试验，无法直接获取相关力学参数。

已有的研究成果力学特性方面对抗剪强度研究较多，变形特性研究相对较少，且多采用数值试验手段。数值试验中颗粒形状、颗粒破碎等技术目前尚不十分成熟，模拟结果和实际试验结果还有一定差距。基于此，本文对堆石料最大粒径分别为 20，40，60 mm 的试样进行了大三轴试验，详细研究了抗剪强度、应力应变行为、切线模量及体积模量的缩尺效应规律。

1 试验方案

1.1 试验级配

试验采用片麻岩堆石料，为中硬岩。试验级配采用符合 Talbot 曲线的级配曲线，采用式（1）计算得到：

$$p_i = 100\left(\frac{d_i}{d_{\max}}\right)^{3-D} \quad , \tag{1}$$

式中，p_i 为粒径 $d<d_i$ 时质量分数，D 为级配分形维数。

试验级配料分形维数分别为 2.3，2.6，2.7，分别代表了粗级配料、中间级配料和细级配料。级配最大粒径分别为 20，40，60 mm，不同最大粒径级配保持相似，级配曲线见图 1。

1.2 制样标准

常用制样标准包括同一干密度（或孔隙率）和同一相对密实度。同一干密度标准的优点是可直接与现场碾压干密度对应，缺点是密实度受级配影响较大。相对密实度指标则可以克服级配影响的缺点，保证不同级配料密实程度一致，故采用同一相对密实度制样，相对密实度取 0.85。

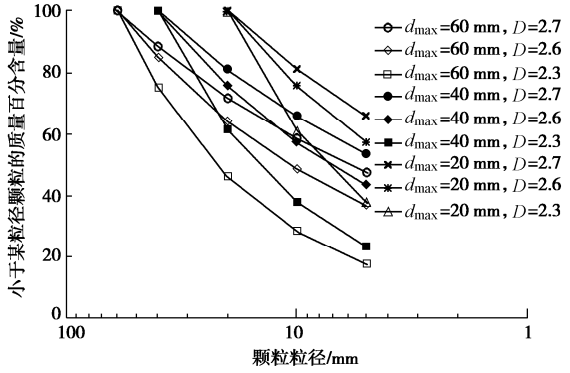


图 1 级配曲线

Fig. 1 Gradation curve

首先进行相对密实度试验，测定其最大和最小干密度。最小干密度试验采用人工法，对于大颗粒用手轻轻放下，不引起对周围颗粒的挤压，细颗粒则用铲靠着试样慢慢的均匀地撒开。最大干密度试验采用振动法。试样表面静载为 14 kPa，振动频率为 40 Hz。试样分层铺装，振动历时 10 mim。试样筒表面用环刀找平，然后根据颗粒总量、剩余量及试样体积计算试样的最大、最小干密度。试验结果见表 1。

表 1 相对密实度试验成果及制样干密度

Table 1 Minimal densities, maximal densities and sample densities

级配	最小干密度 /(g·cm^{-3})	最大干密度 /(g·cm^{-3})	制样干密度 /(g·cm^{-3})
60-2.3	1.60	2.20	2.08
60-2.6	1.74	2.26	2.16
60-2.7	1.77	2.24	2.15
40-2.3	1.57	2.18	2.06
40-2.6	1.70	2.23	2.13
40-2.7	1.75	2.22	2.13
20-2.3	1.52	2.14	2.02
20-2.6	1.65	2.18	2.08
20-2.7	1.67	2.15	2.06

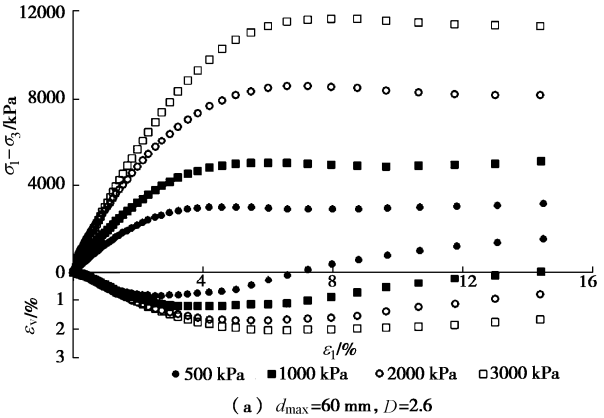
1.3 试验过程

本次三轴压缩试验在 GCTS 大型三轴压缩试验仪上进行。该仪器主要技术参数：最大轴向静荷载 1500 kN；最大轴向动荷载 800 kN；最大静态围压 3 MPa；最大动态围压 3 MPa；振动频率 0～20 Hz；试样尺寸 Φ300 mm×700 mm。围压分为 500，1000，2000，3000 kPa 4 个级别。

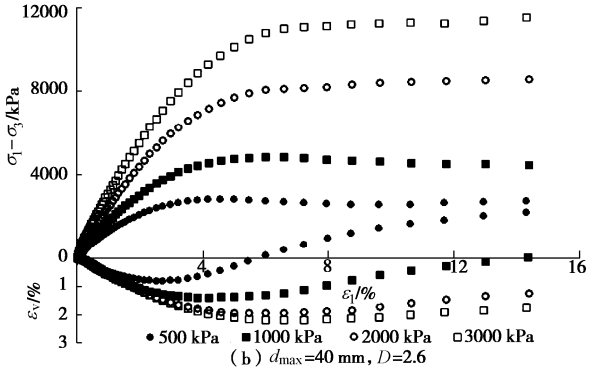
2 试验结果分析

2.1 应力应变曲线

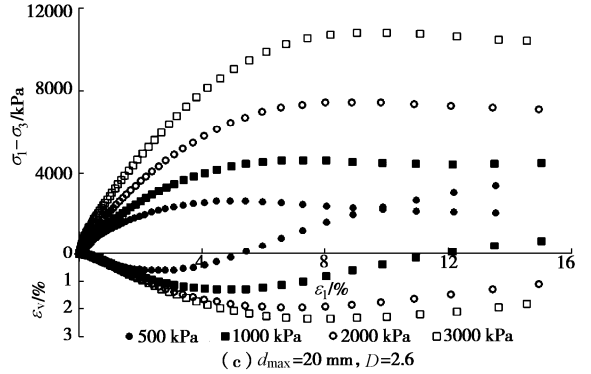
本次试验共 9 组级配料，每组 4 个围压，应力应变曲线见图 2，限于篇幅，仅列出了 D=2.6，最大粒径分别为 20，40，60 mm 的级配料应力应变曲线。



（a） d_{max}=60 mm, D=2.6



（b）d_{max}=40 mm，D=2.6



（c）d_{max}=20 mm，D=2.6

图 2 应力应变曲线

Fig. 2 Stress-strain curves

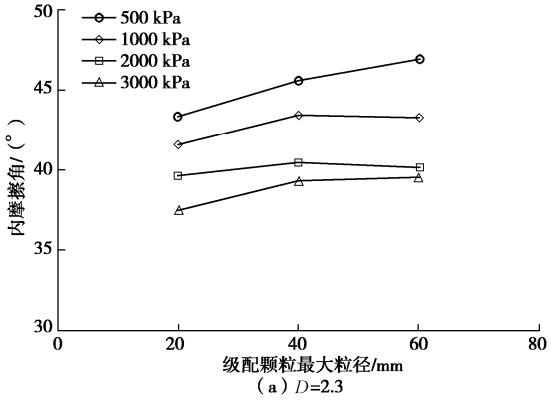
2.2 抗剪强度

堆石料抗剪强度是随着围压增加而降低的，常用式（2）模型来反映：

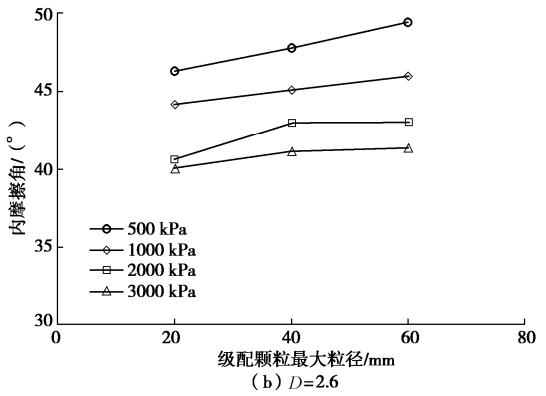
$$\varphi=\varphi_0-\Delta\varphi\lg\frac{\sigma_3}{p_a} \quad , \tag{2}$$

式中　p_a 为 1 个标准大气压力；φ_0 为 $\sigma_3=p_a$ 时的 φ 值；$\Delta\varphi$ 为反映 φ 随围压增大而降低的参数。

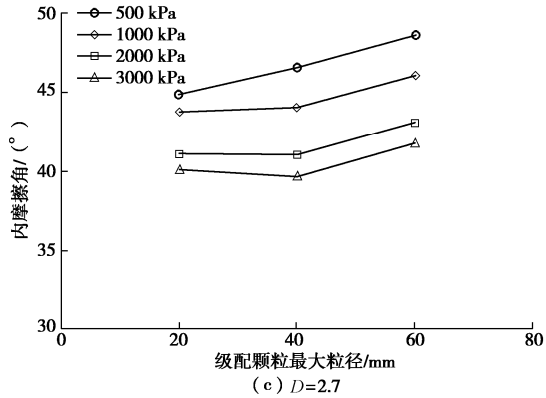
整理了不同分形维数，不同围压下，内摩擦角随颗粒最大粒径的变化情况，见图 3。由图 3 可见，采用同一相对密实度制样标准时，无论何种级配，内摩擦角均表现出随着最大粒径增大而增大的规律。这和郦能惠等[12]研究结论是一致的。但与同一干密度制样标准相比，内摩擦角缩尺效应较小，最大值与最小值差值介于 1.2%～7.6%，平均值 4.8%。缩尺效应大小与级配相关。



（a）D=2.3



（b）D=2.6



（c）D=2.7

图 3 内摩擦角与最大粒径关系曲线

Fig. 3 Relationship between internal friction angle and maximal particle size

2.3 邓肯模型参数

为进一步了解堆石料应力变形本构行为，根据应力应变曲线拟合了邓肯 *E-B* 模型参数，见表 2。

表 2 邓肯 *E-B* 模型参数汇总表

Table 2 Summary of parameters of Duncan Model *E-B*

级配	参数				
	R_f	K	n	K_b	m
60-2.3	0.805	841	0.498	606	0.086
60-2.6	0.763	921	0.500	1015	0.192
60-2.7	0.708	855	0.495	1389	0.123
40-2.3	0.817	841	0.500	544	0.134
40-2.6	0.805	1044	0.500	946	0.158
40-2.7	0.756	829	0.500	1497	0.094
20-2.3	0.798	671	0.498	617	0.045
20-2.6	0.726	689	0.500	1451	0.018
20-2.7	0.737	722	0.500	1435	0.037

2.4 初始切线模量

初始切线模量按式（3）计算得到：

$$E_i=Kp_a\left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n \quad , \tag{3}$$

式中，K，n 为邓肯模型参数，见表 2。

整理了 E_i 随颗粒最大粒径的变化情况，见图 4。总体上，初始切线模量表现出随着最大粒径增大而增大的趋势。最大值与最小值差值介于 14.1%～34.0%，平均 23.0%。与抗剪强度缩尺效应相比，初始切线模量缩尺效应显著增大。

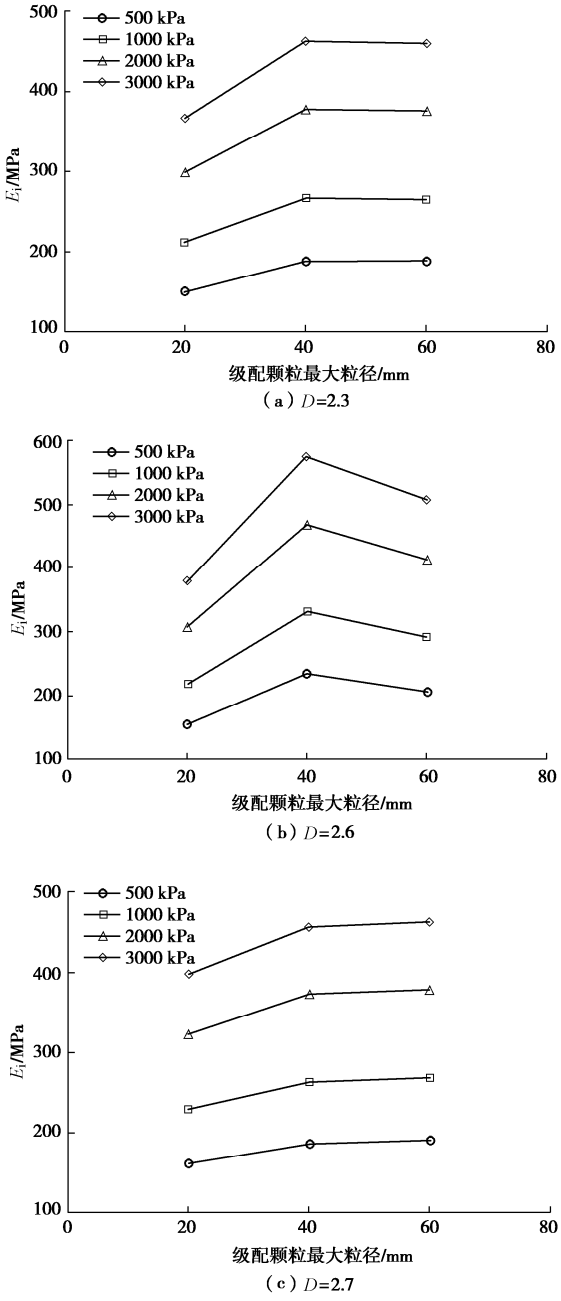


图 4 初始切线模量与最大粒径关系曲线

Fig. 4 Relationship between initial tangent modulus and maximal particle size

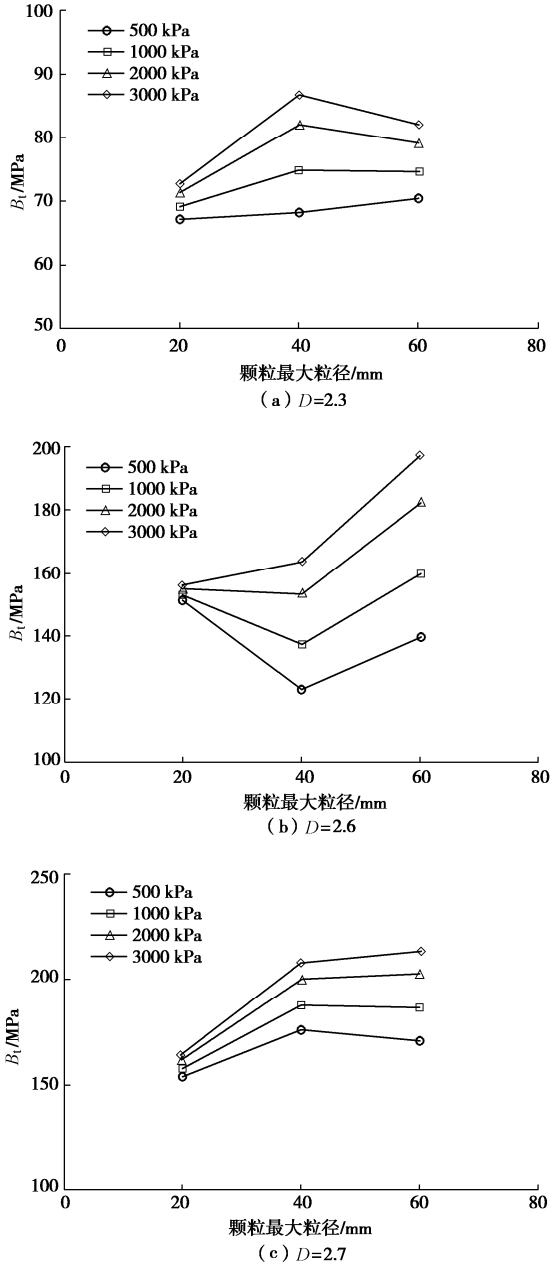


图 5 体积模量与最大粒径关系曲线

Fig. 5 Relationship between bulk modulus and maximal particle size

2.5 体积模量

体积模量按式（4）计算得到：

$$B_{\mathrm{t}} = K_b p_{\mathrm{a}} \left(\frac{\sigma_3}{p_{\mathrm{a}}} \right)^m \quad , \tag{4}$$

式中，K_b，m 为邓肯模型参数，见表 2。

整理了 B_{t} 随颗粒最大粒径变化情况，见图 5。总体上，体积模量表现出随着最大粒径增大而增大的规律。最大值与最小值差值介于 4.6%～22.8%，平均值 15.1%。可见，体积模量缩尺效应程度虽小于初始切线模量，但仍大于抗剪强度缩尺效应。

3 结 论

（1）采用同一分形维数级配设计和同一相对密实度制样，堆石料内摩擦角、初始切线模量、体积模量总体上表现出随着颗粒最大粒径增大而增大的规律。但与变形模量相比，抗剪强度缩尺效应较小。

（2）同一分形维数级配设计保证了不同最大粒径级配料级配结构几何相似，同一相对密实度制样标准保证了不同级配料密实度一致，有效排除了级配结构等因素影响，更有利于探讨堆石料力学特性缩尺效应深层次规律和机理。

（3）限于试验仪器尺寸，本文仅研究了最大粒径为 20，40，60 mm 级配料的力学特性缩尺效应。得到的结论尚需通过更大粒径系列的验证。条件成熟时，将继续开展更大粒径系列的试验研究工作。

（4）相对密实度指标理论上更能准确反映筑坝材料密实度，有利于堆石坝不同分区变形协调控制。后续的研究应将重点放在如何准确确定现场原型级配料的最大干密度上。

参考文献：

[1] 武利强, 朱　晟, 章晓桦, 等. 粗粒料试验缩尺效应的分析研究[J]. 岩土力学, 2016, **37**(8): 2187－2197. (WU Li-qiang, ZHU Sheng, ZHANG Xiao-hua, et al. Analysis of scale effect of coarse-grained materials[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, **37**(8): 2187－2197. (in Chinese))

[2] 周　伟, 常晓林, 马　刚, 等. 堆石体缩尺效应研究进展分析[J]. 水电与抽水蓄能, 2017, **3**(1): 17－23. (ZHOU Wei, CHANG Xiao-lin, MA Gang, et al. Analysis on the research development of rockfill scale effect[J]. Hydropower and Pumped Storage, 2017, **3**(1): 17－23. (in Chinese))

[3] 孔宪京, 刘京茂, 邹德高. 堆石料尺寸效应研究面临的问题及多尺度三轴试验平台[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(11): 1941－1947. (KONG Xian-jing, LIU Jing-mao, ZOU De-gao. Scale effect of rockfill and multiple-scale triaxial test platform[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(11): 1941－1947. (in Chinese))

[4] 孔宪京, 宁凡伟, 刘京茂, 等. 基于超大型三轴仪的堆石料缩尺效应研究[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(2): 255－261. (KONG Xian-jing, NING Fan-wei, LIU Jing-mao, et al. Scale effect of rockfill materials using super-large triaxial tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(2): 255－261. (in Chinese))

[5] 赵婷婷, 周　伟, 常晓林, 等. 堆石料缩尺方法的分形特性及缩尺效应研究[J]. 岩土力学, 2015, **36**(4): 1093－1101. (ZHAO Ting-ting, ZHOU Wei, CHANG Xiao-lin, et al. Fractal characteristics and scaling effect of the scaling method for rockfill materials[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(4): 1093－1101. (in Chinese))

[6] 马　刚, 周　伟, 常晓林, 等. 堆石料缩尺效应的细观机制研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, **31**(12): 2473－2482. (MA Gang, ZHOU Wei, CHANG Xiao-lin, et al. Mesoscopic mechanism study of scale effects of rockfill[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, **31**(12): 2473－2482. (in Chinese))

[7] 花俊杰, 周　伟, 常晓林, 等. 堆石体应力变形特性的尺寸效应研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, **29**(2): 328－335. (HUA Jun-jie, ZHOU Wei, CHANG Xiao-lin, et al. Study of scale effect on stress and deformation of rockfill[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, **29**(2): 328－335. (in Chinese))

[8] 周　伟, 常晓林, 周创兵, 等. 堆石体应力变形细观模拟的随机散粒体不连续变形模型及其应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, **28**(3): 491－499. (ZHOU Wei, CHANG Xiao-lin, ZHOU Chuang-bing, et al. Stochastic granule discontinuous deformation model of rockfill and its application[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, **28**(3): 491－499. (in Chinese))

[9] 朱　晟, 王永明, 翁厚洋. 粗粒筑坝材料密实度的缩尺效应研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, **30**(2): 348－357. (ZHU Sheng, WANG Yong-ming, WENG Hou-yang. Study of scale effect of density of coarse-grained dam materials[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, **30**(2): 348－357. (in Chinese))

[10] 王永明, 朱　晟, 任金明, 等. 筑坝粗粒料力学特性的缩尺效应研究[J]. 岩土力学, 2013, **34**(6): 1799－1806, 1823. (WANG Yong-ming, ZHU Sheng, REN Jin-ming, et al. Research on scale effect of coarse-grained materials[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(6): 1799－1806, 1823. (in Chinese))

[11] 朱　晟. 高面板坝堆石体的填筑质量控制指标研究与应用[J]. 岩土工程学报, 2020, **42**(4): 610－615. (ZHU Sheng. Study and application of control indices for filling quality of high concrete face rockfill dams[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, **42**(4): 610－615. (in Chinese))

[12] 郦能惠, 朱　铁, 米占宽. 小浪底坝过渡料的强度与变形特性及缩尺效应[J]. 水电能源科学, 2001, **19**(2): 39－42. (LI Neng-hui, ZHU Tie, MI Zhan-kuan, et al. Strength and deformation properties of transition zone material of Xiaolangdi Dam and scale effect[J]. International Journal Hydroelectric Energy, 2001, **19**(2): 39－42. (in Chinese))

（编校：明经平）

DOI：10.11779/CJGE2020S2026

隔水层对深埋隧洞衬砌外水压力的影响研究

谢小帅[1,2]，谢兴华[*2]，王小东[2]，卢 斌[2]，王 猛[1]，陈华松[3]

（1. 四川大学水利水电学院水力学与山区河流开发保护国家重点实验室，四川 成都 610065；2. 南京水利科学研究院水文水资源与水利工程科学国家重点实验室，江苏 南京 210029；3. 云南省水利水电勘测设计研究院，云南 昆明 650021）

摘 要：目前计算外水压力的理论公式大多针对均质围岩，当地层中存在强隔水层时，计算结果较实际压力偏大较多，导致出现衬砌结构厚度大、工程超预算等问题。为使衬砌结构设计与参数选取更为经济合理，结合滇中引水工程大理Ⅱ段深埋长引水隧洞，采用数值模拟的方法，选取衬砌外表面 3 个特征点，通过对上覆岩层中隔水层的位置高度、厚度以及与围岩的相对渗透性开展敏感性分析，对衬砌外水压力变化规律进行了研究。结果表明：衬砌外水压力随着隔水层位置高度的增加而减小，但是变化不显著；隔水层厚度是影响衬砌外水压力的关键因素，衬砌外水压力随着隔水层厚度的增加而显著减小；衬砌外水压力随着围岩与隔水层渗透系数比值的增大而减小，衬砌外水压力对相对渗透性非常敏感，当相对渗透性增大到 200 以上时，隔水层承担了绝大部分水头压力，衬砌外水压力降低到一定程度并逐渐稳定下来。研究结果可为地层中含有隔水层的深埋长隧洞的衬砌设计提供借鉴和参考。

关键词：深埋隧洞；强隔水层；外水压力；衬砌设计

中图分类号：TV672 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－4548(2020)S2－0146－05

作者简介：谢小帅(1995—)，男，湖南郴州人，硕士研究生，主要从事水工结构方面的研究工作。E-mail: 190865545@qq.com。

Influences of aquiclude on external water pressures on linings of deep-buried tunnels

XIE Xiao-shuai[1,2], XIE Xing-hua[2], WANG Xiao-dong[2], LU Bin[2], WANG Meng[1], CHEN Hua-song[3]

(1. State Key Laboratory of Hydraulics and Mountain River Engineering, College of Water Resources and Hydropower, Sichuan University, Chengdu 610065, China; 2. Nanjing Hydraulic Research Institute, State Key Laboratory of Hydrology-Water Resources and Hydraulic Engineering, Nanjing 210029, China; 3. Yunnan Institute of Water & Hydropower Engineering Investigation, Design and Research, Kunming 650021, China)

Abstract: At present, the theoretical formulas for calculating the external water pressures are mostly for homogeneous surrounding rocks. When there is a strong aquiclude in stratum, the calculated results are larger than the actual pressures, which will lead to the problems of large thickness of lining structures and overestimation of project budget. In order to make the design of lining structures and selection of parameters more reasonable and economical, combined with the deep-buried long diversion tunnel of Dali Section II of Middle Yunnan Water Diversion Project, by using the numerical simulation method and selecting three characteristic points on the outer surface of the linings, the sensitivity analysis of the position height and thickness of the aquiclude in overlying strata and the relative permeability of surrounding rocks are performed, and the variation laws of the external water pressures on linings are investigated. The results show that the external water pressures on the linings decrease with the increase of the height of the aquiclude, but the change is not significant. The thickness of the aquiclude is the key factor affecting the external water pressures on the linings, and the external water pressures on the linings decrease significantly with the increase of the thickness of the aquiclude. The external water pressures on the linings increase with the ratio of the surrounding rocks to the permeability coefficient of the aquiclude. When the relative permeability increases to a certain value, the aquiclude bears most of the head pressures, and the external water pressures on the linings decrease to a certain extent and gradually stabilize. The research results may provide reference for lining design of deep-buried long tunnels with aquicludes in strata.

Key words: deep-buried tunnel; strong aquiclude; external water pressure; lining design

0 引 言

深埋长引水隧洞衬砌外水压力是衬砌设计必须考

基金项目：国家重点研发计划项目（2016YFC0401804）

收稿日期：2020－09－01

虑的重要荷载，是设计与施工关注的重点，尤其是在复杂地下水环境下，确定衬砌外水压力的大小是保证工程施工与运营安全的前提[1-2]。然而，隧洞衬砌外水压力目前并没有统一的计算方法，参照水工隧洞设计规范可以通过静水压力与折减系数相乘的办法确定隧洞衬砌外水压力[3-4]，但是该方法折减系数取值区间大准确性有待提高，宋岳等[5]在此基础上提出了外水压力折减系数的修正方法，将其考虑为包括水头损失、水压作用面积以及排水设施影响的综合指标；通过理论公式计算衬砌外水压力也是一种常用的方法，但是计算外水压力的理论公式多针对均质围岩，计算结果与实际值偏差较大[6-7]。针对隧洞衬砌外水压力的确定方法，国内外众多学者进行了一系列研究。刘立鹏等[8]推导了复合衬砌结构外水压力折减系数理论公式，揭示了注浆圈、二次衬砌渗透系数及厚度等参数的变化对衬砌外水压力折减系数的影响规律。彭亚敏等[9]结合实际工程，基于三维有限元模型，研究了固结灌浆、排水孔等不同方案下的隧洞围岩浸润面变化和衬砌所受渗透压分布规律。傅睿智等[10]采用自行设计的可拆卸式复合衬砌渗流试验装置，开展了不同地下水头环境下的复合衬砌堵水与排水系统对衬砌外水压力的影响规律研究。Ponlawich Arjnoi 等[11]应用数值仿真模拟技术，研究了多种防排水方式下衬砌结构外侧水压力与衬砌结构内力响应的关系，发现隧道采用全排水不封堵的防排水型式可大幅度降低衬砌结构的内力响应。

上述研究采用了不同方法对衬砌外水压力进行计算研究，并得出了不同防排水方案下的外水压力变化规律，但是真实准确的衬砌外水压力值不仅与注浆圈，衬砌、排水措施等参数有关，还与地层中是否含有强隔水层密切相关，隔水层与临近地层渗透性相差较大，可以阻隔大量地下水，衬砌只需承担较小的外水压力。在实际工程中，由于隧洞埋深大、地层结构复杂，往往会存在隔水层，因此研究隔水层对衬砌外水压力的影响规律，对保证工程的安全性和提高其经济性具有重要意义。

1　工程概况

滇中引水工程总干渠全长 661.07 km，全线划分为大理Ⅰ段、大理Ⅱ段、楚雄段、昆明段、玉溪段及红河段。其中，大理Ⅱ段海东、狮子山、磨盘山 3 条隧洞穿越多个岩溶水系统，最大埋深达 740 m，根据类似工程经验，暂定外水压力大于 1 MPa 为高外水压力，经初步分析预测，大理Ⅱ段可能产生高外水压力洞段长共计 2.868 km 左右，约占本段隧洞总长的 3.15%，外水压一般为 1.0～1.48 MPa，但是在磨盘山局部地段岩层岩体透水性弱，存在较高水头（1.2 MPa）的承压水，这样的岩层可称之为隔水层，隔水层将承担大部分的外水压力，该洞段衬砌只需要承担很小的外水压力，此时再以高外水压力来设计衬砌参数并不经济合理。因此，本文将以大理Ⅱ段深埋高水头含隔水层洞段为例，开展隔水层对隧洞渗流场及衬砌外水压力的影响研究。

2　计算模型及参数

本次计算以大理Ⅱ段磨盘山隧洞某典型断面为例，围岩主要为凝灰岩及石英砂岩微新岩体，以较软岩为主，断面埋深为 270 m，地下水位距洞室顶板高程 200 m。断面形式为马蹄形，过水断面宽高均为 8.96 m，衬砌厚度为 0.5 m，排水孔左右间隔 22.5° 设置 5 个，排水孔孔径为 0.1 m，注浆圈厚度为 5 m，具体参数见图 1。

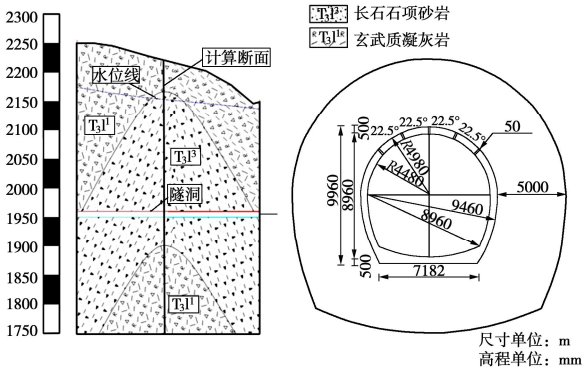


图 1　隧洞纵剖面及断面尺寸图

Fig. 1 Longitudinal profile and cross-section dimensions of tunnel

在该计算剖面下，岩体弱透水为主夹中等透水，局部存在较高水头（1.2 MPa）的承压水，为了简化计算，将模型网格及材料划分如图 2 所示。

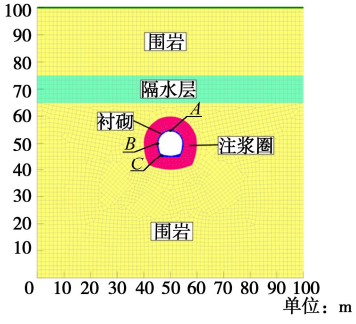


图 2　模型网格及材料划分图

Fig. 2 Model grid and material partition

本次计算采用 Geo Studio 中的 seep 模块进行稳定渗流分析，模型计算范围取为 100 m×100 m，洞室中心位于模型中心。模型左右两侧和底部均为不透水边界，衬砌内表面以及排水孔外表面边界条件压力水头

设置为 0 m，模型上部边界的压力水头设置为 155 m。选取拱顶附近点 A，侧墙点 B 以及左拱脚点 C 作为分析特征点（具体分布见图 2），数值计算的模型材料设计参数：围岩渗透=3.32×10^{-5} cm/s，注浆圈厚度=5 m，注浆圈渗透系数=5×10^{-6} cm/s，衬砌厚度=0.5 m，衬砌渗透系数=1×10^{-6} cm/s，隔水层渗透系数=1×10^{-6} cm/s，隔水层厚度=10 m。

3 隔水层参数对衬砌外水压力的影响

3.1 研究背景

对于不均匀岩层隧洞垂直渗透的渗透系数取值问题，可采用围岩平均渗透系数 k_y 的概念来进行等效[12]，

$$k_y=\frac{H}{\dfrac{H_1}{k_1}+\dfrac{H_2}{k_2}+\cdots\dfrac{H_n}{k_n}}=\frac{H}{\sum\limits_{i=1}^{n}\left(\dfrac{H_i}{k_i}\right)}\quad , \tag{1}$$

式中，k_y 为平均渗透系数，H 为隧洞上覆岩层的厚度，H_i 为不同岩层的厚度，k_i 为不同岩层的渗透系数。

将设计参数代入式（1）进行计算，可得 k_y=1.21×10^{-5} cm/s，将采用平均渗透系数与将隔水层和围岩分别计算设置为两种工况，提取两种工况下 3 个特征点的外水压力值，绘制成曲线如图 3 所示。

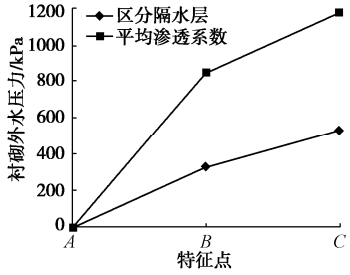


图 3 不同工况下各特征点外水压力比较图

Fig. 3 Comparison of external water pressures at different characteristic points under different working conditions

由图 3 可知，两种工况下，衬砌顶拱特征点 A 的外水压力都为 0 kPa，这是因为顶拱的特征点位于排水孔边缘，在排水孔的卸压范围内；随着特征点远离排水孔，在平均渗透系数计算的工况下，边墙特征点 B 的外水压力为 853 kPa，左拱脚特征点 C 的外水压力值为 1184 kPa；而在区分隔水层的工况下，特征点 B 的外水压力为 330 kPa，特征点 C 的外水压力为 530 kPa，相较于前种工况，外水压力分别减小了 61.3%，55.2%。由此可以发现，如果在工程设计中，不强调隔水层的作用，而把隔水层与围岩取平均渗透系数，按照平均渗透系数计算所得的外水压力值设计衬砌，无疑会增加衬砌的厚度，指示设计方案过于保守，工程费用增加。因此，研究隔水层的影响规律对确定深埋隧洞的衬砌外水压力进而合理设计衬砌意义重大。

3.2 隔水层位置高度

围岩的渗透系数为 3.32×10^{-5} cm/s，注浆圈的渗透系数为 5×10^{-6} cm/s，衬砌的渗透系数为 1×10^{-6} cm/s，隔水层的渗透系数为 1×10^{-6} cm/s，厚度为 10 m，研究不同隔水层位置高度对衬砌外水压力的影响规律。

由图 4 可知，顶拱 A 的衬砌外水压力不随隔水层高度的变化而变化始终为 0 kPa，这是由于受到排水孔排水卸压的影响，距离排水孔较近的部位几乎不承受外水压力；随着隔水层位置高度的增加，侧边墙 B 和左拱脚 C 的外水压力变化趋势近乎一致，只是略微降低，侧边墙 B 的衬砌外水压力随着隔水层高度的增加相较于隔水层高度为 10 m 时分别减小 2.1%，3%，3.2%，3.3%，减幅甚小；可以发现隔水层位置高度对外水压力的影响效果并不明显。

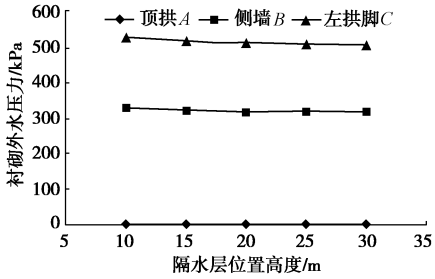


图 4 衬砌外水压力与隔水层位置高度关系

Fig. 4 Relationship between external water pressure of linings and position height of aquiclude

不同隔水层位置高度下的隧洞水头等值线分布见图 5，从图中可以看到不同隔水层高度下的水头场分布规律基本一致，即在隔水层的上边界压力水头为 140 m，到了隔水层的下边界压力水头减小为 40 m，说明大部分的地下水压力水头都被隔水层阻隔了，并且不论隔水层的位置如何，其阻隔地下水压力的能力是一样的。但是在隔水层下方与隧洞上方则形成了一个 40 m 压力水头的区域，这个区域的面积与隔水层的高度密切相关，高度越高，面积越大。

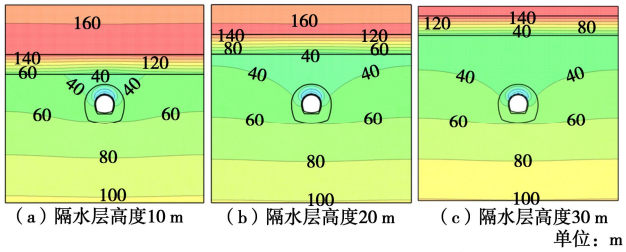


图 5 不同隔水层位置高度隧洞水头等值线

Fig. 5 Contours of water head of tunnels with different position heights of aquiclude

3.3 隔水层厚度

保持围岩、注浆圈、衬砌的参数不变，隔水层的渗透系数为 1×10^{-6} cm/s，距离衬砌拱顶的高度为 10

m，研究不同隔水层厚度对衬砌外水压力的影响规律。

由图 6 可知，顶拱 A 的衬砌外水压力不随隔水层厚度的变化而变化，始终为 0 kPa，这再一次印证排水孔的作用，即排水孔能排出周边大量地下水以减小衬砌承受的外水压力；随着隔水层厚度的增加，特征点 B，C 的衬砌外水压力显著降低，当隔水层厚度为 25 m 时，侧边墙 B 点的外水压力已减小至 0 kPa，也就是说当隔水层厚度大于 25 m 以后，侧边墙以上部位的外水压力均被隔水层阻隔；左拱脚 C 点的衬砌外水压力则随隔水层高度的提高相较于隔水层厚度为 10 m 时分别减小 38.5%，62.4%，81.3%，94.4%。这说明隔水层厚度是影响衬砌外水压力的重要因素，在实际工程中若遇到厚隔水层时一定要着重考虑，因为厚隔水层的存在承担了绝大部分的压力水头，而作用在隧洞衬砌上的外水压力必然随之降低。

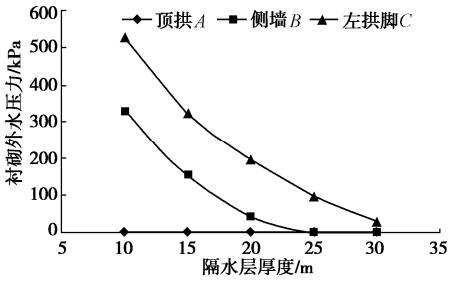


图 6 衬砌外水压力与隔水层厚度关系

Fig. 6 Relationship between external water pressure of linings and thickness of aquiclude

不同隔水层厚度下的隧洞水头等值线分布见图 7，从图中可以看到在不同隔水层厚度条件下，上覆岩层内水头场分布大不相同，当隔水层厚度为 10 m 时，隔水层上边界压力水头为 140 m，隔水层下边界压力水头为 40 m，这说明隔水层阻挡大部分地下水的下渗，同时隔水层下方与隧洞上方形成了一个 40 m 压力水头的区域；随着隔水层厚度的增加，隔水层底部压力水头减小为 0 m，0 m 压力水头等值线包裹的区域也逐渐增大，隔水层下方的水头等值线数值明显降低。

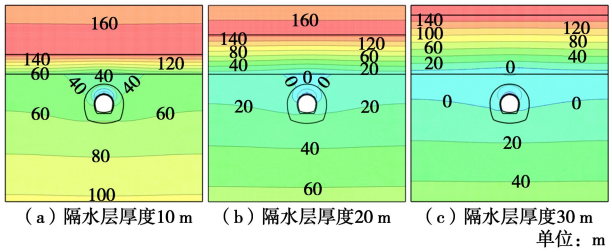


图 7 不同隔水层厚度隧洞水头等值线

Fig. 7 Contours of water head of tunnels with different thicknesses of aquiclude

3.4 隔水层和围岩的相对渗透性

通常把围岩与隔水层渗透系数的比值 n_g 称为其之间的相对渗透性。保持注浆圈、衬砌的渗透性参数不变，围岩的渗透系数为 1×10^{-4} cm/s，隔水层的厚度为 10 m，距离衬砌顶拱的高度为 20 m，研究不同相对渗透性对衬砌外水压力的影响规律。

由图 8 可知，顶拱 A 的衬砌外水压力不随相对渗透性变化而变化始终为 0 kPa，具体原因此处不再赘述。随着相对渗透性的增加，B，C 两点的外水压力显著降低，侧边墙 B 点、左拱脚 C 点衬砌外水压力随着相对渗透性增大到200相较于相对渗透性为10时分别减小了 97.1%，89.5%。可以发现衬砌外水压力对相对渗透性非常敏感，当相对渗透性增大到 200 时，隔水层承担了绝大部分地下水压力。

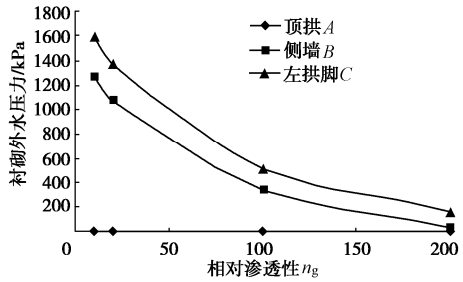


图 8 衬砌外水压力与相对渗透性关系

Fig. 8 Relationship between external water pressure of lining and relative permeability

不同相对渗透性下的隧洞水头等值线分布见图 9，从图中可以看到在不同相对渗透性下，隔水层上方的水头场分布大致相同，但是隔水层下方的水头场则发生了较大的差异，当 n_g 为 10，20，100，200 时，隔水层分别阻隔了 20，40，120，160 m 的压力水头，同时当 n_g 为 200 时，在隔水层下部与衬砌排水孔上部形成了一块由压力水头等值线为 0 m 包裹的区域，其它 3 种工况则没有出现这种现象，这说明相对渗透性

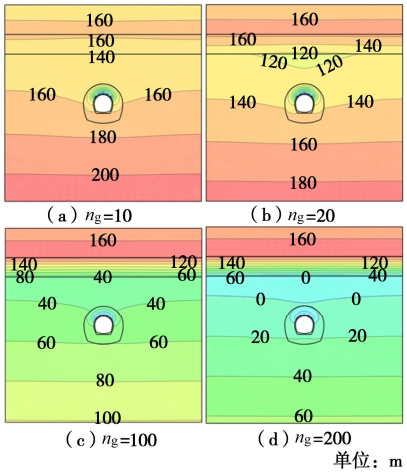


图 9 不同相对渗透性隧洞水头等值线

Fig. 9 Contours of water head of tunnels with different relative permeabilities

越大，隔水层承担的压力水头更多，衬砌所承担的外水压力更小。

4 结 论

（1）若地层中存在强隔水层，将隔水层与围岩的渗透系数在垂直渗透方向取平均渗透系数进行计算，所得的衬砌外水压力值较实际值偏大。

（2）衬砌外水压力随着隔水层厚度的增加而减小，且效果显著，隔水层厚度是影响衬砌外水压力的关键因素，当隔水层的厚度足够大时，能够完全阻隔地下水压力传递，衬砌将不再承担外水压力。

（3）衬砌外水压力随着围岩与隔水层渗透系数的相对渗透性的增大而减小，当相对渗透性增大到 200 以上时，隔水层承担了绝大部分水头压力，衬砌外水压力降低到一定程度并逐渐稳定下来。

（4）衬砌外水压力随着隔水层位置高度的增加而减小，但是效果并不显著。

参考文献：

[1] 叶 甜. 岩溶区深埋隧道衬砌外水压力研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2015. (YE Tian. Study on External Water Pressure of Deep-Buried Tunnel Lining in Karst Areas[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2015. (in Chinese))

[2] 高新强. 高水压山岭隧道衬砌水压力分布规律研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2005. (GAO Xin-qiang. Research on the Distribution Law of Water Pressure in Lining of High Water Pressure Mountain Tunnel[D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2005. (in Chinese))

[3] 庄 宁, 阚二林, 邓明镜. 隧道衬砌外水压力确定的渗流场—应力场耦合模型研究[J]. 中南公路工程, 2007, **32**(1): 55－59. (ZHUANG Ning, KAN Er-lin, DENG Ming-jing. Analysis of coupled seepage and stress fields model in determining tunnels external water pressure[J]. Central South Highway Engineering, 2007, **32**(1): 55－59. (in Chinese))

[4] 周亚峰, 苏 凯, 伍鹤皋. 水工隧洞钢筋混凝土衬砌外水压力取值方法研究[J]. 岩土力学, 2014, **35**(增刊 2): 198－203. (ZHON Ya-feng, SU Kai, WU He-gao. Study on the value of external water pressure of reinforced concrete lining in hydraulic tunnel[J]. Chinese Geotechnical Mechanics, 2014, **35**(S2): 198－203. (in Chinese))

[5] 宋 岳, 贾国臣, 滕 杰. 隧洞外水压力折减系数工程地质研究[J]. 水利水电工程设计, 2007(3): 38－40, 55. (SONG Yue, JIA Guo-chen, TENG Jie. The engineering geological research for the reduction factor of tunnel external water pressure[J]. Design of Water Resources and Hydroelectric Engineering, 2007(3): 38－40, 55. (in Chinese))

[6] 郑 波, 王建宇, 吴 剑. 基于等效渗透系数计算衬砌水压力方法研究[J]. 现代隧道技术, 2011, **48**(6): 43－46, 57. (ZHENG Bo, WANG Jian-yu, WU Jian. Study of the calculation of external water pressure on tunnel lining based on the equivalentpermeability coefficient of the composite lining[J]. Modern Tunneling Technology, 2011, **48**(6): 43－46, 57. (in Chinese))

[7] 冯晓成. 高外水深埋隧洞渗控措施分析及衬砌长期稳定性研究[D]. 天津: 天津大学, 2016. (FENG Xiao-cheng. Analysis of Seepage Control Measures and Long-Term Stability of Tunnel Lining Under High External Water Depth[D]. Tianjin: Tianjin University, 2016. (in Chinese))

[8] 刘立鹏, 汪小刚, 贾志欣, 等. 水岩分算隧道衬砌外水压力折减系数取值方法[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(3): 495－500. (LIU Li-peng, WANG Xiao-gang, JIA Zhi-xin, et al. Method of calculating water pressure reduction coefficient of tunnel lining with water and rock[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(3): 495－500. (in Chinese))

[9] 彭亚敏, 沈振中, 甘 磊. 深埋水工隧洞衬砌渗透压力控制措施研究[J]. 水利水运工程学报, 2018(1): 89－94. (PENG Ya-min, SHEN Zhen-zhong, GAN Lei. Seepage pressure control measures for lining of deep buried hydraulic tunnels[J]. Hydro-Science and Engineering. 2018(1): 89－94. (in Chinese))

[10] 傅睿智, 郭 凯, 黄鹤程, 等. 复合衬砌外水压力模型试验研究[J]. 人民长江, 2019, **50**(6): 192－197. (FU Rui-zhi, GUO Kai, HUANG He-cheng, et al. Model test study for external water pressure on composite lining[J]. Yangtze River, 2019, **50**(6): 192－197. (in Chinese))

[11] ARJNOI P, JEONG J H, KIM C Y, et al. Effect of drainage conditions on porewater pressure distributions and lining stresses in drained tunnels[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2009, **24**(4): 376－389.

[12] 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))

（编校：胡海霞）

DOI：10.11779/CJGE2020S2027

根系与植筋带固土护坡的力学机理试验研究

曾红艳[1, 2]，吴美苏[1, 2]，周 成[*1, 2]，陈 群[1, 2]，龚 震[1, 2]

（1. 四川大学水力学与山区河流开发保护国家重点实验室，四川 成都 610065；2. 四川大学水利水电学院，四川 成都 610065）

摘 要：降雨作用下植物边坡经常会发生沿着根系以下土层的滑坡，主要是因为植物根系短于降雨影响深度和力学加筋不足而不能有效防护坡土，因此可在边坡中布置竖向植筋带以便弥补和提高植物短根系的力学加筋抵抗降雨滑坡的能力。为探究根系与植筋带对土体力学强度的增强效应，采用自制大型直剪试验装置，开展不同倾角（0°，30°，45°，60°）根系–土复合体的直剪试验，以及不同含水率（0%，5%，10%）和不同植筋带数量（0，2，4，6，8根）的植筋带–土复合体的大型剪切试验。结果表明：根系能显著增加土体的力学强度，随着根系倾角增加，根系断裂时产生的拉伸变形量增加，根–土复合体抗剪强度提高；根系初始倾角顺着剪切方向越大，根系断裂时剪切位移越小。土体含水率、植筋带数量及其干湿状态均影响植筋带–土复合体的界面抗剪强度，随土体含水率的增大而减小，随布筋数量增加而增大；5%土体含水率时湿润植筋带的黏聚力和内摩擦角相比于干燥的显著降低。试验结果为植筋带应用于植物护坡工程提供理论参考，有利于浅层滑坡的防治。

关键词：植被护坡；根系固土；根系倾角；植筋带护坡；直剪试验

中图分类号：TU443 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－4548(2020)S2－0151－06

作者简介：曾红艳(1995—)，女，硕士研究生，主要从事环境岩土工程研究。E-mail：1354194258@qq.com。

Experimental study on reinforcement mechanism of vegetated slopes with root system and vertical geotextile belts

ZENG Hong-yan[1, 2], WU Mei-su[1, 2], ZHOU Cheng[1, 2], CHEN Qun[1, 2], GONG Zhen[1, 2]

(1. State Key Laboratory of Hydraulics and Mountain River Engineering, Sichuan University, Chengdu 610065, China; 2. College of Water Resource & Hydropower, Sichuan University, Chengdu 610065, China)

Abstract: Under rainfall the vegetated slope often slides along the soil layer below the root system. The main reason is that the root system is shorter than the influence depth of the rainfall, and the mechanical reinforcement is insufficient to effectively protect the slope soils. In order to compensate and improve the capability of the mechanical reinforcement of short roots to resist-rainfall induced landslides, the vertical geotextile belts can be arranged in the slope. A large-scale direct shear test device is designed to explore the reinforcement effect of the root system and geotextile belts on the mechanical strength of soils. The direct shear tests on the root-soil composite with different inclinations (0°, 30°, 45°, 60°) and the belt-soil composite with different moisture contents (0%, 5%, 10%) and different numbers of belts (0, 2, 4, 6, 8) are carried out. The results show that the root system can significantly increase the mechanical strength of the soils. With the increase of the root inclination, the tensile deformation increases, and the shear strength of the root-soil composite increases. The greater the initial inclination of the root along the shear direction is, the smaller the shear displacement occurs when the root fractures. The interfacial shear strength of the belt-soil composite is affected by the moisture content of the soils, the number of geotextile belts and their dry and wet state. The strength decreases with the increase of the soil moisture and increases with the increase of the number of belts. Under the moisture content of 5% in the soils, the cohesion and internal friction angle of the wet geotextile belts are significantly lower than those of the dry ones. The test results provide theoretical reference for the application of geotextile belts in the vegetated slopes, which is beneficial to prevention and control of shallow landslides.

Key words: vegetated slope; root-reinforced soil; root angle; geotextile belt-stabilized slope; direct shear test

0 引 言

随着中国基础设施建设迅速发展，出现了一系列边坡问题和生态环境问题，生态护坡技术受到广泛使

基金项目：国家自然科学基金面上项目（51579167，41977239）；四川省重点研发项目（2020YFS0295）；四川省国际科技创新合作/港澳台科技创新全作项目（2019YFH0076）

收稿日期：2020－09－01

*通信作者（E-mail: czhou@scu.edu.cn）

用和认可。生态护坡目前是以工程技术如格构梁和挡墙为主，辅之以植被护坡。植被护坡的主要机理是利用根系穿插在土壤中形成对土体“加筋锚固”的作用，达到加固边坡的目的。根系增加土体抗剪强度的特性对防治浅层滑坡等地质灾害具有理论指导意义[1-2]。

植被根系在土体中交错穿插，构成复杂的生物网络，显著提高土体的抗剪强度，由于根系的作用和植物对土壤饱和度指标的改变进而对边坡起到很强的加固作用[3]。影响根系固土作用的因素包括根系因素和土壤因素，目前很多学者开展了室内直剪试验和现场原位试验，探究不同因素对根–土复合体抗剪强度特性的影响。Operstein 等[4]与 Mickovski 等[5]对不同植物根系与土体形成的根土复合体开展直剪试验，发现根密度对抗剪强度影响较大。Mao 等[6]和 Bourrier 等[7]通过含根土体的室内直剪试验证实在土体含水率相同时，抗剪强度随根径增大而增大。周云艳等[8]利用樟树根系进行原位剪切试验，发现剪切断面上的总根长、根面积比与土体抗剪强度的增量呈正相关。另外植被种类、埋根方式[9]、根系生长形态等也在不同程度上影响植被根系的固土阻滑效果。

关于根土复合体中土体因素对抗剪强度影响研究方面。周成等[10]开展了侧限膨胀试验和直剪试验，测定有、无香根草根系的试样在不同初始含水率时的膨胀力和抗剪强度指标。Fan 等[11]通过原位剪切试验，研究土体含水率对根–土复合体抗剪强度的影响，表明土壤抗剪强度随含水率增大而减小，在土体含水率较大时根系增加抗剪强度更明显。

以上均是关于植被根系对土体的力学加固作用，有学者认为降雨入渗优先流使地下水上升和坡土强度降低对边坡稳定性的负面影响更值得关注[12]。降雨作用下植物边坡经常会发生沿着根系以下土层的滑坡，可能意味着降雨入渗优先流所导致的降雨影响深度和坡土强度损失值，都大于根系力学加筋的作用深度和坡土强度提高值。降雨入渗优先流和植物根系太短是造成植被覆盖边坡降雨失稳破坏的两大主因。受水平向加筋土技术的启发[13]，拟用竖向植筋带来弥补和提高植物短根系的力学加筋抵抗降雨滑坡的能力[14-15]。

本文选择植筋带和根系结构简单的空心莲子草根系，通过自制的大型剪切试验装置，开展根系固土与植筋带固土的剪切试验，研究空心莲子草根系不同倾角对土体抗剪强度的影响从而探究植被护坡的力学机理，研究植筋带数量、植筋带干湿状态和土体含水率对植筋带固土效果的影响，为植筋带应用于植物边坡的浅层滑坡防治提供理论参考。

1 试验方案

为测定不同根系倾角根–土复合体的强度变化规律，与不同应力水平、不同植筋带数量和土体含水率等条件下植筋带增加的界面抗剪强度值，分别开展根系和植筋带固土的大型直剪试验。

1.1 试验材料

试验用根系为形态简单的空心莲子草根系[16]，野外挖掘的根系假植于实验室模型箱中，用试验土料浅埋并保持土壤湿润，保证试验根系的活性。植筋带为 1 cm 宽的尼龙织带，具有较大的抗拉强度。根系和植筋带固土的剪切试验所用土料分别为含砾和粉土质砂的低液限黏土，物理力学参数见表 1。

表 1 试验土体物理力学参数

Table 1 Physical and mechanical parameters of test soils

大型根系直剪试验		植筋带剪切试验	
参数	取值	参数	取值
相对密度 G_s	2.66	相对密度 G_s	2.68
液限 w_L/%	33.7	不均匀系数 C_u	11.1
塑限 w_p/%	20	曲率系数 C_c	1.44
ρ_{dmax}/(g·cm^{-3})	1.75	ρ_{dmax}/(g·cm^{-3})	1.89
w_{op}/%	17	ρ_{dmin}/(g·cm^{-3})	1.39
k_{sat}/(cm·s^{-1})	8.15×10^{-5}	黏聚力 c/kPa	9.1
		内摩擦角 φ/(°)	30.3

1.2 试验装置

为探究根系在不同倾角下的固土效应和植筋带的加固效果，自行设计和加工剪切试验装置，包括剪切盒、大量程百分表（量程 1～50 mm）、千斤顶（最大量程 1 T，最大位移 442 mm）、测力计系统（包括力传感器及附带的电子显示器，最大量程 500 kg，精度 0.1 kg）。剪切盒由厚 2 cm 的工程塑料板加工而成，尺寸为 20 cm×20 cm×20 cm（长×宽×高）。大型剪切盒下的基土放置在尺寸为 755 mm×530 mm×500 mm 的模型箱中，如图 1 所示（α 为根系与竖直方向的夹角）。在植筋带固土的剪切试验中，为了主要测定竖向植筋带的固土效应，省掉了下面的直剪盒，在上剪切盒的底部固定一排竹筏模拟滑床并锚固植筋带，如图 2 所示。

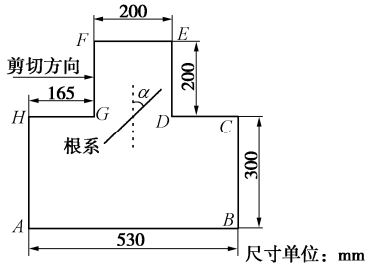


图 1 根系固土的直剪试验侧视图

Fig. 1 Side view of direct shear tests on soil reinforcement by roots

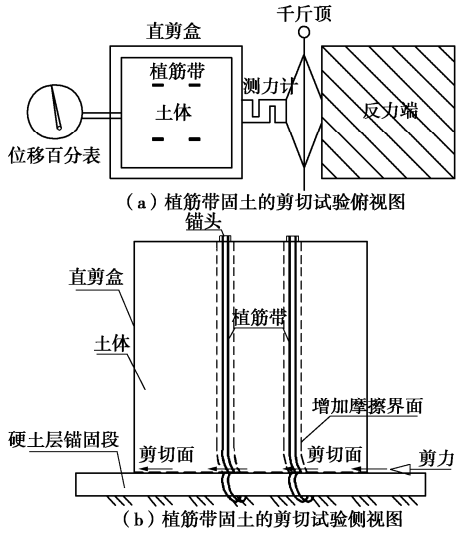


图 2 植筋带固土的直剪试验布置图

Fig. 2 Layout of direct shear tests on soil reinforcement by geotextile belts

1.3 试样制备

根系固土的大型直剪试验：大直剪盒中土体试样填筑干密度参考了其他学者测定的天然边坡密度，最终取值为 1.48 g/cm^3，含水率为 12%。制样前在剪切盒内壁和轨道上涂抹凡士林，以减小剪切盒内壁与土体及剪切盒和轨道之间的摩擦。模型箱与剪切盒均采用分层静压的填筑方法，每层填筑完成后凿毛表面进行下一层填筑，保证上下填筑层接触紧密。为防止产生薄弱剪切面，需将模型箱表面土体凿毛深约 5 cm，并将模型箱最后一层土体和剪切部分第一层土体一起填筑，以便使剪切面不会发生在制样分层处。在填筑有根系试样时，选取无损伤、生长平直的活性根系，填筑时用小锉刀轻轻击实根系周围土体，以保证根系和周围土体接触良好，有效发挥根系固土作用。将试样遮盖静置，使其在自重应力下固结稳定并让水分充分扩散均匀。

植筋带固土的大型剪切试验：制样前在剪切盒底部铺一层无纺布，防止土料漏出。为保证填筑的均匀性，采用分层填土、分层压实的方法，填筑干密度控制为 1.45 g/cm^3。制备含植筋带试样时，首先将相应数量的植筋带按设计间距锚固在模拟滑动面的竹竿上，穿过预先在无纺布上剪好的小孔，再分层填土压实，整个制样过程始终保持植筋带处于垂直拉紧状态。考虑到根系埋深较浅，自重应都力较小，因此通过在试样顶部施加均匀的 3.0，12.9，22.7 kPa 的法向应力，来近似模拟现场根系固土试样的法向应力。

1.4 剪切过程

将千斤顶、测力计系统、百分表安装至平行于剪切方向的试样两侧，确保百分表指针垂直于剪切盒，并将百分表初始读数和测力计电子显示器读数都调为零。为避免剪切过程中剪切盒上翘，测力计应尽量靠近剪切面中心线，以减小剪力产生的弯矩作用。剪切装置安装完成后，检查测力计与剪切盒、百分表指针与剪切盒是否接触良好，确定无误后开始剪切，控制加载速率约为 2～3 mm/min。为保证剪力和剪切位移的一一对应，整个试验全程采用视频记录，每隔 5 s 自动读取测力计和百分表读数。

2 试验结果与分析

2.1 单根根系加固土体的直剪试验结果分析

在根系固土的大型直剪试验中，试样发生较大的剪切变形，数据处理时考虑面积修正，并扣除系统的摩擦，采用下式计算剪应力大小：

$$\tau=\frac{F-f}{S}\quad，\tag{1}$$

式中，S 为剪切面有效面积（m^2），$S=B\times(L-x)$，B 为剪切面宽度（m），L 为剪切面长度（m），x 为剪切位移（m），F 为千斤顶推力（kN），f 为空剪切盒与基土之间的滑动摩擦力（kN）。

素土试样的剪切结果表明，其剪切破坏面较光滑，剪切曲线呈软化型，在剪切位移为 1.5 mm 左右即达到峰值强度，测得素土的抗剪强度指标 c 为 6.94 kPa，φ 为 27.8°。

（1）剪切面破坏形态分析

无法向应力时，得到不同倾角单根根系的剪切面的破坏形态。与素土相比，单根工况下的剪切面较为粗糙，凹凸不平，根系的存在增加了剪切面摩擦作用，有效提高土体抗剪强度。单根 0° 时，根系在剪切面处被拉断；而单根 30°，45° 和 60° 工况下，根系在剪切面以下被拉断，根系拉拔现象明显。但根系与周围土体接触良好，没有被整体拔出，根土界面摩擦作用能有效发挥，剪切完成后根系的变形特征详见表 2。

表 2 试验前后根系长度变化

Table 2 Change of root length before and after tests

根系倾角/(°)	原长度/cm	剪切后长度/cm	拉伸长度/cm	根系拉伸应变/%
0	29.1	29.9	0.8	2.75
30	28.0	28.9	0.9	3.21
45	29.5	30.5	1.0	3.39
60	30.5	32.3	1.8	5.90

（2）剪切曲线分析

剪切过程中严格控制剪切速率，使剪切盒在剪切过程中几乎做匀速运动。不同倾角单根根系的固土剪切曲线如图 3 所示，结果表明，根系在剪切过程中均发生断裂，对应剪切曲线上剪应力突然陡降的突变点，

但根系倾角不同，根系断裂对应的剪切位移不一样，根系提高的强度也不一样，汇总出不同倾角单根根系固土的剪切试验结果如表 3 所示。

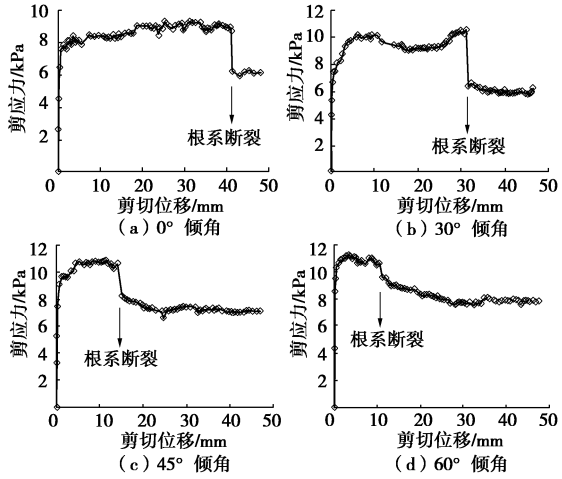


图 3 单根根系不同倾角下的剪切曲线

Fig. 3 Shear curves of single root under different inclinations

表 3 单根根系不同倾角时根-土复合体抗剪强度对比

Table 3 Comparison of shear strengths of root-soil composite under different inclinations of single root

工况	根系倾角/(°)	峰值抗剪强度/kPa	残余强度/kPa	峰值强度增幅/%	残余强度增幅/%
素土	—	7.84	4.3	—	—
单根	0	9.31	6.2	18.75	44.19
	30	10.57	6.0	34.82	37.21
	45	10.89	7.1	38.90	65.12
	60	11.26	7.9	42.22	83.72

由试验结果对比可知，有根系存在时根–土复合体抗剪强度高于素土，倾斜根系较垂直根系固土效果好，随单根倾角的增加，根系的拉伸变形量增加，根系提供的峰值抗剪强度增加，峰值强度增加的幅度也随之增加。不同倾角单根根系断裂对应的剪切位移不一样，倾斜根系较垂直根系而言更易发生断裂，且随着根系倾角的增加，根系断裂时对应剪切位移减小。0° 单根在剪切位移为 41 mm 时发生断裂，30° 单根在剪切位移为 31 mm 时发生断裂，45° 单根在剪切位移为 14 mm 时发生断裂，60° 单根在剪切位移为 11 mm 时发生断裂。

2.2 竖向植筋带固土的直剪试验结果及分析

通过对土样开展不同土体含水率、不同植筋带数量、不同法向应力下的直剪试验，得到剪应力与剪切位移关系曲线如图 4 所示，限于篇幅仅展示无植筋带与 2 根植筋带加固工况下的剪切曲线。有植筋带时扣除了素土样在底部滑面上的摩阻力（即扣除了直剪盒水平剪切面的抗剪强度贡献）以便主要测定分析竖向植筋带–土体界面的抗剪强度贡献。

图 4 反映了不同土体含水率下、不同布筋数量植筋带固土的抗剪强度增强效果。从图 4（a）看出，无植筋带时剪应力与剪切位移曲线在剪切初期较陡，随着剪切位移增大，曲线趋于平缓。从图 4（b）可以看出，有植筋带时，随着剪切的发生，含植筋带试样的剪应力与剪切位移大致呈线性增长关系。

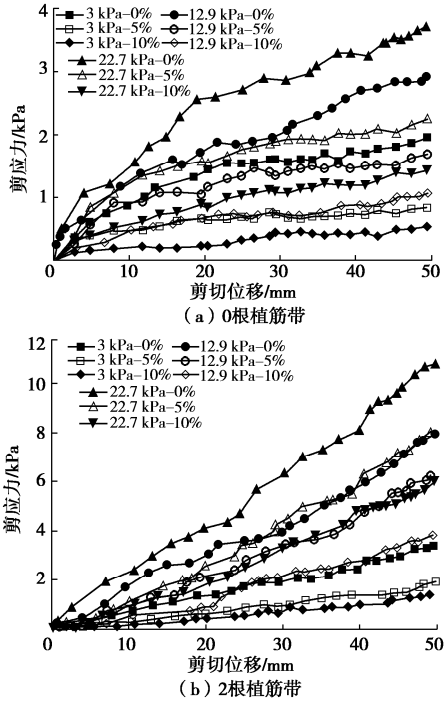


图 4 不同加固工况下剪应力与剪切位移的关系曲线

Fig. 4 Relation curves between shear stress and shear displacement under different working conditions

（1）土体含水率对抗剪强度的影响

从图 4 可以看出，植筋带数量与法向应力一定时，含水率越大，剪切位移曲线位置相对越低。在其他条件一定时，抗剪强度随含水率的增大而减小，依次为 $\tau_{0\%}>\tau_{5\%}>\tau_{10\%}$。

以不同土体含水率条件下布置 2 条植筋带的抗剪强度为例，利用 Origin 软件对含水率分别为 0%，5%，10%的土体在竖向植筋带加固下的筋带–土界面抗剪强度试验结果（即扣除了素土样在底部滑面上摩阻力后的计算结果）进行拟合，拟合结果如图 5 所示。

从图 5 可知，在不同土体含水率下，正应力与抗剪强度之间的拟合曲线为直线，相关系数均大于 0.9，证明了竖向植筋带对土体抗剪强度的增加作用符合库伦强度理论。图 5 中拟合曲线的斜率表示植筋带固土对内摩擦角的影响，曲线截距则反映黏聚力的影响。显然随着土体含水率增大，内摩擦角与黏聚力均减小，该结论与王华等[17]对狗牙根、早熟禾边坡客土层剪切得到的结果一致，即随着土体含水量增加，抗剪强度随之减小，呈负相关的关系。

图 6 为筋带–土体界面抗剪强度指标随植筋带数量的变化曲线（按扣除素土样在底部滑面上摩阻力后的计算结果绘制），从该图看出在竖向植筋带固土作用下，无论是内摩擦角还是黏聚力，土体含水率低的曲线始终位于含水率高的曲线上面。土体含水率从 0%增至 5%，10%，内摩擦角每次降低的值相差不大，但黏聚力在含水率 0%增至 5%时，减小幅度较小，从 5%含水率增至 10%时，黏聚力大幅度减小。

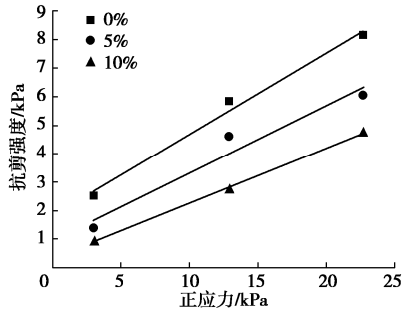


图 5 竖向植筋带固土作用下的抗剪强度包线

Fig. 5 Envelopes of shear strength reinforced by vertical geotextile belts

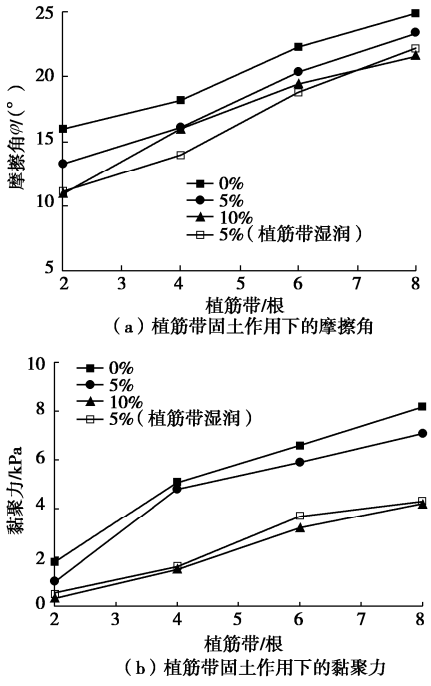


图 6 竖向植筋带固土作用下的界面抗剪强度指标与植筋带数量之间的关系曲线

Fig. 6 Relation curves between interfacial shear strength index and quantity of belts reinforced by geotextile belts

如果竖向植筋带本身是湿润的，则相同土体含水率（5%）的曲线比干燥的还要下移，相应筋带–土界面抗剪强度及其指标整理于表 4 中。土体含水率一定时（例如 5%），相比干燥状态，植筋带湿润会显著降低黏聚力与内摩擦角的值。

表 4 竖向植筋带湿润状态下的筋带–土体界面抗剪强度与抗剪强度指标（5%土体含水率）

Table 4 Shear strengths and shear strength indexes of belt-soil interface under wet geotextile belts (moisture content of soils of 5%)

植筋带数量	不同法向应力下的界面抗剪强度/kPa			界面抗剪强度指标	
	3.0	12.9	22.7	c/kPa	φ/(°)
2	0.97	3.38	4.83	0.5	11.1
4	2.40	4.78	7.30	1.6	14.0
6	4.47	8.76	11.18	3.7	18.8
8	5.76	8.96	13.79	4.3	22.2

注：整理的试验结果没有考虑水平剪切面的抗剪强度，相当于额外增加了剪切面和抗剪强度。

（2）植筋带数量对抗剪强度的影响

从图 6 看出，土体含水率一定时，随着植筋带数量增加，测定的内摩擦角与黏聚力明显增大，这是植筋带与土体界面之间摩擦力增加的结果，因为植筋带自身具备较高的抗拉强度，推力在植筋带范围的土中产生的剪切应力通过植筋带的表面黏结摩擦力转化为对它的拉力，从而实现加筋作用，增大抗剪强度值，含水率较高则会减小这种加筋作用。

从图 6 还可知，“竖向植筋带湿润+5%的土体含水率”的曲线与“竖向植筋带干燥+10%的土体含水率”的曲线十分接近，前者摩擦角在植筋带数量为 4 根与 6 根时甚至低于后者，表明此时竖向植筋带的干湿状态对内摩擦角的影响大于土体含水率的影响，这也说明竖向植筋带–土体界面特性的重要性。竖向植筋带与实际根系在与土体界面的相互作用方面存在差异，实际根系与土壤接触处由于生物化学作用提高土体的黏聚力。因此在实际护坡应用时，在坡面把植筋带周围土体压密实防止降雨优势流的发生，同时考虑减少降雨沿着竖向植筋带与土体之间界面入渗的工程措施。

3 结　　论

（1）根系加筋能增加土体的力学强度，随着根系顺剪切方向的倾角增加，根系断裂时所产生的拉伸变形量增加，根系断裂时的剪切位移越小，根系固土效果增强，根–土复合体抗剪强度提高。

（2）竖向植筋带能显著增加土体的抗剪强度，其它条件一定时，界面抗剪强度随土体含水率增大而减小，依次为$\tau_{0\%}>\tau_{5\%}>\tau_{10\%}$；竖向植筋带数量增加可显著增加抗剪强度值。

（3）试验结果表明，竖向植筋带可以帮助灌乔木植株增加根系长度（相当于延长根），解决植物根系短于降雨影响深度和力学加筋不足而不能有效防护坡土的问题，拓展植物护坡的工程应用。

（4）竖向植筋带湿润会显著降低界面黏聚力与内摩擦角的值，这也说明了竖向植筋带–土体界面特性的重要性。在实际护坡应用时，在坡面把植筋带周围土体压密实防止降雨优势流的发生，同时考虑减少降雨沿着竖向植筋带与土体之间界面入渗的工程措施。

参考文献：

[1] 余芹芹, 乔 娜, 卢海静, 等. 植物根系对土体加筋效应研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, **31**(增刊 1): 3216－3223. (YU Qin-qin, QIAO Na, LU Hai-jing, et al. Effect study of plant roots reinforcement on soil[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, **31**(S1): 3216－3223. (in Chinese))

[2] ABE K, ZIEMER R R. Effect of tree roots on a shear zone: modeling reinforced shear stress[J]. Canadian Journal of Forest Research, 1991, **21**(7): 1012－1019.

[3] ZIEMER R R. The role of vegetation in the stability of forested slopes[C]// Proceedings of the International Union of Forestry Research Organizations, XVII World Congress, 1981, Kyoto.

[4] OPERSTEIN V, FRYDMAN S. The influence of vegetation on soil strength[J]. Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement, 2000, **4**(2): 81－89.

[5] MICKOVSKI S B, STOKES A, VAN BEEK R, et al. Simulation of direct shear tests on rooted and non-rooted soil using finite element analysis[J]. Ecological Engineering, 2011, **37**(10): 1523－1532.

[6] MAO Z, YANG M, BOURRIER F, et al. Evaluation of root reinforcement models using numerical modelling approaches[J]. Plant and soil, 2014, **381**(1/2): 249－270.

[7] BOURRIER F, KNEIB F, CHAREYRE B, et al. Discrete modeling of granular soils reinforcement by plant roots[J]. Ecological Engineering, 2013, **61**: 646－657.

[8] 周云艳, 陈建平, 杨 倩, 等. 植物根系固土护坡效应的原位测定[J]. 北京林业大学学报, 2010, **32**(6): 66－70. (ZHOU Yunyan, CHEN Jianping, YANG Qian, et al. In situ measurement of mechanical effect of plant root systems on soil reinforcement and slope protection[J]. Journal of Beijing Forestry University, 2010, **32**(6): 66－70. (in Chinese))

[9] 王 涵, 周 成, 刘 伟, 等. 植物根系倾角对土体抗剪强度影响试验研究[J]. 工程科学与技术, 2017, **49**(增刊 1): 81－88. (WANG Han, ZHOU Cheng, LIU Wei, et al. Shear test for root reinforced soil samples considering the inclination of roots[J]. Advanced Engineering Sciences, 2017, **49**(S1): 81－88. (in Chinese))

[10] 周 成, 路永珍, 黄月华. 香根草加固不同含水率膨胀土的侧限膨胀和直剪试验[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(增刊 2): 30－35. (ZHOU Cheng, LU Yong-zhen, HUANG Yue-hua. Oedometer expansion and direct shear tests on vetiver root-reinforced expansive soil with different water contents[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(S2): 30－35. (in Chinese))

[11] FAN C C, SU C F. Role of roots in the shear strength of root-reinforced soils with high moisture content[J]. Ecological Engineering, 2008, **33**(2): 157－166.

[12] HU X, LI Z C, LI X Y, et al. Influence of shrub encroachment on CT-measured soil macropore characteristics in the Inner Mongolia grassland of northern China[J]. Soil and Tillage Research, 2015, **150**: 1－9.

[13] ABDELOUHAB, A., DIASA, et al. Numerical analysis of the behaviour of mechanically stabilized earth walls reinforced with different types of strips[J]. Geotext Geomembr, 2011, **29**(2): 116－129.

[14] 周 成, 杨文琦, 党晓强, 等. 根系联合拉筋带加固膨胀土边坡的方法: 中国, 发明专利 ZL201710124645. X[P]. 2018–09–14. (ZHOU Cheng, YANG Wen-qi, DANG Xiao-qiang, et al. Method of reinforcing expansive soil slope with root system combined with lacing belt: China, invention patent ZL201710124645. X[P]. 2018–09–14. (in Chinese))

[15] 周 成, 吴美苏, 党晓强, 等. 根系联合框架拉筋带生态防护黄土边坡的方法:中国,发明专利 ZL201710124952. 8[P]. 2019–02–12. (ZHOU Cheng, WU Mei-su, DANG Xiao-qiang, et al. Method of ecological protection of loess slope by root system combined with frame lacing belt: China, invention patent ZL201710124952. 8[P]. 2019–02–12. (in Chinese))

[16] 吴美苏. 根系固土剪切特性的试验与数值模拟[D]. 成都: 四川大学, 2019. (WU Mei-su. Experiment and Numerical Simulation of Shear Characteristics of Root Reinforcement on Soil[D]. Chengdu: Sichuan University, 2019. (in Chinese))

[17] 王 华, 赵志明, 何 刘. 不同植被类型根系固土效应的试验研究[J]. 铁道建筑, 2009(11): 61－63. (WANG Hua, ZHAO Zhi-ming, HE Liu. Experimental study on the soil consolidation effect of root system of different vegetation types[J]. Railway Engineering, 2009(11): 61－63. (in Chinese))

（编校：胡海霞）

DOI：10.11779/CJGE2020S2028

洪水条件下粉煤灰坝非饱和入渗特性及稳定性分析

蔡 红[1]，严 俊*[1]，魏迎奇[1]，张守臻[2]，吴帅峰[1]，孙黎明[1]

(1. 中国水利水电科学研究院流域水循环模拟与调控国家重点实验室，北京 100048；2. 华能山东发电有限公司白杨河发电厂，山东 淄博 255200)

摘 要：燃煤发电厂干式贮灰场内的粉煤灰坝多处于非饱和状态，在遭遇洪水时表层灰体经历了由非饱和到饱和的变化过程，不考虑该过程将极大地影响边坡稳定分析结果，国内外对该过程中粉煤灰的非饱和渗流特性试验研究鲜见报道。以某燃煤电厂的粉煤灰作为研究对象，研发了一套非饱和入渗试验装置，开展了灰坝在遭遇1.0，2.5，3.3，5.2 m等不同洪水水头条件下入渗特性试验研究，结果表明非饱和粉煤灰在洪水入渗下前锋面的平均入渗系数为 1.2×10^{-3} cm/s，饱和面的入渗系数在 $A\times10^{-4}$ cm/s 量级，且随着试验水头提高而越来越接近前锋面入渗系数，基于此提出一种洪水条件下灰坝内饱和区域的估算方法，即低洪水水头时饱和区入渗系数可取试验结果，大于10.0 m洪水水头时可取前锋面入渗系数来估算饱和区范围，并对比数值模拟结果验证了其准确性。最后，通过对比考虑洪水入渗与否下典型灰坝上游侧边坡稳定性分析结果，验证了基于估算饱和区下的边坡稳定分析方法更能反映上游边坡的实际稳定性，研究成果可以为粉煤灰坝的非饱和渗流与稳定分析提供借鉴。

关键词：粉煤灰；非饱和渗流；孔隙水压力；前锋面；饱和面

中图分类号：TU43 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－4548(2020)S2－0157－06

作者简介：蔡 红(1968—)，女，教授级高级工程师，硕士，主要从事土石坝工程、燃煤电厂贮灰场工程方面的岩土工程研究。E-mail: caihong@iwhr.com。

Unsaturated infiltration characteristics and stability of fly ash dams under flood conditions

CAI Hong[1], YAN Jun[1], WEI Ying-qi[1], ZHANG Shou-zhen[2], WU Shuai-feng[1], SUN Li-ming[1]

(1. State Key Laboratory of Simulation and Regulation of Water Cycle in River Basin, Department of Geotechnical Engineering, China Institute of Water Resources and Hydro-Power Research, Beijing 100048, China; 2. Huaneng Shandong Power Generation Co., Ltd., Baiyanghe Power Plant, Zibo 255200, China)

Abstract: The fly ash dams in the storage field of coal-fired power plants are mostly in unsaturated state. The surface ash body experiences the change from unsaturated state to saturated one during floods, which will greatly affect the slope stability. However, the experimental researches on the unsaturated characteristics of fly ash in this process are rarely reported. A coal fly ash is chosen as the research object, and the related unsaturated infiltration test device is developed. The systematical tests are then carried out on the infiltration characteristics of a fly ash dam under different flood water-head conditions such as 1.0, 2.5, 3.3 and 5.2 m. The test results show that the average infiltration coefficient of forward edge surface for unsaturated fly ash is 1.2×10^{-3} cm/s, while the infiltration coefficient of saturated surface is $A\times10^{-4}$ cm/s level, and it is closer and closer to that of 弹 the forward edge surface with the increasing flood water-head. Based on this, a method for estimating the saturated area in the fly ash dam is proposed, that is, the infiltration coefficient of saturated surface under low flood water-head can be obtained from the test results, while the coefficient of forward edge surface can be used to estimate the saturated area when the flood water-head is larger than 10.0 m. The accuracy of the proposed method is verified by comparing with the numerical results. As a result, based on the stability analysis results of upstream slope of a typical fly ash dam considering flood infiltration, the analysis method based on the estimation of saturated zone can be better reflect the actual stability of the upstream slope, and the research results may provide reference for the unsaturated seepage and stability analysis of fly ash dams.

Key words: fly ash; unsaturated seepage; pore water pressure; forward edge surface; saturated surface

基金项目：国家重点研发计划课题资助项目（2017YFC0804600）；国家自然科学基金面上项目（41775164）；中国水利水电科学研究院基本科研业务费项目（KY01882008）；黑龙江省重大科技招标项目（GA14A501）

收稿日期：2020－09－01

*通信作者（E-mail: yanjun@iwhr.com）

0 引 言

粉煤灰是燃煤发电厂排放的主要废料，虽然近些年来粉煤灰综合利用率大大提高，但是大部分还是集中存放在的贮灰场里，且为了节省费用，多采用灰渣直接填筑子坝的形式扩大贮灰场容积，延长灰库使用期限[1-3]。因火力发电而产生的大量粉煤灰的贮存和工程安全是保证工程和社会安全的重要科技问题。事实上，填筑坝体的粉煤灰多处于非饱和状态，只有表层灰土的饱和度随季节、环境而变化，特别是在遭遇洪水时短期内饱和度急剧升高，导致灰土孔隙水压力增大和强度降低，对坝体的边坡稳定性造成较大影响[4]，因此，研究粉煤灰在洪水条件下的非饱和性状对确保工程渗流安全和边坡稳定都具有十分重要的意义。

洪水在灰体中入渗使灰体经历了一个由非饱和到饱和的变化过程[5-6]，由于非饱和灰中孔隙水压力分布的测量极为困难，国内外对粉煤灰非饱和渗流特性试验的研究鲜见报道，这就导致粉煤灰坝洪水条件下的渗流安全和边坡稳定分析中参数选取多采用经验类比的方法[7-14]，如采用工程特性相近的粉土的土水特征曲线代替粉煤灰的土水特征曲线，缺乏可靠的试验结果支撑。本文以某燃煤电厂的粉煤灰作为研究对象，基于研发的粉煤灰非饱和入渗试验装置，研究了不同洪水水位条件下入渗深度与时间的关系，获得了非饱和灰体的相应入渗系数，提出了洪水在灰坝体中的入渗范围估算方法，并结合典型灰坝开展遭遇洪水后的稳定性分析。

1 试验装置

如图 1 所示，非饱和粉煤灰的洪水入渗试验设备包括填装灰样的有机玻璃筒、供水装置和测量灰体孔隙水压力的负压计系统等 3 部分。①有机玻璃筒内径 10 cm，每节筒长 60 cm，两端配有法兰供连接时使用，试验可根据具体情况选择不同的有机玻璃筒长度。②供水装置主要由溢流桶、进/出/排水口等构成，在有机玻璃筒上配有专门的进水和出水口，在筒壁上沿长度方向每隔 10 cm 开一个孔径为 1 cm 的圆孔，用来安装负压计。③负压计系统可以量测正、负孔隙水压力，由陶土头、集气管、压力传导管、水银压力表（由 U 形管和水银槽组成）、观测板、注水除气管、多路三通等部件组成。陶土头是负压计的传感部件，集气管一端与陶土头相连接，另一端与压力传导管经多路三通连到观测板的水银槽形成 U 形管水银压力表。

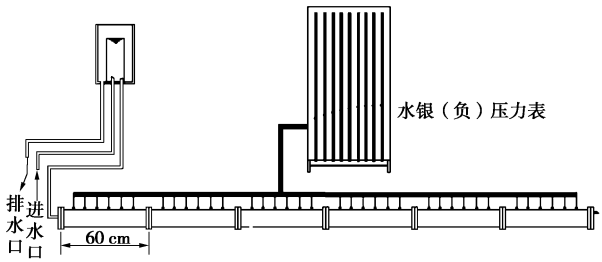


图 1 非饱和粉煤灰洪水入渗试验装置

Fig. 1 Test equipment for flood infiltration of unsaturated fly ash

2 试验灰样和试验方法

2.1 试验灰样

本文以某电厂的粉煤灰为研究对象，粉煤灰的基本物理指标：粉煤灰相对密度 G_s=2.27，最大干密度 ρ_{dmax} =1.08 g/cm^3，最优含水率 w_{op} =25.0%，饱和渗透系数 k_s=4.60～8.80。采用筛分法和比重计联合测定法得出的 4 组粉煤灰试样（F1，F2，F3，F4）的级配曲线如图 2 所示。可以看出，粉煤灰颗粒粒径主要处于 0.005～0.25 mm，其中粉粒含量为 53.75%，砂粒含量为 46.25%。依据土的工程分类标准，将其定名为粉土质砂。

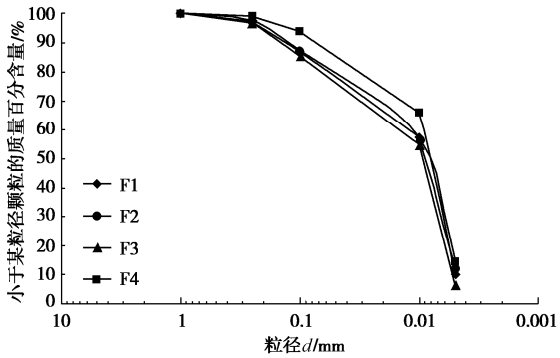


图 2 粉煤灰的级配曲线

Fig. 2 Grain-size distribution curves of fly ash

2.2 试验方法

试验选用直径为 10.0 cm，长为 3.6 m 的灰柱来模拟洪水入渗，开展 4 个不同洪水水头下灰柱模型入渗试验，每一灰柱模型采用一级恒定水头，4 个入渗模型试验的水头分别是 1.0，2.5，3.3，5.2 m，每个灰柱制样干密度和含水量都相同。

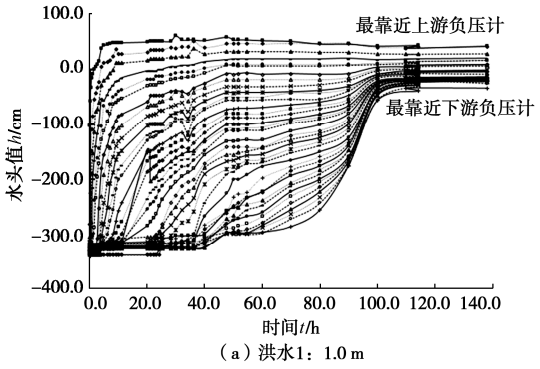
灰柱模型制作是先将干灰加水拌和，密闭 24 h 使灰中的含水量均匀，然后分层装入有机玻璃筒，每层厚度为 2.0 cm。灰柱制好后，将负压计陶土头埋入灰柱轴线位置，使之与周围粉煤灰紧密接触，并封闭负压计管与有机玻璃筒接触部位，埋入灰体中的负压计共计 37 支。

灰柱模型制作完毕及安装好负压计后，静置一夜，待负压计读数稳定，记录各个位置的初始负孔隙压力（−370.0～−330.0 cm 水柱高度），然后施加试验水头。试验开始后根据入渗情况每隔一定时间记录一次，直至各位置水头变化不大为止。由于水头压力不同，4 个模型试验持续的时间为 2～6 d 不等。

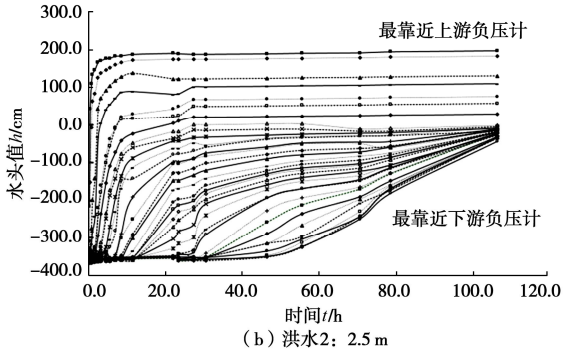
3　试验结果分析

3.1　孔隙水压力变化规律

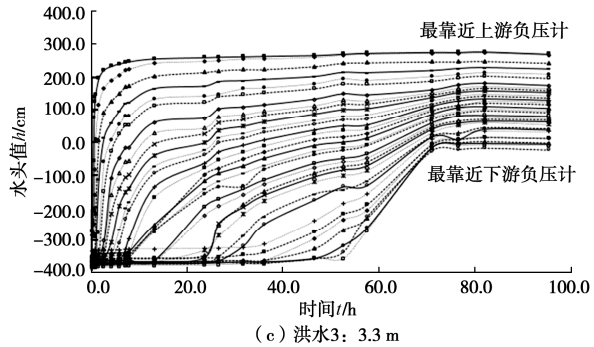
不同洪水条件下有机玻璃筒沿程各位置负压计对应水头随时间变化过程如图 3 所示。总体上看，不同洪水水头条件下，最靠近上游负压计处的灰土最先达到饱和，随着洪水的下渗，沿程负压计处的也自上到下逐步趋于饱和，且随着洪水水头的增加，灰土全部达到饱和的时间越短，1.0，2.5，3.3，5.2 m 下对应的饱和时间分别为大于 140.0，106.0，71.0，61.0 h。



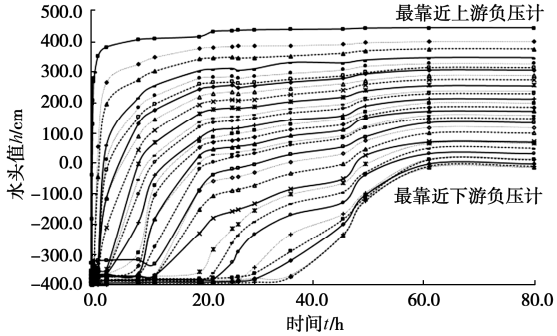
（a）洪水1：1.0 m



（b）洪水2：2.5 m



（c）洪水3：3.3 m



（d）洪水3：5.2 m

图 3　不同洪水水头下各位置孔隙水压力随时间变化曲线

Fig. 3 Curves of pore water pressure changing with time at various positions under different flood conditions

从试验过程可以看出：1.0 m 洪水条件下，最靠近上游负压计处的灰土在 1.6 h 即达到饱和，随后孔隙水压力逐步增加，在 8.1 h 即达到峰值 0.52 m 水头后趋于稳定，在 140.0 h 时灰样自 0.16 m 后仍未达到饱和，对应的孔隙水压力仍为负值；2.5 m 洪水条件下，最靠近上游负压计处的灰土在 0.4 h 即达到饱和，随后孔隙水压力迅速增加，在 2.0 h 达到峰值 1.92 m 水头后趋于稳定，在入渗 106.0 h 后灰样基本处于整体饱和状态，最靠近下游负压计测量值达到 0.01 m 水头；3.3 m 洪水条件下，最靠近上游负压计处灰土在入渗 0.3 h 即达到饱和，在 5.6 h 达到峰值 2.61 m 水头后趋于稳定，在 71.0 h 时灰样基本处于整体饱和状态，最靠近下游负压计在试验结束（100 h）时测量值达到 0.10 m 水头；5.2 m 洪水条件下，最靠近上游负压计处灰土在入渗 0.2h 后即达到饱和，在 3.5 h 达到峰值 4.42 m 水头后趋于稳定，在 61.0 h 时灰样基本处于整体饱和状态，在入渗 80.0 h 时，最靠近下游负压计测量值达到 0.13 m 水头。

3.2　前锋面和饱和面入渗规律

试验过程中遭遇洪水时灰样孔隙水压力分布演变过程如图 4 所示。试验中将刚有水分到达某位置时的入渗面为前锋面，此时负压计读数刚开始变化，灰体尚未达到饱和状态。对应的，当灰柱模型内某一位置的负孔隙压力接近于 0 时，这一位置的粉煤灰达到或接近饱和状态，为饱和面。

从试验结果可以看出，在封闭试验条件下，前锋面的入渗过程中灰样未全部饱和，灰样中原有的孔隙气体逐步被压缩并缓慢从尾端排出，孔隙气体并未全部排出，因此前锋面入渗速度差异不大：洪水入渗初期（1.0 h 内）各洪水下前锋面范围均在 0.60 m 灰样范围内，入渗 5.0 h 时前锋面影响范围均达到 1.20 m；入渗 10.0 h 时，4 种洪水下前锋面影响范围为 1.80～1.90 m；入渗 20.0 h 时，前锋面影响范围为 2.40～2.60

m。4 种洪水下灰样中前锋面到达尾端所需的时间分别为 47.6，47.0，46.5，45.5 h。

试验过程中，4 种洪水位下各灰样观测的饱和区发展规律基本相同，都是从初始干燥状态发展到局部饱和，直至整体饱和。饱和区域逐步向深部移动过程中，灰样沿程孔隙水压力值逐步由负压抬升至正压，洪水水头越大，抬升速度越快。

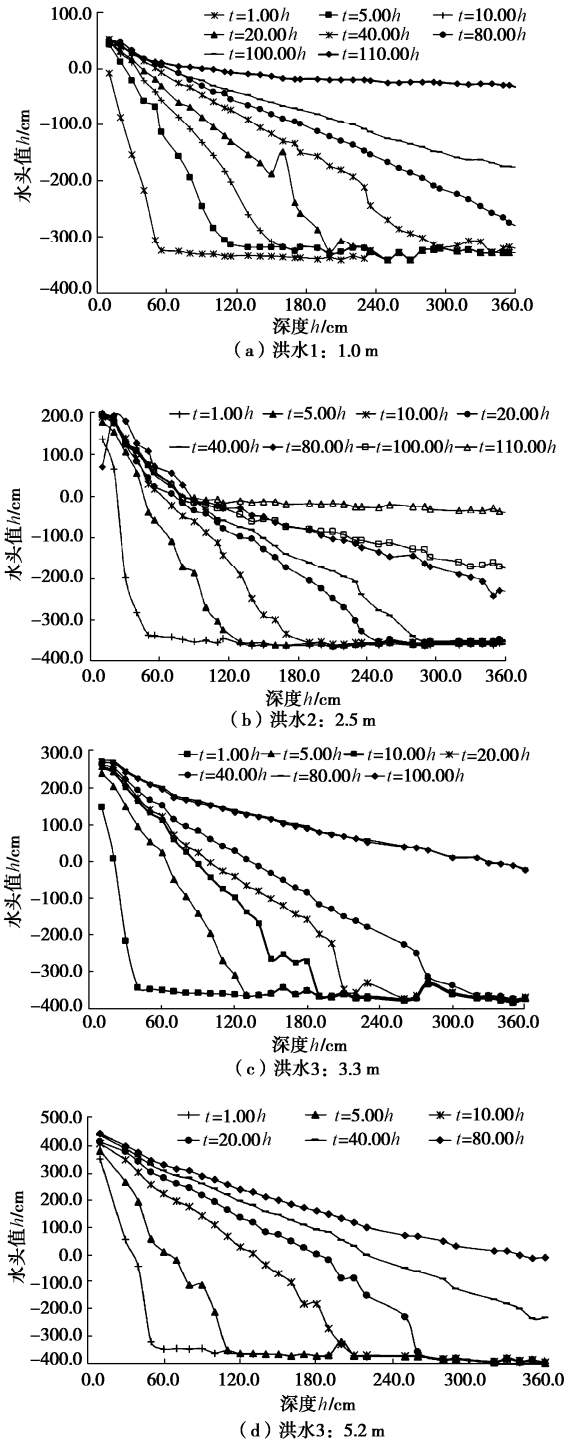


图 4 不同洪水水头下各阶段孔隙水压力分布曲线

Fig. 4 Distribution curves of pore water pressure at each process under different flood conditions

4 灰坝上游侧饱和区域的估算方法

根据 Darcy 定律 $v_w = -k_w \partial h_w / \partial y$，在本入渗试验中，$\partial h_w / \partial y$ 可看成作用在某一段灰柱上上游试验水头和负孔隙压力之和[15]。考虑入渗系数 k，

$$k = \frac{v}{i} = \frac{l/t}{(h+u)/l} = \frac{l^2}{t(h+u)} \quad , \tag{1}$$

式中，v 为平均流速（cm/s），i 为水力比降，l 为入渗深度（cm），t 为时间（s），h 为试验水头（cm），u 为负孔隙压力（cm）。

表 1 给出了 4 个模型试验的前锋面到达不同位置时计算出的入渗系数，可以发现洪水入渗的前锋面在 4 个模型中以及同一模型到达不同深度时的平均入渗系数十分接近，平均值为 1.2×10^{-3} cm/s。

表 1 前锋面的入渗系数

Table 1 Infiltration coefficients of forward edge surface

(10^{-3} cm/s)

模型	100 cm 处	200 cm 处	300 cm 处	350 cm 处
1	1.6	1.4	1.3	1.6
2	1.2	1.1	1.3	1.5
3	1.3	1.0	1.1	1.3
4	1.1	1.0	1.0	1.1

表 2 列出了根据 5 个不同时间饱和面位置计算出的入渗系数，可以看出，水分饱和面入渗系数在 $A\times10^{-4}$ cm/s 量级，小于前锋面入渗系数，但是随着试验水头提高而越来越接近前锋面入渗系数。这是由于在同一起始负孔隙压力下，水头值越高，起始负孔隙压力所占比例越小，起始负孔隙压力从低水头时主导作用变成高水头时次要作用。

表 2 饱和面的入渗系数

Table 2 Infiltration coefficients of saturated surface (10^{-4} cm/s)

模型编号	5 h	10 h	15 h	20 h	25 h
模型 1	2.5	2.5	2.4	2.2	2.1
模型 2	3.9	3.5	2.8	2.7	2.5
模型 3	4.9	4.5	3.4	3.2	3.4
模型 4	6.4	6.8	6.9	7.1	6.9

根据上述试验结果，洪水在灰坝内的入渗时饱和面入渗系数不是一个常数，在计算灰坝内饱和区域时可采用如下估算方法，即低水头时饱和入渗系数可取试验结果，高水头时可取前锋面入渗系数。在实际洪水来临时，坝体不同高程处的入渗持续时间是不同的，上述估算方法计算得到的入渗深度显然大于实际入渗深度，使灰坝上游边坡的稳定性分析结果偏于安全。

5 洪水条件下粉煤灰坝上游边坡安全性分析

为验证上述饱和区估算模型的准确性，选取典型

粉煤灰筑坝案例来开展研究：某拦洪坝为干粉煤灰碾压坝，设计坝顶高程为 100.00 m，最大坝高 33 m。坝顶宽为 10 m，上、下游坝坡均为 1∶4，每隔 11 m 设一马道，马道宽 5 m。上游坝坡采用由混凝土预制块护面及砂垫层土工布组成的上游护面，下游坝坡则为防止雨水冲蚀坝坡而设置的山皮土及碎石下游护面。

考虑洪水历时按 1 d，排空时间按 3 d 计算，表 3 列出了按饱和区估算方法获得的洪水从来临到排空期间的坝体几个不同高程下的入渗深度，并与数值模拟分析结果相互对照，两者较为接近，且在大于 10.0 m 洪水水头时可采用前锋面平均入渗系数来估算其饱和区范围。

表 3 洪水下坝体不同高程下的入渗深度

Table 3 Infiltration depths at different elevations of dam under flood conditions

(m)

不同坝高	洪水水头	入渗深度估算结果	数值模拟结果
27.5	1.0	1.4	1.8
26.0	2.5	2.3	2.1
18.5	10.0	10.0	9.8
13.5	15.0	11.2	10.6
8.5	20.0	12.3	12.5
3.5	25.0	13.2	13.4
0	28.5	13.9	13.7

在上述入渗深度估算结果上，对灰坝上游边坡的抗滑稳定性进行复核，采用的强度指标如表 4 所示，分析结果如图 5 所示：洪水来临到排空后，考虑洪水入渗时上游坝坡的最小稳定安全系数为 1.43，稍高于规范允许的稳定安全系数，其最危险滑弧位于上游坡脚的饱和区，远小于不考虑洪水入渗时的结果 2.69，这表明，洪水入渗增加了坝体饱和区的范围，极大地降低了坝体的强度指标，导致坝体的安全稳定性降低，考虑该影响更能准确地反映上游边坡稳定性。

表 4 灰坝边坡稳定分析计算指标

Table 4 Parameters for slope stability analysis

土样名称	湿密度 /(g·cm^{-3})	饱和密度 /(g·cm^{-3})	有效强度指标	
			c'/kPa	φ' /(°)
粉煤灰坝体(饱和区)	1.40	1.5	8	27
粉煤灰坝体(非饱和区)	1.40	1.50	10	30
坝基原土	1.90	2.10	30	18

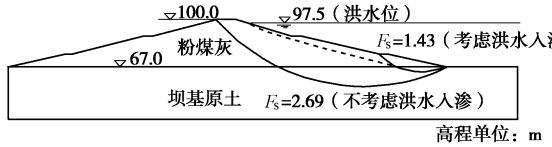


图 5 洪水下灰坝上游边坡稳定性计算结果

Fig. 5 Calculated results of upstream slope stability for ash dam under flood conditions

6 结　　论

本文以某燃煤电厂的粉煤灰作为研究对象，基于研发的粉煤灰非饱和入渗试验装置，研究了不同洪水水位条件下入渗深度与时间的关系，提出了一种灰坝饱和区估算方法，并结合典型灰坝开展遭遇洪水后的稳定性分析：

（1）研发的非饱和粉煤灰的洪水入渗试验装置能够很好地量测粉煤灰在不同洪水水头下沿程孔隙水压力分布，为研究粉煤灰非饱和长期入渗特性提供了一种良好的测试手段。

（2）非饱和粉煤灰在洪水入渗下的前锋面的平均入渗系数为 1.2×10^{-3} cm/s，饱和面的入渗系数在 $A\times10^{-4}$ cm/s 量级。由于在同一起始负孔隙压力下，水头值越高，起始负孔隙压力所占比例越小，起始负孔隙压力从低水头时主导作用变成高水头时次要作用，因此饱和面入渗系数随着试验水头提高而越来越接近前锋面入渗系数。

（3）提出一种洪水条件下灰坝内饱和区域的估算方法，即低洪水水头时饱和区入渗系数可取试验结果，大于 10.0 m 洪水水头时可取前锋面入渗系数来估算饱和区范围，并对比数值模拟结果验证了其准确性。

（4）通过对比考虑洪水入渗与否下典型干灰筑坝上游侧边坡稳定性计算结果，表明洪水入渗增加了坝体饱和区的范围，极大地降低了坝体的强度指标，导致坝体的安全稳定性降低，考虑该影响更能准确地反映上游边坡稳定性。

参考文献：

[1] CHANW H, MAZLEE M N, AHMAD Z A, et al. Effects of fly ash addition on physical properties of porous clay-fly ash composites via polymeric replica technique[J]. Journal of Material Cycles and Waste Management, 2017, **19**(2): 794－803.

[2] KUMAR H, MISHRA M K. Optimization and evaluation of fly ash composite properties for geotechnical application[J]. Arabian Journal of Geosciences, 2015, **8**(6): 3713－3726.

[3] 丁家平. 贮灰库渗流控制及三维等参元渗流数学模型的应用[J]. 岩土工程学报, 1991, **13**(4): 41－50. (DING Jia-ping. Numerical the seepage control from ash lagoon and the application of three dimensional mathematicl engineering[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1988, **13**(4): 41－50. (in Chinese))

[4] 时　红, 张永波. 粉煤灰水在土壤包气带中的垂直迁移规律[J]. 水资源保护, 2007, **23**(3): 30－32. (SHI Hong, ZHANG Yong-bo. Law of vertical transfer of fly ash water in aeration zone of soil[J]. Chinese Journal of Water Resources Protection, 2007, **23**(3): 30－32. (in Chinese))

[5] 丁家平, 徐 辉, 顾国新, 等. 大型贮灰场的三维饱和–非饱和瞬变流数值模拟及非饱和参数试验[J]. 岩土工程学报, 2006, **28**(2): 230 – 234. (DING Jia-ping, XU Hui, GU Guo-xing, et al. Numerical model of three dimensional saturated-unsaturated flow for a flyash lagoon of thermal power plant[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, **28**(2): 230 – 234. (in Chinese))

[6] 魏迎奇, 田继雪, 蔡 红, 等. 粉煤灰的基质吸力及非饱和特性研究[J]. 水利学报, 2014, **45**(增刊 2): 8 – 13. (WEI Ying-qi, TIAN Ji-xue, CAI Hong, et al. Research on matrix suction and un-saturated characteristics of fly ash[J]. Chinese Journal of shuili xuebao, 2014, **45**(2): 8 – 13. (in Chinese))

[7] 饶俊勇, 彭德刚, 李模军. 基于非饱和渗流的干灰场边坡稳定分析[J]. 2017, **12**(6): 1 – 4. (RAO Jun-yong, PENG De-gang, LI Mo-jun. Slope stability analysis for dry ash pond based on unsaturated seepage[J]. Chinese Journal of Electric Power Survey & Design, 2017, **12**(6): 1 – 4. (in Chinese))

[8] 吴宏伟, 陈守义, 庞宇威. 雨水入渗对非饱和土坡稳定性影响的参数研究[J]. 岩土力学, 1999, **20**(1): 1 – 14. (WU Hong-wei, CHEN Shou-yi, PANG Yu-wei. Parametric study of effects of rain inf iltration on unsaturated slopes[J]. Chinese Journal of Rock and Soil Mechanics, 1999, **20**(1): 1 – 14. (in Chinese))

[9] 李景娟, 谢罗峰, 段祥宝. 灰坝加高条件下渗流与应力稳定分析[J]. 中国农村水利水电, 2016(6): 177 – 181. (LI Jing-juan, XIE Luo-feng, DUAN Xiang-bao. An analysis of seepage and stress stability of the ash heightened dam[J]. China Rural Water and Hydropower, 2016(6): 177 – 181. (in Chinese))

[10] 周成利, 张全红. 山谷灰场土坝坝体及坝肩渗流分析[J]. 山西电力, 2013(1): 69 – 72. (ZHOU Cheng-li, ZHANG Quan-hong. The leakage analysis of the dam body and dam shoulders of the valley ash pond earth dam[J]. Shanxi Electric Power, 2013(1): 69 – 72. (in Chinese))

[11] 段 涛, 张爱军, 李大可, 等. 基于 Underflow-3D 的灰坝渗流计算[J]. 人民黄河, 2009, **31**(4): 111 – 113. (DUAN Tao, ZHANG Ai-jun, LI Da-ke, et al. Seepage analysis of fly ash dam based on Underflow-3D[J]. Yellow River, 2009, **31**(4): 111 – 113. (in Chinese))

[12] 金梅玉. 发电厂贮灰场坝体的渗流及稳定性的研究[J].内蒙古电大学刊, 2009(1): 69 – 70, 84. (JIN Mei-yu. Seepage and stability study of dam body of ash storage field in power plant[J]. Journal of Inner Mongolia RAD & TV University, 2009(1): 69 – 70, 84. (in Chinese))

[13] 陈宇棠, 李广杰, 夏广卿. 吉林热电厂贮灰场坝体渗流分析[J]. 山西建筑, 2007(28): 17 – 18. (CHEN Yu-tang, LI Guang-jie, XIA Guang-qing. Seepage analysis of ash storage dam of Jilin thermal power plant[J]. Ahanxi Architecture, 2007(28): 17 – 18. (in Chinese))

[14] 罗启北, 张艳霞, 刘东波. 贮灰场渗流分析及 ANSYS 二次开发技术研究与应用[J]. 水力发电学报, 2007(3): 115 – 119. (LUO Qi-bei, ZHANG Yan-xia, LIU Dong-bo. Seepage analysis of ash disposal area and further development technique of ANSYS[J]. Journal of Hydroelectric Engineering, 2007(3): 115 – 119. (in Chinese))

[15] 金 生, 耿艳芬, 王志力. 利用饱和–非饱和渗流模型计算坝体自由面渗流[J]. 大连理工大学学报, 2004(1): 110 – 113. (JIN Sheng, GENG Yan-fen, WANG Zhi-li. Computation of seepage flow of dam’s free surface by using saturated unsaturated model[J]. Journal of Dalian University of Technology, 2004(1): 110 – 113. (in Chinese))

（编校：胡海霞）

DOI：10.11779/CJGE2020S2029

竖向及水平向渗流作用下粉砂渗透特性研究

张灿虹[1,3]，钱亚俊[2]，钟启明[2]，王保田[3]

（1. 南京工业职业技术大学，江苏 南京 210023；2.南京水利科学研究院岩土工程研究所，江苏 南京 210024；3. 河海大学，江苏 南京 210098）

摘 要：采用自主研制的圆柱形渗流仪及水平渗流装置，开展了粉砂竖向和水平向的渗流试验，获取了两种渗流方向下粉砂的临界水力梯度及其渗透变形特性。在级配、密度、孔隙大小等影响因素相同的前提下，粉砂竖向渗流的临界水力梯度比水平向高出近 44%，水平向渗流作用一般高于竖向。基于室内试验成果，采用离散元与计算流体力学耦合的细观力学模型，对粉砂在竖向和水平向的渗流情况进行分析和模拟。结果表明，粉砂的渗透变形拐点与模型试验结果吻合，水平渗流和竖向渗流分别在水力梯度 i=0.8，0.4 时出现颗粒簇的流失，在水力梯度分别为 1.0 和 0.5 时发生整体渗透破坏。

关键词：渗流方向；粉砂土；渗透试验；流固耦合

中图分类号：TV139.11 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－4548(2020)S2－0163－05

作者简介：张灿虹(1989—)，女，博士，副教授，主要从事渗流理论与渗透变形计算分析方面的研究工作。E-mail: 2018100941@niit.edu.cn。

Permeability characteristics of silty sand under vertical and horizontal seepages

ZHANG Can-hong[1,3], QIAN Ya-jun[2], ZHONG Qi-ming[2], WANG Bao-tian[3]

(1. Nanjing Vocational University of Industry Technology, Nanjing 210023, China; 2. Geotechnical Engineering Department, Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210024, China; 3. Hohai University, Nanjing 210098, China)

Abstract: The influence of seepage direction on the silt permeability are studied. The vertical and horizontal seepage tests of silty sand are carried out by using the self-designed devices. The critical gradient and deformation characteristics of silt under two different seepage directions are obtained in the tests. When the other influencing factors such as gradation, density and pore size are the same, the vertical hydraulic gradient of horizontal seepage of silt is generally 44% higher than the critical one, and the horizontal seepage is generally higher than the vertical one. The data can be used for design of seepage control of the silt. Based on the indoor model tests, the micro-mechanical model is used to analyze and simulate the seepage behavior of the silt under vertical and horizontal directions. The hydraulic gradients of the two seepage directions calculated by numerical model are consistent with the test ones. The loss of particle clusters occurs in horizontal and vertical seepages at hydraulic gradients of 0.8 and 0.4, respectively. The research results may provide a theoretical basis for the design of seepage control in water conservancy and hydropower projects with silt layer.

Key words: seepage direction; silty sand soil; permeability test; fluid-solid coupling

0 引 言

土的渗透特性是土重要的工程性质之一，影响着土木工程的施工。目前无黏性土渗透特性的试验研究，多是采用竖向圆柱体模型槽进行，试验中土体受到的水流的作用方向是由下至上的竖直方向，而对于土体承受水平向渗流时土体渗透特性的研究不多[1]，渗流方向对土体渗流变形特性的研究还尚未给予足够重视。对土渗流的研究表明，实际施工中渗流的优势方向往往是水平方向，通常土体水平向的渗透性大于竖向，而抵抗水平向渗透破坏的能力低于抵抗竖向渗透破坏的能力[2-6]。

本文针对粉砂竖向和水平向渗透特性研究存有的不足，利用自主设计的实验装置，对粉砂开展竖向和水平向渗流试验，对比分析了两种不同方向渗流场下粉砂的渗透特性。基于室内模拟试验，建立三维离散元与计算流体力学耦合的细观力学模型，对粉砂在竖向和水平向的渗流情况进行分析和计算。通过数值计算结果，对竖向和水平向渗流作用下的粉砂内部接触

基金项目：江苏省高校自然科学研究项目（19KJB560016）；南京工业职业技术学院人才引进启动基金项目（YK19-02-02）；国家自然科学基金青年基金项目（51809182）

收稿日期：2020－08－07

力、渗流速度及流场的分布规律进行细观分析，将数值模拟与室内试验的结果进行分析、比较。

1 不同渗流方向下粉砂渗透变形室内试验模拟

1.1 试验仪器和方法

（1）试验仪器

粉砂的竖向渗透变形试验借助实验室自主设计的圆柱形渗流试验仪进行，该装置示意图如图 1 所示。粉砂水平向渗流渗透变形特性的研究是在自主设计的水平渗流试验装置中进行的，见图 2。模型由进水系统，装样区及排水系统 3 个主要部分组成。进水系统可以通过对进水水头高度的调节自由选择水头加载高度。

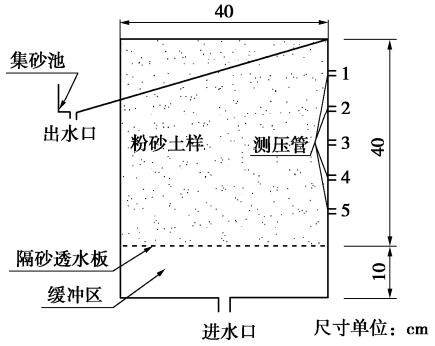


图 1 圆柱形渗流试验仪示意图

Fig. 1 Schematic diagram of instrument for cylindrical seepage tests

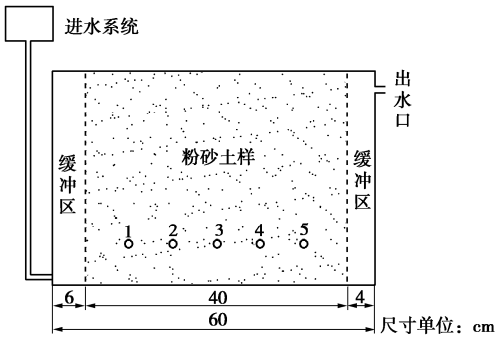


图 2 粉砂水平向渗流试验研究模型示意图

Fig. 2 Schematic of model for horizontal seepage tests

（2）试验方法及步骤

粉砂烘干并分层装样。称样烘干 24 g 取出装样，每 10 cm 分为一层进行装样；排气饱和。装样完成，分次提升水箱供水高度对试验土样进行饱和，最后一次使水头抬升至与试样顶端齐平，静置 24 h；逐级调整水头进行试验。逐级抬升水头高度，对测压管水头高度读数并记录，同时量测渗流量大小，记录试验进程中的渗流现象，直至该级渗流稳定，转入下一级水头；当试验过程中，流量忽然增大，并出现明显的渗流通道，可以认定为试样发生渗透破坏，不再继续加大水头高度，试验完成。

1.2 粉砂竖向和水平向渗流试验结果分析

对粉砂在竖向渗流下的渗透流速受水力梯度影响下的变化规律进行研究，得到渗流速度随水力梯度变化的关系曲线，如图 3 所示。对粉砂在水平向渗流作用下的临界水力梯度进行研究，结果如图 4 所示。

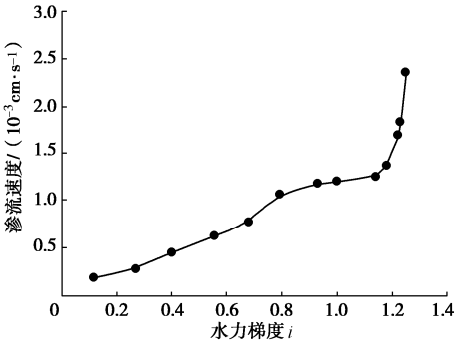


图 3 竖向渗流下渗流速度随水力梯度变化曲线

Fig. 3 Relationship between seepage velocity and vertical hydraulic gradient

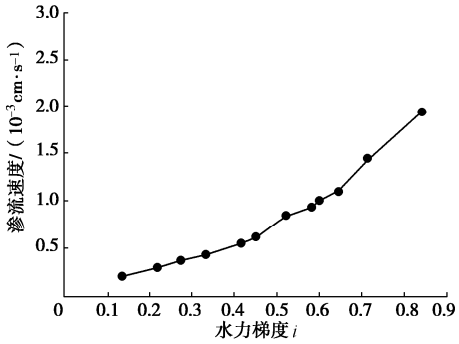


图 4 水平向渗流下渗流速度随水力梯度变化曲线

Fig. 4 Relationship between seepage velocity and critical hydraulic gradient

由图 3 得到，在水力梯度 i <0.787 时，渗流速度随水力梯度呈近似线性的变化，此时土样处于渗流稳定阶段；当水力梯度为 1.1 时，渗流速度忽然增大，粉砂颗粒流失量也徒增，此时土体发生渗透变形。图 4 粉砂在水平向渗流下的变化规律显示：水力梯度小于 0.45 时，粉砂土渗透流速随着水力梯度的增大呈线性增长，水流清澈，粉砂流出较少。当水力梯度增至 0.52 时，试样整体的流速瞬间增大，粉砂流出量明显增多且呈持续流失状态，此时粉砂土样内部颗粒运移不再规律，试样开始发生渗透破坏。

表 1 给出粉砂在两种渗流方向下的渗透系数、临界坡降与破坏坡降。粉砂在竖向渗流时的临界水力梯度为 0.787，破坏水力梯度为 1.10；而水平向渗流中，

所能承受的临界水力梯度为 0.45。在影响因素诸如种类、级配、密度、孔隙大小等相同的前提下，粉砂竖向渗流的临界水力梯度比水平向高出近 44%。由于土体在受到水平向渗流时，平均渗透系数取决于最透水土层的厚度和渗透性；而对于竖向渗流，其平均渗透系数取决于最不透水土层的渗透性。加之，竖向渗流中重力作用与渗流方向一致，会产生对土层的压密作用，使得该渗流方向下的渗透系数小于水平向，而土体能够承受的水头高于水平向的渗流。

表 1 不同渗流方向下粉砂渗透系数、临界坡降和破坏坡降

Table 1 Datat of permeability coeffieient of silt, critical slope and failure slope under different seepage directions

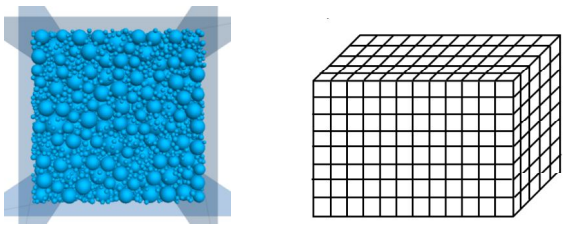
渗流方向	渗透系数 /(10^{-4} cm·s^{-1})	临界水力梯度	破坏水力梯度
竖向	6.13	0.787	1.10
水平	6.25	0.450	0.52

2　不同渗流方向下粉砂渗透变形颗粒流模拟

对于固相颗粒，通过求解运动和动量方程模拟颗粒运动，采用离散元的颗粒流理论进行模拟；对于液相介质，采用均一化流体计算技术模拟其在孔隙中的运动，也就是通过求解平均 Navier-Stokes 方程模拟孔隙中流体的运动[7-9]。

2.1　数值模型

对粉砂土不同向渗流形态的模拟中，边界条件的界定也略有不同。竖向渗流下，颗粒周边的边界为固壁边界条件，上下为压力边界条件。水平向渗流下，模型的前后和上下边界为固壁边界条件，左右设置为压力边界条件和自由边界条件。生成的土体模型如图 5 所示。



（a）初始试样示意图　　（b）网格划分示意图

图 5 PFC^{3D} 颗粒模型及网格划分示意图

Fig. 5 PFC^{3D} particle model and mesh generation

对于竖向的渗流，按照试验中模型，上覆为自由边界，没有压重。对于水平向的渗流，试样在重力和浮力作用下保持平衡，当作用渗流力后，土中小颗粒将从模型右侧流出，因此在试样右侧设置了相互交叉垂直的线墙，如图 6 所示。

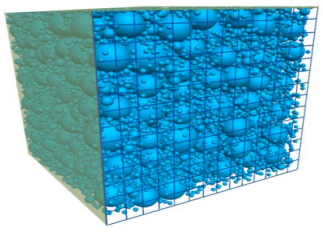


图 6 线墙示意图

Fig. 6 Schematic of line wall

2.2　数值计算流程

采用 PFC^{3D} 对流固耦合问题进行计算流程如图 7 所示。

2.3　数值模拟结果

（1）粉砂土竖向和水平向渗流下渗透变形情况

a）粉砂竖向渗流下的渗透变形情况

图 8 给出了粉砂在竖向渗流作用下，土样随水力梯度的变化情况。

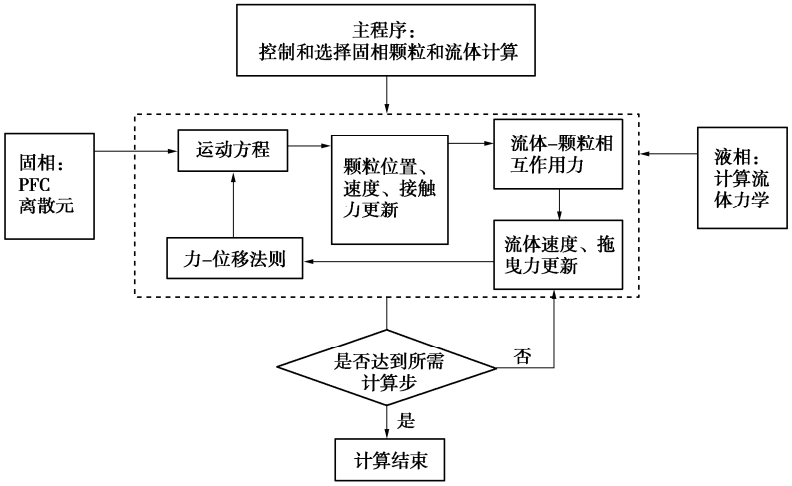


图 7 PFC^{3D} 流固耦合计算流程示意图

Fig. 7 Flow chart of PFC^{3D} flow-solid coupling calculation

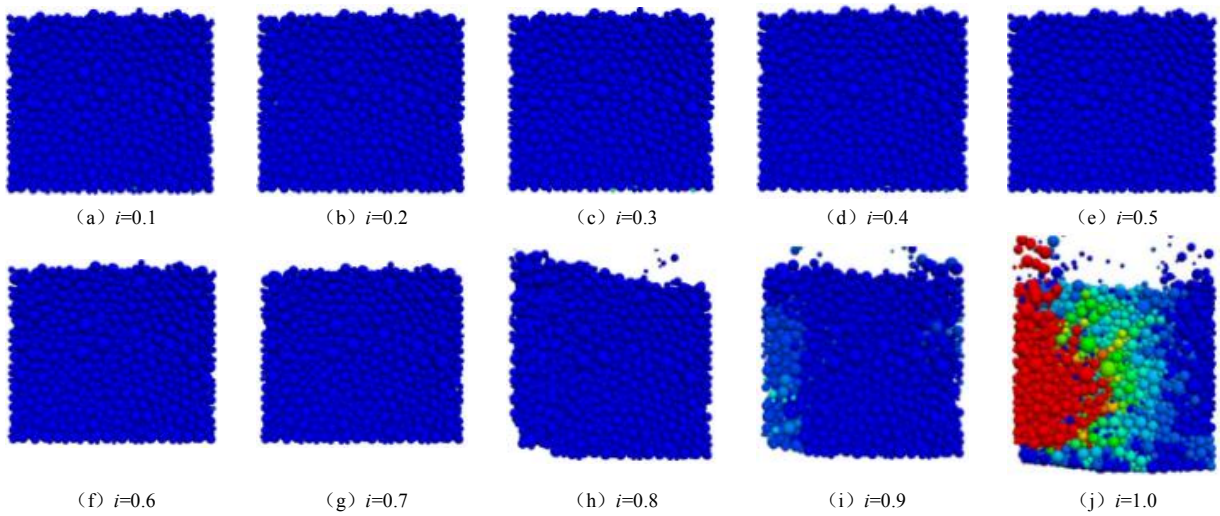


图 8 竖向渗流下粉砂土随水力梯度变化情况

Fig. 8 Variation of silty sand with gradient under vertical seepage

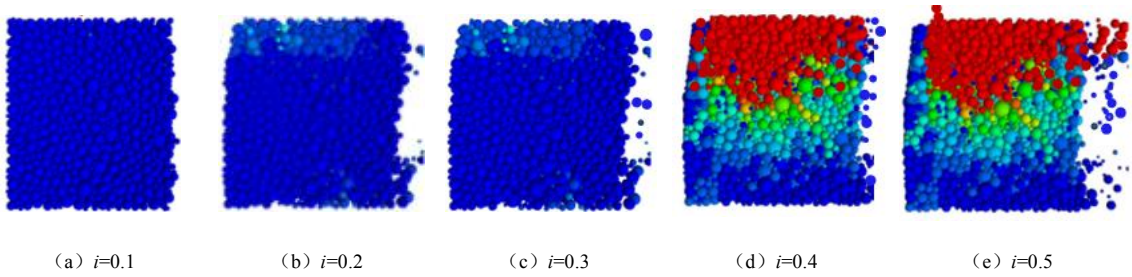


图 9 水平向渗流下粉砂土随水力梯度变化情况

Fig. 9 Variation of silt with gradient under horizontal seepage

水力梯度从 0.1，0.2，0.3，… ，逐级增加，水力梯度施加至 0.7 时，粉砂几乎无变化；当水力梯度增至 0.8 时，土样出现从底部被整体抬升的趋势，发生少量细小颗粒流失的现象；水力梯度继续增至 1.0 时，土体发生了整体的抬升，土体表面颗粒簇发生整体迁移的现象。模拟结果表明，试样的临界水力梯度在 0.8 左右。

b）粉砂水平向渗流下的渗透变形情况

粉砂土的水平向渗流中水力梯度也是由 0.1，0.2，0.3 依次逐级抬升，图 9 给出了粉砂土在水平向渗流下试样随水力梯度变化的情况。

从图 9 中可以看出，当水力梯度增至 0.3 时，试样底部细小颗粒也开始发生迁移，水力梯度继续增大至 0.4，此时试样发生颗粒成团的流失，土体发生了渗透变形。水力梯度加载至 0.5 时，土体颗粒发生了更加显著的整体性渗流破坏。根据模拟结果，得到粉砂土水平向渗流的临界水力梯度在 0.4 左右。

（2）粉砂土竖向和水平向渗流下配位数变化情况分析

土体的配位数表示了颗粒间的接触数，是表达土颗粒间接触情况的参数之一，总配位数是颗粒与颗粒之间以及颗粒与墙之间的平均接触数，反映出试样的压密程度；力学配位数为颗粒与颗粒之间接触数大于 2 时的颗粒接触数，反映额土骨架的压密程度。图 10，11 给出了粉砂土在竖向和水平向渗流作用下，配位数随水力梯度的变化情况。

图 10，11 可以看出，当竖向渗流的水力梯度为 0.8，水平向渗流水力梯度为 0.4 时，土体的两个配位数都发生迅速的下降，说明此时的土体状态发生了较大的变化，即渗透变形发生。图中，总配位数和力学配位数都在随着水力梯度的增大而不断降低，总的配位数较力学配位数下降更快速，幅度也更大。这是由于水力梯度增大，颗粒发生了移动，颗粒的接触数减小，但在水力梯度增加至土体渗透变形前的整个过程中，总配位数下降幅度明显大于力学配位数，说明发生移动的多为小颗粒，小颗粒的运移使土体中接触数减少，随之小颗粒填充至骨架颗粒孔隙间，与大颗粒发生接触，保持了力学配位数的大小。

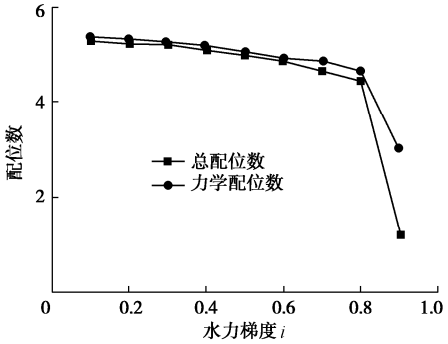


图 10 竖向渗流下粉砂配位数随水力梯度变化

Fig. 10 Variation of coordination number with gradient under vertical seepage

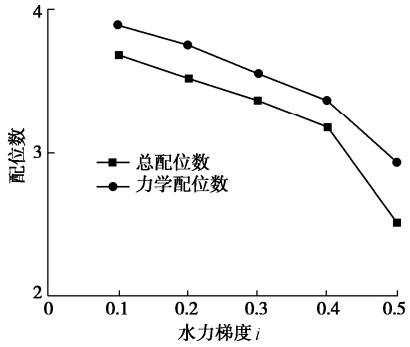


图 11 水平向渗流粉砂配位数随水力梯度变化

Fig. 11 Variation of coordination number with gradient under horizontal seepage

3 结　　论

（1）粉砂在水平向能承受的渗流破坏作用一般低于竖向渗流。

（2）数值模拟结果与模拟试验过程中粉砂的渗流变化过程相符，数值方法所测得的临界水力梯度与试验测得的结果亦较为吻合。

（3）竖向和水平向渗流下，粉砂的总配位数和力学配位数均随着水力梯度的抬升而衰减，当土体发生渗透破坏，土体配位数出现迅速降低。

参考文献：

[1] 王新志, 王　星, 胡明鉴, 等. 吹填人工岛地基钙质粉土夹层的渗透特性研究[J]. 岩土力学, 2017, **38**(11): 3127－3135. (WANG Xin-zhi, WANG Xing, HU Ming-jian, et al. Study of permeability of calcareous silty layer of foundation at an artificial reclamation island[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, **38**(11): 3127－3135. (in Chinese))

[2] 陈　群, 谷宏海, 邹玉华, 等. 水平和竖向渗流情况下砾石土渗透性的对比分析[J]. 三峡大学学报（自然科学版）, 2014, **36**(5): 1－5. (CHEN Qun, GU Hong-hai, ZOU Yu-hua, et al. Comparative analysis of horizontal and vertical permeability of clayey gravelly soil[J]. Journal of China Three Gorges University, 2014, **36**(5): 1－5. (in Chinese))

[3] RICHARDS K S, REDDY K R. Experimental Investigation of Initiation of Backward Erosion Piping in Soils [J]. Geotechique, 2012, **62**(10): 933－942.

[4] 亓立成, 陈　群, 朱亚军. 不同竖向应力和剪切位移下砂砾石与砂双层土渗透试验[J]. 岩土工程学报, 2018, **40**(增刊 2): 63－67. (QI Li-cheng, CHEN Qun, ZHU Ya-jun. Seepage tests on double-layer soils composed of sandy gravel and sand under different stresses and shear displacements[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(S2): 63－67. (in Chinese))

[5] NI Xiao-dong, WANG Yuan, CHEN Ke, et al. Improved similarity criterion for seepage erosion using mesoscopic coupled PFC-CFD model[J]. Journal of Central South University, 2015, **22**(8): 3069－3078.

[6] JIANG Ming-jing, SHEN Zhi-fu, WANG Jian-feng. A novel three- dimensional contact model for granulates incorporating rolling and twisting resistances[J]. Computers and Geotechnics, 2015, **65**: 147－163.

[7] 蒋中明, 袁　涛, 刘德谦, 等. 粗粒土渗透变形特性的细观数值试验研究[J]. 岩土工程学报, 2018, **40**(4): 752－758. (JIANG Zhong-ming, YUAN Tao, LIU Xiao-fan, et al. Mesoscopic numerical tests on seepage failure characteristics of coarse grained soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(4): 752－758. (in Chinese))

（编校：孙振远）

DOI：10.11779/CJGE2020S2030

基于数字图像技术的黏性土颗粒形状分析

王雪奎[1,2]，李东军[1]，朱耀庭[1]，张嘉莹[1]，袁方龙[1]
（1. 中交天津港湾工程研究院有限公司，天津 300222；2. 中交第一航务工程局有限公司，天津 300461）

摘 要：土的宏观物理力学性质与其微观颗粒形状有着密切的关系，以天津港地区的典型黏性土为研究对象，采用数字图像技术对其颗粒形状特性进行了分析研究，得到以下结论：①土样的长径比主要集中到 1～2，并且随着细颗粒含量的增加，土颗粒整体的长径比逐渐降低，细长形的颗粒逐渐减小，土颗粒越趋向于规则状；②土样的圆形度主要集中在 0.9～1.0，并且颗粒越细，土样的整体圆形度越大，土颗粒的形状越趋向于圆形；③土样具有较好的粗糙度分形特性，并且颗粒越细，这种分形特性表现的越明显，其中黏土、粉质黏土、粉土的颗粒表面粗糙度分形维数分别为 0.9590，0.9574，0.9654，这说明土颗粒越细，其表面起伏越小，表面越光滑。

关键词：形状参数；数字图像技术；黏性土；分形特性
中图分类号：TD32 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－4548(2020)S2－0168－04

作者简介：王雪奎（1989— ），男，工程师，硕士，主要从事土工试验技术及地基处理研究。E-mail: 454917485@qq.com。

Particle shape analysis of clay based on digital image technology

WANG Xue-kui[1, 2], LI Dong-jun[1], ZHU Yao-ting[1], ZHANG Jia-ying[1], YUAN Fang-long[1]
(1. CCCC Tianjin Port Engineering Institute Co., Ltd., Tianjin 300222, China; 2.CCCC First Habor Engineering Co., Ltd., Tianjin 300461, China)

Abstract: The macro-physical and mechanical properties of clay are closely related to its micro-particle shape. The typical soft clay in Tianjin Port area of China is taken as the research object, and its particle shape characteristics are analyzed and studied by the digital image technology. The main conclusions are as follows: (1) The ratio of long to short diameter of soil samples is mainly concentrated between 1 and 2, and the ratio of soil particles gradually decreases with the increase of fine particle content. Moreover the slender particles gradually decrease, and the soil particles tend to be regular. (2) The roundness of soil samples mainly concentrates between 0.9～1.0, and the finer the particles, the larger the overall roundness of soil samples, the more rounded the shape of soil particles. (3) The fractal dimension of the surface roughness of clay, silty clay and silt is 0.9590, 0.9574 and 0.9654, respectively, which indicates that the finer the soil particles are, the smaller the surface fluctuation is and the smoother the surface is.

Key word: shape parameter; digital image technology; clay; fractal characteristic

0 引 言

中国沿海地区分布着广泛的黏性土，其工程性质与土颗粒的形状、大小和级配等有着密切的关系[1]。根据前人的研究[2-4]，颗粒的形状特征主要表现在 3 个方面：①颗粒的伸长属性，反映颗粒整体上接近柱形、长条形、方形等特征；②颗粒的边界数目和形态，反映颗粒在几何特征上的边数、边边关系等；③边界曲线特征，反映颗粒间的咬合能力和空间填充能力。目前大部分的研究[5-7]主要集中在分析土颗粒和孔隙的空间分布或非黏性土的形状参数上，对黏性土的形状分析尚不多。

本文通过选取天津港地区的典型黏性土，采用数字图像技术，开展颗粒形状分析试验，对土颗粒的面积、周长、直径、长径比、圆形度、分形维数等参数进行统计分析，为黏性土的微观分析积累经验，也为黏性土的宏观力学特性研究和地基加固技术提供参考。

1 颗粒形状参数定义

颗粒形状参数的定义目前尚无统一标准，在工程中，人们通常用球状、多角状、纤维状、粒状、针片状、粒状、不规则状等术语进行描述[8]，但这种描述基本都是定性的，难以进行定量分析。因此，本文通过综合分析以往颗粒形状分析的研究成果，特定义以

收稿日期：2020－09－01

下几个形状参数，以便提取颗粒的形状信息进行定量描述。

1.1　长径比

长径比为颗粒投影的最大直径和最小直径之比，

$$\alpha=\frac{L}{B} \quad , \tag{1}$$

式中，α 为长径比，L 为颗粒投影的最大直径，B 为颗粒投影的最小直径。

长径比可以反映颗粒的伸长属性，即颗粒整体上接近圆形、长条形、方形的程度。长径比可以粗略的描述颗粒的形状，在以往的研究中得到大量的应用，一般颗粒越接近方形或圆形，其值越接近于 1，颗粒越狭长，其值越大。

1.2　圆形度

圆形度为颗粒投影的等效面积圆周长与颗粒投影的实际周长之比，

$$\theta=\frac{2\sqrt{\pi A}}{P} \quad , \tag{2}$$

式中，θ 为圆形度，A 为颗粒等效面积，P 为颗粒投影的边界轮廓周长。

圆形度可以整体上描述颗粒的形貌特征，一般颗粒越接近标准圆形，其值越接近于 1，颗粒越偏离圆形或者边界轮廓起伏越大(包含突出棱角)，其值越小。

1.3　颗粒表面粗糙度分形维数

分形理论[9]是用来描述自然界中不规则图形和混乱现象的强有力的数学工具，自引入岩土工程领域后，取得了一系列的研究成果[10-13]。在颗粒的形状分析方面，分形理论被认为是可以定量描述颗粒轮廓复杂程度的重要方法，其分形维数表示颗粒轮廓线的不平整程度或粗糙度，分形维数越大，颗粒表面越粗糙。目前常用的获取分形维数的方法主要分为两种：固定尺码法和变尺码法。其中固定尺码法又分为周长—最大直径法、周长—面积法、计盒法等。本文采用周长—面积法获取颗粒表面粗糙度的分形维数。对于形状不规则的几何图形，根据分形理论，其周长和面积存在如下关系：

$$c=\frac{P^{1/D_R}}{A^{1/2}} \quad , \tag{3}$$

式中，c 为常数，A 为颗粒等效面积，P 为颗粒投影的边界轮廓周长，D_R 为分形维数。

对式（3）两边取对数可得

$$D_R=2k \quad , \tag{4}$$

式中，k 为直线 $\lg l$ —$\lg A$ 的斜率。

2　颗粒形状分析试验

2.1　试验土样

试验用的 3 种土样按照通常的土样分类标准，可大致分为黏土、粉质黏土、粉土 3 类，其具体的物理性质指标如表 1 所示。3 种土样的颗粒级配如表 2 所示。

表 1　试验土样的物理性质指标

Table 1 Physical properties of test soil samples

土样	含水率 /%	湿密度 /(g·cm^{-3})	液限 /%	塑限 /%	塑性指数
黏土	43.1	1.77	46.7	22.1	24.6
粉质黏土	34.9	1.84	35.1	18.8	16.3
粉土	25.0	1.95	20.2	14.5	5.7

表 2　试验土样的颗粒级配

Table 2 Grain-size distribution of test soil samples

土样	粒径级/mm			
	<0.002	<0.005	0.005～0.075	>0.075
黏土	18.91	46.14	45.57	8.29
粉质黏土	8.10	19.34	66.15	14.51
粉土	3.05	5.57	66.64	27.79

2.2　试验过程

试验采用国内某公司生产的激光图像粒度粒形分析仪，其设备主要由自动循环分散系统、Led 光源、光学显微镜、CCD 摄像机、计算机采集系统组成，可对颗粒边缘进行自动识别并强化，操作方便、重复性较好。

试验时，以纯净水为介质，并加入 4%浓度的六偏磷酸钠做为分散剂，将土样加水稀释成泥浆，开启超声波分散系统，然后通过循环系统使得土颗粒形成稳定的颗粒流；当土颗粒通过观测窗口时，Led 光束照射土颗粒上，通过光学显微镜将待测的微小颗粒放大 ，并成像在 CCD 像机的光敏面上，CCD 像机将光学信号转换为数字信号并传递给计算机系统；计算机收到数字化的显微图像信号后，将图像进行增强处理，然后转化成黑白色的二值化图像，并提取颗粒的边界轮廓特征；最后，通过系统计算软件，计算出颗粒轮廓投影的周长（像素数）、面积（像素数）、长轴短轴（像素数），并根据仪器的放大倍数计算出颗粒的周长、面积、长径、短径、长径比、圆形度、等效直径等参数。

3　试验结果分析

3.1　长径比

图 1 给出了土颗粒的长径比分布，从图中可以看出，天津港地区的典型黏性土由于沉积环境和颗粒组成比较复杂，其颗粒长径比分布跨度比较大，从 1 到 7 都有分布，但长径比主要集中在 1～2，并且随着土

样中细颗粒含量的增加，其长径比更趋向于集中到1～2，这表现为黏土长径比在1～2区间的颗粒所占比例最大，粉质黏土次之，粉土最小。进一步分析，黏土、粉质黏土、粉土的平均长径比分别为1.56，1.58，1.65，这说明随着土样中细颗粒含量的增加，土颗粒整体的长径比逐渐降低，细长形的颗粒逐渐减小，土颗粒越趋向于规则状。

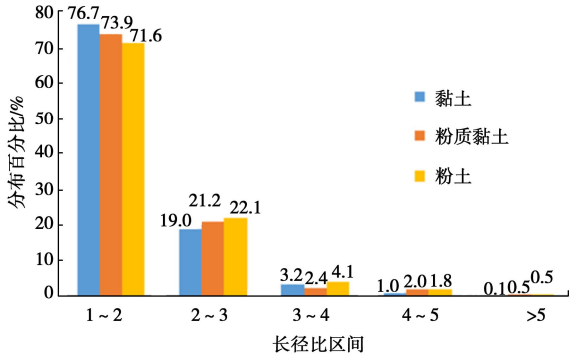


图1 土颗粒长径比分布图

Fig. 1 Distribution of long-short diameter ratio of soil particles

3.2 圆形度

图2给出了土颗粒的圆形度分布，从图中可以看出，各土样的圆形度分布范围为0.4～1.0，主要集中在0.9～1.0，并且随着土样中细颗粒的增加，圆形度更集中于0.9～1.0。进一步分析，黏土、粉质黏土、粉土的平均圆形度分别为0.91，0.89，0.88，这说明颗粒越细，土样的整体圆形度越大，土颗粒的形状越趋向于圆形。

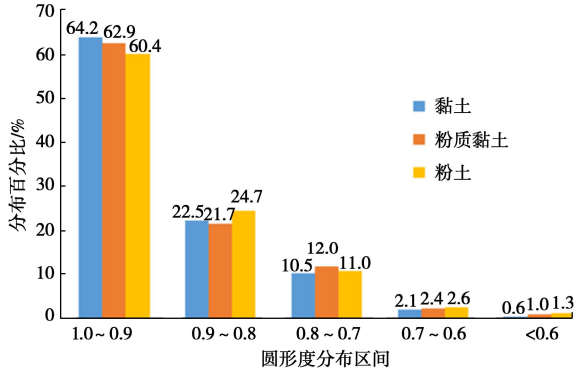


图2 土颗粒圆形度分布图

Fig. 2 Distribution of roundness of soil particles

3.3 颗粒表面粗糙度分形维数

根据颗粒表面粗糙度分形理论，图3给出了各土样颗粒的周长与面积对数关系，表3进一步给出了各土样粗糙度分形维数统计。从图表中可以看出，天津港地区的典型黏性土具有比较好的分形特性，黏土、粉质黏土、粉土的颗粒表面粗糙度分形维数分别为0.9590，0.9574，0.9654，这说明土颗粒越细，其表面起伏越小，即表面越光滑，颗粒形状越接近于圆形。同时，黏土、粉质黏土、粉土的周长与面积对数关系的相关系数分别为0.9176，0.8912，0.8660，这说明颗粒越细，其相关关系越明显，颗粒的分形特性表现的也越明显。需要指出的是本文采用周长–面积法所得到的颗粒表面粗糙度分形维数仅具有统计学意义上的分形维数，反映的是颗粒之间的统计自相似性，不同于颗粒自身的严格意义上的自相似性。

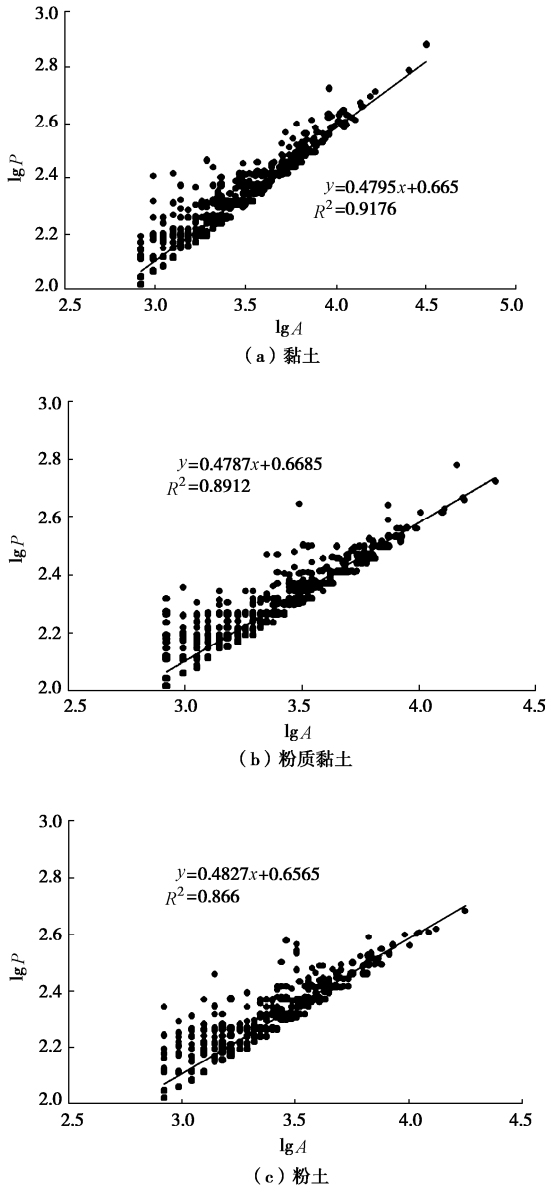


图3 土颗粒的周长与面积对数关系

Fig. 3 Logarithmic relationship between perimeter and area of soil particles

表3 土颗粒表面粗糙度分形维数

Table 3 Fractal dimensions of surface roughness of soil particles

土样类别	斜率 k	分形维数 D_R	相关系数 R^2
黏土	0.4795	0.9590	0.9176
粉质黏土	0.4787	0.9574	0.8912
粉土	0.4827	0.9654	0.8660

4 结　论

本文采用数字图像技术对我国天津港地区的典型黏性土开展了颗粒形状分析试验，并对土样的长径比、圆形度、粗糙度分形维数进行了统计分析，主要得到以下结论。

（1）天津港土样的长径比主要集中到 1～2，其中黏土、粉质黏土、粉土的平均长径比分别为 1.56，1.58，1.65，这说明随着土样中细颗粒含量的增加，土颗粒整体的长径比逐渐降低，细长形的颗粒逐渐减小，土颗粒越趋向于规则状。

（2）土样的圆形度主要集中在 0.9～1.0，其中黏土、粉质黏土、粉土的平均圆形度分别为 0.91，0.89，0.88，这说明颗粒越细，土样的整体圆形度越大，土颗粒的形状越趋向于圆形。

（3）土样具有较好的粗糙度分形特性，并且颗粒越细，这种分形特性表现的越明显，其中黏土、粉质黏土、粉土的颗粒表面粗糙度分形维数分别为 0.9590，0.9574，0.9654，这说明土颗粒越细，其表面起伏越小，表面越光滑。

参考文献：

[1] 施　斌. 黏性土微观结构研究回顾与展望[J]. 工程地质学报, 1996(1): 39－44. (SHI Bin. Review and prospect on the microstructure of clayey soil[J]. Journal of Engineering Geology, 1996(1): 39－44. (in Chinese))

[2] 涂新斌, 王思敬. 图像分析的颗粒形状参数描述[J].岩土工程学报, 2004, **26**(5): 659－662. TU Xin-bin, WANG Si-jing. Particle shape descriptor in digital image analysis[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, **26**(5): 659－662. (in Chinese))

[3] 周　健, 余荣传, 贾敏才. 基于数字图像技术的砂土模型试验细观结构参数测量[J]. 岩土工程学报, 2006, **28**(12): 2047－2052. (ZHOU Jian, YU Rong-chuan, JIA Min-cai. Microstructure parameters measurement for granular soil model using digital image technology[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, **28**(12): 2047－2052. (in Chinese))

[4] HYSLIP James P, VALLEJO Luis E. Fractal analysis of the roughnes sand size distribution of granular materials[J]. Engineering Geology, 1997, **48**: 231－243.

[5] ALTUHAFI F,O SULLIVAN C,CAVARRETTA I. Analysis of an image-based method to quantify the size and shape of sand particles[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2013, **139**(8): 1290－1307.

[6] YANG J, LUO X D. Exploring the relationship between critical state and particle shape for granular materials[J]. Journal of the Mechanics and Physics of Solids, 2015, **84**: 196－213.

[7] KUO C Y, FOST J D, A CHAMEAU J L. Image analysis determination of stereology based fabrictensors[J]. Géotechnique, 1998, **48**(4): 515－525.

[8] 曾　凡, 胡永平, 杨　毅, 等. 矿物加工颗粒学[M]. 徐州: 中国矿业大学出版社, 2001: 19－20. (ZENG Fan, HU Yong-ping, YANG Yi, et al. Particle Technology of Mineral Processing[M]. Xuzhou: China University of Mining and Technology Press, 2001: 19－20. (in Chinese))

[9] MANDELBORT B B. The Fractal Geometry of Nature[M]. New York: W H Freeman, 1982.

[10] 田堪良, 张惠莉, 张伯平, 等. 天然沉积砂卵石粒度分布的分形结构研究[J]. 西北农林科技大学学报(自然科学版), 2002, **30**(5): 85－89. (TIAN Kan-liang, ZHANG Hui-li, ZHANG Bo-ping, et al. Fractal structure of granularity distribution of natural sedimentary sandy gravel[J]. Journal of Northwest Science Technology University of Agriculture and Forest, 2002, **30**(5): 85－89. (in Chinese))

[11] 谢和平. 分形——岩石力学导论[M]. 北京: 科学出版社, 1997. (XIE He-ping. Fractal Theory—Introduction to Rock Mechanics[M]. Beijing: The Science Publishing Company, 1997. (in Chinese))

[12] 陈江峰, 王振芬, 闫纯忠. 碎屑颗粒圆度的分形描述[J]. 煤田地质勘探, 2002, **30**(4): 16－17. (CHEN Jiang-feng, WANG Zhen-fen, YAN Chun-zhong. Fractal description of roundness of clastic particles[J]. Coal Geology & Exploration, 2002, **30**(4): 16－17. (in Chinese))

[13] 陈海洋, 汪　稔, 李建国. 钙质砂颗粒的形状分析[J]. 岩土力学, 2005, **26**(9): 1389－1392. (CHEN Hai-yang, WANG Ren, LI Jian-guo. Grain shape analysis of calcareous soil[J]. Rock and Soil Manchanics, 2005, **26**(9): 1389－1392. (in Chinese))

（编校：胡海霞）

DOI：10.11779/CJGE2020S2031

考虑小应变特性的软土盾构隧道地层变形分析

易 顺[1, 2, 3, 4]，陈 健*[1, 2, 3, 4]，柯文汇[5]，陈 斌[6, 7]，刘府生[8]，黄珏皓[1, 2, 3, 4]

（1. 中国科学院武汉岩土力学研究所岩土力学与工程国家重点实验室，湖北 武汉 430071；2. 中国科学院大学，北京 100049；3. 湖北省环境岩土工程重点实验室，湖北 武汉 430071；4. 岩土力学与工程国家重点实验室宁波工程学院工程软土实验中心，浙江 宁波 315211；5. 武汉市市政建设集团有限公司，湖北 武汉 430023；6. 宁波工程学院建筑与交通工程学院，浙江 宁波 315211；7. 宁波轨道交通集团有限责任公司，浙江 宁波 315040；8. 中铁第四勘察设计院集团有限公司，湖北 武汉 430063）

摘 要：盾构隧道施工不可避免会造成地层扰动，危及周围建（构）筑物的安全，因而准确预测盾构隧道开挖引起的地层变形显得尤为关键。以 FLAC^{3D} 中的小应变模型为出发点，借助三轴模拟试验验证了小应变塑性硬化模型（PH-SS 模型）在考虑土体小应变特性方面的有效性和先进性；以上海某软土盾构隧道施工段为工程背景，分别利用莫尔–库仑模型（MC 模型）和 PH-SS 模型研究盾构隧道施工引起的周围地层变形分布规律。研究结果表明：PH-SS 模型不仅可以区分软土加载和卸载模量的差异性，而且可以较好地反映土体剪切模量随剪应变增大而衰减的特性，在表现软土行为时更为合理；当应力释放系数小于 0.3 时，预测地表沉降时考虑小应变特性与不考虑时的情况区别不大，但当应力释放系数大于 0.3 时，考虑土体小应变特性是十分必要的；应力释放系数越大，土体应力相关模量的力学响应越明显，地层变形越大；数值计算结果与实测数据进行对比表明，PH-SS 模型计算得到的地表沉降更大，与实测数据更为贴近，也说明了 PH-SS 模型在预测盾构隧道地表变形规律的适宜性。

关键词：盾构隧道；软土小应变特性；PH-SS 模型；MC 模型；地层变形

中图分类号：TU43 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－4548(2020)S2－0172－07

作者简介：易 顺(1993—)，男，博士研究生，主要从事随机场理论及其在城市地下空间开发应用的研究。E-mail: sunyee_123@163.com。

Deformation of shield tunnels considering small strain in soft soil areas

YI Shun[1, 2, 3, 4], CHEN Jian[1, 2, 3, 4], KE Wen-hui[5], CHEN Bin[6, 7], LIU Fu-sheng[8], HUANG Jue-hao[1, 2, 3, 4]

(1. State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071, China; 2. University of Chinese Academy of Sciences, Beijing 100049, China; 3. Hubei Key Laboratory of Geo-Environmental Engineering, Wuhan 430071, China; 4. The Soft Soil Research Center in Ningbo University of Technology, State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Ningbo 315211, China; 5. Wuhan Municipal Construction Group Co., Ltd., Wuhan 430023, China; 6. School of Civil and Transportation Engineering, Ningbo University of Technology, Ningbo 315211, China; 7. Ningbo Rail Transit Group Co. Ltd., Ningbo 315040, China; 8. China Railway Siyuan Survey and Design Group Co., Ltd., Wuhan 430063, China)

Abstract: The shield tunnel will inevitably cause soil disturbances and endanger the safety of nearby structures. Therefore, it is particularly important to accurately predict the deformation caused by the shield tunnel. The small strain model in FLAC^{3D} is used as a starting point, and the effectiveness and superiority of the small-strain plastic hardening model (PH-SS model) considering the small strain characteristics of soils are verified by the trixial simulation tests. Based on the shield tunnel in Shanghai soft soil areas, the MC model and the PH-SS model are used to study the displacement fields of surrounding soils caused by the shield tunnel. The study indicates that the PH-SS model can distinguish the difference between the loading and unloading moduli reflect the attenuation of the shear modulus of soils with the increasing shear strain, and it is more reasonable for showing the behavior of soft soils. When the stress release coefficient is less than 0.3, it doesn't show much difference whether the small strain is considered or not in predicting the surface settlement. However, when the stress release coefficient is greater than 0.3, it is necessary to consider the small strain in soft soils. Large release coefficient of the shield tunnel will lead to greater mechanical response of soil stress-related modulus and larger deformation. By comparing the

基金项目：国家自然科学基金项目（51909259，52079135，52008122）；宁波市公益类科技计划项目（2019C50012）；湖北省建设科技计划项目(2018)；中国科学院国际合作局国际伙伴计划(131551KYSB20180042）

收稿日期：2020－09－01

*通信作者（E-mail: jchen@whrsm.ac.cn）

numerical results with the measured data, it can be obtained that the settlement predicated by the PH-SS model is closer to the measured data than that obtained by MC model, and it is more reasonable in predicating the surface deformation of actual shield tunnel by the PH-SS model.

Key words: shield tunnel; small strain in soft soil area; PH-SS model; MC model; soil layer deformation

0　引　　言

近年来，盾构施工技术已经在地铁隧道中得到了广泛的应用，如何正确预测城市地下工程施工对周围地层变形尤其是地表位移显得异常重要[1-2]。纵观目前的地下施工技术，理论研究明显不足，实际施工大多数依赖于工程经验，因此，许多学者对盾构隧道施工引起的地层变形进行了研究。Peck[3]于 1969 年提出了一种经验公式来预测地表沉降变形，许多工程实例已经证明了它的使用效果，但该公式中参数的选取往往取决于实际工程经验，未考虑土层条件，也不能预测深部土层位移情况；吴昌胜等[4]研究了不同盾构直径对隧道地层损失率和地表沉降的影响；张冬梅等[5]在研究隧道地表沉降时考虑了衬砌局部渗流作用的影响。以上研究均没有考虑土体的小应变特性，而大量工程实测数据表明，实际工程诸如地铁、基坑变形等中岩土体应变都很小，主要集中在 0.01%～0.3%[6-7]，在此情况下，土体的剪切刚度是随着应变的增加而减小的，土体在小应变阶段的刚度要远大于较大应变阶段的刚度。众多的岩土试验[8-9]也表明，土体的剪切模量与剪应变之间存在一种非线性关系，图 1 是相应的归一化刚度退化曲线。

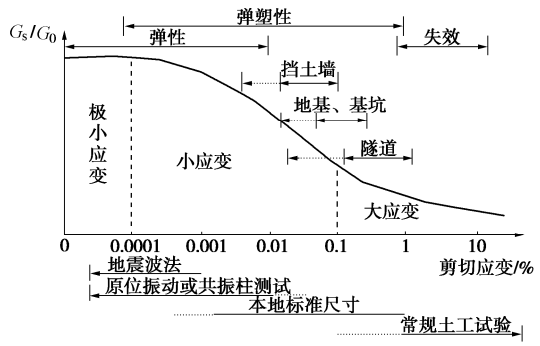


图 1 刚度衰减曲线和应变范围

Fig. 1 Curves of stiffness decreasing with strain and ranges of strain

Lee 等[10-11]的研究表明，利用理想弹塑性本构模型（莫尔–库仑模型）来预测实际盾构施工变形，其结果偏于保守。因此，土体小应变特性会对预测盾构施工地层尤其是地表变形产生重要的影响。

鉴于此，本文从小应变塑性硬化本构（PH-SS 模型）[12]和莫尔–库仑本构（MC 模型）出发，对盾构施工地层变形规律展开了研究。首先基于三轴模拟试验证实了 PH-SS 模型反映土体小应变特征的有效性；依托上海某一软土隧道工程，比较 PH-SS 模型和 MC 模型在模拟盾构施工中地表及深部土体变形规律的异同；最后结合现场监测数据，说明 PH-SS 模型在盾构施工地表变形预测中的先进性和合理性。

1　PH-SS 模型的介绍

1.1　有限差分程序中的小应变本构模型

针对有限差分程序中的小应变特性研究，尹骥[13]在室内试验的基础上，利用 FLAC^{3D} 中内嵌的 fish 语言将试验结果应用到有限差分程序的二次开发中，但这往往难度较大，同时自定义的本构模型往往受到试验结果较大的影响。本文利用 FLAC^{3D} 内置的 Plastic Hardening-Small Strain model（简称 PH-SS 模型）[12]来反映土体的小应变特性。

PH-SS 模型以硬化土模型（PH 模型）为基础，充分考虑了 BENZ[8]提出的卸载—再加载应变相关刚度关系，将土体的小应变特性考虑到有限差分程序中，最终用小应变参数 G_0（初始剪切模量）和 γ_{70}（剪应变阈值）来反应土体的小应变特性。除此之外，PH-SS 还包含了 11 个硬化土模型参数：有效黏聚力 c'、膨胀角 ψ、有效内摩擦角 φ'、三轴固结排水剪切试验的参考割线模量 E_{50}^{ref}、固结试验的参考切线模量 $E_{\mathrm{oed}}^{\mathrm{ref}}$、三轴固结排水卸载再加载试验的参考加卸载模量 $E_{\mathrm{ur}}^{\mathrm{ref}}$、与模量应力水平相关的幂指数 m、参考应力 p^{ref}、破坏比 R_{f}、泊松比 ν、正常固结时的静止侧压力系数 K_0。

PH 模型以增量弹性定律来描述弹性行为；采用的是剪切屈服流动准则，确定剪切硬化开始和发展的剪切屈服函数可以表示为

$$f^{\mathrm{s}}=\frac{E_{\mathrm{ur}}}{E_i}\cdot\frac{q_{\mathrm{a}}q}{(q_{\mathrm{a}}-q)}-q-\frac{E_{\mathrm{ur}}\gamma^{p}}{2}=0\quad 。\qquad (1)$$

式中　$E_{\mathrm{i}}=2E_{50}/(2-R_{\mathrm{f}})$是初始变形模量；$q_{\mathrm{a}}=q_{\mathrm{f}}/R_{\mathrm{f}}$，破坏比 R_{f}是一个比 1 还小的值（通常取 0.9）；而最终偏应力 q_{f}的定义和莫尔–库仑准则是一致的，q 是偏应力，PH 模型还引入一种截止因子 f_{cut}（Cut-off）以防止偏应力过大；γ^{p} 是剪切硬化参数（内部变量之一），$\Delta\gamma^{\mathrm{p}}=-(\Delta\varepsilon_1^{\mathrm{p}}+\Delta\varepsilon_2^{\mathrm{p}}+\Delta\varepsilon_3^{\mathrm{p}})$，由此可见，$\gamma^{\mathrm{p}}$ 与 3 个塑性应变有关。

PH 模型中的体积塑性应变和剪切塑性应变之间的流动规律如下：

$$\Delta\varepsilon_{\mathrm{v}}^{\mathrm{p}}=\sin\psi_m\Delta\gamma^{\mathrm{p}} \quad 。 \tag{2}$$

式中，$\sin\psi_m$ 为动力膨胀角，应该小于或等于定义的最终膨胀角 ψ。

PH 模型的剪切势函数为

$$g^s=(-1+\sin\psi_m)+(1+sin\psi_m)\sigma_3/2 \quad 。 \tag{3}$$

式中，σ_1 为最大主应力，σ_3 为最小主应力。

为了避免土体达到临界孔隙状态 $e_{\max}$ 时发生过度膨胀，对膨胀角进行了稍微修改。主要是采用 Schanz 等[14]提出的一种设定分割线方法：

$$\sin\psi_{\mathrm{m}}^{\mathrm{cut}}=0 \quad (e\geqslant e_{\max}) \quad 。 \tag{4}$$

这时为避免膨胀角的突然变化，对膨胀角进行平滑处理：

$$\sin\psi_{\mathrm{m}}^{\mathrm{smooth}}=100(1-e/e_{\max})\sin\psi_{\mathrm{m}} \quad (e\geqslant 0.99e_{\max})。 \tag{5}$$

对有截止因子 f_{cut}（Cut-off），光滑处理（Smoothing）和没有截止因子 f_{cut}（No Cut-off）3 种情况下的土体膨胀规律进行了如图 2 所示的对比，可以看出，光滑处理（Smoothing）情况下的数值计算最为稳定（渐变过程），与实际情况也最为贴近。

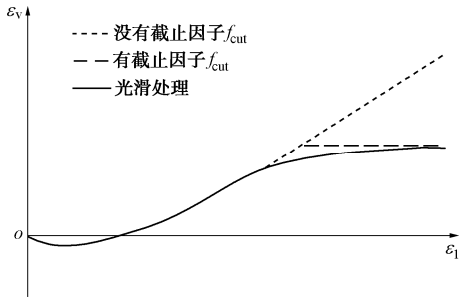


图 2 标准三轴压缩试验的体积应变曲线

Fig. 2 Curves volumetric strain of standard triaxial compression tests

PH 模型的体积屈服函数定义为

$$f^v=g^v=\tilde{q}^2/a^2+p^2-p_{\mathrm{c}}^2=0 \quad 。 \tag{6}$$

式中 α 为一个常量，是基于数值固结仪测试推导得到的；$\tilde{q}$ 为一个剪应力量度；p 为硬化参数，而硬化参数初值 p_{c}（代表是先前固结压力）可以由初始应力状态和超固结比 OCR 来确定。此处的体积硬化采用相关联流动法则。

PH-SS 模型中的小应变特性是由小应变参数 G_0 和 γ_{70} 来反映的，其相应的关系式为

$$G/G_0=(1+0.385\gamma/\gamma_{70})^{-2} \quad , \tag{7}$$

式中 γ_{70} 为剪切模量衰减到初始剪切模量的 70%所对应的剪应变；初始剪切模量 G_0 可以由参考压力 p^{ref} 下的模量 G_0^{ref} 在极小的应变水平下得

$$G_0=G_0^{\mathrm{ref}}\left(\frac{c'\cos\phi'+\sigma_3'\sin\phi''}{c'\cos\phi'+p^{\mathrm{ref}}\sin\phi'}\right)^m \quad 。 \tag{8}$$

考虑到土体的实际情况，有限差分程序在 PH-SS 模型中充分考虑了卸载剪切模量 G_{ur} 和卸载弹性模量 E_{ur} 之间的关系，并设置了一个下限值：

$$G_{\mathrm{ur}}=E_{\mathrm{ur}}/[3(1-2v)] \quad 。 \tag{9}$$

1.2 基于三轴模拟试验的 PH-SS 模型分析

利用 FLAC^{3D} 构建三轴压缩数值计算模型，模型尺寸为 1 m×1 m×1 m，围压为 100 Pa。为说明 PH-SS 模型在反映软土加载和卸载过程的优越性，该三轴模拟试验利用不同的本构模型（MC 模型，PH 模型和 PH-SS 模型）进行计算，且每种情况下都采用相同的循环荷载过程。

图 3 为三轴试样偏应力随轴向应变的变化曲线。可以看出，MC 模型的卸载模量和加载模量是相同的；PH 模型能够反映加载和卸载模量的差异性，但是不区分加载路径和卸载路径；PH-SS 模型不仅能够区分加载和卸载模量的差异，而且能较好地区分加载路径和卸载路径，这种情况最符合相关试验[15]的结果，同时也和谢东武等[16]的模拟结果保持一致。PH-SS 模型中出现回滞环进一步说明，随着剪应变的增大，土体的剪切模量迅速衰减，在加载—卸载的过程中产生塑性积累。

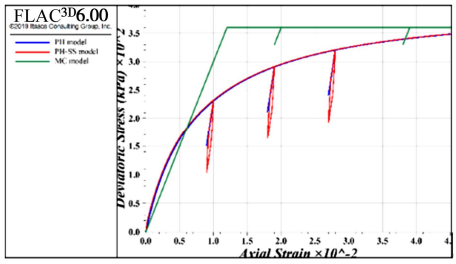


图 3 三轴试验中加卸载的应力应变曲线

Fig. 3 Stress-strain curves of loading and unloading in triaxial tests

图 4 为三轴试样的剪切模量随剪应变的变化曲线。由此可知：MC 模型和 PH 模型中的模量始终保持恒定；而 PH-SS 模型能够较好地反应土体模量随剪应变增大逐渐衰减的特性，并达到一个下限值，这与式（9）是保持一致的，说明了 PH-SS 模型能够很好地表现土体的小应变特性。

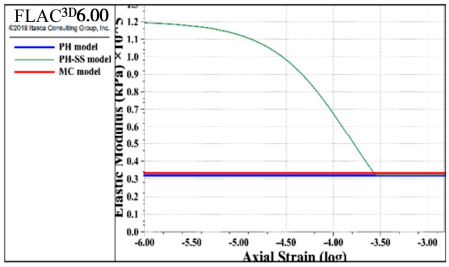


图 4 剪切模量随剪应变的关系曲线

Fig. 4 Curve of shear modulus with shear strain

表 1 PH-SS 模型的土体参数[17-20]

Table 1 Parameters of soil of PH-SS model

介质	γ /(kN·m^{-3})	ν	φ/(°)	c/kPa	E_{50}^{ref} /MPa	E_{ur}^{ref} /MPa	G_0^{ref} /MPa	p^{ref} /kPa	m	γ_{70} /10^{-4}
1 素填土	18.0	0.35	18.0	10.0	4.0	23.2	92.8	100	0.9	2
2 粉质黏土	18.7	0.35	15.0	18.0	6.0	34.8	139.2	100	0.9	2
3 淤泥质粉质黏土	18.0	0.35	24.0	10.0	5.0	29.0	116.0	100	0.9	2
4 淤泥质黏土	17.0	0.35	19.5	10.0	4.0	23.2	92.8	100	0.9	2
5-1 粉质黏土	18.3	0.35	18.5	12.0	5.0	29.0	116.0	100	0.9	2
5-2 粉质黏土	18.3	0.35	21.0	15.0	6.5	37.7	150.8	100	0.9	2
6 粉质黏土	19.9	0.35	17.0	30.0	6.4	37.1	148.4	100	0.9	2
7-粉质黏土夹粉砂	20.1	0.30	26.3	6.0	10.2	59.2	236.6	100	0.9	2

2　基于不同模型的盾构隧道地层变形分析

2.1　计算模型的建立

根据上海某隧道[17]的实际工程情况，建立二维数值模型。其中，隧道埋深为 11.9 m，隧道直径为 D 为 6.2 m。为避免边界的影响，X 两侧方向取 6 倍的直径尺寸，下底边界取 3 倍的直径尺寸，即模型尺寸为 76 m×40 m（宽×高）。隧道周围取 1 倍的隧道半径进行加密处理，单元尺寸为 0.5 m，其他单元尺寸为 1 m，数值模型共计有 11942 个节点、5880 个单元。

本文分别利用 PH-SS 模型与 MC 模型对土体的力学行为进行模拟。参照文献[17～20]，确定上海地区典型土层的小应变模型参数见表 1。为保证数值计算结果更具有对比性，MC 模型参数选取与 PH-SS 模型中相同的数值（其中，弹性模量取对应土层的加卸载模量）。衬砌材料利用 shell 单元来模拟，衬砌结构为线弹性材料，γ =24.5 kN·m^{-3}，ν =0.2；E= 24.44×10^3 MPa，衬砌厚度 d=0.35m。

2.2　计算方案

采用应力释放法模拟盾构隧道的开挖和支护过程[21]。利用不同的应力释放系数（λ 为 0.1，0.2，0.3，0.4）反映隧道周围的地应力因开挖所引起的扰动程度。本文分别采用 PH-SS 和 MC 两种本构模型，总计八组计算工况，如表 2。

表 2 计算工况设计

Table 2 Design of numerical cases

工况名称	是否考虑小应变特性	本构模型	应力释放系数 λ
MC-0.1	否	MC	0.1
MC-0.2			0.2
MC-0.3			0.3
MC-0.4			0.4
PH-SS-0.1	是	PH-SS	0.1
PH-SS-0.2			0.2
PH-SS-0.3			0.3
PH-SS-0.4			0.4

为研究深部土体的水平位移情况，取 5 个剖面（编号为#1，#2，#3，#4 和#5，相对位置分别如图 5 所示）为研究对象。对于地层竖向位移情况，本文重点关注地表、地表以下 5 m 处、地表以下 10 m 处、以及隧道以下 5 m 处的地层隆沉规律。

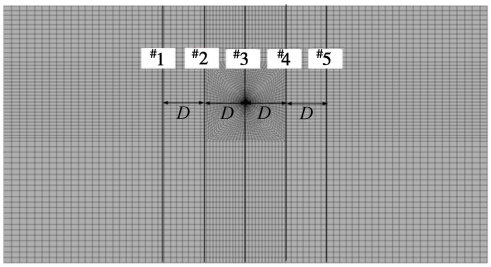


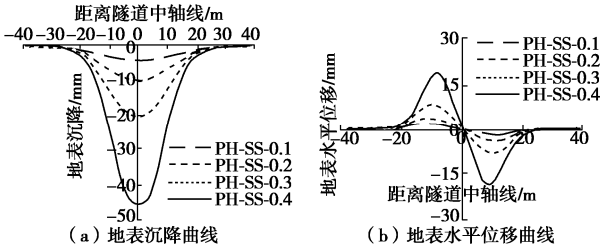
图 5 深层位移分析剖面位置示意图

Fig. 5 Profile locations for displacement analysis of deep soils layers

2.3　地表位移分析

图 6 给出了利用 PH-SS 模型计算得到的地表位移曲线，图 7 是利用 MC 模型计算得到的地表位移曲线。

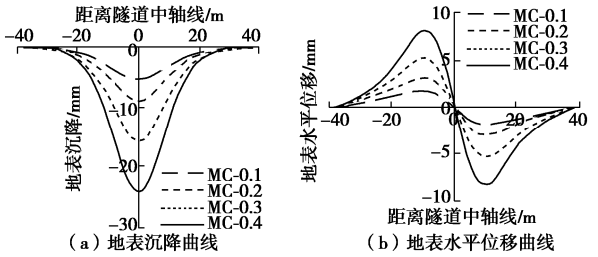
由图 6，7 可知，两种地表沉降规律大致相似，但是在较大应力释放系数情况下（如 λ =0.4），PH-SS 模型下的最大地表位移明显比 MC 模型下的地表位移大很多；在同一种本构模型计算工况下，应力释放系数越大，地表变形（竖向沉降、水平位移）越大，这是因为应力释放系数较大时，地层的应力扰动较大，造成地表变形较大。由图 8 可以得到，当应力释放系数小于 0.3 时，采用 MC 模型和 PH-SS 模型计算得到的地层损失率和最大地表沉降差别相对较小；但是当应力释放系数大于 0.3 时，采用 PH-SS 模型比 MC 模型计算的结果大得多，此时考虑模型之间的差异是必要的，这是因为盾构开挖应力释放系数较小（地层扰动较小）时，地层变形的小应变行为表现得不明显，当应力释放系数较大（地层扰动较大）时，小应变特征则十分明显，此时因剪应变而引起的刚度变化则十分显著。



（a）地表沉降曲线 （b）地表水平位移曲线

图 6 利用 PH-SS 模型计算得到的地表位移曲线

Fig. 6 Curves of surface displacement based on PH-SS model



（a）地表沉降曲线 （b）地表水平位移曲线

图 7 利用 MC 模型计算得到的地表位移曲线

Fig. 7 Curves of surface displacement based on MC model

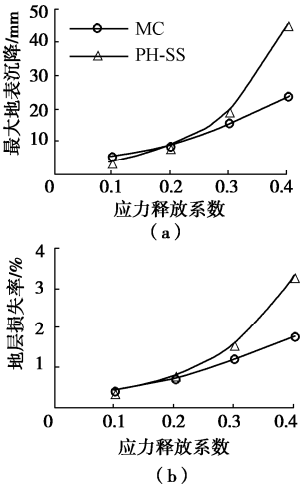
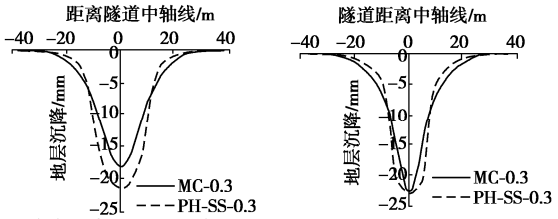


图 8 地表最大沉降值、地层损失率与应力释放系数之间的关系

Fig. 8 Relationship among maximum surface settlement, volume loss rate and stress release coefficient

2.4 深部土层位移分析

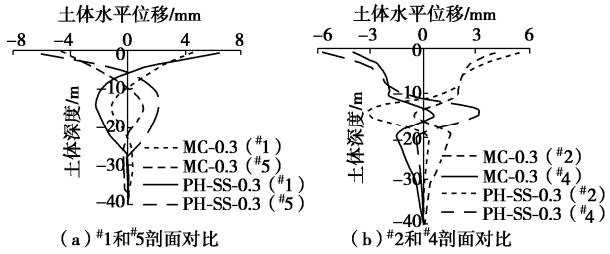
以应力释放系数为 0.3 为例进行两种本构模型下的深部土层位移分析。图 9 分别为地表以下 5 m、地表以下 10 m 的土层沉降的对比曲线，可以得到，深部土层位移场中的考虑小应变特性的沉降槽宽度比不考虑小应变特性的情况要小一些。图 10 是剖面#1，#2，#4，#5 剖面的水平位移曲线，鉴于#3 剖面处于中央的位置，水平位移的差异性不明显，所以不单独列出#3 剖面的曲线。对图 10 的结果进行分析，沿着隧道对称的剖面（#1 和#4，#2 和#5）的水平位移变化规律沿隧道轴线对称，当埋深较浅时，由于地层沉降槽的形成产生了趋向隧道轴线方向的水平位移，而当埋深达到开挖面附近时，由于盾构管片的挤压作用，水平位移变成正值（土体沿着坐标轴正向移动），随着分析剖面与隧道轴向距离的增加，岩土体受开挖扰动的影响逐渐减小。由此可见，盾构推进引起隧道周围土体向开挖面临空移动，最终水平位移大致关于中轴线对称。同时，考虑到隧道开挖造成周围地层在不同方向都产生了卸载作用，因而考虑土体加载模量和卸载模量的差异性时，土体模量变化较大，PH-SS 模型相较 MC 模型在隧道轴线埋深处的地层水平位移更大。



（a）地表以下5 m地层 （b）地表以下10 m地层

图 9 地表以下地层剖面的沉降曲线

Fig. 9 Settlement curves of soil layers below surface



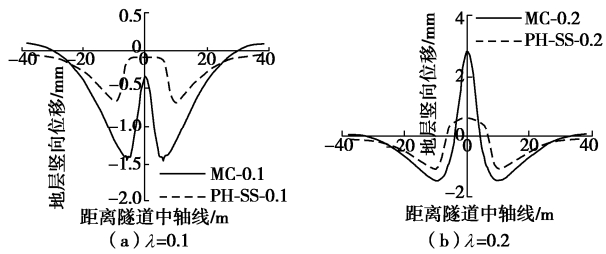
（a）#1和#5剖面对比 （b）#2和#4剖面对比

图 10 深部土体剖面的水平位移曲线

Fig. 10 Curves of horizontal displacement of deep soil profile

2.5 隧道以下地层隆起分析

盾构开挖会引起隧道以下地层发生卸载，PH-SS 模型能区分土体加载和卸载模量的差异性。图 11 给出了不同应力释放系数情况下的隧道以下地层的位移规律。可以看出，两种本构模型下的地层位移规律差异较大。图 12 给出了对应地层处的最大隆起量（隆起为正、沉降为负）变化规律。可以看出，PH-SS 模型计算隆起量比 MC 模型计算值较小，并且当应力释放系数增大时，其差异性逐步增大，说明应力释放系数越大(地层扰动越大)，应力相关模量的力学响应越明显，这也与前述保持一致，说明了 PH-SS 模型在地层隆起研究中的适宜性。



（a）λ=0.1 （b）λ=0.2

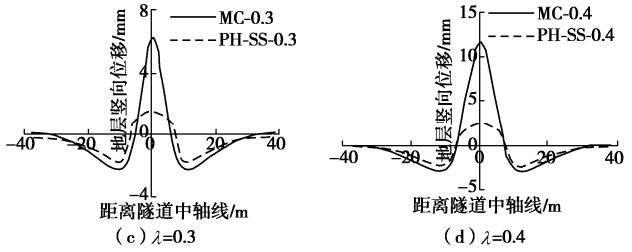


图 11 不同应力释放系数下的隧道以下 5 m 地层处的隆沉规律

Fig. 11 Heave or settlement curves of layer 5 m below tunnel under different stress release coefficients

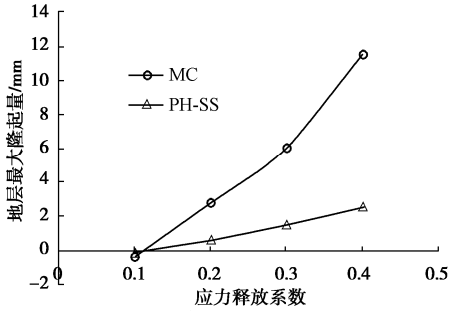


图 12 地层隆起量随应力释放系数的变化曲线

Fig. 12 Curves of soil layer uplift with stress release coefficient

3 与实测数据对比

根据上述研究，地层变形受到应力释放系数的影响较大。而实际工程情况受很多因素的影响，本文从简单问题出发，以地层损失为衡量标准[22]，通过三维数值计算结果反演二维模型的应力释放系数。三维模拟按照现场工况进行，每步推进 1 个管片环宽即 1.0 m，利用强度不同的等代层来模拟注浆层及超挖层部分，最终确定二维数值计算的应力释放系数为 0.38。因此，将 λ=0.38 情况下基于 PH-SS 模型和 MC 模型的数值计算结果与文献[17]中的监测数据进行对比，如图 13 所示。

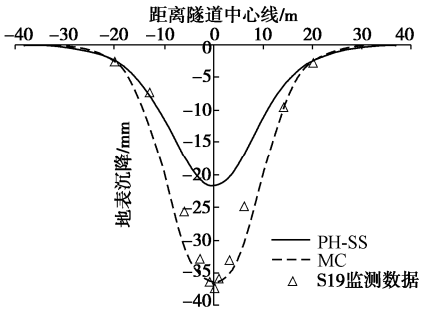


图 13 数值计算结果与实测数据对比

Fig. 13 Comparison between numerical results and measured data

由此可知，利用 PH-SS 模型计算的地表沉降值更大，其地表沉降曲线相较 MC 模型更加符合实际监测结果，因此验证了预测盾构隧道地层变形中考虑小应变特性的必要性，同时也说明了 PH-SS 模型在预测地表沉降变形中的适用性。

4 结　论

软土地区盾构施工中的大部分区域处于小应变的状态，本文基于 FLAC^{3D} 内置的 MC 模型和 PH-SS 模型对盾构施工地层变形规律展开研究。首先基于三轴模拟试验证明了 PH-SS 在表现土体小应变特性方面的合理性和优越性；依托上海某软土隧道工程，分别利用 MC 模型和 PH-SS 模型进行二维盾构施工数值计算研究，着重研究了地层变形尤其是地表沉降随应力释放系数的演化规律，以及利用两种本构模型计算所得结果之间的差异性；最后将数值结果与现场数据进行了对比。

（1）相较 MC 模型，PH-SS 模型不仅可以区分软土加载和卸载模量的差异性，而且可以较好地反映土体剪切模量随剪应变增大而逐渐衰减的特性，在表现软土行为时更为合理。

（2）当应力释放系数小于 0.3 时，预测地表沉降时考虑小应变特性与不考虑时的情况区别不大；但是当应力释放系数大于 0.3 时，考虑土体小应变特性是十分必要的。

（3）应力释放系数越大，土体应力相关模量的力学响应越明显，地层变形越大。

（4）数值计算结果与实测数据进行对比的结果表明，考虑小应变特性的 PH-SS 模型地表沉降更大，与实测数据更为贴近，说明了 PH-SS 模型在预测盾构隧道地表变形规律更为合理。

参考文献：

[1] LEU Sou-Sen, LO Hsien-Chuang. Neural-network-based regression model of ground surface settlement induced by deep excavation[J]. Automation in Construction, 2004, **13**(3): 279－289.

[2] 廖少明, 余　炎, 白廷辉, 等. 盾构隧道叠交施工引起的土层位移场分布规律[J]. 岩土工程学报, 2006(4): 485－490. (LIAO Shao-ming, YU Yan, BAI Yan-hui, et al. Distribution law of soil displacement field caused by overlapping shield tunnel[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006(4): 485－490. (in Chinese))

[3] PECK R B. Deep excavations and tunnelling in soft ground[C]// Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. 1969, Mexico.

[4] 吴昌胜, 朱志铎. 不同直径盾构隧道地层损失率的对比研究[J]. 岩土工程学报, 2018, **40**(12): 2257－2265. (WU

Chang-sheng, ZHU Zhi-duo. Comparative study on volume loss rate of shield tunnels with different diameters[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(12): 2257－2265. (in Chinese))

[5] 张冬梅, 黄宏伟, 杨 峻. 衬砌局部渗流对软土隧道地表长期沉降的影响研究[J]. 岩土工程学报, 2005, **27**(12): 1430－1436. (ZHANG Dong-mei, HUANG Hong-wei, YANG Jun. Study on long-term settlement of soft soil tunnel surface caused by lining local seepage[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, **27**(12): 1430－1436. (in Chinese))

[6] PUZRIN A M, BURLAND J B. Non-linear model ofsmall-strain behaviour of soils[J]. Géotechnique, 1998, **48**(2): 217－233.

[7] BURLAND J B. Small is beautiful-the stiffness of soils atsmall strains[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1989, **26**: 499－516.

[8] BENZ T. Small strain stiffness of soils and its numerical consequences[D]. Stuttgart: University of Stuttgart, 2006.

[9] ISHIHARA K J. Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics[M]. Oxford: Oxford University Press, 1996.

[10] LEE K M, ROWE R K. Effects of undrained strength anisotropy on surface subsidence induced by the construction of shallow tunnels[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2011, **26**(2): 279－291.

[11] LEE K M, ROWE R K. Deformations caused by surface loading and tunnelling: the role of elastic anisotropy[J]. Géotechnique, 1989, **39**(1): 125－140.

[12] FLAC3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions), Version 6.0, User manual[R]. USA: ltasca Consulting Group, Inc. 2017.

[13] 尹 骥. 上海地区非饱和粉质黏土本构模型的研究[D]. 上海: 同济大学, 2008. (YIN Ji. Study on Constitutive Model of Unsaturated Silty Clay in Shanghai[D]. Shanghai: Tongji University, 2008. (in Chinese))

[14] SCHANZ T, VERMEER P A, BONNIER P G. The hardening soil model: Formulation and verification[C]// Beyond 2000 inComputional Geotechnics-10 Years of Plaxis. Amsterdam: [s. n.], 1999: 281－296.

[15] 曹 勇, 孔令伟, 杨爱武. 海积结构性软土动力性状的循环荷载波形效应与刚度软化特征[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(3): 583－589. (CAO Yong, KONG Ling-wei, YANG Ai-wu. Cyclic load waveform effect and stiffness softening characteristics of dynamic behavior in marine soft soil area[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(3): 583－589. (in Chinese))

[16] 谢东武, 管 飞, 丁文其. 小应变硬化土模型参数的确定与敏感性分析[J]. 地震工程学报, 2017, **39**(5): 898－906. (XIE Dong-wu, GUAN Fei, DING Wen-qi. Determination and sensitivity analysis of parameters of small strain hardening soil model[J]. Journal of Earthquake Engineering, 2017, **39**(5): 898－906. (in Chinese))

[17] LEE K M, JI H W, SHEN C K, et al. Ground response to the construction of Shanghai Metro Tunnel-Line2[J]. Soils and Foundations, 1999, **39**(3): 113－134.

[18] 梁发云, 贾亚杰, 丁钰津等. 上海地区软土 HSS 模型参数的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(2): 269－278. (LIANG Fa-yun, JIA Ya-jie, DING Yu-jin, et al. Experimental study on parameters of HSS model for soft soil in Shanghai[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(2): 269－278. (in Chinese))

[19] 王卫东, 王浩然, 徐中华. 上海地区基坑开挖数值分析中土体 HS-Small 模型参数的研究[J].岩土力学, 2013, **34**(6): 1766－1774. (WANG Wei-dong, WANG Hao-ran, XU Zhong-hua. Study of parameters of HS-Small model used in numerical analysis of excavations in Shanghai area[J]. Rock and soil Mechanics, 2013, **34**(6): 1766－1774. (in Chinese))

[20] 侯景军, 何 俊, 汤正俊, 等. 软土基坑中内插 H 型钢重力式挡土墙支护的变形及稳定性的有限元研究[J]. 岩土力学, 2014, **35**(增刊 1): 431－436. (HOU Jing-jun, HE Jun, TANG Zheng-jun, et al. Application of gravity retaining wall with H-shaped steel in soft soil foundation pit[J]. Rock and soil Mechanics, 2014, **35**(S1): 431－436. (in Chinese))

[21] 张传庆, 冯夏庭, 周 辉, 等. 应力释放法在隧洞开挖模拟中若干问题的研究[J]. 岩土力学, 2008, **29**(5): 1174－1180. (ZHANG Chuan-qing, FENG Xia-ting, ZHOU Hui, et al. Study on several issues in tunnel excavation simulation by stress release method[J]. Rock and soil Mechanics, 2008, **29**(5): 1174－1180. (in Chinese))

[22] Möller, Sven Christian. Tunnel induced settlements and structural forces in linings[R]. Stuttgart: Univ. Stuttgart, Inst. f. Geotechnik, 2006.

（编校：胡海霞）

DOI：10.11779/CJGE2020S2032

基于竖井台站实测强地震动记录的剪切波速反演

李 林，黄杜若，金 峰*
（清华大学水利水电工程系，北京 100084）

摘 要：基于日本地震台站网 KiK-net 实测地震记录，提出了一种土体动力模型参数的反演算法。该算法采用基于无迹卡尔曼滤波技术的贝叶斯估计方法，能够充分结合先验信息，对参数及其不确定性进行估计。首先使用了一个数值算例，验证了该算法在无模型误差下能够成功估计土体动力模型参数。然后用 KiK-net 实测地震动数据进行了剪切波速结构的反演，得到的结果表明，该算法反演得到的参数能够较好地表征土体线性特征，且可以对土体的动力响应得到较好的预测结果。

关键词：场地效应；参数反演；贝叶斯估计；边界面塑性模型
中图分类号：TU435 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－4548(2020)S2－0179－06

作者简介：李 林(1997—)，男，博士研究生，主要从事土动力学与地震工程研究。E-mail: ll2016010307@gmail.com。

Inversion of shear wave velocity based on downhole array strong motion recordings

LI Lin, HUANG Du-ruo, JIN Feng
(Department of Hydraulic Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China)

Abstract: An inversion algorithm is proposed to estimate the model parameters of soil dynamic response based on the KiK-net downhole array recordings. The algorithm borrows the Bayesian estimation technique using the unscented Kalman filtering, and can make full use of the prior message to obtain the estimation of the model parameters and their uncertainties. By solving a numerical example, it is shown that the algorithm is successful in estimating the dynamic soil properties. After applying the algorithm to a KiK-net station, the results show that the estimation of the shear wave velocity profile can well characterize the linear behavior of soils. Using the estimation of the model parameters of soils, the dynamic response model shows good performance of predicting the response of soil surface.

Key words: site response; parameter inversion; Bayesian estimation; bounding surface plasticity

0 引 言

在岩土地震工程学中，对于线性和非线性土性参数的估计一直是难题，尤其是原位土性参数的估计。工程上常采用取样进行室内试验来获得土性参数，但取样会造成土体原有结构的破坏，引起土样扰动、孔隙结构与含水量改变、应力卸载等，这些因素使得对土体动力参数的估计有较大偏差，特别是对中等到大变形水平下的动力参数影响更大。随着地震观测技术、电子信息技术的快速发展，越来越多的地震台站网在世界各地建立。这些地震台站网能够获得不同地点大量地震实测记录，这些记录相当于大自然做的大量天然实验，合理地运用这些数据，便可以估计特定场地的土性参数。一般工程钻孔能够得到一个较为粗略的土层剪切波速剖面，结合竖井台站井上井下地震记录，对土层剖面重新分层，能够反演一个更为精细的波速结构，这种方法可以被认为是一种获取原位土性的方法。

在地震场地动力响应分析中，频域中分析常采用等效线性法，Kausel 等[1]以及 Huang 等[2]先后对等效线性法进行改进，提出了频率相关的等效线性法及改进方法。除了在频域中分析，也可直接使用数值积分方法在时域中进行分析，该方法可以结合不同的土体本构模型来表征土体的动力行为。Borja 等[3]针对黏土的循环加载行为，提出了边界面塑性模型。Wang 等[4]对该模型进行改进，简化了加卸载准则，提出了简化边界面塑性模型。简化边界面塑性模型能够较好地表征土体非线性动力行为，并且所需参数较少，应用简单。对于土体动力响应模型参数的反演，过去也有一

基金项目：华能集团总部科技项目（HWKJ20-H25）
收稿日期：2020－09－01
*通信作者（E-mail: jinfeng@tsinghua.edu.cn）

些研究，如 Asimaki 等[5]提出了一种基于小波域的全局优化的反演算法来反演土层的剪切波速结构；Tsai 等[6]提出了一种自学习模拟的反分析方法，将场地响应分析和实测数据相结合，建立了一种基于神经网络的土体本构模型。近年来，越来越多的研究开始关注贝叶斯方法在岩土参数估计的应用。Akeju[7]提出了一种贝叶斯方法来估计岩土参数之间的相关性，该方法能够应用较少的数据得到较为准确的参数相关性；Seylabi 等[8]提出了一种基于无迹卡尔曼滤波的贝叶斯反演方法，利用竖井台站地震记录反演土体动力模型参数。贝叶斯方法相比于传统方法，不仅能够获得参数的最优估计，还能对不确定性进行定量分析。

在 Seylabi 和 Asimaki 的贝叶斯反演方法基础上，发展了一套对深层土动力模型参数的反演方法，本文只介绍线性参数即剪切波速的反演。采用基于简化边界面塑性模型的一维场地动力响应分析方法，使用日本 KiK-net 竖井台站数据，对剪切波速进行反演。首先使用一个无模型误差的数值算例对算法在土体动力响应模型的适用性进行了验证，然后使用 KiK-net 实测地震动数据进行了剪切波速结构的反演计算。

1 研究方法

1.1 一维场地动力响应分析

本研究采用 OpenSees（Open System for Earthquake Engineering Simulation）[9]建立土层动力响应有限元模型，假定满足一维场地响应，采用剪切梁建立土层模型。为表征土体小应变阻尼，对模型施加与刚度成正比的瑞利阻尼，

$$C = a_1 K \quad , \tag{1}$$

式中，C 为阻尼矩阵，K 为弹性刚度矩阵，a_1 为阻尼系数。单元材料采用“Multiaxial Cyclic Plasticity”材料模型，该材料采用了简化边界面塑性模型。

简化边界面塑性模型的核心是在应力应变关系中没有纯弹性区域，土体的非线性通过模量的折减体现，模量从小应变下的初始模量渐变到完全塑性状态下的模量值。边界面 B 用于表征完全塑性状态：

$$B := \left\| \hat{\sigma}' - \beta \right\| - R = 0 \quad , \tag{2}$$

式中，$\hat{\sigma}'$ 为边界面上的应力像点，应力应变符号中带有记号（'）则表示偏应力或偏应变，β 为边界面应力反向点，R 为边界面半径，可通过不排水抗剪强度来确定，$R = \sqrt{8/3} S_u$。对于不排水的情况下，边界面和屈服面在偏应力平面（π –平面）的投影为圆，边界面上的应力像点 $\hat{\sigma}'$ 由当前应力点 σ' 和应力反向点 σ'_0 的映射关系确定，如图 1 所示。本构方程为[4]

$$\dot{\sigma}' = 2G_{\max} \left(1 + \frac{3G_{\max}}{H'} \right)^{-1} \dot{\varepsilon}' \quad , \tag{3}$$

式中，$G_{\max}$ 为最大剪切模量，可由土体密度和剪切波速确定，$G_{\max} = \rho V_s^2$，$\dot{\sigma}'$，$\dot{\varepsilon}'$ 为偏应力应变变化率，H' 为硬化模量。

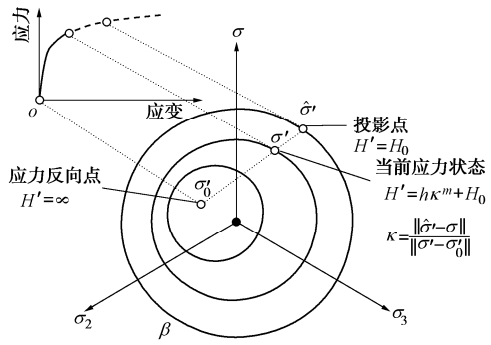


图 1 边界面应力映射关系

Fig. 1 Mapping rules of stress on bounding surface

硬化模量可通过以下方程确定：

$$\left.\begin{aligned} H' &= h\kappa^m + H_0 \ , \\ \kappa &= \frac{\left\| \hat{\sigma}' - \sigma' \right\|}{\left\| \sigma' - \sigma'_0 \right\|} \ , \end{aligned}\right\} \tag{4}$$

式中，H_0 为动力硬化模量，h，m 为硬化参数，控制剪切模量的折减速率。

1.2 土体动力模型参数的贝叶斯反演方法

将土体在地震作用下的动力响应模型视为概率状态空间模型，第 k 个时窗 $[t_1^k,\ t_2^k]$ 的地表响应预测 y_k 与土层性质参数 θ_k 的关系（即量测模型）为

$$y_k = T(\theta_k, \ddot{u}_{g,t_1^0:t_2^k}) \quad , \tag{5}$$

式中，T 为非线性函数，将土层性质参数 $\theta_k \in \mathbb{R}^n$ 和输入加速度序列 $\ddot{u}_{g,t_1^0:t_2^k}$ 映射到地表响应向量 $\boldsymbol{y}_k \in \mathbb{R}^{n_y}$。假设 θ_k 不随时间变化，可表示为高斯随机游走模型，地表响应的实测值和预测值的误差假定满足高斯分布，

$$\left.\begin{aligned} \theta_{k+1} &= \theta_k + w \ , \\ y_k^t &= y_k + v \ , \end{aligned}\right\} \tag{6}$$

式中，$w \in R^n$、$v \in R^{n_y}$ 均为均值为 0 的高斯噪声，w 的协方差为 $Q \in R^{n \times n}$，v 的协方差为 $R \in R^{n_y \times n_y}$。为了找到一组最优土层参数 $\hat{\theta}^{est}$，得到地表响应较为准确的预测，本文采用基于无迹卡尔曼滤波（UKF）技术的贝叶斯估计方法，算法整体框架如图 2 所示。

为了避免不符合实际物理意义的估计出现，需要给每个参数加上一定的约束，

$$A_i \leqslant \theta_i \leqslant B_i \quad (i = 1, 2, \cdots, n) \quad 。 \tag{7}$$

对于有约束的随机变量，在使用无迹变换生成的样本点（也称 sigma 点）也需要满足该约束，本文采

用 Mandela 等[10]提出的带约束的无迹变换，其中 sigma 点 $\hat{\theta}_k^{(i)}$ 和权值 $W^{(i)}$ 的定义如下：

$$\hat{\theta}_k^{(i)}=\begin{cases}\hat{\theta}_k^- & (i=0)\\ \hat{\theta}_k^- +\alpha_k s_i & (i=1,\cdots,2n)\end{cases},$$

$$W^{(i)}=\begin{cases}1-\dfrac{n}{n+\kappa}\times\dfrac{1}{\alpha_k^2} & (i=0)\\ \dfrac{1}{2(n+\kappa)}\times\dfrac{1}{\alpha_k^2} & (i=1,\cdots,2n)\end{cases}, \qquad (8)$$

式中，s_i 为矩阵 $S=[\sqrt{P_k^-}\quad -\sqrt{P_k^-}]\in R^{n\times 2n}$ 的第 i 列，$\alpha_k=\min(X)$，矩阵 X 的每个元素由下式确定：

$$x_{ij}=\begin{cases}\sqrt{n+\kappa}, & (s_{ij=0})\\ \min\left(\sqrt{n+\kappa},\dfrac{B_i-\hat{\theta}_{i,k}^-}{s_{ij}}\right) & (s_{ij}>0)\\ \min\left(\sqrt{n+\kappa},\dfrac{A_i-\hat{\theta}_{i,k}^-}{s_{ij}}\right) & (s_{ij}<0)\end{cases}。 \qquad (9)$$

若 $\alpha_k=\sqrt{n+\kappa}$ 则为无约束无迹变换，κ 为比例系数，决定了 sigma 点在均值附近的分布，这里取 $\kappa=0$。在预测步骤中，参数的估计 $\hat{\theta}_k^+$ 有可能超出约束，因此，在进入到下一步迭代前，需要进行调整，这里采用 Simon[11]提出的一种概率密度函数截断法。

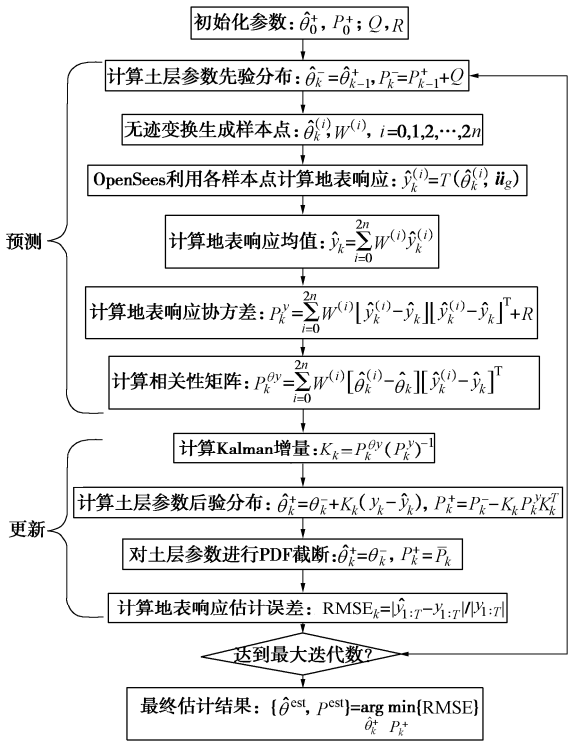


图 2　无迹卡尔曼滤波算法

Fig. 2 Algorithm of unscented Kalman filtering

2　数据来源及处理

本文中，地表响应计算模型采用一维模型，因此，需要选择较符合一维波传播假定的测站进行反演计算。Thompson 等[12]对 KiK-net 100 个测站的场地响应建模的复杂性进行了研究，提出了一种测站分类方法。他们根据测站不同地震记录的传递函数的变异性和实测记录传递函数与一维假定的理论传递函数的匹配度，选出 16 个变异性小、匹配度高的测站，经验证这 16 个测站能够较好地满足一维波传播假定，使用一维计算模型能够较为准确地估计出地表响应。在本文中，选择其中 IWTH08 测站进行土体动力模型参数的反演计算，该测站的位置及土层剖面如图 3 所示。该测站位于日本近海岸，土层 30 m 内的等效剪切波速 V_{s30} 为 305 m/s，土层岩性较单一，岩基上有约 30 m 左右的软土覆盖层。

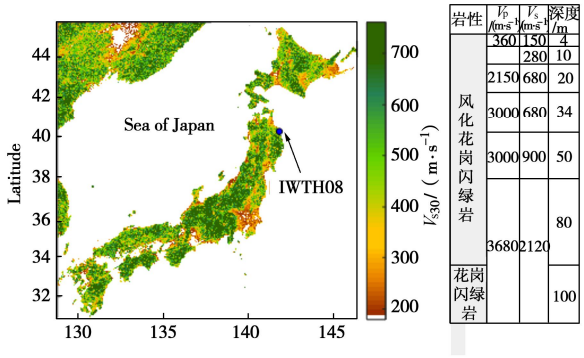


图 3　IWTH08 测站位置及其土层剖面

Fig. 3 Location and soil profile of IWTH08

KiK-net 中包含了大量地震记录，每个测站均有井上和井下三向加速度时间序列[13]。从该测站中获取井上地震动 PGA 小于 0.1g 的地震动数据用于反演剪切波速结构，以确保土体动力响应处于线性阶段。对于每个地震记录，根据震源和测站的方位角，以及地震记录的东西分量和南北分量获取井上井下地震动 SH 分量，然后将井下地震动加速度时间序列作为地底地震动输入，井上地震动加速度时间序列作为地表加速度响应进行反演计算。

3　剪切波速反演算法验证研究

假定 KiK-net 提供的 IWTH08 测站的剪切波速结构为真实波速结构，并假定刚度瑞利阻尼系数 a_1=0.001，则土层参数向量的真实值为

$$\theta^{\mathrm{true}}=[V_{\mathrm{s}1},V_{\mathrm{s}2},\cdots,V_{\mathrm{s}6},a_1]$$
$$=[150,280,400,680,900,2120,0.001]\ , \qquad (10)$$

式中，V_{s} 为剪切波速，反演初始值设定为 $\hat{\theta}_0^+=1.3\theta^{\mathrm{true}}$，参数的初始协方差 $P_0^+=\mathrm{diag}\{(0.15\hat{\theta}_0^+)^2\}$，过程噪声协方差 $Q=\mathrm{diag}\{(10^{-4}\hat{\theta}_0^+)^2\}$，量测噪声协方差 $R=(0.001g)^2I$。其中，$\mathrm{diag}\{\boldsymbol{x}\}$ 表示以向量 $\boldsymbol{x}$ 为对角线元素的对角矩阵，g 为重力加速度（g=9.81 m/s^2），$\boldsymbol{I}$ 为

单位矩阵。

该算例的地底地震动输入如图 4 所示，该地震波的 PGA 为 0.0028g，Arias 强度 5%～95%的时段为 26～36 s。使用 θ^{true} 作为土层参数计算得到的地表加速度响应作为反演的匹配目标，以消除模型误差的影响。时窗起点 $[t_1^1, t_2^1]=[24\text{s}, 26\text{s}]$，每次迭代时窗移动 0.1 s，地震波取点时间间隔 dt= 0.01 s，因此地表加速度响应向量 $\boldsymbol{y}_k \in \mathbb{R}^{200}$。

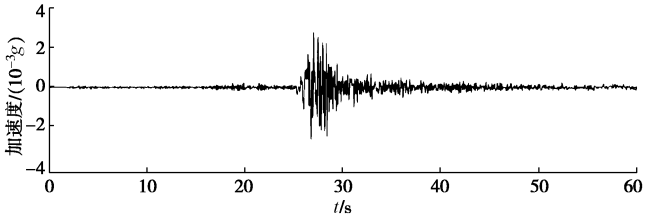


图 4 地底地震动加速度时间序列

Fig. 4 Time histories of acceleration of down hole ground motion

图 5 为土层各个参数后验估计的均值比真实值随着迭代过程的变化曲线，灰色区域为一个标准差内的区域。从该图可以看到，随着迭代的进行，每个参数不断地向真值（红色水平线）逼近，并且标准差也不断减小(灰色条带逐渐变窄)，说明不确定性不断减小。最终各个参数均收敛到真值。

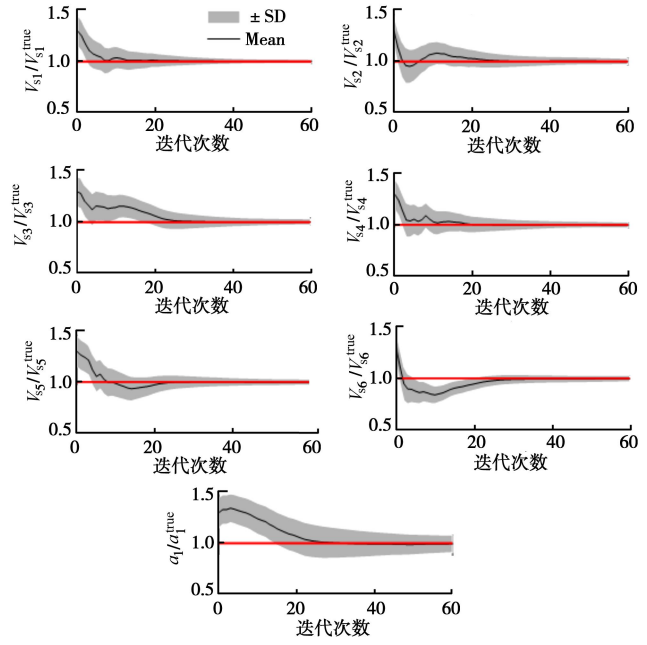


图 5 反演参数随迭代的变化曲线

Fig. 5 Evolution of parameters with iteration

图 6 为剪切波速剖面及传递函数的估计值和初始值与真实值的对比，估计结果和真实结果几乎完全一样。图 7 为分别用剪切波速的估计值、初始值和真实值计算得到的地表加速度响应，从图中可以看出，使用剪切波速的估计值能够得到非常准确的地表响应估计结果。根据该数值算例的反演结果，可以得到在没有模型误差的情况下，UKF 算法能够准确地估计出土体动力模型参数，参数的估计值能够完全收敛于真实值，并且能够得到非常准确的地表响应估计结果。

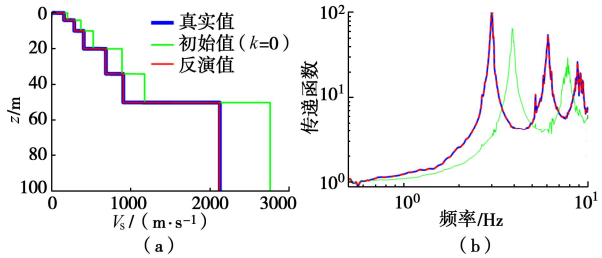


图 6 剪切波速及传递函数估计结果

Fig. 6 Estimation of shear wave velocity and transfer function

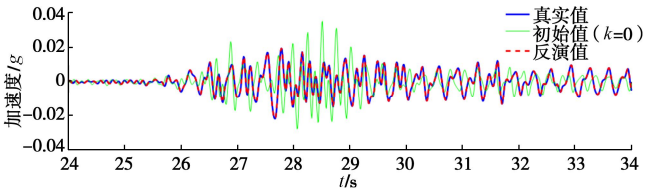


图 7 地表加速度响应对比

Fig. 7 Comparison of time histories of ground surface acceleration

4 剪切波速反演算法应用实例

4.1 剪切波速反演算例分析

图 8 为地震记录 IWTH080508161146 加速度时间序列，该地震发生于 2005 年 8 月 16 日，震源深度为 42 km，震中距 239.06 km，震级为 7.2 级，井上地震动 PGA 为 0.0491g。井下地震动 Arias 强度 5%～95%的时段为 32～68 s，以时窗加速度序列作为反演目标 $\boldsymbol{y}_k$，初始时窗 $[t_1^1, t_2^1]=[28\text{ s}, 30\text{ s}]$，每次迭代时窗移动 0.2 s。

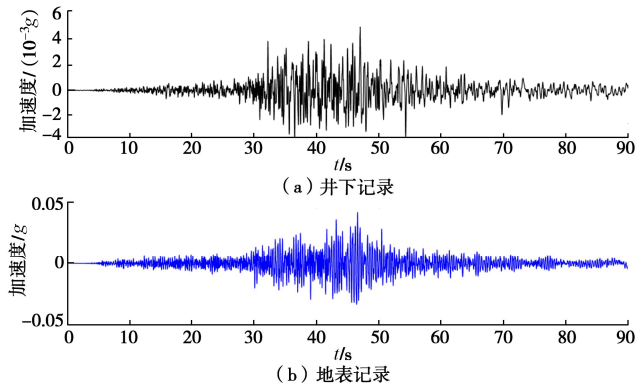


图 8 地震记录 IWTH080508161146 的加速度时间序列

Fig. 8 Time histories of acceleration of event IWTH080508161146

尽管 KiK-net 提供了测站的剪切波速剖面，但这些波速剖面过于粗略且不够精准，无法准确表征场地

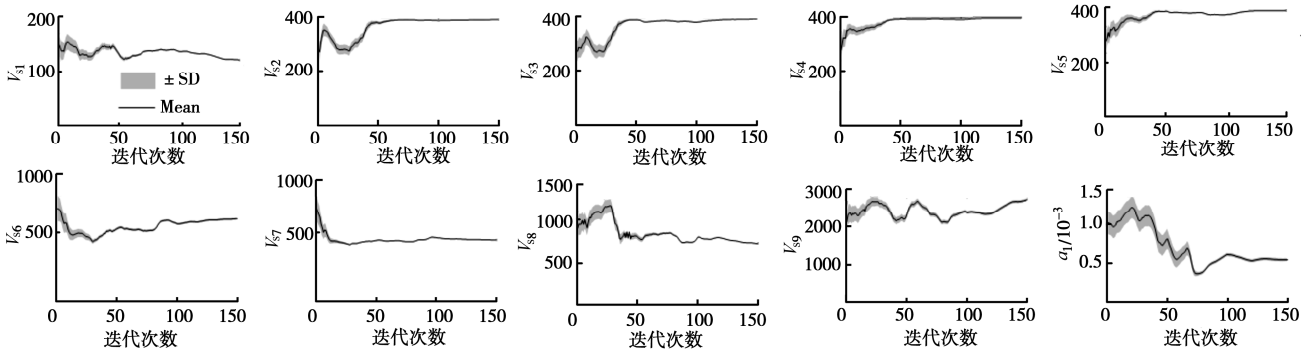


图 9　反演参数随迭代的变化曲线

Fig. 9 Evolution of parameters with iteration

的放大效应。以 KiK-net 提供的剪切波速数据作为反演初始值，瑞利阻尼系数 a_1 初始值假定为 0.001，则 $\hat{\theta}_0^+=[150,280,280,280,280,680,680,900,2120,0.001]$，参数的初始协方差 $P_0^+=\mathrm{diag}\{(0.15\hat{\theta}_0^+)^2\}$，$P_0^+$ 越大，意味着对初始参数的置信度越小，太大的 P_0^+ 有可能造成算法前期迭代不稳定。过程噪声协方差 $Q=\mathrm{diag}\{(10^{-4}\hat{\theta}_0^+)^2\}$。与第 2 节不同，这里使用实测地表响应作为反演的匹配目标。由于地表响应计算模型为理想的一维模型，与实际情况存在较大的误差，同时，地震动的记录也存在噪声。用量测误差的协方差矩阵 R 来表征量测误差大小，R 越大，意味着量测误差越大，参数更新时对匹配目标的估计误差更不敏感，这有可能使得估计结果不准确；R 越小，意味着量测误差越小，参数更新时对匹配目标的估计误差更敏感，这有可能使得算法前期迭代不稳定。经过大量的试验计算，量测误差取地表加速度时间序列 PGA 的 3%～10%能得到相对较好的反演结果，在该算例中取 $R=(0.004g)^2I$。

图 9 为反演参数随迭代的变化曲线，在前 50 次迭代，参数变化比较剧烈，随后参数慢慢收敛，标准差也逐渐减小。图 10 为该算例反演得到的剪切波速结构以及根据该波速结构计算得到的传递函数与实测结果的对比，图 11 为地表加速度响应的估计结果和实测结果的对比。

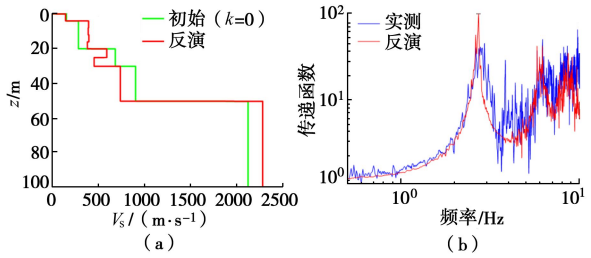


图 10　剪切波速及传递函数估计结果

Fig. 10 Estimation of shear wave velocity and transfer function

从加速度时程上看，反演得到的估计结果在每个相位上都和实测结果非常接近，峰值也基本吻合。反演得到传递函数估计结果也和实测结果较接近，在前 3 个主频上和实测结果基本吻合。这些结果说明，反演得到的剪切波速结构能够较好地反映实际的土层性质，运用该波速结构能较好地预测出在该地震激励下的地表响应。

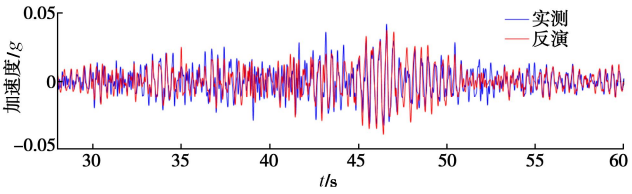


图 11　地表加速度响应估计与实测的对比

Fig. 11 Comparison of time histories of ground surface acceleration

4.2　多条地震记录反演结果

在 IWTH08 测站中选取 10 条以上井上地震动 PGA 在 0.1g 以下的地震记录进行剪切波速的反演计算，得到的剪切波速剖面反演结果及传递函数估计结果如图 12 所示。剪切波速剖面中，黑粗线为反演初始值，每一条灰线代表每条地震记录反演得到的波速结构。对这些剪切波速结构求平均，可以得到每个测站的剪切波速反演结果（图中红线所示）。传递函数中，红线为根据剪切波速反演结果得到的理论传递函数，每条灰线分别为根据每个地震记录井上井下地震动数据得到的传递函数，黑线为所有灰线的平均值。

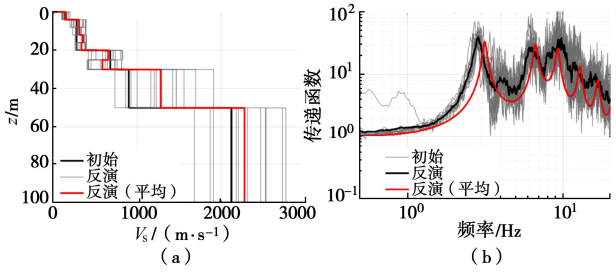


图 12　多条地震记录剪切波速剖面和传递函数估计结果

Fig. 12 Estimation of shear wave velocity profile and transfer function using different ground motions

从图中可以看到，传递函数的估计结果和实测结果比较接近，每个主频频率基本上能够匹配准确，说明反演得到的剪切波速结构能够基本表征土层的线性性质。由于场地存在一定的空间变异性以及地震波传播的复杂性，实测传递函数呈现带状分布，不同地震记录的传递函数存在一定的差异性，这也使得不同地震记录反演得到的剪切波速结构存在较大的差异性，如图 12 所示。此外，反演也可能存在一定程度上的多解性。增大用于反演的地震记录数据量，或者采用一种多条地震记录联合反演的方法，能够在一定程度上减小多解性的影响，得到更接近实际情况的剪切波速结构。

5 结 论

本文探索了一种基于无迹卡尔曼滤波的贝叶斯估计方法，使用日本 KiK-net 台站数据对测站的土体动力响应模型参数进行反演。首先使用一个数值算例验证了该算法的适用性，然后使用 IWTH08 测站实测地震动数据进行了剪切波速反演计算。

（1）基于无迹卡尔曼滤波的贝叶斯反演算法在土体动力响应模型的适用性较好，在没有模型误差的情况下，参数的估计值能完全收敛于真实值，得到非常准确的地表响应估计结果。

（2）使用实测地震数据能够反演得到更精细的剪切波速结构，运用反演得到的剪切波速结构能够较好地表征土层对地震动的放大效应，得到较为准确的地表响应估计结果。

本文基于 KiK-net 地震记录数据，运用贝叶斯反演方法对剪切波速结构进行了反演计算研究。理论上来说，该算法还适用于其他参数及其他土体动力响应模型的反演计算。KiK-net 还记录了很多大震（井上地震动 PGA>0.1g）数据，运用这些大震数据，结合本文的反演算法，还可对土体的非线性特性进行反演分析，获得土体在大变形下的性质特征，这些还有待未来进一步的研究。

参考文献：

[1] KAUSEL E, ASSIMAKI D. Seismic simulation of inelastic soils via frequency-dependent moduli and damping[J]. Journal of Engineering Mechanics, 2002, **128**(1): 34 – 47.

[2] HUANG D, WANG G, WANG C, et al. A modified frequency-dependent equivalent linear method for seismic site response analyses and model validation using kik-net borehole arrays[J]. Journal of Earthquake Engineering, 2020, **24**(5): 827 – 844.

[3] BORJA R I, AMIES A P. Multiaxial cyclic plasticity model for clays[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1994, **120**(6): 1051 – 1070.

[4] WANG G, SITAR N. Nonlinear Analysis of a Soil-Drilled Pier System Under Static and Dynamic Axial Loading[M]. Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, 2006.

[5] ASSIMAKI D, STEIDL J, LIU P C. Attenuation and velocity structure for site response analyses via downhole seismogram inversion[J]. Pure and applied geophysics, 2006, **163**(1): 81 – 118.

[6] TSAI C-C, HASHASH Y M. A novel framework integrating downhole array data and site response analysis to extract dynamic soil behavior[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2008, **28**(3): 181 – 197.

[7] AKEJU O V. Development of Bayesian Probabilistic Methods and Application for Estimation of Engineering Properties of Soil[D]. Hong Kong: City University of Hong Kong, 2017.

[8] SEYLABI E E, ASIMAKI D. Bayesian estimation of nonlinear soil model parameters: theory and field-scale validation at kik-net downhole array sites[J].

[9] MCKENNA F. Opensees: a framework for earthquake engineering simulation[J]. Computing in Science & Engineering, 2011, **13**(4): 58 – 66.

[10] MANDELA R K, KUPPURAJ V, RENGASWAMY R, et al. Constrained unscented recursive estimator for nonlinear dynamic systems[J]. Journal of Process Control, 2012, **22**(4): 718 – 728.

[11] SIMON D. Optimal State Estimation—Kalman, H Infinity and Nonlinear Approaches[M]. Hoboken: Wiley-Interscience, 2006.

[12] THOMPSON E M, BAISE L G, TANAKA Y, et al. A taxonomy of site response complexity[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2012, **41**: 32 – 43.

[13] OKADA Y, KASAHAEA K, HORI S, et al. Recent proyress of seimic observation networks in Japan—Hi-net, F-net, K-net and Kik-net—[J]. Earth, Planets and Space, 2004, **56**(8): XV – XXVIII.

（编校：胡海霞）

DOI：10.11779/CJGE2020S2033

桩承式路堤离心模型试验过程的地基变形分析

姜彦彬[1, 2]，何 斌[1]，钱亚俊[1]，汪璋淳[1]，何 宁[1]

（1. 南京水利科学研究院岩土工程研究所，江苏 南京 210024；2. 金陵科技学院建筑工程学院，江苏 南京 211169）

摘 要：桩承式路堤离心模型地基变形与试验过程紧密相关，通过激光测距法和图像分析法分别研究了各试验阶段复合地基沉降及断面变形的特点及机理。结果表明：1*g* 下制模并使用提高离心加速度的方法模拟路堤堆载无法排除填筑阶段复合地基自身形变，因此高估了路堤填筑阶段的地基沉降量，并使得最终预测沉降预测偏大。在离心减速阶段及放置阶段，地基均有回弹，使用拆模后的断面变形测试数据将低估路中位置的沉降量，并高估坡脚水平位移及坡外隆起。本研究丰富了对桩承式路堤离心模型试验过程变形机理的认识。

关键词：离心模型试验；沉降；断面变形；桩承式路堤；试验过程；离心加速阶段

中图分类号：TU431 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－4548(2020)S2－0185－05

作者简介：姜彦彬(1989—)，男，博士研究生，主要从事软土地基加固方面的研究。E-mail：tumujyb@163.com。

Deformation of centrifugal modelling process of piled embankments

JIANG Yan-bin[1, 2], HE Bin[1], QIAN Ya-jun[1], WANG Zhang-chun[1], HE Ning[1]

(1. Department of Geotechnical Engineering, Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210024, China; 2. School of Architectural Engineering, Jinling Institute of Technology, Nanjing 211169, China)

Abstract: The deformation of centrifuge modelling of piled embankments is closely related to the test process. The characteristics and mechanism of settlement and sectional deformation of composite foundation at each testing stage are investigated by the laser ranging method and the image analysis method. The results show that it is impossible to eliminate the deformation of the composite foundation itself during the filling stage by preparing the model under 1*g* and adopting the method of increasing the centrifugal acceleration to simulate the embankment surcharge. Therefore, the settlements of the foundation during the filling stage and the final settlement are both overestimated in the tests. The foundation rebound is shown at the centrifugal deceleration stage and placement stage under 1*g*. As a result, the settlement near the centerline of the road will be underestimated, and the horizontal displacement at the slope toe and the uplift outside the slope will be overestimated based on the measured deformation after the centrifugal tests. This study may enrich the understanding of centrifugal deformation process tests on piled embankments.

Key words: centrifugal modelling test; settlement; cross-sectional deformation; piled embankment; testing process; centrifugal acceleration stage

0 引 言

土工离心模型试验借助离心机的高速旋转为模型创造一个与原型应力水平相同的应力场，从而使原型的性状在模型中再现，是以自重为主要荷载的岩土工程技术研究中最先进、最有效的手段之一，广泛应用于岩土工程工作机理、方案论证及方法验证等研究[1]。桩承式路堤通过土拱效应将路堤荷载向桩顶集中并通过刚性桩传递至压缩性更小的深层地基，具有稳定性好、工期短等优点，在土性差、工后沉降要求高的高速铁路、高速公路的软基处理工程中得到了广泛的重视和应用[2-3]。目前，土工离心模型试验已逐步用于探索桩承式路堤应力分布、荷载传递等工作机制[4]。

离心加速度由零增至设计值的加速过程是离心试验的必经环节，而桩承式路堤离心模型试验通常以逐级提高离心加速度的方法模拟路堤堆载[4-6]，模型与试验系统随离心加速变化具有相对运动的特征，试验结果受制样、试验方法及数据采集等操作流程影响，系统在离心试验过程中的变形发展具有明显的连续性和一定的复杂性，变形测试表现出与试验过程的相关性。现有桩承式路堤离心模型试验研究欠缺对试验全过程的变形分析，对系统的变形发展及各阶段变形规律认识尚不够深入。

基金项目：国家重点研发计划课题（2018YFC1508505，2018YFC1508506）；国家自然科学基金面上项目（51579152）；中央级公益性科研院所基本科研业务费专项基金项目（Y317008）

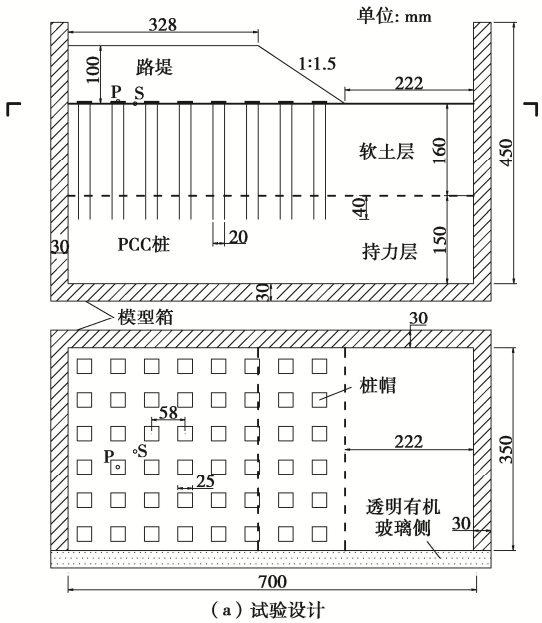
收稿日期：2020－08－07

本文以桩承式路堤离心模型的沉降及断面变形为主要研究内容，分析了沉降变形的全局发展特点，探讨了不同测试阶段的变形规律及机理。

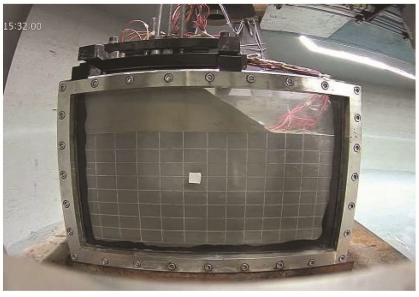
1 试验概况

（1）离心模型试验

本次试验平台为南京水利科学研究院 400 *g*·t 大型土工离心机，在最大离心加速度 200*g* 时，最大载重能力为 2 t，其最大旋转半径为 5.5 m，挂篮空间为 1.1 m×1.1 m×1.14 m。所用离心试验模型箱有效内部尺寸为 700 mm×350 mm×450 mm（长×宽×高）。桩承式路堤离心模型及几何参数如图 1 和表 1 所示，相似比尺为 60，利用对称性，取半幅路堤建立离心模型。对应的原型软土地基包括 9.6 m 厚的软弱土层和其下 9.0 m 厚的粉质黏土持力层，路堤堆载高度 6.0 m。原型桩为 PCC 桩，外径为 1.2 m，壁厚 0.15 m，桩间距为 3.48 m，桩长 12.0 m，穿过软土层后嵌入持力层 2.4 m。PCC 桩复合地基离心模型的物理力学参数及具体制备方法参考文献[7]，1*g* 下堆载模型路堤后使用在 2 h 内将离心加速度线性提高至 60*g* 的方法模拟路堤堆载，按照相似比尺对时间的平方进行积分，对应于现场在 100 d 内将路堤堆载至 6.0 m。



（a）试验设计



（b）模型实物

图 1 桩承式路堤离心模型试验

Fig. 1 Centrifuge modelling of piled embankments

表 1 离心模型几何参数

Table 1 Geometric parameters of centrifugal model

桩间距 /mm	桩帽边长 /mm	置换率 /%	软土层厚 /mm	持力层厚 /mm	垫层+路堤厚 /mm
58	25	18.6	160	150	100

（2）变形测试

本次离心模型试验使用激光测距仪测量路堤下复合地基的桩顶及桩间土沉降（图 1（a）所示 P、S 点）。沉降尼龙柱的底盘位于桩顶及桩间土位置，穿过路堤土后连接顶部激光反射片，使用固定在模型箱顶部的激光测距传感器实时测量与反射片的相对距离可获得地基沉降。在复合地基有机玻璃内侧模型横断面布置横竖正交的网格（图 1（b）），使用高清摄像头实时采集网格图像（图 2（b））并经过数据处理后可以获得断面变形。此外，试验结束后拆除模型箱的有机玻璃面可人工测量模型最终状态的断面网格坐标。

（a）地基沉降测点　　（b）断面变形采集

图 2 离心模型试验变形测试

Fig. 2 Deformation testing in the centrifugal modelling

2 沉降分析

（1）全过程沉降发展

从离心机加速至停机静置，根据加速度的不同可将离心试验分为加速（0～T_1）、60*g* 稳定（T_1～T_2）、减速（T_2～T_3）和静置（T_3～）共 4 个阶段，图 3 为路中桩顶与桩间土顶面测点（对应图 1（a）所示的 P、S 点）沉降在试验全过程的变化曲线。严格来讲，只有 60*g* 稳定阶段的离心试验数据才能够按照试验比尺换算为对应原型的结果，因此，通常将离心机达到设定离心加速度的 T_1 时刻作为试验起点，只分析 60*g* 下（T_1～T_2 时刻）试验过程的总变形。然而，本文采用线性提高的加速度的方法模拟路堤荷载填筑，T_1=2 h，离心加速阶段的地基沉降对应路堤填筑期沉降，T_1 时刻桩顶及桩间土顶面沉降分别为 11.7 mm 和 13.7 mm，若按照 N=60 的相似比尺换算对应现场路堤堆载阶段的沉降量分别为 702 mm 和 822 mm，可见填筑阶段相对较大。

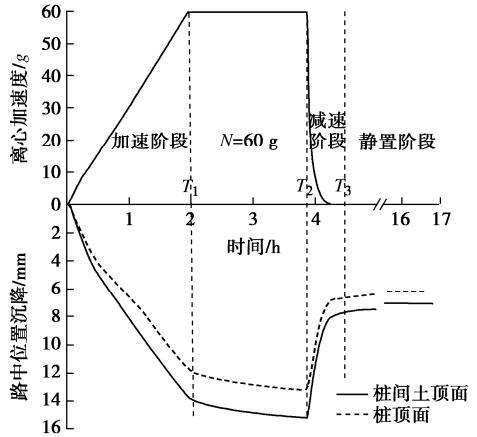


图 3 路中位置桩-土顶面沉降发展过程

Fig. 3 Settlement development of pile-top and soil-top on subsurface at central line of embankment

本文离心试验的 60g 稳定阶段持续时间为 115 min，按照相似原理，对应路堤堆载完成后地基预压固结 288 d，此间地基沉降明显放缓（图 3）。以离心加速度刚达到 60g 为起点，基于堆载完成后的沉降曲线，使用局部坐标系法[8]可预测最终沉降。以桩间土 S 点的沉降为例，假定 60g 下的沉降 S_t 与固结时间 t 具有式（1）所示的双曲线关系，整理后如式（2）所示，则 t/S_t 与 t 具有线性关系（图 4），斜率为 $1/S_\infty$，截距为 α/S_∞。其中 S_t，S_∞ 分别为以堆载结束时刻为起点对应 t 时刻的沉降及最终沉降，α 为系数。

$$S_t = \frac{t}{\alpha + t} S_\infty \quad , \tag{1}$$

$$\frac{t}{S_t} = \frac{1}{S_\infty} t + \frac{\alpha}{S_\infty} \quad 。 \tag{2}$$

按照式（2）对路中位置离心机加速度达到 60 g 后的桩间土沉降进行拟合，可求得在排水固结阶段的路中桩间土对应现场尺寸的最终沉降为 114 mm，则桩间土最终总沉降为 936 mm。试验结束时刻对应现场桩间土沉降为 910 mm，此时固结度为 97.2%，以图 3 的 T_2 时刻为对应现场通车时间，则现场工后沉降仅为 26 mm，可满足桥头路段对工后沉降的要求。

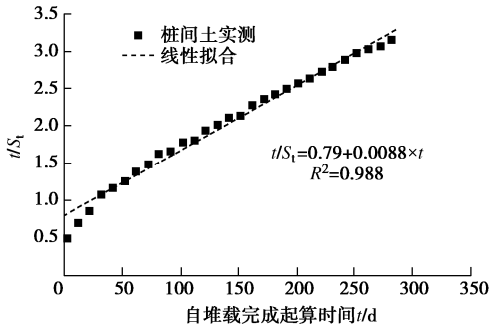


图 4 桩间土沉降预测（以堆载结束为起点）

Fig. 4 Prediction of settlement of soils between piles (starting from end of filling)

离心机减速过程中，模型应力水平下降，在图 3 所示减速阶段（T_2～T_3）地基发生回弹，桩间土和桩顶的回弹量分别为 7.2 mm、6.4 mm。至离心机停转后的放置阶段，模型中的总应力不再变化，路中位置的桩土测点回弹量如图 5 所示。离心机停转后地基回弹先快后慢，持续采集地基回弹量 12.8 h，回弹基本稳定，此时桩、土回弹量分别为 0.7 mm 和 0.9 mm。停机后模型内部黏性土颗粒外的薄膜水在不同方向厚薄存在差异，土体内部颗粒各方向的受力并不平衡，薄膜水的迁移伴随着颗粒位置调整，而由于薄膜水黏滞性大，其迁移及伴随的颗粒调整缓慢，因此黏土体积流变缓慢发生[8]，宏观表现为地表缓慢且少量的回弹。

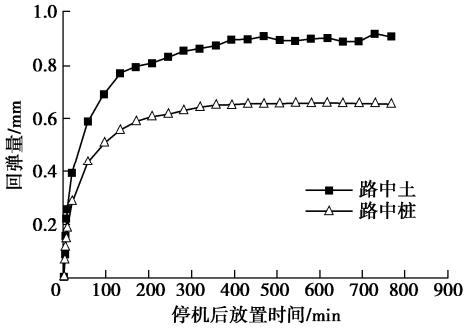


图 5 停机后 1g 下放置地基回弹

Fig. 5 Foundation rebounds under 1g after shutdown

（2）讨论

实际上，桩承式路堤离心模型在离心加速前经历了较为繁琐的模型制样准备阶段[7]，包括分层静压固结、插桩、预固结及制模阶段（图 6），待模型制备完毕，传感器布置到位后才进入图 3 所示离心试验。理论上，只有在设计加速度 60g 下的变形才能够严格按照相似比尺换算为原型的变形，然而，限于模型的复杂性及设备的局限性，目前绝大多数桩承式路堤离心模型试验均无法避免 1g 制模及离心加速过程[4-6]。因此，基于试验全过程的变形分析的重要性不言而喻。

在图 3 所示 T_2～T_3 减速阶段，模型由高应力状态进入低应力状态，路堤下的复合地基发生回弹变形，主要包括离心加速度减小导致路堤荷载减小引起的回弹 Δ_1，以及复合地基自身重度减小回弹 Δ_2 两部分。类似地，0～T_1 加速阶段复合地基变形主要包括路堤荷载的增加量 Δe 和复合地基自身压缩量 Δ_C。因此，相比于在 60g 下进行路堤堆载的理想工况，采用提高离心加速度模拟路堤堆载的方法显然高估了路堤填筑阶段的地基沉降量，高估量近似等于离心加速过程中由于模型重度增加而引起的复合地基自身压缩量 Δ_C。因此，路堤堆载阶段的原型路中位置的桩、土沉降量小于 702 mm 和 822 mm。

由图 5 可知，即使停机后模型不再有外力增量，1g 下放置较长时间，地表仍有回弹。因此，图 6 所示静压固结后的地基在 t_3 时刻之前的 1g 制样阶段，复合地基同样有着不可忽略的回弹量，且上述回弹量在

离心加速阶段将再次被压缩。上述分析再次证明离心加速过程中复合地基由于自身重度增加将产生不可忽略的自身压缩 Δ_C，使得路堤填筑阶段变形预测偏大。因此，可在没有路堤荷载作用的情况下，重复上述试验过程，获得复合地基在升速过程中的自身沉降变形（即 Δ_C）。进而，在路堤荷载作用下测得的沉降变形中扣除 Δ_C，可近似预测理想工况下路堤填筑过程中原型地基沉降变形 Δe。

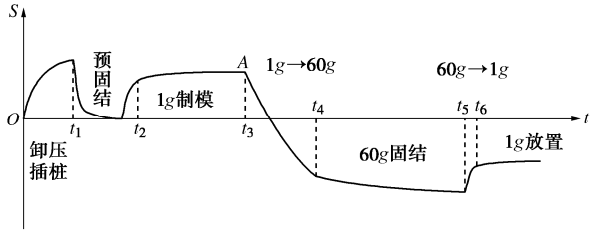


图 6 考虑制模过程的地表沉降（回弹）示意图

Fig. 6 Schematic diagram of ground settlement (rebound) considering the model preparation progress

3 断面变形分析

（1）分析方法

本文离心试验使用鱼眼镜头采集断面图像（图 2（b）），变形分析前应先纠正鱼眼图像畸变。当离心加速度改变时，模型箱、镜头、复合地基三者之间存在两两相对位移，只有复合地基相对模型箱的变形才是真正的断面位移。假定每张鱼眼图像与未畸变的二维网格之间存在固定的函数映射关系 f，可将 f 具体为鱼眼网格像素坐标与其未畸变坐标之间的二元三次非线性多项式函数，基于初始网格可求解函数 f，进而进行断面变形分析。

$$\begin{aligned} S &= f_X(x,y) \\ &= A + B_1x + B_2x^2 + B_3x^3 + C_1y + C_2y^2 + \\ &\quad C_3y^3 + D_1xy + D_2x^2y + D_3xy^2 \quad 。 \end{aligned} \tag{3}$$

（2）断面变形分析

图 7 分别为离心机减速前（T_2 时刻）及拆模后的断面变形矢量图。可见路面之下的地基以竖向沉降为主，边坡附近的区域有较为明显的向坡外的水平位移。表 2 对比分析了 60g 下的断面与拆模后的断面关键变形参数，可知拆模后的路中桩间土沉降量为 60g 下的 42%；60g 下的坡脚水平位移 H 仅为 0.6 mm，而拆模后测得 H 为 3.0 mm。拆模后所测坡外最大上浮量为 6.0 mm，而 60g 下对应位置则沉降 2.5 mm。显然，经历离心减速阶段及 1g 放置阶段后，模型的变形有了进一步发展，使用拆模后的断面变形测试数据将低估路中沉降量，并高估坡脚水平位移及坡外隆起。因此，原则上不应使用停机后的变形测试数据来评价 Ng 下的变形量。

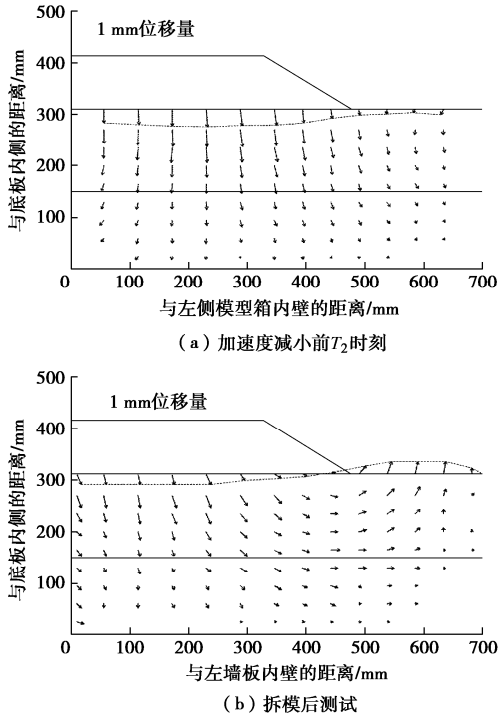


图 7 断面变形矢量图

Fig. 7 Deformation vectors of front cross-section

表 2 断面变形分析

Table 2 Analysis of cross-sectional deformation

类型	路中土沉降 S	坡脚水平位移 H	坡外最大上浮 V	H/S
60g	11.9 mm	0.6 mm	−2.5 mm（沉降）	0.05
拆模后	5.0 mm	3.0 mm	6.0 mm	0.6

路堤堆载完成时刻（对应离心加速度刚达到 60g）路肩下及坡脚断面对应原型工况的地基水平位移如图 8 所示。可见边坡下软土层侧移较持力层明显，地基最大水平位移发生在 4～6 m 深度范围内，且最大水平位移在 140 mm 以内。坡脚处地基水平位移 H 与路中最大地表沉降 S 的比值 H/S 是重要的用于评价路堤稳定性的指标[9]。60g 下的 H/S 为 0.05，在 Chai 等[10]建议的临界值 0.5 以内，说明本文离心模型试验中的路堤边坡稳定性得到了满足。

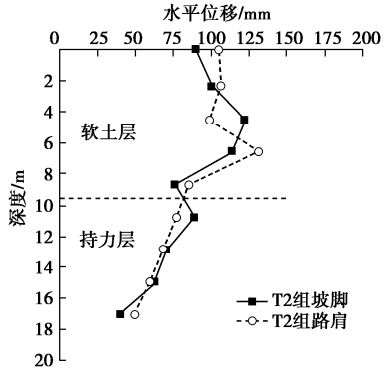


图 8 堆载完成时边坡下地基水平位移（原型尺寸）

Fig. 8 Lateral deformations of foundation below slope after filling (prototype)

4　结论与展望

桩承式路堤离心模型试验变形与试验过程紧密相关，本文探讨分析了离心机试验过程各阶段复合地基沉降及断面变形规律及机理。主要结论如下：

（1）桩承式路堤离心模型试验过程包括模型准备、加速、稳定、减速及放置阶段。采用 1*g* 下制模并使用提高离心加速度的方法模拟路堤堆载，将高估路堤填筑阶段的地基沉降量及最终沉降量，误差为离心加速阶段复合地基自身压缩量。

（2）离心机减速及放置阶段，地基均有回弹，使用拆模后的断面变形测试数据将低估路中位置沉降量，并高估坡脚水平位移及坡外隆起。因此，应慎重使用停机后的测试数据评价原型变形。

（3）需进一步开展有原型数据对照的高重力场下路堤堆载理想工况桩承式路堤离心模型试验，量化离心模型试验路堤堆载模拟过程中的变形预测误差。

参考文献：

[1] 《岩土离心模拟技术的原理和工程应用》编委会. 岩土离心模拟技术的原理和工程应用[M]. 武汉: 长江出版社, 2011. (The Compiling Group. Principle and Engineering Application of Centrifugal Simulation Technology[M]. Wuhan: Changjiang Press, 2011. (in Chinese))

[2] ZHENG J, CHEN B, LU Y, et al. The performance of an embankment on soft ground reinforced with geosynthetics and pile walls[J]. Geosynthetics International, 2009, **16**(1): 1 – 10.

[3] 姜彦彬, 何　宁, 林志强, 等. 路堤深厚软基管桩复合地基数值模拟[J]. 水利水运工程学报, 2018(2): 43 – 51. (JIANG Yan-bin, HE Ning, LIN Zhi-qiang, et al. Numerical study on pipe pile composite foundation of deep soft foundation under embankment[J]. Hydro-science and Engineering, 2018(2): 43 – 51. (in Chinese))

[4] 黄俊杰, 王　薇, 苏　谦, 等. 素混凝土桩复合地基支承路堤变形破坏模式[J]. 岩土力学, 2018, **39**(5): 1653 – 1661. (HUANG Jun-jie, WANG Wei, SU Qian, et al. Deformation and failure modes of embankments on soft ground reinforced by plain concrete piles[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, **39**(5): 1653 – 1661. (in Chinese))

[5] ELLIS E, ASLAM R. Arching in piled embankments: comparison of centrifuge tests and predictive methods - part 1 of 2[J]. Ground Engineering, 2009, **42**(6): 34 – 38.

[6] WANG C, WANG B, GUO P, et al. Experimental analysis on settlement controlling of geogrid-reinforced pile-raft-supported embankments in high-speed railway[J]. Acta Geotechnica, 2013, **10**: 1 – 12.

[7] 姜彦彬, 何　宁, 耿之周, 等. PCC 桩复合地基离心模型制备及桩土接触模拟[J]. 水利水运工程学报, 2020(2): 91 – 98. (JIANG Yan-bin, HE Ning, GENG Zhi-zhou, et al. Simulating the PCC pile composite foundation for centrifuge modelling and pile-soil interaction[J]. Hydro-Science and Engineering, 2020(2): 91 – 98. (in Chinese))

[8] 殷宗泽. 土工原理[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2007: 85 – 369. (YIN Zong-ze. Geotechnical Theory[M]. Beijing: China Water Power Press, 2007: 85 – 369. (in Chinese))

[9] INDRARATNA B, BALASUBRAMANIAM A S, BALACHANDRA S. Performance of test embankment constructed to failure on soft marine clay[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1992, **118**(7): 981 – 995.

[10] CHAI J, MIURA N, SHEN S. Performance of embankments with and without reinforcement on soft subsoil[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2002, **39**(4): 838 – 848.

（编校：黄贤沙）

DOI：10.11779/CJGE2020S2034

胶结砂砾石料三轴卸载—再加载力学特性试验研究

蔡 新[1, 3, 6]，江敏敏[1, 3]，单延功[4]，杨 杰*[1, 2]，杨安玉[5]，郭兴文[6]

（1. 河海大学水文水资源与水利工程国家重点实验室，江苏 南京 210098；2. 南通大学交通与土木工程学院，江苏 南通 226019；3. 河海大学水利水电学院，江苏 南京 210098；4. 江苏省水文水资源勘测局南京分局，江苏 南京 210008；5. 水利部农村电气化研究所，浙江 杭州 310012；6. 河海大学力学与材料学院，江苏 南京 210098）

摘 要：了解胶结砂砾石坝坝料卸载—再加载路径下的力学行为，有助于提高水库蓄、泄水时该坝应力、变形预测结果的准确性。利用大型三轴剪切仪开展了胶凝掺量100 kg/m³的胶结砂砾石料在不同围压与应力水平下的三轴卸载—再卸载试验，并结合相应的一次加载三轴剪切试验结果，系统分析了胶结砂砾石料三轴卸载—再加载路径下的应力变形特征。结果表明：胶结砂砾石料受应力卸载—再加载作用后，其内摩擦角与黏聚力均有所提高，增强了该材料的峰值强度；在同一围压下，不同应力水平对胶结砂砾石料卸载回弹模量值的影响较小，随着围压的增大，卸载回弹模量增加且增幅逐渐减小，不同围压下平均回弹模量与初始模量的比值基本相同，直接取其平均值；不同围压下胶结砂砾石料在加载阶段的体积变化规律与一次加载试验的体积变形规律基本相同，均呈先增大后减小，试件出现先剪缩后剪胀现象；在同一应力水平下，随着围压的增大，试件卸载时发生的体胀现象逐渐变为体缩。研究成果可为构建更加合理的胶结砂砾石料本构模型提供了重要试验依据。

关键词：胶结砂砾石料；三轴试验；回弹模量；卸载体缩

中图分类号：TU411 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－4548(2020)S2－0190－06

作者简介：蔡 新(1964—)，男，教授，博士，主要从事胶结砂砾石料力学特性与本构关系研究。E-mail: xcai@hhu.edu.cn。

Mechanical behaviors of cemented sand and gravel materials based on triaxial tests during unloading and reloading

CAI Xin[1, 3, 6], JIANG Min-min[1, 3], SHAN Yan-gong[4], YANG Jie[1, 2], YANG An-yu[5], GUO Xing-wen[6]

(1. State Key Laboratory of Hydrology-Water Resources and Hydraulic Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China; 2. School of Transportation and Civil Engineering, Nantong University, Nantong 226019, China; 3. College of Mechanics and Materials, Hohai University, Nanjing 210098, China; 4. Nanjing Branch of Jiangsu Province Hydrology and Water Resources Investigation Bureau, Nanjing 210008, China; 5. National Research Institute for Rural Electrification, Hanzhou 310012, China; 6. College of Water Conservancy and Hydropower Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China)

Abstract: Understanding the mechanical behaviors of cemented sand and gravel materials during unloading and reloading in the context of the unloading and reloading paths can help enhance the accuracy of predicting the stress and deformation of cemented sand and gravel dams during reservoir storage and discharge. To this end, a large shear triaxial instrument is used to conduct the triaxial unloading and reloading tests on the cemented sand and gravel materials under different confining pressures and stress levels with a cemented content of 100 kg/m³. The triaxial shear test results obtained under loading are systematically analyzed along with the stress and deformation of the materials obtained in the triaxial tests pertaining to the unloading and reloading paths. The results indicate that the increase in the internal friction angle and cohesive force enhances the peak strength of the cemented sand and gravel materials in the unloading and reloading paths. The stress levels do not considerably affect the unloading modulus of the materials. However, with the increase in the confining pressure, the resilient modulus first increases nonlinearly and later decreases gradually. Under different confining pressures, the ratio of the average of the resilient modulus to the initial modulus remains constant. The variation trend of the volume of the cemented sand and gravel materials at the loading stage of the triaxial unloading and reloading tests

基金项目：国家重点研发计划项目课题（2018YFC0406804）；“一带一路”水与可持续发展科技基金项目（2019492111）；浙江省基础公益研究计划项目（LGF20E090002）

收稿日期：2020－09－01

*通信作者（E-mail: Turtlesky@126.com）

is the same as that during the loading tests, that is, it first increases and later decreases. With the increase in the same confining pressure under the stress level, the unloading carrier shrinkage of the specimen gradually changes to unloading carrier expansion. These findings may provide valuable experimental bases to construct a realistic constitutive model for cemented sand and gravel materials.

Key words: cemented sand and gravel material; triaxial test; resilient modulus; unloading volume contraction

0 引　　言

胶结砂砾石料是一种新型改良砂砾石材料，是在天然废弃石料、破碎石料或砂砾石料等材料中加入少量水泥、粉煤灰等胶凝剂形成的[1-2]。该材料的组成与碾压混凝土基本相同，但与一般碾压混凝土相比，该材料胶凝掺量较小，其集料可就地取材，安全经济，且对环境负面影响较小，已成功在一些胶凝砂砾石坝或围堰建设或边坡、地基加固工程中得到应用[2]。胶凝砂砾石坝正常运行时，尤其是泄水、蓄水时，其坝身某些部位经历卸载—再加载荷载作用。目前已有的胶结砂砾石料本构模型大多是依据一次加载的三轴试验结果建立的，基于这些模型得出的大坝应力、变形结果与该坝实际运行时的相应值存在一定差异。因此，用于工程筑坝的胶结砂砾石料本构模型有必要考虑其卸载—再加载特性的影响。

当前，国内外学者们已对一些岩土材料的卸载—再加载力学性能进行一番探究：文献[3～7]对黏土、砂土卸载—再加载力学特性进行了研究，发现这些土料均存在卸载体缩现象；文献[8，9]对多种粗粒土进行了卸载—再加载三轴固结排水剪切试验，重点分析了该类材料在卸载—再加载条件下的强度、变形特性，发现该材料存在卸载体缩现象，其抗剪能力高于一次加载，认为回弹模量 E_{ur} 随应力水平的增加先增大后减小，但变化较小，随着围压的增加，该模量显著增大，此外，还给出了回弹模量与初始模量之比 K_{ur} 的取值范围。Zhou 等[10]通过开展不同次数卸载再加载条件下花岗岩风化土壤三轴试验研究，揭示了卸载—再加载路径对该材料强度特性、变形模量等力学特性的影响；杨贵等[11]为了研究高聚物堆石料，采用中型三轴剪切仪对其进行回弹模量试验，分析高聚物堆石料卸载—再加载条件下的变形特性，并结合邓肯–张模型，揭示了回弹模量随围压与应力水平变化的规律；Xu 等[12]通过完成不同水分掺量条件下冻土三轴压缩和加载–卸载循环试验，探究了不同水分掺量对冻结黄土在受荷过程中的力学行为与破坏特征。与上述材料相比，虽然胶结砂砾石料静力三轴剪切试验研究已有一些报道[13-16]，但大多还是采用一次加载的试验条件开展的，对胶结砂砾石料静力卸载—再加载力学特性的研究甚少。仅笔者给出了胶结砂砾石料的卸载回弹模量，但对整个卸载—再加载曲线特征未进行系统分析[17]。目前用于胶结砂砾石坝有限元计算的回弹模量[18]一般直接引用砂、黏土或者堆石料的回弹模量与初始模量比值与初始模量的乘积，也可尝试直接采用高聚物堆石料的回弹模量，但这些材料与胶结砂砾石料的集料或胶凝剂存在明显区别，上述材料包括回弹模量在内的卸载—再加载特性是否适用于胶结砂砾石料还尚未可知。

基于此，本文采用大型三轴剪切仪对胶凝掺量 100 kg/m^3 的胶结砂砾石料进行了卸载—再加载试验，并结合相应的一次加载试验结果[16]，重点分析胶结砂砾石料在卸载—再加载条件下的强度特性、卸载模量以及卸载体缩随围压与应力水平变化的规律。

1　试验仪器、用料及试验方案

参照《胶结颗粒料筑坝技术导则》（SL678—2014）[19]，此次三轴卸载—再加载试验中胶结砂砾石料采用与之前的胶结砂砾石料一次加载三轴试验[15-16]试件同样的试验材料与配比，即胶凝剂采用海螺牌普通硅酸盐水泥，水胶比取 1.0，胶凝掺量为 100 kg/m^3；细骨料为南京市场出售的中粗砂；粗骨料为南京郊区的破碎石料，级配如图 1 所示。

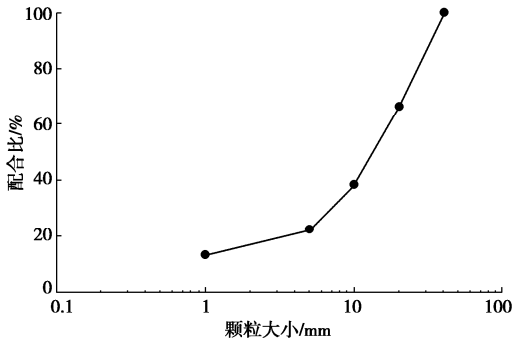


图 1 骨料配合比

Fig. 1 Mixture ratios of aggregates

三轴试验试件均采用直径 300 mm，高 700 mm 的模具制成，制备过程：①依据骨料级配筛选骨料；②按胶结砂砾石料的材料组成与掺量将胶凝剂、粗细集料及水等材料混合并拌和均匀；③将胶结砂砾石料分 5 层装入圆筒模具，每层分别采用振动碾振实 2 min，使试件成形；④试件养护龄期为 28 d。在进行胶结砂

砾石料三轴卸载—再加载试验之前，胶结砂砾石料试件需静置 2～3 h，再借鉴高聚物堆石料的真空抽气饱和方法[11]进行本试验试件的饱和，确保其试验过程中测试的饱和度达到 95%以上。

胶结砂砾石料卸载—再加载三轴试验同样采用南京水利科学研究院岩土工程所的 TYD-1500 静动力三轴试验仪进行的，该仪器综合精度指数大于 1%，最大围压为 4 MPa，最大轴向载荷为 1500 kN。

试验试件加载至设定的应力水平后开始卸载，待偏应力卸载至 0，再重新加载至原方案设定的下一个应力水平，继续卸载。试验过程中采用的卸载、加载阶段剪切速率均为 1 mm/min。试验围压 σ_3 分别为 300，600，900，1200 kPa，卸载点的应力水平 s 分别为 0.25，0.65，0.80。

2 试验结果与分析

2.1 应力－应变曲线特征分析

图 2 为胶凝掺量为 100 kg/m^3 的胶结砂砾石料卸载—再加载三轴剪切试验应力－应变曲线，从图 2 中可看出：胶结砂砾石料的卸载阶段与其再加载阶段的曲线不能重合，形成了与粗粒土、天然黏土等材料形状[7-9]略有不同的新月形滞回圈，这在该材料动力特性研究中已得到报道[20]，其主要原因为粗粒土、天然黏土等材料在卸载—再加载过程中仅出现塑性变形，而胶结砂砾石料除会发生塑性变形之外，其胶凝剂使该材料骨料颗粒之间存在一定的黏滞性；随着应力水平的增加，月牙形滞回圈形状基本不变，但尺寸逐渐变大，表明应力水平会在一定程度上影响胶结砂砾石料的黏滞性。

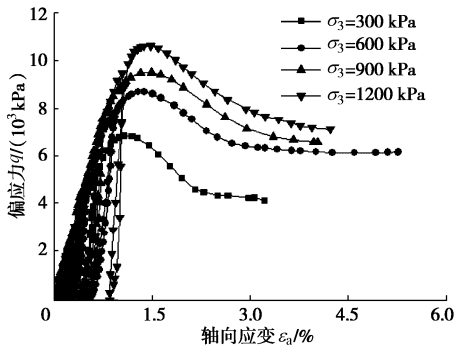


图 2 偏应力与轴向应变的关系

Fig. 2 Relationship between deviatoric stress and axial strain

为了探究卸载—再加载方式对峰值强度的影响，从图 2 的试验曲线中提取不同围压下的峰值强度，并结合一次加载试验的峰值强度值[16]，绘制出图 3。从图 3 可看出：胶凝掺量为 100 kg/m^3 的胶结砂砾石料峰值强度略高于单调加载的峰值强度；胶结砂砾石料峰值强度与围压的关系曲线为直线，其斜率与截距均略大于一次加载试验的相应斜率，表明卸载—再加载条件下胶结砂砾石料的内摩擦角与黏聚力均有所增加，但内摩擦角的改变较大，其主要原因可能是已发生胶结破损的骨料颗粒在卸载—再加载过程中会比一次加载试验发生更多地错动，试件的摩擦角度得到明显增加；胶结砂砾石料峰值强度与围压的关系可采用经典摩尔库伦准则表达式表示。

回弹模量是胶结砂砾石料三轴卸载—再加载过程中回弹特性的重要量化指标之一。它一般是指卸载—再加载时的轴向应力 σ_1 和轴向应变 ε_1 的增量比值，

$$E_{ur}=\Delta\sigma_1/\Delta\varepsilon_1=\Delta(\sigma_1-\sigma_3)/\Delta\varepsilon_1 \quad 。 \quad (1)$$

在本次研究中，虽然胶结砂砾石料在卸载—再加载过程中出现与粗粒土不同的新月形滞回圈，但笔者仍以卸载点与再加载点连线的斜率作为胶结砂砾石料的回弹模量。

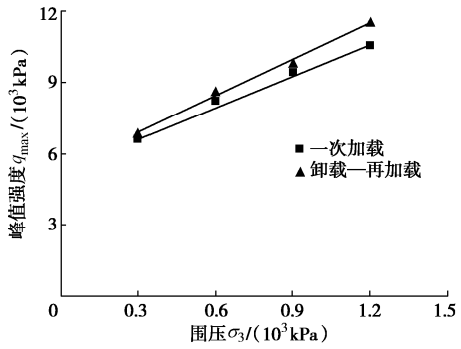


图 3 峰值强度与围压 σ_3 的关系

Fig. 3 Relationship between peak strength and confining pressure

图 4 给出了不同应力水平与围压下胶凝掺量 100 kg/m^3 的胶结砂砾石料回弹模量，从图 4 可看出：各围压下胶结砂砾石料回弹模量随应力水平的增加略有改变，且变幅不超过 10%，参考其他岩土材料的回弹特性研究的报道[9, 11]，假定不同应力水平条件下胶结砂砾石料的回弹模量直接取平均值进行分析，结果见图 5。从图 5 可看出，胶结砂砾石料的回弹模量随围压的增加而增大，但增幅减小，这也与堆石料、高聚物堆石料的回弹模量与围压的关系类似[9, 11]。为了定量描述胶结砂砾石料回弹模量与围压的关系，笔者首先尝试采用邓肯–张模型常用的相应表达式，

$$E_{ur}=K_{ur}p_a(\sigma_3+p_a)^n \quad , \quad (2)$$

式中 K_{ur}，n_{ur} 为回弹模量参数，p_a 为标准大气压。从图 5 中的拟合结果可看出，该式能很好地拟合其关系。然而在实际工程中，由于当 $\sigma_3=0$ 时，胶结砂砾石料实际上仍是一个整体，不会松散，直接式（2）计算时，回弹模量为 0，这与实际情况不符。为此，笔者认为胶结砂砾石料的回弹模量可借鉴之前提出的初

始切线模量公式[16]，即

$$E_{ur}=K_{ur}p_a[(\sigma_3+p_a)/p_a]^n \quad 。 \tag{3}$$

根据上述试验结果，整理出不同围压下应力水平对应的回弹模量平均值 E_{ur} 与单调加载初始模量 E_i 的比值 N，并点绘出 N 与围压 σ_3 的关系，如图 6 所示。在图 6 中，不同围压下的 N 值变化很小，可直接取其平均值，在胶凝砂砾石坝实际工程中，胶凝掺量 100 kg/m^3 的胶结砂砾石料回弹模量一般建议取初始弹性模量的 1.5 倍。

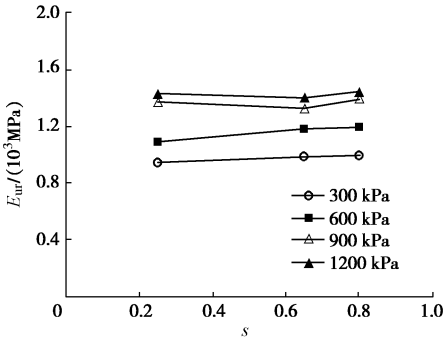


图 4 不同围压条件下回弹模量 E_{ur} 与应力水平的关系

Fig. 4 Relationship between resilient modulus and stress level under different confining pressures

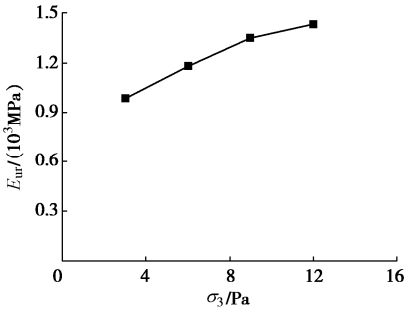


图 5 回弹模量 E_{ur} 与围压的关系

Fig. 5 Relationship between resilient modulus and confining pressure

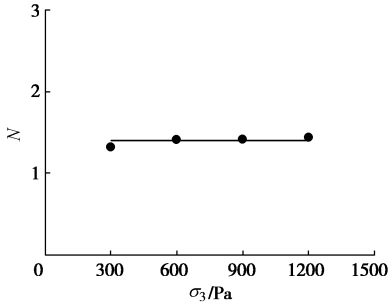


图 6 卸载回弹模量与初始模量之比 N 与围压的关系

Fig. 6 Relationship between ratio of average of resilient modulus to initial modulus N and confining pressure

2.2　体积应变

图 7 为胶凝掺量 100 kg/m^3 的胶结砂砾石料在不同应力水平下的体积应变曲线，从图 7 可以看出：在卸载—再加载过程中，胶结砂砾石料加载阶段的体积应变—轴向应变曲线与一次加载相同[16]，即先增大后减小，表明胶结砂砾石料在加载条件下发生先剪缩后剪胀现象；当围压为 300 kPa 时，胶结砂砾石料发生卸载体胀现象，而围压高于 600 kPa 时，胶结砂砾石料在卸载时主要发生体缩现象，这是由于胶结物填充了颗粒间的孔隙，受围压的作用，破损的颗粒之间更加密实，摩擦力较大，颗粒很难翻越相邻颗粒完成重新排列，从而使试样卸载时更易出现体缩现象。不同围压条件下高聚物堆石料的卸载体胀、体缩机理也是如此。

为了进一步分析胶结砂砾石卸载体缩量随围压或应力水平的变化特征，假定卸载体缩 ε_v 可为

$$\Delta\varepsilon_v=\varepsilon_{v2}-\varepsilon_{v1} \quad , \tag{4}$$

式中，ε_{v2}，ε_{v1} 分别对应于某一应力水平下卸载初始点与偏应力卸载至 0 时的体积应变。

根据上述公式，在不同的围压和应力水平下，卸荷后的体积收缩如图 8 所示（“–”为卸载体缩，“+”为卸载体胀）。从图 8 中可以看出，随着围压的增加，胶结砂砾石料卸载体胀逐渐变为卸载体缩，但同一围压下，应力水平的不同仅略微影响卸载时体积改变量。

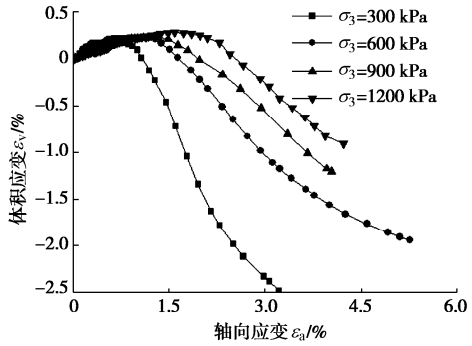


图 7 体积应变与轴向应变的关系

Fig. 7 Relationship between volumetric strain and axial strain

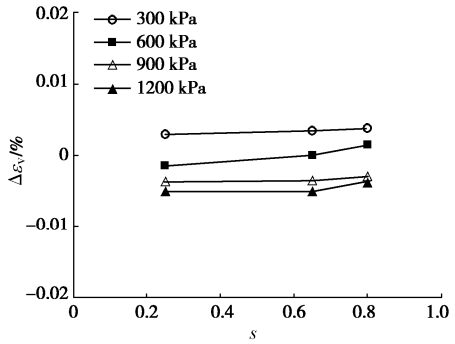


图 8 体积改变量与应力水平的关系

Fig. 8 Relationship between volumetric change and stress level

3 结 论

对胶凝掺量 100 kg/m³ 的胶结砂砾石料进行了 3 种应力水平下的胶结砂砾石料三轴卸载–再加载试验，系统分析了其卸载再加载力学特性，主要结论如下：

（1）在不同应力水平与围压下的胶结砂砾石料卸载再加载方式可在一定程度上提高其颗粒的内摩擦角，增加峰值强度。

（2）回弹模型随围压的增加明显增大，但受应力水平的影响较小，可直接取不同应力水平条件下的平均值；不同围压对回弹模量与初始模量的比值 N 影响较小，在实际胶凝砂砾石坝工程中，胶凝掺量 100 kg/m³ 的胶结砂砾石料回弹模量约为初始模量的 1.5 倍。

（3）随着围压的增加，胶结砂砾石料卸载体胀逐渐变为卸载体缩，但应力水平对卸载体缩量或体胀量的影响较小。

以上结论可为胶凝砂砾石坝大坝或其它加固工程的数值计算提供重要的参考。

参考文献：

[1] LONDE P, LINO M. Hardfill Dam, The faced symmetrical hardfill dam: a new concept for RCC[J]. International Water Power & Dam Construction, 1992, **44**(2): 19 – 24.

[2] JIA J S, LINO M, JIN F, et al. The cemented material dam: a new, environmentally friendly type of dam[J]. Engineering, 2016(2): 490 – 497.

[3] 李广信, 武世锋. 土的卸载体缩的试验研究及其机理探讨[J]. 岩土工程学报, 2002, **24**(1): 47 – 50. (LI Guang-xin, WU Shi-feng. The experimental study and mechanism study of volumetric contraction after unloading of soil[J]. Chinese Journal of Geotechnial Engineering, 2002, **24**(1): 47 – 50. (in Chinese))

[4] 李广信, 郭瑞平. 土的卸载体缩的试验研究及与可恢复剪胀[J]. 岩土工程学报, 2000, **22**(2): 158 – 161. (LI Guang-xin, GUO Rui-ping. The experimental study of volumetric contraction after unloading of soil and recover dilatancy[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2000, **22**(2): 158 – 161. (in Chinese))

[5] 陈愈炯. 土的卸荷弹性模量[J]. 工程勘察, 1988(5): 6 – 9. (CHEN Yu-jiong. The unloading elastic modulus of soil[J]. Engineering Investigation, 1988(5): 6 – 9. (in Chinese))

[6] 陈开圣, 沙爱民. 压实黄土回弹模量试验研究[J]. 岩土力学, 2010, **31**(3): 748 – 759. (CHEN Kai-sheng, SHA Ai-min. The testing research of modulus of resilience of compacted loess[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(3): 748 – 759. (in Chinese))

[7] XU Long-fei, WONG Kwai Kwan, FABBRI Antonin, et al. Loading-unloading shear behavior of rammed earth upon varying clay content and relative humidity conditions[J]. Soils and Foundations, 2018, **58**: 1001 – 1015.

[8] 褚福永, 朱俊高, 贾 华, 等. 粗粒土卸载—再加载力学特性试验研究[J]. 岩土力学, 2012, **33**(4): 1061 – 1066. (CHU Fu-yong, ZHU Jun-gao, JIA Hua, et al. Experimental study of mechanical behaviour of coarse-grained soil in unloading and reloading[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, **33**(4): 1061 – 1066. (in Chinese))

[9] 朱俊高, 王元龙, 贾 华, 等. 粗粒土回弹特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(6): 950 – 954. (ZHU Ju-gao, WANG Yuan-long, JIA Hua, et al. Experimental study on resilience behaviour of coarse grained soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(6): 950 – 954. (in Chinese))

[10] ZHAO Y R, YANG H Q, HUANG L P, et al. Mechanical behavior of intact completely decomposed granite soils along multi-stage loading–unloading path[J]. Engineering Geology, 2019, **260**: 1 – 8.

[11] 杨 贵, 孙 欣, 王阳阳. 高聚物堆石料回弹特性试验[J]. 岩土力学, 2018, **39**(5): 1669 – 1674. (YANG Gui, SUN Xin, WANG Yang-yang. Tests on resilient behaviour of polymer rockfill materials[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, **39**(5): 1669 – 1674. (in Chinese))

[12] XU Xiang-tian, LI Qiong-lin, LAI Ying, et al. Effect of moisture content on mechanical and damage behavior of frozen loess under triaxial condition along with different confining pressures[J]. Cold Regions Science and Technology, 2019: **157**: 110 – 118.

[13] 傅 华, 陈生水, 韩华强, 等. 胶凝砂砾石料静、动力三轴剪切试验研究[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(2): 357 – 362. (FU Hua, CHEN Sheng-shui, HAN Hua-qiang, et al. Experimental study on static and dynamic properties of cemented sand and gravel[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(2): 357 – 362. (in Chinese))

[14] WU M X, DU B, YAO Y C, et al. An experimental study on stress-strain behavior and constitutive model of hardfill

materials[J]. Science China: Physics, Mechanics & Astronomy, 2011, **54**(11): 2015－2024.

[15] YANG J, CAI X, PANG Q, et al. Experimental study on the shear strength of cement sand gravel material[J]. Advances in Materials Science and Engineering, 2018, **6**: 1－11.

[16] YANG J, CAI X, GUO X W, et al. Effect of cement content on the deformation properties of cemented sand and gravel material[J]. Applied Sciences-Basel, 2019, **9**: 1－16.

[17] 蔡　新, 杨　杰, 郭兴文, 等. 胶凝砂砾石料弹塑性本构模型研究[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(9): 1569－1577. (CAI Xin, YANG Jie, GUO Xing-wen, et al. Elastoplastic constitutive model for cement-sand-gravel material[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(9): 1569－1577. (in Chinese))

[18] 魏匡民, 陈生水, 李国英, 等. 胶凝粗粒料的弹塑性模型与应用研究[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(5): 797－805. (WEI Kuang-min, CHEN Sheng-shui, LI Guo-ying, et al. Elastoplastic model for cemented coarse-grained materials and its application[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(5): 797－805. (in Chinese))

[19] 土工试验规程：SL237—1999[S]. 1999. (Specification of Soil Test: SL237—1999[S]. 1999. (in Chinese))

[20] 黄　虎, 黄　凯, 张献才, 等. 循环荷载下胶凝砂砾石材料的滞后及阻尼效应[J]. 建筑材料学报, 2018, **21**(5): 739－748. (HUANG Hu, HUANG Kai, ZHANG Xian-cai, et al. Hysteresis and damping effect of cemented sand and gravel material under cyclic loading[J]. Journal of Building Materials, 2018, **21**(5): 739－748. (in Chinese))

（编校：胡海霞）

DOI：10.11779/CJGE2020S2035

深部节理岩体开挖卸荷动力破坏机制的离散元研究

薄英鋆[1]，王华宁*[2]，蒋明镜[1,3,4]

（1. 同济大学地下建筑与工程系，上海 200092；2. 同济大学航空航天与力学学院，上海 200092；3. 天津大学建筑工程学院土木工程系，天津 300350；4. 天津大学水利工程仿真与安全国家重点实验室，天津 300350）

摘 要：对于高地应力下的岩体开挖，岩体自身的缺陷以及开挖诱发的动力效应对围岩的破坏有十分重要的影响。对节理的分布进行简化与量化，采用二维离散元方法模拟了断续节理岩体中隧道开挖过程，研究不同连通率下岩体的宏观与微观动力破坏模式，以及节理面附近点处的动力响应。结果表明考虑动力效应后，岩体破坏范围以及程度显著增大；高连通率下动力计算模式更容易产生翼型裂纹的聚合；节理面的存在放大了岩桥中心的动力效应，并对节理面后的岩体起到缓冲作用，但是节理面之前的岩体将会受到反射应力波的影响。

关键词：离散元；隧道；动力效应；断续节理

中图分类号：TU43 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－4548(2020)S2－0196－06

作者简介：薄英鋆(1995—)，男，上海人，硕士研究生，从事岩石开挖的动力效应研究。E-mail: 1832349@tongji.edu.cn。

Cracking mechanism of deep jointed rock mass induced by transient excavation via DEM

BO Ying-jun[1], WANG Hua-ning[2], JIANG Ming-jing[1,3,4]

(1. Department of Geotechnical Engineering, College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. School of Aerospace Engineering and Applied Mechanics, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. Department of Civil Engineering, School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300350, China; 4. State Key Laboratory of Hydraulic Engineering Simulation and Safety, Tianjin University, Tianjin 300350, China)

Abstract: For the excavation of rock mass under high stress, the defects of the rock mass and the dynamic effects induced by the excavation have a great impact on the damage of the surrounding rock. The distribution of joints is simplified and quantified. Based on the two-dimensional discrete element method, the process of excavation of rock masses with non-persistent joints is simulated. The macro-and micro-dynamic failure modes of the rock mass under different connectivity rates and the dynamic response near the joint are studied. The results show that after considering the dynamic effect, the range and degree of damage increase significantly. The dynamic model is more likely to produce wing crack coalescence under high connectivity. The joint amplifies the dynamic effect at the rock bridge center and acts as a cushion to absorb the shock behind the joint, but the rock mass before the joint will be affected by the reflected stress waves.

Key words: discrete element method; tunnel; dynamic effect; non-persistent joint

0 引 言

随着科学技术的进步，深部岩体中的资源开采与工程建设越来越多。由于深部岩体中的高地应力，开挖/开采中的瞬时卸载容易引发动力效应，可能造成与静力问题不同的破坏模式[1-2]。

国内外学者对于高地应力下隧道开挖所产生的动力效应进行了比较全面的研究。Miklowitz[3]采用拉普拉斯变换的方法，求解了隧道瞬时开挖的弹性解析解。Cai[4]分别采用 FLAC 以及 Phase^2 模拟隧道开挖过程，经过对比后认为开挖过程的模拟必须考虑动力效应。Li 等[5]将不同卸载路径下的理论解与二维离散元模拟结果进行了对比，并研究了不同侧压力系数、卸载路径下裂纹数量以及能量的变化。Fan 等[6]通过基于能量的损伤判断方式，对比了准静态开挖和动态开挖所产生的损伤区大小，认为由于远场应力做功使得近场能量瞬间集聚，瞬时卸载的损伤区增大。Chen 等[7]分别计算了考虑钻爆法开挖的动力效应以及只考虑准静态应力重分布时，围岩损伤范围，并与锦屏二期工程隧

基金项目：国家自然科学基金项目（11872281，51639008）；同济大学土木工程防灾国家重点实验室自主课题（SLDRCE19-A-06）

收稿日期：2020－08－07

*通信作者（E-mail: wanghn@tongji.edu.cn）

道实测数据进行了对比，认为高地应力下的动态开挖效应不可忽视。Yan 等[8]研究发现当埋深超过 800 m 后，地应力迅速增加，原始地应力的卸载效应会超过爆破荷载的效应，在损伤区的形成中占主导地位。

现有的研究中大多只考虑了完整岩体中的开挖动力效应，但实际岩体中通常含有节理，而节理一般对围岩的破坏有很大影响。此外，目前研究中多采用有限元方法进行数值模拟，只能关注能量、强度、应变等宏观参量，需要借助宏观本构体现岩石动力特性，且难以模拟动力问题中因应力波动造成的微裂隙的渐进产生和扩展。因此，本文利用离散元从宏微观角度研究节理岩体中洞室开挖卸荷引发的动力破坏过程，分析连通率对于动力响应及破坏机制的影响。以期为高地应力下的节理岩体开挖分析提供有价值的参考。

1　模型建立及模拟步骤

因隧道的轴向尺寸远大于截面尺寸，且沿轴向受力近似均匀，可简化为平面应变问题。随着深度的增大，地应力逐渐趋向于静水压力状态[9]，因此本文针对静水应力下的平面应变问题进行模拟。岩体中缺陷对工程的稳定性有显著影响，其尺度范围十分广泛，从微观（岩石晶体之间的裂纹、裂隙等）到宏观（节理、断层等）各种尺度。本文关注与隧道几何尺寸相同尺度的节理，且认为节理有一定走向。

1.1　微观接触模型

本文采用两种微观模型分别模拟岩石和节理的力学特性：其一为考虑胶结厚度与宽度的微观本构模型[10]，这一微观模型能再现无节理岩石真实破坏特性；其二为 Ivars 等[11]提出的光滑节理模型，该模型通过生成节理表面以避免颗粒受到接触方向的影响，两个颗粒可以沿着接触面相互覆盖而产生相对滑移。节理可以根据是否设置黏结强度而分为无黏结节理与有黏结节理两种形式。本文采用无黏结的光滑节理模型模拟岩体中的节理。

1.2　微观参数的确定

砂岩是一种广泛分布在地层中的沉积岩，本文选用某砂岩并根据其宏观力学特性、粒度、孔隙率进行离散元制样和微观参数标定。最终微观参数的标定结果如表 1 所示，其相应的宏观参数如表 2 所示，由此可以计算得到岩体的横波和纵波的波速分别为 1366，2477 m/s[18]。为了模拟动力过程，还需要标定微观局部阻尼，本文利用 PFC 模拟弯曲激振的试验并按照宏观阻尼比为 2%[12]进行标定，得到微观局部阻尼为 0.05。光滑节理模型的刚度采用其默认值，即颗粒之间的弹簧元件串联之后的刚度（法向刚度 7.5×10^9 N/m，切向刚度 5×10^9 N/m），而摩擦系数与颗粒的相同。

表 1 DEM 岩石试样模型参数

Table 1 Material parameters of DEM rock specimens

类型	微观参数	数值
颗粒部分	颗粒密度 ρ /(kg·m^{-3})	2700
	颗粒法向刚度 k_n /(N·m^{-1})	1.5×10^{10}
	颗粒切向刚度 k_s /(N·m^{-1})	1×10^{10}
	颗粒摩擦系数 μ	0.7
	颗粒抗转动系数 β	1.2
胶结部分	最大胶结厚度 h_{max} /m	1×10^{-5}
	胶结弹性模量 E_b /N	2.3×10^8
	胶结抗压强度 σ_c /Pa	2.7×10^9
	胶结抗拉强度 σ_t /Pa	2.7×10^8
	胶结延伸率 s_p	0.15

表 2 无节理岩石宏观参数

Table 2 Macro-parameters of intact rock

对比	弹性模量[13] /GPa	泊松比[13]	单轴抗压强度[14] /MPa	巴西劈裂强度[15] /MPa	内摩擦角[13] /(°)
试验	10	0.152	38	2.55	40.1
DEM	10.2	0.15	36	2.552	39.7
误差/%	2	1.32	5	0.07	1.00

1.3　模型试样生成

本文假设颗粒级配均匀分布，且根据砂岩粒度选择粒径为 0.3～0.5 mm。通过分层欠压法[16]生成均匀试样，试样内含有 20 万颗粒。由于砂岩的孔隙率通常在 10%～20%之间[13, 17-18]，因此本文通过墙体伺服的方式施加围压将颗粒压至孔隙率 15.3%，生成胶结并计算至平衡状态，得到完好的岩石试样。随后将岩石试样压至指定的地应力水平，生成节理并计算至稳定状态，得到 DEM 节理岩体试样。

采用岩桥距离 L_b 节理长度 L_j 、角度 θ 、连通率 $R_j = L_j/(L_j + L_b)$ 、间距 L_I 描述节理几何特征，如图 1 所示。

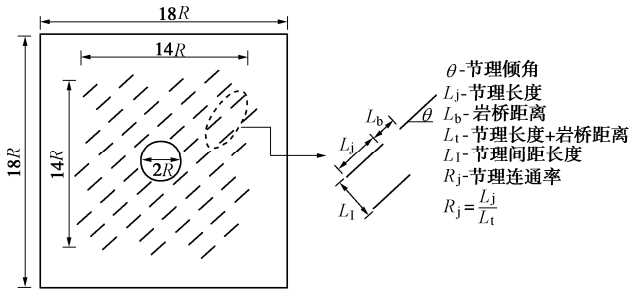


图 1 DEM 模型示意图

Fig. 1 Schematic diagram of DEM specimen

1.4　模拟步骤

为了利用离散元准确模拟节理岩体的开挖动力响应过程，需要解决计算域边界设置的问题。

由于实际开挖过程中所产生的应力波能在无限域中向外传播，而数值模模拟范围有限，所以需要在人

工截断处的边界上模拟实际应力波向外辐射的过程，根据简单的一维波动理论，任何一个截断处的动应力大小为[18]

$$\sigma_{nd} = -\rho c_p v \quad , \tag{1}$$

$$\tau_s = -\rho c_s v \quad 。 \tag{2}$$

式中 σ_{nd}，τ_s 分别为黏性边界所对应的法向，切向动应力；ρ 为岩体的密度；c_p 为纵波波速；c_s 为横波波速；v 为岩体在边界相应位置处的运动速度。

在考虑初始地应力的情况下，可以得到截断边界处任意一个颗粒上所受到的法向外力为

$$F_n = d(\sigma_{ns} + \sigma_{nd}) \quad , \tag{3}$$

式中，σ_s 为初始的地应力，d 为颗粒的粒径。当物体的变化速率十分缓慢的时候，则边界上的退化为准静态条件。

在模拟过程中，设置初始地应力为 25 MPa 的静水压力，并采用瞬间删除中心颗粒的方式近似模拟快速开挖过程，同时利用 PFC 内建的 fish 语言，在循环计算过程中插入人工黏性边界的计算过程以模拟应力波的辐射。

由于篇幅有限，因此本文将一部分变量设为定值（$\theta = 0$，$L_t = R$ 以及 $L_l = 1.5R$），分别对不同连通率（0.4，0.6，0.8）下的工况进行分析。

2 数值模拟结果

2.1 动力与静力的计算结果对比

为了研究动力效应对于计算结果的影响，本文对比了动力和静力两种模式下的计算结果。静力模拟中，将局部阻尼设置为 0.7，并对开挖部分的材料刚度分多个阶段进行软化[4]来控制卸荷速率，当最后一个阶段的计算达到稳定后对其进行挖除，以此来模拟准静态变化过程。在动态效应研究时，设置局部阻尼为 0.05，并且开启黏性边界。

图 2 展示了动力与静力问题的胶结破坏分布。对于动力问题，本文给出了胶结破坏的时空分布来分析破坏演化的过程（不同颜色的破坏发生在不同时刻）。而对准静态仅给出最后破坏情况。当考虑动力效应时，本文通过监测边界上颗粒的速度变化计算了应力波到达边界的时间点，在此时刻内（3×10^{-5} s 以内，下文简称阶段一），卸载所产生的应力波在岩体内传播，并主导了胶结破坏的产生。由图 2（a）可见，瞬时卸载所产生的动力效应（阶段一），导致了围岩迅速产生损伤。对于连通率较大的情况（大于等于 0.6），应力波传播过程中可能导致节理端部产生裂纹，并扩展形成破裂区。这一破裂区可以看做是伪自由面，在破裂区以及其内部的岩体依旧具有一定的承载能力，但是主要依靠外部比较完好岩石进行承载；随后在距离洞室较远的地方，由于内层围岩发生破裂弱化以及节理尖端损伤，在经过一段时间后也将形成破裂区。不考虑动力效应时，由图 2（b）可见，围岩仅产生局部少量的损伤，原有节理的尖端会发生裂纹的扩展，但是较少发生聚合并形成破坏区。

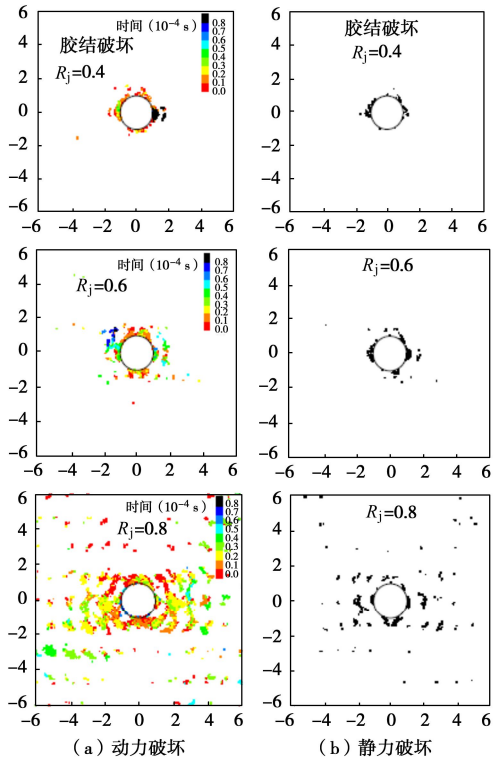


图 2 不同连通率胶结破坏分布图

Fig. 2 Distribution of cracks under different joint persistencies

为了进一步量化胶结破坏的数量并分析对比两种计算模式下不同工况的胶结破坏差异性，图 3 给出了不同工况下的胶结破坏数目。由图 3 可以看出两种计算模式下胶结破坏数量均以拉剪破坏为主，但是当连通率从 0.6 增大至 0.8 后，动力计算结果中的胶结破坏数量增长速度远大于准静态计算的结果。这意味着高地应力、高连通率的岩体中，卸载动力效应会导致后续产生严重的破坏。

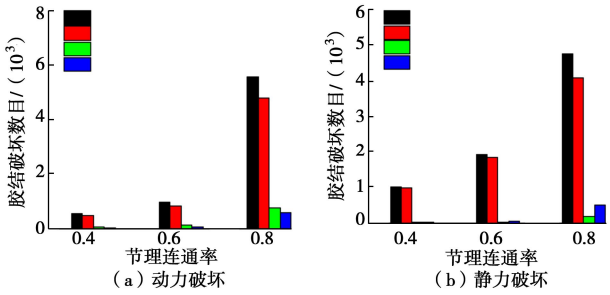


图 3 不同连通率下胶结破坏数量

Fig. 3 Number of cracks under different joint persistencies

2.2 微观破坏模式分析

本节通过胶结破坏位置以及其周边的颗粒位移变

化对连通率 0.8 的工况破坏模式进行微观分析。当考虑动力效应时，根据胶结破坏所处位置的不同可以大致将破坏分成两种形式，见图 4。第一种为靠近洞口处的破坏（1.5R 范围内），如图 4（a），底板和顶板与节理之间岩体（位置一）发生大面积的损伤，这部分岩体受到周围岩体的挤压，并且可能向洞室中心飞溅；而洞室两帮（位置二）通常会由于节理端部的应力集中而发生小部分破坏。第二种为远离洞口处的破坏（1.5R 范围外），如图 4（b），其通常表现为层间节理首尾翼型裂纹的贯通，最终可能形成多层破裂区。

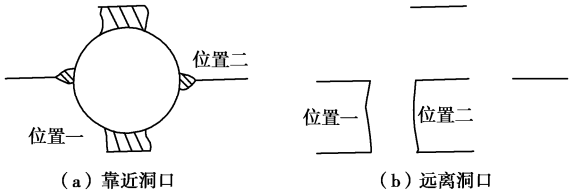


图 4 破坏模式示意图

Fig. 4 Schematic diagram of failure modes

图 5，6 详细展示了洞周和其他地方的破坏。其中小的黑色箭头表示了颗粒位移方向，大的红色箭头表示了颗粒整体位移方向。红色、绿色、蓝色线段分别对应了拉剪、纯拉、压剪胶结破坏，黄色线段代表了节理。图 5（a）为洞周底板位置，由于节理面的存在使得周围岩体沿着节理面发生滑动，导致了中间的岩体受到了挤压从而产生严重的破坏。图 5（b）为洞周两帮，由于节理端部的应力集中，使得与节理共面的围岩直接被压碎。

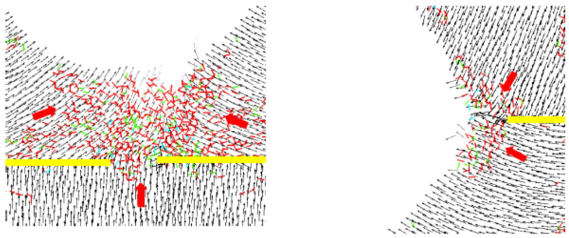


图 5 靠近洞口的破坏（考虑动力效应）

Fig. 5 Failures around tunnel (dynamic solution)

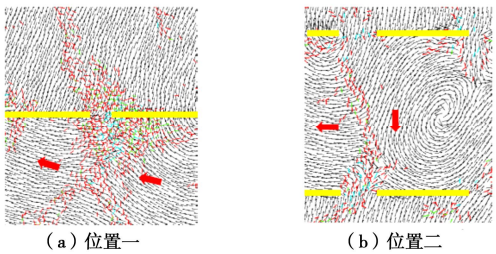


图 6 远离洞口的破坏（考虑动力效应）

Fig. 6 Failures away from tunnel (dynamic solution)

在远离洞口的位置处，相对较近处（图 6（a）），颗粒均向着洞室中心移动，由此可以推断出此处的宏观裂纹是岩体之间的相对拉伸导致的，而微观上颗粒的胶结破坏模式大多为拉剪破坏。在相对较远处（图 6（b）），通过裂纹两侧颗粒位移方向可以看出，左侧岩体向洞室中心移动，而右侧节理之间的块体发展为旋转块体，两者之间产生相对的拉伸与剪切，因此裂纹表现为拉剪裂纹，同时微观上的胶结破坏也是由拉剪主导的。

当采用静力计算时，其破坏的范围与程度均显著降低。图 7 为静力问题的洞口结果，与图 5 动力结果相比，可以发现准静态模式下，图 7（a）中的岩块不再受到两侧的挤压而产生显著破坏，图 7（b）中节理端部的挤压更为明显。图 8 为静力问题远离洞口的结果，与图 6 相比，准静态模式下，最终仅在节理端部产生少量破坏，颗粒整体位移呈现挤压的状态，胶结破坏中压剪百分比增大（图 8（a））；颗粒位移仅在端部呈现出一定的拉剪趋势（图 8（b））。

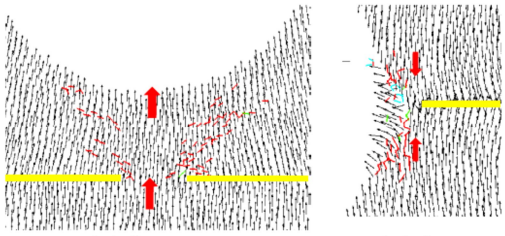


图 7 靠近洞口的破坏（不考虑动力效应）

Fig. 7 Failures around tunnel (static solution)

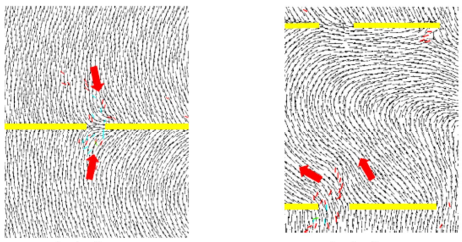


图 8 远离洞口的破坏（不考虑动力效应）

Fig. 8 Failures away from tunnel (static solution)

2.3 特定位置颗粒速度的时程变化分析

波在传播过程中遇到节理之后，会产生透射、反射，因此本文分别选取了多个观测点，分别观测不同连通率节理附近的颗粒速度相对于无节理时的速度变化，以分析节理对于动力效应传播的影响。

近孔口的节理及观测点的布置形式如图 9 所示。其中在 y 轴方向上布置了 2 组观测点，每组观测点包含了 3 个连续且间隔为 0.1R 的观测点。第一组位于两条相邻节理的岩桥中心，第二组观测点位于节理的中位线上。在 x 方向布置第三组观测点，其位置分别位于岩桥中心以及节理中心。以下用 G 代表组，P 代表点，例如 G1P1 代表第一组第一个点（x=0，y=1.4R），G2P2 代表第二组第二个点（x=0.5R，y=1.5R）。

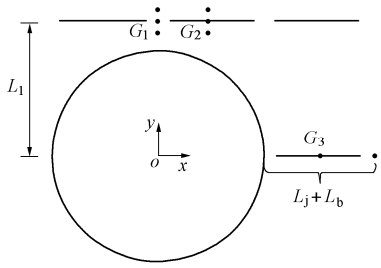


图 9 近孔口的节理布置示意图

Fig. 9 Schematic diagram of joints around tunnel

图 10～12 展示了 3 组观测点在不同连通率下的颗粒速度时程变化。第一组的观测点的位置所得到的颗粒速度如图 10 所示。在 G1P1 位置处，阶段一内由于开挖卸载所产生应力波向外传递，因此可以看到颗粒速度瞬间增大，并且有节理岩体的颗粒速度大于无节理岩体的颗粒速度，说明节理的存在放大了岩桥中心的动力效应；另一方面，该点的动力效应随着连通率的增大而增大。随后两个点的初始速度随连通率、时间的变化规律与第一个点相似，但是峰值速度随距离的增大而呈现递减。

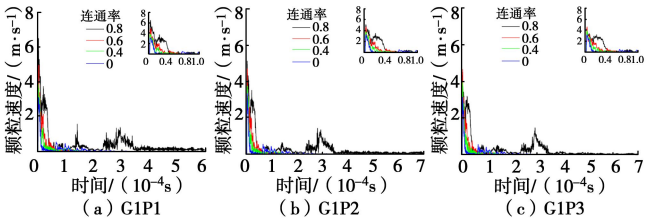


图 10 第一组观测点颗粒速度时程变化

Fig. 10 Change of velocity of first group of particles

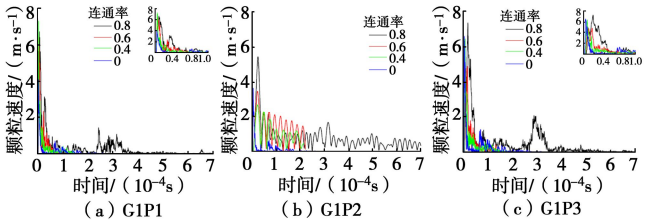


图 11 第二组观测点颗粒速度时程变化

Fig. 11 Change of velocity of second group of pariticles

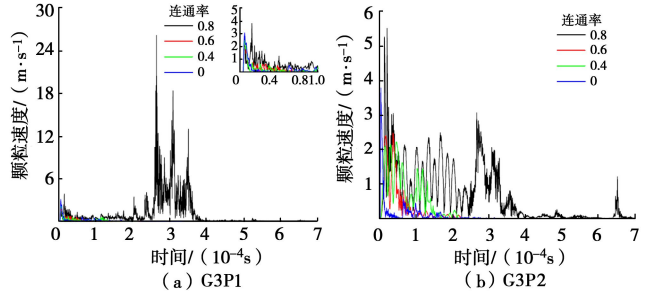


图 12 第三组观测点颗粒速度时程变化

Fig. 12 Change of velocity of third group of particles

对比 3 个点的颗粒速度随连通率的变化可以发现，当连通率小于等于 0.6 时，其速度随时间快速收敛至 0。而对于连通率为 0.8 的工况，由于出现了多个阶段的破坏，因此破坏所释放的能量导致其相应产生了多个波峰。

第二组观测点位于节理的中位线上（x=0.5R）。在 G2P1 位置处，含节理岩体的颗粒初始峰值随着连通率的增大而减小，但是均大于无节理的情况。进一步对比有节理与无节理的情况可以看出，无节理岩体的速度曲线经过了一个波峰后快速递减至零，而有节理岩体中的颗粒速度则维持了一段时间的振动，体现了节理的反射效应。

G2P2 位于节理的中央，相比于无节理的情况，此处颗粒起始振动产生了明显的滞后现象。另一方面，颗粒起始峰值速度小于无节理的情况，并且随着连通率的减小而减小。由于光滑节理模型的刚度较小，因此颗粒振动的频率显著降低。

在 G2P3 处，其初始的波峰与 G2P2 类似，都具有滞后的特性。同时与 G2P1 相比可以发现，在无节理的情况下，其颗粒峰值速度随空间的衰减幅度较小；而对于存在节理的情况，其振动的峰值均发生了显著的衰减，说明节理面起到一个缓冲的作用，阻碍了应力波的传播。

在第三组观测点中，G3P2（x=2R，y=0）处的颗粒速度在卸载动力效应结束之后产生了一个巨大的波峰，这可能是由于颗粒自身的胶结发生破坏所导致的，由此可见胶结破坏所释放的能量会造成十分剧烈的影响。G3P2（x=1.5R，y=0）的变化趋势与 G2P2 类似，不再赘述。

3 结 论

本文采用离散元研究了高地应力下节理岩体中动力破坏机制。通过改变节理连通率，研究了节理密度对于胶结破坏数量以及颗粒速度的影响，并分析了宏微观破坏模式。得到了以下 3 点结论。

（1）在 25 MPa 的地应力水平下，准静态计算结果仅产生少量破坏，而动力模式计算所得到的岩体破坏范围与程度均显著增大。准静态计算结果仅在节理端部产生破坏，而动力模式计算结果产生了多条聚合形成的破裂带。

（2）当节理连通率为 0.8 时，静、动力计算所得结果仅在洞口两帮的微观破坏较为类似。动力问题中，底板受到两侧岩体的挤压破坏；远离洞口产生了翼型裂纹，并扩展贯通为宏观的拉伸、拉剪裂纹，微观上均为胶结拉剪破坏。

（3）节理面对传播中的应力波起到反射与阻碍的作用。因此，节理面与孔口之间的岩块将受到反射后的压应力波以及岩块两侧岩体的挤压作用，从而产生

较大的破坏。而节理面后的岩体受到了节理面的缓冲作用，在卸载动力效应下的破坏较少。

参考文献：

[1] 钱七虎. 岩爆、冲击地压的定义、机制、分类及其定量预测模型[J]. 岩土力学, 2014, **35**(1): 1－6. (QIAN Qi-hu. Definition, mechanism, classification and quantitative forecast model for rockburst and pressure bump Rock and Soil Mechanics[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **35**(1): 1－6. (in Chinese))

[2] SHEMYAKIN E I, FISENKO G L, KURLENYA M V, et al. Zonal disintegration of rocks around underground workings, Part 1: data of in situ observations[J]. Soviet Mining, 1986, **22**(3): 157－168.

[3] MIKLOWITZ J. Plane-stress unloading waves emanating from a suddenly punched hole in a stretched elastic plate[J]. Journal of Applied Mechanics, 1960, **27**(1): 165－171.

[4] CAI M. Influence of stress path on tunnel excavation response: Numerical tool selection and modeling strategy[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2008, **23**(6): 618－628.

[5] LI X, CAO W, ZHOU Z, et al. Influence of stress path on excavation unloading response[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2014, **42**: 237－246.

[6] FAN Y, LU W B, YAN P, et al. Transient characters of energy changes induced by blasting excavation of deep-buried tunnels[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2015, **49**: 9－17.

[7] CHEN M, LU W B, YAN P, et al. Blasting excavation induced damage of surrounding rock masses in deep-buried tunnels[J]. KSCE Journal of Civil Engineering, 2016, **20**(2): 933－942.

[8] YAN P, LU W, CHEN M, et al. Contributions of in-situ stress transient redistribution to blasting excavation damage zone of deep tunnels[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2015, **48**(2): 715－726.

[9] 谢和平, 高　峰, 鞠　杨, 等. 深部开采的定量界定与分析[J]. 煤炭学报, 2015, **40**(1): 1－10. (XIE He-ping, GAO Feng, JU Yang, et al. Quantitative definition and investigation of deep mining[J]. Journal of China Coal Society, 2015, **40**(1): 1－10. (in Chinese))

[10] 蒋明镜, 金树楼, 张　宁. 不同胶结尺寸的粒间胶结强度统一表达式[J]. 岩土力学, 2015, **36**(9): 2451－2457, 2466. (JIANG Ming-jing, JIN Shu-lou, ZHANG Ning. Unified expression for bonding strength of cemented granules with different bond sizes[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(9): 2451－2457, 2466. (in Chinese))

[11] IVARS D M, POTYONDY D, PIERCE M, et al. The smooth-joint contact model[J]. 8th World Congress on Computational Mechanics 5th European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering, 2008: 2－3.

[12] 苏　鹏. 砂岩、花岗岩阻尼特性及机制的试验研究[D]. 西安: 西安理工大学, 2017. (SU Peng. Experimental Study on Damping Characteristic and Mechanism of Sandstone and Granite[D]. Xi'an: Xi'an University of Technology, 2017. (in Chinese))

[13] 邹　航, 刘建锋, 边　宇, 等. 不同粒度砂岩力学和渗透特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(8): 1462－1468. (ZOU Hang, LIU Jian-feng, BIAN Yu, et al. Experimental study on mechanical and permeability properties of sandstone with different granularities[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(8): 1462－1468. (in Chinese))

[14] TAN Y L, NING J G, LI H T. In situ explorations on zonal disintegration of roof strata in deep coalmines[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2012, **49**: 113－124.

[15] WANG J J, LI Y Q, JIAN F X, et al. Rate dependence of splitting tensile behaviors of sandstone and mudstone[J]. Geotechnical and Geological Engineering, 2019, **37**(4): 3469－3475.

[16] JIANG M J, KONRAD J M, LEROUEIL S. An efficient technique for generating homogeneous specimens for DEM studies[J]. Computers and Geotechnics, 2003, **30**(7): 579－597.

[17] BAUD P, MEREDITH P, TOWNEND E. Permeability evolution during triaxial compaction of an anisotropic porous sandstone: Permeability Evolution in Sandstone[J]. Journal of Geophysical Research: Solid Earth, 2012, **117**(B5): 5023.

[18] ZHOU X, SHENG Q, CUI Z. Dynamic boundary setting for discrete element method considering the seismic problems of rock masses[J]. Granular Matter, 2019, **21**(3): 66.

（编校：孙振远）

DOI：10.11779/CJGE2020S2036

海床中落锚问题的模型试验和大变形有限元研究

王彦頔，任宇晓*，庄道坤，高 鑫，柴伟森，闫澍旺

（天津大学建筑工程学院，天津 300072）

摘 要：落锚在海床中的贯入问题既影响着后续的拖锚行为，又对铺设于海底的管道、电缆、隧洞等有着较大的威胁。基于耦合欧拉–拉格朗日大变形有限元方法，建立了关于落锚在黏性土海床上贯入问题的计算模型，考虑了黏土强度与重度随深度的变化，通过与模型试验结果的对比验证了模型的准确性。文章揭示了锚在贯入海床过程中锚的受力、速度及贯入深度等随贯入时间的发展规律，并利用有限元模型分析了土体强度、初始触底速度等参数对落锚贯入问题的影响。

关键词：耦合欧拉–拉格朗日；CEL；落锚；大变形分析；模型试验

中图分类号：TU43 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－4548(2020)S2－0202－06

作者简介：王彦頔(1989—)，女，主要从事海洋岩土工程方面的研究工作。E-mail: wangydtju@163.com。

Study on anchor dropping in seabed based on model tests and large deformation finite element method

WANG Yan-di, REN Yu-xiao, ZHUANG Dao-kun, GAO Xin, CHAI Wei-sen, YAN Shu-wang

(School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin, 300072, China)

Abstract: The penetration of anchors in the seabed affects the subsequent towing behavior and poses a great threat to pipelines, cables and tunnels laid on the seabed. Based on the coupled Euler-Lagrangian large deformation finite element method, a model for calculating the penetration of anchors in the cohesive soil seabed is established. The variation of clay strength and gravity with depth is considered. The comparison between the numerical results and the model test results shows a good agreement. The development laws of anchor force, velocity and penetration depth during the penetration of the anchor into the seabed are revealed. The influences of the parameters of soil strength, initial bottoming speed and other parameters on the penetration of the anchor are analyzed.

Key words: coupled euler-lagrangian method; CEL; anchor dropping; large deformation analysis; model test

0 引 言

在船只活动频繁水域，船只抛落锚、拖锚、渔船拖网等行为对铺设在水底的结构物如海底管缆有着巨大的威胁[1]。不过，现有对海底结构物的预埋深度多依靠经验，而海床土壤表层多为强度较低的淤泥、黏土，船锚抛锚埋深较大。因此，有必要对落锚在海床中的贯入问题进行深入研究。而以往对落锚问题的研究多集中在海洋工程锚上，众多国内外学者对海工锚的前期结构设计、锚体安装、后期承载特性等环节通过模型试验、现场试验、理论或数值的方式进行了深入的研究[2-5]。近年来关于船用锚在拖落锚方面的研究有所增多[6-9]。

船锚在海床中的落锚运动是一个涉及锚结构、触底速度、锚土相互作用、海床土性及土体大变形等因素的动力贯入问题，对于落锚过程中锚的受力、落锚速度随贯入深度的实时发展规律，以及落锚过程受海床土性、触底速度等因素的影响，都需要进行深入系统的分析。

本文以通用的霍尔锚为例，通过模型试验揭示了落锚运动规律。基于耦合欧拉–拉格朗日大变形有限元方法，建立了落锚贯入海床土的数值计算模型，考虑黏土强度和有效重度随深度的变化规律，计算了落锚过程中落锚加速度、落锚速度与落锚贯入深度等的发展规律，通过模型试验验证了计算模型的准确性，并采用该模型讨论了黏性土强度、触底速度等因素对落锚问题的影响。

基金项目：国家自然科学基金项目（51878446）；天津市自然科学基金项目（18JCYBJC40500）

收稿日期：2020－08－07

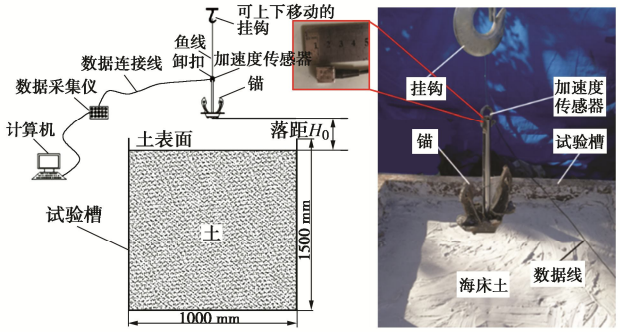
*通信作者（E-mail：renyx66@163.com）

1　模型试验

1.1　试验设计

本文设计落锚模型试验，旨在揭示落锚在海床中的贯入速度与深度的关系，并为数值分析模型提供参考。试验选霍尔锚为研究对象，以高岭土模拟海洋黏土，通过真空堆载联合预压的方式制得不同强度的黏土试验，改变锚的初始下落高度，使锚自由落体以不同的触底速度贯入土中，测得锚下落过程中实时的下落加速度，通过对加速度积分得到其速度和下落高度变化，进而得到锚在土中的最大贯入深度。

在如图 1 所示 1.0 m×1.0 m×1.5 m 的试验槽中进行试验，锚利用鱼线绑到挂钩上，锚柄与锚爪固定在同一平面，锚柄前端粘贴加速度传感器（质量为 6 g）。试验前锚悬挂到距离土表面一定高度，锚静止时开启数据采集仪开始记录数据，然后烧断鱼线，锚自由下落贯入土中，保存数据并停止采样。



（a）试验示意图　　（b）试验照片

图 1　落锚模型试验

Fig. 1 Model tests on anchor dropping

将锚悬挂稳定后锚底部与土面的高差称为落距，用 H_0 表示；锚自由落体，锚底接近土面时的瞬时速度称为触底速度，用 v_T 表示；锚底部最大的入土深度称为落深，用 D_{max} 表示。落距表征落锚贯入海床的初始条件（抛锚高度或落锚最大速度），落深表征抛锚可能直接撞击海管的最大深度。由于人工测量难免存在误差，对这两个数据都基于试验测试数据来确定。由黏贴在锚柄前端面的加速度传感器测得锚的下落加速度，通过对加速度的连续积分得到锚的下落速度和下落高度，加速度由重力加速度向负值转变的时刻表示锚底部开始接触土面，此时的下落高度即为落距 H_0，其速度即为触底速度 v_T，当相反的加速度导致锚的下落速度为 0 时，锚达到本次试验的最大下落高度 H_{max}，它与落距的差值则为锚最大入土深度，即落深 D_{max}。

1.2　试验用锚

根据相关标准[10]制作了与 3 t 的原型锚的几何相似比 1∶8 的模型锚，其结构和具体尺寸见表 1 和图 2。

表 1　霍尔锚模型锚的尺寸

Table 1 Sizes of model anchor for Hall's anchor

锚质量	锚冠和锚爪部分/mm									锚柄/mm	
m_a/kg	B	L	b_1	b_2	b_3	b_4	L_1	t_1	t	H	T
5.7	210	85	49	31	93	20	140	44	10	350	25

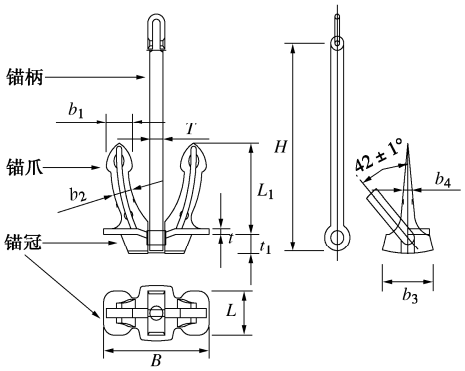


图 2　霍尔锚结构示意图

Fig. 2 Schematic diagram of Hall's anchor

1.3　试验土样制备和性质

高岭土作为模型试验和原型试验的土体试样被广泛应用于诸多海洋岩土工程领域的研究中[11]。本文高岭土的颗粒相对质量密度 G_s 为 2.61，塑限 w_P 为 47%，液限 w_L 为 76%，塑性指数 I_P 为 29。模型试验时先将高岭土与水按 2.0～2.5 倍液限含水率混合，充分搅拌排出泥浆中的气体，采用真空–堆载联合排水固结的方式，上下双向排水固结，每次试验时撤去土样顶部堆载和排水系统，测试其不同深度的含水率和不排水抗剪强度，进行完落锚试验后恢复表层土继续固结。一共进行了 3 个强度下的落锚试验，按时间顺序先后命名 3 次试验采用的黏土为黏土 1、黏土 2、黏土 3，每次试验前测得的黏土不排水强度和含水率见图 3，4。

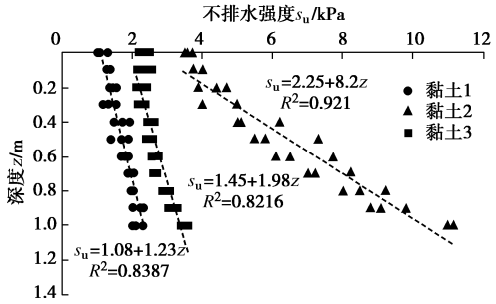


图 3　试验用黏土不排水强度

Fig. 3 Undrained strengths of clay

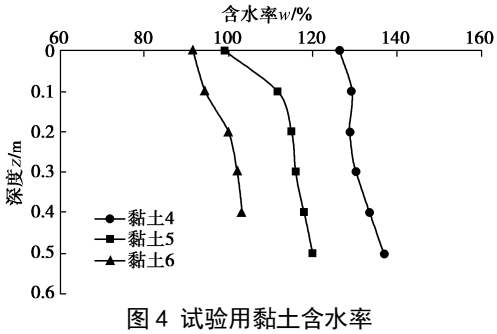


图 4　试验用黏土含水率

Fig. 4 Moisture contents of clay

1.4 模型试验结果

在 3 个强度的黏土中分别进行了若干次不同落距的落锚试验，以黏土 1 中的一次落锚试验为例，绘制了落锚过程中的下落加速度、速度、位移随时间的变化曲线，如图 5 所示。图 5 显示，在 t_0=0.1 s 时刻锚开始下落；在 t_1=0.432 s 时刻锚底面接近土面，此时触底速度 v_T=3.267 m/s，结合图 6 的下落速度－高度曲线可知，此时达到落距 H_0=0.54392 m；锚贯入土中后的加速度曲线显示先后出现了 3 次峰值，第一次为锚底面触土的反力引起的，第二次为锚冠前板触土的反力引起的，此次反力值最大，对应时刻为 t_3=0.448 s，加速度为−47.8 m/s^2，其后锚继续贯入土中，锚冠前板一直作为锚的最大迎土面积，因此锚将在一段时间内持续受到一个较大的反力，此即为第三次反力峰值；在 t_2=0.526 s 时锚的下落速度降为 0 m/s，此时达到峰值下落位移 0.722 m，与落距相减即为此次试验的最大贯入深度——落深 D_{max}=177.6 mm（图 6）。在 t_2 时刻后，锚的速度会在 0 m/s 附件有所波动，对应的下落位移也有所变化，这是由于较软的黏土对落锚的反力波动，分析时不考虑。

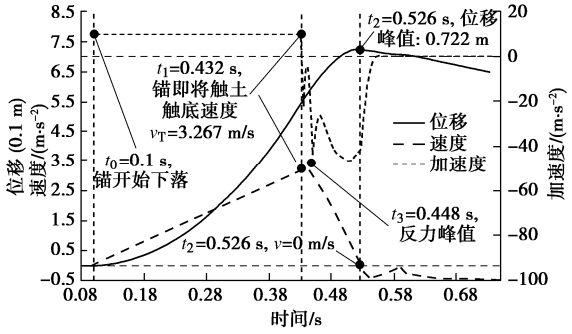


图 5 黏土 1 中的落锚试验数据曲线

Fig. 5 Curves of anchor-dropping test data of clay 1

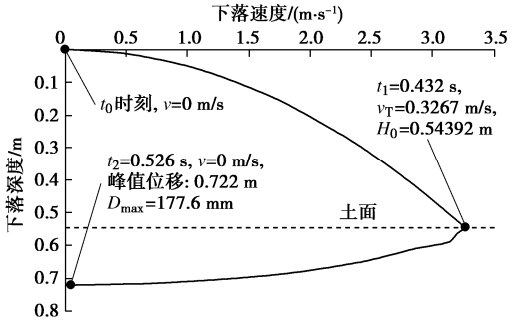


图 6 黏土 1 中的落锚试验的下落深度与下落速度关系曲线

Fig. 6 Curves between falling depth and speed of anchor-dropping tests of clay 1

将 3 种黏性土中的所有落锚模型试验，参照上述试验结果处理方法，总结每次试验的落深和落距，绘制二者关系图并给出拟合曲线如图 7 所示。

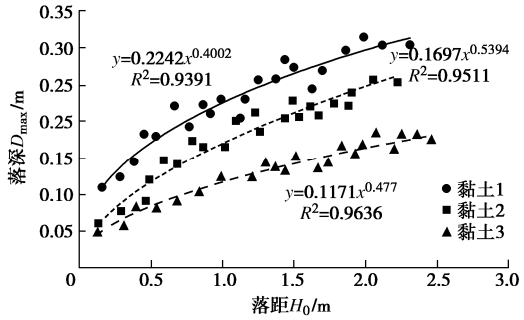


图 7 不同强度黏土中的抛锚最大贯入深度与落距的关系

Fig. 7 Relationship between D_{max} and H_0 in clays with different strength

图 7 表明黏土中落深与落距的关系用幂函数拟合曲线得到的 R^2 值更大。图 7 中曲线反映出 3 种黏土中落深都随落距增大而增大，不过增大趋势在逐渐放缓。随着黏性土强度增大落深逐渐减小。

2 耦合的欧拉-拉格朗日方法

耦合的欧拉–拉格朗日有限元分析方法(Coupled Eulerian-Lagrangian，简称 CEL) [12]综合了欧拉网格和朗格朗日网格各自的优点，以网格固定而材料在网格中自由流动的欧拉网格方式建立计算模型，有效解决了各类大变形及材料破坏问题，比如结构物贯入、拖锚和落锚引起土体隆起和运动等。

CEL 方法采用显式动态分析，按中心差分方法对运动方程进行显式的时间积分，通过求解前一个增量步的动力学条件确定下一个增量步的动力学条件。

显式动态能够分析包括多个独立物体相互作用的复杂接触问题。锚与土体的接触采用欧拉体与拉格朗日体的接触算法，用拉格朗日网格分析结构的应力应变响应，常用的是通用接触，采用罚函数和有限滑动的接触离散方式，可以自动选择接触对的主从面，其基于加强的侵入边界方法，允许拉格朗日体占据欧拉网格的空单元，两者的分界面将自动被计算和追踪，同时，罚函数方法可允许欧拉体侵入到拉格朗日域内一定的过盈量（接触过盈），欧拉体与拉格朗日体之间界面通过基于罚函数方法的广义接触算法模拟。

3 有限元计算模型

3.1 模型建立

建立如图 8 所示的落锚问题有限元计算模型，计算采用锚的尺寸如表 1 所示，为消除边界效应的影响，土体模型远大于试验槽尺寸，长、宽、高分别为 2.6，2.0，1.5 m，顶部设置 0.2 m 空网格。土体模型采用八节点欧拉单元 EC3D8R，为保证计算精度，其最小网格为 4 mm，共约 40 万单元。锚采用八节点拉格朗日

单元 C3D8R。

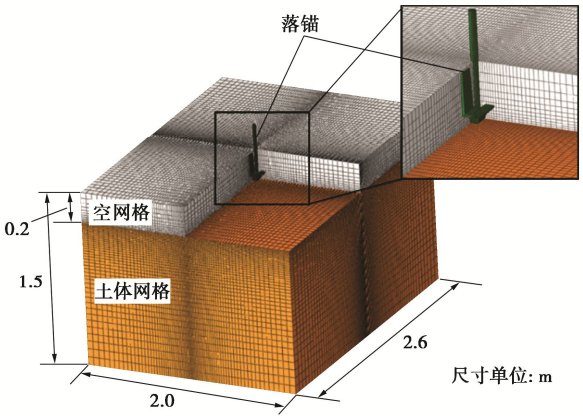


图 8 落锚计算模型

Fig.8 Numerical model for anchor dropping

3.2 模型参数

土体作为欧拉材料，其赋值通过荷载模块的预定义场实现，按照一定的欧拉体积分数 EVF 来指派。将海床黏性土视为理想弹塑性体，采用 Tresca 屈服准则（φ=0°），考虑土重和强度随深度的变化规律，根据模型试验实测结果通过预定义场变量的方法设定，弹性模量 E 取 100 倍的不排水强度，泊松比 ν 为 0.49。根据 Skempton 的建议，软黏土侧压力系数 K_0 取 0.62[13]。

锚设置为刚体，密度 7850 kg/m^3，弹性模量 210 GPa，泊松比 0.2。计算开始前将锚置于土体表面。

在欧拉分析中默认采用通用接触，黏土与锚的摩擦系数取黏土与锚的黏附系数 α_{soil} 取 0.33。约束锚体除竖向以外的其他 5 个自由度；土体模型外表面施加相应的欧拉边界和速度边界。共设置地应力分析步和落锚分析步两步，在地应力平衡后给锚体施加初始速度，即触底速度，对应着落锚试验时不同的落距。

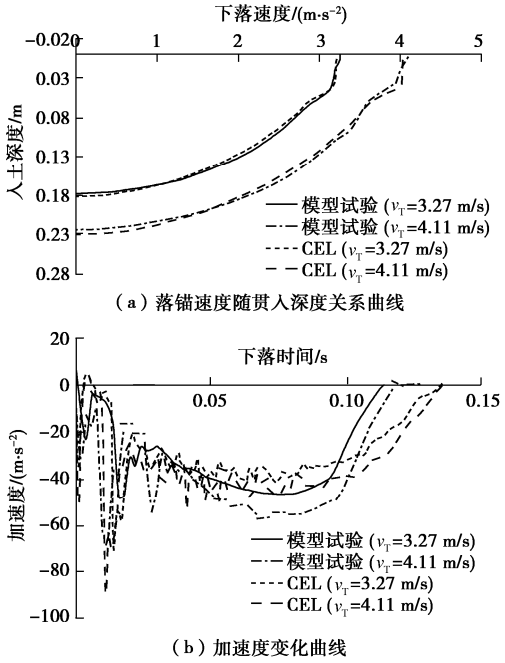
4 数值计算结果与分析

4.1 计算结果验证

利用有限元模型计算了模型试验在 3 种强度黏土中的落锚过程，限于篇幅，仅对比黏土 1 和黏土 3 中的数值计算和试验结果，分别如图 9，10 所示。

图 9，10 可以看出，不同强度的黏土中，锚以不同触底速度下落，受到的反力（加速度）、落锚速度、下落深度随时间实时发展规律与试验结果都非常吻合，证明了该模型在模拟落锚贯入问题上的准确性。

另外，在图 9（a），10（a）的速度－深度曲线中，可以看到在约 45 mm 处有明显的拐点，该深度与锚冠厚度 t_1 相同，这是由于当锚的贯入深度超过该深度时，锚的入土投影面积突然增大到整个锚冠面积，锚所受阻力突然增大，对应地，在图 9（b），10（b）的加速度曲线中，可以看到除了锚一开始接触土面时的产生的反力峰值，紧接着又产生了一次较初始峰值更大的峰值，这就是锚冠入土产生的反力峰值。

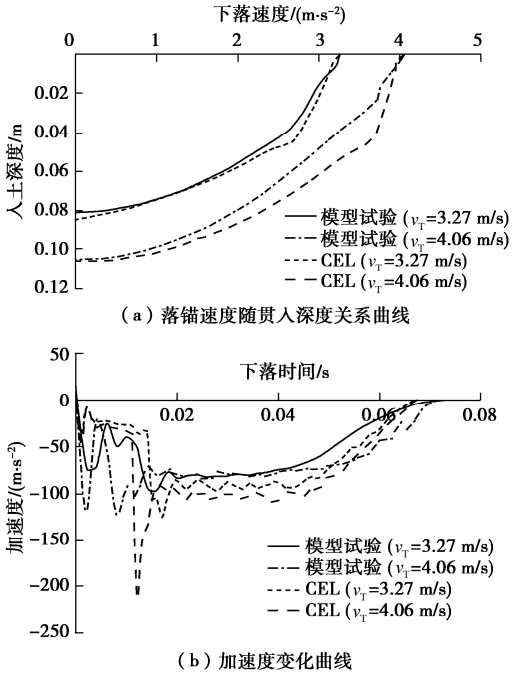


（a）落锚速度随贯入深度关系曲线

（b）加速度变化曲线

图 9 计算结果验证：黏土 1（v_T =3.27 m/s，v_T =4.11 m/s）

Fig. 9 Verification of calculated results of clay 1



（a）落锚速度随贯入深度关系曲线

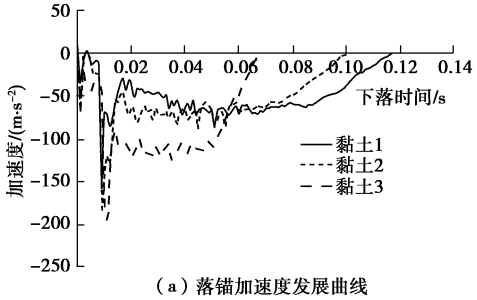
（b）加速度变化曲线

图 10 计算结果验证：黏土 3（v_T =3.27 m/s，v_T =4.06 m/s）

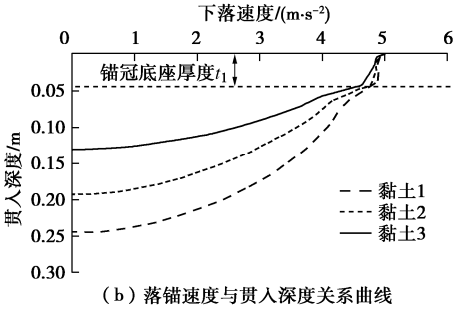
Fig. 10 Verification of calculated results of clay 3

4.2 黏土海床不排水强度对落锚的影响

基于数值模型，采用相同初始触底速度，计算该锚在上述强度的黏土中的落锚运动，绘制落锚加速度、速度以及贯入深度等数据的变化规律如图 11 所示。



（a）落锚加速度发展曲线



（b）落锚速度与贯入深度关系曲线

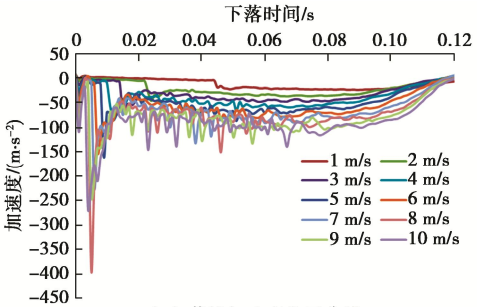
图 11 黏性土不排水强度对落锚运动的影响

Fig. 11 Influences of s_u on anchor dropping

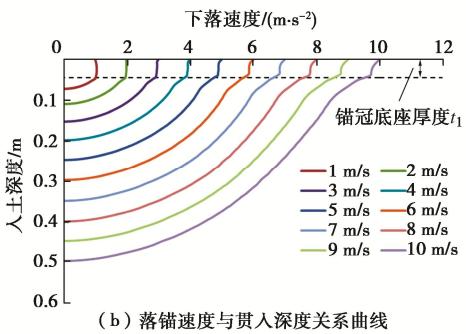
由图 11（a）的加速度曲线可以看出，3 种强度的黏土中锚冠底座和锚冠前板分别触底的反力峰值出现时间节点基本相同，不过在反力数值上有明显的区别，强度的土体中锚的加速度值较大；反映在图 11（b）的落锚速度－深度曲线中，不同强度的黏土对落锚的影响明显，强度大的黏土中落锚速度降低较快，最终达到的落深 D_{max} 也要明显小于强度小的黏土。

4.3 触底速度对落锚的影响

基于本文模型，研究了触底速度对落锚运动的影响，将黏土 1，3 中计算结果绘制在图 12，13 中。



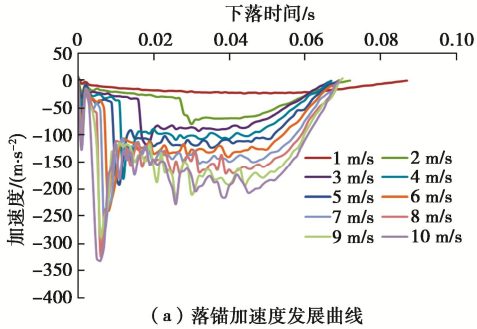
（a）落锚加速度发展曲线



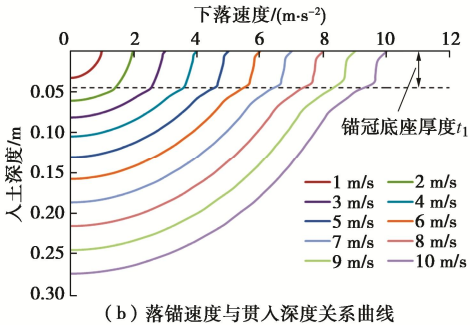
（b）落锚速度与贯入深度关系曲线

图 12 触底速度对落锚贯入过程的影响（黏土 1）

Fig. 12 Influences of landing speed on anchor dropping (clay 1)



（a）落锚加速度发展曲线



（b）落锚速度与贯入深度关系曲线

图 13 触底速度对落锚贯入过程的影响（黏土 3）

Fig. 13 Influences of landing speed on anchor dropping (clay 3)

从图 12，13 可以看出，增大触底速度锚受到的加速度会明显增大，落锚速度会减小的更快，这是由于较大的初速度下，锚受到的与速度有关的拖曳阻力增大的缘故。当然，较大的触底速度下落锚的落深会逐渐增大。对比图 12，13 也可看出，在强度较大的黏土 3 中，锚入土后受到的峰值阻力要明显大于黏土 1 中。

将上述 3 个强度的黏土中触底速度由 1～10 m/s 的落锚结果整理，绘制落深随触底动能的变化规律如图 14 所示，可以看出，随着触底速度的增大，落锚在黏性土海床中的落深将持续增大，另外，落深随触底动能的增长曲线将逐渐放缓。

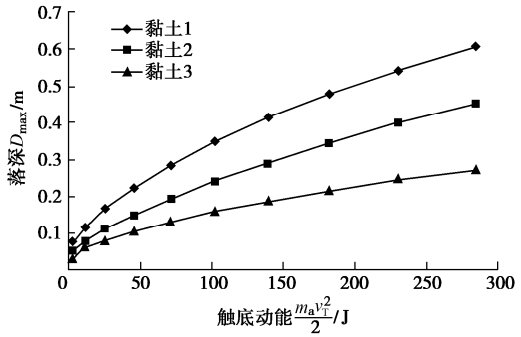


图 14 不同触底速度的落锚在黏性土海床中的落深

Fig. 14 Values of D_{max} at different landing speeds in clay

5 结论与建议

本文基于耦合的欧拉–拉格朗日方法，建立了落锚贯入海床土的数值计算模型，通过模型试验验证了计算模型的准确性，并采用该大变形有限元模型，讨论了黏性土强度、触底速度等对落锚的影响，得到以下 3 点结论。

（1）通过模型试验测试结果，直观地揭示了落锚过程中锚加速度、速度、下落深度随时间的变化规律。

（2）海床土体强度和触底速度，以及锚的结构特点，直接影响着锚的贯入过程。海床强度大、触底速度小、锚的水平面投影面积大，锚在海床中的贯入深度较小。

（3）数值计算结果与模型试验实测结果吻合良好，证明了 CEL 方法在分析此类大变形贯入问题上的准确性，可为类似分析提供参考。

参考文献：

[1] 方　娜, 陈国明, 朱红卫, 等. 海底管道泄漏事故统计分析 [J]. 油气储运, 2014, **33**(1): 99－103. (FANG Na, CHEN Guo-ming, ZHU Hong-wei, et al. Statistical analysis of leakage accidents of submarine pipeline[J]. Oil & Gas Storage and Transportation, 2014, **33**(1): 99－103. (in Chinese))

[2] RAIE M S, TASSOULAS J L. Installation of torpedo anchors: numerical modeling[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2009, **135**(12): 1805－1813.

[3] 刘　君, 张雪琪. 板翼动力锚水中自由下落过程数值模拟 [J]. 海洋工程, 2017, **35**(3): 29－36. (LIU Jun, ZHANG Xue-qi. Numerical simulation of the installation of gravity installed plate anchors in water[J]. The Ocean Engineering, 2017, **35**(3): 29－36. (in Chinese))

[4] CHANG K, HOSSAIN M S, WANG D, et al. Performance of a novel dynamically installed fish anchor in calcareous silt[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2019, **145**(6): 1－14.

[5] 刘　君, 李明治, 韩聪聪. 土体率效应对动力锚沉贯深度影响[J]. 大连理工大学学报, 2017(1): 68－77. (LIU Jun, LI Ming-zhi, HAN Cong-cong. Influence of soil strain-rate effect on embedment depth of dynamically installed anchors[J]. Journal of Dalin University of Technology, 2017(1): 68－77. (in Chinese))

[6] 韩聪聪, 陈学俭, 刘　君. 霍尔锚抛锚深度模型试验研究[J]. 海洋工程, 2018, **36**(5): 90－98. (HAN Cong-cong, CHEN Xue-jian, LIU Jun. Model tests on penetration depth of hall anchor[J]. The Ocean Engineering, 2018, **36**(5): 90－98. (in Chinese))

[7] 王　懿, 贾　旭, 黄　俊, 等. 基于 CEL 的船舶抛锚入泥深度分析[J]. 石油机械, 2014, **42**(12): 44－47. (WANG Yi, JIA Xu, HUANG Jun, et al. Analysis of penetration depth of dropped anchor based on CEL[J]. China Petroleum Machinery, 2014, **42**(12): 44－47. (in Chinese))

[8] 闫澍旺, 任宇晓, 孙立强, 等. 砂土中的拖锚模型试验及锚抓力计算方法研究[J]. 中国造船, 2016, **57**(1): 103－115. (YAN Shu-wang, REN Yu-xiao, SUN Li-qiang, et al. Model test and calculation of holding capacity of hall anchor in dragging process in sand[J]. Shipbuilding of China, 2016, **57**(1): 103－115. (in Chinese))

[9] 任宇晓, 闫澍旺, 闫　玥, 等. 基于 CEL 方法对拖锚过程的数值分析[J]. 地下空间与工程学报, 2017, **13**(6): 1573－1578. (REN Yu-xiao, YAN Shu-wang, YAN Yue, et al. Numerical analysis on dragging anchors in soil based on CEL[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2017, **13**(6): 1573－1578. (in Chinese))

[10] 霍尔锚：GB T524—2016[S]. 2016. (Hall Anchor: GB T524—2016[S]. 2016. (in Chinese))

[11] HOUSE A R, RANDOLPH M F. Installation and pull-out capacity of stiffened suction caissons in cohesive sediments [C]// Proceedings of the 11th International Offshore and Polar Engineering Conference, 2011.

[12] NOH W F. CEL: A Time-dependent, Two-Space-Dimensional, Coupled Eulerian-lagrange CODE[M]. Livermore, California: Lawrence Radiation Lab, University of California, 1963.

[13] SKEMPTON A W, SOWA V A. The behavior of saturated clays during sampling and testing[J]. Géotechnique, 1963, **13**(4): 269－290.

（编校：孙振远）

DOI：10.11779/CJGE2020S2037

土工袋排列方式对砂性土质边坡加固影响试验研究

王艳巧，李一雷，刘 康*，熊 旭，周 磊，张 恒，郑骁唐，邓长奥
（合肥工业大学土木与水利工程学院，安徽 合肥 230009）

摘 要：土工袋加固边坡效果已在许多工程实际中得到了验证，但对于土工袋排列方式对边坡加固效果的影响尚缺乏系统的试验研究。鉴于此，通过室内物理模型试验，进行 5 种不同土工袋排列方式加固边坡的加载破坏试验，通过分析坡体破坏形态与破坏压力、土压力水平传递和竖向分布规律、加载过程中坡体水平位移变化趋势，探究土工袋的排列方式对砂性土质边坡的加固效果影响及其规律。研究结果表明：纵横层间交错排列（排列方式 1）滑裂面最深、坡体承载力最大，其加固效果最好。此外，边坡加固效果与尾翼埋入坡体量多少和土工袋层间嵌固效果有关，尾翼埋入坡体越多，层内相互约束作用越强，挡墙层间嵌固作用越强，对坡体的变形约束越强，土工袋加固效果就越好。

关键词：砂性土质边坡；土工袋；模型试验； 排列方式
中图分类号：TU43 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－4548(2020)S2－0208－06

作者简介：王艳巧(1983—)，女，博士，讲师，主要从事边坡加固处理等方面的研究工作。E-mail: wangyanqiao@hfut.edu.cn。

Experimental study on influences of inter-layered arrangements of soilbags on reinforcement of sandy soil slopes

WANG Yan-qiao, LI Yi-lei, LIU Kang, XIONG Xu, ZHOU Lei, ZHANG Heng, ZHENG Xiao-tang, DENG Chang-ao
(School of Civil and Hydraulic Engineering, Hefei University of Technology, Hefei 230009, China)

Abstract: The effectiveness of soilbags on slope reinforcement is verified in many engineering applications. However, there is no systematic experimental study on the influences of the inter-layered arrangements of soilbags on the reinforcement of soil slopes. The laboratory physical model tests on the soil slopes reinforced by soilbags with five different inter-layered arrangements are conducted. The influences of the inter-layered arrangements of soilbags on the reinforcement of soil slopes and their characteristics are investigated by analyzing the failure mode and pressure of slopes, the horizontal transmission and vertical distribution of soil pressures, and the variation tendency of the horizontal displacements during the loading process. The experimental results show that the bearing capacity and the settlement are the largest when the vertically and horizontally inter-layered stagger arrangement of soilbags (Arrangement 1) is applied. Arrangement 1 has the best reinforcement effectiveness among the five different arrangements. In addition, the longer the tail is buried in the slope, the stronger the inter-layered constraint is. The stronger inter-layered constraint causes stronger embedding effectiveness between the soilbag layers, and this effectiveness exhibits stronger deformation constraint, which induces better reinforcement effectiveness.

Key words: sandy soil slope; soilbag; model test; arrangement

0 引 言

边坡失稳导致滑坡是山区和丘陵地区常见的自然灾害之一，在中国西南、西北、华东和华北等山区、丘陵以及黄土高原地区都有大量滑坡分布[1]。随着经济的发展，人类越来越多的工程活动破坏了自然坡体，铁路、公路的不断扩建、增建和城市旅游开发等建设，在某种程度上破坏了原生地表，尤其是开山炸石，导致水土大量流失，地质灾害频发，坡滑坡事件屡见不鲜。边坡失稳造成的滑坡不仅会导致一定范围内的人员伤亡、财产损失，还会对附近道路交通造成严重威胁[2]。因此，研究及时有效的边坡处理方法已经成为时下学术界、工程界的热门课题之一。

目前，边坡加固方法可分为内部加固法和外部加固法两大类[3]。内部加固法主要是在土体内加入碎石、格栅等以改善其受力状态，从而加固边坡。外部加固法是在边坡外部设置原位挡墙、重力挡墙等支挡结构

基金项目：国家自然科学基金青年基金项目（51609059）；国家级大学生创新创业训练计划项目（201910359029）
收稿日期：2020－08－07
*通信作者（E-mail: k.Liu@hfut.eud.cn）

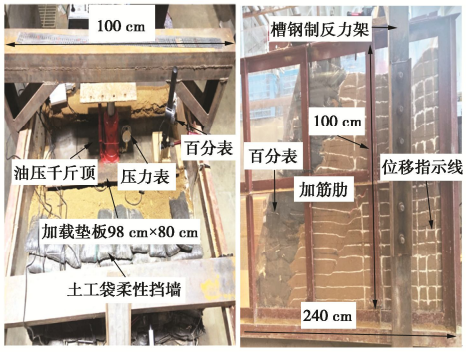
使土体得到约束而不易发生破坏，如抗滑挡土墙法、表面压重法、土工袋法等[4-5]。

土工袋加固边坡的基本原理就是用编织袋填充各种材料如土料等，从而限制土体的侧向位移[6-7]，这种方法具有施工简单、安全环保、就地取材等优点。长期以来，土工袋主要应用于港口建设、防洪抢险截流围堰和堆砌支挡结构等一些临时性挡土建筑物中[8]。近年来，刘斯宏等[9-10]在结合土工袋工程实际应用的基础上，通过考察以及大量试验和理论研究后开发出了一套新的土工袋加固岩土工程技术，完成了其由实践向理论的过渡。土工袋的加固原理和效果已被广泛深入研究。

目前，土工袋加固边坡的基本原理已经日趋完善，且其加固效果已经在国内外许多工程中得到了验证[11-16]，但这种柔性的土工袋加固边坡技术并不是简单的将土工袋堆放于边坡旁，而是按一定的排列方式使其与坡体形成一整体，从而对边坡起到外部支挡作用。研究土工袋的排列方式对土质边坡的加固和稳定效果可为土工袋加固土质边坡的优化设计提供理论及数据支持。鉴于此，本文对土工袋的排列方式进行一系列的试验研究，探究不同的排列方式对砂性土质边坡的加固效果影响。

1　试验材料与装置

试验在一内部尺寸为 240 cm×100 cm×100 cm（长×宽×高）的模型箱（见图 1）中进行。为便于试验操作，模型箱右侧面悬空，前、后和左侧三面均由 20 mm 厚的有机玻璃板黏合而成，为防止模型箱在边坡加载过程中因发生较大的侧向变形而影响试验结果的准确性，有机玻璃板与槽钢间的微小空隙用超薄塑片进行了填充，在箱体前、后两侧面板上均用槽钢配置了上下间距为 50 cm，左右间距为 60 cm 的条状加强件（加筋肋），并用相同型号的槽钢对箱体底部框架结构进行了加固。且在箱体前侧绘制了每小格边长为 5 cm 的位移指示线以便观察坡体的位移。



（a）正视图　　（b）侧视图

图 1　试验装置图

Fig. 1 Setup of model tests

试验统一采用尺寸为 20 cm×10 cm×5 cm（长×宽×高）的加筋土工袋，即在普通土工袋的基础上增加一长度为 20 cm 的尾翼，如图 2 所示。土工编织袋原材料为 60 g/m^2 的聚丙烯（PP），经、纬向抗拉强度分别为 11，5 kN/m，其经、纬向伸长率均小于 20%。编织袋内装土体与坡体所用土体材料相同，其物理力学参数为：密度ρ为 1.65 g/cm^3，含水率 w 为 5.2%，黏聚力 c 为 3.8 kPa，内摩擦角φ为 30.2°。

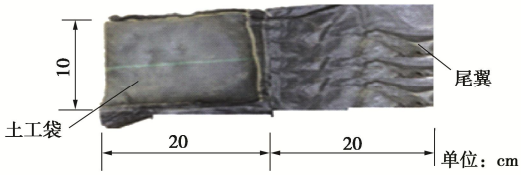


图 2　土工袋

Fig. 2 Soilbag

2　试验方法与方案

为探求土工袋最佳排列方式，在保证土工袋挡墙加固厚度不变的前提下，将多种基本排列方式交叉结合进行试验，共形成 5 种不同排列方式（如图 3）的物理模型试验。

（1）纵横层间交替排列（排列方式 1）。第一层纵向排列，第二层横向排列，并以此交替向上，直至顶层。在纵向排列层中尾翼全部埋入土体内，横向排列层中尾翼全部在挡墙内相互叠压，土工袋的尾翼共有 1/2 埋入坡体，另外 1/2 在挡墙内相互叠压，具体排列方式见图 3（a）。

（2）纵横十字层间交错排列（排列方式 2）。每一层都是两横一竖的排列方式，上下层间错开。竖向排列时将尾翼埋入坡体内，最终有 1/3 的尾翼埋入坡体，另外 2/3 在挡墙内相互叠压，上下两层交错，无纵向贯穿缝，具体排列方式见图 3（b）。

（3）纵向层叠无交错排列（排列方式 3）。每一层土工袋都是纵向排列，该种排列方式下，土工袋的尾翼全部埋入坡体，挡墙内部无相互叠压，具体排列方式见图 3（c）。

（4）横向层叠无交错排列（排列方式 4）。每一层土工袋都是横向排列，且相互无交错，该种排列方式下，土工袋的尾翼均未埋入坡体，仅在挡墙内相互叠压。具体排列方式见图 3（d）。

（5）横向层叠交错排列（排列方式 5）。每一层土工袋都是横向排列，且层与层之间交错排列，该种排列方式下，土工袋尾翼与排列方式 4 相同，仅在挡墙内相互叠压，但土工袋上下层交错，无纵向贯穿缝，具体排列方式见图 3（e）。

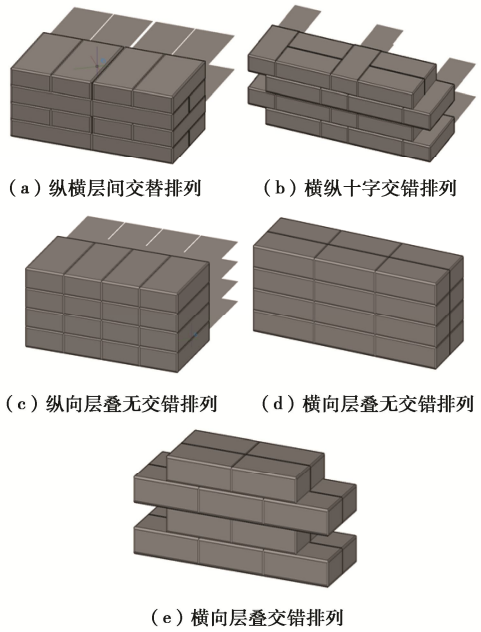


图 3 土工袋排列方法示意图

Fig. 3 Schematic graph of arrangements of soilbags

边坡试样高度为 90 cm，坡比为 1∶0.5，统一在土工袋挡墙后距离坡体边缘 15 cm 处水平段加载，加载垫板尺寸为 98 cm× 30 cm（长×宽）。为采集加载过程中坡体内沿竖直方向土压力 F_1 和沿坡面方向土压力 F_2 的实时数据，以量测土压力沿竖直方向和水平方向的分布及传递规律，在坡内每 10 cm 布置一组（2 个）XHZ–401 型电阻式土压力盒（外径 28 mm，厚 5 mm），在距离坡底 45 cm 处沿水平方向增设 3 个（共计 21 个）以量测土压力沿水平方向的传递规律，其主要技术指标如表 1 所示，埋设位置如图 4 所示。需要注意的是，试验过程中量测的是水平方向土压力，土压力盒的受力面应当保持竖直，埋设时须用部分砂预先固定住土压力盒。

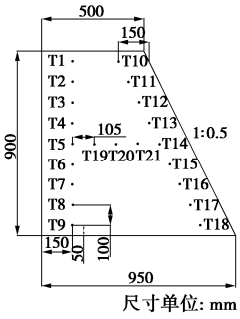


图 4 土压力盒分布示意图

Fig. 4 Schematic diagram of distribution of earth pressure cells

为监测试样受压后竖向位移的连续变化情况及坡体的变形规律和破坏状态，在墙后坡体顶部水平段和沿坡高方向每隔 20 cm 各放置一个量程为 100 mm 的数显百分表，其主要技术指标如表 2 所示。

表 1 电阻式土压力盒主要技术指标

Table 1 Main technical indice of resistance earth pressure cell

型号	量程 /MPa	桥压 /V	阻抗 /Ω	精度 /%	接线方式	绝缘电阻 /MΩ
XHZ–401	0.1	2.0	350	≤0.05	全桥	≥200

表 2 数显百分表主要技术指标

Table 2 Main technical indice of digital indicator (mm)

型号	量程	*A*	*b*	*d*	*l*	精度
312-704	100.0	56	8	135	405	0.008

试验前，在模型箱底面贴上一层粗糙的砂纸并放置一尺寸为 100 cm×15 cm×15 cm（长×宽×高）的混凝土阻滑体，以避免试验过程中边坡试样沿箱体底面滑动。为了减小箱体前、后两内侧壁摩擦力的影响，在试验前对两侧壁内表面进行擦拭清洁，涂抹上一薄层润滑硅脂，并用一层聚乙烯（PE）薄膜覆盖。在模型箱两侧外表面绘制有 5 cm×5 cm 的正方形网格。采用分层制样法以控制边坡土体压实度，同时在贴近内侧壁处沿外表面网格用白砂绘制同尺寸的正方形网格，以便监测坡体变形与破坏形态。边坡试样制作完成后，利用油压千斤顶在土工袋挡墙后的坡顶水平段进行匀速加载，加载速率为 0.05 MPa/s。试验过程中，每隔 4 s 记录一次千斤顶压力表读数与相应的坡顶竖向位移。当千斤顶读数不再继续增加，且坡体产生清晰滑裂面时，方可停止加载。试验结束后观察、记录并用相机拍摄坡体的破坏形态。对比分析不同排列方式下边坡破坏形态、坡体变形量、土压力及位移的传递规律等。

3 试验结果分析

3.1 坡体破坏形态与破坏压力

边坡加压破坏后，通过观察土工袋挡墙后坡体相对于 5 cm×5 cm 网格的移动情况（如图 5 所示）可以发现：坡体在竖向压力作用下，坡顶水平段以及靠近模型箱底部处由于边界摩擦限制作用所产生的位移量较小，其余部分位移较大，可以视为坡体上部分水平移动，而下部分则是围绕坡趾转动。图 6 为 5 种不同排列方式下坡顶压力与坡顶沉降关系曲线，可见，在初期加载阶段随坡顶沉降量的增加坡顶压力增长缓慢，而后期迅速增长直至破坏，这主要是由于前期加载过程中变形主要为坡内土颗粒之间的相互挤压密实而坡体本身所承担外荷载较小。

土工袋排列方式直接影响到滑裂面的形状和规模大小。土工袋加固效果越好，滑坡后产生的滑裂面越深，坡体承受外荷载越大，反之滑裂面越浅，承受外荷载越小。通过观察分析五种不同试验工况下的坡体

滑裂面（图 5）和坡顶压力与沉降关系曲线（图 6）可见，排列方式 1 的滑裂面深度最大，坡顶破坏压力也最大，加固效果最好，排列方式 3 和排列方式 5 滑裂面深度及破坏压力次之，且相差不大，加固效果次之，其次是排列方式 2，加固效果最差的是排列方式 4。分析 5 种不同土工袋排列方式可见：

（1）在排列方式 1 条件下，横向排列层同一层间相邻土工袋的尾翼相互叠压，这种叠压一方面增加了土工袋层内的摩擦阻力，另一方面土工袋之间相互限制可在层间构成一个整体；竖向排列层的土工袋尾翼均埋入坡体，每两层为一个最小单元，尾翼埋入度为 1/2，尾翼与土体接触，增大了摩擦阻力，提高了挡墙与坡体的整体性；上下层排列方式不一致，上层土工袋骑跨在下层两个土工袋接触缝上时，由于土工袋具有一定的柔性，在其自重和上部竖向荷载的作用下，上层土工袋的一部分会嵌入到接触缝中，从而形成一种嵌固作用，当作用力施加方向与下层两个土工袋间接触缝垂直时，这种嵌固作用导致土工袋层间摩擦阻力增大，加强了对边坡位移的限制，加固效果最优。

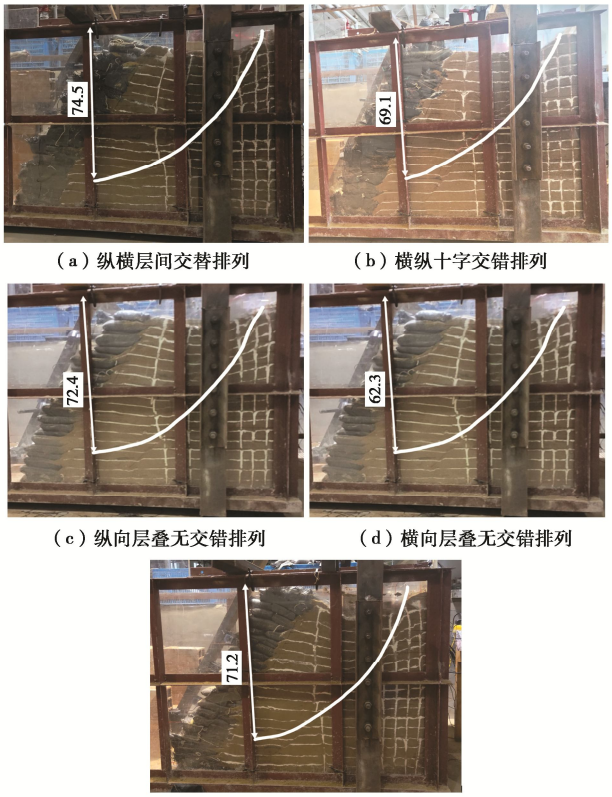
（2）排列方式 2 采用纵横十字交错排列，每一层都以两横一竖作为最小单元,尾翼埋入度为 1/3，横向排列土工袋的尾翼压入纵向排列土工袋的尾翼之下，增加了土工袋层内的摩擦阻力，土工袋之间相互限制，在层间构成一个整体；纵向排列土工袋的尾翼埋入坡体，尾翼与土体接触，增大了摩擦阻力，提高了挡墙与坡体的整体性。但由于上下层排列方式一致，挡墙内形成若干条贯穿缝，嵌固效果不明显（无嵌固），加固效果劣于排列方式 1。

（3）排列方式 3 采用纵向层叠无交错排列，所有土工袋的尾翼均埋入坡体中，尾翼与坡体接触，增大了摩擦阻力，挡墙与坡体的整体性也较好，但同一层内各个土工袋间缺乏相互约束，且在竖向荷载作用下，作用力施加方向与下层两个土工袋间接触缝平行，上层土工袋会顺着接触缝产生移动，嵌固作用减弱，对土工袋层间摩擦阻力贡献不大（层内无嵌固），加固效果优于排方式 2 但劣于排列方式 1。

（4）排列方式 4 采用横向层叠无交错排列，所有土工袋均水平排列，同一层内的土工袋尾翼互相叠压，增加了土工袋层内的摩擦阻力，在层内构成一个整体；但尾翼不与坡体接触，挡墙与坡体的整体性较差，上下层间形成贯穿缝，起不到嵌固作用（无整体性、无嵌固），加固效果最差。

（5）排列方式 5 采用横向层叠交错排列，土工袋均水平排列，但上下层错缝排列。同一层内的土工袋尾翼互相叠压，增加了土工袋层内的摩擦阻力，在层内构成一个整体，但尾翼不与土体接触，挡墙与坡体的整体性较差，层间错缝排列，有一定嵌固作用（无整体性），加固效果优于排列方式 4 但劣于排列方式 1。

综上所述，土工袋的排列方式对边坡加固有一定影响，而且影响加固效果的不仅仅有排列方式，尾翼的埋入也对坡体变形约束起到了不可忽视的作用。尾翼埋入坡体越多，层内相互约束作用越强，挡墙层间嵌固作用越强，对坡体的变形约束越强。综合考虑，排列方式 1 尾翼埋入坡体较多，且该种排列方式下土工袋间的相互嵌固作用较好，所以加固效果也最好。



（a）纵横层间交替排列　（b）横纵十字交错排列

（c）纵向层叠无交错排列　（d）横向层叠无交错排列

（e）横向层叠交错排列

图 5 边坡滑裂面

Fig. 5 Slip surfaces of soil slope

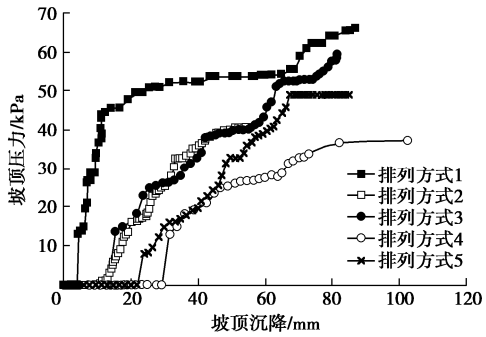


图 6 坡顶压力与坡顶沉降关系曲线

Fig. 6 Relationship between pressure and settlement at slope top

3.2 土压力水平传递和竖向分布规律

图 7 为竖向荷载为 30 kPa 时 5 种不同土工袋排列方式加固边坡时竖直方向土压力 F_1 和沿坡面方向土压力 F_2 随坡高的变化关系曲线，由图 7 可见，土工袋

挡墙后坡体内部土压力在竖直方向呈非线性分布，总体来看最大应力出现在坡体中间偏下部（坡高 25 cm 处）。土工袋柔性挡墙墙身模量低，具有一定的柔性，在土压力作用下，墙身可以与土体发生协调变形，同时，因为变形可以释放土体部分压力，使其不容易断裂且还可以缓解应力集中问题。对比分析 5 种不同排列方式下土压力分布可见，排列方式 1 的土压力分布最均匀，起伏不大，可见其边坡加固效果最好，其他 4 种排列方式的土压力分布十分不均匀，边坡加固效果也低于排列方式 1。

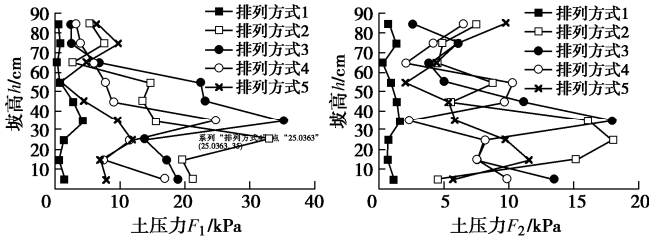


图 7 土压力与坡高的关系

Fig. 7 Relationship between earth pressure and slope height

图 8 比较了竖向载荷为 30 kPa 时距坡底 45 cm 处 5 种不同土工袋排列方式下土压力沿水平方向传递规律。由图 8 可知，土压力呈现一个中间较高，两边较小的现象，这是因为载荷作用点在坡顶中间区域，使中间区域土压力最大，向两侧逐渐递减，但由于靠近箱体一侧土体挤压作用，土压力会有一定程度的增加。

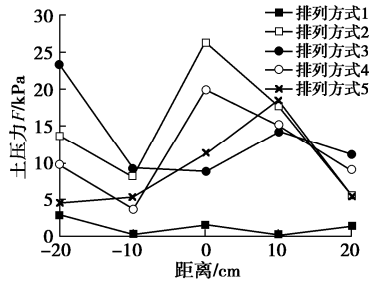


图 8 土压力水平传递规律

Fig. 8 Horizontal transfer laws of earth pressure

3.3 加载过程中坡体水平位移变化趋势

图 9 为坡顶压力分别为 30 kPa 和 40 kPa 两种条件下，5 种不同土工袋排列方式的土工袋挡墙加固边坡水平位移沿坡高的变化关系图。可见，在各级不同竖向荷载作用下，5 种排列方式均是在坡体的中间偏下区域（距坡底 40 cm 处）出现最大水平位移，这主要是由于坡体滑动时土体从上到下逐层牵引，位移逐渐增大，而坡体底部土体受坡脚压坡作用存在局部约束导致位移在下部较小，从而导致最大水平位移出现在中间偏下部分。对比 5 种不同排列方式下坡体位移变化可见，排列方式 1 变形量最小，对坡体位移限制效果最好，在竖向荷载为 40 kPa 时坡体滑动尚小。这主要是由于排列方式 1 的交替排列减少了贯穿缝且插入土中的尾翼提高了坡体与土工袋的整体性从而减少了坡体的水平位移，也验证了排列 1 的加固效果最好。

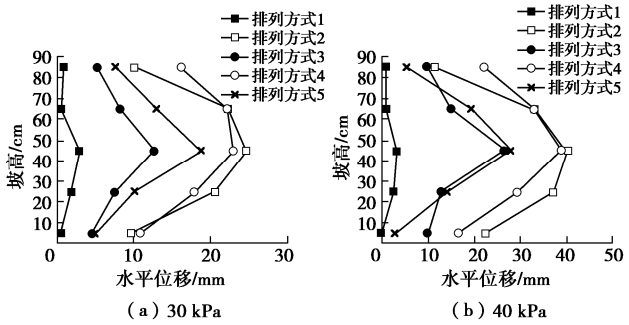


图 9 5 种不同排列方式下坡体水平位移对比

Fig. 9 Comparison of horizontal displacements of downhill slopes with five different arrangements

4 结 论

本文基于室内模型试验研究了土工袋的排列方式对砂性土质边坡加固效果的影响及其规律，并基于试验结果分析了土压力水平、竖直方向传递规律以及坡体水平位移变化趋势，可以得到以下 3 点结论。

（1）在 5 种土工袋排列方式中，纵横层间交替排列（排列方式 1）的加固效果最好，滑裂面最深，坡体承载力最大。尾翼埋入坡体越多，层内相互约束作用越强，挡墙层间嵌固作用越强，对坡体的变形约束越强，土工袋加固效果就越好。

（2）土压力在竖直方向呈非线性分布，总体来说在坡体中间偏下区域（坡高 25 cm 处）土压力达到最大，边坡加固效果越好土压力分布相对越均匀；土压力在水平方向上分布沿加载板中心向两侧递减。

（3）坡体水平位移在不同载荷下呈现出相似的特点。即坡体水平位移自上到下先增大后减小，在坡的中间区域达到最大水平位移，在相同竖向荷载作用下排列方式 1 的位移最小，加固效果最好。

参考文献：

[1] 白少辉, 张建军. 地质灾害治理工程中的边坡稳定性问题[J]. 世界有色金属, 2019(18): 216, 218. (BAI Shao-hui, ZHANG Jian-jun. Slope stability in geological disaster control engineering[J]. World Nonferrous Metals, 2019(18): 216, 218. (in Chinese))

[2] 陶志刚, 张海江, 彭岩岩, 等. 滑坡监测多源系统云服务平台架构及工程应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2017, **36**(7): 1649－1658. (TAO Zhi-gang, ZHANG Hai-jiang, PENG Yan-yan, et al. Frame structure and engineering applications of multi-source system cloud service platform for landslide

monitoring[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2017, **36**(7): 1649－1658. (in Chinese))

[3] 渠风英. 边坡加固方法浅析[J]. 山西建筑, 2011, **37**(22): 72－73. (QU Feng-ying. Analysis of slope reinforcement method [J]. Shanxi Architecture, 2011, **37**(22):72－73. (in Chinese))

[4] 栾茂田, 李敬峰, 肖成志, 等. 土工格栅加筋挡土墙工作性能的非线性有限元数值分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, **24**(14): 2428－2433. (LUAN Mao-tian, LI Jing-feng, XIAO Cheng-zhi, et al. Numerical analysis of performance of geogrids reinforced retaining walls by nonlinear FEM[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, **24**(14): 2428－2433. (in Chinese))

[5] ZHOU Y, ZHU Y. Study on dynamic stability of grillage flexible slope supporting structure with prestressed anchors under rainfall infiltration[C]// 2011 International Conference on Electric Technology and Civil Engineering (ICETCE), 2011, Lushan.

[6] 江学辉. 土工袋技术加固膨胀土边坡机理及数值模拟[D]. 南昌: 南昌航空大学, 2013. (JIANG Xue-hui. The Study on Mechanism of Strengthening Expansive Soil with Soil Bag and Numerical Simulation[D]. Nanchang: Nanchang Hangkong University, 2007, (in Chinese))

[7] 刘斯宏, 汪易森. 土工袋技术及其应用前景[J]. 水利学报, 2007, **38**(增刊 1): 644－648. (LIU Si-hong, WANG Yi-sen. Reinforcement mechanism of soilbags and its applications[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2007, **38**(S1): 644－648. (in Chinese))

[8] SAATHOFF F, OUMERACI H, RESTALL S. Australian and German experiences on the the use of geotextile containers[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2007, **25**: 251－263.

[9] 刘斯宏, 松冈元. 土工袋加固地基新技术[J]. 岩土力学, 2007, **28**(8): 1665－1670. (LIU Si-hong, MATSUOKA H. A new earth reinforcement method by soilbags[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, **28**(8): 1665－1670. (in Chinese))

[10] 刘斯宏, 薛向华, 樊科伟, 等. 土工袋柔性挡墙位移模式及土压力研究[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(12): 2267－2273. (LIU Si-hong, XUE Xiang-hua, FAN Ke-wei, et al. Study on the earth pressure and deformation mode of a retaining wall constructed with soilbags[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(12): 2267－2273. (in Chinese))

[11] 刘斯宏, 高军军, 王子健, 等. 土工袋技术在市政沟槽回填中的应用研究[J]. 岩土力学, 2014, **35**(3): 765－771. (LIU Si-hong, GAO Jun-jun, WANG Zi-jian, et al. Application of geotextile bag to urban trench backfill[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **35**(3): 765－771. (in Chinese))

[12] 毕鑫洋. 土工袋地基处理加固技术发展前景[J]. 山西建筑, 2016, **42**(31): 80－81. (BI Xing-yang. Development prospect of geotechnical bag foundation treatment and reinforcement technology[J]. Shanxi Architecture, 2016, **42**(31): 80－81. (in Chinese))

[13] 李玲君, 刘斯宏, 徐小东, 等. 袋内材料对土工袋动力特性参数影响的试验研究[J]. 岩土力学, 2015, **36**(1): 131－136, 142. (LI Ling-jun, LIU Si-hong, XU Xiao-dong, et al. Experimental study of effects of soil fills on dynamic characteristics parameters of soil-bags[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(1): 131－136, 142. (in Chinese))

[14] 高军军, 刘斯宏, 王柳江. 竖向荷载下土工袋的有限元数值模拟[J]. 河海大学学报(自然科学版), 2014, **42**(6): 524－528. (GAO Jun-jun, LIU Si-hong, WANG Liu-jiang. Numerical simulation of a soilbag under vertical loads by FEM[J]. Journal of Hohai University(Natural Sciences), 2014, **42**(6): 524－528. (in Chinese))

[15] 任秋兵, 王艳巧, 李　娴, 等. 土工袋参数对土质边坡加固效果及特性的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2019, **38**(增刊 1): 3215－3221. (REN Qiu-bing, WANG Yan-qiao, LI Xian, et al. Experimental study of influences of soilbag parameters on reinforcement and characteristics of soil slopes[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2019, **38**(S1): 3215－3221. (in Chinese))

[16] MATSUOKA H, LIU S H. New earth reinforcement method by geotextile bag (Donow)[J]. Soils and Foundations, 2003, **43**(6): 173－188.

（编校：孙振远）

DOI：10.11779/CJGE2020S2038

土体在水中的崩解对边坡稳定性的影响

齐永正，姜朋明*，刘欣怡，张勇玲，邱琬茹，王天格，查文杰
（江苏科技大学土木工程与建筑学院，江苏 镇江 212003）

摘 要：库岸边坡失稳会对库区人民的生命财产造成巨大损失。水库滑坡不仅发生水位骤降时期，在水库蓄水水位上升时期，边坡同样会发生滑坡。从土体在水中崩解性状的角度探究水位上升期边坡滑坡机理。进行了相同体积不同底面边长（直径）的棱柱体和圆柱体试样在水中的崩解试验，以及 4 种不同含砂率圆柱试样在水中的崩解试验。结果表明：相同体积试样，比表面积越大，崩解速度越快；试样在水中的位置越深，试样崩解时间越短；随着试样含砂率的增大，试样崩解速度越来越快。土质边坡含砂率越大，越易失稳破坏。

关键词：土体崩解；试验分析；表面水膜；渗透压力；边坡失稳
中图分类号：TU43 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－4548(2020)S2－0214－05

作者简介：齐永正(1974—)，男，博士，副教授，主要从事地基处理和环境岩土等方面的教学和科研工作。E-mail: zmxtree@163.com。

Influences of soil disintegration in water on slope stability

QI Yong-zheng, JIANG Peng-ming, LIU Xin-yi, ZHANG Yong-ling, QIU Wan-ru, WANG Tian-ge, ZHA Wen-jie
(School of Civil Engineering and Architecture, Jiangsu University of Science and Technology, Zhenjiang 212003, China)

Abstract: The instability of the bank slope of the reservoir will cause great loss to the life and property of the people in the reservoir area. The landslide of the reservoir occurs in the periods of rapid falling and rising water level. The mechanism of slope landslide in the rising stage of water level is studied from the perspective of soil disintegration in water. A series of experiments on the disintegration of prisms and cylinders with the same volume and different bottom side lengths (diameters) are carried out. The disintegration tests on four kinds of cylinder samples with different sand contents in water are conducted. The results show that the larger the specific surface area of the same shape sample is, the faster the disintegration speed is. The deeper the water depth is, the shorter the disintegration time is. With the increase of the sand content, the disintegration rate of the soil sample is faster and faster. The larger the sand content of soil slope is, the more likely it is to be unstable.

Key words: soil disintegration; experimental analysis; surface water film; osmotic pressure; slope instability

0 引 言

库岸边坡失稳会对库区人民的生命财产造成巨大损失。意大利 Vaiont 水库，总库容 1.7 亿 m^3，水库蓄水，水位抬高 120 m，约 30 d 时间后发生灾难性的整体滑落，滑坡体体积多达 2.4 亿 m^3，涌浪摧毁了下游的 6 个市镇，造成了几千人死亡[1]。Roosevelt 湖附近滑坡，49%的滑坡发生在蓄水初期。在日本，大约 40%的水库滑坡发生在水位上升时期[2]。三峡在 175 m 库水位影响的范围内共有大小滑坡 1190 余个[3]。可见，水库水位上升期间会引起库岸边坡失稳。刘才华等[4]指出库水位上升对边坡失稳与破坏的影响主要表现在孔隙水压力作用和浸水滑动面强度参数的弱化上；崔洁通过软件计算结果显示水位上升速率越快，边坡土体稳定系数越高[5]；Pan 等[6]研究表明边坡高度越高，孔隙水压力与基质吸力的滞后作用越明显。刘博等[7]研究表明非饱和土相对渗透系数与基质吸力关系曲线与库岸边坡的浸润面位置和安全系数有非常大的相关性。简文彬等[8]研究表明土体渗透系数越大，土体湿润蔓延距离越深，速度越快。综上所述，水库水位上升引起的滑坡不容忽视。通常认为库水位上升产生浮力作用、坡体产生孔隙水压力及滑动面强度参数弱化导致边坡稳定性降低，很少考虑水对边坡土体的崩解作用。

土体崩解是指岩土体浸水后发生散解、塌落的现

基金项目：国家重点研发计划课题（2016YFC0800201）；国家自然科学基金项目（51208321）；江苏省自然科学基金项目（BK20151071）；江苏省建设系统科技项目（2018ZD093）；岩土力学与堤坝工程教育部重点实验室开放研究基金项目（2019008）
收稿日期：2020－08－07
*通信作者（E-mail: justcojpm@hotmail.com）

象[9]。土体发生崩解是因为土体没入水中之后，导致粒间扩散层增厚的速率不一致，使得粒间斥力超过吸力，土体沿着斥力最大的面崩落下来[10]。土体遇水湿化崩解会造成岸坡失稳从而危及工程安全。Phienwej 等[11]认为，崩解不是发生在失水过程中，而是发生在吸水过程中，岩体的干燥程度对岩体的崩解程度影响很大。Moriwaki 等[12]提出岩体崩解的主要原因是矿物吸水膨胀，导致空气发生压缩，产生张应力，又由于差异性膨胀产生应力集中现象，进而导致岩体崩碎。郑敏洲在关于残积土的崩解特性研究中发现含水率以及颗粒成分对崩解速率的影响，含水率越大，崩解速率越快，粗颗粒含量越多，崩解速率越快[13]。徐清扬研究了土崩解速率规律以及崩解与土体物理性质之间的关联等[14]。

因此，边坡土体在水中的崩解应是影响库岸边坡失稳和破坏的重要因素之一。本文拟通过开展相同体积不同外形、不同水深土体崩解性状的试验研究，探讨其对边坡失稳与破坏的影响。

1　土体崩解试验

1.1　试样制备

本试验土样取用镇江下蜀黄土，土样的基本物理指标如表 1 所示。

表 1 下蜀土的基本物理指标

Table 1 Basic physical indexes of soil sample

名称	含水率 w /%	重度 γ /(kN·m^{-3})	颗粒相对质量密度 G_S	塑限 w_P/%	液限 w_L /%	塑性指数 I_P
下蜀黄土	23.7	19.9	2.73	19.2	34.8	15.6

砂样选取普通石英砂，砂的颗粒级配如图 1 所示。

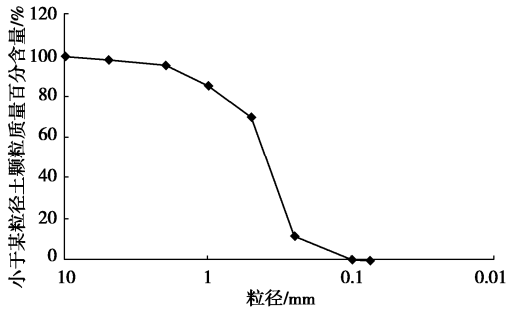


图 1 砂样颗粒级配曲线

Fig. 1 Grain-size distribution curve of sand sample

土样和砂样用烘箱完全烘干，过 2 mm 标准筛后加水至含水率为 15%，制作试样。试样分为底面直径 7，10 和 12 cm 的圆柱体和底面边长 7，10，12 cm 的四棱柱体，共 6 种，所有试样按标准击实制备，体积相同。

土样和砂样分别按含砂率为 0%，30%，50%，70% 的配比充分拌合，加水至含水率为 15%，按标准击实制成底面直径 10 cm 的圆柱体试样，放烘箱完全烘干。

1.2　试验过程

如图 2 所示，试验水箱采用透明亚克力制作。水箱加水至水深 55 cm，将准备好的试样连同铁丝网托盘放入水中预定深度，铁丝网托盘通过四角吊绳悬挂于测力计挂钩上，试样距水面的深度分别为 18，30，42 cm。每 30 s 记录一次数据（含砂率试样每 10 s 记录一次数据），直至试样完全崩解。重复上述步骤，完成所有试验。

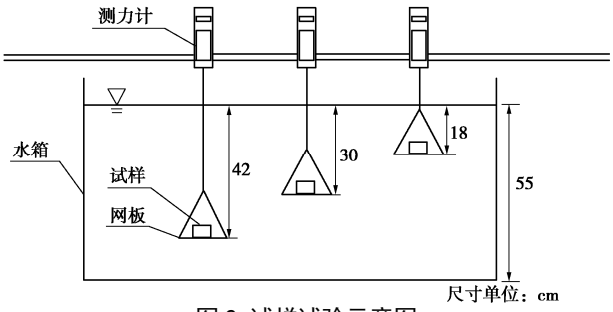


图 2 试样试验示意图

Fig. 2 Schematic diagram of test model

2　试验结果及分析

2.1　不同水深相同外形试样崩解性状

图 3 为不同水深相同体积试样的崩解时程曲线。

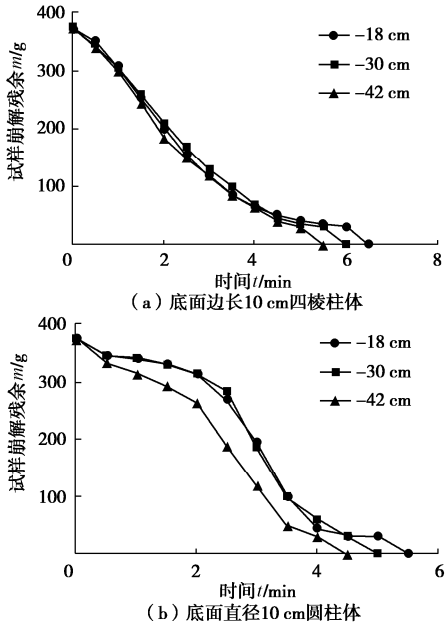


图 3 不同水深相同体积试样崩解时程曲线

Fig. 3 Disintegration curves of soil samples with same volume at different water depths

由图 3 可以看出，在不同水深处，试样的崩解时间是不同的。在相同初始条件下，随着水深的增加，

试样的崩解时间缩短，水深 18 cm 处试样的崩解时间最长，水深 42 mm 处的试样崩解时间最短。

土体入水前，土中强结合水占据了土体孔隙中的绝大部分通道，渗透性很低，随着水深增大，水力梯度随之增加，渗透压力增大，水分子易于进入黏土层间，加速黏土膨胀，水化崩解，表现为水深越深，土体崩解越快。所以，水深对土体崩解具有重要影响。

2.2 相同水深不同外形试样崩解性状

图 4 为相同体积不同外形试样在不同水深处的崩解时程曲线。

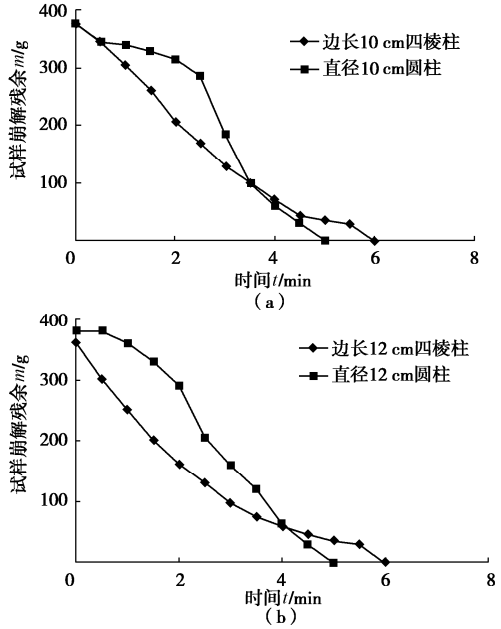


图 4 相同水深不同外形试样崩解时程曲线（水深 30 cm）

Fig. 4 Disintegration curves of soil samples with same water depth and different shapes（−30 cm）

从图 4 中曲线可以看出，相同体积相同深度处，在试样崩解初期，四棱柱试样崩解速率明显比圆柱体试样快；但在试样崩解后期，四棱柱试样崩解速率比圆柱体试样慢。两种不同外形试样，四棱柱试样比表面积大于圆柱体试样，棱角处黏土颗粒结合水膜易于吸水膨胀，造成土体崩解。因此，四棱柱试样入水前期崩解快于圆柱体试样。后期由于四棱柱体试样逐渐退化为圆柱体试样，崩解速率逐渐减缓。

2.3 相同水深不同直径试样崩解性状

图 5 为相同体积不同直径圆柱体试样崩解时程曲线。

由图 5 中曲线可以看出，相同体积相同水深情况下，细长圆柱体试样崩解时间比粗短圆柱体试样崩解时间长。相同体积圆柱体试样，直径较大的试样表面积较大，与水相互作用的表面土颗粒较多，土体易于崩解。

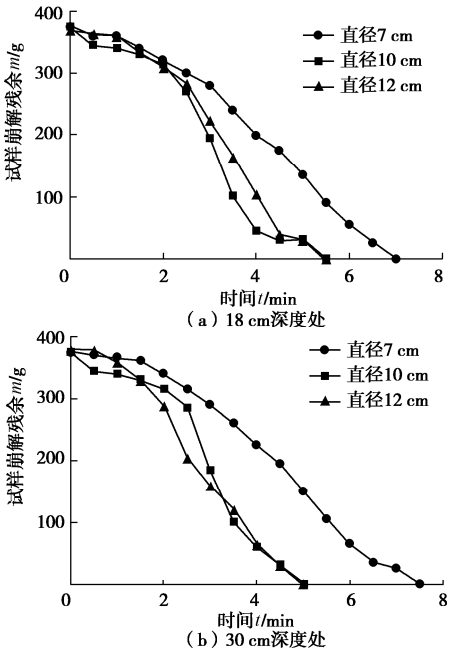


图 5 相同水深不同直径试样崩解时程曲线

Fig. 5 Disintegration curves of soil samples with same water depth and different diameters

2.4 不同含砂率试样崩解性状

图 6 是不同含砂率试样崩解时程曲线。由于崩解试验土样是完全烘干状态，水分迅速蒸发会在土样中形成裂隙通道。试样没入水中后，由于吸湿压力的作用，水很快沿裂隙通道渗入，试样先吸水增重。因此，试样崩解残余量时程曲线先上升后下降，直至试样完全崩解。

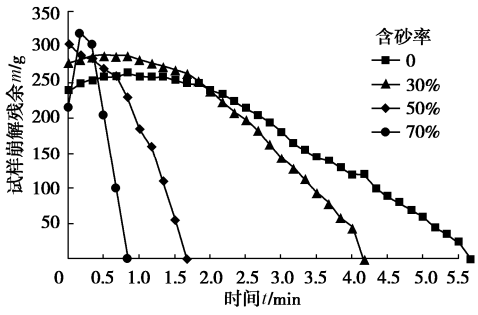


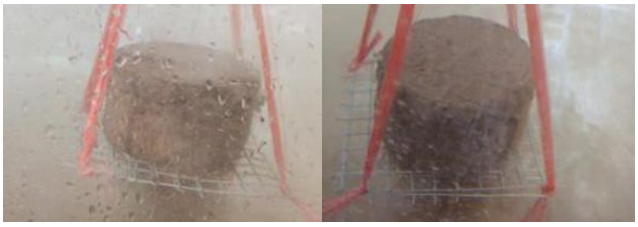
图 6 不同含砂率试样崩解时程曲线

Fig. 6 Disintegration curves of soil samples with different sand contents

由图 6 中曲线可以看出含砂率为 70%的试样入水后试样迅速大量吸水，质量明显增加，随后质量迅速减少，试样快速崩解，崩解时间远远小于含砂率为零的下蜀土试样崩解时间；随着土中含砂率减小，试样崩解速度越来越来越慢。可见水的崩解作用对高含砂率边坡的破坏影响很大。

图 7 为不同含砂率试样没入水中 40 s 时试样的崩

解情况。含砂率为 0 和含砂率为 30%的试样在水中试样外层最先崩解剥落，逐步向内层崩解，在每层剥落的过程中均伴有少量气泡上升出现，试样呈鳞片状或颗粒状崩解，崩解过程中未发生大体积崩解，崩解速率较为平缓。含砂率为 50%与 70%的试样崩解过程与前两组差异较大，试样放入水中，试样吸水后先崩解为几个大块，然后每个大块再崩解为更多更小的块体，呈指数级快速崩解，崩解时间远小于含砂率为零和含砂率为 30%的下蜀土试样，气泡大量出现，水体浑浊较快。



（a）含砂率 0　　（b）含砂率 30%

（c）含砂率 50%　　（d）含砂率 70%

图 7 不同含砂率试样第 40 s 时崩解图

Fig.7 Collapse of samples with different sand contents at 40 s

黏性土颗粒细小，比表面积大，土体受水浸润，土体中的水与土体所含的亲水矿物发生物理化学反应，使得土颗粒表层产生结合水膜，土颗粒间具有较强的胶结能力，土体黏聚力较大，水不易渗入土体内部，因而崩解较慢。当土体含砂率增加，土粒粗颗粒增多，土体性质逐渐由黏性土转变为砂性土。砂性土颗粒间无黏聚力，渗透系数较大，水容易渗入到土体内部。水具有较强的润滑作用，造成砂性土颗粒间内摩擦角减小，砂性土颗粒间孔隙较易被水填充达到饱和状态，产生较大的孔隙水压力，同时对土体颗粒产生浮托力，土体抗剪强度快速降低，因而，随试样含砂率增加，试样崩解增快。

3　土体吸水崩解机理

黏土颗粒具有高亲水性，黏土颗粒表面吸附了一层水膜，黏土颗粒表面水膜按顺序由强结合水、弱结合水和自由水组成，如图 8 所示。

黏土颗粒吸附水分子，颗粒表面形成水化膜，黏土晶格层面间的距离增大，产生膨胀以至分散，土体崩解。黏土水化膨胀经历两个阶段：表面水化膨胀阶段和渗透水化膨胀阶段。表面水化膨胀由表面水化引起，是短距离范围内的黏土与水的相互作用，这个作用进行到黏土层间厚度约为 10 Á。此时作用的力有层间分子的范德华引力、层面正负电荷间的静电引力、水分子与层面的水化能(吸附能量)，其中水化能最大；这 3 种力的净能量在第一层水分子进入时的膨胀力可以达到几千大气压。渗透水化膨胀由渗透水化引起，当黏土层面间的距离超过 10 Á 时，表面吸附能量已不在起主要作用，此后黏土的继续膨胀由渗透压力和双电层斥力所引起。随着水分子进入黏土晶胞层间，黏土表面吸附的阳离子便水化而扩散到水中，形成扩散双电层，由此，层间的双电层斥力便逐渐起主导作用而引起黏土层间距进一步扩大。其次黏土层间吸附有众多的阳离子，层间的离子浓度远大于溶液内部的浓度。由于浓度差的存在，黏土层可看成是一个渗透膜，在渗透压力作用下水分子便继续进入黏土层间，引起黏土的进一步膨胀。由渗透水化而引起的膜膨可使黏土层间距达到 120 Á。黏土水化膨胀在达到平衡距离（层间距大约为 120 Á）的情况下，在剪切力作用下晶胞便分离，土体崩解。

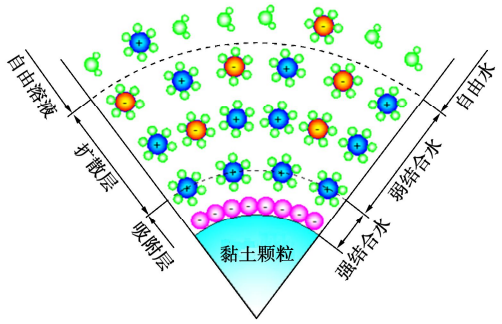


图 8 黏土颗粒表面水膜示意图

Fig. 8 Schematic diagram of water film of clay particles

4　结　　论

（1）水深对土体崩解具有重要影响。在相同初始条件下，随着水深的增加，试样的崩解速度增快。对于库岸边坡，库水位上升后，水面以下土质边坡，水深越深，孔隙渗透压越大，边坡土体崩解越多，导致边坡下部压重减轻，边坡土体抗滑力减小。同时，边坡土体浸水后，土体抗剪强度减小。在两者共同作用下，抗滑力小于下滑力，边坡在水位上升情况下失稳滑塌破坏。

（2）土体接触水的土体表面积大小是影响土体崩解的因素之一。相同体积、相同外形，比表面积大的试样，土体崩解速率快。

（3）不同含砂率试样在水中的崩解性状存在较大差异，含砂率低的试样在水中崩解速度较慢，随着试

样含砂率的增高，试样崩解速度加快。表明土在水中的崩解作用对高含砂率边坡的破坏影响很大。土质边坡含砂率越高，边坡越易失稳破坏。

参考文献：

[1] 钟立勋. 意大利瓦依昂水库滑坡事件的启示[J]. 中国地质灾害与防治学报, 1994, **5**(2): 77－84. (ZHONG Li-xun. Enlightenments from the accident of vaiont landslide in Italy[J]. The Chinese Journal of Geological Hazardand Control, 1994, **5**(2): 77－84. (in Chinese))

[2] 中村浩之, 王恭先. 论水库滑坡[J]. 水土保持通报, 1990, **10**(1): 53－64. (NAKAMURA K, WANG Gong-xian. On reservoir landslide[J]. Bulletin of Soil and Water Conservation, 1990, **10**(1): 53－64. (in Chinese))

[3] 陈晓平. 基于滑带土强度特性的水库蓄水诱发滑坡研究综述[J].水利水电科技进展, 2010, **30**(3): 77－83. (CHEN Xiao-ping. Overview of landslides due to reservoir impoundment based on shear strength properties of sliding zone soils[J]. Advances in Science and Technology of Water Resources, 2010, **30**(3): 77－83. (in Chinese))

[4] 刘才华, 陈从新, 冯夏庭. 库水位上升诱发边坡失稳机理研究[J]. 岩土力学, 2005, **26**(5): 769－772. (LIU Cai-hua, CHEN Cong-xin, FENG Xia-ting. Study on the Mechanism of Slope instability induced by rising Reservoir Water level[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, **26**(5): 769－772. (in Chinese))

[5] 崔 洁. 不同库水位升降速度对大坝边坡稳定性的影响研究[J]. 水利水电技术, 2017, **48**(2): 155－159. (CUI Jie. Study on the in fluence of different reservoir water level rise and fall velocity on dam slope stability[J]. Water Conservancy and Hydropower Technology, 2017, **48**(2): 155－159. (in Chinese))

[6] PAN H Z, QIN R, HAN L F, et al. Analysis of the seepage velocity dynamic characteristics under reservoir water level lifting[J]. Electronic Journal of Geotechnical Engineering, 2014(19): 6663－6673.

[7] 刘 博, 李江腾, 王泽伟, 等. 非饱和土渗流特性对库岸边坡稳定性的影响[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2014, **45**(2): 515－516. (LIU Bo, LI Jiang-teng, WANG Ze-wei, et al. The influence of the seepage characteristics of unsaturated soil on the stability of the bank slope[J]. Journal of Central South University (Natural Science Edition), 2014, **45**(2): 515－516. (in Chinese))

[8] 简文彬, 黄聪惠, 罗阳华, 等. 降雨入渗下非饱和坡残积土湿润锋运移试验研究[J]. 岩土力学, 2020, **41**(4): 1－9. (JIAN Wen-bin, HUANG Cong-hui, LUO Yang-hua, et al Experimental study on wetting Front Movement of residual soil on unsaturated Slope under rainfall infiltration[J]. Rock and Soil Mechanics, 2020, **41**(4): 1－9. (in Chinese))

[9] 袁 亮. 黄土崩解特性试验研究[D]. 西安: 西北大学, 2017. (YUAN Liang. Experimental Study on Disintegration Characteristics of Loess[D]. Xi'an: Northwest University, 2017. (in Chinese))

[10] 唐大雄, 刘佑荣, 张文殊, 等. 工程岩土学[M]. 北京: 地质出版社, 1999. (TANG Da-yong, LIU You-rong, ZHANG Wen-shu, et al. Rock and Soil Engineering[M]. Beijing: Geological Publishing House, 1999. (in Chinese))

[11] PHIENWEJ N. Ground Response and Support Performance in a Sheared Shale[D]. Urbana: University of Iuinois, 1987.

[12] MORIWAKI Y. Causes of Slaking in Argillaceous Materials[D]. Berkeley: Berkeley University of California, 1975.

[13] 郑敏洲. 残积土的崩解特性及其土坡位移的非线性时序分析[D]. 福州: 福州大学, 2006. (ZHENG Min-zhou. Non-Linear Time-Series Analysis of Disintegration Characteristics of Residual Soil and Soil Slope Displacement[D]. Fuzhou: Fuzhou University, 2006. (in Chinese))

[14] 徐清扬. 影响土的崩解特性因素初步研究[C]// 中国地质学会工程地质专业委员会, 2016 年全国工程地质学术年会论文集, 2016: 872－877. (XU Qing-yang. Preliminary research on the factors affecting soil disintegration characteristics of soil[C]// Engineering Geology Committee of Chinese Geological Society, Proceedings of the 2016 National Engineering Geology Academic Conference, 2016: 872－877. (in Chinese))

（编校：孙振远）

DOI：10.11779/CJGE2020S2039

尾矿库溃坝尾砂流下泄冲击力特性试验研究

吴帅峰[1]，严 俊[1]，蔡 红*[1]，魏迎奇[1]，杜继芳[2]，刘传鹏[3]

（1. 中国水利水电科学研究院流域水循环模拟与调控国家重点实验室，北京 100048；2. 山东工商学院管理科学与工程学院，山东 烟台 264005；3. 中国矿业大学（北京）力学与建筑工程学院，北京 100083）

摘 要：尾矿库溃坝下泄尾砂流冲击力的计算目前还未有成熟的模型或计算方法，而直接采用泥石流的经验公式或现有的水力学计算模型并修改相应的参数不能真实反映尾砂流的冲力特性。采用尾砂流模型槽装置，开展了不同密度的尾砂浆体、不同流速、不同埋深条件下冲击力的演化特征。试验结果表明：冲击力在时间分布上受密度的影响规律为，密度越大最大冲击力出现的时间越早；冲击力在纵向空间上可分为两段，一段为液面以下的埋深范围内，冲击力随深度呈线性分布，另一段为涌高部分，冲击力呈对数型快速衰减；尾砂流冲击力与流速、密度和埋深直接相关，不同密度下流速与冲击力呈幂函数相关，同时密度越大冲击力越大，呈幂函数相关性，埋深与冲击力呈线性关系。并以此建立了涵盖了流速、密度和埋深3因素的冲击力模型，并设定了3个参数，分别为扰流系数 k_1 受密度影响的冲击力调整系数 α 和受埋深对冲击力的调整系数 k_2，该模型能综合反映3因素的影响，通过验证表明了模型的合理性及参数物理意义的正确性，可为相关研究和工程应用提供一定的理论参考。

关键词：尾矿库；溃坝；尾砂流；冲击力；模型试验

中图分类号：TU43 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－4548(2020)S2－0219－07

作者简介：吴帅峰(1988—)，男，博士（后），高级工程师，主要从事大坝岩土工程与冲击动力学等方面的研究工作。E-mail: wusf@iwhr.com。

Experimental study on characteristics of impact force of tailing flow under dam break of tailing reservoir

WU Shuai-feng[1], YAN Jun[1], CAI Hong[1], WEI Ying-qi[1], DU Ji-fang[2], LIU Chuan-peng[3]

(1. State Key Laboratory of Simulation and Regulation of Water Cycle in River Basin, China Institute of Water Resources and Hydropower Research, Beijing 100048, China; 2. School of Management Science and Engineering, Shandong Technology and Business University, Yantai 264005, China; 3. School of Mechanics and Civil Engineering, China University of Mining and Technology (Beijing), Beijing 100083, China)

Abstract: At present, there is no mature model or method for the calculation of the impact force of tailing flow discharged from the dam break of tailing pond. Instead, the empirical formula for debris flow or the existing hydraulic model are directly used, and the corresponding parameters are modified. This method can not truly reflect the impact characteristics of tailing flow. The evolution characteristics of impact force under different densities of tailing slurry, different velocities and different depths of impact are studied by using the tailing flow model groove devices. The test results show that the impact force is affected by density shadow in time distribution. The higher the density is, the earlier the maximum impact force appears. In the longitudinal space, the impact force can be divided into two parts. One is the buried depth below the liquid level, the impact force is linearly distributed with the depth, the other is the surge height part. The impact force is a logarithmic fast attenuation. The impact force of tailing flow is directly related to velocity, density and buried depth, and the velocity and impact force are power function-related under different densities. At the same time, the greater the density is, the greater the impact force is the power function related. The buried depth and impact force are linear relationship. Based on this, a model for impact force covering three factors of the velocity, density and buried depth is established, and three parameters are set up, namely, the coefficient of turbulence k_1, the coefficient of impact force adjustment α affected by the density, and the coefficient of impact force adjustment k_2 affected by the buried depth. The model can comprehensively reflect the influences of three factors. The rationality of the model and the correctness of the physical meaning of the parameters are verified, which may provide some

基金项目：国家重点研发计划项目（2017YFC0804607）；国家自然科学基金项目（U19A2049）

收稿日期：2020－08－07

*通信作者（E-mail: caihong@iwhr.com）

theoretical reference for the related researches and engineering applications

Key words: tailings reservoir; dam break; tailing flow; impact force; model test

0 引 言

截至 2018 年底，中国现存尾矿库高达 8869 座，其中“头顶库”1425 座，占尾矿库总数的 16.1%，含“病库”131 座，占“头顶库”的 9.2%，从等别上看，四、五等小型尾矿库占比超过 50%[1]。新中国成立以来，“头顶库”发生溃坝事故 21 起（共发生 38 起）约占尾矿库溃坝事故总数的 55%，由于“头顶库”的分布位置的特殊性，溃坝发生后往往造成巨大的生命、财产损失。在 2001—2008 年间尾矿库事故无论从事故发生起数还是伤亡人数均呈上升趋势，于 2008 年到达高峰，其中溃坝事故居首，占事故总数的 58%，2008 年发生襄汾尾矿溃坝事故后，国家高度重视尾矿库安全管理[2-4]，致使该类事故逐渐减小，但仍时有发生。

尾矿库溃坝后所产生的尾砂流冲击是造成伤亡的核心因素，但针对此类的研究鲜有报道，对比泥石流灾害的下泄演进、冲击力计算方法模型、建筑物的冲击响应等问题均有较全面的研究和系统性成果[5-7]，而尾砂流的相关成果还未形成体系，但相关学者在个案、特定条件下的尾矿溃坝灾害评估上也做出了长足的贡献。在相似试验上，尹光志等[8]以实体尾矿库地形建立了相似模型试验，得到了尾砂流的下泄运动特性，给出了冲击力随距离、时间的演化规律；Jing 等[9]通过模型试验，在不同尾矿浆的条件下，通过尾矿坝溃决试验，得出尾砂流下泄演化规律，冲击力强度和流的变化；Wu 等[10]以尾矿库为原型建立相似物理模型，研究尾砂流的流动特性影响因素，提出了对应的防护措施；Liu 等[11]建立了漫顶溃坝的物理试验模型，提出使用非平衡沉积过程计算溃坝过程，并建立了用于横向侵蚀坝体的概念模型。

总结相关研究，在模型试验上，大多是针对某具体尾矿工程而进行的模型试验，虽提出相关的流速、冲击力、下泄演进等规律，但适用条件较窄；在数值计算上大多采用泥石流的计算程序或流体模型，未形成针对尾矿库材料特性的专用模型或程序，仅在原有泥石流的相关计算上改动参数，计算结果置信度不足。对此，亟待针对尾矿砂细颗粒特性的下泄冲击相关规律性试验，以此提出概化、量化的影响因素与条件，逐步形成尾矿溃坝的专用模型或程序。对此，本文开展了室内尾砂流下泄冲击特性试验，意在研究影响冲击力的外部直接因素，建立影响因素与冲击力的相关规律，提出冲击力计算模型。

1 试验设计

1.1 试验装置设计

根据尾矿坝坝体结构分析，其溃坝下泄形式与泥石流有较大差异，泥石流冲击危害最大的为大粒径（大于 30 cm）裹挟体的冲击作用，在黏性泥石流类型下大颗粒体积率达 40%以上；而尾矿坝是由尾矿堆积碾压而成的，溃坝后并无大粒径物质，绝大多数组成物为尾矿填料，由此形成的尾砂流冲击作用影响直接因素为密度、流速、埋深 3 个核心影响因素。对此，本试验以此 3 个因素为变量，采用室内模型试验方法研究在该因素影响下尾砂流的冲击力演化规律。

为满足流速、重度、埋深 3 个影响因素下的尾砂流下泄冲击力测试，试验设计的核心思想在于：①重度是试验材料的直观表现，它涵盖了重度、固体物质含量、水砂比等多个内在因素，从材料制备的角度实现重度的改变，具体方法为在相同水量条件下掺和不同重量的尾矿砂，实现密度变化对冲击力的影响试验。②流速是冲击力的表观影响因素，关于动水压力的研究已有较成熟的结论，但含颗粒物时且在不同密度下的动水压力涉及较少，此因素与密度的影响是相互补充的，在试验中的具体实现方法为改变上游尾砂槽的高度，使其具备不同的流速。③埋深也是影响尾砂流下泄冲击力的关键因素之一，静态时的埋深与压力关系相对研究较多，但动态埋深与冲击力的关系鲜有涉及，在试验中以控制流量的方法实现不同埋深状态下的冲击力监测。

基于满足试验对装置进行设计，其功能性上应满足上游尾砂槽可满足高度可调，以实现流速控制；尾砂流下泄出口可调，以实现流量控制；渠道整体保证一定的坡度以实现尾砂流的流动；设置冲击力测试的构件，实现对不同深度冲击力的测试。整体设计图如图 1 所示，加工后如图 2 所示，糙率为 0.012。

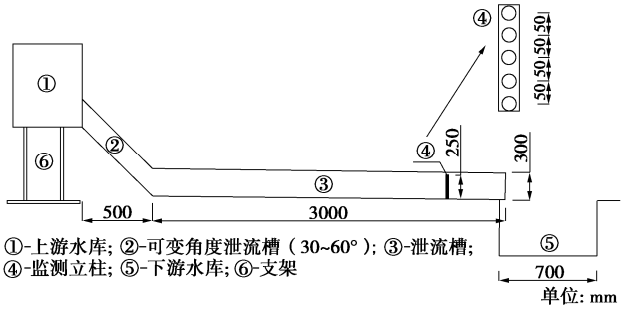


图 1 试验装置设计图

Fig. 1 Design drawing of test devices

图 2 试验装置加工图

Fig. 2 Processing drawing of test devices

本试验关注流速、密度和埋深外部条件对冲击力影响规律，与相似模型试验不同，本试验中调整相应的影响因素值即可得到冲击力的变化，最终得到因素与结果的对应规律，由此不再考虑比尺的缩放。

1.2　试验材料

试验采用历史上发生过尾矿溃坝事件的襄汾尾矿坝库内留置尾砂，现场开挖 2 m 深后取出尾砂进行相关物理力学试验，通过颗粒分析、相对质量密度试验得出尾矿砂的颗粒级配曲线、相对密度值等，对尾矿砂进行了土样分类。

尾矿砂的颗粒级配曲线见图 3 所示，试验得出土样的粗粒含量在 76%～85%，粉粒含量在 5%～7%，黏粒含量在 10%～17%，胶粒含量在 2%～7%，属于细粒土质砂中的黏土质砂（SC）。土样综合粗细包线和平均线各个特征粒径累计含量见表 1 所示。

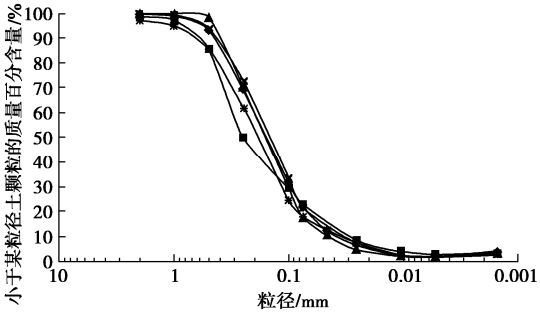


图 3 襄汾尾矿砂颗粒级配曲线

Fig. 3 Grain-size distribution curves of Xiangfen tailings particles

表 1 尾矿砂粒径累计含量

Table 1 Accumulated contents of characteristic particle size of tailings sand

(%)

包线类型	颗粒粒径/mm					
	2	0.5	0.25	0.075	0.005	0.002
综合细包线	100	100	75	24	17	7
综合粗包线	97	84	50	15	10	2
综合平均线	100	90	57	20	12	5

测得尾矿砂含水率平均值 4.81%，干密度平均值 2.49 g/cm^3，湿密度平均值 2.61 g/cm^3。土样相对密度在 2.98～3.06，平均值 3.03。对尾矿砂进行抗剪强度试验得出黏聚力为 16 kPa，摩擦角为 25.3°。

1.3　试验过程

在固定体积水中加入不同质量的尾矿砂来控制尾砂流的密度，试验采用了 5 种密度，控制标准为从水的密度逐步增大到失去流动性，该密度范围为 1.0～1.5 g/cm^3，流速范围为 0.2～3 m/s，埋深 5～20 cm，尾砂流在不同密度下对应的试验控制参数如表 2 所示。其中密度 1.0 g/cm^3 为清水冲击，为验证试验装置、采集设备及试验结果的可靠性。

表 2 尾砂流试验控制参数

Table 2 Control parameters of tailings flow tests

密度 /(g·cm^{-3})	水砂比	含砂量 /(g·cm^{-3})	重度 /(kN·m^{-3})	流速 /(m·s^{-1})	最大埋深 /cm
1.0	1∶0	0	9.80	0.5~3	20
1.1	5.58∶1	0.17	10.78	0.2~1.5	20
1.2	2.59∶1	0.33	11.76	0.2~1.5	20
1.3	1.59∶1	0.50	12.74	0.2~1.5	20
1.4	1.09∶1	0.67	13.72	0.2~1.5	20
1.5	0.80∶1	0.84	14.70	0.2~1.5	20

在不同控制参数下对冲击力进行测试，在测桩柱上沿高度安置 5 个冲击力传感器，传感器的间距为 5 cm，共测试 20 cm 深度内的冲击力变化值。

试验时为保证在某一控制参数下持续监测冲击压力，在试验槽的下方设置下游水库，并采用泥浆泵将流进下游水库内的尾砂流抽至上游水库形成循环，每组控制参数的冲击压力测试时间控制在 10 min 左右。图 4 为清水状态下冲击力与流速之间的关系，从图中可看出流速的增加，产生的冲击压力也随之增加，与流速呈非线性的关系，该关系与理论值具有较高的一致性。确定出糙率在 0.012 时，正面冲击作用下的绕流阻力系数为 1.55，冲击力与流速关系为 p=0.5×1.55 ρv^2。

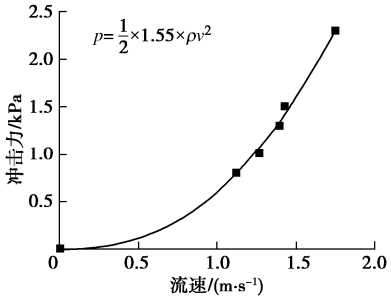


图 4 清水冲击力与流速间的关系

Fig. 4 Relationship between impact force of clean water and velocity

2　试验测试与结果分析

2.1　尾砂流的冲击力时空分布特征

不同密度的尾砂流，测压立柱空间范围内的冲击力上升形式也不同，最大冲击力出现的时间也不同，如图 5 列出了流速在 0.9 m/s 时各密度下的冲击力时程曲线。从图 5 中可以看出，随着密度的提高，冲击力从出现到上升至最大值所需时间缩短，曲线上升段的

平均斜率不断增大。低密度情况下，如密度为 1.1 g/cm^3，冲击力在上升过程中波动较为剧烈，并表现出振荡随机性，而高密度时，如密度为 1.5 g/cm^3，冲击力直接上升至最大值并保持较稳定的冲击力，波动性较小。这表明，高密度尾砂流的冲击力往往出现在与构筑物接触的瞬间，而低密度的尾砂流由于水砂分离程度较大，使得水与砂的冲击力分离作用，从而使得冲击力在上升过程中出现震荡。冲击力紊乱的时间长短也反映了尾砂流内部颗粒的不规则运动情况，如颗粒间的相互碰撞、摩擦、沉浮等，当密度上升到一定程度后形成悬浮状态，此时水砂并不分离，水作为尾砂流浆液的组成物质，此状态下的尾砂流冲击作用最强，破坏力最大。

表 3 列出了不同试验控制参数下，平均最大冲击力、流速、埋深的监测值。

表 3 尾砂流冲击特性试验结果

Table 3 Test results of impact characteristics of tailings flow

密度 /(g·cm^{-3})	流速 /(m·s^{-1})	动压力/kPa			
		5 cm	10 cm	15 cm	20 cm
1.1	0.30	0.33	0.78	1.23	1.82
	0.32	0.45	0.86	0.96	1.58
	0.39	0.52	1.08	1.07	1.62
	0.50	0.61	1.12	1.22	1.68
	0.56	0.72	1.27	1.27	1.93
	0.70	1.00	1.42	1.52	2.17
	0.90	1.51	2.09	2.21	2.71
	1.10	2.22	2.75	2.87	3.39
	1.15	2.43	2.98	3.09	3.65
1.2	0.23	0.48	0.69	1.13	2.17
	0.30	0.64	0.94	1.41	2.15
	0.33	0.83	1.13	1.99	2.52
	0.50	1.12	1.66	2.10	2.78
	0.65	1.44	2.02	2.35	3.10
	0.71	1.75	2.25	2.88	3.46
	0.90	2.22	2.83	3.16	3.88
	1.11	2.97	3.48	3.90	4.72
	1.24	3.62	4.75	4.58	5.40
1.3	0.30	0.81	1.09	1.37	2.72
	0.50	1.49	1.89	2.20	3.35
	0.70	2.11	2.75	3.20	3.68
	0.79	2.32	2.94	3.48	4.11
	0.91	2.92	3.39	4.18	4.62
	1.11	3.77	4.20	5.01	5.58
	1.21	4.61	5.20	6.49	6.25
1.4	0.22	0.85	1.24	1.56	1.77
	0.30	1.17	1.67	1.94	2.11
	0.37	1.50	2.06	2.23	2.67
	0.50	2.22	2.65	3.09	3.32
	0.69	3.27	3.95	4.54	4.98
1.5	0.30	1.48	2.10	2.69	3.04
	0.50	2.76	3.46	4.28	4.54
	0.61	3.17	3.91	4.67	6.08
	0.71	4.21	4.75	5.43	6.92
	0.93	5.97	6.55	7.47	8.58
	1.05	6.96	7.58	8.06	9.87
	1.12	8.28	8.81	9.50	11.97

尾砂流在测试立柱上的纵向分布分为 2 段，阶段 1 为液面以下的埋深范围，阶段 2 为尾砂流由于立柱的阻碍作用引起的碰撞涌起，尾砂流速度瞬间减小，并改变原始的运动轨迹，在高速下冲击形成飞溅。图 6 展示了密度在 1.5 g/cm^3 时冲击力的纵向空间分布，整体规律为在埋深范围内底部的冲击力最大，但低密度时埋深以下的冲击力增大值线性相关性较好，而高密度情况下，埋深以下的冲击力增大量提高，有非线性增加的趋势。尾砂流的涌高随流速增大而升高，根据相关研究成果表明[22]，在涌高部分冲击力迅速衰减，低密度时呈对数衰减形式，密度逐渐增大时，其衰减速率逐渐减小，最终接近直线。

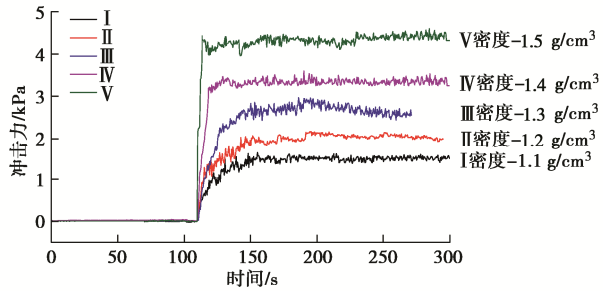


图 5 不同密度下的冲击力时程曲线

Fig. 5 Time-history curves of impact force under different densities

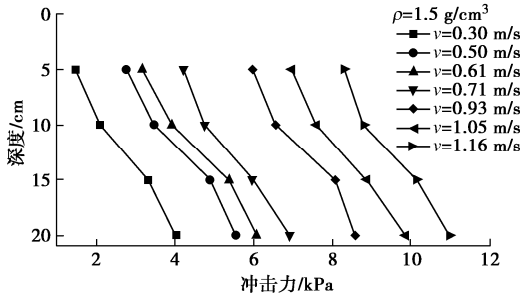


图 6 深度与动压力间的关系

Fig. 6 Relationship between depth and dynamic pressure

2.2 冲击力影响因素分析

考虑流速、密度、埋深三因素对尾砂流的冲击力影响关系需对 3 个因素进行解构分析，先获取单个因素的影响关系，然后再合并综合考虑。图 7 给出了不同密度下流速与冲击力间的关系，可以看出均呈幂函数相关，根据拟合结果的待定系数（表 4）可得，在密度增加的影响下，前置相乘系数项数值渐增，幂次系数在 1.1～1.5 浮动，并无直接相关性。在此基础上分析密度与冲击力间的关系，如图 8 所示，在相同流速下密度越大冲击力越大，呈幂函数相关性，不同流速下的线型几乎一致，拟合后的待定系数其前置相乘系数项数值渐增，而幂次系数在 4.2～4.7 浮动，呈单调增加趋势。对此可以断定，流速和密度两因素对尾砂流冲击力可用幂函数建立数学模型。

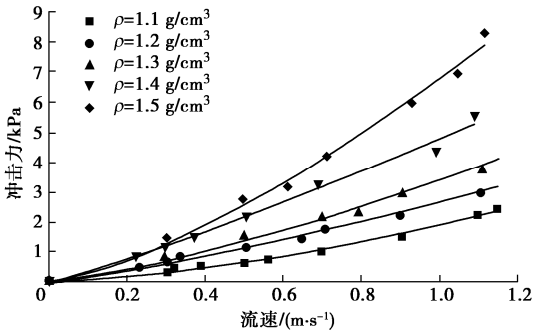


图 7 不同密度下流速与冲击力间的关系

Fig. 7 Relationship between velocity and impact force under different densities

根据图 6 所示并结合图 8，9 可得冲击力与深度呈较明显的线性关系，如在密度为 1.1 g/cm³ 时，尽管有不同流速的影响，但整体上均能以线性关系表达；当密度提升至 1.5 g/cm³ 时，15 cm 以下的冲击力增量较大，线性相关的程度虽稍弱，但仍符合该趋势。随深度的增量约为该重度下的静水压力。

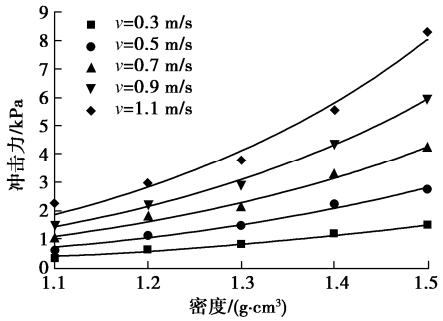


图 8 不同流速下密度与冲击力间的关系

Fig. 8 Relationship between density and impact force under different velocities

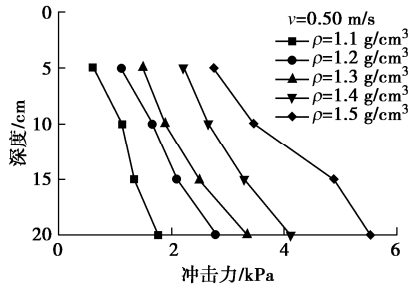


图 9 埋深与冲击力间的关系

Fig. 9 Relationship between buried depth and impact force

2.3　尾砂流冲击力模型的建立

根据冲击力影响因素分析所的结果，下泄尾砂流冲击力与密度和流速均成幂函数正相关趋势，与深度呈线性正相关趋势，对此可建立以幂函数为基础的冲击力模型：

$$p = f(v,\rho,h) \quad , \tag{1}$$

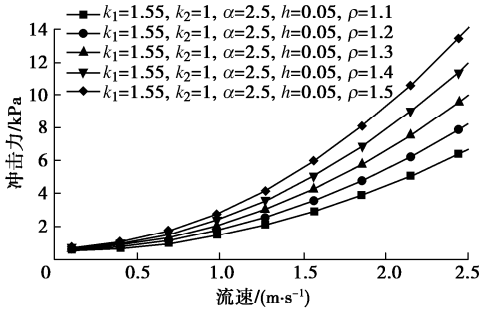
且冲击力与密度的幂次是单调增大趋势，由此建立冲击力模型公式：

$$p = \frac{1}{2}k_1\rho^{\alpha}v^2 + k_2\gamma h \quad 。 \tag{2}$$

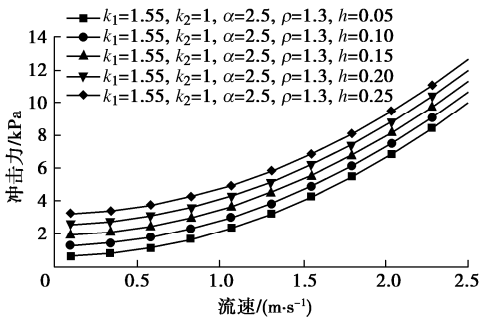
为解构冲击力模型各参数的和流速、密度、埋深在模型中的影响模式，通过固定其他参数值，变化需解构的参数值方法，分析对模型曲线的影响及发展趋势。首先以流速为常态自变量，在此基础上分别考虑密度 ρ，系数 k_1，α 和埋深 h 的变化对曲线形态的影响，其中式（2）第二项为线性累加的关系，对此只考虑某一参数的变化即可表示该项的整体影响关系，此处选择影响因素埋深 h。

当仅有密度改变时，对模型曲线的影响如图 10（a）所示，密度增加略使曲线起始值增大，曲线的切线斜率在整个应变率范围内也平稳增大，曲线略微抬升，表明冲击力的发展速率增大。当仅有埋深改变时，对模型曲线的影响如图 10（b）所示，不影响曲线的曲率与形态，h 增大，曲线整体抬升，表明埋深的增加是作为附加项作用于尾砂流冲击力的发展中，埋深越大，附加冲击力越高。

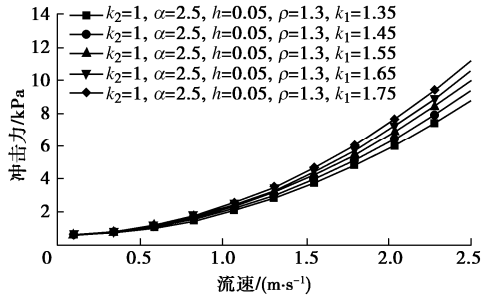
参数 k_1 的变化对曲线的影响如图 10（c）所示，该参数不影响曲线的起始值，但会改变曲线的曲率即影响不同流速下的冲击力值，由此该参数物理意义定义为不同外部条件下的扰流系数。参数 α 与 k_1 类似，但其影响效果较为明显，作为密度项的幂次参数，其物理意义在于不同密度下的冲击力影响调整。参数 k_2 与 h 的影响是相同的模式，其物理意义在于调整埋深对冲击力的影响。



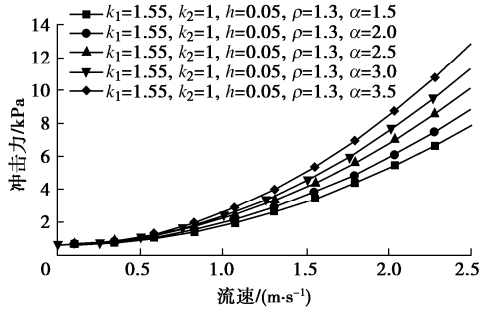
（a）密度ρ的变化对曲线的影响



（b）埋深h的变化对曲线的影响



（c）参数k_1的变化对曲线的影响



（d）参数α的变化对曲线的影响

图 10 模型参数变化对曲线的影响

Fig. 10 Influences of model parameters on curves

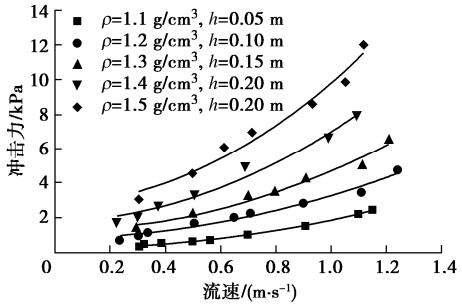


图 11 冲击模型拟合曲线

Fig. 11 Fitting curves of impact model

采用该冲击模型对表 3 中的试验结果进行拟合，选用不同密度、不同埋深下的数据来综合验证模型验证适用性，拟合结果如图 11 所示，各参数取值和拟合相关性如表 4 所示。

表 4 冲击模型拟合结果取值

Table 4 Values of fitting results impact model

密度 ρ/(g·cm^{-3})	埋深 h /m	k_1	α	k_2	相关系数
1.1	0.05	1.65	7.24	0.69	0.99
1.2	0.10	1.80	5.47	0.69	0.97
1.3	0.15	1.92	4.81	0.66	0.96
1.4	0.20	2.43	4.28	0.69	0.97
1.5	0.20	2.65	4.07	0.67	0.97

从表 4 可以看出，不同密度和埋深下模型对试验数据的拟合相关性都大于 0.9，效果较好，能够综合反映流速、密度、埋深对冲击力的影响关系。由表 4 可得，参数 k_1 虽密度增加而增大，随密度增加而减小，k_2 基本不变，与密度和埋深关联性不大。经参数物理意义的确定和拟合验证说明该冲击力模型物理意义明确，能反映尾砂流在不同流速、密度、埋深等外部影响因素下冲击力特性。

2.4 模型验证

为验证本模型的推广适用性与合理性，以文献[12]中的试验数据为对象，采用本文模型进行拟合验证。该文献描述了密度在 1.7～2.1 g/cm^3 条件下的泥砂石流下泄冲击力与密度、埋深的时空分布特征，与本文的模型应用范围一致性较强。文献试验结果与模型计算结果如表 5 所示，试验冲击力与模型计算冲击力对比十分接近，同时参数 k_1，k_2，α 的取值规律与物理意义相符，表明该模型有较好的适用性。

表 5 文献实验结果与模型计算结果对比

Table 5 Comparison between model results and experimental data of Reference [12]

序号	试验数据			
	密度 /(g·cm^{-3})	流速 /(m·s^{-1})	平均埋深 /m	冲击力 /kPa
1	1.7	3.85	0.09	65.48
2	1.8	3.74	0.09	59.14
3	1.9	3.57	0.09	64.75
4	2.0	3.05	0.09	63.15
5	2.1	2.78	0.09	67.75
序号	模型参数及结果			
	k_1	α	k_2	冲击力/kPa
1	2.81	2.17	0.68	66.91
2	2.91	1.83	0.69	60.79
3	3.04	1.81	0.68	63.07
4	3.25	2.05	0.68	63.82
5	3.38	2.21	0.68	68.60

3 结 论

通过对不同密度、流速、埋深下的尾砂流冲击试验，结合冲击力时空分布特征和最大冲击力监测数据，得出以下 4 点结论。

（1）尾砂流下泄冲击力在时间上受密度影的影响规律为，密度越大最大冲击力出现的时间越早，高密度尾砂流的冲击力往往出现在与构筑物接触的瞬间，而低密度的尾砂流形成的冲击力在上升过程中出现震荡。

（2）冲击力在空间上可分为两段，一段为液面以下的埋深范围内，冲击力随深度呈线性分布；另一段为液面以上的涌高部分，该部分冲击力呈对数型快速衰减，并受密度的影响，密度越大衰减速率越慢，最终会接近直线形式衰减。

（3）尾砂流冲击力与流速、密度和埋深直接相关，不同密度下流速与冲击力呈幂函数相关，同时密度越大冲击力越大，呈幂函数相关性，埋深与冲击力呈线性关系。

（4）建立了尾砂流冲击力模型，该模型涵盖了流速、密度和埋深的影响，并设定了 3 个参数，分别为

外部条件影响下的扰流系数 k_1，受密度影响的冲击力调整系数 α，受埋深对冲击力的调整系数 k_2。该模型能综合反映尾砂流冲击的各影响因素。

参考文献：

[1] 张家荣, 刘建林, 朱记伟. 我国尾矿库事故统计分析及对策建议[J]. 武汉理工大学学报(信息与管理工程版), 2016, **38**(6): 682－685. (ZHANG Jia-rong, LIU Jian-lin, ZHU Ji-wei. Statistical analysis and countermeasures of tailings accident in China[J]. Journal of Wuhan University of Technology, 2016, **38**(6): 682－685. (in Chinese))

[2] 吴宗之, 梅国栋. 尾矿库事故统计分析及溃坝成因研究[J]. 中国安全科学学报, 2014, **24**(9): 70－76. (WU Zong-zhi, MEI Guo-dong. Statistical analysis of tailings pond accidents and cause analysis of dam failure[J]. China Safety Science Journal, 2014, **24**(9): 70－76. (in Chinese))

[3] 闪淳昌, 张振东, 钟开斌, 等. 襄汾“9·8”特别重大尾矿库溃坝事故处置过程回顾与总结[J]. 中国应急管理, 2011(10): 13－18. (SHAN Chun-chang, ZHANG Zhen-dong, ZHONG Kai-bin, et al. Review and summary of the disposal process of Xiangfen "9.8" extremely serious tailings dam break accident[J]. China Emergency Management, 2011(10): 13－18. (in Chinese))

[4] 殷跃平. 山西襄汾县塔山矿区尾矿溃决泥流灾难[J].中国地质灾害与防治学报, 2008, **19**(4): 70－148. (YIN Yue-ping. Debris flow disaster caused by tailings outburst in Tashan mining area, Xiangfen County, Shanxi Province[J]. The Chinese Journal of Geological Hazard and Control, 2008, **19(**4): 70－148. (in Chinese))

[5] HU Kai-heng, CUI Peng, GE Yong-gang. Building destruction patterns by august 8,2010 Debris flow in Zhouqu, Western China[J]. Journal of Mountain Science, 2012, **30**(4): 484－490.

[6] ZOU Qiang, GUO Xiao-jun, ZHU Xing-hua, et al. Hazard characteristics and causes of “7·10 ” debris flow along highways in the upper reaches of minjiang riverhazard characteristics and causes of “7·10 ” debris flow along highways in the upper reaches of minjiang river[J]. Journal of Mountain Science, 2014(6): 747－753.

[7] IVERSON R M. Scaling and design of land slide and debris-flowexperiments[J]. Geomorphology, 2015, **244**: 9－20.

[8] 尹光志, 敬小非, 魏作安, 等. 尾矿坝溃坝相似模拟试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, **29**(增刊 2): 3830－3838. (YIN Guang-zhi, JING Xiao-fei, WEI Zuo-an, et al. Experimental study of similar simulation of tailings dam-break[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, **29**(S2): 3830－3838. (in Chinese))

[9] JING F X. Research on the movement mechanism of pulp surging from tailings dam-break[J]. Advanced Materials Research, 2012, 516-517: 997－1000.

[10] WU T, QIN J. Experimental study of a tailings impoundment dam failure due to overtopping[J]. Mine Water & the Environment, 2018, **37**(2): 272－280.

[11] LIU L, ZHANG H W, ZHONG D Y, et al. Research on tailings dam break due to overtopping[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2014, **45**(6): 675－681.

[12] 刘道川, 游　勇, 杜　杰, 等. 泥石流冲击力的时空分布特征[J]. 工程科学与技术, 2019, **51**(3): 17－25. (LIU Dao-chuan, YOU Yong, DU JIE, et al. Spatio-temporal distribution of the impact force of debris flow[J]. Advanced Engineering Ences, 2019, **51**(3): 17－25. (in Chinese))

（编校：孙振远）

DOI：10.11779/CJGE2020S2040

新型预应力锚索内部监测结构试验研究

孙彦鹏[1, 2]，凌永玉[2]，林兴超*[2]，赵宇飞[2]，安新赞[2]，尹 韬[2]

（1. 河北工程大学水利水电学院，河北 邯郸 056002；2. 中国水利水电科学研究院岩土工程研究所，北京 100048）

摘 要：针对预应力锚索内部应力监测难题，研发了一种新型预应力锚索内部应力监测结构，并通过破坏性张拉试验和多级荷载反复张拉试验对该监测结构进行测试。测试结果表明锚索达到屈服荷载前，新型监测结构与锚索同步变形，具有较高的一致性；高荷载反复张拉13次可消除加工监测结构引起的残余应变，提高监测精度；通过多级别反复张拉试验建立了监测结构应变与锚索应力之间的转换公式，残余应变消除后，采用转换公式测定锚索应力误差小于2%；为预应力锚索内部应力监测提供了一种新的有效可行的监测技术。

关键词：预应力锚索；监测结构；锚固工程；应力监测

中图分类号：TU43 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－4548(2020)S2－0226－05

作者简介：孙彦鹏(1997—)，男，硕士研究生，主要从事预应力锚索传力机制方面的研究工作。E-mail：15733225622@163.com。

Experimental study on internal monitoring structure of a new prestressed anchor cable

SUN Yan-peng[1, 2], LING Yong-yu[2], LIN Xing-chao[2], ZHAO Yu-fei[2], AN Xin-zan[2], YIN Tao[2]

(1. School of Water Conservancy and Hydroelectric power, Hebei University of Engineering, Handan Hebei 056002, China; 2. Department of Geotechnical Engineering, China Institute of Water Resources and Hydropower Research, Beijing 100048, China)

Abstract: On account of their difficult internal stress monitoring, a new type of internal stress monitoring structure for pre-stressed anchor cables is developed and then tested by the destructive tension tests and the repeated tension tests under multi-levelload. The test results show that before reaching the yield load, the new monitoring structure deforms synchronously with the anchor cable, representing a relatively high consistency. The residual strain caused by processing of monitoring structure is eliminated by 13 times of repeated tensioning under high loads, thus improving the accuracy. After elimination of the residual strain, a conversion formula is established between strain of monitoring structure and stress of anchor cables. The error of stress of anchor cables measured by this conversion formula is smaller than 2%. This study may provide a new effective and feasible monitoring technology for the internal stress monitoring of pre-stressed anchor cables.

Key words: prestressed anchor cable; monitoring structure; anchoring engineering; stress monitoring

0 引 言

预应力锚固技术具有对岩（土）体扰动小，施工快捷，安全可靠，经济高效等优点，已成为高边坡、大跨度地下洞室以及深基坑等重要岩体结构的首选支护处理手段，预应力锚固技术应用越来越普遍[1-3]。如在长江三峡水利枢纽船闸高边坡加固工程中，共使用了1000～3000 kN的预应力锚索4000多根，极大保证了边坡的稳定性[4]，与边坡形成了一个整体。加强锚索的应力监测不仅可以直接测得锚索本身的受力情况，还能了解加固体整体运行状态，为边坡、地下工程等加固对象的长期安全运行提供重要支撑，锚索应力监测一直是岩土工程研究的重点问题[5]。与锚索大量应用和应力监测重要性不匹配的是，锚索中间部位（内部）应力监测缺乏有效技术手段[6]。

目前，岩土工程中常用的锚索索力测量方法主要有压力表测定法、电阻应变片监测法、振弦测力传感器法、振动频率法、测力环测法、磁通量法等[7]。压力表测定法在高压环境下，指针震动激烈，误差较大；电阻应变片监测法的监测结果易受外界环境的影响；振弦测力传感器零漂及长期测值漂移较大；震动频率法的测量结果不够精确；测力环测法安装繁琐、操作

基金项目：国家重点研发计划项目（2018YFC0407000）；国家自然科学基金青年基金项目（51809289）；中国水科院人才基金项目（GE0145B462017，GE0145B692017）

收稿日期：2020－08－07

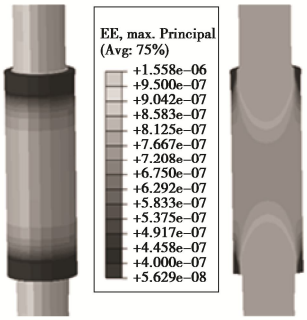
*通信作者（E-mail: linxc@iwhr.com）

不便；磁通量法响应较慢，不易获得动态参数[8-9]；这些方法难以实现锚索内部应力监测。付文光等[10]、孙东亚等[11]和安新赞[12]都提出将光纤与锚索耦合的分布式监测形式，但锚索在实际工程中受力会有较大变形，光纤为脆性材料可能无法适应，而且锚索全长与光纤完全耦合也较难实现。已有研究成果表明，由于锚索线性索状的特征结构，很难直接通过其表面应变直接监测锚索应力；并且，锚固工程绝大多数属于隐蔽工程，锚索赋存于岩体内部，运行工程地质环境复杂，这种复杂地质环境和特殊结构使得锚索中间部位的应力监测变得十分困难。

针对锚索中间部位（内部）应力监测的不足，本文研发并测试了一种新型预应力锚索中间部位(内部）应力监测结构，通过挤压握裹方式实现应变体与锚索咬合形成一体协调变形，解决了索体非光滑平整面监测设备无法在上面固定的难题，并能够适应索状结构大变形的特点，为锚索中间部位（内部）应力监测提供有效技术手段。

1　监测结构原理及结构设计

新型预应力锚索内部监测结构的监测原理是：在索状结构锚索特定部位通过挤压握裹形成柱状的等效应变体，应变体与锚索握裹效果足够好时通过测定应变体表面应变就可得到锚索所受轴力。数值解结果如图 1 所示：①不同锚索轴力条件下应变体变形分布规律一致，量值与锚索轴力呈线性相关，可通过应变体应变计算锚索轴力；②不同位置应变体表面呈现两端小中间大的应变分布特征，在实际运用中应统应变测量位置，进行标定后使用。



锚索轴力/kN	最大应变/10^{-6}
220	1.552
180	1.270
150	1.058
120	0.847
90	0.635
60	0.423

图 1　数值解结果

Fig. 1 Numerical results

基于上述原理从材料选择、监测结构与锚索耦合方法和几何尺寸等指标进行设计：①通过调研和力学特性试验测试，监测结构材料选用了 20CrMnTiH 钢材，该材料与锚索的主要材料特性参数相近（如表 1 所示），这种几乎相同的弹性模量可以更好保证监测结构与锚索协调变形。②监测结构与锚索的耦合方式采用穿心千斤顶挤压握裹，在挤压过程中 20CrMnTiH 钢材与锚索之间增加四角剪力弹簧加强监测结构与锚索之间的耦合效果，如图 2（a）所示。③为满足监测需要，并减少监测结构对锚索本身结构特征的影响，通过优化设计确定监测结构应变体的几何特征，如图 2（b）所示，按常用锚索长度 30～60 m 计算监测结构的长度与锚索总长度的比值不超过 0.2%，不影响锚索大变形条件下的几何结构特征，并为分布式内部应力监测提供了条件。

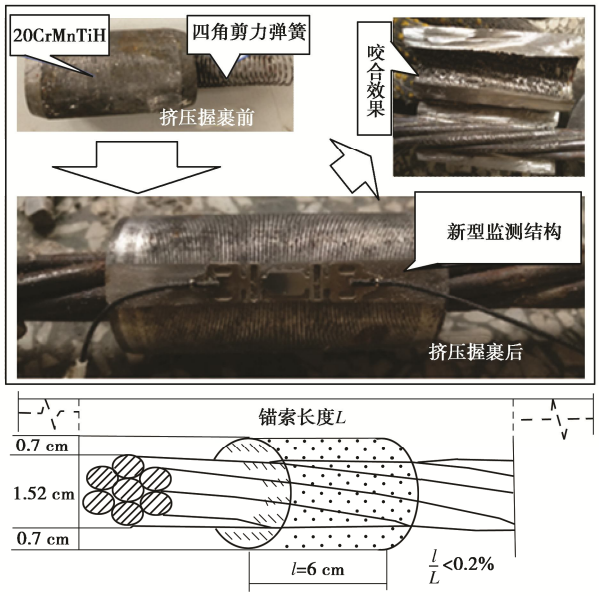


图 2　监测结构设计

Fig. 2 Design of monitoring structure

表 1　材料基本参数

Table 1 Basic parameters of materials

材料	抗拉强度/MPa	屈服荷载/kN	破坏荷载/kN	伸长率/%
锚索	1860	234.6	260.7	3.5
监测结构	1080	234.6	207.0	10.0

2　试验及成果分析

2.1　试验方案

为测试新型预应力锚索内部监测结构的可行性，设计了破坏性张拉试验和反复张拉试验，试验设备如图 3 所示。破坏性张拉试验，手动控制以约 1 kN/s 的速度加载直至锚索破坏；反复张拉试验，手动控制以约 1 kN/s 的速度加载至指定荷载，以约 2 kN/s 的速度卸载，如此反复循环直至满足设计方案要求，反复张拉试验方案如表 2 所示。

2.2　破坏性张拉试验结果分析

破坏性张拉试验过程曲线、破坏后锚索和监测结构情况如图 4 所示。试验结果表明锚索轴力达到屈服荷载（230 kN）前，锚索轴力与监测结构应变同步变

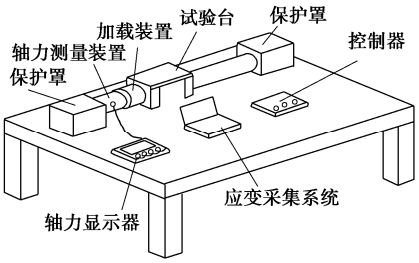


图 3 试验设备示意图

Fig. 3 Diagram of experimental equipment

表 2 多级荷载循环加卸载试验表

Table 2 Loading and unloading tests under multi-level loading cycles

加载顺序	加载值/kN	加载次数	加载顺序	加载值/kN	加载次数
1	120	20	6	150	10
2	150	10	7	120	10
3	180	10	8	150	10
4	220	10	9	180	10
5	180	10	10	220	10

化，线性相关系数为 0.979，锚索轴力与监测结构应变之间有良好的相关性；锚索轴力超过屈服荷载后，锚索出现塑性变形，锚索编索结构开始发生破坏，监测结构与锚索之间的咬和程度降低，监测设备应变逐渐减小，锚索轴力与监测设备应变不同步；当锚索轴力达到极限荷载时，锚索轴力和监测结构应变均回到零点；锚索张拉破坏后监测结构与锚索结合良好，未发现脱离现象，钢绞线本身 7 根钢丝松散，结构完全破坏。

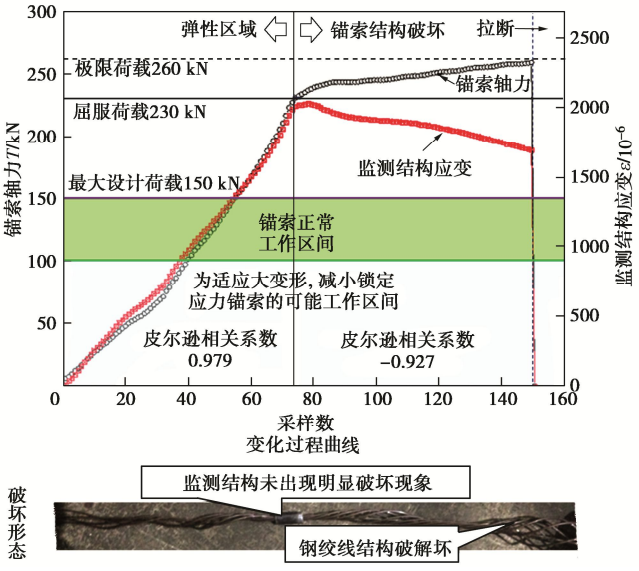


图 4 破坏性张拉试验结果

Fig. 4 Results of destructive tensile test

结合锚索受力特征和实际工程中锚索轴力主要工作范围可知，加工监测结构不会影响锚索基本力学特性参数（屈服荷载 230 kN，极限荷载 260 kN），监测结构强度不小于锚索本身强度，在屈服荷载前监测结构可以与锚索很好的结合。上述特征表明在工程锚索受力范围内，新型监测结构具备作为锚索内部应力的基本条件，在实际工程设计和应用中是不允许锚索进入屈服状态的。

2.3 多级荷载循环加卸载试验结果分析

为进一步验证新型监测结构的可行性，进行了反复张拉试验，锚索轴力张拉过程曲线如图 5（a）所示，监测结构应变响应曲线如图 5（b）所示，对比加载曲线和响应曲线可知：①与破坏性张拉试验结果相同，监测结构能够与锚索协同变形，具备作为锚索轴力监测的基本条件。②在前 20 次 120 kN 加卸载过程中，卸载后监测结构初始应变逐渐减小，超过 13 次后趋于平衡，分析原因主要是由于监测结构通过挤压握裹形成，加工过程中存在加工应力和残余应变，随着加卸载过程加工应力会逐渐释放，残余应变会逐渐消除。③随着荷载的增大，第 21～30 次 150 kN 加卸载过程的进行，同样出现加工应力释放过程，但是趋于平衡的次数减少，只需 8 次加卸载过程监测结构初始应变不再减小。④随着荷载继续增大，上述现象重复出现直至荷载级别达到 220 kN；⑤当荷载不大于历史最大荷载（220 kN）时，对锚索进行加卸载不会再出现初始应变减小的现象。

上述试验现象表明，监测结构加工过程中存在加工应力和残余应变，残余应变可以通过预先反复张拉进行消除，针对现行锚索和监测结构设计可通过 13 次 220 kN 的反复张拉消除加工应力和残余应变，提高监测结构的监测精度。需要指出的是加工应力是结构设计中经常出现的问题，通常可以通过放置一定时间自动消除或施加人为扰动加速释放，本文提出的通过反复张拉试验加速释放加工应力的方法在实际工程应用中是切实可行的。

为进一步验证监测结构与锚索轴力之间的关系，通过消除残余应变后的反复张拉试验（第 51～110 次加卸载）结果建立监测结构与锚索之间的换算公式。通过 60 次反复张拉试验 8037 组锚索轴力与监测结构应变数据，拟合得到的关系式：

$$T = 0.137\varepsilon + 53.29 \quad 。 \tag{1}$$

皮尔逊相关系数达到 0.996，锚索轴力与监测设备应力呈良好的线性关系，（拟合曲线见图 6）。通过式（1）对加卸载过程中的特征值进行验证（见表 3），验证结果表明 30 个特征值的验证误差均小于 2%，满足一般监测设备的监测精度，可用于实际工程中的锚索中间部位（内部）应力监测。

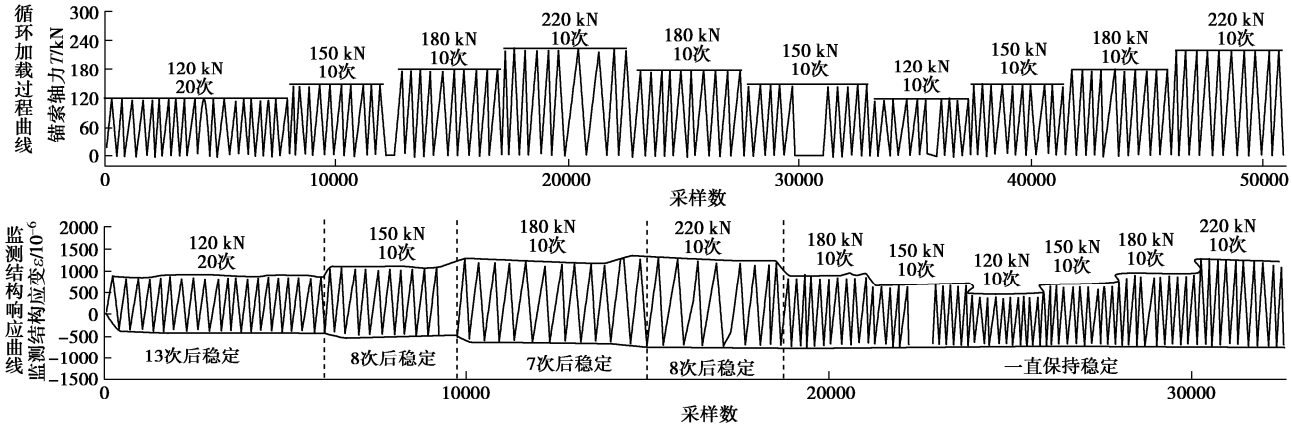


图 5 锚索多级荷载循环加卸载轴力及监测结构响应曲线图

Fig. 5 Axial forces of loading and unloading of multi-level loading cycle of anchor cables and response curves of monitoring structure

表 3 加卸载试验最大荷载误差验证

Table 3 Verification of maximum load errors in loading and unloading tests

加卸载次数	180 kN（51～60）			150 kN（61～70）			120 kN（71～80）		
	T/kN	*T*′/kN	误差/%	*T*/kN	*T*′/kN	误差/%	*T*/kN	*T*′/kN	误差/%
1	180.3	179.8	−0.29	149.9	149.1	−0.52	120.4	118.6	−1.53
2	181.5	182.3	0.46	150.6	149.5	−0.72	119.9	118.7	−1.01
3	181.2	182.5	0.70	149.8	150.0	0.15	120.3	119.3	−0.85
4	180.5	181.6	0.61	151.1	150.9	−0.11	120.3	119.6	−0.54
5	178.3	179.0	0.39	151.1	151.3	0.14	120.5	120.1	−0.32
6	180.5	182.6	1.17	150.4	153.2	1.85	120.6	120.4	−0.18
7	180.3	181.2	0.53	150.5	152.1	1.04	120.6	120.1	−0.42
8	180.8	183.0	1.21	150.6	151.9	0.88	121.1	121.1	0.01
9	180.1	182.0	1.04	150.1	151.1	0.68	120.5	120.6	0.08
10	180.1	181.9	1.02	151.0	153.0	1.33	120.5	120.3	−0.17

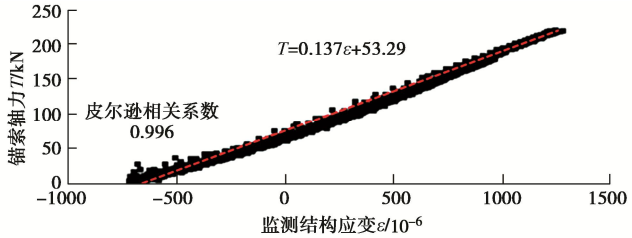


图 6 关系曲线拟合

Fig. 6 Fitting of relationship curves

3 结　　论

本文研发并测试了一种适用于锚索中间部位（内部）应力监测的新型监测结构，得到主要结论如下：

（1）通过材料选择、监测结构与锚索耦合方法确定和几何尺寸设计，研制了一种适用于锚索中间部位（内部）应力监测的新型监测结构，该结构能够与锚索之间耦合并协调变形，监测结构的长度与锚索总长度的比值不超过 0.2%，不影响锚索适应大变形几何结构特征。

（2）破坏性张拉试验结果表明，监测结构及与锚索耦合部位强度大于锚索本身强度，锚索轴力超过屈服荷载前能够保持很好的协调一致变形，其测量范围为 0～屈服荷载，结合实际工程锚索运行状态该测量范围满足实际工程需求，具备作为锚索轴力监测的基本条件。

（3）反复张拉试验结果表明，通过 13 次 220 kN 的反复张拉消除加工应力和残余应变提高了监测结构的监测精度。

（4）根据 60 次反复张拉试验 8037 组锚索轴力与监测结构应变数据建立了监测结构应变与锚索轴力计算公式，通过 30 个特征值的验证误差分析验证了计算公式的准确性和可靠性。为锚索中间部位（内部）应力监测提供一种可行途径。

参考文献：

[1] 肖世国, 周德培. 岩石高边坡一种预应力锚索框架型地梁的内力计算[J]. 岩土工程学报, 2002, **24**(4): 479－482. (XIAO Shi-guo, ZHOU De-pei. Internal force calculation of a prestressed anchor rope frame ground beam on high rock slopes[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2002, **24**(4): 479－482. (in Chinese))

[2] 陈祖煜, 杨 健. 岩土预应力锚固技术的进展[J]. 贵州水力发电, 2004(5): 5－10. (CHEN Zu-yu, YANG Jian. Development of geotechnical prestressed anchoring technology[J]. Guizhou Hydropower, 2004(5): 5－10. (in Chinese))

[3] 陈安敏, 顾金才, 沈 俊, 等. 软岩加固中锚索张拉吨位随时间变化规律的模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, **21**(2): 251－256. (CHEN An-min, GU Jin-cai, SHEN Jun, et al. Model test study on the law of the change in the tonnage of anchor cable with time in soft rock reinforcement[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2002, **21**(2): 251－256. (in Chinese))

[4] 赵明华, 刘小平, 冯汉斌, 等. 小湾电站高边坡的稳定性监测及分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, **25**(增刊 1): 2746－2750. (ZHAO Ming-hua, LIU Xiao-ping, FENG Han-bin, et al. Monitoring and analysis of a high-slope stability in Xiaowan hydropower station[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, **25**(S1): 2746－2750. (in Chinese)

[5] 高大水. 三峡船闸高边坡锚固及新型无粘结锚索开发[J]. 水力发电, 2003(1): 36－40. (GAO Da-shui. Anchorage of the high slope of the Three Gorges Ship Lock and the development of a new type of unbonded anchor cable[J]. Hydroelectric Power, 2003(1): 36－40. (in Chinese))

[6] 朱晗迓, 孙红月, 汪会帮, 等. 边坡加固锚索预应力变化规律分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, **23**(16): 2756－2760. (ZHU Han-hui, SUN Hong-yue, WANG Hui-bang, et al. Analysis of the change law of prestress of anchor cable for slope reinforcement[J]. Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, **23**(16): 2756－2760. (in Chinese))

[7] 高俊启, 施 斌, 张 巍, 等. 分布式光纤传感器监测预应力锚索应力状态的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, **24**(增刊 2): 5604－5610. (GAO Jun-qi, SHI Bin, ZHANG Wei, et al. Experimental study on monitoring the stress state of prestressed anchor cables by distributed optical fiber sensors[J]. Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, **24**(S2): 5604－5610. (in Chinese))

[8] 汪小刚, 王玉杰, 贾志欣, 等. 分布式光纤预应力智能监测锚索, 11100.CN106906824A[P]. 2017-06-30. (WANG Xiao-gang, WANG Yu-jie, JIA Zhi-xin, et al. Distributed Optical Fiber Prestressed Intelligent Monitoring Anchor Cable, 11100.CN106906824A[P]. 2017–06–30. (in Chinese))

[9] 王清标, 蒋金泉, 孙彦庆, 等. 基于振弦传感技术的高性能锚索测力系统开发研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, **31**(增刊 2): 3981－3987. (WANG Qing-biao, JIANG Jin-quan, SUN Yan-qing, et al. Development and research of high-performance anchor cable force measurement system based on vibrating wire sensing technology[J]. Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, **31**(S2): 3981－3987. (in Chinese))

[10] 付文光, 于会来, 耿 培. 预应力锚索应力测量误差的试验研究与对策[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(增刊 2): 487－491. (FU Wen-guang, YU Hui-lai, GENG Pei. Experimental research and countermeasures of stress measurement error of prestressed anchor cable[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(S2): 487－491. (in Chinese))

[11] 孙东亚. 光纤智能材料、器件与智能锚索结构系统的研究[D]. 武汉: 武汉理工大学, 2002. (SUN Dong-ya. Research on Optical Fiber Intelligent Materials, Devices and Intelligent Anchor Cable Structure System[D]. Wuhan: Wuhan University of Technology, 2002. (in Chinese))

[12] 安新赞. 基于光纤 Bragg 光栅传感技术的锚索预应力监测可行性研究[D]. 西安: 西安理工大学, 2017. (AN Xin-zan. Feasibility Study of Anchor Prestress Monitoring Based on Fiber Bragg Grating Sensing Technology[D]. Xi'an: Xi'an University of Technology, 2017. (in Chinese))

（编校：孙振远）

DOI：10.11779/CJGE2020S2041

压实黏性土与砂土水平残余应力测试分析

刘宏扬[1, 2]，罗 强[*1, 2]，肖金凤[3]，周 鑫[1,2]，李 越[1]

（1. 西南交通大学土木工程学院，四川 成都 610031；2. 高速铁路线路工程教育部重点实验室，四川 成都 610031；
3. 中铁第五勘察设计院集团有限公司，北京 102600）

摘 要：松散土颗粒间存在摩擦、咬合作用，压实后会产生一定的残余应力。设计加工了一套包括土样制备和加载的压实土水平残余应力测试装置，开展了粉质黏土与砂土水平残余应力随含水率、压实密度变化规律的试验研究，比较了两类典型路基填料的水平残余应力特性；基于 Mohr-Coulomb 准则，提出了一种以土体抗剪能力特征分量 c_m，φ_f 为核心参数的压实土水平残余应力估算方法，并对估算结果进行了误差分析。研究表明：压实粉质黏土试样，颗粒间摩擦锁固效应较强，水平残余应力随含水率升高而呈近似线性降低规律，随压实度提高表现出折线型加速增大趋势；采用振动压密方法制备的砂土试样，颗粒间接触力较小，但加卸静荷载后的水平残余应力增幅明显，并随含水率和相对密度提高均呈近似线性增加规律；压实粉质黏土的水平残余应力明显大于均匀级配砂土，由建立的压实土水平残余应力分析模型，获得的估算值与测试值吻合较好，粉质黏土试样的平均误差约为 6.30%，砂土约为 17.80%。

关键词：黏性土；砂土；水平残余应力；含水率；密实度

中图分类号：TU411.93 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－4548(2020)S2－0231－07

作者简介：刘宏扬(1994—)，男，博士研究生，主要从事铁路路基工程方面的研究工作。E-mail: 757657495@qq.com。

Tests on horizontal residual stresses of compacted clay and sand

LIU Hong-yang[1, 2], LUO Qiang[1, 2], XIAO Jin-feng[3], ZHOU Xin[1, 2], LI Yue[1]

(1. School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China; 2. MOE Key Laboratory of High-Speed Railway Engineering, Chengdu 610031, China; 3. China Railway Fifth Survey and Design Institute Group Co., Ltd., Beijing 102600, China)

Abstract: Due to friction and biting between soil particles, residual stress will be generated after compaction. A set of horizontal residual stress testing device for compacted soils is designed and processed, which includes preparation of soil samples and loading. An experimental study is developed on the variation of the horizontal residual stresses of silt clay and sand with water content and compaction density. Then the horizontal residual stress characteristics of two typical roadbed filling are compared. Based on the Mohr-Coulomb criterion, a method for estimating the horizontal residual stress of compacted soil is proposed, which takes the characteristic components of shear capacity of soils c_m and φ_f as the core parameters. Finally, an error analysis is performed on the estimated results. The research shows that the compacted silty clay samples have a strong frictional locking effect between particles. The horizontal residual stress decreases approximately linearly with the increasing water content and shows a trend of increasing polyline acceleration with the increase of compaction. The sand samples prepared by the vibration compaction method have a small contact force between the particles, but their horizontal residual stress increases significantly after loading and unloading static loads, and it increases approximately linearly with the increase of water content and relative density. The horizontal residual stress of the compacted silty clay is significantly greater than that of the uniformly graded sand. According to the proposed analytical model, the estimated values obtained are in good agreement with the test ones, the average error of the silty clay samples is about 6.30%, and that of the sand is about 17.80%.

Key words: cohesive soil; sand; horizontal residual stress; water content; compactness

0 引 言

残余应力是物体在未受外力作用时，其内部以平衡状态存在的应力[1]。现有研究表明，岩土工程中，残余应力广泛存在，例如隧道、基坑开挖过程中的卸载作用[2-3]，路基结构经列车动荷载长期循环加卸作用[4]。这一系列问题主要是由于岩土体为典型的弹塑性材料，无论岩石本身，还是其衍生出的碎石、砂、土等

基金项目：国家自然科学基金项目（51878560）
收稿日期：2020－08－07
*通信作者（E-mail: LQrock@swjtu.cn）

颗粒材料，都具有离散性，其内摩擦特性会影响卸载过程中局部应力的释放，所以体系内会产生残余应力。

国内外学者针对岩土体材料应力释放及残余应力现象进行过诸多研究。早在1956年，Mullis[5]使用砂土进行大型基坑模型试验，发现水平残余应力与砂土密度和加载压力大小相关，并估计了残余应力的大小范围；Ingold[6]分析了机械碾压所产生的残余应力，认为墙后土压力会在墙体侧向位移较小时显著增加；孙玉永等[7]也通过砂箱加卸载试验建立了土中残余应力的经验公式，并提出了考虑残余应力的基坑被动区土压力计算方法；周顺华[8]认为，土体经开挖后，局部应力释放会受其它部分土体约束，从而其变形和应力释放受阻，在细观上表现为土体颗粒间存在的残余应力。

目前有关岩土体残余应力的研究多以模型试验为主，分析对象主要是地基、基坑、挡土墙等，对压实后路基填土的残余应力特性关注较少。研究的残余应力影响因素多为卸荷量、边界条件等，并未考虑土体类别、含水率以及压实密度等条件对残余应力的影响。除此之外，目前试验研究均采用土压力盒测试残余应力大小，其测试精度受土压力盒匹配误差等固有缺陷影响较大。为此，本文采用自主设计加工的试验装置，开展黏性土和砂土的残余应力测试分析，在不干扰试样应力状态的条件下测试水平残余应力大小，分析土体类别、含水率、压实密度以及加卸荷载等因素对残余应力的影响，并提出基于土体力学参数的水平残余应力估算方法，为进一步分析路基压实土的残余应力特性提供参考。

1 测试装置与试验方案

1.1 测试装置

试验使用的压实土水平残余应力测试系统[9]分为模型箱、压实加载装置、测试系统三部分，如图1所示。模型箱主要包括刚性敞口限位箱、内圆外方的试样筒、护筒，试样筒和护筒由对开半筒、半护筒组成，试样筒内尺寸为 Φ152 mm×h115 mm；为减小试样筒在水平方向移动过程中的摩擦，其底部与限位箱通过“滚珠–滑道”结构接触；试样筒左右两侧分别与限位螺栓、压力传感器接触，以近似形成侧限条件。压实加载装置由千斤顶、击实锤、量力环、反力架、以及限位块组成，其中击实锤用于砂土压实。测试系统包括压力传感器、静态应变仪、计算机、百分表。

调节限位螺栓，使试样筒与压力传感器良好接触。土体经分层压实后，试样筒由于残余应力效应会有向两侧移动的趋势，通过压力传感器测得压实土水平残余应力。拆除护筒后，使用千斤顶施加竖向荷载，测得压实土水平应力变化值和竖向变形量。

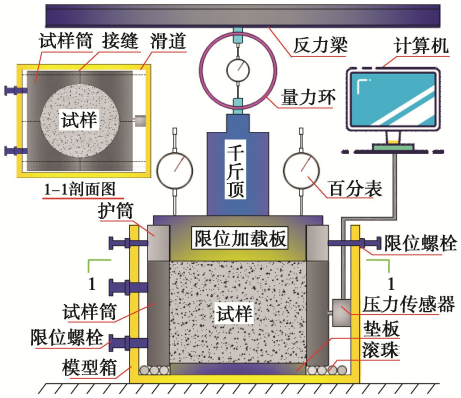


图1 系统组成

Fig. 1 Composition of system

1.2 试验方案

试验研究含水率、压实度(相对密度)以及多次加卸荷载对压实黏性土和砂土水平残余应力的影响规律。表1为试验方案，通过分层压实制备压实土试样，待拆除护筒后加卸两轮竖向荷载，每次加卸载制度如下：0→50→100→150→200→400→600→800→600→400→200→150→100→50→0 kPa。

表1 试验方案

Table 1 Test schemes

试验方案	土类	含水率/%	压实度/%
1-1	粉土	ω_{op}	85，88，91，94，97，100
1-2	黏土	ω_{op}−6，ω_{op}−3，ω_{op}+3，ω_{op}+6	92
试验方案	土类	相对密度 D_r	压实度/%
2-1	砂土	0.725	0，2，4
2-2		0.600，0.725，0.850	0

2 试验材料与试样制备

2.1 试验材料

试验选取高液限粉质黏土和均匀级配中砂两种典型土样。根据《铁路工程土工试验规程：TB 10102—2010》，对两种土样进行基本的物理性质试验，级配曲线如图2所示，基本物理性质指标见表2。

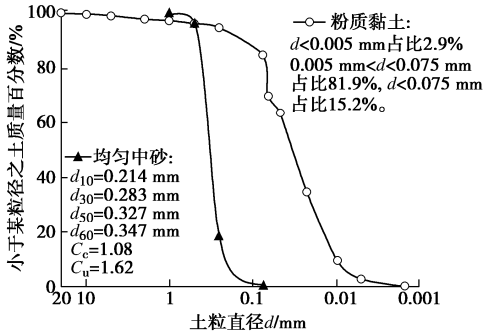


图2 土样颗粒级配曲线

Fig. 2 Grain-size distribution curves of soil samples

表 2 试验土样物理性质指标

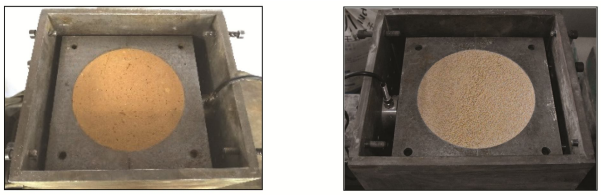
Table 2 Physical property indices of soils

土类	颗粒相对质量密度 G_s	液限 w_L/%	塑性指数 I_P	最大干密度* ρ_{dmax} /(g·cm^{-3})	最优含水率* w_{op}/%
高液限粉质黏土	2.72	42.05	14.0	1.61	17.68
土类	颗粒相对质量密度 G_s	最小干密度 ρ_{dmax} /(g·cm^{-3})	最大干密度 ρ_{dmax} /(g·cm^{-3})	最小孔隙比 e_{min}	最大孔隙比 e_{max}
均匀级配中砂	2.69	1.41	1.70	0.582	0.908

*由 Z2 重型击实试验所得。

2.2　试样制备

按目标含水率配制土料，并做闷料处理。调节限位螺栓对系统预压，保证试样筒与压力传感器良好接触。为减小试样筒内壁与试样间的摩擦力，在试样筒内壁涂抹一层凡士林。分层压实过程采用“体积–质量”控制法，对粉质黏土试样，使用千斤顶与反力梁施加竖向荷载，通过限位块较精准地控制每层的压实度，制备完成后的粉质黏土试样如图 3（a）所示。对于砂土试样，则需通过击实锤分层振密砂土试样[10]，达到目标相对密度的试样如图 3（b）所示。



（a）粉质黏土试样　　（b）砂土试样

图 3 制备完成后试样

Fig. 3 Samples after preparation

最后一层土样压实后，拆除护筒并将试样表面刮平，此时压实土处于残余应力状态，所测水平应力即为初始水平残余应力。随后，安装变形测量及加载设备，分级加载过程中，待试样状态稳定后记录压力传感器及百分表读数，稳定标准参考《铁路工程土工试验规程：TB10102—2010》地基系数试验：“每增加一级荷载，1 min 的沉降量不大于该级荷载产生的沉降量的 1%，每级荷载的稳定时间不少于 3 min”。试验表明，粉质黏土和砂土试样在加卸荷载后 5 min 内即可达到稳定状态。加卸载完成后，卸除试样，观察传感器读数是否回复至初值附近。结果表明，整个试验过程中试样筒处于良好工作状态，并无土颗粒等异物进入试样筒缝隙，所测数据可靠。

3　试验数据与分析

3.1　压实粉质黏土的残余应力特性

同一压实度（K=92%）条件下，粉质黏土试样在加卸载过程中水平应力和竖向变形变化曲线如图 4 所示。

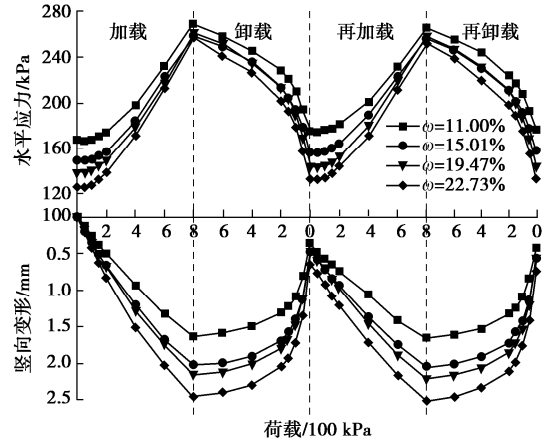


图 4 应力与变形随荷载变化曲线(K=92%)

Fig. 4 Curves of stress and deformation with load (K=92%)

图 4 表明，试样分层压实后，水平残余应力随含水率升高而降低；加载初期，由于边壁摩擦和土体自身强度的影响，水平应力增长缓慢，随竖向荷载的增大，水平应力近似呈线性增大趋势；卸载阶段，则有相反结果；两次加卸载过程中，试样产生的塑性变形从 0.4～0.7 mm 减小到 0.1 mm 以内，对应的回弹变形基本保持在 1.2～1.7 mm，其中含水率大的试样塑性、回弹变形均较大；经过第一次加卸载，试样水平残余应力有所提高，再次加卸载对试样影响较小，总体增幅约为 4%～6%，且增幅大小与含水率无明显关系。

同一含水率（w=17.48%）条件下，试样在加卸载过程中水平应力和竖向变形的变化曲线如图 5 所示。试验表明，试样水平残余应力随压实度提高明显增大；两次加卸载后，试样的水平残余应力较初值有一定增大，且第一次加卸载引起的增幅相对较大；两次加卸载后，试样产生约 0.5～3 mm 塑性变形，水平残余应力增幅约 2.7%～21.3%，其中低压实度试样产生的塑性变形较大，其水平残余应力增幅也更明显。

图 5 中竖向变形曲线表明，随压实度由低至高变化，两次加卸载过程中产生的塑性变形，由 1.5～0.5 mm，降低至 1.2～0.1 mm，对应的回弹变形约在 1.7～1.4 mm 小幅波动，分析可知，低压实度试样在加卸载过程中以塑性变形为主，而高压实度试样的弹性变形占比更大。

由于加卸载引起压实度小幅变化，故分别绘制试样在 3 种状态下水平残余应力随含水率的变化曲线，如图 6（a）所示；图 6（b）则反映了同一含水率条件下，压实度对水平残余应力的影响。由图 6 可知，粉质黏土试样在 3 种状态下，其水平残余应力均随含水

率升高呈均表现出线性减小趋势；粉质黏土的水平残余应力与压实度有较好的分段线性化特点；压实度较含水率更明显的影响粉质黏土水平残余应力大小。

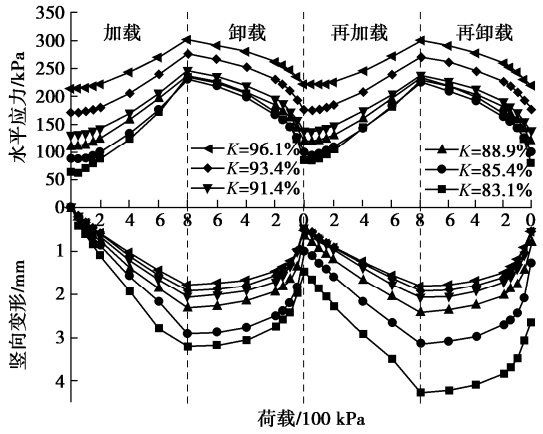
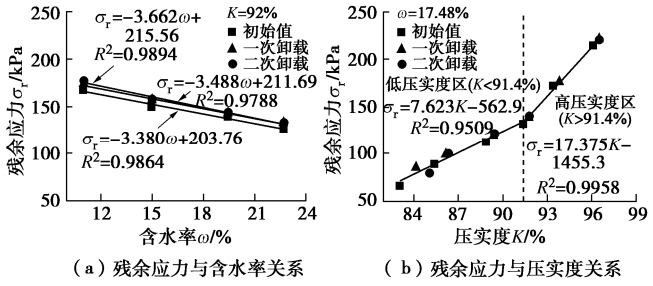


图 5 应力与变形随荷载变化曲线(ω=17.48%)

Fig. 5 Curves of stress and deformation with load (ω=17.48%)



（a）残余应力与含水率关系 （b）残余应力与压实度关系

图 6 粉质黏土残余应力变化规律

Fig. 6 Variation laws of residual stress of silty clay

3.2 压实砂土的残余应力特性

同一相对密度（D_r=0.725）下，均匀级配中砂在加卸载过程中不同含水率试样水平应力和竖向变形变化曲线如图 7 所示。

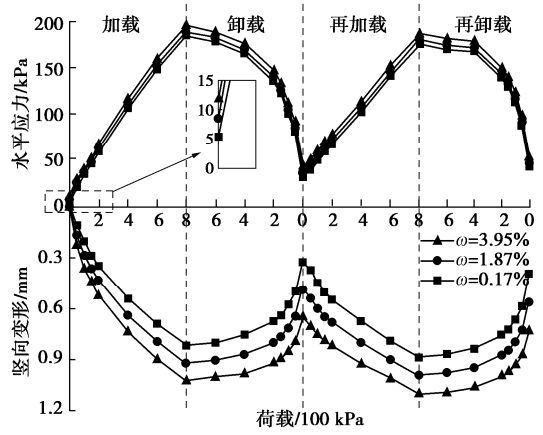


图 7 应力与变形随荷载变化曲线(D_r=0.725)

Fig. 7 Curves of stress and deformation with load (D_r=0.725)

由图 7 可知，同一相对密度下，砂土含水率越高（不超过 4%），其水平残余应力越大；加载阶段，由于砂土不易被静载压密，其水平应力的增长基本呈线性增大趋势；卸载阶段，卸荷量较小时，水平应力减小缓慢，卸荷达到一定量值后水平应力迅速减小，这与粉质黏土试样在卸载过程中出现的现象类似，主要是因为卸载过程中土颗粒间的摩擦锁固力是逐步释放的，当卸荷量大于土颗粒间的摩擦锁固力时便出现应力迅速衰减的现象[7]；两次加卸载过程中，试样产生的塑性变形从 0.3～0.7 mm 减小到 0.1 mm 以内，对应的回弹变形基本保持在 0.5～0.4 mm，其中含水率大的试样塑性变形较大，但回弹变形较小；受静力加卸载作用，砂土颗粒间的摩擦锁固效应增强，导致水平残余应力显著增大，由初值的 5.5～11.8 kPa 增长到 43.2～53.1 kPa，其中高含水率试样的增幅较大。

同一含水率（w=0%）条件下，加卸载过程中，不同相对密度的砂土试样水平应力和竖向变形变化曲线如图 8 所示。相对密度对水平残余应力的影响与含水率对水平残余应力的影响规律类似；两次加卸载过程中，随相对密度的提高，试样产生的塑性变形维持在 0.5～0.3 mm，对应的回弹变形保持在 0.5～0.4 mm，其中低相对密度试样的塑性变形较大，但回弹变形较小；静力加卸载同样使砂土颗粒间的摩擦锁固效应增强，导致水平残余应力显著增大，由初值的 2.2～8.5 kPa 增长到 38.2～55.3 kPa，其中相对密度高的试样增幅较大。

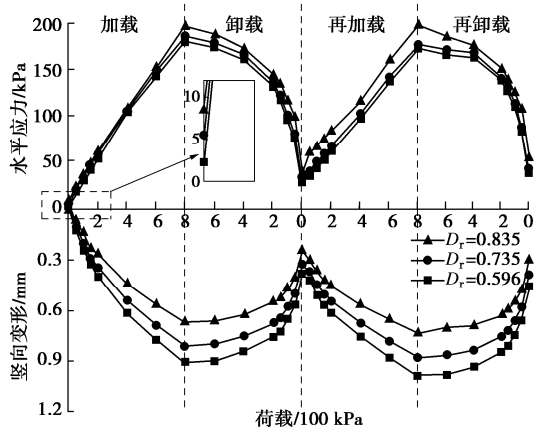
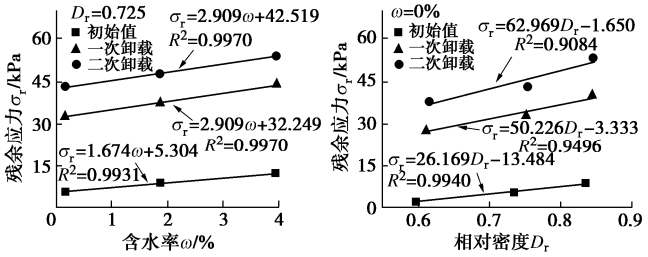


图 8 应力与变形随荷载变化曲线(w=0%)

Fig. 8 Curves of stress and deformation with load (w=0%)

均匀级配中砂水平残余应力与含水率和相对密度的关系曲线，如图 9 所示。曲线表明，无论含水率还是相对密度，二者对砂土水平残余应力的影响均为正相关关系，随含水率或相对密度提高都表现出近似线性增大趋势；砂土的水平残余应力不仅与含水率、相对密度有关，还明显受静力加卸载影响，主要原因是砂土不易被静荷载压密，反复加卸载能使砂土颗粒间的摩擦锁固力增强。



（a）残余应力与含水率关系　　（b）残余应力与相对密度关系

图 9 砂土残余应力变化规律

Fig. 9 Variation laws of residual stress of standard sand

3.3 粉质黏土和砂土残余应力特性对比分析

以上分析表明，粉质黏土和砂土的水平残余应力有以下特性：

试样制备过程中，对黏聚力较小的均匀级配中砂，采用振动压实方式可获得较大相对密度，但颗粒间的接触应力较小，摩擦锁固效应不显著，表现出较低的初始水平残余应力。而存在较大黏聚力的粉质黏土经静载压密后，颗粒之间的接触力迅速增大，摩擦锁固效应明显增强，产生的初始水平残余应力较大。

加卸载过程中，两种土样也表现出不同的特性。粉质黏土试样经两次加卸载，密度增大，水平残余应力与压实度表现出良好的折线型加速增大规律。而均匀级配中砂，经两次静力加卸载后，试样相对密度小幅提高，但水平残余应力显著增大，且随加卸载次数增多而进一步提高。主要原因是，粉质黏土在制样的压实阶段就已经形成了较大的摩擦锁固力，加卸载后残余应力增大实际上是压实度增大引起的。而砂土颗粒间的接触力则是在静压下显著提高，如同填砂路基施工一样，需先通过压路机振动压密，再进行静压稳固，可提高路基的压实质量[10]。

压实度或相对密度的增大，均会使粉质黏土和砂土试样的水平残余应力增加；含水率的提高，会增厚粉质黏土颗粒表面的结合水膜，减弱摩擦锁固力，进而降低压实粉质黏土的水平残余应力；但砂土含水率的升高会增强颗粒间的毛细效应，出现似黏聚力，可提高砂土的水平残余应力。

3.4 压实土残余应力估算

（1）抗剪能力分量与残余应力关系

张嘎等[11]认为在土的剪切过程中，可将某一剪应变对应的剪应力（或抗剪能力）划分为黏聚力和内摩擦角两个特征分量。正如路基土在压实过程，由于碾压土层厚度较薄、剪切应变小，填土的内摩擦角分量发挥程度较弱，土体抗剪切变形能力以黏聚力分量为主，且在剪切位移达到某一特征剪切位移 x_m 时，黏聚力出现峰值 c_m。

同理，水平残余应力测试中，分析试样竖向荷载卸除前后的应力状态，取受边界效应影响较小的试样中心部位为隔离体单元分析，如图 10 所示。卸载前，试样处于侧限压缩状态，并发生了一定的塑性变形；卸载后，试样仅受水平残余应力 σ_r 作用，且为大主应力 σ_1，竖向应力即小主应力 σ_3=0，此时，试样仅受径向侧压力作用，其回弹变形小，类似于小剪应变状态。

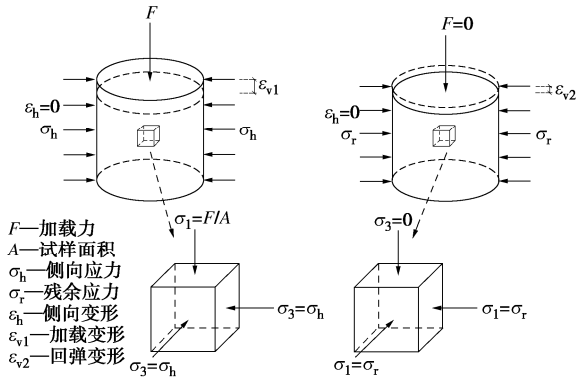
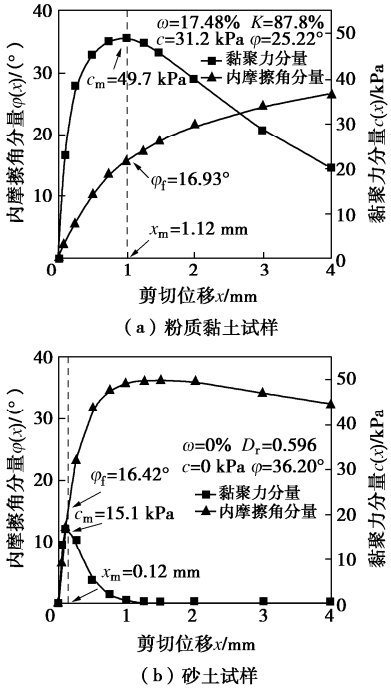


图 10 加卸载过程中试样应力状态分析

Fig. 10 Stress state analysis of samples during loading and unloading

为得到小剪应变状态下土体抗剪能力特征分量，通过直剪试验，求得试样的黏聚力分量峰值 c_m 及其对应的内摩擦角分量 φ_f。具体方法如下：根据直剪试验的剪切位移与剪应力关系曲线，基于 Coulomb 强度理论，对不同剪切位移 x 对应的剪应力 τ 和法向应力 σ，进行线性回归，得到试样的黏聚力分量 $c(x)$和内摩擦角分量 $\varphi(x)$变化曲线，如图 11 所示，其中试样的压实密度和含水率均为实测值。



（a）粉质黏土试样

（b）砂土试样

图 11 抗剪能力分量与剪切位移关系曲线

Fig. 11 Relationship curves between shear capability component and shear displacement

以粉质黏土试样为例，考虑侧壁摩擦对试样法向应力的影响，得到加卸载过程中应力圆与 c，φ 强度包线和反映抗剪能力的 c_m，φ_f特征包线的位置关系，如图 12 所示。两种试样均有以下变化规律：加载阶段，随竖向荷载增大，应力圆右移，半径先减小后增大，最终达到破坏状态；卸载阶段，应力圆逐渐变小，当竖向荷载减小到一定数值后，大小主应力转向，竖向荷载完全卸除后，应力圆近似与 c_m，φ_f特征包线相切。

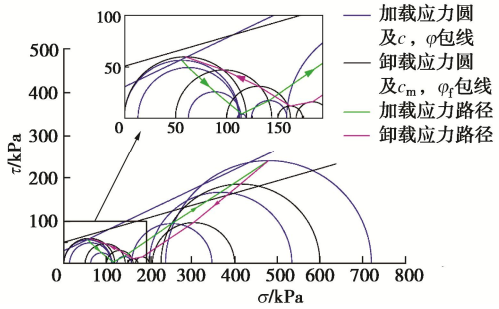


图 12 应力圆与特征线关系

Fig. 12 Relationship between stress circle and characteristic line

由图 12 可知，两种试样卸载后的应力状态与反映抗剪能力的 c_m，φ_f密切相关。又因为试样卸载回弹变形较小，反映土体抗剪能力的黏聚力、内摩擦角分量较接近于 c_m，φ_f，由 Mohr-Coulomb 准则，可得水平残余应力与 c_m，φ_f之间的关系：

$$\sigma_r=\sigma_1=\sigma_3\cdot\tan(45^\circ+\varphi_f/2)+2c_m\cdot\tan(45^\circ+\varphi_f/2)$$
$$=2c_m\cdot\tan(45^\circ+\varphi_f/2)\quad 。\qquad (1)$$

式（1）中包含的黏聚力和内摩擦角分量反映了压实度、含水率等多种影响因素。所建立的分析模型及估算方法在一定程度上反映了压实土水平残余应力和土体力学参数之间的联系。

（2）估算误差分析

由抗剪能力特征分量 c_m，φ_f，按式（1）进行水平残余应力估算，并与测试值进行对比分析，结果见表 3。

表 3 水平残余应力估算误差分析

Table 3 Estimated values of residual stress and relative errors under different shear displacements

粉质黏土				砂土			
压实度 K/%	测试值/kPa	估算值/kPa	估算误差/%	相对密度 D_r	测试值/kPa	估算值/kPa	估算误差/%
82.5	66.0	61.4	−6.97	0.596	38.2	40.4	5.76
84.7	82.8	87.9	6.16				
87.8	106.4	134.1	26.03	0.735	43.2	55.5	28.47
90.0	123.2	148.7	20.70				
91.8	139.7	143.2	2.51	0.835	55.3	65.9	19.17
95.0	195.3	174.6	−10.60				

由于直剪试验制样过程中，压实粉质黏土存在卸荷膨胀现象，试样压实度与残余应力测试试样的实测值不完全对应，但误差在允许范围内。因为粉质黏土试样的残余应力与压实度有较强的线性关系，为减小计算误差，通过图 6（b）的关系曲线导出水平残余应力值；对于砂土，因其残余应力与加卸静载有关，分析误差时取较为稳定的第二次卸载后的残余应力测试值。

由表 3 可知，粉质黏土水平残余应力估算值在测试值附近波动，相对误差范围为−6.97%～26.03%，平均值为 6.30%；砂土水平残余应力的估计误差在 5.76%～28.47%，平均值为 17.80%。

4 结 论

（1）压实粉质黏土的颗粒间接触力较大，摩擦锁固效应较强，水平残余应力与压实呈折线型加速增大的分段线性化特点，随含水率提高近似呈线性减小趋势；其中，压实度对水平残余应力的影响大于含水率。

（2）振动压密的砂土试样颗粒间接触力较小，多次加卸静荷载可显著增强摩擦锁固效应，大幅提高水平残余应力。在相同压实条件下，随含水率（不超过 4%）和相对密度的增大，砂土水平残余应力均近似呈线性增大规律。

（3）压实粉质黏土的水平残余应力明显大于均匀级配砂土，由建立的压实土水平残余应力分析模型，获得的估算值与测试值吻合较好。试验表明，粉质黏土试样的估算误差在−10.60%～26.03%波动，砂土试样的估算误差在 5.76%～28.47%，平均值分别为 6.30% 和 17.80%。

参考文献：

[1] 米谷茂. 残余应力的产生和对策[M]. 朱荆璞, 邵会孟,译. 北京: 机械工业出版社, 1983. (MI Gu-mao. Generation and Countermeasures of Residual Stress[M]. ZHU Jing-pu, SHAO Hui-meng, trans. Beijing: Mechanical Industry Press, 1983. (in Chinese))

[2] 袁 静, 龚晓南. 基坑开挖过程中软土性状若干问题的分析[J]. 浙江大学学报(工学版), 2001, **35**(5): 3－8. (YUAN Jing, GONG Xiao-nan. Analysis of soft clay during excavation[J]. Journal of Zhejiang University (Engineering Science), 2001, **35**(5): 3－8. (in Chinese))

[3] JIANG M, YIN Z. Analysis of stress redistribution in soil and earth pressure on tunnel lining using the discrete element method[J]. Tunneling and Underground Space Technology, 2012, **32**: 251－259.

[4] MOMOYA Y, SEKINE E, TATSUOKA F. Deformation characteristics of railway roadbed and subgrade under

moving-wheel load[J]. Soils and Foundations, 2005, **45**(4): 99－118.

[5] MULLIS C H Jr. A Study of The Residual Lateral Pressures Induced in A Cohesionless Soil[D]. Atlanta: Georgia Institute of Technology, 1956.

[6] INGOLD T S. The effects of compaction on retaining walls[J]. Géotechnique, 1979, **29**(3): 265－283.

[7] 孙玉永, 周顺华, 庄　丽. 考虑残余应力的基坑被动区土压力及强度计算[J]. 土木工程学报, 2011, **44**(9): 94－99. (SUN Yu-yong, ZHOU Shun-hua, ZHUANG Li. Calculation of passive earth pressure and shear strength in foundation pits considering residual stress[J]. China Civil Engineering Journal, 2011, **44**(9): 94－99. (in Chinese))

[8] 周顺华. 地下工程开挖问题计算方法的再认识[J]. 科学通报, 2019, **64**(25): 2608－2616. (ZHOU Shun-hua. Rethinking of the calculation method of excavation issues in underground engineering[J]. Chinese Science Bulletin, 2019, **64**(25): 2608－2616. (in Chinese))

[9] 刘宏扬, 罗　强, 周　鑫, 等. 侧限条件下路基压实黏土的水平残余应力试验分析[J]. 实验力学, 2020, **35**(3): 441－450. (LIU Hong-yang, LUO Qiang, ZHOU Xin, et al. Experimental analysis of horizontal residual stress of subgrade compacted clay under confined condition[J]. Journal of Experimental Mechanics, 2020, **35**(3): 441－450. (in Chinese))

[10] 周　健, 王冠英, 贾敏才. 无填料振冲法的现状及最新技术进展[J]. 岩土力学, 2008, **29**(1): 37－42. (ZHOU Jian, WANG Guan-ying, JIA Min-cai. Situation and latest technical progress of vibroflotation without additional backfill treatment[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, **29**(1): 37－142. (in Chinese))

[11] 张　嘎, 张建民. 基于瑞典条分法的应变软化边坡稳定性评价方法[J]. 岩土力学, 2007, **28**(1): 12－16. (ZHANG Ga, ZHANG Jian-min. Stability evaluation of strain-softening slope based on Swedish slice method[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, **28**(1): 12－16. (in Chinese))

（编校：孙振远）

DOI：10.11779/CJGE2020S2042

植筋带联合植物护坡的水力特性数值分析

王一冰，杨文琦，周 成*，陈 群

（四川大学水力学与山区河流开发保护国家重点实验室、水利水电学院，四川 成都 610065）

摘 要：植筋带（延长根）的抗拉强度能发挥比根系更长的力学加筋作用，但又会对降雨影响深度等产生影响，进一步改变边坡内部水力响应情况。因此本文对植被联合植筋带加固黏土边坡的水力特性开展数值计算，并结合裸土边坡和植被边坡进行对比分析。结果表明：降雨时植筋带很好地发挥了将雨水传送至深层坡土、干燥时将深处的水分运送至浅层坡土的作用。经历 10 d 降雨后，裸土边坡、植被边坡、植被联合植筋带加固的边坡（植被加固层 20 cm 厚、植筋带 50 cm 长）的降雨影响深度分别为 0.6，0.9，1.2 m；再经历 14 d 的干燥过程后，坡体表层土含水率的大小顺序为：植被联合植筋带加固的边坡＞植被边坡＞裸土边坡。另外，竖向植筋带的设计参数例如长度和间距会影响坡土的降雨影响深度和坡面的雨量分配，植筋带长度越大，降雨影响深度越大；植筋带间距越小，坡面径流越小。布置细而密的植筋带可以改善坡脚积水状况，并抑制坡土表层裂隙开展，减小降雨滑坡风险。

关键词：植物护坡；植筋带；降雨影响深度；水力特性；数值计算

中图分类号：TU431 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－4548(2020)S2－0238－06

作者简介：王一冰(1996—)，女，四川广安人，硕士研究生，主要从事环境岩土工程研究。E-mail: 951283894@qq.com。

Numerical analysis of hydraulic characteristics of slopes reinforced by vertical geotextile belts and vegetation

WANG Yi-bing, YANG Wen-qi, ZHOU Cheng, CHEN Qun

(State Key Laboratory of Hydraulics and Mountain River Engineering, College of Water Resource & Hydropower, Sichuan University, Chengdu 610065, China)

Abstract: The tensile strength of the vertical geotextile belts (the extended roots) can play a longer mechanical reinforcement than the plant roots, but it will also have an impact on the depth of rainfall, further change the hydrological response of slopes. The hydraulic characteristics of clay slopes reinforced by vegetation and vertical geotextile belts are calculated, and the comparison between bare clay slope and vegetated slope is made. The results show that the vertical geotextile belts play a good role in transferring rainwater to deep slope soils during rainfall and moisture from deep to shallow slope soils during drying. After 10 days of rainfall, the rainfall infiltration depths of the bare clay slope, the vegetated slope and the slope reinforced by vegetation and vertical geotextile belts (the vegetation reinforcement layer is 20 cm thick and the vertical geotextile belt is 50 cm long) are 0.6 m, 0.9 m and 1.2 m, respectively. After drying process for 14 days, the moisture contents of soils in the surface layer of slopes are as follows: the slope reinforced by vegetation and vertical geotextile belts > the vegetated slope > the bare clay slope. In addition, the design parameters such as length and spacing of the vertical geotextile belts will affect the rainfall infiltration depth of slope soils and rainfall distribution on slope surface. The longer the vertical geotextile belts, the deeper the rainfall influence depth; the smaller the spacing of vertical geotextile belts, the smaller the slope runoff, and the less the water accumulation at the toe of slopes. Planting thin and dense vertical geotextile belts can improve the water accumulation at the toe of slopes, restrain the development of surface cracks, and reduce the risk of landslides under rainfall.

Key words: vegetated slope; vertical geotextile belt; rainfall infiltration depth; hydraulic characteristic; numerical calculation

0 引 言

近年来，植被护坡作为一种边坡绿色防护新技术，在国内外边坡工程中得到了广泛的发展与应用。从护坡机理角度出发，将植被在边坡防护中发挥的作用分为力学加筋和水文效应两部分[1]。岩土工程界通过试验及数值方法等多重手段对植被护坡的力学加筋作用

基金项目：国家自然科学基金项目（51579167，41977239）；四川省重点研发项目（2020YFS0295）；四川省国际科技创新合作/港澳台科技创新合作项目（2019YFH0076）

收稿日期：2020－08－07

*通信作者（E-mail: czhou@scu.edu.cn）

进行了深入的研究。相对而言，植被的水文效应对边坡稳定性的影响却引发了学者不同看法。植被一方面通过茎叶降雨截流和抑制地表径流等方式为边坡稳定性做出了积极贡献；同时，植被根系的吸水及蒸腾作用也能增大边坡内部土体的基质吸力，提高坡土强度[2]。但另一方面，根系在坡土中会形成大孔隙，降雨时产生优势流现象[3]，又在一定程度上削弱了根系固土效果；另外干燥过程中植被的蒸腾蒸发作用又能促进裂隙发育，从而增加了降雨过程中雨水的入渗量[4]。因此，针对植被边坡内部水力特性影响的研究有助于深入认识植被护坡的内在机理。

Leung 等[5]试验研究了植被根系对土体持水能力及吸力变化的影响；Ng 等[6]进一步研究了种植间距、叶面积指数和根面积指数对植被造成的吸力变化的影响。利用数值手段，Indraratna 等[7]基于根系吸水模型分析了植被周围土体中的孔压分布及地面形变；Zhu 等[8]在考虑了不同根系形态和干燥时长条件下，揭示了植被边坡的吸力变化情况及边坡稳定性特征。

为了维护边坡的稳定，人们希望坡土的含水量和孔压越小越好，但是另一方面水是植被正常生长的物质基础，若植被边坡长时间没有水分输入，植被就会缺水凋萎，植被防护将失去效果[9]。因此对于植被防护系统而言，维护坡土的稳定性和持水性显得尤为重要。针对该问题，周成等[10]建议通过在植被边坡中引入竖向植筋带（持水加筋带）的方式，将植物与植筋带相结合共同加固边坡，相当于为植物增加了延长根。在降雨阶段，植筋带能将雨水输送至深部坡土中；而在非降雨阶段，当植被土层缺水干燥时，植筋带又能将降雨时储存在深部土层中的水分运送至上部土体，为植被提供生长所需水分。同时，植筋带（延长根）本身能够发挥较深的力学加筋作用，抵消部分由于大孔隙优势流带来的负面影响。

为探究植被联合植筋带加固的土坡的水力特性变化规律，进行了裸土边坡、仅有植被覆盖的黏土边坡、植被联合植筋带加固的黏土边坡水力特性的数值计算，还进一步分析了在不同植筋带的设计参数例如长度和间距等条件下边坡内部的水力特性变化，为植被生态柔性防护的设计提供依据。

1　计算模型及参数选取

1.1　模型建立

本文选用 VADOSE/W 软件进行植被边坡水力特性的数值计算。计算模型的尺寸参考南水北调中线工程某一渠道边坡：渠坡高度为 6.5 m，渠底地基土层厚度为 3.5 m，渠底对称计算宽度为 3.5 m，渠顶宽度为 4.5 m，坡度为 1∶1.5。黏土边坡的各加固工况设计详见表 1。取每个模型边坡坡中截面处不同深度的 4 个节点为数据提取点（观测点），由上而下分别记为 S_1，S_2，S_3 和 S_4，每个点竖向间距为 30 cm，即 4 个观测点距边坡表面的距离分别为 0.3，0.6，0.9，1.2 m，如图 1 所示。

表 1　不同加固工况的方案设计

Table 1 Scheme design of different reinforcement conditions

工况设置	加固方式	说明
工况 1	裸土边坡	无植被覆盖，作为对照组
工况 2	植被固坡	考虑一般灌草植物根系的深度，植被加固土层厚度取为 20 cm
工况 3	植被+植筋带固坡	植被加固土层厚度取为 20 cm，竖向植筋带间距为 1 m，竖向植筋于坡面以下 50 cm 厚的土层内。

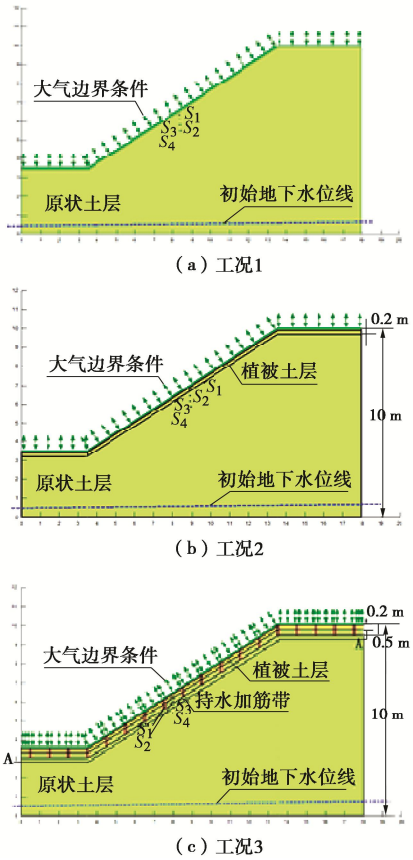


图 1　黏土边坡 3 种加固工况的建模图

Fig.1 Modeling diagrams of clay slopes under three reinforcement conditions

1.2　水力及气象边界条件

模型底边和左右两侧为不透水边界，地下水位在渠底地表以下 3 m 处。模型边坡表面施加气象边界条件，包括气温、相对湿度、降雨等气象因素。由于黏土边坡受大气影响较大，在进行长期计算时考虑选用变化幅度较大的气象数据，因此本文选取杭州气象站

2010 年 7—8 月间 24 d 的气象数据进行模拟计算，详细降雨数据见图 2。该段时间中，模型边坡经历一次降雨阶段（第 1 天至第 10 天）和一次干燥阶段（第 11 天至第 24 天）。

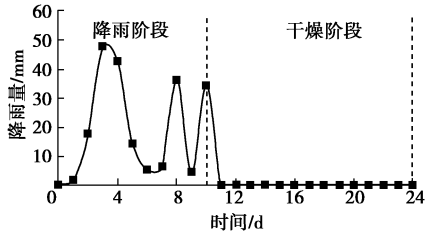


图 2 输入的降雨量随时间的变化情况

Fig. 2 Variation of input rainfall over time

1.3 材料参数选取

根据植被柔性防护黏土层的土柱试验监测结果[11]，利用 Hydrus 软件中的 Van Genuchten 模型进行反演得到数值计算模型中各土层的土水特征参数，各土层及植筋带的土水特征拟合参数详见表 2。利用界面单元（interface）来模拟植筋带与土体的共同作用，一般织造物的渗透系数约为 10^{-2}～10^{-3}cm/s，因此设置植筋带的渗透系数为 0.9 m/d。其中，θ_s 为饱和体积含水率，θ_r 为残余体积含水率，α 和 n 为 Van Genuchten 模型经验参数，K_S 为饱和渗透系数。

表 2 材料土水特征拟合参数

Table 2 Soil-water characteristic fitting parameters of materials

参数	材料			
	黏土	植被土层 1	植被土层 2	植筋带
θ_s	0.33	0.33	0.33	0.43
θ_r	0.002	0.001	0.001	0.004
α /cm^{-1}	0.04	0.10	0.15	0.30
n	1.215	1.114	1.052	1.305
K_s/(cm·d^{-1})	7	20	20	90

注：植被土层 1 为仅受植被根系影响的土层，植被土层 2 为同时受到植被根系和植筋带影响的土层。

由于计算不关注温度的影响，因此选用简化的热力（simplified thermal）模型，土体的热传导系数和体积比热容为一定值。参考文献[12]中不同材料热力系数取值，选取原状土和植被土的热传导系数分别为 216.00，132.45 kJ/d/m/℃；原状土和植被土的体积比热容分别为 4000，3250 kJ/m^3/℃。

2 计算结果与分析

2.1 不同加固工况下坡土的水力特性

（1）各测点体积含水率随时间的变化规律分析

经历一次完整的降雨—干燥过程后，3 组边坡内部各测点处体积含水率随时间的变化情况如图 3 所示。其中，3 组边坡中测点 S_4 含水率值几乎没有变化，表明降雨对深度 1.2 m 处坡土几乎没有影响。由图 3（a）可知，工况 1 裸土边坡中仅测点 S_1 在降雨过程中受到了较大影响，体积含水率随降雨存在滞后性，由于裸土边坡的渗透系数较小，雨水入渗较慢，在降雨末期（第 10 天）远未达到饱和值，最终在干燥末期（第 24 天）体积含水率为 22.5%，距坡面 0.6 m 及以下土层体积含水率无明显变化。

由图 3（b）可知，在降雨过程中，工况 2 植被边坡各测点体积含水率反应时长随测点深度的增加而增加，测点 S_1 处坡土体积含水率在降雨第 4 天迅速增长，后逐渐接近饱和状态达 33%；测点 S_2 处坡土体积含水率则在第 4 天时开始反应，在降雨末期（第 10 天）达到 30.1%。在干燥阶段，雨水下渗至边坡深度 0.9 m 处土层，致使该深度土层体积含水率开始增加；而边坡深度 0.6 m 范围内土层受植被蒸腾蒸发作用，体积含水率开始下降，并于干燥末期（第 24 天）降至 25% 左右。

由图 3（c）可知，在降雨过程中，工况 3 植被联合植筋带加固的边坡测点 S_1，S_2 和 S_3 附近坡土含水率均有增加，并于降雨末期大部分达饱和状态。在干燥阶段，测点 S_1，S_2 和 S_3 附近坡体含水率均有不同程度的下降，但在干燥末期（第 24 天）仍维持了较高的含水率，分别为 26.0%，29.8%和 30.2%。

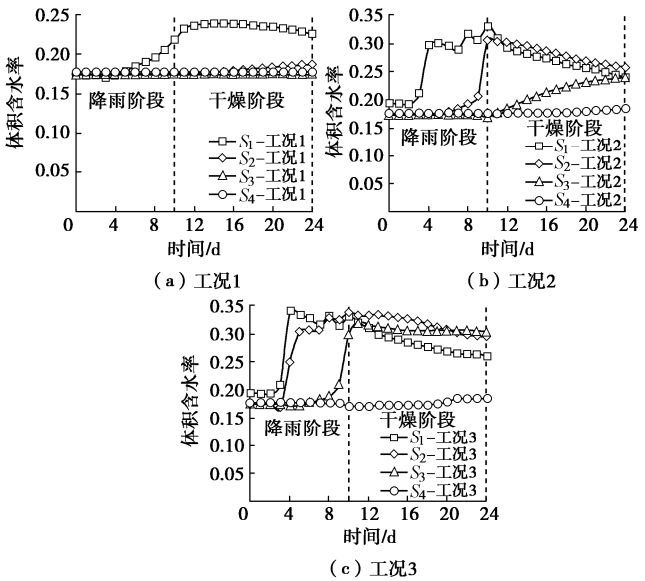


图 3 3 种加固工况下边坡各测点的体积含水率随降雨和干燥两个阶段历时的变化曲线

Fig. 3 Variation curves of volume moisture contents at various measuring points of slopes with rainfall and drying under three reinforcement conditions

由以上分析可见，黏土边坡在降雨过程中雨水的入渗量较小，主要以坡面径流的形式流向坡脚，长时间降雨易导致土坡发生坡脚浸泡，进而诱发牵引式滑

坡。因此针对未加固边坡，建议通过增设坡脚疏水排水等工程措施，进一步提高边坡稳定性。

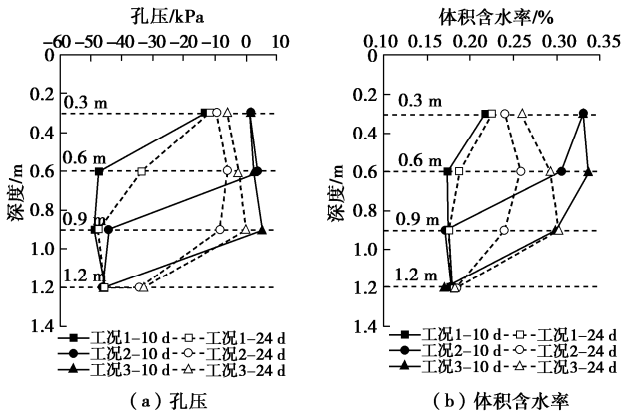
相比黏土边坡，由于植被根系降雨优势流的影响，在降雨阶段植被边坡的雨水入渗量有明显增大，这将导致坡土强度的进一步降低。因此针对植被边坡，建议考虑增设植筋带（延长根）等根下锚固体以提高植被固土护坡能力。

对于植被联合植筋带加固的边坡，在干燥末期边坡上部土层含水率仍保持较高水平，表明植筋带加固的坡土成功地发挥了“海绵作用”，确保了干燥过程中土体仍能持续为植被提供生长所需水分。在旱季，植筋带维持了坡土含水率，降低了坡土的基质吸力，但一般不用担心旱季滑坡问题。在雨季，由于植物根系较短降雨滑坡则会经常发生，如果植筋带有一定的锚固长度，连同因趋水性盘结在其周围的根系发挥力学加筋作用，在一定程度上可以抑制降雨过程中优势流现象带来的不利影响。

（2）各测点孔压及体积含水率随深度的变化规律

将 3 种加固工况下各测点孔压和体积含水率在降雨末期（第 10 天）和干燥末期（第 24 天）沿深度的变化数据示于图 4。

由图 4 可知，在降雨末期，黏土边坡（工况 1）与植被边坡（工况 2）中孔压与体积含水率变化的深度范围分别在 0.6 m 和 0.9 m 左右，而植被联合植筋带加固的边坡（工况 3）中孔压与体积含水率变化的深度范围最大，约为 1.2 m，这些降雨影响深度的估算可以为竖向植筋带的锚固段设计提供参考。



（a）孔压　　（b）体积含水率

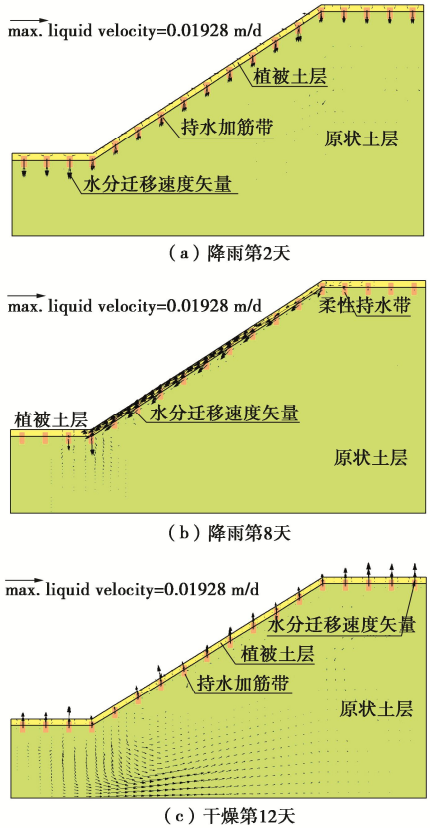
图 4 降雨和干燥阶段末期 3 种边坡加固工况下各测点孔压及体积含水率随深度变化曲线

Fig. 4 Variation curves of pure water pressure and volume moisture contents at various measuring points with depth under three slope reinforcement conditions at end of rainfall and drying stages at different vertical position

在降雨末期到干燥末期的 14 d 期间内，黏土边坡中测点 S_1 的孔压由−13.2 kPa 变为−11.8 kPa，体积含水率由 21.7%增加至 22.5%；植被边坡中测点 S_1 的孔压由 1.1 kPa 变为−9.6 kPa，体积含水率由 33.0%减小至 24.0%，；植被联合植筋带加固的边坡中测点 S_1 孔压由 1.2 kPa 变为−6.1 kPa，体积含水率由 33.0%减小至 26.0%。以上数据表明，裸土边坡在降雨结束后 14 d 内表层坡土基质吸力进一步降低；有植被加固的边坡在植被蒸腾蒸发作用下，表层坡土基质吸力发生大幅提高。

在 3 种加固工况的边坡中，工况 2 中根系深度范围内的测点 S_1 和 S_2 的孔压与体积含水率的变化幅度明显大于工况 3，即在干燥阶段末期，工况 2 中仅有植被覆盖层的边坡表层土体比工况 3 中有植筋带作用的边坡更加干燥，说明在干燥阶段，沿植筋带由下向上迁移的水分不会完全蒸发至大气中，而是部分储存在上层土体，使其保持相对较高的含水率，达到持水效果，植筋带的存在能使边坡表层土体维持更高的含水率。同时，相对于仅有植被覆盖的边坡而言，植筋带的存在减小了表层土体的水分波动，也会在一定程度上抑制表层土的裂隙。

为了更直观展示在植筋带作用下的植被边坡内部水分运移情况，现将植被联合植筋带加固的边坡在降雨和干燥过程中的水分迁移速度矢量图示于图 5。



（a）降雨第2天

（b）降雨第8天

（c）干燥第12天

图 5 降雨和干燥过程中植被联合竖向植筋带加固土坡的水分迁移速度矢量图

Fig. 5 Water migration velocity vectors of soil slopes reinforced by vertical geotextile belts and vegetation during rainfall and drying

降雨初期，雨水沿着植筋带快速下渗；降雨后期，

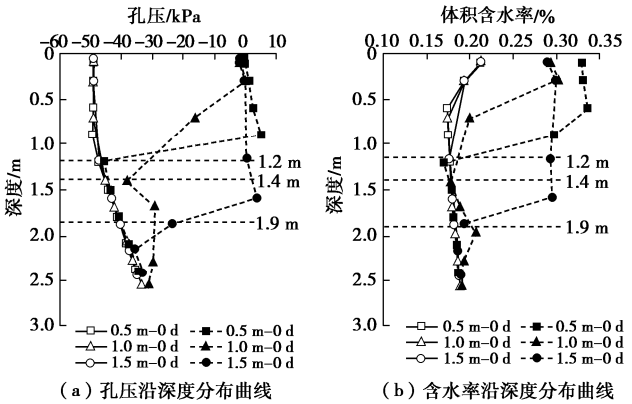
水分迁移方式变为主要沿表层植被土层发生顺坡渗流，到坡脚之后垂直入渗；在干燥过程中，黏土边坡内部水分依然会优先沿着植筋带向上迁移。但由于植筋带顶部未与大气直接连通，因此该部分水分仍会储存在表层土体中供植被利用；而植被土层表面积较大，蒸腾蒸发作用明显，带走的水量较大。因此，在干燥过程中，主要是植被土层的蒸腾蒸发将土体内部水分带到大气中。同传统坡面防护措施完全“隔水”的思路有所区别，植被加植筋带的生态柔性防护结构允许雨水入渗，在下雨时起到吸水、蓄水、渗水的作用，并在干燥过程中又可以调动积蓄的雨水来对植被进行养护，维持植被的生长状态，加强植被护坡功效。

2.2 植筋带加固植物边坡的设计参数敏感性分析

在降雨过程中，由于植筋带渗透系数较大，会成为雨水入渗的优势流通道，因此植筋带的设计参数对于自然条件下边坡内部水力特性变化有较大的影响。因此继续采用工况 3 的计算模型，分别计算在不同的植筋带长度和间距的条件下植物边坡内部的水力特性变化，为植物联合植筋带的防护结构的设计提供依据。

（1）植筋带长度影响分析

为研究植筋带长度发挥的水力作用，设置了 3 种长度的植筋带（分别为 0.5，1，1.5 m），间距均为 1 m，对其在降雨过程中水力特性进行计算和对比分析。在降雨之前（0 d）和降雨之后（10 d），边坡坡中截面上土体孔压和体积含水率沿深度分布曲线如图 6 所示。由图 6 可见，当植筋带长度分别为 0.5，1.0，1.5 m 时，坡面以下 1.2，1.4，1.9 m 深度范围内土体的体积含水率和孔压发生了变化，植筋带越长，边坡内部水分波动的深度范围越大。植筋带对于边坡内部土体水分波动的影响会延伸至其长度范围以外，植筋带长度越长，降雨影响深度越大。



（a）孔压沿深度分布曲线 （b）含水率沿深度分布曲线

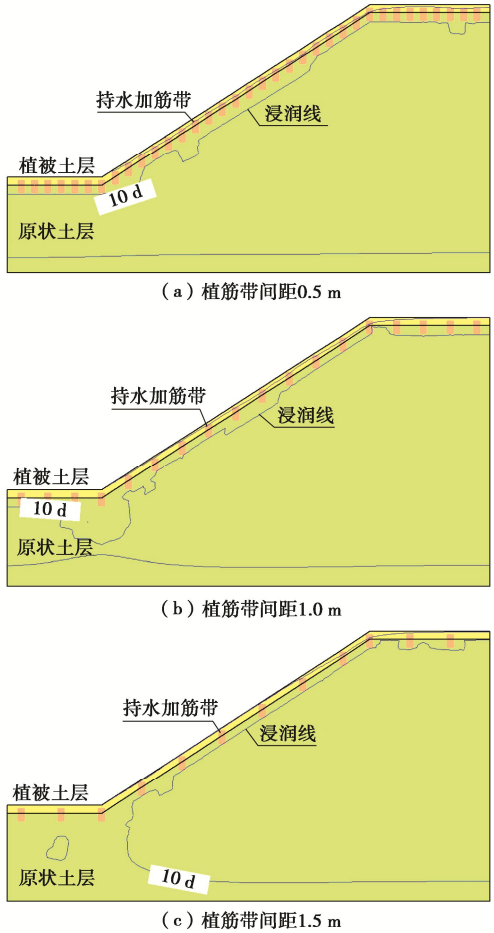
图 6 降雨前后不同植筋带长度下坡土的孔压和体积含水率沿深度的分布曲线

Fig. 6 Profiles of pore water pressure and volume moisture content before and after rainfall in slopes with different lengths of vertical geotextile belts

（2）植筋带间距影响分析

为研究植筋带间距对边坡内部水力特性变化的影响，设置了 3 组不同间距的植筋带（分别为 0.5，1.0，1.5 m），其中植筋带长度均为 0.5 m，并对不同植筋带间距下黏土边坡内部水分波动情况进行对比。现将降雨末期第 10 天时不同植筋带间距下边坡内部浸润线发展情况示于图 7。

由图 7 可知，植筋带间距会影响边坡浸润线的发展以及雨量在边坡中的分配。当植筋带间距较大（1.0 m 和 1.5 m）时，大部分雨水将顺坡渗流至坡脚，导致坡脚土体饱和区的扩大和坡脚水位线的缓慢抬升。随着植筋带间距的减小，当持水加筋带布置较密集（间距为 0.5 m）时，雨水更多地由坡面沿植筋带下渗，坡面以下达到饱和的区域也更大。



（a）植筋带间距0.5 m

（b）植筋带间距1.0 m

（c）植筋带间距1.5 m

图 7 降雨第 10 天植筋带固土边坡的浸润线

Fig. 7 Development of infiltration line of vertical geotextile belts-reinforced clay slopes at 10th day of rainfall

降雨后常在黏土边坡坡脚位置产生积水，坡脚土体浸水软化，抗剪强度显著降低，最终导致了由坡脚破坏引发的渐进式滑坡。通过控制坡面植筋带的间距，可以在一定程度上影响雨量的入渗情况。较小的植筋带间距能将大部分雨水汇集在坡中，并增加雨水的入

渗深度。植筋带加筋固土和坡土积蓄雨水，不仅为植被的生长提供了更充足的水分，还减小了边坡坡脚浸水软化而发生牵引式滑坡的风险。

3 结　论

（1）经历 10 d 的降雨过程后，根系长度 20 cm 的植被边坡降雨影响深度可达 0.9 m，降雨结束经历 14 d 的干燥过程后，边坡表层坡土含水率约为 25.0%；植被联合植筋带加固（植筋带长 50 cm）的边坡的降雨影响深度可达 1.2 m，干燥末期边坡深度 0.9 m 范围内的坡土平均含水率为 28.7%；无植被覆盖的黏土边坡降雨影响深度为 0.6 m，大量雨水将通过坡面渗流至坡脚，长时间坡脚浸泡易导致牵引式滑坡。

（2）植筋带在降雨过程中能将雨水输送至更深层的土体中；在干燥过程中深部积蓄的雨水会沿着植筋带向上迁移，使上部土层保持较高的含水率，为植被生长提供水分。同时，植筋带的持水作用能减小土体内部水分波动，抑制表层裂隙的开展。

（3）竖向植筋带的设计参数例如长度和间距会影响降雨影响深度。当植筋带长度分别为 0.5，1.0，1.5 m 时，降雨影响深度约为 1.2，1.4，1.9 m。植筋带间距会影响边坡浸润线的发展以及雨量在边坡中的分配。植筋带间距为 1 m 和 1.5 m 时，坡面径流较大，坡脚浸泡现象明显；植筋带间距为 0.5 m 时，雨水较均匀地分布在坡面以下土体内。可通过细而密的植筋带布置方式改善坡脚积水状况，降低滑坡风险。

（4）本文只进行了水力特性计算，应进一步计算分析不同降雨影响深度下植筋带的锚固长度，以及植筋带的加筋作用和水文效应对坡土强度的综合影响，有效提高抗滑力减小降雨滑坡的风险。另外，在坡面把植筋带周围土体压密实，减少降雨工况下的大孔隙优势流，这样才有可能发挥竖向植筋带（持水加筋带）作为延长根的力学加筋作用。

参考文献：

[1] MORGAN R P C, RICKSON R J. Slope stabilization and erosion control: a bioengineering approach[J]. Soil Technology, 1995, **8**(1): 75 – 76.

[2] POLLEN-BANKHEAD N, SIMON A. Hydrologic and hydraulic effects of riparian root networks on streambank stability: is mechanical root-reinforcement the whole story?[J]. Geomorphology, 2010, **116**(3): 353 – 362.

[3] DEVITT D A, SMITH S D. Root channel macropores enhance downward movement of water in a mojave desert ecosystem[J]. Journal of Arid Environments, 2002, **50**(1): 99 – 108.

[4] NG C W W, ZHAN L T. Comparative study of rainfall infiltration into a bare and a grassed unsaturated expansive soil slope [J]. Canadian Geotechnical Journal, 2011, **47**(2): 207 – 217.

[5] LEUNG A K, GARG A, NG C W W. Effects of plant roots on soil-water retention and induced suction in vegetated soil[J]. Engineering Geology, 2015, **193**: 183 – 197.

[6] NG C W W, NI J J, LEUNG A K, et al. Effects of planting density on tree growth and induced soil suction[J]. Géotechnique, 2016, **66**(9): 711 – 724.

[7] INDRARATNA B, FATAHI B, KHABBAZ H. Numerical analysis of matric suction effects of tree roots[J]. Geotechnical Engineering, 2006, **159**(2): 77 – 90.

[8] ZHU H, ZHANG L M. Evaluating suction profile in a vegetated slope considering uncertainty in transpiration[J]. Computers & Geotechnics, 2015, **63**(26): 112 – 120.

[9] WU T H, KOKESH C M, TRENNER B R, et al. Use of live poles for stabilization of a shallow slope failure[J]. Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, 2014, **140**(10): 05014001.

[10] 周　成, 吴美苏, 党晓强, 等. 根系联合框架拉筋带生态防护黄土边坡的方法, CN106958251B[P]. 2019-02-12. (ZHOU Cheng, WU Mei-su, DANG Xiao-qiang, et al. A method of ecological protection of loess slope by root system combined with frame reinforced belt, CN106958251B[P]. 2019-02-12. (in Chinese))

[11] 杨文琦. 植被生态柔性防护土坡的水力特性研究[D]. 成都: 四川大学, 2019. (YANG Wen-qi. Study on Hydraulic Characteristics of Clay Slope Stabilized by the Ecological Flexible Protection Structure[D]. Chengdu: Sichuan University, 2019. (in Chinese))

[12] GEO-SLOPE International Ltd. Vadose Zone Modeling with VADOSE/W 2007[S]. 2008.

（编校：黄贤沙）

DOI：10.11779/CJGE2020S2043

矩形管廊顶管施工对邻近管线的影响研究

张治成[1]，林 思[1]，王金昌*[1]，钱 晖[2]，刘敬亮[2]

（1. 浙江大学建筑工程学院，浙江 杭州 310058；2. 杭州市城市建设发展集团有限公司，浙江 杭州 310020）

摘 要：顶管施工引起的地层移动造成邻近管线产生不均匀沉降甚至破坏，而以往研究顶管、土体与邻近管线相互作用的有限元方法大多借鉴盾构的模拟方式，未考虑土体变形受到掘进机约束以及顶推的持续扰动作用的影响，造成计算结果不准确。基于Plaxis 3D平台建立管廊、土体及邻近管线相互作用的三维有限元模型，通过土体收缩率模拟地层损失带来的影响，并结合实测数据提出了适用于顶管施工特点的土体收缩率的确定方法。在此基础上，对顶管掘进参数进行敏感性分析，总结出施工的最优掘进参数。结果表明，基于土体收缩率模拟顶管施工的计算结果与实测数据吻合良好，模拟可靠。与既有研究相比，考虑了顶管施工过程中掘进机约束作用以及顶推持续扰动的作用，这与实际工程更加接近。

关键词：顶管施工；地层损失；三维有限元；土体收缩；小应变土体硬化模型；地下管线

中图分类号：U 455.47 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－4548(2020)S2－0244－06

作者简介：张治成(1977—)，男，副教授，博士，桥梁施工控制及结构检测、桥梁结构维修加固、桥梁结构振动、人行桥舒适性研究。E-mail: jszzc@zju.edu.cn。

Influences of pipe-jacking of rectangular utility tunnels on adjacent pipelines

ZHANG Zhi-cheng[1], LIN Si[1], WANG Jin-chang[1], QIAN Hui[2], LIU Jing-liang[2]

(1. College of Civil Engineering and Architecture, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 2. Hangzhou Municipal Construction and Development Co., Ltd., Hangzhou 310020, China)

Abstract: The ground motion caused by pipe jacking will induce uneven settlement and even damage on the adjacent pipelines. However, most previous finite element studies on pipelines-soil-tunnel interaction have used shield modeling as a reference without considering the influences of the restraint effects of the tunneling machine and continuous disturbance in the construction process of pipe jacking, resulting in inaccurate calculated results. The three-dimensional finite element model for pipelines-soil-tunnel interaction is established by using the Plaxis 3D software. The influences caused by formation loss is simulated by soil contraction, and based on the measured data, a method for determining the soil contraction suitable for pipe jacking is proposed. Then, the sensitivity analysis of the influencing factors of pipe jacking construction is carried out to summarize the optimal driving parameters of construction. The results of this study show that the calculated results are in good agreement with the measured data and the simulation is reliable. Unlike the previous researches, in this study the influences of the restraint effects of the tunneling machine and continuous disturbance in the construction process of pipe jacking are considered, which is closer to the real projects.

Key words: pipe jacking; formation loss; three-dimensional finite element; soil contraction; hardening-soil small model; underground pipeline

0 引 言

城市地下综合管廊的建设能够减少道路重复开挖，保证城市交通畅通。然而，管廊施工不可避免穿越地下管线，即使采用顶管法仍会引起邻近管线产生附加变形，因此在施工前必须评估管廊开挖对邻近管线产生的影响。而顶管掘进问题是一个大型三维非线性土-结构相互作用问题[1]，目前有限元法作为研究该类问题最常用且最有效的手段，能够考虑复杂的顶管掘进过程，但是为了简化模型，有限元模拟时主要考虑开挖面支撑力和地层损失这两种因素[2]。开挖面支撑力通常假设为均布面荷载，施加在开挖面土体上，但随着计算机及传感器的发展，现今多采用现场实测数据[3]。地层损失通常采用等效强度或等效模量法来代替注浆层，以此填充掘进机与管片之间的空隙。赖

收稿日期：2020－08－07

*通信作者（E-mail: wjc501@zju.edu.cn）

金星等[2]通过在间隙位置设置间隙单元来模拟[4]。邢风举等[5]和张文瀚等[6]采用等代层来模拟。杨金虎等[7]通过对开挖土体置空，在顶管到达时置换开挖土体为顶管和泥浆材质来模拟。Yin 等[8]考虑了掘进机的开挖空隙和尾部空隙引起的地层损失，但是仍采用等代层方式模拟注浆层。Li 等[3]采用等效强度法模拟豆砾石不同平均含量的力学效应。以上模拟方式在评价或获取等代层的模量和厚度存在一定难度。此外，等代层的模量一般通过经验取值或者通过现场实测数据反分析得到，是一个平均意义上的定值，而注浆层代表隧道周围土体与浆液的混合体，其模量的取值应与土层性质相关，统一的模量无法反映这一特征。

目前，Plaxis 软件通过定义隧道断面线收缩来反模拟盾构隧道施工工程。Lin 等[9]依据盾构机的几何尺寸设置掘进机的断面收缩值，同时在盾尾施加注浆压力，实现对盾构施工的有限元模拟。该方法较符合盾构施工的物理过程，但是应用于顶管工程的研究较少，且没有对土体收缩率的确定方式展开相关的探讨和分析。

本文基于杭州德胜路综合管廊顶管穿越三污干管的工程背景，基于 PLAXIS 3D 平台对管廊穿越三污干管的掘进过程进行仿真分析；考虑顶管施工过程中土体变形受到掘进机约束和顶进引起的持续扰动作用的影响，结合实测数据对土体收缩规律进行了合理的分析，以得到适用于顶管工程的土体收缩率确定方法。在此基础上对顶管施工影响因素进行敏感性分析，总结出施工的最优掘进参数。

1　工程概况

杭州市德胜路综合管廊需要下穿两条平行污水管，如图 1 所示，两者夹角为 30°，管廊采用土压平衡盾构式顶管法施工。管廊分为左右两条，间距为 3 m，长度均为 106.5 m，单节长 1.5 m，外轮廓尺寸为 7.5 m×5.4 m，厚度为 0.55 m，钢筋混凝土设计强度为 C50。管廊上部的污水管为预应力钢筒混凝土结构（简称 PCCP 管），内径约为 2.2 m，壁厚约为 0.22 m，两者最小间距为 4.25 m，污水管位于黏质粉土和砂质粉土中，管廊位于砂质粉土和粉砂夹粉土层中，如图 2 所示。

顶管施工采用的掘进机尺寸为 7.52 m×5.42 m，施工顺序为先左后右。为了监控顶管施工过程中污水管的变形行为，根据顶管施工土体扰动影响区[10]确定监测范围（距离顶管轴线约 24.2 m），沿污水管长度方向布置沉降监测点，测点间距约 3 m。如图 1 所示。平行双线隧道贯通后最大沉降点一般位于两隧道中心线上[9]，即东侧污水管 SE 和西侧污水管 SW（图中灰色标记）。

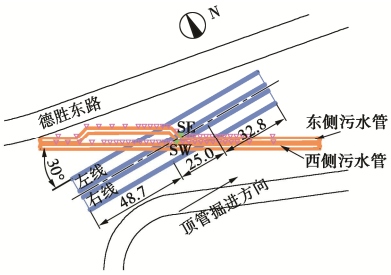


图 1　管廊与污水管平面相对位位置关系及监测点分布

Fig. 1 Horizontal relative position between utility tunnel and sewage pipes, and plan of monitoring

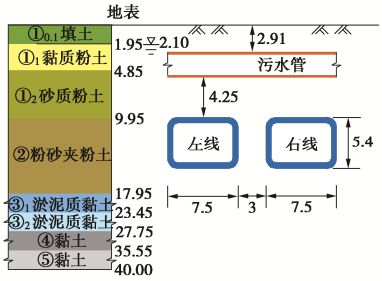


图 2　管廊与污水管纵断面相对位置关系及地层分布

Fig. 2 Vertical relative position between utility tunnel and sewage pipes, and geological profile

2　三维有限元分析

2.1　有限元模型的建立

如图 3 所示。模型计算宽度为 5 倍管径；模型的计算长度取顶管长度；结合实际工况以及土层分布情况，尺寸设置为 106.5 m×90 m×40 m（$x\times y\times z$）。模型共划分为 173410 个节点，112915 个单元。

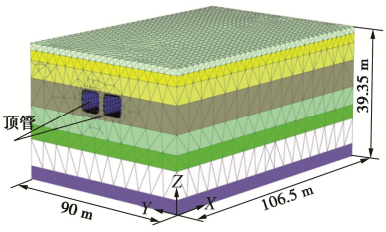


图 3　三维网格划分图

Fig. 3 3D FEM mesh

如图 4 所示，管廊管片及掘进机采用板单元模拟，各向同性线弹性材料。掘进机弹性模量为 206 GPa；管片弹性模量为 34.5 GPa，厚度为 0.55 m，重度为 24 kN/m^3。设置界面单元表示掘进机、管片与土体相互作用，界面单元的强度折减因子取 0.67[11]。假设管片连续连接；有限元模拟时不考虑土体时间效应，只考虑顶进和开挖空间距离的变化[12]。

污水管采用嵌入梁单元。一方面污水管的受力情

况与梁近似，且采用梁单元模拟减小了实体网格，便于计算；另一方面嵌入梁单元不仅反映污水管与土体之间的相互作用，还能模拟梁、土之间的界面剪切力，并遵循与法向应力有关的库伦准则。数值计算时，污水管简化为均匀混凝土管，外径 2.64 m，内径 2.2 m，重度为 25.2 kN/m3，弹性模量取 23.33 GPa。模型的边界条件：模型上表面采用自由边界，下表面限制 x，y，z 3 个方向的位移，其余各表面都限制法向位移。

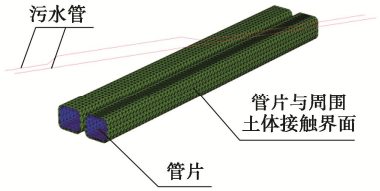


图 4 管廊及污水管模型图

Fig. 4 Model for utility tunnel and sewage pipe

2.2 土体模型及计算参数

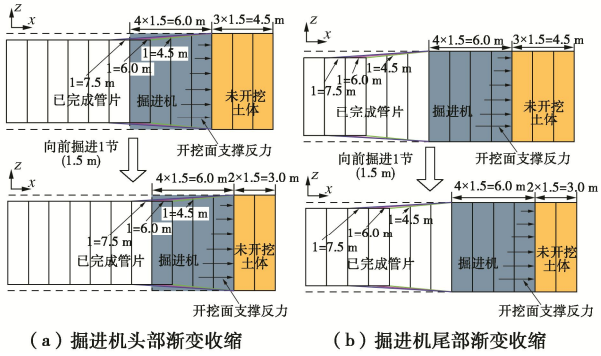
土体采用实体单元，选用 HSS 本构模型。模拟时假设土层均匀分布，厚度取平均厚度。刚度参数选用替代参数压缩指数 C_c 和回弹指数 C_s [11]；有效黏聚力 c' 和有效内摩擦角 φ' 则借鉴其他文献中的试验结果进行取值[13-14]；其余参数含义及取值参考文献[11]。m 为刚度应力水平相关幂指数，砂土和粉土一般取 0.5；对于黏性土，取 0.5～1。R_f 表示破坏比，建议取 0.9。p^{ref} 为参考围压，取 100 kPa。K_0 为静止侧压力系数，采用公式（$1-\sin\varphi'$）。加卸载泊松比 ν'_{ur} 取 0.2。对于砂土，$\varphi'>30°$ 时 ψ 取（$\varphi'-30°$），$\varphi'<30°$ 时 ψ 取 0°；对于黏性土，ψ 一般取为 0°。$\gamma_{0.7}$ 建议取值 2×10^{-4}。

最终确定土层参数见表 1。

2.3 施工过程仿真分析

顶管施工时先左后右。左线施工时为了避免发生流砂、管涌等危害，采用边降水边顶推的方式，之后通过注浆孔向土体中注入膨润土减小沉降。仅有污水管的累计沉降的实测数据作为分析依据，不足以支撑进行左线精细化分析，且不便于分析顶管施工引起的污水管的变形规律，故而主要针对右线展开顶管施工引起污水管的变形研究。根据现场施工情况设置计算工况，共分为 4 个阶段：①平衡地应力；②既有污水管的开挖；③左线顶管开挖；④右线顶管开挖。本文对右线顶管施工进行详尽地仿真模拟，掘进步长 1.5 m。顶管施工时，管片拼装在工作井中而不在掘进机尾部，故而在模拟时掘进机与后续管片为连续连接，这与盾构模拟方式[9]有所区别。

根据现场施工实测值在开挖面施加荷载来模拟支护压力，最大为 101.5 kPa，增长梯度为 6.5 kPa/m。地层损失通过 Plaxis 平台提供的土体收缩率来模拟[11]。根据地层损失主要与掘进机尾部空隙有关，并且受到掘进机的约束作用，故而针对土体收缩率变化的位置设置 2 个模拟方案：①从掘进机头部设置渐变段；②从掘进机尾部设置渐变段。前者基于掘进机四周不能注浆减摩，在掘进机穿过土层时周围土层会在摩擦力作用下受到扰动而引起土体变形；后者基于掘进机与后续管片的管径差引起的地层损失所占比重最大，且掘进机刚度较大，可忽略掘进机范围内的土体变形。此外，根据顶管机与后续管片之间的管径差计算得到土体收缩率为 0.6%，将土体收缩率设置为 0.6%±0.1%；根据掘进机长度为 6 m，设置渐变段长度 6 m±1.5 m。如图 5 所示。



（a）掘进机头部渐变收缩 （b）掘进机尾部渐变收缩

图 5 顶管施工逐步掘进示意图

Fig. 5 Schematic illustration of step-by-step excavation sequence for new pipe-jacking

2.4 有限元模拟结果分析

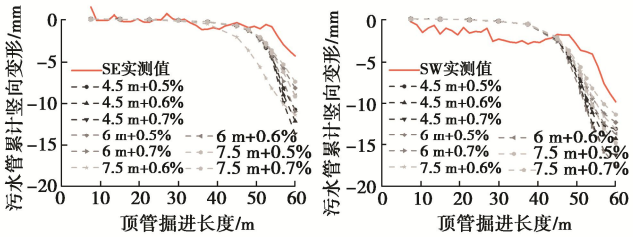
如图 6 所示，方案 1 计算结果明显大于实测结果；同时发现当土体收缩率一定时，随着渐变段长度的减小，测点的最大累计变形越大；测点的累计沉降随着土体收缩率的增加也在增大。如图 7 所示，方案 2 的测点变形变化规律与方案 1 相似，但是，可以明显发现方案 2 的计算结果更接近于实测值，其中开挖至 60 m 时，SE 测点的实测值为−4.33 mm，方案 2 的 6 m+0.6%计算值为−4.60 mm；SW 测点实测值为−9.79 mm，方案 2 的 6 m+0.6%计算值为−9.29 mm，所以依据管径差设置土体收缩率，依据掘进机长度设置渐变段长度是可行的。

在方案 2（渐变区域长 6 m，最大土体收缩率为 0.6%）基础上预测右线贯通后污水管的变形。如图 8 所示。对比计算值与实测值，可以发现实际施工时，在顶管穿出某一断面后，后续管节依然在千斤顶作用下持续穿过该断面，使得该断面也受到顶管施工带来的持续扰动作用，引起沉降进一步增加，而计算结果没有该情况。

表 1 各土层土体参数取值表

Table 1 Soil parameters

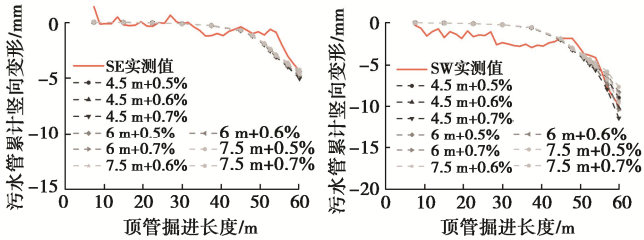
土体名称	γ /(kN·m^{-3})	e	w /%	c' /kPa	φ' /(°)	C_c	C_s	E_{50}^{ref} /MPa	E_{oed}^{ref} /MPa	E_{ur}^{ref} /MPa	G_0^{ref} /MPa
①01 素填土	—	—	—	6	28	—	—	8	8	24	40
①1 黏质粉土	19.1	0.809	28.1	2	28	0.0574	0.008	8.85	7.08	45.72	90.64
①2 砂质粉土	19.5	0.704	25.5	0	28	0.0443	0.005	10.92	8.73	69.64	102.7
②粉砂夹粉土	19.5	0.733	24.8	0	28	0.0337	0.0044	13.73	10.98	75.7	114.33
③1 淤泥质黏土	17.6	1.22	42.7	7	26	0.2575	0.0808	2.26	1.81	5.18	40
③2 淤泥质黏土	17.6	1.215	42.6	7	26	0.2575	0.0808	2.24	1.79	5.15	40
④1 黏土	18.9	0.901	31.3	4	28	0.0755	0.0134	5.7	5.7	28.5	57
⑤黏土	19.0	0.704	31.9	4	28	0.0809	0.0145	5.4	5.4	27	54



（a）测点SE　　（b）测点SW

图 6 开挖至 60 m 时方案 1 计算值与实测值对比图

Fig. 6 Comparison between calculated and measured values for scheme No. 1 after excavation of 60 m



（a）测点SE　　（b）测点SW

图 7 开挖至 60 m 时方案 2 计算值与实测值对比图

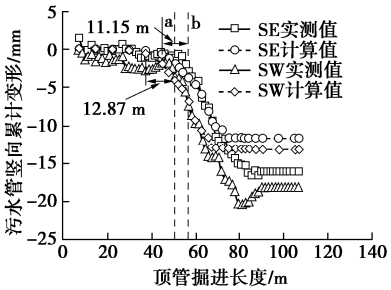
Fig. 7 Comparison between calculated and measured values for scheme No. 2 after excavation 60 m

在图 8 结果上通过设置不同持续扰动区的土体收缩率（0.7%，0.8%，0.9%，1.0%）探究持续扰动对应的土体收缩率大小。如图 9 所示，测点 SE 和测点 SW 土体收缩率分别为 0.9%和 1.0%时计算值与实测值较为接近；但是持续扰动区的计算结果比实测结果增长速率不一致，这可能由于计算时持续扰动的土体收缩率固定不变，而实际施工时应逐步增加到某一数值。在持续扰动段设置累加长度后，即持续扰动区长度设置为 25 m（下穿区域长度），土体收缩率 1.0%进行预测。如图 10 所示，设置累加长度后计算值与实测值吻合，说明设置累加长度为下穿区域长度合理。

3　顶管掘进参数优化分析

3.1　开挖面支撑力

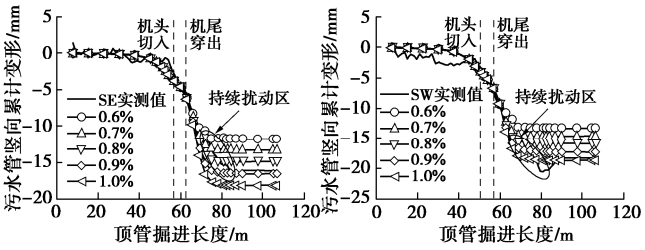
通常开挖面支撑力过大引起前方土体发生隆起，过小引起前方土体发生沉降。以污水管最大沉降点为以实测值 p_0（101.5 kPa）为基准，分别计算掌子面支撑力为 0.1 p_0，0.5 p_0，1.5 p_0，2 p_0，2.5 p_0，3 p_0 时



注：a 代表顶管到达测点 SW 所在断面、b 代表顶管到达测点 SE 所在断面。

图 8 右线贯通时污水管计算值与实测值对比图

Fig. 8 Comparison between calculated and measured values after completion of right line



（a）测点SE　　（b）测点SW

图 9 添加持续扰动作用的计算值与实测值对比图

Fig. 9 Comparison between calculated and measured values after adding continuous disturbance

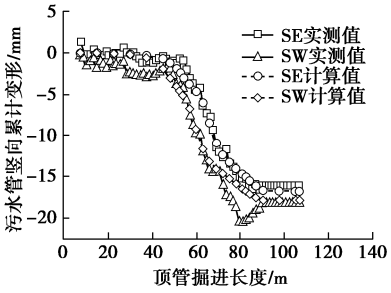


图 10 设置累加长度的计算值与实测值对比图

Fig. 10 Comparison between calculated and measured values after setting cumulative length

顶管施工对污水管的影响。如图 11 所示，随着开挖面支撑力的增加，污水管的沉降都呈减小的趋势，且斜率也逐渐减小，在 2 p_0 后曲线接近水平，说明当开挖面支撑力大于 2 p_0 之后再增加支撑力，沉降减小效果不佳，因此选用开挖面支撑力为 2 p_0 为最佳支撑力。

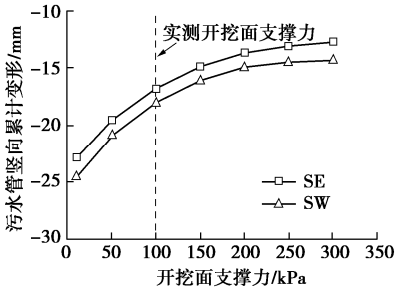


图 11 污水管竖向累计变形随开挖面支撑力变化曲线

Fig. 11 Accumulated settlements of sewage pipes under different face supporting pressures

基于该开挖面支撑力，探究其施加在下穿前（顶管掘进 45～51 m）、下穿中（51～60 m）、下穿后（66～72 m）的改善效率。如图 12 所示，以测点 SE 为例，将最佳支撑力分别施加在测点 SE 下穿前、中、后 3 个位置，发现施加在下穿前测点 SE 的累计沉降明显减小，而施加在下穿中、后测点 SE 的累计沉降几乎没有减小，由此可见，在穿越污水管之前将支撑力提升至 2 倍实测掌子面支撑力时改善效率最佳。

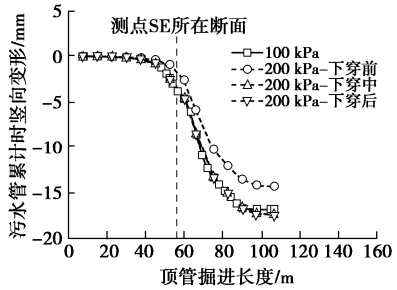


图 12 污水管竖向累计变形随开挖面支撑力位置关系曲线

Fig. 12 Accumulated settlements of sewage pipes at different positions of face supporting pressure

3.2 土体收缩率

为了探究土体收缩率与污水管竖向变形之间的关系，计算不同土体收缩率为 0.2%～1.0%时污水管的沉降（为了简便计算此阶段不考虑持续扰动）。如图 13 所示，以测点 SE 为研究对象，顶管距离测点所在断面较远时，污水管变形较小，且随着土体收缩率的增加变化不大；当顶管逐渐穿过测点 SE 所在断面时，

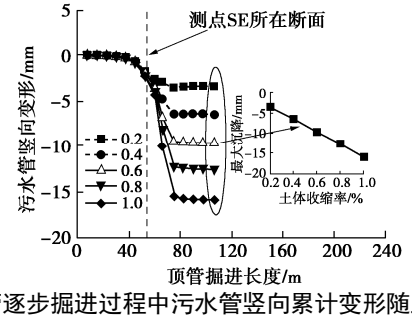


图 13 顶管逐步掘进过程中污水管竖向累计变形随土体收缩率变化曲线

Fig. 13 Accumulated settlements of sewage pipes during step-by-step excavation under different soil contraction

污水管的变形随着土体收缩率的增加呈线性增加，增长率大致为土体收缩率每增加 0.1%，污水管最大沉降增长 1.66 mm 因此，在顶管穿越污水管阶段，应严格控制出土量，做好同步注浆措施，一方面弥补因管径差引起的地层损失，另一方面减小摩阻力，降低顶管顶进过程中的持续扰动，最终使污水管变形满足相关规范要求。

4 结 论

本文基于 Plaxis 3D 平台建立三维有限元模型，结合实测数据提出了适用于顶管施工特点的土体收缩率的确定方法。与既有研究相比，考虑了顶管施工过程中掘进机约束作用以及顶推持续扰动的作用，这与实际工程更加接近。根据计算结果，可以得出以下结论。

（1）针对具有注浆孔的矩形顶管工程，基于土体收缩率和开挖面支撑力的有限元模拟方式对于模拟顶管施工对邻近管线的影响是可行的。

（2）结合现场实测数据，土体位移受到掘进机约束的范围大致为掘进机长度，最大土体收缩率可通过掘进机与后续管片的管径差求得，持续扰动的影响范围大致为顶管与地下管线相交区域的长度。

（3）开挖面支撑力不合适时会引起邻近管线隆起或沉降，且随着开挖面支撑力越小，引起沉降增加的斜率越大。根据减小沉降的效果，确定最佳支撑力为 2 倍开挖面土压力大小，且施加在穿越污水管之前效果最佳。

（4）位于顶管与污水管相交区域的变形受到土体收缩率的影响较大，随着土体收缩率的增加，污水管竖向变形呈线性增加，因此顶管施工过程中应严格控制出土量，防止超挖引起土体收缩率增加；同时做好尾部注浆减摩措施，降低因持续扰动引起的土体收缩率的增加量。

参考文献：

[1] MROUEH H, SHAHROUR I. A simplified 3D model for tunnel construction using tunnel boring machines[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2008, **23**(1): 38－45.

[2] 赖金星, 王开运, 侯丹丹, 李锋宁. 砂土地层顶管施工土体变形规律三维数值分析[J]. 西安科技大学学报, 2015, **35**(4): 450－457. (LAI Jin-xing, WANG Kai-yun, HOU Dan-dan, et al. 3D numerical analysis on displacement regularity of pipe jacking sewer in sand soil stratum[J]. Journal of Xi'an University of Science and Technology, 2015,

35(4): 450－457. (in Chinese))

[3] LI C, ZHONG Z L, HE G N, et al. Response of the ground and adjacent end-bearing piles due to side-by-side twin tunnelling in compound rock strata[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2019, **89**: 91－108.

[4] 魏　纲, 朱　奎. 顶管施工对邻近地下管线的影响预测分析[J]. 岩土力学, 2009, **30**(3): 825－831. (WEI Gang, ZHU Kui. Prediction for response of adjacent pipelines induced by pipe jacking construction[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, **30**(3): 825－831. (in Chinese))

[5] 邴风举, 王　新, 习　宁, 等. 顶管施工三维数值模拟及土质适用性研究[J]. 地下空间与工程学报, 2011, **7**(6): 1209－1215. (BING Feng-ju, WANG Xin, XI Ning, et al. 3D numerical simulation of pipe jacking and its soil applicability study[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2011, **7**(6): 1209－1215. (in Chinese))

[6] 张文瀚, 谢雄耀, 李　攀. 浅层顶管隧道施工对路基变形影响数值分析[J]. 地下空间与工程学报, 2011, **7**(增刊 2): 1619－1624, 1652. (ZHANG Wen-han, XIE Xiong-yao, LI Pan. Numerical analysis of deformation of highway roadbase caused by shallow underground pipe jacking in sand soil[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2011, **7**(S2): 1619－1624, 1652. (in Chinese))

[7] 杨金虎, 陈卫兵, 张　莉, 等. 双层顶管隧道施工引起的土体竖向变形规律研究[J]. 科学技术与工程, 2014, **14**(29): 274－279. (YANG Jin-hu, CHEN Wei-bing, ZHANG Li, et al. Study on vertical deformation of soil caused by construction of double layers of pipe jacking tunnel[J]. Science Technology and Engineering, 2014, **14**(29): 274－279. (in Chinese))

[8] YIN M L, JIANG H, JIANG Y S, et al. Effect of the excavation clearance of an under-crossing shield tunnel on existing shield tunnels[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2018, **78**: 245－258.

[9] LIN X T, CHEN R P, WU H N, et al. Deformation behaviors of existing tunnels caused by shield tunneling undercrossing with oblique angle[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2019, **89**: 78－90.

[10] 魏　纲, 徐日庆, 屠　玮. 顶管施工引起的土体扰动理论分析及试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, **23**(3): 476－482. (WEI Gang, XU Ri-qing, TU Wei. Testing study and analysis on soil disturbance induced by pipe jacking construction[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, **23**(3): 476－482. (in Chinese))

[11] BRINKGREVE R B J, BROERE W. Plaxis Material Models Manual[M]. Netherlands: Delft, 2006.

[12] 冯海宁, 龚晓南, 徐日庆. 顶管施工环境影响的有限元计算分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, **23**(7): 1158－1162. (FENG Hai-ning, GONG Xiao-nan, XU Ri-qing. Finite element analysis of influence of pipe-jacking construction on environments[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, **23**(7): 1158－1162. (in Chinese))

[13] 王卫东, 王浩然, 徐中华. 上海地区基坑开挖数值分析中土体HS-Small 模型参数的研究[J]. 岩土力学, 2013, **34**(6): 1766－1774. (WANG Wei-dong, WANG Hao-ran, XU Zhong-hua. Study of parameters of HS-Small model used in numerical analysis of excavations in Shanghai area[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(6): 1766－1774. (in Chinese))

[14] 梁发云, 贾亚杰, 丁钰津, 等. 上海地区软土 HSS 模型参数的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(2): 269－278. (LIANG Fa-yun, JIA Ya-jie, DING Yu-jin, et al. Experimental study on parameters of HSS model for soft soils in Shanghai[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(2): 269－278. (in Chinese))

（编校：黄贤沙）

DOI：10.11779/CJGE2020S2044

渠道渗漏水抽排作业效果分析

阮新民

（新疆额尔齐斯河流域开发工程建设管理局，新疆 乌鲁木齐 830003）

摘 要：针对北疆供水ZG渠因渠道渗漏导致的各类工程破坏问题，提出设置渠道纵横排水体系对运行期内沿线的渗漏水进行及时抽排。在此基础上，通过设置“膜后水位”观测管观测渗漏情况，结合集水井抽排作业数据考察该系统的有效性。观测结果表明，设置渠道纵横排体系后，运行期内一些断面仍存在渗漏现象，但相关断面的“膜后水位”较未设置排水体系前大幅度下降。通过对运行期内“膜后水”水位与抽排作业的相关性分析，论证了抽排系统的整体有效性。

关键词：渠道；渗漏；排水体系；效果

中图分类号：TU431 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－4548(2020)S2－0250－05

作者简介：阮新民(1961—)，男，教授级高级工程师，现任新疆额尔齐斯河流域开发工程建设管理局工程质量技术处处长，主要从事水利工程运管工作。E-mail: 2525793@qq.com。

Drainage effects in water supply canals

RUAN Xin-min

(Xinjiang Construction &Management Bureau of Ertix River Basin Development Project, Urumqi 830003, China)

Abstract: In view of the various engineering damage problems caused by leakage in ZG canal, it is proposed to set up a drainage system to drain the leaking water during the operation period. On this basis, an observation tube is set up to observe the leakage situation, and the effectiveness of the system is investigated in conjunction with the data of pumping operation water-collection wells. The results show that after the installation of the vertical and horizontal drainage system for canals, there are still leakages in some sections during the operation period, but the "post-film water level" of the relevant sections is dropped significantly compared to that before the drainage system is installed. Through the correlation analysis between the water level of the "post-membrane water" and the drainage operation during the operation period, the overall effectiveness of the drainage system is demonstrated.

Key words: canal; leakage; drainage system; effect

0 引 言

中国水资源时空分布不均，北方地区多处于干旱、半干旱地区，降水量较少，而蒸发量较大，水资源较为贫乏。为此，国家先后修建了一批长距离输水工程及跨流域调水工程，在缓解北方水资源供需矛盾，支撑区域经济建设方面发挥了重要作用[1]。然而，一些位于北方寒区的衬砌渠道易受不良地质和极端气候影响，渠道结构损毁时有发生，造成严重的渗漏损失[2]。以北疆供水ZG渠为例[3-4]，渠道衬砌结构为全断面预制板结构，防渗层为0.6 mm厚PE土工膜。该渠道于2001年建成投入使用，为季节性输水渠道，即冬季不输水。受当时投资和工程建设水平的制约，全线509 km仅在少部分重要高填方渠段设置了排水体系。经过多年运行，防渗膜的破损老化现象加剧，由于渗漏水不能得到有效导排，渠堤渗水量逐年加大，使得运行期内渠基被长期浸泡。渗漏问题在影响工程输水能力和效益的发挥的同时，也增加了滑坡、变形等破坏的发生概率[5]。

针对上述问题，提出采用设置渠道纵横向排水体系的方式缓解渗漏对工程运行带来的各类损失。渠道纵横向排水体系由纵管、横管、集水箱组成（见图1）。纵向排水体为软式透水管和PE管两种管材，横向排水体管为UPVC管；每隔一定距离设置1个集水箱，集水箱大小0.8 m×0.8 m，两个集水箱以中间点为中心点各向两边设置1/500的纵坡，以加快渠道渗漏水向集水箱中汇聚。输水过程中渗漏的渠水会先汇集到渠底纵向排水管，然后通过横向排水管导流至竖向排水井，最终积水由竖向排水井抽排返回渠道[6-7]。

基金项目：国家重点研发计划项目（2017YFC0405100）

收稿日期：2020－08－07

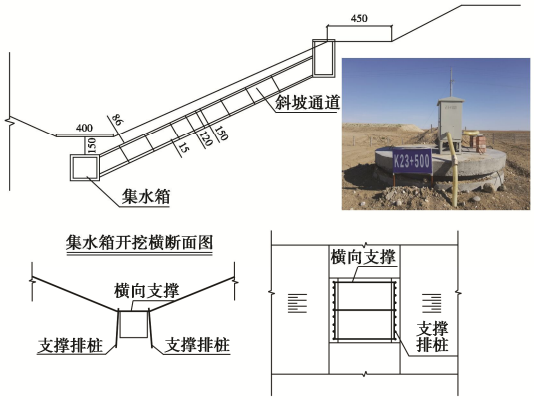


图 1 渠道纵横向排水体系

Fig. 1 Vertical and horizontal drainage system for canal

北疆供水工程 ZG 渠渠道纵横向排水体系已于 2018 年运行期前设置完成。本文结合 ZG 渠沿线设有水位观测井的渠段，综合分析渠道防渗膜“膜后水位”与近年通水期、运行期、停水期的变化情况，进一步考察该体系的防排效果。

1　渠道渗漏特征

1.1　渗漏断面统计

为更加直观的表示渠道渗漏特征，首先提出“膜后水”的概念。“膜后水”是指渠道运行期间，赋存在渠道防渗层下方一定范围内的自由水。ZG 渠位于新疆北部，地区降雨偏少，地下水埋深较深，因此，通水期间渠道渗漏水将是膜后水的最主要水源。自 2017 年起，有关部门在 ZG 渠 04+945 m—53+395 m 沿线断面的渠顶沿石处增设了 121 根膜后水位观测管，如图 2 所示，该观测管与渠基连通，可以对渠道的“膜后水位”进行直接观测。

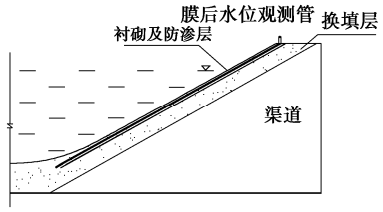
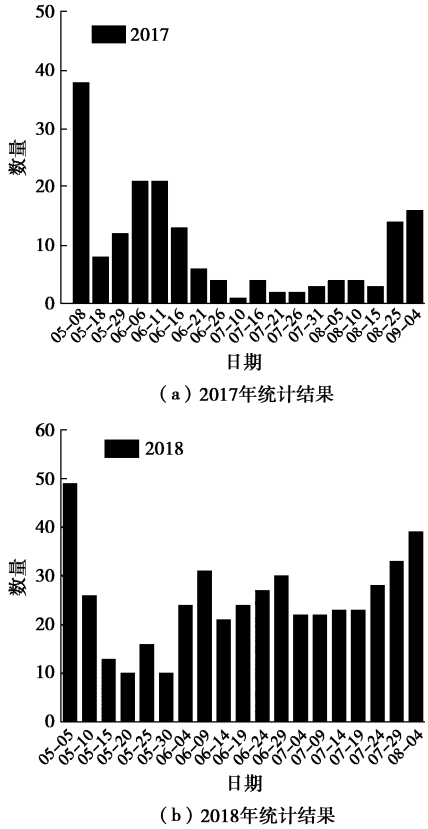


图 2 渠道膜后水位观测示意图

Fig. 2 Schematic diagram of water level observation behind canal membrane

根据图 3 给出了 2017 年，2018 年运行期间的膜后无水（即没有水赋存）断面的数量统计。总的来看，通水期起始阶段膜后无水断面数量较多，随着干渠水位升高，膜后无水断面逐渐减少，总体呈“两头多，中间少”的趋势。另一方面，2017 年 7 月中旬，几乎所有膜后观测管均出现自由水赋存。随着通水期临近尾声，无水断面数量开始增多。相比较而言，2018 年运行期间无水断面的数量，特别是干渠稳定水位输水期间（6 月下旬—8 月上旬）有了大幅提升。例如，2018 年 6 月 14 日当天无水断面的数量为 23 个，而去年同期仅为 4 个；而在 8 月 4 日，干渠水深达到 5.12 m 的情况下，无水断面个数达到 40 个。



（a）2017年统计结果

（b）2018年统计结果

图 3 运行期内膜后无水断面个数统计

Fig. 3 Statistics of number of dry sections in operation period

1.2　膜后水位状态分析

为更深入地了解 2018 年 ZG 渠渗漏情况，确定渗漏问题比较严重的位置，对 2018 年运行以来渠道膜后水深的状态进行了统计，以运行期内“始终无水”、“基本无水”、“干湿交替”、“基本有水”、“始终有水”5 个状态来标记渠道的膜后水深赋存情况。其中“始终无水”即代表运行期间观测管内始终未测得有水；“基本无水”表示绝大多数运行日内未测得有水，少数运行日所测水位在 0.5 m 以下；“干湿交替”表示有水日和无水日基本相等，有水日所测水位在 1.5 m 以下；“基本有水”表示观测管在绝大多数运行日内测得有水；“始终有水”表示运行期间膜后观测管始终有赋存水。

统计结果表明，运行期内“始终无水”的有 9 个断面，只占观测管总数的 7.4%；基本无水的有 12 个断面，占观测管总数的 10%；干湿交替的有 9 个断面，占总数的 7.4%；基本有水的有 28 个，占总数的 23%；始终有水的有 63 个，占观测管总数的 52%。从统计数据来看，运行期间始终处于渗漏状态的占半数以上，

基本有水和始终有水的占观测管总数的 75%。

将 2018 年运行期膜后水状态按沿线绘制在图 4 中。从图中可以看出，始终有水的断面集中分布在 16+800 m 至 34+145 m 段，以及 38+050 m 至 52+000 m 段；始终无水的断面主要集中在 ZG 渠前段。

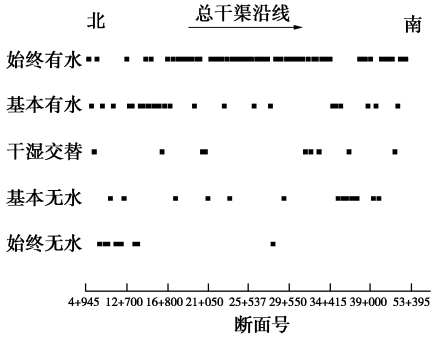


图 4 2018 年运行期断面膜后水状态的沿线分布

Fig. 4 Distribution of water state after membrane during operation in 2018

进一步地，考察了 ZG 渠运行期间膜后水位的分布，并纳入 2017 年的数据以便进行比较分析。对 2017 年自 5 月上旬至 9 月上旬，2018 年 5 月上旬至 8 月上旬期间，所有的膜后水位观测管的水位数据的统计数值进行了加权平均，得到了 ZG 渠平均膜后水深的沿线分布，如图 5 所示。从图中可以看出，2017 年运行期内膜后水位在 2 m 以上的断面占比较大，平均膜后水位为 3 m，水位较高的断面主要集中在 20+300 m 至 30+550 m 段，其中 29+550 m、30+000 m、30+200 m 断面最高水位达到 5.28 m，几乎与同时刻渠道内运行水位相同。相比较而言，2018 年运行期间膜后水位相比去年同期有着一定程度的下降，膜后水深多集中在 2 m 以下，个别如 10+500 m、11+690 m、12+200 m、27+958 m 等断面运行至今始终无水，仅少数断面膜后水位仍偏高（例如 30+000 段，最高水位达 4.78 m）。

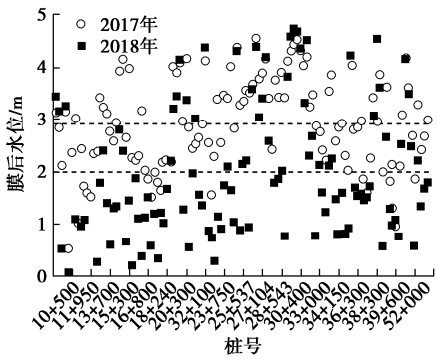


图 5 ZG 渠断面平均膜后水深分布散点示意

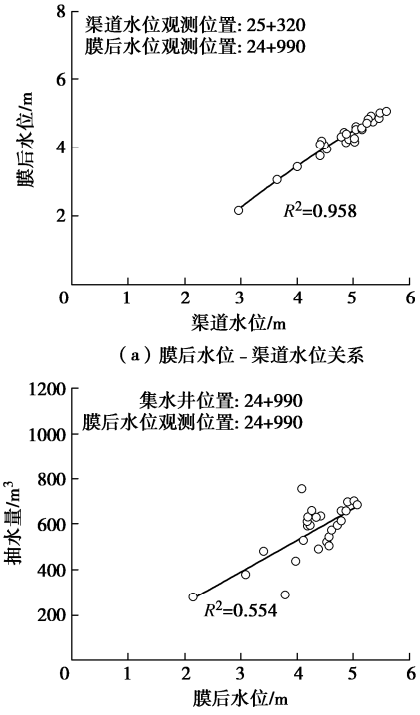
Fig. 5 Water depth distribution scattered points behind ZG canal membrane

2 抽排作业相关性分析

如前述，ZG 渠地下水位埋深普遍较深，干渠渗水是膜后水位观测管最主要入水来源，而纵横排水体系中的集水井是膜后水位观测管的主要出口。因此，干渠水深以及积水井抽排量是影响膜后水位的高低的主要两个因素。为此，选取了 2018 年运行期内 ZG 渠 56 个同时设有膜后水位观测管以及集水井的断面，深入考察膜后水位的影响因素。根据所得到的结果，建立了干渠水位－膜后水位－集水井抽排量之间的关系，总结了下列 4 种情形。

（1）显著线性相关

膜后水位随干渠水位持续上升，集水井抽排水量随膜后水位增加而增加，此类情况共有 16 个，占统计总量的 28.5%。图 6 给出了此类情形的基本特征。从图中可以看出，膜后水位随干渠水位变化的相关性较好，决定系数 R^2 为 0.958。而随着膜后水位的增加，集水井的抽排量也持续增加，基本可归纳为线性关系，决定系数 R^2 为 0.554。



（a）膜后水位－渠道水位关系

（b）抽水量－膜后水位关系

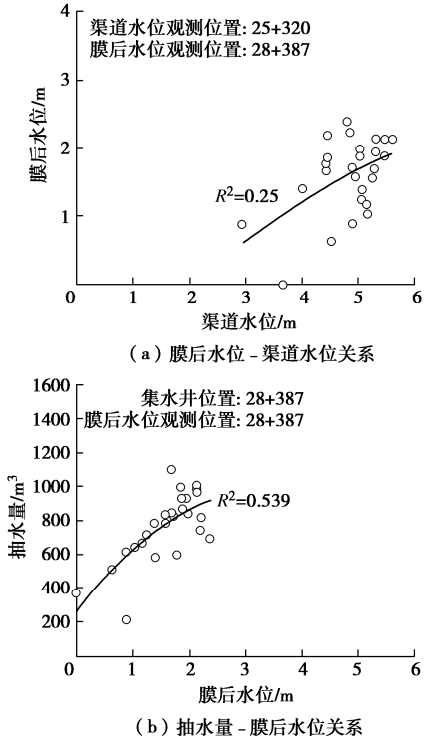
图 6 渠水位、膜后水位和抽水量之间的关系（显著线性关系）

Fig. 6 Relationship among water level, water level behind membrane and pumping capacity (Significant linear relationship)

假设膜后水位观测管中的水无补给，那么在集水井持续的抽排工作下，膜后水位应立刻下降。但此类情况与假设不符，换言之，这些断面的干渠渗水补给量大于集水井的抽排量，即干渠水位对膜后水位的影响大于集水井抽排的影响。

（2）正相关

膜后水位与干渠水位无直接关系，但抽排量随膜后水位的增加而增大，此类情形共计 9 个，占统计总量的 16%。选取其中 28+387 断面为例，如图 7 所示。



（a）膜后水位 - 渠道水位关系

（b）抽水量 - 膜后水位关系

图 7 渠水位、膜后水位和抽水量之间的关系（正相关关系）

Fig. 7 Relationship among water level, water level behind membrane and pumping capacity (Positive correlation)

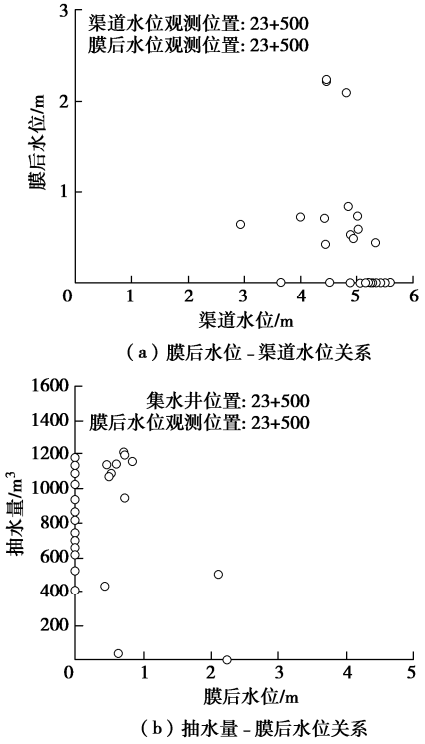
图 7 中最主要的特点是：通水前期膜后水位随增加而增加。但随着积水井抽排工作的开展，膜后水位逐渐下降。说明此类情况下，集水井抽排量的影响稍大于干渠水渗漏对膜后水位高低的影响。

（3）负相关

膜后水位较低，但抽排量较大，此情形有 17 个断面，占统计量的 30%，略高于第一类情形。以其中 23+500 断面为例，如图 8 所示，此类断面的特征为：干渠断面存在渗漏，但可由纵横排水系统快速排出，在抽水量与膜后水位的关系图中表现为基本呈一竖直线，此时集水井抽排对膜后水位的影响占主导作用。

（4）其他关系

上述几种情形均包括，呈现出较为杂乱的关系，此情形共计 12 个，占统计总量的 21%。例如 13+200 断面，如图 9 所示。在膜后水位－集水井抽排量关系图中既存在抽排量增加而膜后水位基本为 0 m 的情况，也存在抽排量随膜后水位增加而增加的情况。另外，在干渠水位－膜后水位关系图中也存在“杂乱无章”的情形，说明干渠渗漏补给和集水井抽排两种因素相互影响。

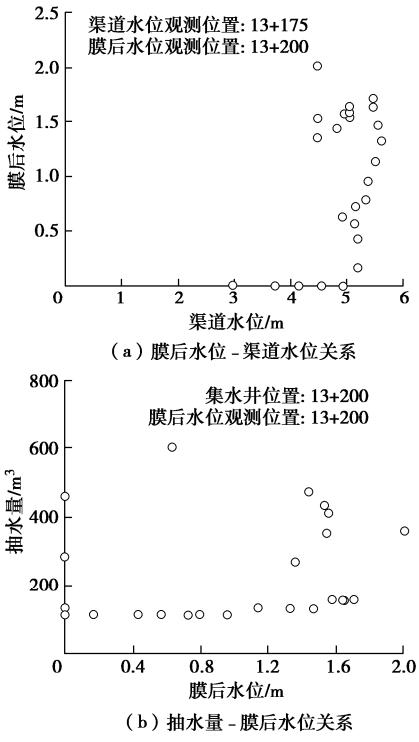


（a）膜后水位 - 渠道水位关系

（b）抽水量 - 膜后水位关系

图 8 渠水位、膜后水位和抽水量之间的关系（负相关关系）

Fig. 8 Relationship among water level, water level behind membrane and pumping capacity (Negative correlation)



（a）膜后水位 - 渠道水位关系

（b）抽水量 - 膜后水位关系

图 9 渠水位、膜后水位和抽水量之间的关系（其他关系）

Fig. 9 Relationship among water level, water level behind membrane and pumping capacity (Messy relationship)

至此，将膜后水位的影响因素进行归纳，即对于集水井抽排的影响大于渠水渗漏的影响，记为“集水井抽排”；渠水渗漏的影响大于集水井抽排的影响，

记为“渠水渗漏”；上述两种因素影响不明显或不同时段有不同的因素占主导的，归结为“相互影响”。

3 渠道抽排建议

“集水井抽排”的断面，运行期测试膜后水位基本为 0 m，而集水井有一定的排水量，这些断面虽然发生了少量渗漏，但通过连续抽排作业，使得渗水始终处于“随来随走”的局面。

“渠水渗漏”的断面共性是：膜后水位普遍偏高，且与干渠水位相关性强，说明渠水渗漏现象严重，而自动化抽排作业并不能及时、有效地降低膜后水位，甚至还加剧了干渠的输水损失，运行期内暂时不建议抽排，应进一步检查土质、防渗体的工作状态，找出抽排无效的原因。

“相互影响”的断面，可能存在管路不畅的情况，且均为连续作业，使得抽排与膜后水位之间的关系较为混乱。因此，这些断面渗漏情况也比较严重，集水井无法有效降低膜后水位，应在组织人员检查抽水作业设备以及管路通畅性的基础上，采取连续抽排以分析作业效果，根据本文提出的抽排作业与渠水位关系，进一步明确下一阶段的抽排作业措施。

4 结 论

（1）设置渠道纵横排水体系后，通过连续抽排作业，可使大多数统计断面在运行期内的渠道渗漏膜后水位下降，渠道渗漏水纵横排体系整体效果良好。

（2）根据膜后水位的影响因素，将膜后水位特征分为“集水井抽排”、“渠水渗漏”和“相互影响”这 3 种主要类别，并结合排水管路疏通情况，对 ZG 渠沿线排水井的抽排作业给出了明确的建议。

（3）对于连续抽排作业可有效降低膜后水位的，建议运行期内连续抽排。

致 谢：谨对南京水利科学研究院岩土工程研究所有关人员对本文所做的相关工作表示感谢。

参考文献：

[1] 邓铭江. 新疆水资源及可持续利用[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2005. (DENG Ming-jiang. Water Resources and Sustainable Utilization in Xinjiang Uygur Autonomous Region[M]. Beijing: China Water & Power Press, 2005. (in Chinese))

[2] 蔡正银, 黄英豪. 咸寒区渠道冻害评估与处治技术[M]. 北京: 科学出版社, 2015. (CAI Zheng-yin, HUANG Ying-hao. Evaluation and Treatment Technology of frost Damage in Canals in Saline and Cold Regions[M]. Beijing: Science Press, 2015. (in Chinese))

[3] 邓铭江, 蔡正银, 郭万里, 等. 北疆白砂岩特殊物理力学性质试验研究[J]. 岩土工程学报, 2020, **42**(S1): 1－5. (DENG Ming-jiang, CAI Zheng-yin, GUO Wan-li, et al. Experimental study on special physical and mechanical properties of white sandstone in North Xinjiang[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, **42**(S1): 1－5. (in Chinese))

[4] 蔡正银, 陈 皓, 黄英豪, 等. 考虑干湿循环作用的膨胀土渠道边坡破坏机理研究[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(11): 1977－1982. (CAI Zheng-yin, CHEN Hao, HUANG Ying-hao, et al. Failure mechanism of canal slopes of expansive soils considering action of wetting-drying cycles[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(11): 1977－1982. (in Chinese))

[5] 唐少容, 王红雨, 潘 鑫, 等. U 形混凝土衬砌结构冻胀性能离心模型试验研究[J]. 农业工程学报, 2019, **35**(1): 157－163. (TANG Shao-rong, WANG Hong-yu, PAN Xin, et al. Frost heave performance of U-shaped canal concrete lining based on centrifuge model test[J]. Transactions of the Chinese Society of Agricultural Engineering, 2019, **35**(1): 157－163. (in Chinese))

[6] 彭海林. 渠道集水井微开挖成型技术研究[J]. 水利建设与管理, 2014, **34**(10): 12－14, 21. (PENG Hai-lin. Study on mini-excavation modeling techniques for channel water collecting well[J]. Water Conservancy Construction and Management, 2014, **34**(10): 12－14, 21. (in Chinese))

[7] 刘秀军. 膜下抽排水系统在北疆供水工程渠道中的应用[J]. 新疆水利, 2014(2): 29－31. (LIU Xiu-jun. Application of drainage system under membrane in North Xinjiang Water Supply Project[J]. Xinjiang Water Resources, 2014(2): 29－31. (in Chinese))

（编校：黄贤沙）

DOI：10.11779/CJGE2020S2045

饱和珊瑚砂三轴蠕变特性及经验模型

薛 鹏[1]，周先齐[2]，蔡燕燕*[1]，马林建[3]，廖仁国[1]，俞 缙[1]

(1. 华侨大学福建省隧道与城市地下空间工程技术研究中心，福建 厦门 361021；2. 厦门理工学院土木工程与建筑学院，福建 厦门 361024；
3. 陆军工程大学爆炸冲击防灾减灾国家重点实验室，江苏 南京 210007)

摘 要：对饱和珊瑚砂进行不同围压和偏应力水平下的三轴排水蠕变试验，结果显示：围压和偏应力对蠕变变形影响显著，具体表现为偏应力较大或围压较小时，蠕变形变量较大，蠕变现象明显。采用传统的Singh-Mitchell及Mesri蠕变模型描述珊瑚砂蠕变特性，发现两者在高偏应力条件下模型计算结果与试验结果相差较大，无法准确描述珊瑚砂的蠕变行为。通过分析模型与试验结果误差较大的原因，并将应力－应变及应变－时间关系均采用双曲线函数表示，建立了一个新的蠕变模型，且新模型预测结果与试验结果一致性较好。

关键词：珊瑚砂；蠕变特性；蠕变模型

中图分类号：TU431 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－4548(2020)S2－0255－06

作者简介：薛 鹏(1993—)，男，河南焦作人，硕士研究生，主要从事岩土力学与工程方面的研究工作。E-mail：18013086033@stu.hqu.edu.cn。

Triaxial creep characteristics and empirical model for saturated coral sand

XUE Peng[1], ZHOU Xian-qi[2], CAI Yan-yan[1], MA Lin-jian[3], LIAO Ren-guo[1], YU Jin[1]

(1. Fujian Research Center for Tunneling and Urban Underground Space Engineering, Huaqiao University, Xiamen 361021, China;
2. School of Civil Engineering & Architecturel, Xiamen University of Technology, Xiamen 361024, China; 3. State Key Laboratory of
Disaster Prevention & Mitigation of Explosion & Impact, Army Engineering University of PLA, Nanjing 210007, China)

Abstract: The riaxial drainage creep tests are performed on saturated coral sand under different cell pressures and deviator stress levels. The results show that the cell pressure and deviator stress have significant effects on creep deformation. The specific performance is that when the deviator stress is large or the cell pressure is small, the creep deformation is large, and the creep phenomenon is obvious. The traditional Singh-Mitchell and Mesri creep models are used to describe the creep characteristics of coral sand. It is found that the calculated results of the two models are quite different from the test results under high deviator stress conditions, which cannot accurately describe the creep behavior of the coral sand. By analyzing the reasons for the large error between the model and the test results, the stress-strain and strain-time relationships are expressed by hyperbolic functions, and a new creep model is established. The predicted results of the new model are in good agreement with the test results.

Key words: coral sand; creep characteristic; creep model

0 引 言

珊瑚砂广泛分布于中国南海，富含碳酸盐，具有内孔隙、高压缩性及砂粒易破碎等特点[1-4]，是特殊的岩土材料。实际岛礁建设中，珊瑚砂地基的长期变形是关注的重点，过量的砂基变形会对结构物服役能力产生不利问题。众所周知，地基变形主要包括弹塑性变形和蠕变变形，学者们已发展了不少本构模型预测砂基的弹塑性变形[5-6]，但是对珊瑚砂的蠕变特性和理论模型研究尚不充分，严重影响了人们对珊瑚砂蠕变行为的理解和地基长期变形的预测能力[7-10]。

元件模型和经验模型常用来描述土体的蠕变特性。元件模型概念直观，物理意义明确，但模型参数较多，求取困难[11]。经验模型参数少，可准确描述土体的蠕变特性，具有较高的工程应用价值[12]。已有一些学者通过三轴蠕变试验分析土的蠕变特性，并建立经验模型，如Singh-Mitchell模型[13]与Mesri模型[14]等。Lin等[15]比较Singh-Mitchell模型与Mesri模型的区别，提出考虑超固结因素的蠕变方程，拓展了偏应力水平的适用范围。王常明等[16]发现软土具有非线性

基金项目：国家自然科学基金项目(51978292，51774147)；厦门市科技计划产学研协同创新项目(3502Z20193040)；华侨大学研究生科研创新能力培育计划项目（18013086033）

收稿日期：2020－08－07

*通信作者（yycai@hqu.edu.cn）

蠕变特性，并将 Singh-Mitchell 蠕变模型中的应力－应变关系修正为双曲线，建立了相应的蠕变模型。卢萍珍等[17]在总结 Singh-Mitchell 模型与 Mesri 模型的基础上，提出采用幂函数表示应力－应变关系，采用双曲线表示应变－时间关系的蠕变方程。

前述研究多针对软土的蠕变特性展开讨论，其蠕变模型是否适用于珊瑚砂，有待深入研究。因此，Lade 等[18-19]通过三轴蠕变试验，研究钙质砂蠕变变形规律并分析变形和应力对其蠕变的影响；Lü 等[20]在同一条件下开展石英砂与钙质砂蠕变对比试验，发现钙质砂的变形明显比石英砂的要大。张小燕等[21]开展了珊瑚砂高压一维蠕变试验。研究结果表明：在高应力下，颗粒细化滑移填充孔隙引起的变形是造成蠕变的主要原因。以上研究多从珊瑚砂蠕变的力学性质入手，并未建立蠕变模型，从而无法预测珊瑚砂长期蠕变变形趋势。鉴此，本文以饱和珊瑚砂为研究对象，开展三轴蠕变试验，得到珊瑚砂蠕变变形规律。利用 Singh-Mitchell 模型与 Mesri 模型对试验数据进行拟合，并分析产生误差的原因。最后利用双曲线描述应力－应变关系及应变－时间关系，提出了一种预测精度较高的珊瑚砂蠕变经验模型。

1 试验材料及试验方案

1.1 钙质砂基本物理性质

试验所用珊瑚砂取自中国南海某地，其粒径范围为 5 mm 以下，级配曲线如图 1 所示，基本物理性质如表 1 所示。

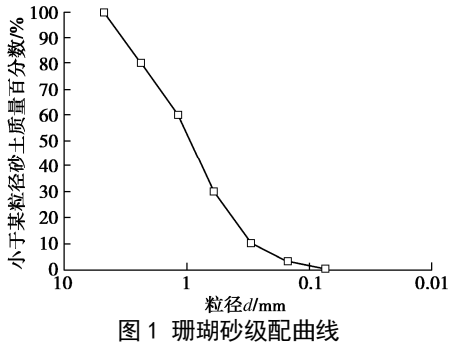


图 1 珊瑚砂级配曲线

Fig. 1 Grain-size distribution curve of coral sand

表 1 珊瑚砂基本物理指标

Table 1 Basic physical indice of coral sand

G_s	e_{min}	e_{max}	C_u	C_c
2.74	0.860	1.505	3.39	1.02

1.2 试验方案

试样为圆柱形土样，直径为 61.8 mm，高度为 125 mm，干密度为 1.38 g/cm^3。珊瑚砂颗粒内部有许多微小孔隙造成试样难以饱和，故依次采用二氧化碳饱和、水头饱和及反压饱和的方法对珊瑚砂进行饱和。根据 Skempton 的 B 值法确定饱和度，B 值大于 0.95 时饱和度达到要求。试验采用 FLSY30-1 型全自动三轴测试仪，最大轴向荷载为 30 kN，误差精度在±0.2%范围内，围压设置为 100，200，300 kPa，采用分别加载开展蠕变试验。当变形速率不大于 0.005 mm/d 时即认为蠕变稳定，终止试验。具体加载方案如表 2 所示。

表 2 珊瑚砂蠕变试验加载方案

Table 2 Loading schemes of creep tests on coral sand

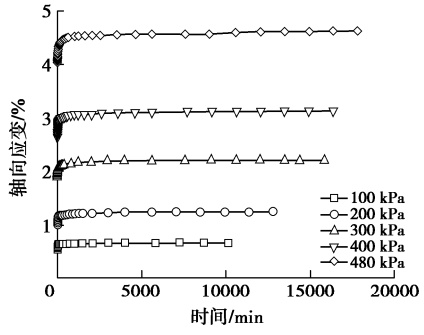
有效围压/kPa	偏应力/kPa
100	100，200，300，400，480
200	200，400，600，800，950
300	300，500，700，1000，1300

2 试验结果与分析

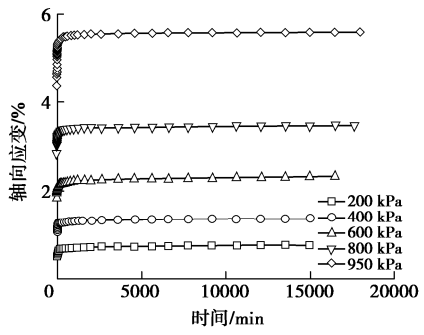
2.1 应变－时间关系曲线

图 2 为珊瑚砂轴向应变与时间关系曲线。珊瑚砂蠕变变形呈现典型的两个阶段，即初始弹性变形阶段和稳定蠕变变形阶段。珊瑚砂试样结构比较疏松，在荷载作用下，颗粒间孔隙迅速减小，产生较大的瞬时变形，随着时间推移，孔隙减小，颗粒之间可调整空间逐渐缩小，移动阻力增加，变形逐渐缓慢，在 1000～2500 min 后，变形趋于稳定。

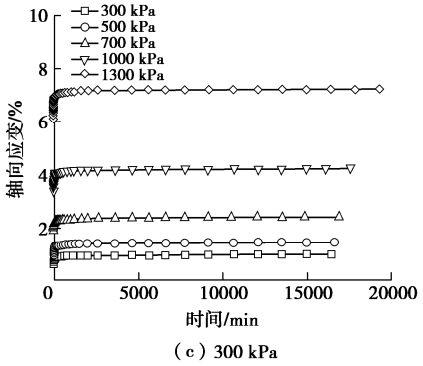
从图 2 可以看出，随着偏应力增加，珊瑚砂瞬时弹塑性变形量逐渐增加，变化梯度也呈现上升趋势。以围压 100 kPa 为例，偏应力为 100，200，300，400，480 kPa 产生的初始弹塑性变形量分别为 0.6%，1.2%，2.1%，3.0%，4.4%，约占总变形的 80%，表明珊瑚砂蠕变变形主要为弹塑性变形。从图中还可以看出，变形达到稳定状态所需时间与偏应力水平呈正比关系。



（a）100 kPa



（b）200 kPa



（c）300 kPa

图 2 不同围压作用下珊瑚砂应变－时间曲线

Fig. 2 Strain-time curves of coral sand under different cell pressures

2.2　应力－应变等时曲线

图 3 为 300 kPa 条件下珊瑚砂应力－应变等时曲线。可以看出，除 t=0 min 外，其它时刻曲线基本完全一致。应变随应力增加呈现非线性增加趋势，这也表明后续构建模型时应选取非线性蠕变模型。

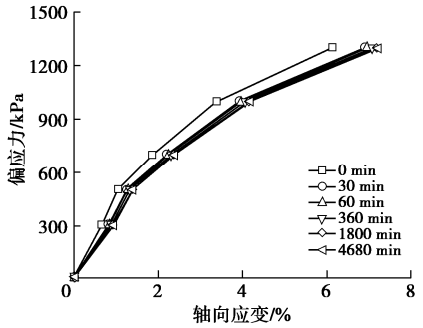


图 3 珊瑚砂应力－应变等时曲线

Fig. 3 Stress-strain isochronous curves of coral sand

3　蠕变模型

3.1　Singh-Mitchell 蠕变模型

Singh-Mitchell 模型采用幂函数表示应变－时间关系、指数函数表示应力－应变关系，模型表达式为

$$\varepsilon(t)=\varepsilon_0+\frac{A}{1-m}\mathrm{e}^{\alpha\bar{D}}(t)^{1-m} \quad 。 \tag{1}$$

式中　$\varepsilon(t)$ 为试样蠕变应变(%)；ε_0 为初始应变(%)；$m\neq1$，$\bar{D}=(\sigma_1-\sigma_3)/(\sigma_1-\sigma_3)_\mathrm{f}$ 为偏应力水平，其中 $(\sigma_1-\sigma_3)_\mathrm{f}$ 为三轴排水剪切试验得到的抗剪强度（kPa）；t 为蠕变时间（min）；A，α，m 为待定参数。式中 1−m 为 $\ln\varepsilon$ － $\ln t$ 曲线斜率，具体求解方式如下：

忽略初始应变，当 t=1 min 时，式（1）可改写为

$$\varepsilon_1=\frac{A}{1-m}\mathrm{e}^{\alpha\bar{D}} \quad 。 \tag{2}$$

对式（2）两边分别取自然对数有

$$\ln\varepsilon=\alpha\bar{D}+\ln\frac{A}{1-m} \quad 。 \tag{3}$$

图 4 为 $\ln\varepsilon$ － $\ln t$ 曲线，通过拟合得各曲线斜率为 0.0269，0.0217，0.0166，0.0147，0.0113，平均值为 0.0187，则 m 值为 0.9812。

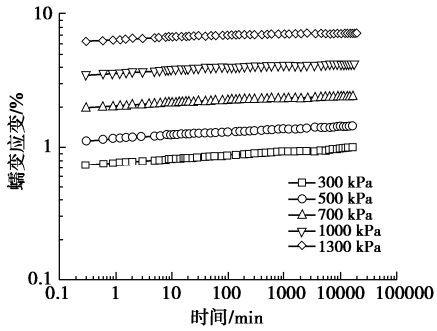


图 4 应变－时间双对数关系曲线

Fig. 4 Strain-time double-logarithmic relationship curves

以围压 300 kPa 试验结果为例，取 t=1 min 绘制 $\ln\varepsilon_1-\bar{D}$ 关系曲线，如图 5 所示。通过线性拟合可得参数 A=0.0077，α =2.8997。则 Singh-Mitchell 蠕变方程可表示为

$$\varepsilon_1=0.411\mathrm{e}^{2.8997\bar{D}}t^{0.0187} \quad 。 \tag{4}$$

图 6 比较了 Singh-Mitchell 模型理论值与试验实际值。可以看出，偏应力较小时，模型可以较好地描述珊瑚砂蠕变变形，当偏应力大于等于 1000 kPa 时，理论值远高于试验值，当偏应力达到 1300 kPa 时，误差达到了 20%，表明该模型在高偏应力条件下适用性较差。

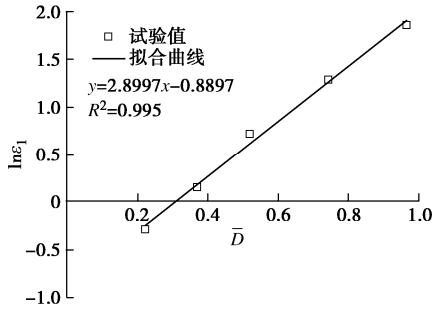


图 5 $\ln\varepsilon$ － $\bar{D}$ 关系曲线

Fig. 5 $\ln\varepsilon-\bar{D}$ relationship curve

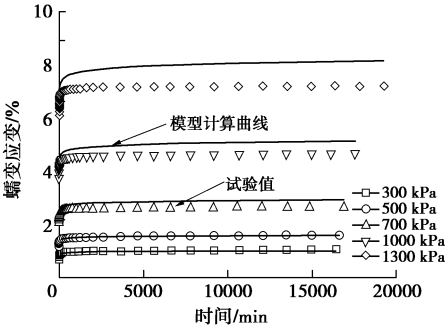


图 6 试验曲线与 Singh-Mitchell 模型曲线对比图

Fig. 6 Comparison of fitting curves between tests and Singh-Mitchell model

3.2　Mesri 蠕变模型

Mesri 模型采用幂函数表示应变－时间关系，双

曲线函数表示应力－应变关系，模型表达式为

$$\varepsilon=\left[\frac{(\sigma_1-\sigma_3)_f}{E_u}\right]\frac{\bar{D}}{1-R_f\bar{D}}\left(\frac{t}{t_r}\right)^{\lambda} \quad , \tag{5}$$

可简化为

$$\varepsilon=\left(\frac{2S_u}{E_u}\right)\frac{\bar{D}}{1-R_f\bar{D}}\left(\frac{t}{t_r}\right)^{\lambda} \quad 。 \tag{6}$$

对 t_r=1 min 时不同偏应力水平的应变进行拟合，结果如图 7 所示，即可确定模型参数，如表 3 所示。则此状态下的 Mesri 模型表达式为

$$\varepsilon=1.9394\frac{\bar{D}}{1-0.8691\bar{D}}t^{0.0187} \quad 。 \tag{7}$$

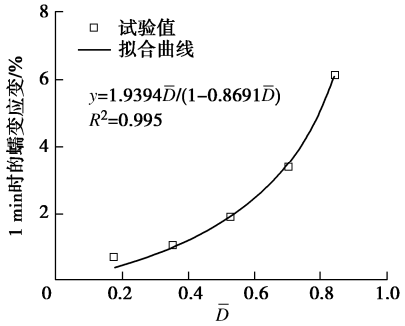


图 7 1 min 时的蠕变应变与应力水平的关系曲线

Fig.7 Relationship between creep strain and stress level at 1 min

表 3 围压 300 kPa 下 Mesri 蠕变模型参数取值

Table 3 Parameters of Mesri creep model under cell pressure of 300 kPa

围压/kPa	t_r/min	$2S_u/E_u$	R_f	λ
300	1	1.9394	0.8691	0.0187

图 8 为 Mesri 模型理论值与试验值对比图，可以看出，当偏应力低于 700 kPa，理论值远低于试验值，当偏应力高于 1000 kPa 时，理论值高于试验值，误差较大，表明 Mesri 模型不适合描述珊瑚砂蠕变变形规律。

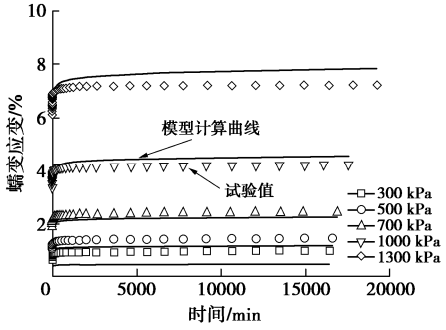


图 8 试验曲线与 Mesri 模型曲线对比图

Fig. 8 Comparison of fitting curves between tests and Mesri model

3.3 珊瑚砂蠕变经验模型

Singh-Mitchell 模型及 Mesri 模型应变－时间关系均采用幂函数表示，而幂函数形式下应变随着时间发展呈递增趋势，难以描述珊瑚砂稳定蠕变趋势，而采用双曲线描述应力－应变及应变－时间关系较为合适。因此，构建珊瑚砂蠕变：

$$\varepsilon=\varepsilon_0+\frac{aD}{a-bD}\frac{t}{T+t} \quad 。 \tag{8}$$

式中 $D=\sigma_1-\sigma_3$ 为应力偏差；$\sigma=(\sigma_1+2\sigma_3)/3$ 为平均应力；ε_0 为初始应变；t 为时间；a，b，T 为待定参数。

当 t=0 时，$\varepsilon=\varepsilon_0$；令：$\varepsilon_0=0$，则蠕变表达式为

$$\varepsilon=\frac{aD}{a-bD}\frac{t}{T+t} \quad 。 \tag{9}$$

（1）参数的确定

当 $t=\infty$ 时，代入式（9）中，得

$$\varepsilon_\infty=\frac{aD}{\sigma-bD} \quad 。 \tag{10}$$

绘制 $t=\infty$ 时 $\sigma\varepsilon_\infty/D-\varepsilon_\infty$ 关系曲线，见图 9。曲线截距为参数 a，斜率为参数 b，则：a=0.7689，b=0.4548。

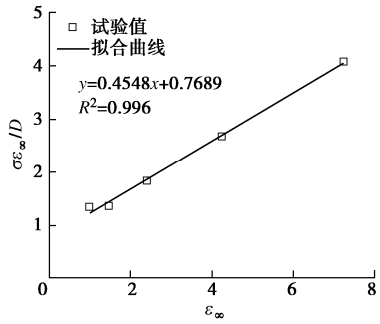


图 9 试样的 $\sigma\varepsilon_\infty/D-\varepsilon_\infty$ 关系曲线

Fig. 9 $\sigma\varepsilon_\infty/D-\varepsilon_\infty$ curve of sample

式（9）移项可得

$$\frac{t}{\varepsilon}=\frac{1}{\left(\frac{aD}{\sigma-bD}\right)}t+\frac{T}{\left(\frac{aD}{\sigma-bD}\right)} \quad 。 \tag{11}$$

绘制不同偏应力水平 $t/\varepsilon-t$ 曲线如图 10，每级荷载对应的 a，b，D，σ 均已知，得到平均值 T=17.2332 min，因此，蠕变模型表达式为

$$\varepsilon=\frac{0.7689D}{\sigma-0.4548D}\frac{t}{17.2332+t} \quad 。 \tag{12}$$

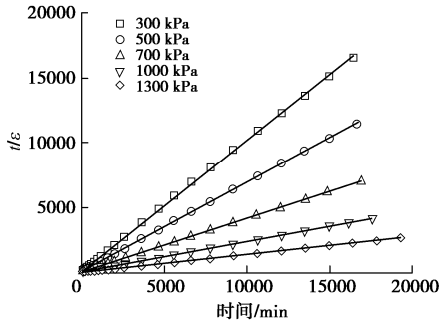


图 10 试样的 $t/\varepsilon-t$ 关系曲线

Fig. 10 t/ε-t curve of sample

（2）模型验证

模型计算曲线与试验曲线对比如图 11 所示。

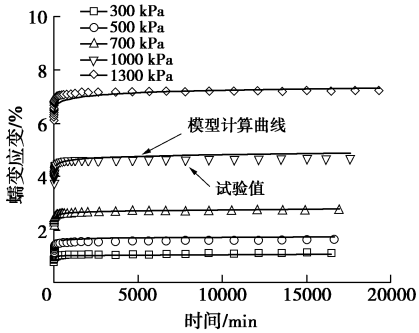


图 11 模型计算曲线与试验曲线对比图

Fig. 11 Comparison between fitting and experimental results

由图 11 可得，新建立模型计算曲线与试验曲线趋势基本一致，蠕变模型的蠕变增长速度随时间的增加而不断减小，并趋于稳定，符合珊瑚砂衰减蠕变的变形规律。

图 12 对比了 Singh-Mitchell 模型、Mesri 模型、本文构建的珊瑚砂蠕变模型。从图中可以看出，与 Singh- Mitchell 模型和 Mesri 模型相比，无论在低偏应力水平还是较高的偏应力水平，本文构建模型都能够描述珊瑚砂两阶段蠕变变形特性。

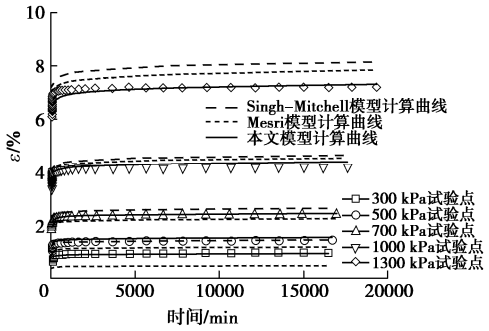


图 12 3 种模型计算曲线及试验曲线对比图

Fig. 12 Comparison between fitting curves and three models

4 结　　论

（1）开展了不同围压和偏应力条件下珊瑚砂固结排水蠕变试验，得到珊瑚砂蠕变呈典型的两个阶段。分析了 Singh-Mitchell、Mesri 蠕变模型实用性，得到前者不适合应用于较高的偏应力试验条件，后者在各个偏应力条件下均存在一定偏差。

（2）构建了珊瑚砂蠕变模型，通过与试验结果对比分析可知，该模型优于 Singh-Mitchell 模型和 Mesri 模型。特别地，当偏应力水平大于或等于 1000kPa 时，本文构建蠕变模型对于珊瑚砂蠕变特性描述更准确。另外，该模型只有 3 个待定参数，计算简便。

参考文献：

[1] 叶剑红, 曹　梦, 李　刚. 中国南海吹填岛礁原状钙质砂蠕变特征初探[J]. 岩石力学与工程学报, 2019, **38**(6): 1242－1251. (YE Jian-hong, CAO Meng, LI Gang. A preliminary study on the creep characteristics of the undisturbed calcareous sand of the reclamation islands and reefs in the South China Sea[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2019, **38**(6): 1242－1251. (in Chinese))

[2] 彭　宇, 丁选明, 肖　杨, 等. 基于染色标定与图像颗粒分割的钙质砂颗粒破碎特性研究[J]. 岩土力学, 2019, **40**(7): 2663－2672. (PENG Yu, DING Xuan-ming, XIAO Yang, et al. Research on the breaking characteristics of calcareous sand particles based on dyeing calibration and image particle segmentation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, **40**(7): 2663－2672. (in Chinese))

[3] 黄宏翔, 陈育民, 王建平, 等. 钙质砂抗剪强度特性的环剪试验[J]. 岩土力学, 2018, **39**(6): 2082－2088. (HUANG Hong-xiang, CHEN Yu-min, WANG Jian-ping, et al. Annular shear test on the shear strength characteristics of calcareous sand[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, **39**(6): 2082－2088. (in Chinese))

[4] 朱长歧, 陈海洋, 孟庆山, 等. 钙质砂颗粒内孔隙的结构特征分析[J]. 岩土力学, 2014, **35**(7): 1831－1836. (ZHU Chang-qi, CHEN Hai-yang, MENG Qing-shan, et al. Analysis of the structural characteristics of pores in calcareous sand particles[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **35**(7): 1831－1836. (in Chinese))

[5] 袁庆盟, 孔　亮, 赵亚鹏. 考虑水合物填充和胶结效应的深海能源土弹塑性本构模型[J]. 岩土力学, 2020, **41**(7): 1－10. (YUAN Qing-meng, KONG Liang, ZHAO Ya-peng. Elastoplastic constitutive model of deep-sea energy soil considering hydrate filling and cementing effect[J]. Rock and Soil Mechanics, 2020, **41**(7): 1－10. (in Chinese))

[6] YAO Yang-ping, LIU Lin, LUO Ting, et al. Unified hardening (UH) model for clays and sands[J]. Computers and Geotechnics, 2019, **110**: 326－343.

[7] 王艳芳, 蔡正银, 蔡燕燕, 等. 饱和土排水蠕变特性对比研究[J]. 应用基础与工程科学学报, 2017, **25**(5): 985－997. (WANG Yan-fang, CAI Zheng-yin, CAI Yan-yan, et al. Comparative study on the creep characteristics of saturated soil drainage[J]. Journal of Applied Basic and Engineering Sciences, 2017, **25**(5): 985－997. (in Chinese))

[8] 王艳芳, 蔡燕燕, 蔡正银. 饱和砂土蠕变特性实验[J]. 华侨大学学报(自然科学版), 2017, **38**(1): 31－37. (WANG Yan-fang, CAI Yan-yan, CAI Zheng-yin. Experiment on the creep characteristics of saturated sand[J]. Journal of Huaqiao

University (Natural Science Edition), 2017, **38**(1): 31 – 37. (Chinese))

[9] YIN J H, GRAHAM J. Elastic visco-plastic modeling of one-dimensional consolidation[J]. Géotechnique, 1996, **46**: 515 – 527.

[10] 殷建华. 等效时间和岩土材料的弹黏塑性模型[J]. 岩石力学与工程学报, 1999, **18**(2): 124 – 128. (YIN Jian-hua. Equivalent time and elasto-viscoplastic model of geotechnical materials[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 1999, **18**(2): 124 – 128. (in Chinese))

[11] 袁 静, 龚晓南, 益德清. 岩土流变模型的比较研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2001, **20**(6): 772 – 779. (YUAN Jing, GONG Xiao-nan, YI De-qing. Comparative research on rheological model of rock and soil[J]. Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2001, **20**(6): 772 – 779. (in Chinese))

[12] 张先伟, 王常明. 饱和软土的经验型蠕变模型[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2011, **42**(3): 791 – 796. (ZHANG Xian-wei, WANG Chang-ming. Empirical creep model of saturated soft soil[J]. Journal of Central South University (Natural Science Edition), 2011, **42**(3): 791 – 796. (in Chinese))

[13] SINGH A, MITCHELL J K. General stress-strain-time function for clay[J]. Journal of the Clay Mechanics and Foundation Division, 1968, **94**(SM1): 21 – 46.

[14] MESRI G, REBRES-CORDERO E, SHIELDS D R, et al. Shear stress-strain-time behaviour of clays[J]. Géotechnique, 1981, **31**: 537 – 552.

[15] LIN H D, WANG C C. Stress-strain-time function of clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenviromental Engineering, 1998, **124**(4): 289 – 296.

[16] 王常明, 王 清, 张淑华. 滨海软土蠕变特性及蠕变模型[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, **23**(2): 227 – 230. (WANG Chang-ming, WANG Qing, ZHANG Shu-hua. Creep characteristics and creep model of coastal soft soil[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, **23**(2): 227 – 230. (Chinese))

[17] 卢萍珍, 曾 静, 盛 谦. 软黏土蠕变试验及其经验模型研究[J]. 岩土力学, 2008, **29**(4): 1041 – 1044, 1052. (LU Ping-zhen, ZENG Jing, SHENG Qian. Research on creep test of soft clay and its empirical model[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, **29**(4): 1041 – 1044, 1052. (Chinese))

[18] LADE P V, CARL D, LIGGIO J, et al. Strain rate, creep, and stress drop-creep experiments on crushed coral sand[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2009, **135**(7): 941 – 953.

[19] LADE P V. Creep, stress relaxation, and rate effects in sand[C]// Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 2009, Alexandria.

[20] LÜ Y R, LI F, LIU Y W, et al. Comparative study of coral sand and silica sand in creep under general stress states[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2017, **54**(11): 1601 – 1611.

[21] 张小燕, 蔡燕燕, 王振波, 等. 珊瑚砂高压力下一维蠕变分形破碎及颗粒形状分析[J]. 岩土力学, 2018, **39**(5): 1573 – 1580. (ZHANG Xiao-yan, CAI Yan-yan, WANG Zhen-bo, et al. One-dimensional creep fractal fracture and particle shape analysis of coral sand under high pressure[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, **39**(5): 1573 – 1580. (Chinese))

（编校：黄贤沙）

《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正或删减。文图、资料、数据务求准确无误，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。单栏图图幅宽为8.0 cm，双栏图图幅宽为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、标准等）：[参考文献序号] 主要责任者. 题名：其他题名信息[文献类型标识/文献载体标识]. 其他责任者. 版本项. 出版地：出版者, 出版年：引文页码[引用日期]. 获取和访问路径. 数字对象唯一标识符.

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

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

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

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

外文文献著录规则同中文文献。外国人名，姓前名后，名用缩写，不加缩写点。

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

4 退　稿

（1）未录用稿件一般以E-mail发送退稿通知。

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

（3）退稿不承诺提供审阅意见。

5 本刊编辑部

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

中国标准连续出版物号 ISSN 1000－4548 / CN 32－1124/TU　　发行代号 国内 28－62 / 国外 MO 0520　　定价：150.00元