

ISSN 1000 - 4548  
CODEN YGXUEB

# 岩 土 工 程 学 报

Chinese Journal of Geotechnical Engineering

第 42 卷 增刊 1 (总 357 期)  
Vol.42 Supp.1 (Total 357)

增 刊 1

2020

主 办

中国水利学会  
中国力学学会  
中国水力发电工程学会

中国土木工程学会  
中国建筑学会  
中国振动工程学会

ISSN 1000-4548



9 771000 454209

## 目 次

- 北疆白砂岩特殊物理力学性质试验研究 ..... 邓铭江, 蔡正银, 郭万里, 黄英豪, 张晨 (1)  
用于土体宏微观力学特性测试的微型三轴仪研制 ..... 蒋明镜, 李光帅, 曹培, 吴晓峰 (6)  
砂质黄土土-水特征曲线的试验研究 ..... 蔡国庆, 韩博文, 杨雨, 刘祎, 赵成刚 (11)  
黏粒含量对细粒尾矿物理力学性质的影响 ..... 胡再强, 郭婧, 梁志超, 王凯, 冯哲, 陈振鹏 (16)  
主应力轴变化下各向异性钙质砂的定轴剪切特性 ..... 沈扬, 梁晖, 葛华阳, 俞演名, 沈雪 (22)  
复合桶型风电基础姿态监测与模拟 ..... 关云飞, 韩迅, 曹永勇, 刘永刚, 唐译, 朱洵, 张晨, 李鹏飞 (27)  
工程泥浆自重固结及低位真空加载过程的大型模型试验研究 ..... 詹良通, 江文豪, 王顺玉, 杨策, 庄涛 (32)  
基于旁压试验获得计算参数的非线性沉降计算方法 ..... 张玉成, 胡海英, 杨光华, 钟志辉, 刘琼, 刘翔宇 (38)  
交通荷载作用下  $K_0$  固结硬黏土动力特性研究 ..... 刘旭明, 潘坤, 杨仲轩, 蔡袁强 (45)  
基于离心模型试验的降雨诱发滑坡宏细观机理研究 ..... 杜强, 周健 (50)  
应力洛德角旋转路径下粗粒土的力学行为 ..... 周跃峰, 潘家军, 程展林, 左永振 (55)  
珊瑚砂最大剪切模量和阻尼比的共振柱试验研究 ..... 李小梅, 王芳, 韩林, 关云飞, 占鑫杰 (60)  
海水侵蚀环境对钙质砂水泥土强度影响及微观结构研究 ..... 万志辉, 戴国亮, 龚维明, 竺明星, 高鲁超 (65)  
水平受荷桩桩身响应的线性方程解及应用分析 ..... 李炀, 吴曙光, 张四平, 高倩德, 黄磊 (70)  
筑坝堆石料力学特性试验等效密度确定方法研究 ..... 卢一为, 程展林, 潘家军, 江泊洧, 徐晗 (75)  
基于 Akima 插值理论的水平试桩数据处理方法研究 ..... 竺明星, 尹倩, 龚维明, 戴国亮, 卢红前 (80)  
复合地基离心模型试验桩土应力分布测试分析 ..... 姜彦彬, 何宁, 何斌, 汪璋淳, 张中流, 朱锐 (85)  
旋挖挤扩灌注桩抗拔机理模型试验 ..... 陈立宏, 刘丽, 张志鹏 (90)  
干湿循环作用下粉煤灰改良黄土路基的动强度试验研究 ..... 钟秀梅, 王谦, 刘钊钊, 白兰, 马金莲, 刘富强, 李娜, 王峻 (95)  
砾石土心墙料的强度与变形特性试验研究 ..... 左永振, 赵娜, 周跃峰 (100)  
基于 NHRI 离心机机械手的港池开挖模拟研究 ..... 任国峰, 蔡正银, 顾行文, 徐光明 (105)  
不同雨强条件下黄土边坡降雨入渗特性模型试验研究 ..... 曾昌禄, 李荣建, 关晓迪, 张世斌, 白维仕 (111)  
静动荷载作用下海洋软黏土刚度弱化特性研究 ..... 陆素洁, 童俊豪, 潘坤, 袁宗浩, 潘晓东, 史吏, 何奔 (116)  
一种低液限黏土的分散性试验研究 ..... 彭文明, 李建, 张延亿, 罗启迅 (121)  
基于自然应变损伤模型的膨胀土冻融损伤分析 ..... 赵顺利, 邓伟杰, 路新景, 方旭东, 李雪统 (127)  
抗滑短桩加固土坡模型试验及数值分析 ..... 曾红艳, 韩利彪, 周成, 刘伟, 谭昌明 (132)  
无侧限抗压强度异常值处理新方法的研究 ..... 刘鸿飞, 刘俊芳, 苏跃宏, 金言 (137)  
新型透明黏土的配制及其基本特性研究 ..... 吴跃东, 陈明建, 周云峰, 刘坚 (141)  
磁悬浮列车运行引起的环境微振动实测分析 ..... 余宽原, 顾晓强, 黄茂松, 马险峰, 李宁 (146)  
 $P$  波波速与孔隙水压力系数  $B$  值关系的弯曲元试验研究 ..... 顾晓强, 左康乐, 高广运 (151)  
振冲桩法碎石原料与实际成桩体抗剪强度差异试验研究 ..... 江泊洧, 王小华, 饶锡保, 丁高俊, 张雪杨, 黄帅 (156)  
堆石料变形特性尺度效应的理论基础及应用验证 ..... 魏然, 吴帅峰, 汪小刚, 蔡红 (161)  
沥青混凝土心墙坝抗震加固离心机振动台试验研究 ..... 焦阳, 任国峰, 彭卫军, 顾行文, 王年香 (167)  
改性土-膨润土阻隔屏障化学渗透膜效应研究 ..... 傅贤雷, 张润, 万勇, 杜延军, 杨玉玲, 毕钰璋 (172)  
组合根系加固坡土的直剪试验及数值模拟 ..... 王一冰, 吴美苏, 周成 (177)  
基于最小二乘和修正 Kumar 法的动模量计算方法 ..... 沈吉荣, 陈少林 (183)  
原状软黏土空心圆柱试样制备技术改进及应用 ..... 丁智, 虞健刚, 孙苗苗, 叶科, 陆钊 (188)  
水平荷载作用下压力型扩大头锚杆承载特性试验研究 ..... 王哲, 陆柯颖, 王乔坎, 崔涵晟, 任康, 马少俊, 许四法 (193)  
基于改进 SSRT 测试方法的砂土颗粒侵蚀特性试验 ..... 袁野, 王琛, 梁发云 (198)  
潮位变化对江底大直径盾构管片受力影响现场测试研究 ..... 阳军生, 戴勇, 房中玉, 章怡, 龚方浩 (203)  
非接触测试技术在模型沉桩试验中的应用 ..... 姜贊, 陆烨, 唐侨楚, 王校勇 (208)  
适用于显微 CT 扫描的微型动三轴仪研制与试验验证 ..... 蒋明镜, 吕雷, 石安宁, 曹培, 吴晓峰 (214)  
离岸多隔舱钢桶基础下沉和顶升原位试验 ..... 曹永勇 (219)  
山岭隧道收敛变形无线感知及预测方法 ..... 王天宁, 王利宁, 薛亚东, 张越, 张东明, 黄宏伟 (224)  
北疆白砂岩与泥岩的土水特征曲线及渗透曲线实验研究 ..... 谭志翔, 王正中, 葛建锐, 江浩源, 刘铨鸿, 孟晓栋 (229)  
湿干冻融耦合作用下膨胀土裂隙发育方向性研究 ..... 张晨, 朱洵, 黄英豪, 郭万里, 韩迅 (234)  
赤泥基土壤聚合物固化重金属的机理研究 ..... 周显, 胡波, 童军, 侯浩波, 张婷, 万沙, 耿军军 (239)  
压实度和含水率对非饱和土导热系数的影响 ..... 徐洁, 胡海涛, 郑植 (244)  
基于 MICP 技术的淤泥质土固化试验研究 ..... 蔡红, 肖建章, 王子文, 李洁 (249)  
微生物诱导矿化风沙土的紫外侵蚀微观试验研究 ..... 高瑜, 姚德, 韩宏伟, 李驰 (254)

## CONTENTS

Experimental study on special physical and mechanical properties of white sandstone in North Xinjiang .....	DENG Ming-jiang, CAI Zheng-yin, GUO Wan-li, HUANG Ying-hao, ZHANG Chen (1)
Development of miniature triaxial apparatus for testing of macro- and micro-mechanical behaviors of soils .....	JIANG Ming-jing, LI Guang-shuai, CAO Pei, WU Xiao-feng (6)
Experimental study on soil-water characteristic curves of sandy loess .....	CAI Guo-qing, HAN Bo-wen, YANG Yu, LIU Yi, ZHAO Cheng-gang (11)
Effects of clay content on physical and mechanical properties of fine tailings .....	HU Zai-qiang, GUO Jing, LIANG Zhi-chao, WANG Kai, FENG Zhe, CHEN Zhen-peng (16)
Fixed-axis shear characteristics of anisotropic calcareous sand under variation of principal stress axes .....	SHEN Yang, LIANG Hui, GE Hua-yang, YU Yan-ming, SHEN Xue (22)
Attitude monitoring and simulation of composite bucket foundation of wind turbine .....	GUAN Yun-fei, HAN Xun, CAO Yong-yong, LIU Yong-gang, TANG Yi, ZHU Xun, ZHANG Chen, LI Peng-fei (27)
Large-scale model test investigation on self-weight consolidation and low vacuum loading process of construction waste slurry ...	ZHAN Liang-tong, JIANG Wen-hao, WANG Shun-yu, YANG Ce, ZHUANG Tao (32)
Non-linear settlement calculation method based on soil parameters obtained from pressuremeter tests .....	ZHANG Yu-cheng, HU Hai-ying, YANG Guang-hua, ZHONG Zhi-hui, LIU Qiong, LIU Xiang-yu (38)
Cyclic response of $K_0$ -consolidated stiff clay under traffic loading .....	LIU Xu-ming, PAN Kun, YANG Zhong-xuan, CAI Yuan-qiang (45)
Centrifugal model tests on slope failure induced by rainfall .....	DU Qiang, ZHOU Jian (50)
Behaviour of coarse grained soil with rotation path of stress Lode's angle .....	ZHOU Yue-feng, PAN Jia-jun, CHENG Zhan-lin, ZUO Yong-zhen (55)
Resonant column tests on maximum shear modulus and damping ratio of coral sand .....	LI Xiao-mei, WANG Fang, HAN Lin, GUAN Yun-fei, ZHAN Xin-jie (60)
Strength and microstructure of calcareous sand-cemented soil under seawater erosion environment .....	WAN Zhi-hui, DAI Guo-liang, GONG Wei-ming, ZHU Ming-xing, GAO Lu-chao (65)
Linear equation solution of horizontally loaded piles and its application .....	LI Yang, WU Shu-guang, ZHANG Si-ping, GAO Qian-de, HUANG Lei (70)
Equivalent density determination method for dam rockfill materials in mechanical tests .....	LU Yi-wei, CHENG Zhan-lin, PAN Jia-jun, JIANG Ji-wei, XU Han (65)
Data processing method for laterally loaded trial piles based on Akima interpolation theory .....	ZHU Ming-xing, YIN Qian, GONG Wei-ming, DAI Guo-liang, LU Hong-qian (80)
Distribution of pile-soil stress in centrifugal modelling of composite foundation .....	JIANG Yan-bin, HE Ning, HE Bin, WANG Zhang-chun, ZHANG Zhong-liu, ZHU Rui (85)
Model tests on pull-out mechanism of rotary excavation squeezed cast-in-place piles ...	CHEN Li-hong, LIU Li, ZHANG Zhi-peng (90)
Dynamic strength of fly ash-modified loess subgrade under influences of drying-wetting cycle .....	ZHONG Xiu-mei, WANG Qian, LIU Zhao-zhao, BAI Lan, MA Jin-lian, LIU Fu-qiang, LI Na, WANG Jun (95)
Experimental study on strength and deformation characteristics of gravelly soil core materials .....	ZUO Yong-zhen, ZHAO Na, ZHOU Yue-feng (100)
Basin excavation using robotic manipulator of geo-centrifuge at NHRI .....	REN Guo-feng, CAI Zheng-yin, GU Xing-wen, XU Guang-ming (105)
Experimental study on rainfall infiltration characteristics of loess slopes under different rainfall intensities .....	ZENG Chang-lu, LI Rong-jian, GUAN Xiao-di, ZHANG Shi-bin, BAI Wei-shi (111)
Stiffness degradation of marine soft clay under monotonic and cyclic loadings .....	LU Su-jie, TONG Jun-hao, PAN Kun, YUAN Zong-hao, PAN Xiao-dong, SHI Li, HE Ben (116)

Experimental study on dispersion of one kind of low liquid limit clay	PENG Wen-ming, LI Jian, ZHANG Yan-yi, LUO Qi-xun	(121)
Freeze-thaw damage analysis of expansive soils based on natural strain damage model	ZHAO Shun-li, DENG Wei-jie, LU Xin-jing, FANG Xu-dong, LI Xue-tong	(127)
Model tests and numerical analysis of slopes reinforced by short anti-sliding piles	ZENG Hong-yan, HAN Li-biao, ZHOU Cheng, LIU Wei, TAN Chang-ming	(132)
New method for dealing with unconfined compressive strength outliers	LIU Hong-fei, LIU Jun-fang, SU Yue-hong, JIN Yan	(137)
Distribution and basic characteristics of new transparent clay	WU Yue-dong, CHEN Ming-jian, ZHOU Yun-feng, LIU Jian	(141)
Measurement and analysis of environmental vibration caused by maglev train	YU Kuan-yuan, GU Xiao-qiang, HUANG Mao-song, MA Xian-feng, LI Ning	(146)
Investigation on relationship between P-wave velocity and B-value by bender element tests	GU Xiao-qiang, ZUO Kang-le, GAO Guang-yun	(151)
Experimental study on difference of shear strength between gravel materials and actual vibroflotation piles	JIANG Ji-wei, WANG Xiao-hua, RAO Xi-bao, DING Gao-jun, ZHANG Xue-yang, HUANG Shuai	(156)
Theoretical basis and application verification of scale effects of deformation characteristics of rockfill	WEI Ran, WU Shuai-feng, WANG Xiao-gang, CAI Hong	(161)
Aseismic measures for asphalt concrete core dams by dynamic centrifuge modelling tests	JIAO Yang, REN Guo-feng, PENG Wei-jun, GU Xing-wen, WANG Nian-xiang	(167)
Chemico-osmotic membrane behaviors of amended soil-bentonite vertical barrier	FU Xian-lei, ZHANG Run, WAN Yong, DU Yan-jun, YANG Yu-ling, BI Yu-zhang	(172)
Direct shear tests and numerical simulation on slope soils reinforced by composite roots	WANG Yi-bing, WU Mei-su, ZHOU Cheng	(177)
Method for dynamic modulus based on least square and modified Kumar methods	SHEN Ji-rong, CHEN Shao-lin	(183)
Improvement and application of preparing technique for hollow cylinder samples of undisturbed soft clay	DING Zhi, YU Jian-gang, SUN Miao-miao, YE Ke, LU Zhao	(188)
Experimental study on failure characteristics of pressured under-reamed anchors under horizontal loads	WANG Zhe, LU Ke-ying, WANG Qiao-kan, CUI Han-sheng, REN Kang, MA Shao-jun, XU Si-fa	(193)
Erosion resistance of sand particles based on improved device in simplified scour resistance test	YUAN Ye, WANG Chen, LIANG Fa-yun	(198)
Field tests on effects of changes of tidal level on stress of large-diameter shield segments under rivers	YANG Jun-sheng, DAI Yong, FANG Zhong-yu, ZHANG Yi, GONG Fang-hao	(203)
Application of non-contact testing technology in model tests on press-in piles	JIANG Yun, LU Ye, TANG Qiao-chu, WANG Xiao-yong	(208)
Development of miniature dynamic triaxial apparatus for microt scanning and its experimental verification	JIANG Ming-jing, LÜ Lei, SHI An-ning, CAO Pei, WU Xiao-feng	(214)
In-situ tests on sinking and lifting on offshore steel-bucket foundation with multi-bay	CAO Yong-yong	(219)
Wireless sensing and prediction method for convergence deformation of mountain tunnels	WANG Tian-ning, WANG Li-ning, XUE Ya-dong, ZHANG Yue, ZHANG Dong-ming, HUANG Hong-wei	(224)
Experimental study on soil-water characteristic curve and permeability curve of white sandstone and mudstone in northern Xinjiang	TAN Zhi-xiang, WANG Zheng-zhong, GE Jian-rui, JIANG Hao-yuan, LIU Quan-hong, MENG Xiao-dong	(229)
Directionality of fissures in expansive soils under cyclic action of coupling wetting-drying and freeze-thaw	ZHANG Chen, ZHU Xun, HUANG Ying-hao, GUO Wan-li, HAN Xun	(234)
Mechanism of heavy metal stabilization by red mud-based geopolymer	ZHOU Xian, HU Bo, TONG Jun, HOU Hao-bo, ZHANG Ting, WAN Sha, GENG Jun-jun	(239)
Effects of compaction and water content on thermal conductivity of unsaturated soils	XU Jie, HU Hai-tao, ZHENG Zhi	(244)
Experimental study on solidification of soft clay based on MICP	CAI Hong, XIAO Jian-zhang, WANG Zi-wen, LI Jie	(249)
Micro-experiment on MICP-treated Aeolian sandy soil under ultraviolet erosion environment	GAO Yu, YAO De, HAN Hong-wei, LI Chi	(254)

DOI: 10.11779/CJGE2020S1001

# 北疆白砂岩特殊物理力学性质试验研究

邓铭江<sup>1</sup>, 蔡正银<sup>2, 3</sup>, 郭万里<sup>\*3</sup>, 黄英豪<sup>2, 3</sup>, 张晨<sup>3</sup>

(1. 新疆维吾尔自治区水利厅, 新疆 乌鲁木齐 830000; 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:** 白砂岩是戈壁沙漠地区输水渠道常见土料, 其物理力学性质决定了渠道的安全稳定。开展了一系列室内试验发现白砂岩特殊的物理力学性质, 主要如下结论: ①白砂岩的土体分类为粉土质砂, 主要矿物成分为石英, 质量占比为 66%, 黏土矿物为蒙脱石和高岭石, 质量占比之和为 17%, 特殊的矿物成分和颗粒级配使得该土料性质较为特殊, 其中, 液塑限特性方面接近于低液限黏土; 渗透系数数量级为  $10^{-6}$  cm/s, 接近于淤泥土和黏土。②白砂岩无论是疏松还是密实状态, 应力都表现为应变硬化型, 体变无剪胀发生。黏聚力随着压实度的增加显著增加, 压实度为 96%时,  $c=41$  kPa, 接近于黏土; 内摩擦角则几乎与压实度无关, 不同压实度下基本都为  $31.8^\circ$ 。③白砂岩的  $e - \ln p$  平面内的临界状态线呈现出的规律与易碎散粒材料如珊瑚砂甚至堆石料相同; 且临界状态应力比并非定值, 而是受到围压和初始密度的影响。这都与普通砂土的临界状态特性存在显著差异。

**关键词:** 白砂岩; 粉土质砂; 三轴试验; 临界状态; 强度变形

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)S1-0001-05

**作者简介:** 邓铭江(1960—), 男, 博士, 湖南永阳人, 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。

## Experimental study on special physical and mechanical properties of white sandstone in North Xinjiang

DENG Ming-jiang<sup>1</sup>, CAI Zheng-yin<sup>2, 3</sup>, GUO Wan-li<sup>3</sup>, HUANG Ying-hao<sup>2, 3</sup>, ZHANG Chen<sup>3</sup>

(1. Department of Water Resources of Xinjiang Uygur Autonomous Region, Urumchi 830000, 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 white sandstone is a commonly used soil material in the Gobi canal. In order to study its physical and mechanical properties, a series of indoor tests are carried out. The following conclusions are drawn: (1) The white sandstone can be classified as the silty sand, its main mineral composition is quartz sand with the mass percent of 66%, and the clay mineral is montmorillonite and kaolinite, accounting for 17%. The special mineral composition and grain size distribution of the silty sand makes it have special behavior, which is similar to that of sand and clay. Among them, the liquid plastic limit closes to that of the low liquid limit clay. The permeability coefficient is on the order of  $10^{-6}$  cm/s, closing to that of silt and clay. (2) Whether it is in loose or dense state, the stress of the white sandstone sand is shown as strain hardening, and no volume dilatation occurs. The cohesion increases significantly with the increasing compaction degree, when the compaction degree is 96%,  $c=41$  kPa, which is close to that of the clay. The internal friction angle has little relation with the compaction degree, which is basically  $31.8^\circ$  under different compaction degrees. (3) The critical state line in the  $e-\ln p$  space of the white sandstone is the same as that of brittle granular materials such as coral sand and even rockfills. Moreover, the critical state stress ratio is not a constant, but affected by the confining pressure and the initial density. All of those are significantly different from the critical state characteristics of the ordinary sandy soils.

**Key words:** white sandstone; silty sand; triaxial test; critical state; strength-deformation characteristic

## 0 引言

白砂岩是西北戈壁沙漠区常见的一种土料, 随着国家“一带一路”战略的推进, 以乌鲁木齐为中心的

**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); 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, 2019T120443)

收稿日期: 2020-06-04

\*通信作者(E-mail: guowljs@163.com)

西北地区成为重要的支点，相关工程建设陆续开展。比如，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长距离调水工程<sup>[1-2]</sup>。其中，部分渠道穿过戈壁沙漠地区，交通运输极为不便，渠道填方段往往就近取材，因此白砂岩成为常见的填料。

目前，关于白砂岩的研究较少，建设人员对其物理力学性质了解不够深刻，大多数是依靠对普通砂土的工程经验。事实上，在实际施工过程中，人们已经发现白砂岩所表现出来的部分特征并不像是典型的砂土。比如，白砂岩受到渠水浸入之后，具备较强的黏性，甚至能黏附于车轮之上。若简单地将其当作普通砂土，可能会导致安全隐患，因此，亟需开展相关研究。

基于此，本文对白砂岩开展了系列室内试验研究，测试了主要的物理力学指标，对比分析了其与典型砂土和黏土之间的异同，指出了白砂岩的特殊性，为戈壁渠道的设计与建设提供理论参考。

## 1 白砂岩基本性质

试验选用的材料为某输水渠道白砂岩，天然状态下土料形态如图 1 所示，并非是砂颗粒，而是大部分土颗粒都结成大大小小的土块。



图 1 天然状态下的白砂岩

Fig. 1 White sandstone at natural state

通过 X 衍射仪确定了白砂岩的矿物成分，试验结果如表 1 所示。其中，该白砂岩的主要矿物成分为石英，百分含量为 66%；黏土矿物为蒙脱石和高岭石，占比之和为 17%。

表 1 白砂岩矿物成分

Table 1 Mineral composition of white sandstone

矿物组成	蒙脱石	水云母	长石	高岭石	石英
含量/%	2	5	12	15	66

剔除碎石等杂质后，颗粒相对密度  $G_s=2.62$ ，土料最大粒径为 5 mm，级配曲线如图 2 所示。白砂岩

界限粒径及界限系数如表 2 所示，其中平均粒径  $d_{50}=0.208$  mm，不均匀系数  $C_u=106.7$ ，曲率系数  $C_c=5.7$ 。

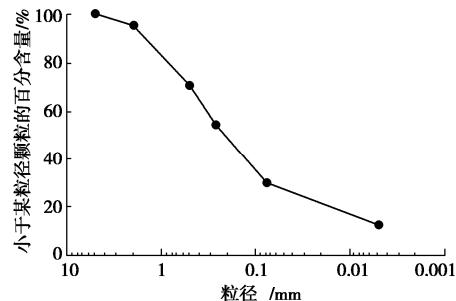


图 2 白砂岩的级配曲线

Fig. 2 Grain-size distribution curve of white sandstone

表 2 白砂岩界限粒径及界限系数

Table 2 Boundary particle sizes and coefficients of white sandstone

有效粒径 $d_{10}/\text{mm}$	中间粒径 $d_{30}/\text{mm}$	平均粒径 $d_{50}/\text{mm}$	限制粒径 $d_{60}/\text{mm}$	不均匀系数 $C_u$	曲率系数 $C_c$
0.003	0.074	0.208	0.32	106.7	5.7

根据水利部《土工试验方法标准（GBT 50123—2019）》<sup>[3]</sup>，试样中粒径大于 0.075 mm 的粗粒组质量多于总质量的 50% 的土称为粗粒类土，粗粒类土中砾粒组质量大于总质量 50% 的称为砾类土，粒径大于 2 mm 的砾粒组质量少于或等于总质量 50% 的土称为砂类土。

白砂岩土样的粒组含量列于表 3。从表 3 可见，白砂岩细粒 ( $<0.075$  mm) 含量为 30.1%，粗粒组 ( $>0.075$  mm) 含量为 69.7%，因此该土样为粗粒土。进一步地，试样中粒径大于 2 mm 的细砾质量仅占总质量的 5.6%，而砂粒占 65.2%，因此该白砂岩可细分为砂类土。

表 3 白砂岩的粒组含量

Table 3 Percentages of particle group white sandstone

粒组划分	粒径 $d/\text{mm}$	百分比/%	合计百分比/%
细砾	$5 \geq d > 2$	4.7	4.7
粗砂	$2 \geq d > 0.5$	24.8	
中砂	$0.5 \geq d > 0.25$	16.3	65.2
细砂	$0.25 \geq d > 0.075$	24.1	
粉粒	$0.075 \geq d > 0.005$	17.3	30.1
黏粒	$d \leq 0.005$	12.8	

细粒 ( $<0.075$  mm) 含量为 30.3%，介于 15%~50% 之间，且细粒中以粉粒 (0.075 mm ~ 0.005 mm) 为主，占比为 17.3%，因此，该白砂岩最终可归类为粉土质砂，代号为 SM<sup>[3]</sup>。

尽管白砂岩根据粒组可以被分为粉土质砂，但是，

在试验过程中发现白砂岩呈现出一些特殊的性质, 本节将主要就相关特性开展研究。

### 1.1 液塑限指数

《土工试验方法标准》规定<sup>[3]</sup>: 一般而言, 界限含水率试验针对的土料为粒径小于 0.5 mm 的土料<sup>[3]</sup>。白砂岩粒径小于 0.5 mm 的土颗粒质量占比为 70.5%, 粒径大于 0.5 mm 的土颗粒质量占比达 29.5%, 并不符合《土工试验方法标准》的一般规定<sup>[3]</sup>。但是, 实践中发现, 白砂岩在浸水之后具有显著的黏性, 能够成块地黏附在车轮上。因此, 对原级配白砂岩开展了界限含水率试验。

试验表明, 白砂岩 17 mm 液限为 29.9%, 塑限为 14.8%, 塑性指数为 15.1, 将其绘制在 17 mm 液限所对应的塑性图中, 如图 3 所示。可见, 白砂岩处于 CL 区域, 即白砂岩在液塑限特性方面接近于低液限黏土。

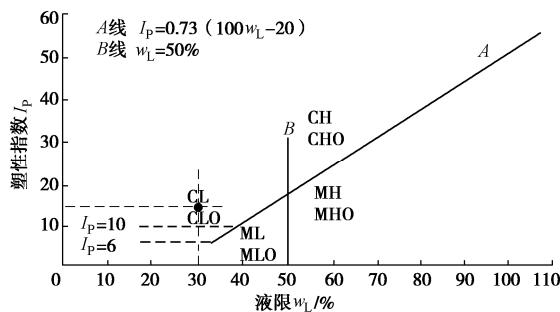


图 3 白砂岩 17 mm 液限所对应的塑性图

Fig. 3 Plastic diagram corresponding to 17 mm-liquid limit of white sandstone

### 1.2 最大干密度

《土工试验方法标准》<sup>[3]</sup>对相对密度试验的一般规定为: 土样为能自由排水砂砾土, 粒径不应大于 5 mm, 且粒径为 2~5 mm 的土样质量不应大于总质量的 15%。白砂岩粒径都小于 5 mm, 且 2~5 mm 的土样占比为 4.7%, 满足相对密实度的一般规定, 因此, 笔者首先对白砂岩开展了相对密度试验。试验结果表明, 白砂岩的最大干密度为 1.63 g/cm<sup>3</sup>, 最小干密度为 1.18 g/cm<sup>3</sup>。试验结果显然与渠道现场运行情况不符, 不少渠段白砂岩干密度实测值都大于 1.75 g/cm<sup>3</sup>, 明显高于试验所得的最大干密度 1.63 g/cm<sup>3</sup>。

因此, 继续对白砂岩开展重型击实试验。《土工试验方法标准》<sup>[3]</sup>中击实试验的对土体的一般规定为: 土样粒径小于 20 mm, 白砂岩显然满足该要求。重型击实试验得到的最大干密度为 1.98 g/cm<sup>3</sup>, 最优含水率为 10%。击实试验得到的最大干密度符合实际。

### 1.3 渗透性

鉴于界限含水率试验和击实试验, 初步得到白砂岩具备黏土的性质, 因此采用变水头渗透试验来测量

白砂岩的渗透系数。

试验测量了 4 个不同干密度试样的渗透系数, 其中试样最大干密度 1.90 g/cm<sup>3</sup>, 压实度 96.0%; 最小干密度 1.75 g/cm<sup>3</sup>, 压实度 88.4%, 得到的饱和渗透系数如表 4 所示。

表 4 白砂岩的渗透系数

Table 4 Permeability coefficients of white sandstone

制样干密度 $\rho_d$ (g·cm <sup>-3</sup> )	压实度 /%	渗透系数 $k$ /(10 <sup>-6</sup> cm·s <sup>-1</sup> )
1.90	96.0	1.63
1.85	93.4	2.63
1.80	90.9	5.85
1.75	88.4	16.4

由表 4 可得, 白砂岩渗透系数最大的特点在于, 其数量级为 10<sup>-6</sup> cm/s, 其中, 压实度为 96% 时, 渗透系数为  $1.63 \times 10^{-6}$  cm/s。根据《堤防工程手册》所给出的经验值, 黏质砂的渗透系数范围为  $2 \times 10^{-3} \sim 1 \times 10^{-4}$  cm/s, 淤泥土为  $1 \times 10^{-6} \sim 1 \times 10^{-7}$  cm/s, 黏土为  $1 \times 10^{-6} \sim 1 \times 10^{-8}$  cm/s。由此可见, 该白砂岩的渗透系数远小于普通黏质砂, 接近于淤泥土和黏土。

此外, 白砂岩的渗透系数与干密度呈现出反比关系, 即随着制样干密度(压实度)的增加, 其渗透系数逐渐降低。当压实度为 88.4% 时, 渗透系数为  $16.4 \times 10^{-6}$  cm/s, 当压实度增至 96.0% 时, 渗透系数降为  $1.63 \times 10^{-6}$  cm/s, 下降了一个数量级。这说明提高白砂岩的压实度可有效地降低其渗透性。

### 1.4 强度变形特性

由于 2 mm 以上颗粒占比极少, 在三轴试验时将 2 mm 以上颗粒直接剔除后进行制样。试验共进行了干密度为 1.90, 1.85, 1.80, 1.75 g/cm<sup>3</sup> 四组试样的三轴固结排水剪切试验, 分别对应压实度为 96%, 93.4%, 90.9%, 88.4% 的土样, 对应的初始孔隙比分别为 0.379, 0.416, 0.456, 0.497。试验方案如表 5 所示, 围压为 50, 100, 200, 400 kPa。

表 5 三轴 CD 试验方案

Table 5 Test programs of CD tests

制样干密度 $/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	压实度 /%	制样孔隙比 $e_0$	围压 /kPa
1.90	96.0	0.379	50, 100, 200, 400
1.85	93.4	0.416	50, 100, 200, 400
1.80	90.9	0.456	50, 100, 200, 400
1.75	88.4	0.497	50, 100, 200, 400

试样采用分层击实法制备, 并采用抽气法进行饱和, 确保每个试样试验前的孔隙水压力系数  $B$  值大于 0.95。剪切采用应变控制, 速率为 0.04 mm/min, 试样轴向应变累积超过 15%。当应力-应变曲线有峰值时, 取峰值点为破坏点, 峰值点所对应的主应力差为该样

的破坏强度, 反之则取轴向应变的 15%所对应的点为破坏点, 对应的主应力差为破坏强度。

以试验最大压实度 96.0%和最小压实度 88.4%的试验结果为例, 应力 - 应变 - 体变曲线分别如图 4, 5 所示。

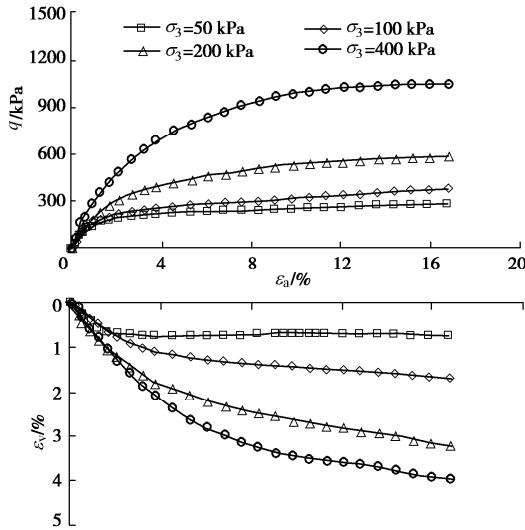


图 4 三轴应力 - 应变 - 体变曲线 (压实度 96.0%)

Fig. 4 Stress-strain-volumetric strain curves of CD tests (degree of compaction 96.0%)

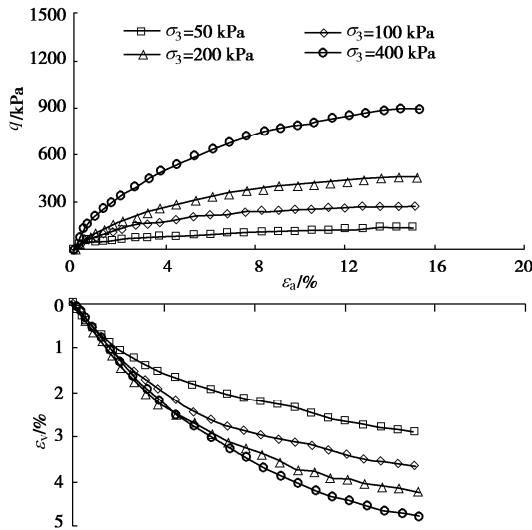


图 5 三轴应力 - 应变 - 体变曲线 (压实度 88.4%)

Fig. 5 Stress-strain-volumetric strain curves of CD tests (degree of compaction 88.4%)

一般而言, 在相同的围压下, 紧砂可能表现出应变软化和剪胀的特性<sup>[4]</sup>; 而该白砂岩的特殊之处在于, 紧砂的应力应变特征都表现为应变硬化型, 并无软化发生; 体变特征呈现为持续剪缩型, 并无剪胀发生。

同时, 分析了不同压实度土样的抗剪强度指标, 如图 6 所示。对试样的黏聚力  $c$  进行分析: 随着干密度的增加, 其对应的黏聚力呈现出逐渐递增的变化趋势, 压实度为 88.4%的试样  $c=12$  kPa, 压实度为 96.0%

的试样  $c=41$  kPa。这说明, 该白砂岩存在黏聚力, 且黏聚力较为显著, 接近于普通黏土的水平。

与  $c$  值规律不同的是, 随着试样压实度的增加, 白砂岩的内摩擦角  $\varphi$  则基本不变, 约为  $31.8^\circ$ , 如图 6 所示。

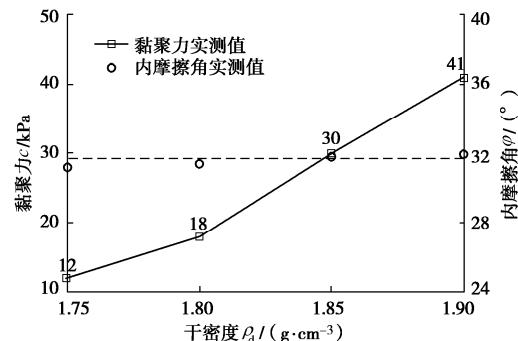


图 6 白砂岩的强度指标

Fig. 6 Strength indexes of white sandstone

### 1.5 临界状态

土体的临界状态被定义为一个极限状态: 在此状态下, 围压、剪切力、体积应变保持恒定而剪切应变无限发展。在三轴 CD 试验中, 轴向应变超过 15%时, 白砂岩基本开始出现偏应力和体变趋于定值的特征, 如图 4~5 所示, 即土体达到临界状态。

将临界状态时的孔隙比  $e$  和平均正应力  $p$  绘制在  $e - \ln p$  平面, 如图 7 所示, 其临界状态线呈现出的规律与易碎散粒材料 (如珊瑚砂<sup>[4]</sup>) 甚至是堆石料<sup>[5]</sup>相同: 一是临界状态线在  $e - \ln p$  平面上为直线, 且线性关系较好; 二是不同初始孔隙比的试样对应在  $e - \ln p$  平面上的临界状态线并不是同一条, 而是一组平行线。

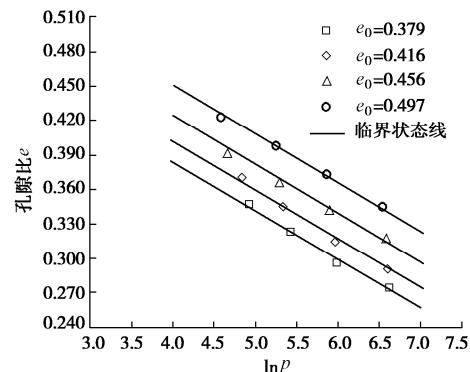


图 7 白砂岩在  $e - \ln p$  的临界状态线

Fig. 7 Critical state line of white sandstone in  $e - \ln p$  space

临界状态应力比  $M_c$  为临界状态时的剪应力  $q$  与正应力  $p$  之比, 一般而言对于黏土和砂土,  $M_c$  为定值。但是, 白砂岩的  $M_c$  值则表现出显著的差异<sup>[6]</sup>, 如图 8 所示, 主要不同点表现在如下两方面:

(1) 初始孔隙比  $e_0$  相同时,  $M_c$  随着围压的增大而减小。如初始密度  $e_0$  都为 0.379 时,  $M_c$  从围压 50 kPa

时的 1.92 剧减为围压 400 kPa 时的 1.40, 如图 8 所示。

(2) 围压相同时,  $M_c$  随着  $e_0$  的增大而减小。如围压都为 50 kPa 时, 初始孔隙比  $e_0=0.379$  时,  $M_c=1.92$ , 初始孔隙比  $e_0=0.497$  时,  $M_c=1.47$ 。

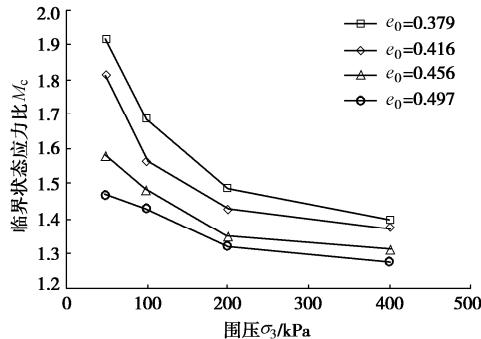


图 8 白砂岩的临界状态应力比

Fig. 8 Critical state stress ratios of white sandstone

## 2 结 论

本文通过系列试验研究了白砂岩的物理力学性质, 得出如下几点结论和建议:

(1) 白砂岩的主要矿物成分为石英, 质量占比为 66%, 黏土矿物为蒙脱石和高岭石, 质量占比之和为 17%。在液塑限特性方面接近于低液限黏土; 渗透系数数量级为  $10^{-6}$  cm/s, 接近于淤泥土和黏土。

(2) 白砂岩在三轴排水剪切试验中都表现为应变硬化型, 体变无剪胀发生, 这与普通砂存在明显差异。黏聚力随着压实度的增加显著增加, 压实度为 96% 时,  $c=41$  kPa, 接近于黏土。内摩擦角则几乎与压实度无关, 不同压实度下基本都为  $31.8^\circ$ 。

(3) 白砂岩的  $e - \ln p$  平面内的临界状态线呈现出的规律与易碎散粒材料如珊瑚砂甚至堆石料相同; 且临界状态应力比并非为定值, 而是受到围压和初始密度的影响。这都与普通砂土的临界状态特性存在显著差异。

## 参考文献:

- [1] 朱 涣, 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 expansive 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] 住房和城乡建设部. 土工试验方法标准: GBT 50123—2019 [S]. 北京: 中国计划出版社, 2019. (Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the PRC. Standard for Geotechnical Testing Method: GB/T50123—2019[S]. Beijing: China Planning Press, 2019. (in Chinese))
- [4] 蔡正银, 侯贺营, 张晋勋, 等. 考虑颗粒破碎影响的珊瑚砂临界状态与本构模型研究[J]. 岩土工程学报, 2019, 41(6): 989 – 995. (CAI Zheng-yin, HOU He-ying, ZHANG Jin-xun, et al. Critical state and constitutive model for coral sand considering particle breakage[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, 41(6): 989 – 995. (in Chinese))
- [5] 蔡正银, 李小梅, 韩 林, 等. 考虑级配和颗粒破碎影响的堆石料临界状态研究[J]. 岩土工程学报, 2016, 38(8): 1357 – 1364. (CAI Zheng-yin, LI Xiao-mei, HAN Lin, et al. Critical state of rockfill materials considering particle gradation and breakage[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, 38(8): 1357 – 1364. (in Chinese))
- [6] 陆 勇, 周国庆, 顾欢达. 常压至高压下砂土强度、变形特性试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, 35(11): 2369 – 2376. (LU Yong, ZHOU Guo-qing, GU Huan-da. Experimental study of strength and deformation characteristics of sand under different pressures[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, 35(11): 2369 – 2376. (in Chinese))

(编校: 明经平)

DOI: 10.11779/CJGE2020S1002

# 用于土体宏微观力学特性测试的微型三轴仪研制

蒋明镜<sup>1, 2, 3, 4</sup>, 李光帅<sup>1, 2</sup>, 曹培<sup>3</sup>, 吴晓峰<sup>3</sup>

(1. 天津大学建筑工程学院土木工程系, 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. 中国地震局地震工程综合模拟与城乡抗震韧性重点实验室(天津大学), 天津 300350)

**摘要:** 探求土体宏观力学性质背后的微细观机理, 需要观测土体的微细观力学行为, 为此基于常规三轴仪研制了适用于工业 CT (computerized tomography) 系统扫描的微型三轴仪, 该设备包含加载装置和采集控制系统两部分, 主要特点是体积小, 重量轻, 能够放入 CT 设备中进行旋转扫描, 试样扫描清晰, 能够获取土体三轴应力状态下土体的微观结构和力学信息, 试验数据可靠, 兼容性强, 不影响现有 CT 的功能且无需改装 CT, 操作方便, 经济合理。利用丰浦砂干砂样与常规三轴仪进行对比试验, 微型三轴仪得到的应力应变关系与常规三轴试验基本一致, 得到的内摩擦角误差较小, 验证了该微型三轴仪的可靠性。

**关键词:** 微型三轴仪; CT 扫描; 无损检测; 宏微观力学特性

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)S1-0006-05

作者简介: 蒋明镜(1965—), 男, 教授, 博士生导师, 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。E-mail: mingjing.jiang@tju.edu.cn。

## Development of miniature triaxial apparatus for testing of macro- and micro-mechanical behaviors of soils

JIANG Ming-jing<sup>1, 2, 3, 4</sup>, LI Guang-shuai<sup>1, 2</sup>, CAO Pei<sup>3</sup>, WU Xiao-feng<sup>3</sup>

(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, College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 4. Key Laboratory of Earthquake Engineering Simulation and Seismic Resilience of China Earthquake Administration (Tianjin University), Tianjin 300350, China)

**Abstract:** In order to explore the microscopic mechanisms associated with the macroscopic mechanical properties of soil, it is necessary to investigate the microscopic mechanical behaviors of soil. Based on the conventional triaxial apparatus, a miniature triaxial apparatus suitable for industrial CT system scanning is developed, which includes loading device and acquisition control system. The main features are as follows. The loading device can be put into CT equipment for rotary scanning because of small size and light weight. The specimen can be scanned clearly to obtain the microstructure and mechanical information of soil under triaxial stress. The reliable test data can be obtained. The miniature triaxial apparatus has strong compatibility, which does not affect the function of CT and does not also refit CT. It also has the advantage of convenient operation and low price. The contrast tests for the dry Toyoura sand samples are carried out by the miniature triaxial apparatus and conventional triaxial apparatus. The results show the stress-strain relationship and angle of internal friction obtained from miniature triaxial apparatus are in agreement with that obtained from the conventional triaxial apparatus. There is little difference on angles of internal friction obtained by two apparatus. Thus the reliability of the miniature triaxial apparatus is verified.

**Key words:** miniature triaxial apparatus; CT scanning; non-destructive detection; macro- and micro-mechanical behavior

## 0 引言

基于连续介质理论和唯象的常规土力学在描述岩土材料非连续性、大变形和破坏等复杂特性方面存在缺陷, 笔者<sup>[1]</sup>在第 22 讲黄文熙讲座中提出宏微观土力学的概念, 为现代土力学研究开启了新视野, 从本质上探求岩土材料复杂宏观特性的微细观机理, 首先需

要探知土体的微细观特性, 如土体的微观结构<sup>[2]</sup>、粒间接触响应<sup>[3]</sup>、颗粒转动<sup>[4]</sup>、颗粒破碎<sup>[5]</sup>, 应变局部化<sup>[6]</sup>等, 其主要研究方法包括微观试验方法和离散单元法。

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: 2020-06-05

而离散单元法等数值模拟方法也需要室内试验结果作为建立模型的依据和验证手段。因此, 需要研发相关试验设备, 为探求土体宏观力学性质背后的微观机理提供试验基础。

将传统的三轴试验设备与 CT 扫描设备相结合, 是获取岩土材料微细观结构及力学信息的有效方法。许多学者针对不同岩土材料通过研制或使用相应的试验设备结合 CT 扫描进行了微细观研究。王登科等<sup>[7]</sup>采用美国通用电气公司生产的煤岩 CT 扫描系统研究煤体裂隙动态演化, 该系统可进行非受载、单轴加载、三轴加载条件下煤岩材料样品的三维细观结构扫描。葛修润等<sup>[8]</sup>研制出与 CT 机配套的用于测试煤岩的三轴加载设备, 可进行煤岩损伤扩展的动态扫描。陈正汉等<sup>[9]</sup>将改造后的非饱和土三轴仪平放入卧式 CT 机中对试样的横断面进行扫描, 可进行多种应力路径下的三轴试验, 可观测土样的微孔隙、微裂纹, 并能追踪试验中裂隙发育成破坏面的演化过程。李小春等<sup>[10]</sup>利用能和微焦 X 射线 CT 系统配套使用的三轴仪, 得出细观孔隙结构的变化是导致 Berea 砂岩渗透性改变的原因。庞旭卿等<sup>[11]</sup>利用应力控制式 CT-三轴仪对黄土进行常规三轴剪切试验, 能够观测到黄土空洞区周围土颗粒的滑移。曹剑秋等<sup>[12]</sup>利用自主研发的微型三轴仪, 研究南京粉砂三轴应力状态下的力学特性, 通过显微 CT 扫描获取试验中试样孔隙变化和颗粒间错动规律。程壮等<sup>[13]</sup>开发了一台微型三轴试验装置, 借助于 X 射线显微 CT 及图像处理分析技术, 该装置能够实现对砂土微尺寸试样(直径为 8 mm, 高度为 16 mm)在三轴剪切条件下微观特性的无损检测。

三轴剪切试验过程中对试样进行 CT 扫描已经成为获取岩土材料宏观力学特性背后微细观信息和力学特性的重要试验手段, 为了研究土体宏微观力学特性, 笔者团队自主研制了适用于 CT 扫描的微型三轴仪, 该仪器测试可靠, 兼容性强, 操作方便, 经济合理, 能够进行岩土试样结构内部任意断面完整扫描, 实现试验过程中对试样的无损检测。

## 1 微型三轴仪研制和特点

本文在常规三轴试验设备的基础上, 研制出一种适用于土体宏微观特性测试的微型三轴仪, 其研制基本原则是: ①通过调研目前工业 CT 扫描设备内空间大小, 发现能够容纳的仪器尺寸有限, 常规三轴仪器无法置于其中; ②仪器选材除需要轻质和满足强度要求外, 为保证 CT 扫描清晰, 压力室宜采用透光性材料且无遮挡; ③满足常规三轴仪测试土体力学特性的基本要求, 试验结果可靠; ④要便于操作, 不宜使装

样、加载等过程复杂; ⑤不影响工业 CT 设备的其他使用功能, 不需要对 CT 设备进行改装; ⑥经济合理, 适合于广大青年科研人员开展研究。

### 1.1 微型三轴仪主要特点

微型三轴仪主要由加载装置和控制采集箱组成, 加载装置用以对试样施加荷载, 主要包括步进电机, 压力室及轴压、孔压传感器等, 如图 1(a)所示。加载装置高度为 40 cm, 质量约为 10 kg, 底座直径为 12 cm, 能轻便地放置于工业 CT 扫描设备内, 如图 1(b)所示, 该加载装置通过围压管路、试样顶部排水管路和数据线与外部控制采集箱相连接, 控制采集箱包括触摸屏、围压调压舱、反压调压舱及围压传感器和孔压传感器等, 如图 1(c)所示。试验时通过控制采集箱上的触摸屏及软件进行参数设置和控制加载。试验时不需要对 CT 设备进行改装, 并且不影响 CT 设备的其他检测功能, 试验结束后将主机从 CT 设备内取出即可。微型三轴仪底座由铝和不锈钢制成, 压力室由透光性好的有机玻璃制成, 其余部分主要由不锈钢制成, 压力室壁厚为 5 mm, 并且无遮挡部件, 压力室半径为 35 mm, 能够使 X 射线光源尽可能靠近试样, 既能保证微型三轴仪轻便、强度高, 而且可以保证试样扫描图像的清晰度, 如图 2 所示。微型三轴仪试样尺寸为直径 10 mm, 高度 20 mm, 根据规范<sup>[14]</sup>可适用于粒径小于 1 mm 的土体, 这满足砂土、粉土、黏土的颗粒要求, 适用范围较广, 另外由于试样尺寸较小, 可对试样整体进行扫描。试验制样时, 操作简单, 用内径 10 mm、高度 20 mm 的环刀切取土样, 装样与常规三轴试验操作一致, 不需要额外繁琐的操作步骤和辅助工具。通过将该微型三轴仪与 CT 扫描相结合, 既能得到土样的宏观力学参量, 又能获取宏观力学性质背后的微细观结构和力学信息, 为数值仿真模拟提供试验依据。该设备属自主研制, 经济合理, 加工方便, 适合广大岩土科研人员特别是青年科研人员使用。

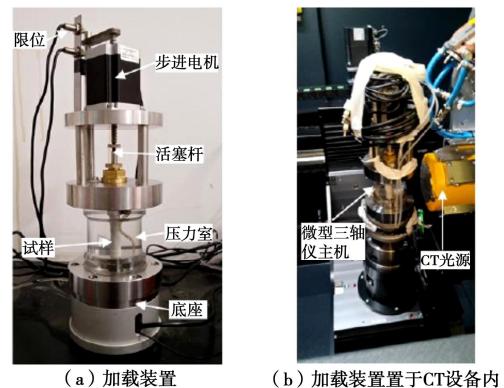




图 1 微型三轴仪

Fig. 1 Miniature triaxial apparatus

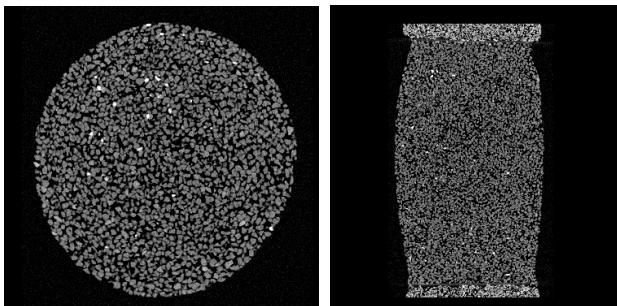


图 2 丰浦砂样 CT 扫描切片

Fig. 2 Micro-CT slice of Toyoura sand sample

## 1.2 轴压控制系统

轴压加载通过贯通式步进电机经竖向活塞杆和试样帽将轴向压力施加给试样，加载方式分为应变控制和应力控制，试样扫描过程中能够保持试样的应力状态或位移基本不变。轴向荷载传感器安装在试样下方的底座内，有效地消除了轴向荷载中由活塞杆与活塞螺母之间摩擦力引起的测量误差。但这会导致在围压加载时会引起轴向传感器出现压力值，因此，在试样剪切前需将围压引起的轴向荷载传感器压力值清零，采集系统所记录的即为偏应力值。贯通式步进电机通过数据线与控制采集箱连接，加载过程中实时记录轴向荷载传感器的压力值。

## 1.3 围压控制系统

压力室通过围压管路与控制采集箱中的围压调压舱连接，试验时首先要将压力室内注满水，通过围压调压舱对试样施加围压，围压允许的最大值为 600 kPa，围压的加压速度可以调节，当到达设定围压值时，保持围压稳定。

## 1.4 反压控制系统

反压控制系统是控制采集箱中的反压调压舱通过反压管路和试样顶部排水管，与试样相连，通过反压调压舱对试样施加反压，反压允许的最大值为 600 kPa。同时，该管路也为微型三轴仪的上排水管路，即试样通过上部排水将试样内的水排至反压调压舱内，

根据测得的反压调压舱体积变化，作为试样在试验过程中的排水量。

## 1.5 量测采集系统

量测采集系统包括控制采集箱、轴向荷载传感器、孔隙水压力传感器和数据线。轴向荷载传感器量测步进电机施加到试样上的荷载，经数据线由控制采集箱计算为应力并记录。孔压传感器通过试样下部排水管与试样连接，测得的孔隙水压力经数据线由控制采集箱记录。围压和反压传感器位于相应的调压舱内，用以反馈控制围压和反压稳定。试样的轴向位移由步进电机的丝杆行程计算而得并由控制采集箱记录。

该微型三轴仪是在常规三轴设备的基础上研制而成，满足常规三轴试验的基本功能，结合目前现有的工业 CT，通过 CT 扫描能够获取土体的微观结构和力学信息，扫描结果清晰，数据可靠，同时具备兼容性强，适应性好，操作方便，经济合理等优点，可用于岩土材料宏观力学特性的研究。

## 2 微型三轴仪与常规三轴仪对比试验

### 2.1 制样

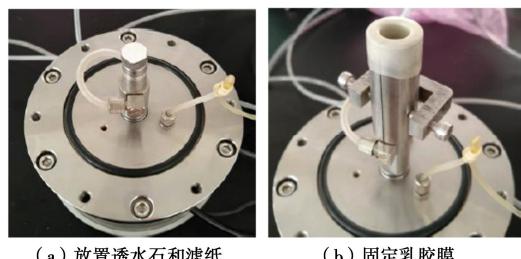
丰浦砂是日本生产的试验用标准砂，本试验采用丰浦砂制作干砂试样，其物理指标见表 1。

表 1 丰浦砂物理参数

Table 1 Physical parameters of Toyoura sand

土粒相对密度 $G_s$	最大孔隙比 $e_{\max}$	最小孔隙比 $e_{\min}$
2.65	0.977	0.597

根据所要求的孔隙比和试样体积称取一定质量的丰浦砂。干砂制样时，首先将透水石和滤纸放置于试样底座上，将乳胶膜套在透水石和试样底座上，用橡皮筋将乳胶膜和试样底座箍紧，用对开模将乳胶膜箍住，用夹具锁紧，将乳胶膜上端翻下套在对开模上，然后将预先称好的丰浦砂分层均匀装入乳胶膜内，在砂样顶面依次放置滤纸和透水石，确保透水石顶面与对开模顶面齐平，最后装好试样上帽，拆除对开模，制样完成，如图 3 所示。将压力室外罩轻轻放在压力室底座上，拧紧螺丝防止加固压时压力室漏水。活塞杆轻轻触碰在试样帽顶面，将电机加载杆调节至与活塞杆顶面刚好接触。



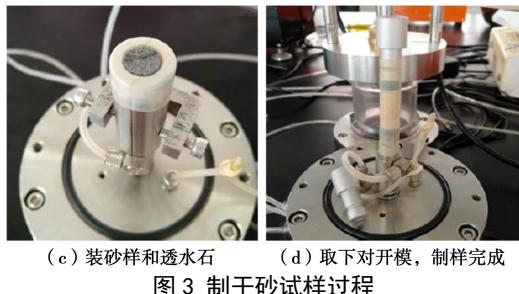


图 3 制干砂试样过程

Fig. 3 Process of making dry sand sample

## 2.2 试验方案

按照上述制样和加载步骤, 分别进行 100, 150, 200 kPa 围压条件下的微型三轴不固结不排水 (UU) 剪切试验。此外, 制备与微型三轴砂样相同孔隙比和相对密实度的常规三轴砂样, 即直径为 39.1 mm, 高度为 80 mm 的试样, 利用常规三轴仪分别进行 100, 150, 200 kPa 围压条件下的三轴不固结不排水剪切试验。

## 2.3 试验结果分析

图 4, 5 为微型三轴仪与常规三轴仪试验及得到的偏应力与轴向应变关系。由图 5 可知, 在不同围压下由微型三轴试验和常规三轴试验得到的应力与应变关系变化规律相似, 当应变较小时, 偏应力迅速增加, 随后偏应力缓慢增加, 轴向应变达到 5% 左右时出现偏应力峰值, 随着轴向应变的增加, 偏应力逐渐减小, 出现应变软化现象。在不同围压下微型三轴试验得到的峰值偏应力与常规三轴试验得到的峰值偏应力接近。另外, 通过图 4 可以看到, 微型三轴试验和常规三轴试验分别出现了角度相近的剪切带。



图 4 微型三轴仪与常规三轴仪对比试验

Fig. 4 Contrast tests between miniature triaxial apparatus and conventional triaxial apparatus

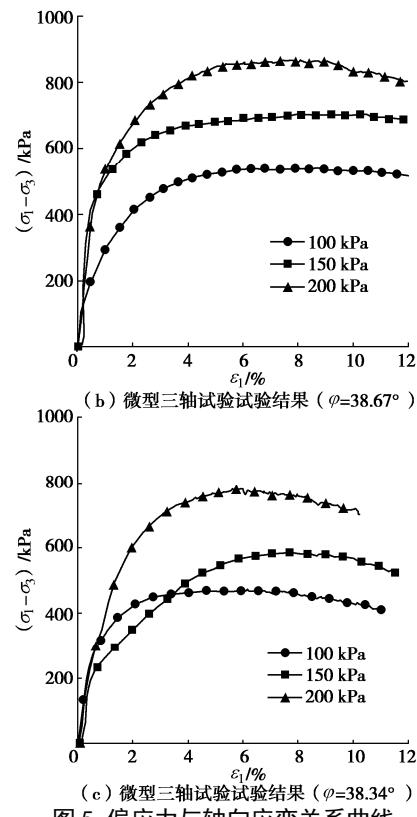
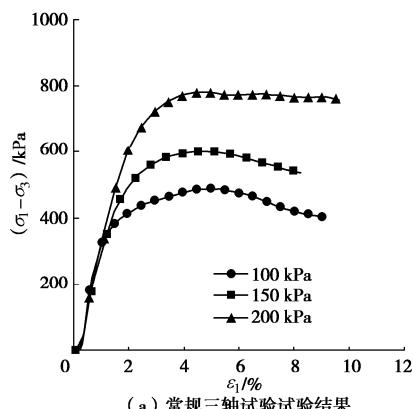


图 5 偏应力与轴向应变关系曲线

Fig. 5 Relationship between deviator stress and axial strain

微型三轴试验和常规三轴试验得出的砂样的内摩擦角如表 2 所示, 微型三轴试验得到的两组内摩擦角几乎相等, 另外, 与常规三轴试验得到的内摩擦角数值接近, 误差约为 5%, 验证了微型三轴仪的可靠性。

表 2 内摩擦角结果比较

Table 2 The comparison of the angle of internal friction

试验类型	内摩擦角 $\phi$ / (°)
微型三轴试验	38.67
	38.34
常规三轴试验	36.53
误差	5%

## 3 结论与展望

本文介绍了基于常规三轴试验设备研发的微型三轴仪, 结合 CT 扫描设备, 可用于测试土样的宏微观力学特性, 主要结论如下:

(1) 该微型三轴仪能够实现常规三轴的基本功能, 轻便易携带, 能够成功置于工业 CT 系统设备内进行扫描, 试样扫描图像清晰, 实现对土样无损检测, 数据可靠, 操作方便, 兼容性强, 经济合理。

(2) 采用丰浦砂干砂, 将微型三轴仪与常规三轴仪进行剪切试验对比, 结果表明, 微型三轴仪得到的应力应变关系曲线与常规三轴仪基本一致, 测得的力学指标误差较小, 验证了该微型三轴仪的可靠性。

另外, 还需验证该微型三轴仪对黏土的适用性, 进而用于深海土三轴试样 CT 可视化试验, 分析土体

在三轴剪切应力路径下微细观特征和演化规律, 为深海土研究提供实测数据模型。

**致 谢:** 感谢张家港晟泰克智能仪器有限公司对仪器的加工制作。

### 参考文献:

- [1] 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))
- [2] AMOROSI A, RAMPELLO S. An experimental investigation into the mechanical behaviour of a structured stiff clay[J]. Géotechnique, 2007, **57**(2): 153 – 166.
- [3] JIANG M J, SUN Y G, LI L Q, et al. Contact behavior of idealized granules bonded in two different interparticle distances: an experimental investigation[J]. Mechanics of Materials, 2012, **55**(14): 1 – 15.
- [4] JIANG M J, YU H S, HARRIS D. A novel discrete model for granular material incorporating rolling resistance[J]. Computers and Geotechnics, 2005, **32**(5): 340 – 357.
- [5] COOP M R, SORENSEN K K, FREITAS T B, et al. Particle breakage during shearing of a carbonate sand[J]. Géotechnique, 2004, **54**(3): 157 – 163.
- [6] WIEBICKE M, ANDO E, VIGGIANI G, et al. Measuring the evolution of contact fabric in shear bands with X-ray tomography[J]. Acta Geotechnica, 2020, **15**(1): 79 – 93.
- [7] 王登科, 张 平, 魏建平, 等. CT 可视化的受载煤体三维裂隙结构动态演化试验研究[J]. 煤炭学报, 2019(增刊 2): 574 – 584. (WANG Deng-ke, ZHANG Ping, WEI Jian-ping, et al. Research on dynamic evolution of 3D fracture structure of loaded coal body based on CT visualization[J]. Journal of China Coal Society, 2019(S2): 574 – 584. (in Chinese))
- [8] 葛修润, 任建喜, 蒲毅彬, 等. 煤岩三轴细观损伤演化规律的 CT 动态试验[J]. 岩石力学与工程学报, 1999, **18**(5): 497 – 502. (GE Xiu-run, REN Jian-xi, PU Yi-bin, et al. A real-in-time CT triaxial testing study of meso-damage evolution law of coal[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 1999, **18**(5): 497 – 502. (in Chinese))
- [9] 陈正汉, 卢再华, 蒲毅彬. 非饱和土三轴仪的 CT 机配套及其应用[J]. 岩土工程学报, 2001, **23**(4): 387 – 392. (CHEN Zheng-han, LU Zai-hua, PU Yi-bin. The matching of computerized tomography with triaxial test apparatus for unsaturated soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2001, **23**(4): 387 – 392. (in Chinese))
- [10] 李小春, 曾志姣, 石 露, 等. 岩石微焦 CT 扫描的三轴仪及其初步应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, **34**(6): 1128 – 1134. (LI Xiao-chun, ZENG Zhi-jiao, SHI Lu, et al. Triaxial apparatus for micro-focus CT scan of rock and its preliminary application[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, **34**(6): 1128 – 1134. (in Chinese))
- [11] 庞旭卿, 胡再强, 李宏儒, 等. 黄土剪切损伤演化及其力学特性的 CT-三轴试验研究[J]. 水利学报, 2016, **47**(2): 180 – 188. (PANG Xu-qing, HU Zai-qiang, LI Hong-ru, et al. Structure damage evolution and mechanical properties of loess by CT-triaxial test[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2016, **47**(2): 180 – 188. (in Chinese))
- [12] 曹剑秋, 张 巍, 肖 瑞, 等. 南京粉砂三轴压缩过程中的三维孔隙结构演化特征[J]. 地球科学与环境学报, 2018, **40**(4): 487 – 496. (CAO Jian-qiu, ZHANG Wei, XIAO Rui, et al. Characteristics of 3D pore structure evolution of Nanjing silty sand during the triaxial compression[J]. Journal of Earth Sciences and Environment, 2018, **40**(4): 487 – 496. (in Chinese))
- [13] 程 壮, 王剑锋. 用于颗粒土微观力学行为试验的微型三轴试验仪[J]. 岩土力学, 2018, **39**(3): 1123 – 1129. (CHENG Zhuang, WANG Jian-feng. A mini-triaxial apparatus for testing of micro-scale mechanical behavior of granular soils[J]. Rock and Soil Mechanics. 2018, **39**(3): 1123 – 1129. (in Chinese))
- [14] 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))

(编校: 孙振远)

DOI: 10.11779/CJGE2020S1003

# 砂质黄土土-水特征曲线的试验研究

蔡国庆<sup>1, 2</sup>, 韩博文<sup>1, 2</sup>, 杨雨<sup>1, 2</sup>, 刘祎<sup>1, 2</sup>, 赵成刚<sup>2</sup>

(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:** 针对取自浩吉铁路阳城隧道的砂质黄土土样, 采用张力计法、滤纸法和露点水势仪(WP4C)法, 得到了宽广吸力范围内不同干密度砂质黄土的土-水特征曲线(SWCC)。采用van Genuchten模型对SWCC试验结果进行拟合, 确定其进气值。基于扫描电镜试验, 对不同干密度和含水率砂质黄土的微观孔隙结构进行了观测, 从宏观微观角度分析了不同干密度土样SWCC的初始饱和含水率、失水速率以及进气值的变化规律。试验结果表明: 砂质黄土的体积含水率随基质吸力的增加逐渐减小; 随着干密度增加, 土体内部的孔隙结构由较多的架空孔隙转化为较均匀的中等孔隙, 初始饱和含水率和失水速率逐渐降低, 进气值逐渐增大。

**关键词:** 非饱和土; 宽广吸力范围; 砂质黄土; 土-水特征曲线; 干密度

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)S1-0011-05

**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研究工作。E-mail: guoqing.cai@bjtu.edu.cn。

## Experimental study on soil-water characteristic curves of sandy loess

CAI Guo-qing<sup>1, 2</sup>, HAN Bo-wen<sup>1, 2</sup>, YANG Yu<sup>1, 2</sup>, LIU Yi<sup>1, 2</sup>, ZHAO Cheng-gang<sup>2</sup>

(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:** A series of laboratory tests are conducted on sandy loess taken from Yangcheng Tunnel of Haoji Railway under different dry densities by the combination of tensiometer method, filter paper method, and dew point hydro potential meter (WP4C) method. The soil-water characteristic curve (SWCC) of sandy loess in a wide suction range is obtained, and the effect of the initial dry density is emphatically studied. The van Genuchten model is used to fit the SWCC test results under different dry densities and the air entry value of the SWCC is determined. The microscopic pore structure of sandy loess with different dry densities and water contents is studied by scanning electron microscope tests. The change rules of the initial saturated water content, water loss rate and air entry value of SWCC under different dry densities are observed from a macro-micro perspective. The test results show that the volumetric water content of sandy loess decreases with the increase of matric suction, and the pore structure of soil changes from more overhead pores to more uniform medium pores with the increase of dry density. The initial saturated water content and water loss rate gradually decrease, and the air entry value gradually increases.

**Key words:** unsaturated soil; wide suction range; sandy loess; soil-water characteristic curve; dry density

## 0 引言

黄土是形成于第四纪的多孔状多节理沉积物, 具有显著的湿陷性和结构性, 在中国广泛分布且一般处于非饱和状态。相较于其它类型黄土, 砂质黄土的粗粒含量更高, 节理和大孔隙更为发育, 遇水后表现出更强的湿陷性, 对其强度和稳定性产生较大影响, 严重时会引发黄土滑坡等重大工程事故。浩吉铁路阳城隧道上覆砂质新黄土及粉土、冲洪积砂质老黄土、黏质老黄土及砂类土和碎石类土, 局部为第三系黏性土。下伏基岩为白垩系下统洛河组砂岩, 全风化至强风化, 岩质软弱, 巨型斜层理或交错层理发育。隧道贯穿大

量砂质黄土地层, 如何在地下水与降雨等因素影响下保证砂质黄土地层的稳定并进行安全施工是一大挑战, 亟需对砂质黄土的持水特性进行更加全面的了解。土-水特征曲线将非饱和土基质吸力与含水率之间建立关系, 是反映非饱和土持水特性的重要本构关系。因此, 研究砂质黄土的土-水特征曲线, 对于分析其工程性质及解决相关工程问题都具有重要意义。

基金项目: 中央高校基本科研业务费专项资金项目(2020YJS125);  
国家自然科学基金项目(52078031, 51722802, U1834206); 北京市  
自然科学基金面上项目(8202038)

收稿日期: 2020-06-03

近年来,学者们对于土体的土-水特征曲线及持水特性进行了一系列研究<sup>[1-11]</sup>。在众多影响土-水特征曲线的因素中,干密度对土-水特征曲线的进气值、饱和含水率以及孔隙结构均具有显著影响<sup>[8-11]</sup>。对于多孔和节理发育的黄土,研究干密度对土-水特征曲线的影响尤为重要。目前的研究大多集中于粗粒含量相对较低的黄土中,针对粗粒含量更高,大孔隙与节理更加发育的砂质黄土土-水特征曲线的研究鲜有报道。因此,有必要开展不同干密度下砂质黄土土-水特征曲线的试验研究。

针对取自浩吉铁路阳城隧道的砂质黄土土样,采用张力计法、滤纸法和露点水势仪(WP4C)法,对不同干密度砂质黄土进行了一系列土-水特征曲线室内试验,采用van Genuchten模型对不同干密度下的土-水特征曲线试验数据进行拟合,确定了土-水特征曲线的进气值。此外,还通过开展扫描电镜试验,对不同干密度和含水率砂质黄土的微观孔隙结构进行了观测,从宏微观角度分析了不同干密度下土-水特征曲线初始饱和含水率、失水速率以及进气值的变化规律。

## 1 试验材料与方法

### 1.1 试验材料

本试验所用砂质黄土取自浩吉铁路阳城隧道出口处,采用筛分法与密度计法相结合对土样进行颗粒分析,土样中黏粒( $d < 0.005 \text{ mm}$ )含量为19.20%,粉粒含量( $0.005 \text{ mm} < d < 0.0075 \text{ mm}$ )为64.01%,细砂含量( $0.0075 \text{ mm} < d < 0.25 \text{ mm}$ )为16.79%。土样基本物理参数见表1。依据《土的分类标准:GBJ 145—90》可确定试验所用砂质黄土为低液限黏土。现场测得天然土样的干密度为 $1.40 \sim 1.60 \text{ g/cm}^3$ ,天然含水率为6.3%。

表1 砂质黄土的基本物理参数

Table 1 Basic physical parameters of sandy loess

颗粒相对密度 $G_s$	液限 $w_L/\%$	塑限 $w_P/\%$	塑性指数 $I_P$	最优含水率 $w_{opt}/\%$	最大干密度 $\gamma_{d,max} / (\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$
2.70	24.0	12.8	11.2	12.0	1.81

### 1.2 试验仪器及方法

本文采用张力计法、滤纸法和露点水势仪(WP4C)法联合测量砂质黄土的土-水特征曲线,低吸力段采用张力计法,中、高吸力段采用滤纸法配合露点水势仪(WP4C)法进行测量。为了研究不同干密度对砂质黄土土-水特征曲线的影响,以现场测得的天然土样干密度为依据,设置了 $1.40, 1.55, 1.65 \text{ g/cm}^3$ 三种干密度进行试验。限于篇幅,详细的试验方法可参考文献[12],文中不再过多赘述。

## 2 土-水特征曲线模型的选取

为了便于对试验结果进行分析,通常采用土-水特征曲线模型对试验数据进行拟合,常用的土-水特征曲线模型有Gardner模型<sup>[13]</sup>、van Genuchten模型<sup>[14]</sup>以及Fredlund-Xing模型<sup>[15]</sup>等,模型表达式分别为

$$\theta = \frac{\theta_s - \theta_r}{1 + (\psi/a_1)^{n_1}} + \theta_r, \quad (1)$$

$$\theta = \frac{\theta_s - \theta_r}{\left[1 + (a_2 \psi)^{n_2}\right]^{m_1}} + \theta_r, \quad (2)$$

$$\theta = \frac{\theta_s - \theta_r}{\left\{ \ln \left[ e + (\psi/a_3)^{n_3} \right] \right\}^{m_2}} + \theta_r. \quad (3)$$

式中  $\theta$  为体积含水率;  $\theta_s$  饱和体积含水率;  $\theta_r$  为残余体积含水率;  $\psi$  为基质吸力;  $a_1, n_1$  为拟合参数;  $a_2, a_3$  为与进气值有关的模型参数,  $n_2, n_3$  为与孔径分布有关的模型参数;  $m_1, m_2$  为与土-水特征曲线整体对称性有关的模型参数, 可认为  $m_1 = 1 - 1/n_2$  或  $m_1 = 1 - 1/2n_2$  或  $a_2, n_2, m_1$  相互独立。 $a_1, a_2, a_3$  统称为参数1,  $n_1, n_2, n_3$  统称为参数2,  $m_1, m_2$  统称为参数3。

采用3种模型对干密度为 $1.40 \text{ g/cm}^3$ 的试验数据进行拟合,其中饱和体积含水率和残余体积含水率分别为 $\theta_s = 50.1\%$ ,  $\theta_r = 2.1\%$ ,拟合参数见表2,拟合结果如图1所示。通过对比发现,Gardner模型的拟合效果不够理想,Fredlund-Xing模型与van Genuchten模型的拟合效果均较好,虽然Fredlund-Xing模型拟合的相关系数略高,但van Genuchten模型对砂质黄土土-水特征曲线高吸力部分的拟合效果更好,综合上述分析,本文最终选取van Genuchten模型对全部砂质黄土的土-水特征曲线试验数据进行拟合分析。

表2 SWCC模型拟合参数

Table 2 Fitting parameters for SWCC models

SWCC模型	参数1	参数2	参数3	$R^2$
Gardner模型	9.409	0.791	—	0.984
van Genuchten模型	0.852	2.655	0.148	0.985
Fredlund-Xing模型	2.986	1.256	1.236	0.997

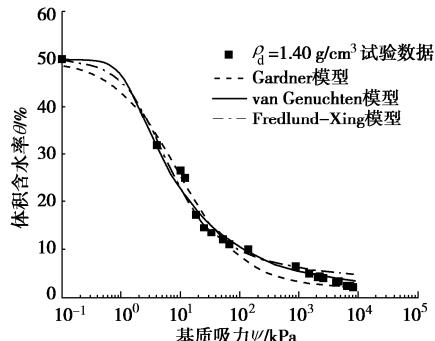


图1 SWCC模型的试验数据拟合结果

Fig. 1 Fitting results of test data of SWCC models

### 3 试验结果与分析

为了全面研究砂质黄土的持水特性, 本文从宏观和微观两个角度进行试验, 宏观角度对不同干密度土样开展土-水特征曲线试验, 微观角度对不同干密度和含水率的土样开展扫描电镜试验。

#### 3.1 砂质黄土与黄土、砂土土-水特征曲线的异同

砂质黄土介于黄土与砂土之间, 因孔隙结构, 矿物成分与粒径级配等原因使得其土-水特征曲线的特征不同于黄土与砂土, 结合本文的试验结果以及文献[8]和文献[11]的试验结果绘制了3种类型土体土-水特征曲线的对比图, 如图2所示。可以看出, 3种土体的土-水特征曲线基本为反“S”型曲线, 在中吸力段, 砂土土体水特征曲线更陡, 黄土更为平缓, 砂质黄土基本介于两者之间。图中所提供的3种土样的试验条件并不相同, 因此图2仅对3种土体土-水特征曲线特征进行初步对比分析, 更为详尽的差异则需同时对3种土体开展土-水特征曲线试验进行研究。

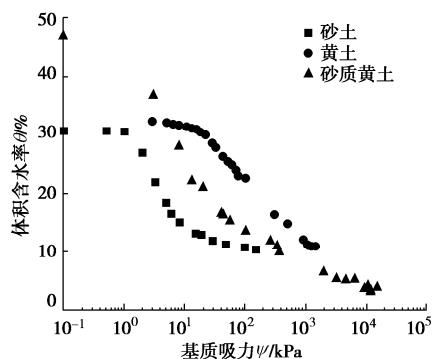


图2 砂质黄土与黄土、砂土 SWCC 的对比

Fig. 2 Comparison of SWCCs of sandy loess, loess and sandy soil

#### 3.2 不同干密度下土-水特征曲线试验结果及分析

选取干密度为1.40, 1.55, 1.65 g/cm<sup>3</sup>三组土样进行试验研究, 土样对应的饱和体积含水率 $\theta_s$ 分别为50.1%, 47.1%, 43.5%, 残余体积含水率 $\theta_r$ 分别为2.1%, 3.3%, 3.8%。图3为不同干密度下的土-水特征曲线试验结果与模型拟合结果, 模型拟合参数见表3。

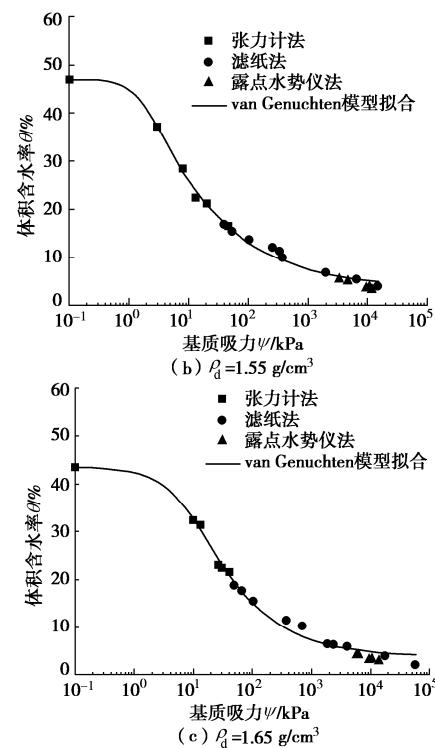
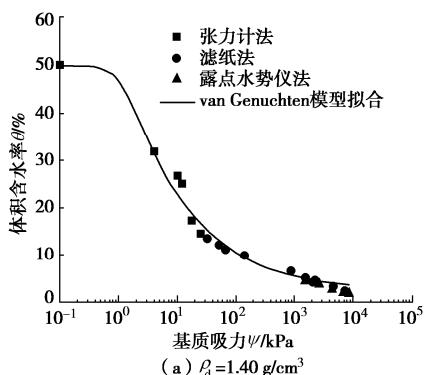


图3 不同干密度下砂质黄土的 SWCC

Fig. 3 SWCCs of sandy loess under different dry densities

表3 van Genuchten 模型拟合参数

Table 3 Fitting parameters for van Genuchten model

干密度/(g·cm <sup>-3</sup> )	参数1	参数2	参数3	R <sup>2</sup>
1.40	0.852	2.655	0.148	0.9846
1.55	0.602	2.040	0.176	0.9930
1.65	0.118	1.229	0.410	0.9897

本文选择参数1、参数2、参数3相互独立, van Genuchten<sup>[16]</sup>认为当参数3与参数2的比值较小时, 参数1等于进气值的倒数, 以此计算出干密度为1.40, 1.55, 1.65 g/cm<sup>3</sup>对应的进气值分别为1.174, 1.661, 8.475 kPa。图4为进气值与干密度的关系。从图中可以看出, 进气值是随干密度增加而增加的。

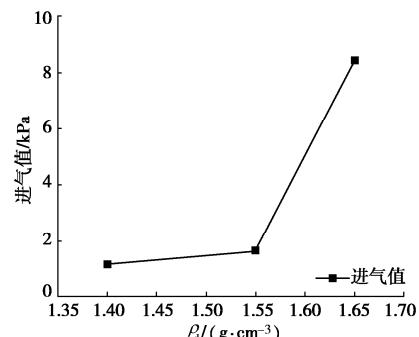


图4 砂质黄土进气值与干密度的关系

Fig. 4 Relationship between air entry value and dry density of sandy loess

图5为不同干密度下土-水特征曲线的对比, 可以看出, 体积含水率随着基质吸力的增加逐渐减小, 在干密度较低时, 饱和含水率较高, 土样的失水速率更大, 进气值较低。在干密度较高时, 饱和含水率较高, 失水速率降低, 土样的持水性能较强, 进气值较

高。随着干密度的增加, 土-水特征曲线更加平缓。

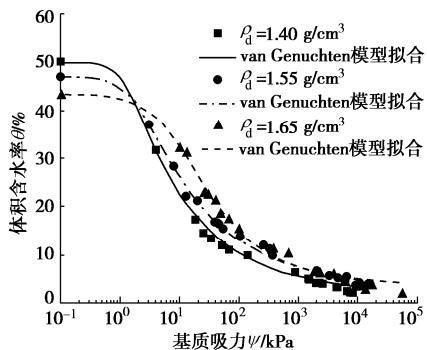


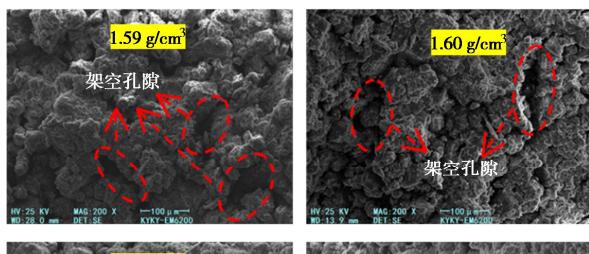
图 5 不同干密度下砂质黄土 SWCC 对比

Fig. 5 Comparison of SWCCs of sandy loess under different dry densities

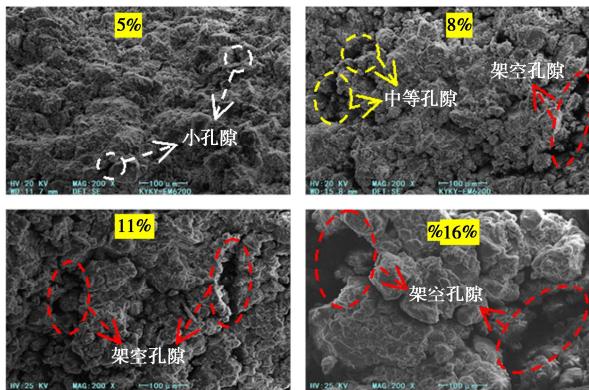
### 3.3 微观结构测试及分析

为进一步研究不同干密度条件下砂质黄土土-水特征曲线演化的内在机理, 对不同干密度和含水率的砂质黄土进行扫描电镜试验, 从微观角度出发, 对砂质黄土孔隙结构的演化规律及其影响因素进行研究。

试验结果如图 6 所示。从图 6 中可以明显看出, 在干密度较低和含水率较高时, 砂质黄土中存在明显的架空孔隙, 在干密度较高和含水率较低时, 砂质黄土中的架空孔隙较少, 多为均匀分布的中等孔隙。



(a) 不同干密度砂质黄土SEM图像



(b) 不同含水率砂质黄土SEM图像

Fig. 6 SEM images of sandy loess

结合宏观和微观两个尺度的研究结果, 可以得到: 在较低干密度下, 砂质黄土内具有明显的尺寸较大的架空孔隙, 在饱和状态下能够储存较多水分, 因此具有较高饱和含水率, 大量架空孔隙的存在使得土样在吸力较小时会以较快的速度失水, 故失水速率较大且进气值较小; 相反, 在干密度较高的砂质黄土内架空孔隙较少, 多为均匀分布的中等孔隙和小孔隙, 因此在饱和状态下储存的水量也相对较低, 饱和含水率较低, 也正是因为土样的中等孔隙和小孔隙的数量较多, 使得土体持水性能增强, 具有较低的失水速率和较大的进气值<sup>[8]</sup>。此外, 研究表明, 对于同一种土样, 其在不同吸力下的失水状态取决于土中孔隙的数量与直径<sup>[17]</sup>。不同干密度的砂质黄土其内部孔隙结构具有明显差异, 具有不同的持水特性, 干密度通过影响土体的孔隙结构来影响土-水特征曲线的变化规律。因此, 干密度是影响砂质黄土土-水特征曲线的重要因素。

## 4 结 论

采用张力计法、滤纸法、露点水势仪 (WP4C) 法, 对不同干密度下浩吉铁路阳城隧道砂质黄土的土-水特征曲线进行试验测试和模型拟合, 同时还利用扫描电镜对其微观结构演化进行了研究, 得到以下 3 点结论。

(1) 土-水特征曲线试验结果表明, 随着干密度的增加, 砂质黄土的饱和含水率逐渐增加, 失水速率逐渐降低, 进气值逐渐增加。

(2) 通过扫描电镜试验, 对不同干密度和含水率砂质黄土的微观孔隙结构观测发现, 在较低干密度和较高含水率下, 砂质黄土存在明显的架空孔隙; 在较高干密度和较低含水率下, 砂质黄土内架空孔隙较少, 多为均匀分布的中等孔隙。

(3) 结合宏微观试验结果, 可以得到干密度通过影响砂质黄土的孔隙结构来影响土-水特征曲线的变化, 在较低干密度下砂质黄土内具有较多架空孔隙, 在饱和状态可储存较多水分, 饱和含水率较高, 但失水速率较快, 进气值较低, 在较高干密度下砂质黄土内架空孔隙较少, 多为均匀分布的中等孔隙, 其饱和状态下储存的水分相对较少, 饱和含水率较低, 但持水性能相对较高, 进气值较大。

## 参考文献:

- [1] 陈正汉, 谢定义, 王永胜. 非饱和土的水气运动规律及其工程性质研究[J]. 岩土工程学报, 1993, 15(3): 9~20.  
(CHEN Zheng-han, XIE Ding-yi, WANG Yong-sheng.

- Experimental studies of laws of fluid motion, suction and pore pressures in unsaturated soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1993, **15**(3): 9 - 20. (in Chinese))
- [2] 蔡国庆, 赵成刚, 刘艳, 等. 非饱和土土-水特征曲线的温度效应[J]. 岩土力学, 2010, **31**(4): 1055 - 1060. (CAI Guo-qing, ZHAO Cheng-gang, LIU Yan, et al. Temperature effects on soil-water characteristic curve of unsaturated soils[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(4): 1055 - 1060. (in Chinese))
- [3] 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. Prediction method for SWCC considering initial dry density[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(S2): 27 - 31. (in Chinese))
- [4] 蔡国庆, 盛岱超, 周安楠. 考虑初始孔隙比影响的非饱和土相对渗透系数方程[J]. 岩土工程学报, 2013, **36**(5): 827 - 835. (CAI Guo-qing, SHENG Dai-chao, ZHOU An-nan. Approach for predicting the relative coefficient of permeability of unsaturated soils with different initial void ratios[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **36**(5): 827 - 835. (in Chinese))
- [5] 张雪东, 赵成刚, 蔡国庆, 等. 土体密实状态对土-水特征曲线影响规律研究[J]. 岩土力学, 2010, **31**(5): 123 - 128. (ZHANG Xue-dong, ZHAO Cheng-gang, CAI Guo-qing, et al. Research on influence of soil density on soil-water characteristic curve[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(5): 123 - 128. (in Chinese))
- [6] 马田田, 韦昌富, 陈盼, 等. NaCl溶液对土体持水特性影响的试验研究[J]. 岩土力学, 2015, **36**(10): 2831 - 2836. (MA Tian-tian, WEI Chang-fu, CHEN Pan, et al. An experimental study of effect of NaCl solution on soil water characteristics[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(10): 2831 - 2836. (in Chinese))
- [7] 高游, 孙德安, 张俊然, 等. 考虑孔隙比和水力路径影响的非饱和土土水特性研究[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(12): 2191 - 2196. (GAO You, SUN De-an, ZHANG Jun-ran, et al. Soil-water characteristics of unsaturated soils considering initial void ratio and hydraulic path[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2019, **41**(12): 2191 - 2196. (in Chinese))
- [8] 赵天宇, 王锦芳. 考虑密度与干湿循环影响的黄土土水特征曲线[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2012, **43**(6): 2445 - 2453. (ZHAO Tian-yu, WANG Jin-fang. Soil-water characteristic curve for unsaturated loess soil considering density and wetting-drying cycle effects[J]. Journal of Central South University (Science and Technology), 2012, **43**(6): 2445 - 2453. (in Chinese))
- [9] TOMBOLATO S, TARANTINO A. Coupling of hydraulic and mechanical behaviour in unsaturated compacted clay[J]. Géotechnique, 2005, **55**(4): 307 - 317.
- [10] YANG H, RAHARDJO H, LEONG E C, et al. Factors affecting drying and wetting soil-water characteristic curves of sandy soils[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2004, **41**(5): 908 - 920.
- [11] GALLAGE C P K, UCHIMURA T. Effects of dry density and grain size distribution on soil-water characteristic curves of sandy soils[J]. Soils and Foundations, 2010, **50**(1): 161 - 172.
- [12] 杨雨. 水-力耦合作用下非饱和土渗流特性演化规律的试验研究[D]. 北京: 北京交通大学, 2019. (YANG Yu. Experimental Investigation on Water Permeability of Unsaturated Soils under Hydrro-Me Coupled Conditions[D]. Beijing: Beijing Jiaotong University, 2019. (in Chinese))
- [13] GARDNER W R. Some steady state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table[J]. Soil Science, 1958, **85**: 228 - 232.
- [14] 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**(5): 892 - 898.
- [15] FREDLUND D G, XING A. Equations for the soil-water characteristic curve[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1994, **31**(4): 521 - 532.
- [16] GENUCHTEN M T V, NIELSEN D R. On describing and predicting the hydraulic properties of unsaturated soil[J]. Annales Geophysicae, 1985, **3**(5): 615 - 628.
- [17] 熊承仁, 刘宝琛, 张家生. 重塑黏性土的基质吸力与土水分及密度状态的关系[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, **24**(2): 321 - 327. (XIONG Cheng-ren, LIU Bao-chen, ZHANG Jia-sheng. Relation of matric suction with moisture state and density state of remolded cohesive soil[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, **24**(2): 321 - 327. (in Chinese))

(编校: 孙振远)

DOI: 10.11779/CJGE2020S1004

# 黏粒含量对细粒尾矿物理力学性质的影响

胡再强, 郭婧, 梁志超, 王凯, 冯哲, 陈振鹏

(西安理工大学岩土工程研究所, 陕西 西安 710048)

**摘要:** 随着选矿技术的进步, 尾矿粒径越来越小, 其中黏粒占比也逐渐增多, 因此, 研究黏粒含量对细粒尾矿物理力学特性的影响就变得尤为紧迫和必要。通过一系列物理力学试验, 研究黏粒含量对细粒尾矿物理特性、渗透特性、压缩特性、剪切特性和动力特性的影响。试验结果表明: 随黏粒含量的增大,  $C_u$ 显著增大,  $C_c$ 变化不明显, 液限、塑限和塑性指数都有所增大; 黏粒含量增多, 渗透系数随之减小, 压缩性则呈先增大后减小趋势; 黏聚力随黏粒含量的增加持续增大, 而内摩擦角持续减小; 黏粒含量对细粒尾矿液化的影响为先促进后抑制, 且在10%时最容易发生液化破坏。随黏粒含量增加, 动剪切模量先减小后增大, 阻尼比先增大后减小。说明黏粒含量对细粒尾矿的物理力学性质有显著影响, 在工程中应予以充分重视。

**关键词:** 黏粒含量; 细粒尾矿; 黏聚力; 内摩擦角; 动剪切模量; 阻尼比

**中图分类号:** TU43      **文献标识码:** A      **文章编号:** 1000-4548(2002)S1-0016-06

**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方面的工作。E-mail: huzq@xaut.edu.cn。

## Effects of clay content on physical and mechanical properties of fine tailings

HU Zai-qiang, GUO Jing, LIANG Zhi-chao, WANG Kai, FENG Zhe, CHEN Zhen-peng

(Institute of Geotechnical Engineering, Xi'an University of Technology, Xi'an 710048, China)

**Abstract:** With the progress of beneficiation technology, the size of tailings is getting smaller, and the proportion of clay is gradually increasing. Therefore, it is particularly urgent and necessary to study the influences of clay content on the physical and mechanical characteristics of fine tailings. Through a series of physical and mechanical experiments, the effects of clay content on the physical characteristics, permeability characteristics, consolidation characteristics, shear characteristics and dynamic characteristics of fine tailings are studied. The test results show that as the clay content increases,  $C_u$  increases significantly, while  $C_c$  does not change significantly, and liquid limit, plastic limit and plastic index all increase. As the content of clay particles increases, the permeability coefficient decreases, and the compressibility first increases and then decreases. Cohesion keeps increasing with the increase of clay content, while the internal friction angle keeps decreasing. The effects of clay content on liquefaction of fine tailings are to promote first and then inhibit, and liquefaction damage is most likely to occur at 10%. As the clay content increases, the dynamic shear modulus decreases first and then increases, and the damping ratio increases first and then decreases. It is shown that the clay content has a significant effect on the physical and mechanical properties of fine tailings, and it should be paid full attention to in engineering.

**Key words:** clay content; fine tailings; cohesion; internal friction angle; dynamic shear modulus; damping ratio

## 0 引言

尾矿库是堆存各类矿石尾料的场所, 其稳定性及运行状况的好坏, 直接关系到矿山生产和人民生命财产安全<sup>[1]</sup>。细粒尾矿因抗剪强度低, 渗透系数小, 固结稳定慢<sup>[2]</sup>等特点, 使坝体发生滑坡、液化失稳的风险急剧增加, 因此越来越受到国内外学术界及工程界的重视。

中国很早就开始关注尾矿的稳定性问题<sup>[3-6]</sup>, 但对细粒尾矿的研究起步较晚。陈守义<sup>[7]</sup>首先从沉积滩形式, 坝体横截面结构, 土层力学形式和渗透性等方面

对比分析了细粒尾矿对尾矿坝稳定性的不利影响。尹光志等<sup>[8]</sup>对细粒尾矿坝静、动力稳定性进行了系统研究。巫尚蔚等<sup>[9]</sup>研究了粉粒含量对细粒尾矿力学特性的影响。同时, 已有许多学者对不同黏粒含量土的工程性质进行较为深入的研究, 如 Constantinescu等<sup>[10]</sup>研究了黏粒含量对冰川沉积物的液限、塑限、塑性指数以及抗剪强度指标的影响。Dafalla<sup>[11]</sup>通过对黏土与

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: 2020-06-01

砂土混合材料进行直剪试验发现, 混合材料的黏聚力随黏粒含量增加而不断增加。曾长女等<sup>[12]</sup>研究指出, 黏粒含量为 8% 的粉土动剪应力最小而液化后低强度段应变最大。王力等<sup>[13]</sup>通过负压湿筛装置筛选出黄土中的黏粒, 配制出不同黏粒含量的黄土并进行一系列物理力学试验。李涛等<sup>[14]</sup>研究表明, 在相同细粒含量的砂土中, 黏粒含量不同, 试样抗液化强度也不同。而对不同黏粒含量尾矿物理力学性质的研究还鲜有报道。

随着选矿技术的进步, 一些金属矿山的矿渣颗粒越来越细, 尾矿中黏粒占比也逐渐增多, 因此, 研究黏粒含量对细粒尾矿物理力学性质的影响就变得尤为紧迫和必要。为更好地研究黏粒含量对细粒尾矿物理力学特性的影响, 本文对不同黏粒含量细粒尾矿进行一系列物理力学试验, 分析了黏粒含量对细粒尾矿物理特性、渗透特性、压缩特性、剪切特性和动力特性的影响, 为含黏粒细粒尾矿的理论研究及工程实践提供科学依据。

## 1 试样制备与试验方案

### 1.1 试样制备

本次试验所用尾矿料取自河南某钼矿尾矿库, 颗粒粒径小于 0.075 mm 的尾矿含量为 74%, 属细粒尾矿<sup>[15]</sup>。将不同比例高岭土与细粒尾矿混合, 配制成黏粒含量分别为 2% (未掺高岭土), 5%, 10%, 15% 和 20% 的尾矿料, 以初始含水率为 15% 制备试样, 制备完成后将试样抽真空饱和, 待试样孔压系数  $B$  达到 95% 以上, 默认饱和完成。表 1, 2 分别为细粒尾矿和高岭土的物理参数。

表 1 细粒尾矿各项物理参数

Table 1 Various physical parameters of fine tailings

颜色	$\rho_{d\min}/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	$\rho_{d\max}/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	$G_s$
灰色	1.21	1.90	2.78

表 2 高岭土各项物理参数

Table 2 Various physical parameters of kaolin

颜色	塑性指数 $I_p$	$G_s$	(粒径<0.005 mm)/%
白色	18.1	2.7	98

### 1.2 试验方案

对 5 种黏粒含量细粒尾矿进行渗透试验, 取干密度为 1.47, 1.55, 1.62, 1.71, 1.80 g/cm<sup>3</sup>。

对 5 种黏粒含量的细粒尾矿进行侧限压缩试验, 控制干密度为 1.55 g/cm<sup>3</sup>。试验采用逐级加载的方式, 压力等级为 12.5, 25, 50, 100, 200, 400, 800, 1200, 1600 kPa, 每级荷载持续 24 h, 待固结稳定后, 施加下一级荷载。

直接剪切试验采取固结快剪方式, 试样固结压力分别为 50, 100, 200, 400 kPa。研究黏粒含量对细粒尾矿抗剪强度指标的影响规律时, 5 种细粒尾矿控制干密度都为 1.55 g/cm<sup>3</sup>。

对 5 种黏粒含量细粒尾矿进行动三轴试验, 控制干密度为 1.55 g/cm<sup>3</sup>, 研究黏粒含量对细粒尾矿动强度、动孔压、动剪切模量和阻尼比的影响规律。固结方式选用均压固结, 固结压力分别为 50, 100, 200, 400 kPa。液化破坏标准为应变控制标准, 应用 5% 应变作为液化破坏标准。试验时施加的振动波形为正弦波, 频率为 1 Hz。

## 2 结果与分析

### 2.1 黏粒含量对粒度组成的影响

对 5 种黏粒含量细粒尾矿进行颗粒分析, 分析结果见表 3。从表 3 中可以看出, 5 种黏粒含量细粒尾矿的  $C_u$  均大于 5,  $C_c$  均在 1~3, 说明这 5 种黏粒含量的细粒尾矿级配均良好。随黏粒含量的增大,  $C_u$  显著增大,  $C_c$  变化规律不明显。

### 2.2 黏粒含量和液塑限指标的关系

图 1 为不同黏粒含量细粒尾矿液塑限和塑性指数与黏粒含量  $P_c$  关系曲线, 由图可知, 随黏粒含量的增加, 液限、塑限和塑性指数均增大, 且与黏粒含量呈正相关的线性关系, 相关系数  $R^2$  均大于 0.93。这是因为黏粒粒径小, 而比表面积和表面电荷大, 结合水含量高, 从而使塑性指数随黏粒含量的增大而增大。

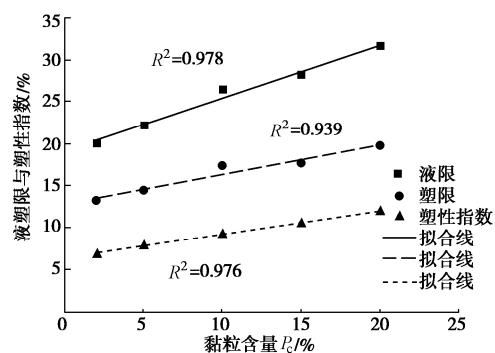


图 1 液塑限和塑性指与黏粒含量关系曲线

Fig. 1 Relationship among liquid-plastic limit, plastic finger and clay content

### 2.3 黏粒含量对细粒尾矿渗透系数的影响

图 2 为不同黏粒含量细粒尾矿渗透系数  $k$  与孔隙比  $e$  关系曲线, 由图可知, 黏粒含量对细粒尾矿的渗透性有显著影响。在相同孔隙比条件下, 黏粒含量增多, 渗透系数随之减小。当黏粒含量一定时, 渗透系数随孔隙比的增大而增大。

这是因为, 当黏粒含量较小时, 黏粒分散地附着

表3 不同黏粒含量细粒尾矿颗粒分析结果表

Table 3 Analysis results of fine tailings particles with different clay contents

试样 编号	颗粒大小组成百分比 (%)					不均匀系数 $C_u$	曲率系数 $C_c$	中值粒径 $D_{50}/\text{mm}$
	>0.5 mm	0.5~0.1 mm	0.1~0.074 mm	0.074~0.005 mm	<0.005 mm			
#1	1.29	18.29	6.41	71.96	2.05	6.34	1.01	0.031
#2	1.25	17.74	6.22	69.81	4.99	7.33	1.09	0.030
#3	1.19	16.83	5.89	66.20	9.88	8.02	1.13	0.029
#4	1.12	15.91	5.58	62.61	14.78	12.01	1.02	0.024
#5	1.06	14.99	5.26	59.01	19.68	15.52	1.31	0.021

于骨架颗粒表面，随黏粒含量增大，骨架大颗粒逐渐被包埋在黏粒中。在相同孔隙比条件下，随黏粒含量的增加，小孔隙通道增多，大孔隙通道减少，导致渗透系数减小。另一方面，由于黏粒中的黏土矿物比表面积大，电荷作用强，且具有良好的亲水性，使得土体内水流速度降低，从而导致渗透系数减小。

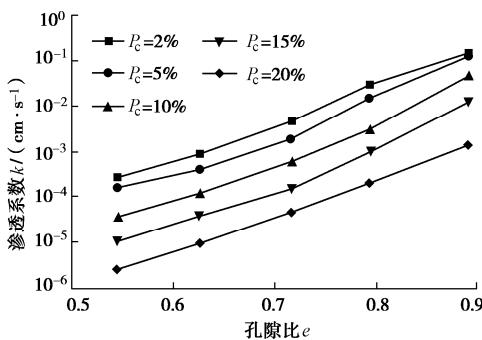


图2 渗透系数与孔隙比关系曲线

Fig. 2 Relationship between  $k$  and  $e$ 

#### 2.4 黏粒含量对细粒尾矿固结特性的影响

图3为不同黏粒含量细粒尾矿 $e - \lg p$ 曲线，其中 $e$ 为孔隙比， $p$ 为竖向压力。由图可知，不同黏粒含量细粒尾矿 $e - \lg p$ 曲线都由平缓段和陡峭段组成，当黏粒含量小于10%时，黏粒含量越多，平缓段越短，陡峭段越长，压缩曲线随黏粒含量的增加而下移，即试样压缩性增大；当黏粒含量大于10%时，规律则相反。

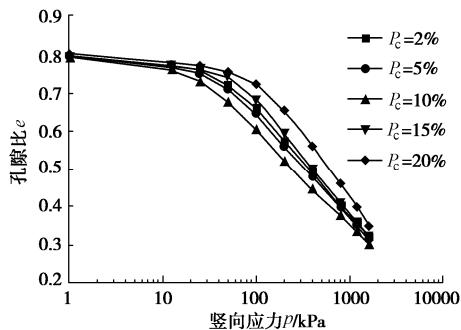


图3 不同黏粒含量细粒尾矿的压缩曲线

Fig. 3 Compression curves of fine tailings with different clay contents

这是因为，当黏粒含量小于10%时，大部分黏粒分布于大颗粒接触点位置，使大颗粒构成的骨架结构

不稳定增大，从而导致试样压缩性增强；当黏粒含量大于10%时，黏粒可较好地填充大颗粒间孔隙，将骨架颗粒包埋其中，使试样压缩性减弱。

#### 2.5 黏粒含量对细粒尾矿抗剪强度的影响

黏聚力 $c$ 、内摩擦角 $\varphi$ 与黏粒含量 $P_c$ 的关系曲线如图4所示。由图4可知，黏聚力随黏粒含量的增加而呈上升趋势。当黏粒含量从2%增加到5%时，黏聚力增加趋势较平缓，而当黏粒含量大于5%，黏聚力迅速增加。这是因为，当黏粒含量较小时，黏粒散乱地分布于大颗粒表面，使黏聚力有所增大；而当黏粒含量较大时，黏聚力主要源于黏粒间黏结作用，黏粒增多，黏结作用增强<sup>[16]</sup>，黏聚力迅速增加。内摩擦角随黏粒含量的增加持续减小。这是因为，细粒尾矿颗粒表面粗糙度大，咬合摩擦力强，但黏粒含量增多，降低了颗粒间咬合摩擦力，起“润滑”作用<sup>[17]</sup>，从而导致内摩擦角减小。

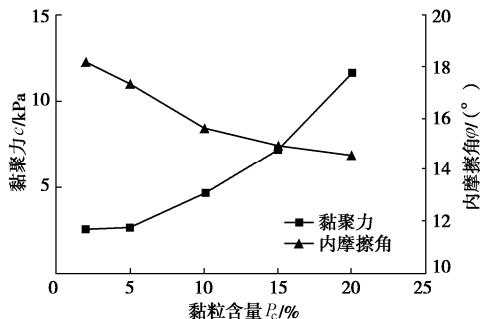


图4 不同黏粒含量细粒尾矿的抗剪强度指标

Fig. 4 Shear strength index of fine tailings with different clay contents

#### 2.6 黏粒含量对细粒尾矿动力特性的影响

##### (1) 动强度

5种黏粒含量细粒尾矿动强度试验结果以动剪应力比 $\tau_d/\sigma'_3$ 与破坏振次 $N_f$ 的关系曲线表示，如图5所示。其抗液化拟合公式为

$$\frac{\tau_d}{\sigma'_3} = B - A \ln N_f \quad (1)$$

式中， $\tau_d$ 为试样45°斜面上动剪应力( $\tau_d = \sigma_d/2$ )， $\sigma_d$ 为动应力， $\sigma'_3$ 为有效固结应力， $N_f$ 为破坏振次， $A$ ， $B$ 为试验参数。

比较 5 种黏粒含量细粒尾矿的抗液化曲线关系可以发现, 随着黏粒含量的增大, 抗液化曲线先下移, 在黏粒含量为 10% 时达到最低, 之后随黏粒含量的增大, 曲线逐渐上移, 在黏粒含量为 20% 时达到高。说明黏粒含量对尾矿液化的影响为先促进后抑制, 且在 10% 时最容易发生液化破坏。

图 5 中的斜率和截距为式(1)中的参数 A, B, 如表 4 所示。液化曲线参数 A 随黏粒含量的增大, 逐渐减小, 参数 B 随黏粒含量的增大, 先减小后增大。

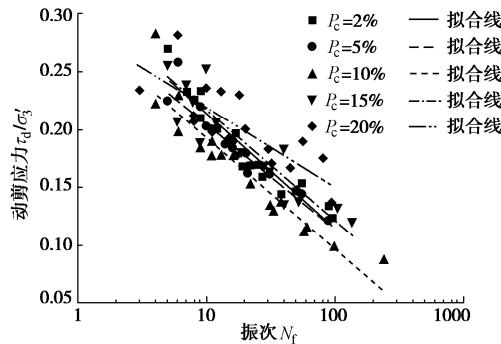


图 5 不同黏粒含量细粒尾矿  $\tau_d / \sigma'_3$  与  $N_f$  关系曲线

Fig. 5 Relationship between  $\tau_d / \sigma'_3$  and  $N_f$  for fine tailings with different clay contents

表 4 细粒尾矿液化曲线参数

Table 4 Parameters of liquefaction curves of fine tailings

黏粒含量 $P_c/\%$	参数 A	参数 B
2	0.101	0.316
5	0.091	0.296
10	0.097	0.291
15	0.095	0.302
20	0.069	0.299

## (2) 动孔压

图 6 为不同黏粒含量细粒尾矿动孔压发展曲线, 图中横坐标为振次比  $N/N_f$ , 纵坐标为动孔压比  $u_d / \sigma'_0$ 。

由图可知, 在开始振动阶段, 动孔压比随振次比的增大先迅速增大, 随后趋于平稳, 当振次比大于 0.8, 动孔压增长速率又逐渐增大。随黏粒含量的增大, 试样动孔压拟合曲线先向上移动, 在 10% 时达到最高, 而后向下移动。在振动前期, 动孔压比随黏粒含量的增大, 先增大后减小。而振动后期, 孔压比增长速率随黏粒含量的增大, 不断减小。

该曲线与 Seed 等<sup>[19]</sup>提出的动孔压模型相似。因此可考虑用修正的模型公式进行拟合, 即

$$\frac{u_d}{\sigma'_0} = a \frac{2}{\pi} \arcsin \left( \frac{N}{N_f} \right)^{1/2b}, \quad (2)$$

式中,  $u_d$  为动孔隙水压力,  $\sigma'_0$  为初始有效固结应力,  $N$  为振次,  $N_f$  为破坏振次,  $a, b$  为试验参数。

由图 6 可知, 式(2)中的孔压模型可对不同黏粒含量细粒尾矿的动孔压试验结果进行良好的拟合, 相关系数都大于 0.95。其试验参数  $a, b$  结果如图 7 所示。由图 7 可知, 试验参数  $a, b$  都随着黏粒含量的增加, 先增加后减小, 且在黏粒含量为 10% 达到最大。

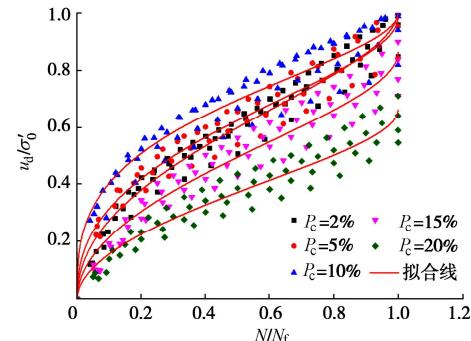


图 6 不同黏粒含量细粒尾矿  $u_d / \sigma'_0$  与  $N/N_f$  关系曲线

Fig. 6 Relationship curves of  $u_d / \sigma'_0$  and  $N/N_f$  of fine tailings with different clay contents

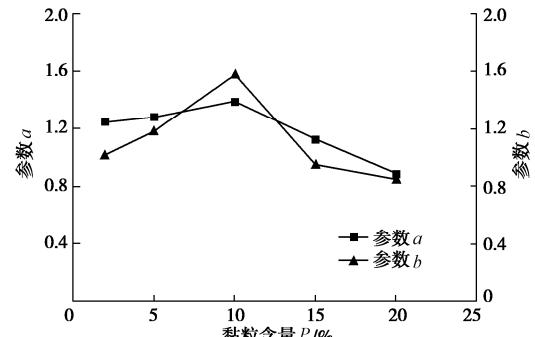


图 7 孔压模型试验参数

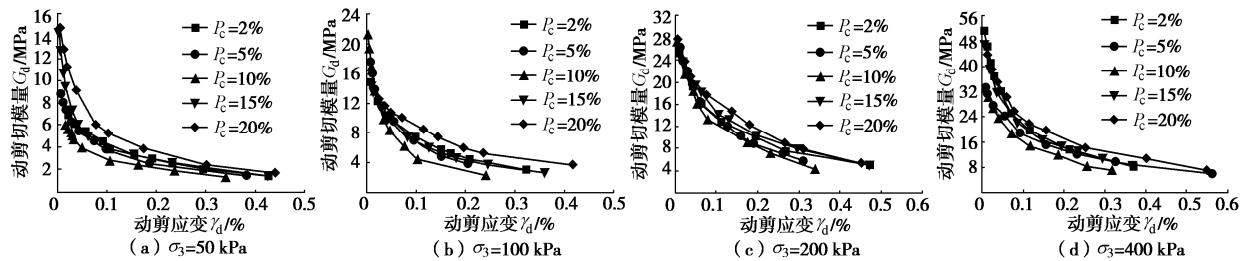
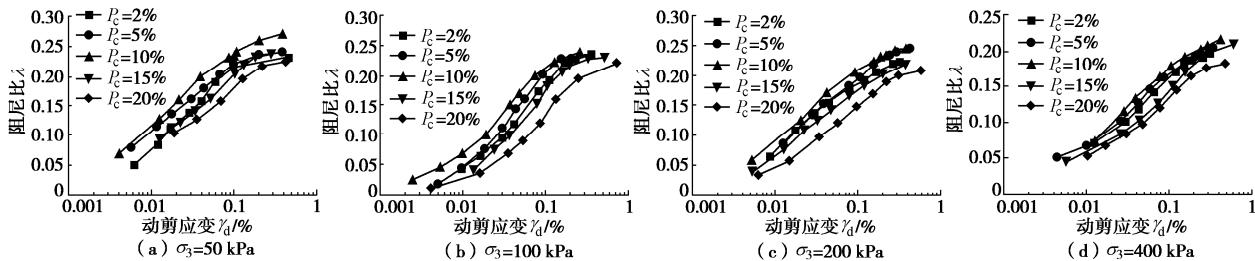
Fig. 7 Test parameters of pore pressure model

## (3) 动剪切模量

图 8 为各黏粒含量细粒尾矿在不同围压下动剪切模量  $G_d$  与动剪应变  $\gamma_d$  关系曲线。如图 8 所示, 随动剪应变的增加, 各黏粒含量尾矿试样动剪切模量均不断降低, 且在小应变范围内, 动剪切模量下降迅速, 而随动剪应变的增大, 曲线逐渐趋于平缓。当黏粒含量小于 10% 时, 动剪切模量随黏粒含量的增大不断减少, 而当黏粒含量大于 10% 时, 动剪切模量随黏粒含量的增大而增大。

## (4) 阻尼比

图 9 所示为各黏粒含量尾矿试样在不同围压下阻尼比  $\lambda$  与动剪应变  $\gamma_d$  关系曲线。由图可知, 随动剪应变增大, 各黏粒含量尾矿试样阻尼比均不断增大, 前期应变较小时, 阻尼比增加迅速, 随应变增大, 阻尼比增速减慢。相同剪应变条件下, 黏粒含量对阻尼比的影响较为明显。当黏粒含量小于 10% 时, 随黏粒含量的增加, 阻尼比不断增大。当黏粒含量大于 10% 时, 随黏粒含量的增加, 阻尼比不断减小。

图8 不同黏粒含量细粒尾矿  $G_d$  与  $\gamma_d$  关系曲线Fig. 8 Relationship between  $G_d$  and  $\gamma_d$  of fine tailings with different clay content图9 不同黏粒含量细粒尾矿  $\lambda$  与  $\gamma_d$  关系曲线Fig. 9 Relationship between  $\lambda$  and  $\gamma_d$  of fine tailings with different clay contents

### 3 结 论

(1) 5种黏粒含量的细粒尾矿级配均良好。随黏粒含量的增大,  $C_u$ 显著增大,  $C_c$ 变化规律不明显; 细粒尾矿液限、塑限和塑性指数都增大。

(2) 在相同孔隙比条件下, 黏粒含量增多, 细粒尾矿渗透系数随之减小; 当黏粒含量一定时, 渗透系数随孔隙比的增大而增大。

(3) 当黏粒含量小于10%时, 随黏粒含量增大, 试样压缩性增强; 当黏粒含量大于10%时, 随黏粒含量增大, 试样压缩性减弱。

(4) 黏聚力随黏粒含量的增大而增大, 内摩擦角随黏粒含量增大而减小。

(5) 当黏粒含量小于10%时, 随黏粒含量的增大, 细粒尾矿抗液化能力下降, 动孔压升高, 动剪切模量呈减小趋势, 阻尼比呈增大趋势。而黏粒含量大于10%时, 规律则相反。

### 参考文献:

- [1] 《中国有色金属尾矿库概论》编辑委员会. 中国有色金属尾矿库概论[R]. 北京: 中国有色金属工业总公司, 1992. ("Introduction to China Nonferrous Metal Tailings Library" Editorial Committee. Introduction to China Nonferrous Metal Tailings Reservoir[R]. Beijing: China Nonferrous Metals Industry Corporation, 1992. (in Chinese))
- [2] 尾矿堆积坝岩土工程技术规范: GB 50547—2010[S]. 2010.

(Technical Specifications for Geotechnical Engineering of Tailings Deposit Dam: GB 50547—2010[S]. 2010. (in Chinese))

- [3] 徐志英, 沈珠江. 高尾矿坝的静、动应力非线性分析与地震稳定性[J]. 华东水利学院学报, 1980(4): 59–75. (XU Zhi-ying, SHEN Zhu-jiang. Nonlinear analysis of static and dynamic stresses and seismic stability of high tailings dam[J]. Journal of East China Water Conservancy College, 1980(4): 59–75. (in Chinese))
- [4] 王武林, 杨春和, 阎金安. 某铅锌矿尾矿坝工程勘察与稳定性分析[J]. 岩石力学与工程学报, 1992, 11(4): 332–344. (WANG Wu-lin, YANG Chun-he, YAN Jin-an. Engineering exploration and stability analysis of the tailings dam of a Lead-zinc Mine[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 1992, 11(4): 332–344. (in Chinese))
- [5] 陈存礼, 何军芳, 胡再强, 等. 尾矿砂的动力变形及动强度特性研究[J]. 水利学报, 2007(3): 365–370. (CHEN Cun-li, HE Jun-fang, HU Zai-qiang, et al. Experimental study on dynamic deformation and dynamic strength of tailing sands[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2007(3): 365–370. (in Chinese))
- [6] 李宏儒, 胡再强, 陈存礼, 等. 金堆城尾矿坝加高方案数值模拟及稳定性分析[J]. 岩土力学, 2008, 39(4): 1138–1142. (LI Hong-ru, HU Zai-qiang, CHEN Cun-li, et al. Numerical simulation and slope stability analysis in Jingduicheng tailings dam to be designed to increase the dam height[J].)

- Rock and Soil Mechanics, 2008, **39**(4): 1138 – 1142. (in Chinese))
- [7] 陈守义. 浅议上游法细粒尾矿堆坝问题[J]. 岩土力学, 1995, **16**(3): 70 – 76. (CHEN Shouyi. Some superficial views on the probelm of building fine grain tailings fill dams by means of up-stream method[J]. Rock and Soil Mechanics, 1995, **16**(3): 70 – 76. (in Chinese))
- [8] 尹光志, 张东明, 魏作安, 等. 土工合成材料与细粒尾矿界面作用特性的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, **23**(3): 426 – 429. (YIN Guang-zhi, ZHANG Dong-ming, WEI Zuo-an, et al Testing study on interaction characteristics between fine grained tailings and geosynthetics[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, **23**(3): 426 – 429. (in Chinese))
- [9] 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))
- [10] CONSTANTINESCU J, CONSTANTINESCU D. Particularity of plasticity characteristics of fine glacial materials (North Chicago area)[J]. Geocomarina, 2010.
- [11] DAFALLA M A. Effects of clay and moisture content on direct shear tests for clay-sand mixtures[J]. Advances in Materials Science & Engineering, 2013(4).
- [12] 曾长女, 冯伟娜. 黏粒含量对粉土液化后特性影响的试验研究[J]. 地震工程学报, 2014, **36**(3): 727 – 733. (ZENG Chang-nü, FENG Wei-na. Influence of clay content on postliquefaction characteristics of silt[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2014, **36**(3): 727 – 733. (in Chinese))
- [13] 王力, 李喜安, 赵宁, 等. 黏粒含量对黄土物理力学性质的影响[J]. 中国地质灾害与防治学报, 2018, **29**(3): 133 – 143. (WANG Li, LI Xi-an, ZHAO Ning, et al. Effect of Clay Content on Physical and Mechanical Properties of Loess Soils[J]. The Chinese Journal of Geological Hazard and Control, 2018, **29**(3): 133 – 143. (in Chinese))
- [14] 李涛, 唐小微. 黏粒和粉粒的共存对砂土静动力液化影响的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(增刊 2): 169 – 172. (LI Tao, TANG Xiao-wei. Experimental study on effect of coexistence of clay and silt on static and dynamic liquefaction of sand[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(S2): 169 – 172. (in Chinese))
- [15] 蔡清, 程江涛, 于沉香. 细粒尾矿的定义及分类方法探讨[J]. 土工基础, 2014, **28**(1): 91 – 93. 岩土力学, 2004, **25**(增刊): 71 – 74. (CAI Qing, CHENG Jiang-tao, YU Chen-xiang. Definition and classification of fine grain materials from mine tailings[J]. Soil Engineering and Foundation 2014, **28**(1): 91 – 93. Rock and Soil Mechanics, 2004, **25**(S0): 71 – 74. (in Chinese))
- [16] 李建红, 张其光, 孙逊, 等. 胶结和孔隙比对结构性土力学特性的影响[J]. 清华大学学报(自然科学版), 2008, **48**(9): 1431 – 1435. (LI Jian-hong, ZHANG Qi-guang, SUN Xun, et al. Effect of bonding and void ratio on the mechanical behavior of structured soil[J]. Journal of Tsinghua University(Sci & Tech), 2008, **48**(9): 51 – 55. (in Chinese))
- [17] 龚晓南, 熊传祥, 项可祥, 等. 黏土结构性对其力学性质的影响及形成原因分析[J]. 水利学报, 2000, **31**(10): 43 – 47. (GONG Xiao-nan, XIONG Chuan-xiang, XIANG Ke-xiang, et al. The formation of ciay structure and its influence on mechanical characteristics of clay[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2000, **31**(10): 43 – 47. (in Chinese))
- [18] 王权民, 李刚, 陈正汉, 等. 厦门砂土的动力特性研究[J]. 岩土力学, 2005, **26**(10): 107 – 111. (WANG Quan-min, LI Gang, CHEN Zheng-han, et al. Study on dynamic characteristics of Xia men Sand[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, **26**(10): 107 – 111. (in Chinese))
- [19] 谢定义. 土动力学[M]. 西安: 西安交通大学出版社, 1987. (XIE Ding-yi. Soil Dynamics[M]. Xi'an: Xi'an Jiao-tong University Press, 1987. (in Chinese))

(编校: 孙振远)

DOI: 10.11779/CJGE2020S1005

# 主应力轴变化下各向异性钙质砂的定轴剪切特性

沈 扬<sup>1</sup>, 梁 晖<sup>1</sup>, 葛华阳<sup>1</sup>, 俞演名<sup>2</sup>, 沈 雪<sup>1</sup>

(1. 河海大学岩土力学与堤坝工程教育部重点实验室, 江苏 南京 210024; 2. 中国电建集团华东勘测设计研究院有限公司, 浙江 杭州 310000)

**摘要:** 为探究各向异性南海钙质砂的剪切特性, 利用GDS空心圆柱扭剪仪, 通过不同大主应力方向上的定轴剪切试验, 对比分析了钙质砂和石英砂的原生各向异性, 揭示了原生各向异性对强度和孔压的影响。结果表明: 钙质砂和石英砂在强度上均表现出各向异性, 随着大主应力方向角 $\alpha$  (大主应力方向与竖直方向夹角) 的增大, 强度先降低后增加, 在 $\alpha=70^\circ$ 时最低; 钙质砂原生各向异性更为显著, 不同大主应力方向上钙质砂的强度变化幅度约为石英砂的1.4~1.5倍; 钙质砂和石英砂破坏时的孔压值都随着 $\alpha$ 的增大而增大, 破坏时的状态也都由趋于剪胀逐渐向趋于剪缩变化; 与石英砂不同的是, 钙质砂破坏时亨开尔孔压系数的最大值出现在 $\alpha=70^\circ$ , 而非 $\alpha=90^\circ$ ; 钙质砂各应变分量开展程度在不同大主应力方向上表现出差异性, 破坏时的径向应变随大主应力方向角变化幅度最小, 破坏时的扭剪应变随大主应力方向角变化幅度最大。

**关键词:** 钙质砂; 主应力轴变化; 各向异性; 定轴剪切特性

中图分类号: TU435 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)S1-0022-05

作者简介: 沈 扬(1980—), 男, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事土体静动力学特性和本构方面理论的研究工作。  
E-mail: shenyang1998@163.com。

## Fixed-axis shear characteristics of anisotropic calcareous sand under variation of principal stress axes

SHEN Yang<sup>1</sup>, LIANG Hui<sup>1</sup>, GE Hua-yang<sup>1</sup>, YU Yan-ming<sup>2</sup>, SHEN Xue<sup>1</sup>

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

2. Huadong Engineering Corporation Limited, Power China, Hangzhou 310000, China)

**Abstract:** In order to explore the shear characteristics of anisotropic calcareous sand, the GDS hollow cylinder torsional shear apparatus is used to compare and analyze the anisotropy of calcareous sand and quartz sand through the fixed-axis shear tests in different directions of large principal stress to reveal the effects of inherent anisotropy on strength and pore pressure. The results show that both the calcareous sand and the quartz sand exhibit anisotropy in strength. As the large principal stress direction angle  $\alpha$  (the angle between the large principal stress direction and the vertical direction) increases, the strength decreases first and then increases, and reach the minimum when  $\alpha = 70^\circ$ . The anisotropy of calcareous sand is more pronounced, and the magnitude of change in strength of calcareous sand in different directions of large principal stress is about 1.4 to 1.5 times that of quartz sand. The pore pressure values of the calcareous sand and quartz sand both increase with the increase of  $\alpha$ , and the state of failure also gradually changes from tending to dilatancy to shrinking. Different from that of the quartz sand, the maximum value of Henkel's pore pressure coefficient appears at  $\alpha = 70^\circ$  instead of  $\alpha = 90^\circ$ . The radial strain  $\varepsilon_r$  at the time of failure has the smallest amplitude change with the direction angle of the large principal stress, and the torsional shear strain  $\gamma_{20}$  has the largest one.

**Key words:** calcareous sand; variation of principal stress axes; anisotropy; fixed-axis shear characteristic

## 0 引言

砂土在沉积过程中由于颗粒优选排列方向不同, 颗粒接触空间差异, 孔隙形状或大小变化等原因, 形成了空间上的定向排列, 构成了细观结构的原生各向异性<sup>[1]</sup>。砂土的原生各向异性对其剪切性质影响显著。Oda<sup>[2]</sup>通过微观量测发现, 土体沉积时颗粒长轴定向排

列形成的这种沉积结构在后期加载过程中变化甚微。很多学者在土强度与原生各向异性关系方面展开了研究, 大部分研究工作采用真三轴试验、中空扭剪试验和平面应变试验。Yamada等<sup>[3]</sup>通过试验研究表明, 在

基金项目: 国家自然科学基金项目(51979087)

收稿日期: 2020-06-03

其他条件相同时, 大主应力面与沉积面重合时抗剪强度最高。于艺林等<sup>[4]</sup>通过定轴排水剪切试验, 发现存在一个大主应力方向使云母砂的强度达到最小, 而扈萍等<sup>[5]</sup>对山东汶河粉细砂展开的定轴排水剪切试验也得出了相似的结果。此外, 不少学者的研究表明大主应力方向对砂土的孔压特性和应变发展也有影响<sup>[6-7]</sup>。

在砂土各向异性研究中采用的试验材料主要有日本的丰浦砂 (Oda、Tatsuoka 等)、英国的 Leighton Buzzard 砂 (Arthur、Yasin 等), 以及加拿大的 Santa Monica 砂 (Lade 等)。钙质砂是中国南海岛礁最主要的吹填地基材料, 同时在南北纬 30° 之间的热带或亚热带气候的大陆架和海岸线附近也广泛分布, 对钙质砂力学行为的研究具有很高的实际价值。吴京平等<sup>[8]</sup>较早将钙质砂的基本特性作为专门的课题进行研究, 总结出钙质砂具有颗粒形状极不规则、高内摩擦角、高孔隙比 (含内孔隙)、颗粒易破碎等特点, 这与普通陆源砂相比存在很大差异, 从而在力学行为上表现出特性。随后, 学者们通过大量试验表明, 在相同孔隙比和相近的颗粒分布条件下, 钙质砂的内摩擦角明显大于普通石英砂, 且存在一个不可忽略的“表观黏聚力”<sup>[9]</sup>。此外, 钙质砂颗粒的长短轴之比要比石英砂高得多<sup>[10]</sup>, 加剧了钙质砂的原生各向异性。

前人对于钙质砂原生各向异性与力学行为关系的研究鲜有涉及, 因此有必要对各向异性钙质砂开展不同大主应力方向上的定轴剪切试验, 探究强度、孔压和变形随大主应力方向的变化规律, 总结主应力轴变化下各向异性钙质砂的剪切特性。

## 1 试验材料及方案

### 1.1 试验材料

试验所用钙质砂取自中国南沙群岛某岛礁吹填地基, 为未胶结的松散体, 多为珊瑚碎屑和海洋生物的骨架、残骸等。图 1 为试验所用钙质砂颗粒的电镜扫描图片。由图可见, 钙质砂的颗粒形状较石英砂更具有不规则性, 棱角丰富, 以块状、片状为主。



图 1 典型钙质砂颗粒的电镜扫描图片 (30 倍)

Fig. 1 Scanning electron micrograph of typical calcareous sand particles (30 times)

图 2 为钙质砂的级配曲线。配制与钙质砂相同级配的石英砂作对比试验, 其主要物理指标如表 1 所示。

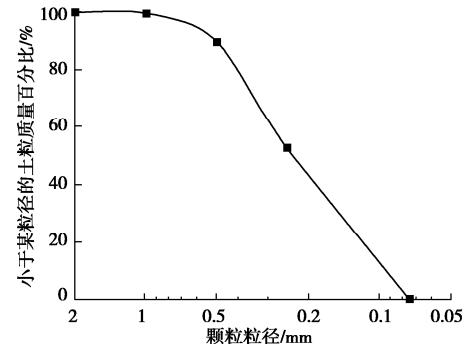


图 2 钙质砂的级配曲线  
Fig. 2 Gradation curve of calcareous sand

表 1 试验材料主要物理指标

Table 1 Basic property parameters of test sands

砂样	$C_u$	$C_c$	$e_{max}$	$e_{min}$	$G_s$
钙质砂	3.0	0.59	1.058	0.731	2.69
石英砂	3.0	0.59	0.878	0.510	2.65

### 1.2 试验方案与试样参数

通过河海大学 GDS 空心圆柱扭剪仪 (HCA) 对钙质砂和石英砂分别进行不同大主应力方向角的定轴固结不排水剪切试验, 大主应力方向角分别为 0°, 20°, 45°, 70° 和 90°, 固结方式为等向固结, 固结压力为 100 kPa。

空心圆柱试样的应力应变参数定义如下:

平均主应力  $p$  (kPa),

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) ; \quad (1)$$

偏应力  $q$  (kPa),

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 = \sqrt{(\sigma_z - \sigma_\theta)^2 + 4\tau_{z\theta}^2} ; \quad (2)$$

偏应变  $\varepsilon_q$ ,

$$\varepsilon_q = \varepsilon_1 - \varepsilon_3 = \sqrt{(\varepsilon_z - \varepsilon_\theta)^2 + (\gamma_{z\theta})^2} ; \quad (3)$$

偏应力比  $\eta$ ,

$$\eta = \frac{q}{p} ; \quad (4)$$

广义剪应变  $\varepsilon_s$ ,

$$\varepsilon_s = \frac{\sqrt{2}}{3} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2} ; \quad (5)$$

中主应力系数  $b$ ,

$$b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} . \quad (6)$$

式中  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ ,  $\sigma_3$  分别为大主应力、中主应力、小主应力;  $\sigma_z$ ,  $\sigma_r$ ,  $\sigma_\theta$ ,  $\tau_{z\theta}$  分别为轴向正应力、径向正应力、切向正应力、扭剪应力;  $\varepsilon_1$ ,  $\varepsilon_2$ ,  $\varepsilon_3$  分别为大主应变、中主应变、小主应变;  $\varepsilon_z$ ,  $\varepsilon_r$ ,  $\varepsilon_\theta$ ,  $\gamma_{z\theta}$  分别为轴向应变、径向应变、切向应变和扭剪应变。

定轴剪切时偏应力  $q$  线性增大, 增大速率为 10 kPa/min, 平均主应力  $p$  保持为 100 kPa, 中主应力系数  $b$  保持为 0.5。

## 2 试验结果分析

### 2.1 强度变化规律

图 3 为钙质砂和石英砂在不同大主应力方向上的偏应力 - 广义剪应变的关系曲线。从图中可以看出, 大主应力方向角  $\alpha$  对于钙质砂和石英砂的偏应力 - 广义剪应变关系有着显著影响。在相同的广义剪应变下, 随着  $\alpha$  的增大, 试样所承受的偏应力  $q$  越来越小, 当  $\alpha=70^\circ$  时最小, 随后略有增加。同时可以发现, 不论是钙质砂还是石英砂, 当  $\alpha=45^\circ$ ,  $70^\circ$ ,  $90^\circ$ , 其强度较为接近, 且当偏应力增大到一定程度后, 广义剪应变会迅速增大, 在广义剪应变达到 3% 后发生拐点, 因此, 对于  $\alpha=45^\circ$ ,  $70^\circ$ ,  $90^\circ$  的试样, 以广义剪应变  $\varepsilon_s$  达到 5% 作为破坏标准会偏危险, 故将破坏标准降为广义剪应变  $\varepsilon_s$  达到 3%。

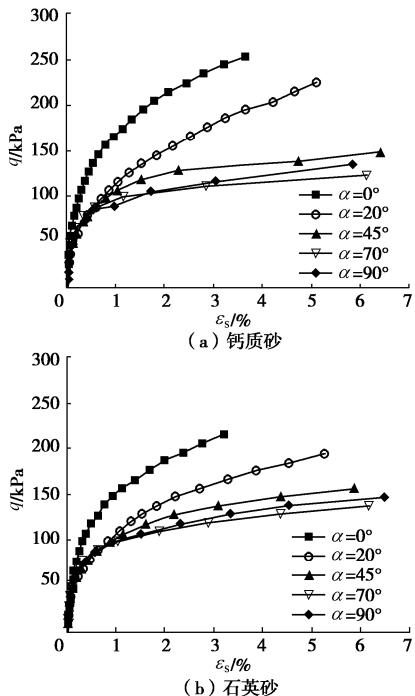


图 3 钙质砂和石英砂不同大主应力方向上的偏应力  $q$  - 广义剪应变  $\varepsilon_s$  关系曲线

Fig. 3 Bias stress  $q$  and generalized shear strain  $\varepsilon_s$  curve in different directions of large principal stress

以试样破坏时(广义剪应变 3%)的偏应力比( $q/p_f$ ) (即  $\eta_f$ ) 和有效偏应力比( $q/p'_f$ ) (即  $\eta'_f$ ) 来反映不同大主应力方向上的钙质砂和石英砂的强度, 如图 4 所示。从图中可以看出, 钙质砂和石英砂在强度上均表现出原生各向异性, 随着大主应力方向角的增大, 强度逐渐降低, 在  $\alpha=70^\circ$  时最低, 随后略有增加。同时可以发现, 钙质砂偏应力比和有效偏应力比随大主

应力方向角变化的幅度高于石英砂, 约为石英砂的 1.4~1.5 倍 (以有效偏应力比最大最小值之差为表征)。

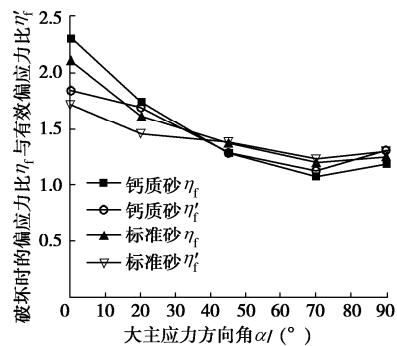


图 4 不同大主应力方向上钙质砂和石英砂的破坏时的偏应力比  $\eta_f$  和有效偏应力比  $\eta'_f$

Fig. 4 Bias stress ratio  $\eta_f$  and effective bias stress ratio  $\eta'_f$  in different directions of large principal stress

砂土强度的原生各向异性可以从微观角度进行解释。Yang 等<sup>[11]</sup>利用微观影像分析技术和数理统计方法对日本丰浦砂的各向异性结构进行了定量描述, 得出丰浦砂颗粒长轴优选方向相对于竖直方向的角度大致为  $70^\circ \sim 80^\circ$ 。一方面, 在制样方法上, 笔者对钙质砂和石英砂进行的定轴剪切试验均以干法制样为基础, 采用落砂法分层填筑试样, 与 Yang 等的制样方法一致; 另一方面, 丰浦砂的长径比 ( $1.16 \sim 2.27$ )<sup>[12]</sup> 与钙质砂 ( $1.88 \sim 2.10$ ) 和石英砂 ( $1.40 \sim 1.74$ )<sup>[10]</sup> 相近。由此可以推测笔者进行的定轴剪切试验中钙质砂和石英砂长轴优选方向与 Yang 等的试验结论相近, 相对于竖直方向的角度也大致为  $70^\circ \sim 80^\circ$ 。在砂的长轴优选方向上砂颗粒之间的咬合作用最弱, 当大主应力方向平行于这个方向时, 砂颗粒间最容易发生滑移、错动, 在宏观上表现为强度最低, 这很好地解释了当  $\alpha=70^\circ$  时钙质砂和石英砂的强度最低。相对而言, 钙质砂在强度上的各向异性比石英砂要大, 因此, 虽然当  $\alpha$  较小时, 钙质砂的强度比石英砂高, 但当  $\alpha \geq 45^\circ$  后, 石英砂的强度接近甚至反超了钙质砂。

### 2.2 孔压发展规律

图 5 为不同大主应力方向上钙质砂和石英砂的孔压 - 广义剪应变关系曲线。由于钙质砂和石英砂的孔压峰值都不高, 其规律性不是很明显。相对而言, 试样破坏时的孔压规律则较为明显。不论是钙质砂还是石英砂, 试样破坏时的孔压值都随着  $\alpha$  的增大而增长, 但增长的趋势愈发平缓。当  $\alpha=0^\circ$  和  $20^\circ$  时, 钙质砂和石英砂的破坏孔压均为明显的负值, 当  $\alpha \geq 45^\circ$  时, 破坏孔压变成了正值。这说明随着大主应力方向角  $\alpha$  的增大, 钙质砂和石英砂破坏时的状态由趋于剪胀逐渐过渡为趋于剪缩。这是由于砂土试样在制

样过程中, 是由击实器从竖直方向对试样进行击实, 因此试样在竖直方向上的密实程度最高, 水平方向上相对而言较低, 再加上随着 $\alpha$ 增大砂颗粒间更容易发生滑移、错动, 因此试样趋于剪缩的趋势越来越明显。石英砂在孔压上的各向异性也比钙质砂要小。

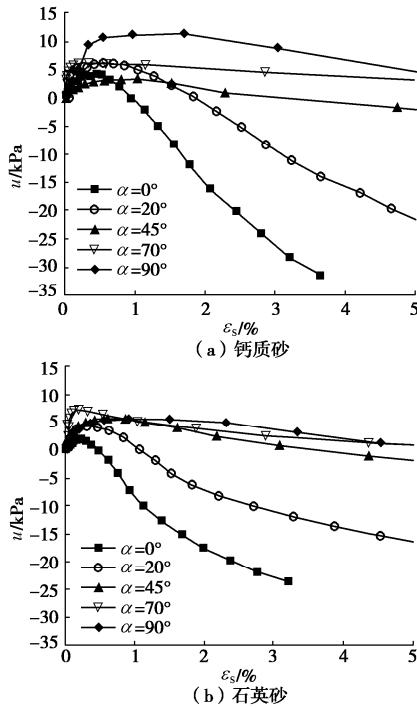


图 5 钙质砂和石英砂不同大主应力方向上的孔压 $u$ -广义剪应变 $\varepsilon_s$ 关系曲线

Fig. 5 Relationship between pore pressure  $u$  and generalized shear strain  $\varepsilon_s$  in different directions of large principal stress

基于前人的研究, 采用主应力全量型表述的亨开尔孔压公式, 对复杂应力状态变化下的孔压发展进行分析, 具体如下:

$$u = \beta \left( \frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3}{3} \right) + A_h \sqrt{(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_2)^2 + (\Delta\sigma_2 - \Delta\sigma_3)^2 + (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)^2} \quad (7)$$

式中  $u$  为孔压值 (kPa);  $\Delta\sigma_1$ ,  $\Delta\sigma_2$ ,  $\Delta\sigma_3$  分别为定轴剪切过程中大、中、小主应力的变化值 (kPa),  $A_h$  为定轴剪切过程中的亨开尔孔压系数;  $\beta$  反映土体的饱和程度, 对于饱和土,  $\beta=1$ 。

对于平均主应力  $p$  和中主应力系数  $b$  保持定值的定轴剪切试验, 式 (7) 可简化为

$$u = A_h \sqrt{2b^2 - 2b + 2} \cdot q \quad (8)$$

以  $A_{hf}$  表示试样破坏时的亨开尔孔压系数, 图 6 为钙质砂和石英砂的破坏亨开尔孔压系数  $A_{hf}$  与大主应力方向角  $\alpha$  的关系曲线。从图 6 中可以发现, 石英砂的  $A_{hf}$  随  $\alpha$  的增大而增大, 而钙质砂则是在  $\alpha=70^\circ$  时达到最大, 随后略有下降。 $\alpha$  相同时, 两种砂的  $A_{hf}$  相差不大。

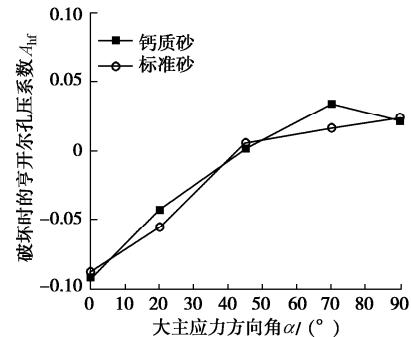


图 6 破坏时钙质砂和石英砂的亨开尔孔压系数与大主应力方向角的关系曲线

Fig. 6 Relationship between Henkel's pore pressure coefficient and direction angle of large principal stress during failure

### 2.3 各应变分量发展规律

图 7 为不同大主应力方向上钙质砂的各应变分量与偏应力比的关系曲线, 各应变分量包括轴向应变  $\varepsilon_z$ 、切向应变  $\varepsilon_\theta$ 、径向应变  $\varepsilon_r$  和扭剪应变  $\gamma_{z\theta}$ 。从图中可以看出, 各应变分量在剪切初期增长比较缓慢, 开展程度低, 在不同大主应力方向上开展的差异性几乎可忽略不计。随着剪切的进行, 各应变分量开展程度提高, 且在不同大主应力方向上表现出应变开展程度的差异性。轴向应变  $\varepsilon_z$  和切向应变  $\varepsilon_\theta$  发展规律具有对称性。

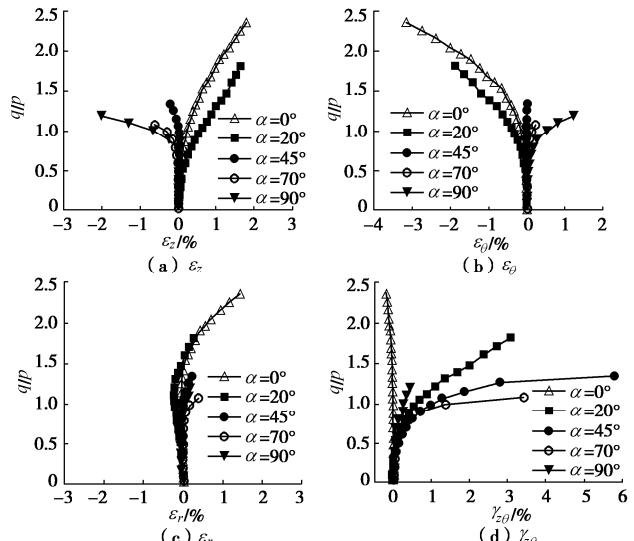


图 7 不同大主应力方向上钙质砂的各应变分量与偏应力比关系曲线

Fig. 7 Curves of the relationship between strain components and deviatoric stress of calcareous sand in different directions of large principal stress

图 8 为破坏时 (广义剪应变 3%) 各应变分量值与大主应力方向角关系曲线。由图可见, 钙质砂破坏时各应变分量值随着大主应力方向角的改变呈现出不同的变化规律。其中, 破坏时的径向应变  $\varepsilon_r$  随大主应力方向角变化幅度最小, 在 0~2% 范围内波动; 破坏时的扭剪应变  $\gamma_{z\theta}$  随大主应力方向角变化幅度最大, 当

$\alpha=0^\circ$ ,  $90^\circ$  时,  $\gamma_{z\theta}$  近似为 0 (最小值), 当  $\alpha=45^\circ$  时,  $\gamma_{z\theta}$  接近 6% (最大值)。此外, 破坏时轴向应变  $\varepsilon_z$  值和切向应变  $\varepsilon_\theta$  值与大主应力方向角关系曲线存在对称性。

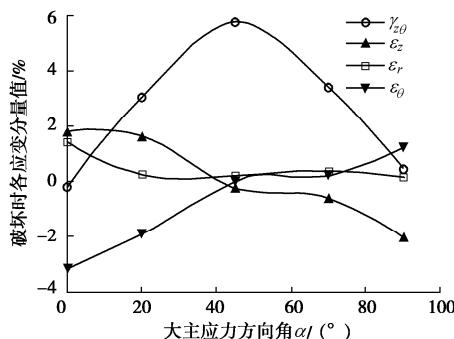


图 8 破坏时钙质砂各应变分量值与大主应力方向角关系曲线

Fig. 8 Curves of relationship between strain component value of calcareous sand and direction angle of large principal stress during failure

### 3 结 论

(1) 钙质砂和石英砂静力特性均表现出明显的原生各向异性。两种砂土的强度均随着大主应力方向角  $\alpha$  的增大而减小, 在  $\alpha=70^\circ$  时最低, 随后略有增加。钙质砂原生各向异性更为显著, 不同大主应力方向上钙质砂的强度变化幅度(以偏应力比和有效偏应力比最大最小值之差为表征)约为石英砂的 1.4~1.5 倍。

(2) 钙质砂和石英砂破坏时孔压值都随着  $\alpha$  的增大而增大, 破坏时的状态也都由趋于剪胀逐渐向趋于剪缩变化。与常规石英砂的  $A_{hf}$  随  $\alpha$  的增大而增大不同, 钙质砂是在  $\alpha=70^\circ$  时达到最大, 随后略有下降。

(3) 钙质砂各应变分量在不同大主应力方向上定向剪切时表现出应变开展程度的差异性, 破坏时各应变分量值随着大主应力方向角的改变呈现出不同的变化规律。破坏时的径向应变  $\varepsilon_r$  随大主应力方向角变化幅度最小; 破坏时的扭剪应变  $\gamma_{z\theta}$  随大主应力方向角变化幅度最大。此外, 轴向应变  $\varepsilon_z$  和切向应变  $\varepsilon_\theta$  发展规律具有对称性。

### 参 考 文 献:

- [1] ARTHUR J R F, MENZIES B K. Inherent anisotropy in a sand[J]. Géotechnique, 1972, 22(1): 115~128.
- [2] ODA M. Experimental study of anisotropic shear strength of sand by plane strain tests[J]. Soils and Foundations, 1978, 18(1): 25~38.

- [3] YAMADA Y, ISHIHARA K. Anisotropic deformation characteristics of sand under three-dimensional stress conditions[J]. Soils and Foundations, 1979, 19(2): 79~94.
- [4] 于艺林, 张建民, 童朝霞, 等. 定轴排水剪切试验中各向异性砂土的力学响应[J]. 岩土力学, 2011, 32(6): 1637~1642. (YU Yi-lin, ZHANG Jian-min, TONG Zhao-xia, et al. Behavior of anisotropic mica sand under fixed principal stress axes drained shear test[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(6): 1637~1642. (in Chinese))
- [5] 厉萍, 魏超, 杨令强, 等. 定轴剪切实验中砂土的非共轴变形特性[J]. 济南大学学报(自然科学版), 2017, 31(6): 478~484. (LI Ping, WEI Chao, YANG Ling-qiang, et al. Non-coaxial behavior of sands in fixed principal stress axes shear tests[J]. Journal of University of Jinan (Science and Technology), 2017, 31(6): 478~484. (in Chinese))
- [6] SYMES M J, GENES A, HIGHT D W. Undrained anisotropy and principal stress rotation in saturated sand[J]. Géotechnique, 1984, 34(1): 11~27.
- [7] NATAKA Y, HYODO M, et al. Flow deformation of sands subjected to principal stress rotation[J]. Soils and Foundations, 1998, 38(2): 115~128.
- [8] 吴京平, 楼志刚. 海洋桩基工程中的钙质土[J]. 中国海洋平台, 1994(增刊 1): 462~465. (WU Jing-ping, LOU Zhi-gang. Calcareous soil in marine pile foundation engineering[J]. The Ocean Engineering, 1994(Z1): 462~465. (in Chinese))
- [9] WANG X Z, WANG X, JIN Z C, et al. Shear characteristics of calcareous gravelly soil[J]. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 2017, 76(2): 561~573.
- [10] 沈扬, 沈雪, 俞演名, 等. 粒组含量对钙质砂压缩变形特性影响的宏细观研究[J]. 岩土力学, 2019, 40(10): 3733~3740. (SHEN Yang, SHEN Xue, YU Yan-ming, et al. Macro-micro study on compressive deformation properties of calcareous sand with different gradations[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, 40(10): 3733~3740. (in Chinese))
- [11] YANG Z X, LI X S, YANG J. Quantifying and modelling fabric anisotropy of granular soils[J]. Géotechnique, 2008, 58(4): 237~248.
- [12] 庄丽, 宫全美. 减围压平面应变压缩试验条件下丰浦砂中剪切带特性研究[J]. 岩土力学, 2016, 37(增刊 1): 201~208. (ZHUANG Li, GONG Quan-mei. Shear band characteristics of Toyoura sand in plane strain compression with decreasing confining pressure[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, 37(S1): 201~208. (in Chinese))

(编校: 孙振远)

DOI: 10.11779/CJGE2020S1006

# 复合桶型风电基础姿态监测与模拟

关云飞<sup>1</sup>, 韩 迅<sup>\*1</sup>, 曹永勇<sup>2</sup>, 刘永刚<sup>3</sup>, 唐 译<sup>1</sup>, 朱 淘<sup>1</sup>, 张 晨<sup>1</sup>, 李鹏飞<sup>4</sup>

(1. 南京水利科学研究院岩土工程研究所, 江苏 南京 210024; 2. 上海市市政工程建设发展有限公司, 上海 200025;

3. 江苏道达风电设备科技有限公司, 江苏 南通 226000; 4. 重庆交通大学, 重庆 400074)

**摘要:** 复合桶型基础是一种新型风电基础结构, 其稳定性需要进一步验证。结合三峡大丰海上风电场建设工程开展原位监测, 基于多向倾角自动化监测系统并结合数值模拟, 研究了结构在安装运行过程中的倾角和姿态变化规律。结果表明复合桶型基础在复合荷载和风机运行工况下是稳定的, 最大倾角满足不超过0.5°的稳定性条件。风机在安装下沉期间的倾角波动幅度和频率较大, 该阶段的稳定性监测和控制是重点。随着安装完成, 风机姿态逐渐趋于稳定, 并在风浪流荷载作用下缓慢演变, 其演变路径规律可以反映出复合桶型基础的力学响应特性。

**关键词:** 复合桶型基础; 风电; 倾角监测; 数值模拟

中图分类号: TU196 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)S1-0027-05

**作者简介:** 关云飞(1978—), 男, 博士, 教授级高级工程师, 主要从事海洋岩土工程及土与结构相互作用机理研究工作。E-mail: yfguan@nhri.cn。

## Attitude monitoring and simulation of composite bucket foundation of wind turbine

GUAN Yun-fei<sup>1</sup>, HAN Xun<sup>1</sup>, CAO Yong-yong<sup>2</sup>, LIU Yong-gang<sup>3</sup>, TANG Yi<sup>1</sup>, ZHU Xun<sup>1</sup>, ZHANG Chen<sup>1</sup>, LI Peng-fei<sup>4</sup>

(1. Department of Geotechnical Engineering, Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210024, China; 2. Shanghai Municipal

Engineering Construction Development Co., Ltd., Shanghai 200025, China; 3. Jiangsu Daoda Wind Power Engineering Technology Co.,  
Ltd., Nantong 226000, China; 4. Chongqing Jiaotong University, Chongqing 400074, China)

**Abstract:** The composite bucket foundation is a new type of wind power infrastructure, and its stability needs to be further verified. The in-situ monitoring of the construction project of Dafeng Offshore Wind Power Plant by China Three Gorges Corporation is carried out. Based on the multi-directional inclination automatic monitoring system and numerical simulation, the variation rules of the inclination and attitude of the structures in the process of installation and operation are studied. The results show that the composite bucket foundation under compound loads and fan operation is stable, and the largest inclination meets the condition of the stability of less than 0.5°. The amplitude and frequency of angle fluctuation are relatively large during sinking installation, which is the key stage of stability monitoring and control. With the completion of installation, the attitude of wind turbine gradually tends to be stable, and slowly evolves under the action of wind, waves and currents. The evolution path laws can reflect the mechanical response characteristics of the composite bucket foundation.

**Key words:** composite bucket foundation; wind power; inclination monitoring; numerical analysis

## 0 引言

桶型基础是一种上端封闭、底端开口的大直径薄壁结构, 具有承载力高、造价低、施工简便等优点, 可以适用相对更深的水域和更大的风机<sup>[1]</sup>。与码头、防波堤、钻井平台等传统海洋结构物不同, 海上风电基础除了承受来自风机和塔筒的传递的竖向荷载外, 还主要承受由风、波浪、海流等引起的巨大水平荷载和弯矩, 而后者也是导致风机变形过大或失稳的主要原因<sup>[2]</sup>。针对中国近海风电场的风力条件和地质特点, 一种便于海上快速施工建造、抗倾覆能力强、适用多种地基土质的新型海上风电基础结构——宽浅式多隔

舱复合桶型基础被研发应用。与传统的窄深型桶型基础不同, 复合桶型基础是一种直径超大、入土相对较浅的宽浅式桶型基础, 该基础可以实现“生产—组装—安装”的一体化设计施工。

目前复合桶型基础的工程应用时间相对较短, 仍然有大量的理论问题有待解决。刘永刚等<sup>[3]</sup>、练继建

基金项目: 国家自然科学基金项目(51609147); 南京水利科学研究院基金项目(Y319006, Y317011, Y319012); 重庆市教委科学技术研究项目(KJQN201800741); 重庆市基础科学与前沿技术研究项目(cstc2017jcyjAX0353)

收稿日期: 2020-06-04

\*通信作者(E-mail:xhan@nhri.cn)

等<sup>[4]</sup>通过模型试验、数值模拟和理论分析研究了桶型基础在承载能力极限状态下的特性,包括水平承载特性、抗弯承载特性土压力分布规律以及旋转中心变化等。实际海上风机在运行过程中,为保证风机的正常使用须严格控制其运行过程中最大倾角,因此对海上风电基础的变形控制至关重要。英国 Thornton Bank 的重力式基础设计时倾角要求控制在 0.25° 内<sup>[5]</sup>。挪威船级社 DNV 规范规定,海上风电基础容许总倾角包括安装过程和运行过程两部分,要求控制在为 0.5° 以内,其中安装过程中容许倾角为 0.25°<sup>[6]</sup>。在中国,规范规定风电基础计入施工误差后,基础顶位置整个运行期内循环累计总倾角不应超过 0.5°<sup>[7]</sup>。

本文结合三峡大丰海上风电场建设工程开展原位监测,基于多向倾角自动化监测系统进行数据自动采集和远程传输,实现对海上风电基础的不均匀沉降和倾角的观测,并结合数值模拟,研究了结构在运行过程中的倾角和姿态变化规律,为新型复合桶型基础结构稳定性控制提供建议。

## 1 原位监测概况

### 1.1 海上风电场气象和地质条件

大丰海上风电项目位于江苏省盐城市大丰区东沙沙洲北侧的小北槽—太平沙海域,风电场区域测风塔实测数据统计如下:

本工程风电场 85 m 高度年平均风速为 7.48 m/s,风功率密度为 441 W/m<sup>2</sup>;50 m 高度年平均风速为 7.04 m/s,风功率密度为 358 W/m<sup>2</sup>。冬、春季风速较大,3 月、4 月为大风月,秋季风速较小,9 月、10 月为小风月。统计多年平均各风向频率,主导风向为 ESE,占 9%。风电场风速日变幅不大,风功率密度变化规律与风速一致。考虑 95% 保证率时,大丰海上风塔 90 m 高度 50 年一遇最大风速为 37.3 m/s。大丰气象站多年风向玫瑰图如图 1 所示。

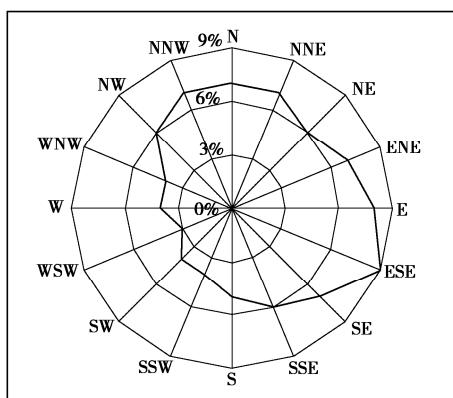


图 1 大丰气象站多年风向玫瑰图 ( $C=6\%$ )

Fig. 1 Rose map of perennial wind at Dafeng Weather Station ( $C=6\%$ )

该工程场区土质主要由粉土粉砂、淤泥质粉质黏土、粉细砂和黏性土组成,具有层理性、结构松散,孔隙度大。风机机位处表层具有较厚的软弱淤泥质粉质黏土层,达 7.5 m,鉴于海上风机正常运行时是基于倾角进行控制,对宽浅式桶型基础的在该类地质条件的使用效果需要长期监测。

### 1.2 基础结构

该 6.45 MW 风电机组转轮直径约 171 m, 轮毂高度约 105.5 m, 机组通过塔桶安装在复合桶型基础上,其结构如图 2 所示,其中曲面过渡段(上部、黄色)和基础底板(中部、浅灰色)均为混凝土结构,利用高达模板整体浇筑而成。下部钢桶为圆柱结构,钢桶内部由分舱板相隔为 7 个等边的蜂窝状隔舱。



图 2 复合桶型基础现场结构图

Fig. 2 Drawing of field structure of composite bucket foundation

## 2 结构整体变形监测系统

### 2.1 桶型基础结构倾角测量

拟采用的结构倾角测量仪器利用预先埋设于下桶盖板的双轴倾角仪进行监测。与单轴倾角仪相比,双轴倾角仪可以测量两个方向上的倾斜变化。拟采用 ELT-15 型双向倾角仪,该仪器的量程为  $\pm 15^\circ$ , 灵敏度  $< 10$  弧秒, 精度为  $\pm 0.1\%FS$ , 适用的温度范围为  $-20^\circ\text{C} \sim +80^\circ\text{C}$ , 通过选配专用的支架, 可精确测量结构的倾斜角度。该仪器的基本原理是:当结构物产生倾斜变形,通过安装支架传递给倾斜仪。倾斜仪内装有伺服传感器,当发生倾斜变化时,倾斜角度与输出的电量呈对应关系,即可测出被测结构物的倾斜角度,同时它的测量值可显示出以零点为基准值的倾斜角及变化的正负方向。倾斜仪可布设为一个测量单元独立工作,亦可多支连点布设测出被测结构物的各段倾斜量,以此将结构物的整体变位曲线描述出来,倾角仪的安装布置图如图 3 所示。

### 2.2 自动化监测系统

倾角监测采用分布式监测系统,该系统根据监测仪器测量原理配置了系列智能数据采集模块,可接入

多种类型传感器, 支持多种通讯方式, 具有自诊断功能、多级备份和防雷抗干扰保护措施, 能适应水工恶劣环境, 具有在线监控、离线分析、安全管理、网络系统管理、数据库管理、远程控制与管理等功能, 包括数据的人工/自动采集、在线快速安全评估、性态离线分析、模型建立与管理、预测预报、工程文档信息、测值及图形图像管理、报表/图形制作、辅助工具、帮助系统、远程通信与控制等监控和管理的内容, 如图 4 所示。

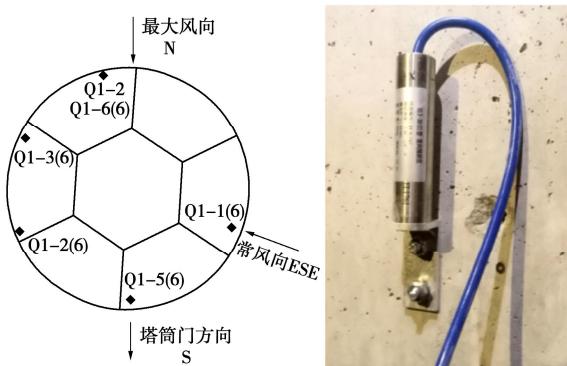


图 3 倾角仪的安装布置示意图

Fig.3 Schematic diagram of installation of inclinometers

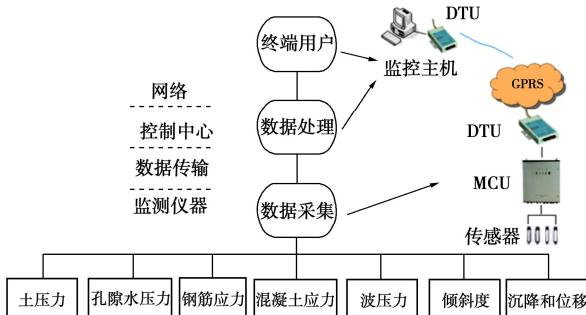


图 4 复合桶型风电基础自动化监测系统运行图<sup>[8]</sup>

Fig. 4 Operating chart of automatic monitoring system for composite bucket foundation of wind turbine

### 3 监测与模拟分析

#### 3.1 倾角仪的观测结果

图 5 为 6.45 MW 风机复合桶型基础自安装起至 2020 年 3 月 1 日倾角随时间的变化趋势图, 其中内插图为基础安装下沉阶段的倾角变化情况。从图 5 中可以看出复合桶型基础运行至今的倾角均未超过规范阈值 ( $0.5^\circ$ ), 这表明桶型基础整体仍处于稳定姿态运行状态。通过对比发现, 不同位置测点的倾角随时间变化趋势存在差异。对于 Q1-1 (6) 测点, 倾角随时间呈现出先快速, 最终趋于稳定的变化趋势, 最终 Q1-1 (6) 测点倾角稳定在  $-0.05^\circ$  左右。注意到, Q1-1 (6) 测点倾角在监测初期出现了明显的波动, 这主要是由于安装过程中桶型的下沉姿态发生了变化。对于 Q1-2 (6)

测点, 倾角先快速变化到  $-0.5^\circ$  左右, 随后随着时间推移逐渐向正向发展, 这说明该测点位置结构在运行期受力发生了改变, 最终逐渐稳定在  $+0.025^\circ$  左右, 总体来看测点位置的倾角变化不大, 对结构稳定性影响较小。

图 6 给出了基于两个正交方向的倾角变化给出了复合桶型基础垂直姿态的演变路径图, 图 6 中 4 个象限分别代表了桶型基础倾斜的 4 个方向。可以看到结构姿态点从下沉开始在第三象限中演变, 倾斜度逐渐增大, 在 2019 年 9 月 8 日出现拐点, 路径沿着 Q1-2 (6) 正向变化, Q1-2 (6) 方向倾角逐渐减小, 在 2019 年 10 月 20 日左右, 路径从第三象限进入第二象限, 说明桶型基础在受到复杂的风浪流荷载作用下倾斜趋势发生改变, 并逐步稳定。

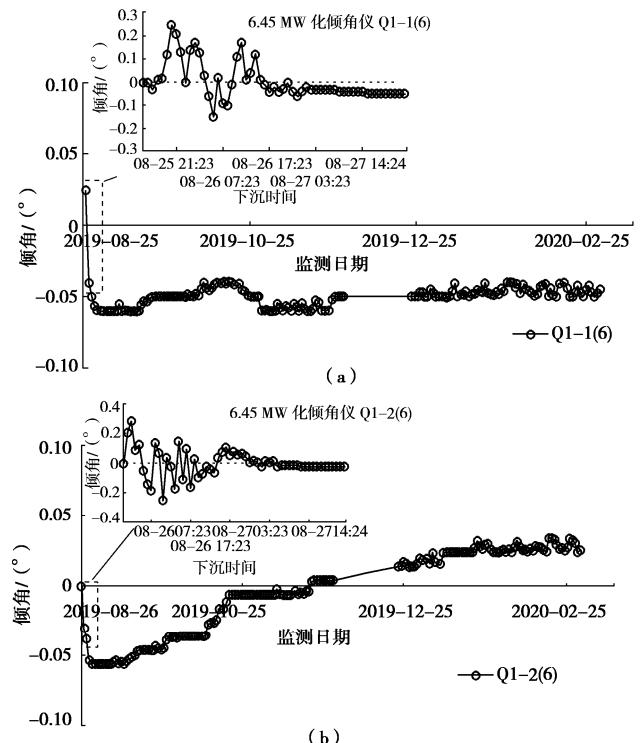


图 5 倾角随时间变化曲线

Fig. 5 Variation curves of dip angle with time

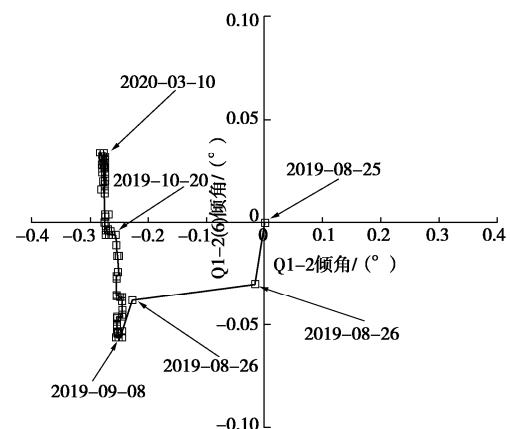


图 6 复合桶型基础姿态演变路径

Fig. 6 Attitude evolution paths of composite bucket foundation

表 1 各土层土性参数

Table 1 Parameters of soil layers

土样	$c/kPa$	$\varphi_0$	$\Delta\varphi$	$R_f$	$K$	$K_{ur}$	$n$	$c_d$	$r_d$	$n_d$
淤泥	3	27.2	1.48	0.87	23.0	46	0.87	0.083	0.133	0.53
粉质黏土	2	31.5	3.4	0.7	67.5	135	0.7	0.038	0.35	0.73

### 3.2 数值模拟分析

运用自主开发的有限元软件 NABFUW1.0<sup>[9]</sup>分析海上风电桶式基础结构在风浪流复杂荷载作用下与地基土的相互作用问题,首先需要建立整体结构的有限元模型。将过渡段结构简化为圆桶型,同时对风机叶片进行了简化,假定作用于风机叶片的风荷载等效作用于固定叶片的机舱上,模型尺寸与实际结构尺寸相同。假定地基土分两层,上层为淤泥,厚度为10 m,重度为16.8 kN/m<sup>3</sup>,内摩擦角6.6°;下层为粉质黏土,厚度为26 m,重度为19.2 kN/m<sup>3</sup>,内摩擦角17.5°。采用南水模型模拟地基土的应力-应变关系<sup>[10]</sup>,具体参数取值通过三轴试验获得,如表1所示。考虑最不利的荷载情况,假定风荷载和浪流荷载对风电结构的作用方向一致,将问题简化为二维轴对称问题。有限元网格剖面图如图7所示,建立的地基土模型直径为90 m,深度为36 m。对于桶式基础结构、过渡段以及塔桶,均采用实体单元模拟,运用线弹性模型模拟应力-应变关系,假定弹性模量为一个较大值,不考虑风电结构本身的变形。有限元模拟时在桶壁和隔仓壁外围设置接触面单元,桶体和接触面单元的弹性模型参数取值如表2所示。有限元网格上边界为自由边界,下边界和左右两侧边界设置不排水条件,左右边界设置水平向约束,下边界在水平向和竖直向均设置约束。计算的得到的整体结构水平位移和竖向位移分布如图8、9所示。

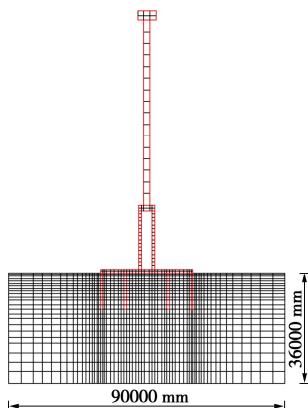


图 7 有限元网格剖面图

Fig. 7 Profile of finite element mesh

在风荷载和浪流荷载的联合作用下,海上风电结构整体沿着荷载方向发生了平移及转动,转动中心在桶体下部土体内。最大水平位移为73.1 cm,发生在风机机舱顶部,桶式基础顶部水平位移为3.4 cm,底部

水平位移为-6.4 cm(方向与荷载方向相反)。由于整体发生了转动,整体结构略微发生了下沉,桶式基础上部结构的竖向位移约为-3~ -3.4 cm,基础面向荷载方向的桶壁顶端由于转动发生了向上的位移,位移量约为9 cm,基础背向荷载方向的桶壁顶端发生了向下的位移,位移量为-15.6 cm,基础结构的差异沉降为24.6 cm。在极端风荷载和浪流荷载的作用下,整体结构沿着荷载方向发生倾斜,倾斜角为0.47°,小于设计允许值0.5°。

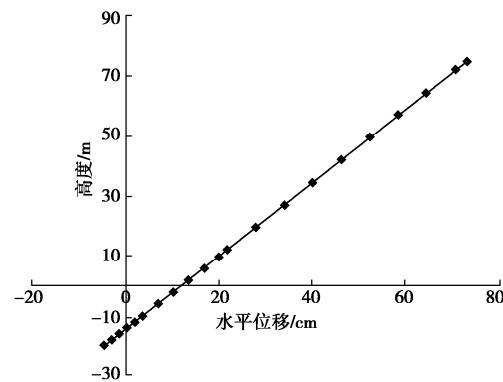


图 8 水平位移随高度分布

Fig. 8 Horizontal displacements with respect to height

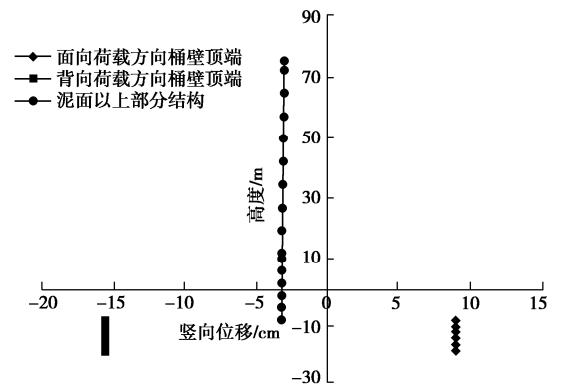


图 9 竖向位移随高度分布

Fig. 9 Vertical displacements with respect to height

表 2 桶体和接触面单元弹性模型参数

Table 2 Model parameters of bucket and interface elements

名称	$E/\text{MPa}$	$\nu$	$G/\text{MPa}$	$K/\text{MPa}$
桶体	30000	0.27	11811	21739
接触面单元	500	0.3	192	417

### 4 结论与建议

本文利用复合桶型风电基础自动化监测系统对风

浪流荷载在桶型基础的倾角进行了监测, 并结合数值模拟进行了稳定性分析, 结论如下:

(1)复合桶型基础在复合荷载和风机运行工况下是稳定的, 最大倾角满足不超过 $0.5^{\circ}$ 的稳定性条件。

(2)风机在安装下沉期间的倾角波动幅度和频率较大, 因此在该阶段的稳定性监测和控制是重点之一。

(3)随着安装完成, 风机姿态逐渐趋于稳定, 并在风浪流荷载作用下缓慢演变, 其演变路径规律可以反映出复合桶型基础的力学响应特性。

## 参考文献:

- [1] 肖忠, 葛博瑞, 王元战, 等. 十字形内隔板对桶型基础各单向承载力和破坏模式的影响分析[J]. 岩土力学, 2017, 38(11): 3136 - 3144. (XIAO Zhong, GE BO-rui, WANG Yuan-zhan, et al. Influence of cruciform inner clapboards on uniaxial bearing capacity and failure mode of bucket foundation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, 38(11): 3136 - 3144. (in Chinese))
- [2] WANG X F, ZENG X W, LI J L, et al. A review on recent advancements of substructures for offshore wind turbines[J]. Energy Conversion and Management, 2018, 158: 103 - 119.
- [3] 刘永刚, 丁红岩, 张浦阳. 淤泥质黏土中复合桶型基础水平承载力试验研究[J]. 岩土工程学报, 2016, 38(12): 2315 - 2321. (LIU Yong-gang, DING Hong-yan, ZHANG Pu-yang. Model tests on bearing capacity of composite bucket foundation in clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, 38(12): 2315 - 2321. (in Chinese))
- [4] 练继建, 贺蔚, 吴慕丹, 等. 带分舱板海上风电桶型基础承载特性试验研究[J]. 岩土力学, 2016, 37(10): 2746 - 2752. (LIAN Ji-jian, HE Wei, WU Mu-dan, et al. Experimental study of bearing characteristic of bucket foundation of offshore wind turbine with bulkheads[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, 37(10): 2746 - 2752. (in Chinese))
- [5] PEIRE K, NONNEMAN H, BOSSCHEM E. Gravity base foundations for the Thornton Bank Offshore Wind Farm[J]. Terra et Aqua, 2009, 115: 19 - 29.
- [6] DET NORSKE VERITAS. Design of Offshore Wind Turbine Structures[S]. 2007.
- [7] 海上风电场工程风电机组基础设计规范: NB/T 10105—2018[S]. 2019. (Basic Design Specification for Wind Turbine of Offshore Wind Farm Project: NB/T 10105—2018[S]. 2019. (in Chinese))
- [8] 曹永勇, 关云飞, 李文轩. 光电编码器在深水离岸结构沉降测量中的应用[J]. 岩土工程学报, 2017, 39(增刊 1): 187 - 191. (CAO Yong-yong, GUAN Yun-fei, LI Wen-xuan. Application of photoelectric encoder in measurement of deepwater offshore structure[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, 39(S1): 187 - 191. (in Chinese))
- [9] 水利部交通运输部国家能源局南京水利科学研究院. 波浪荷载作用下桶式基础结构与地基相互作用分析软件 NABFUW1.0 [CP/CD]. 2019SR1068768. (Nanjing Hydraulic and Research Institute. Analysis software of interaction between bucket-foundation structure and foundation under wave load NABFUW1.0 [CP/CD]. 2019SR1068768. (in Chinese))
- [10] 蔡正银, 武颖利, 关云飞. 港口工程数值仿真技术[M]. 北京: 科学出版社, 2019. (CAI Zheng-yin, WU Ying-li, GUAN Yun-fei. Numerical Simulation Technology of Port Engineering[M]. Beijing: Science Press, 2019. (in Chinese))

(编校: 黄贤沙)

DOI: 10.11779/CJGE2020S1007

# 工程泥浆自重固结及低位真空加载过程的大型模型试验研究

詹良通<sup>1</sup>, 江文豪<sup>1</sup>, 王顺玉<sup>1</sup>, 杨策<sup>2</sup>, 庄涛<sup>2</sup>

(1. 浙江大学岩土工程研究所, 浙江 杭州 310058; 2. 杭州绿农环境工程有限公司, 浙江 杭州 310000)

**摘要:** 针对杭州某工地产生的高含水率工程泥浆, 以大型地基与边坡工程模型试验装置为实验平台, 对工程泥浆的自重固结及低位真空加载过程展开了大型模型试验研究, 探讨了该过程中泥面的沉降规律和孔压的发展规律, 以及低位真空加载后工程泥浆含水率的大小。结果表明: 经过自重固结及低位真空加载两阶段处理, 工程泥浆的平均沉降量达 314 cm, 平均含水率从 255.6%降低至 115.9%, 平均孔隙比从 6.72 降低至 3.04, 体积减量达 47.6%, 这表明低位真空加载处理工程泥浆具有一定的工程可行性; 在泥浆的低位真空加载过程中, 真空压力从土工布以下的砂垫层传递至泥浆层时出现“孔压突降”的情况; 低位真空加载方式可较好的加固底部泥浆, 后续应重点关注上部泥浆的脱水处理。

**关键词:** 工程泥浆; 大型模型试验; 自重固结; 低位真空加载; 脱水处理

中图分类号: TU443 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)S1-0032-06

**作者简介:** 詹良通(1972—), 男, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事非饱和土力学、环境岩土工程和边坡工程等方面的研究。E-mail: zhanlt@zju.edu.cn。

## Large-scale model test investigation on self-weight consolidation and low vacuum loading process of construction waste slurry

ZHAN Liang-tong<sup>1</sup>, JIANG Wen-hao<sup>1</sup>, WANG Shun-yu<sup>1</sup>, YANG Ce<sup>2</sup>, ZHUANG Tao<sup>2</sup>

(1. Institute of Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 2. Hangzhou Lünong Environment Engineering Co. Ltd., Hangzhou, Zhejiang 310000, China)

**Abstract:** In view of the high water content of construction waste slurry produced by a site in Hangzhou, with large foundation and slope engineering model test apparatus for experimental platform, the self-weight consolidation and low vacuum loading process of construction waste slurry are investigated experimentally, the variation of slurry surface settlement and the development of pore water pressure in the this process are studied, and the water content of slurry after low vacuum loading is also discussed. The results show that after self-weight consolidation and the low vacuum loading process of slurry, the average settlement reaches 314 cm, the average water content decreases from 255.6% to 115.9%, the average void ratio decreases from 6.72 to 3.04, and the volume reduction reaches 47.6%. These results indicate that the low vacuum loading treatment of slurry has certain engineering feasibility. During low vacuum loading process of slurry, the “vacuum pressure drop” occurs when the vacuum pressure is transferred from the sand cushion under the geotextile to the slurry layer. The low vacuum loading method can strengthen the bottom slurry well, and the following step should focus on dewatering treatment of the upper slurry.

**Key words:** construction waste slurry; large-scale model test; self-weight consolidation; low vacuum loading; dewatering treatment

## 0 引言

随着中国城市化进程的加快, 各种土木工程建设也随之开展, 施工过程中产生了大量的工程渣土和工程泥浆<sup>[1]</sup>。目前, 工程泥浆的主要处置方法有外运排放法、机械压滤法、絮凝沉淀法等<sup>[2-5]</sup>。然而, 由于工程泥浆产量大, 含水率高, 外运排放过程极易产生二次污染, 且需占用大量堆场土地, 耗时长<sup>[2]</sup>。楼春晖

等<sup>[3]</sup>采用机械压滤技术对工程泥浆进行处理, 并分析了压滤压力、压滤时间以及压滤效果之间的关系。魏雁冰等<sup>[4]</sup>采用不同塑料排水板布置方式的真空预压法, 在泥浆池对工程泥浆开展了原位处理试验研究。

基金项目: 浙江省重点研发计划项目(2019C03107)

收稿日期: 2020-06-02

武亚军等<sup>[5]</sup>将化学药剂处理与真空预压法相结合, 提出了用于工程泥浆处理的药剂真空预压法。然而, 上述处理方法或处理能力有限, 或处理时间长, 其工程适用性还需展开进一步探究。

与此同时, 废弃矿坑的存在导致大面积的地表岩石裸露, 易造成水土流失和环境污染, 且存在发生滑坡等地质灾害的风险<sup>[1, 6]</sup>。随着土地资源的紧缺, 废弃矿坑作为一种潜在土地资源, 越来越受到关注。

探索工程化处理方法是解决工程泥浆处置难题的一个有效途径。真空预压法是加速软土地基排水固结的常用方法, 其在工程泥浆脱水处理中也得到了使用<sup>[4-5]</sup>。当采用真空预压法处理工程泥浆时, 其处理效果受黏粒含量的影响, 黏粒含量的越多, 真空预压下的固结过程越慢, 也越容易发生淤堵。低位真空预压联合上部堆载可用于工程泥浆的大规模脱水处理。以工程泥浆和工程渣土互层回填废弃矿坑, 既能实现工程渣土和工程泥浆的协同处置, 又能以渣土层作为上部堆载加速泥浆层的排水固结, 并提升回填后场地的承载力, 实现土地资源再利用。

基于此, 针对杭州某工地产生的高含水率工程泥浆, 以大型地基与边坡工程模型试验装置为实验平台, 对工程泥浆的自重固结及低位真空加载过程展开了大型模型试验研究, 探讨了低位真空处理工程泥浆的工程可行性, 为后期进行工程泥浆与工程渣土互层回填废弃矿坑再造地基提供参数指导。

## 1 试验步骤与设计

### 1.1 试验材料

本文所用试验材料主要包括工程泥浆、生石灰、碎石、细砂及土工布等。由于工程泥浆的体量较大(约124 m<sup>3</sup>, 厚度6.6 m), 模型槽内下部(0~4.4 m)和上部(4.4~6.6 m)工程泥浆的基本性质存在差异, 模型槽内上下部工程泥浆的各项基本性质, 如表1所示。上下部工程泥浆的颗粒分布曲线, 如图1所示。

根据表1和图1可知, 工程泥浆的黏性土颗粒较少, 主要以粉砂土颗粒为主。本文选用的生石灰产自江西, 其纯度在95%以上, 呈细小颗粒状。生石灰能够与水反应生成氢氧化钙, 它可以与工程泥浆的土颗粒发生离子交换和火山灰反应, 形成渗水通道, 从而起到增渗作用。碎石、细砂材料主要用于形成底部垫层。试验所用土工布包括普通的热轧长丝土工布和无纺土工布, 热轧长丝土工布用于隔离和过滤泥浆中的水分和土颗粒, 其表观孔径为75 μm; 无纺土工布主要用于分隔碎石层和砂垫层, 以及保护模型槽底部, 以免其被碎石棱角划破, 其表观孔径约为200 μm。

表1 工程泥浆的基本性质

Table 1 Basic properties of construction waste slurry

厚度 范围 /m	土粒 相对 密度	含水 率/%	有机 质含 量/%	液限 /%	塑限 /%	塑性 指数	黏粒 /%	粉粒 /%	砂粒 /%
4.4~6.6	2.64	285.5	2.88	41.7	21.4	20.3	5.8	54.8	39.4
0~4.4	2.61	240.6	4.02	48.7	25.2	23.5	9.3	63.2	27.5

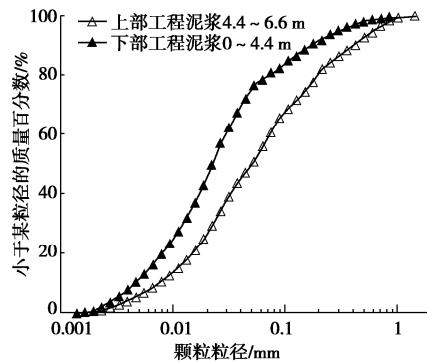


图1 工程泥浆的颗粒分布曲线

Fig. 1 Grain-size distribution curves of construction waste slurry

### 1.2 试验装置

本次试验在大型地基与边坡工程模型试验装置中进行, 取其部分空间进行试验, 该空间表面贴有HPDE土工膜, 模型槽试验空间尺寸为4.8 m×3.9 m×7.5 m。

大型模型槽外配备有低位真空加载系统, 其仪器设备包括真空泵、储能罐、真空表、水汽分离罐、水表等。真空泵为水环真空泵, 用于提供真空荷载; 储能罐主要用于储存真空能量, 用于真空泵停止工作时的真空加载; 真空表主要用于实时监测真空压力的大小; 水汽分离罐主要用于稳定真空压力; 水表用于监测真空加载过程抽水量的变化。低位真空加载系统与大型模型槽(预埋的真空管网)之间通过硬质水管连接, 水管直径为4 cm。为测定试验过程泥浆中孔隙水压力的变化, 试验开始前, 模型槽内布设有孔隙水压力计。试验开始前, 试验装置及仪器布置的整体示意图见图2, 图2中标出了试验开始前孔压计的位置和试验开始后泥面沉降测点的位置。

### 1.3 试验方案

在展开大型模型槽试验前, 利用抽滤试验研究表明, 生石灰可增大工程泥浆的渗透系数, 但渗透系数的增大会使得工程泥浆抽滤时更容易出现裂缝, 从而使得泥浆抽滤结束后的含水率较高。为提高工程泥浆的渗透性, 同时降低低位真空加载结束后工程泥浆的含水率。本次试验拟总共泵入6.6 m厚度的工程泥浆, 其中下部4.4 m厚度的工程泥浆按6 kg/m<sup>3</sup>比例加入生石灰, 上部2.2 m厚度的工程泥浆不添加生石灰。

考虑到篇幅, 本文仅对试验的前两个阶段的固结

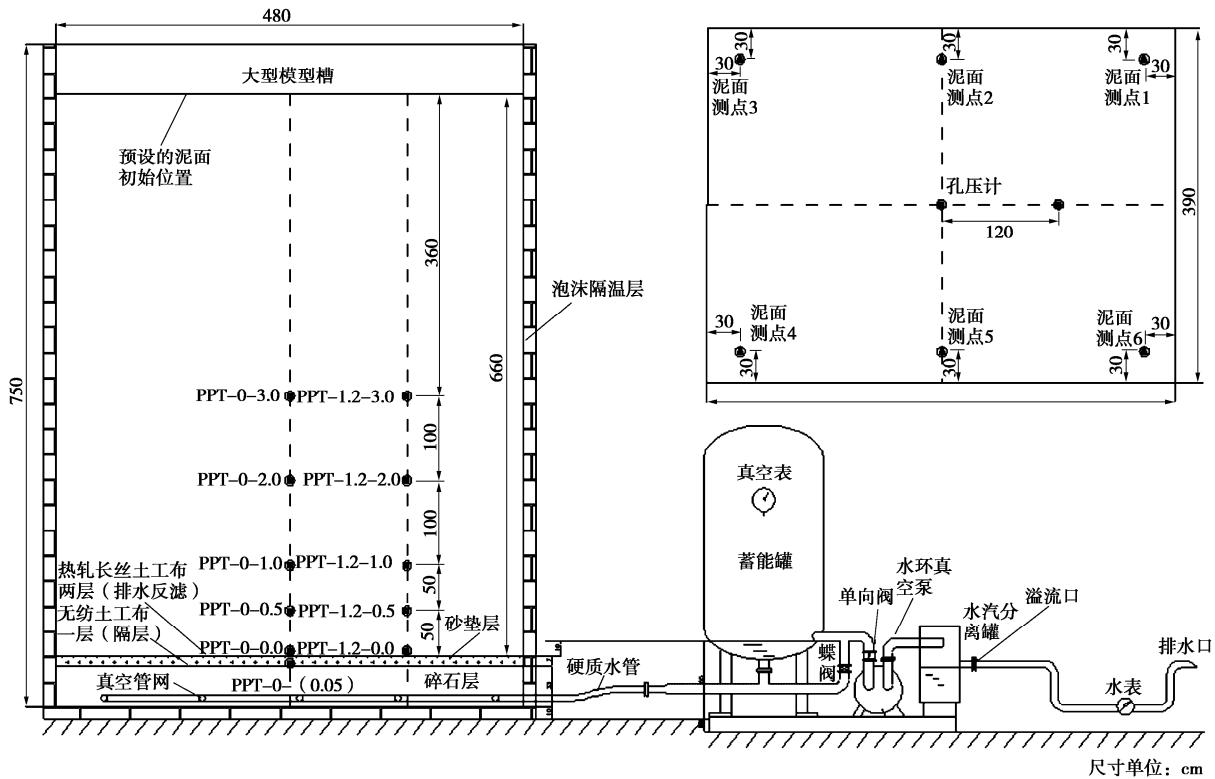


图 2 模型槽试验装置及仪器布置的示意图

Fig. 2 Schematic diagram of model devices and instrument arrangement

过程展开分析，即自重固结阶段（0~26 d）及低位真空加载阶段（26~78 d），两个阶段的共持续 78 d。试验步骤为：①在模型槽底部铺设两层无纺土工布，随后放置 4 m×3 m 的真空管网，并通过硬质水管将其与低位真空加载系统连接。②铺设厚度为 33 cm 的碎石层，随后铺设一层无纺土工布，铺设 7 cm 厚的砂垫层，铺设两层热轧长丝土工布。③以热轧长丝土工布顶面为基准面，在竖向高度 0.0, 0.5, 1.0, 2.0, 3.0 m 以及砂垫层中设置了 11 支 Geokon 孔压计（埋设前对孔压探头进行了饱和及标定，孔压计类型均为振弦式孔压计，其中 2.0 m 及 3.0 m 以上位置处孔压计量程为 70 kPa，其余位置处的量程为 350 kPa），其中 6 个设置在模型槽平面中心轴线上，其余 5 个设置在距模型槽平面中心轴线 1.2 m 处，其具体位置可参照图 2；以 PPT-1.2-3.0 为例，图中孔压计标号的意义为：距离平面中心 1.2 m，竖向高度为 3.0 m 处的孔压计。④向模型槽内泵入泥浆，泵入泥浆厚度达 6.6 m，在泵入工程泥浆厚度达 4.4 m 前，按  $6 \text{ kg/m}^3$  比例倒入生石灰，达 4.4 m 厚度后，不再倒入生石灰。⑤工程泥浆于 2019 年 8 月 28 日全部泵入完毕，泵入后工程泥浆开始进行自重固结，自重固结阶段工程泥浆的表层状况如图 3 所示。当泥面沉降速率低于  $3.3 \text{ cm/d}$  时，自重固结阶段结束。⑥自重固结达 26 d 后（2019 年 9 月 23 日），利用上部液体的密封作用，对工程泥浆进行低位真空

加载，考虑到逐级加载有利于减轻底部工程泥浆的淤堵情况，因此对工程泥浆进行分级加载，低位真空加载过程如图 4 所示（考虑到试验时间较长，这里以日期作为横坐标），当真空荷载达 80 kPa 后，不再增加真空荷载。⑦在低位真空恒载下，当泥面的沉降速率低于  $0.66 \text{ cm/d}$  时，低位真空加载过程结束。



图 3 自重固结阶段工程泥浆的表层状况

Fig. 3 Surface condition in self-weight consolidation

## 2 自重固结阶段

### 2.1 泥面的沉降规律

不同泥面测点的位置如图 2 所示。图 5 给出了模型试验自重固结阶段几个典型测点处泥面的沉降规律。

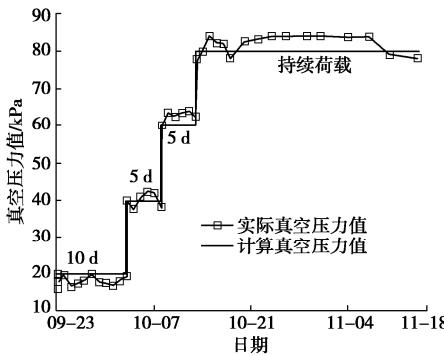


图 4 真空压力值随时间的变化

Fig. 4 Variation of low vacuum loading with time

从图 5 中可以看出, 在自重固结阶段, 工程泥浆的沉降量逐渐增大, 沉降速率呈现先快后慢的特点, 不同测点处工程泥浆的沉降速率存在一些差异。需说明的是, 尽管试验前对模型槽的密闭性进行了测试, 但自重固结过程中模型槽底部发生了渗漏(槽外有水体渗出)。从图 5(b)中可以看出, 尽管槽底发生渗漏后泥面的沉降速率未明显增大, 但渗漏后泥面的沉降速率在较长时间内基本趋于平缓。在整个自重固结阶段, 泥浆表面的平均沉降量达 2.22 m, 平均沉降速率为 8.5 cm/d, 不同位置的沉降差最大达 35 cm。

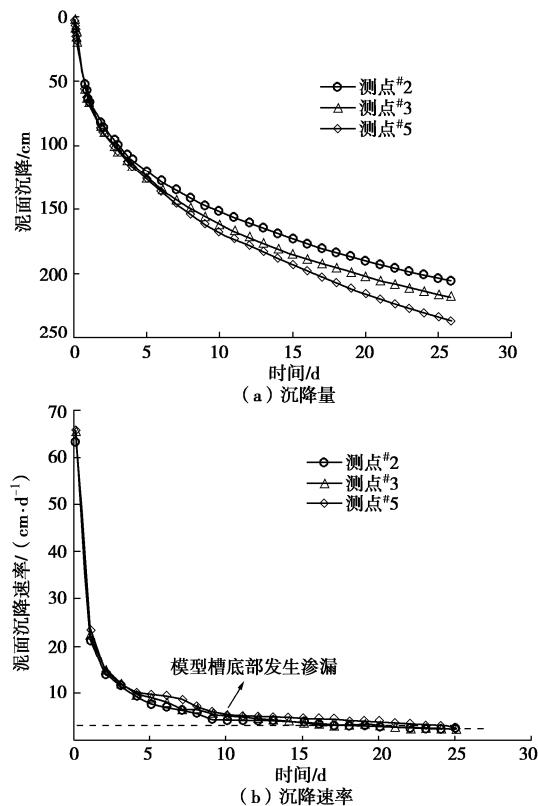


图 5 自重固结阶段泥面的沉降规律

Fig. 5 Variation of surface settlement in self-weight consolidation

## 2.2 孔隙水压力的发展规律

图 6 给出了自重沉降阶段距中心线 1.2 m 处孔隙

水压力随时间和泥浆高度的发展规律。从图 6(a)中可以看出, 随着自重固结过程的进行, 不同位置处工程泥浆的孔隙水压力均发生一定的下降, 且泥浆高度越低, 孔压的变化量也越大。当模型槽底部发生渗漏后, 底部工程泥浆的孔隙水压力明显降低, 但 1.0 m 以上高度工程泥浆的孔压变化受模型槽渗漏的影响较小。从图 6(b)中可以发现, 在初始阶段, 孔隙水压力值随深度几乎呈线性分布, 这说明工程泥浆初始时较为均匀, 在自重固结过程中, 孔压值逐渐静水压力线移动, 这反映了工程泥浆的自重固结过程。

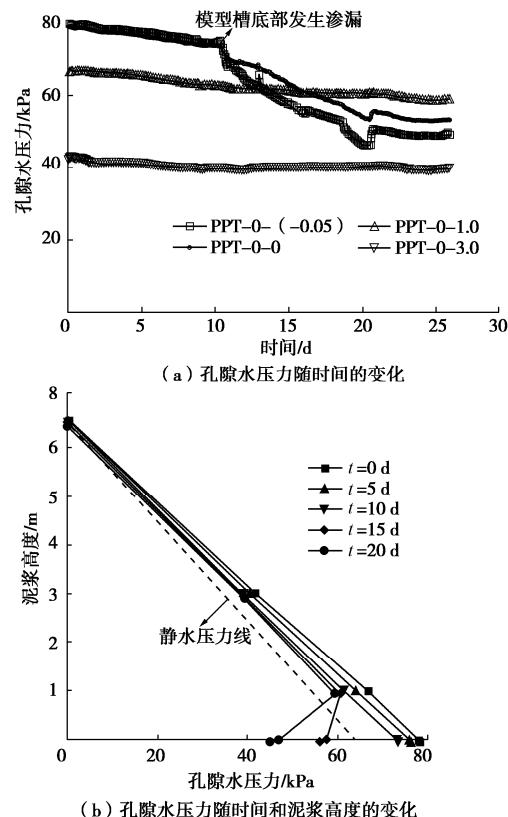


图 6 自重固结阶段孔隙水压力的发展规律

Fig. 6 Variation of pore water pressure in self-weight consolidation

## 2.3 讨论与分析

在本试验中, 自重固结达 26 d 时, 不同位置处工程泥浆的沉降差值达 35 cm, 在实际工程中, 泥浆固结过程存在的沉降差异应引起重视。从图 6 中可看出, 模型槽发生渗漏后, 底部泥浆的孔压值位于静水压力线的左侧, 这说明模型槽渗漏后, 泥浆的自重固结状态由单面排水状态变为部分双面排水状态(其中底面为不完全排水边界), 这增大了工程泥浆的沉降速率。同时, 当底面的孔压值低于同位置下的静水压力值时, 根据有效应力原理可知, 此时底部泥浆的有效应力值已大于自重固结完成后的有效应力值, 这说明模型槽发生渗漏还增大了工程泥浆自重固结的最终沉降值。

### 3 低位真空加载阶段

#### 3.1 泥面沉降量的变化规律

在低位真空加载阶段,典型测点处泥面沉降量的变化规律见图7(图中沉降量该阶段的相对沉降值)。

从图7中可以看出,在分级加载阶段(9月23日—10月13日),泥浆的沉降量随时间几乎呈线性降低;在恒载阶段(10月13日—11月14日),泥浆的沉降量随时间呈抛物线形式降低,这与自重阶段的沉降曲线相似。在低位真空加载阶段,不同测点位置处的沉降值仍有较大差异,不同位置的沉降差达14.4 cm,但最大沉降差的测点位置发生了变化。在低位真空加载阶段,泥面的平均沉降量为92 cm,该阶段的沉降量为自重固结阶段沉降量的41.1%。

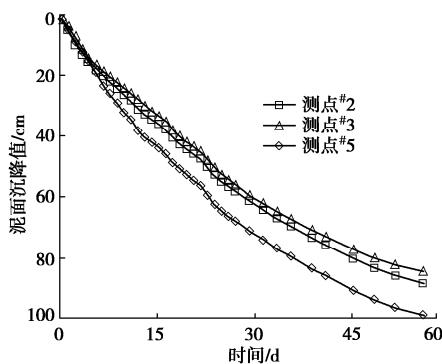


图7 低位真空加载阶段泥面沉降量的变化规律

Fig. 7 Variation of surface settlement in low vacuum loading

#### 3.2 孔隙水压力的发展规律

在低位真空加载阶段,由于孔压计PPT-0-1.0出现损坏,为便于比较,这里给出了距中心线1.2 m处孔隙水压力随时间和泥浆高度的发展规律,如图8。

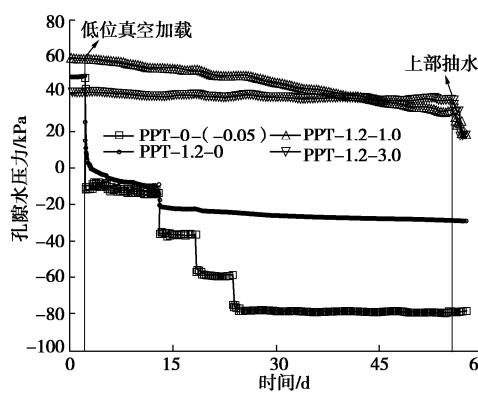


图8 低位真空加载阶段孔隙水压力的发展规律

Fig. 8 Variation of pore water pressure in low vacuum loading

从图8中可以看出,施加真空荷载后,砂垫层中的孔压值迅速降低,且与真空压力值相近,这说明真空荷载已较为均匀的传递至模型槽底部。在泥浆中,

泥浆底面孔压值的下降较为明显,但下降量低于砂垫层的下降量,且在后两级加载过程中,孔压值无明显降低;高度1.0 m处的孔压值在真空加载后出现“渐进式”下降,加载达50 d时,孔压值从59.5 kPa降至29.6 kPa,下降量约30 kPa;1.0 m高度以上的孔压变化几乎不受真空加载影响,加载过程的下降量很小。

#### 3.3 讨论与分析

由于上部液体的存在,无需密封即可对工程泥浆进行低位真空加载处理。经过自重固结及低位真空加载两阶段处理,工程泥浆的平均沉降量达314 cm,平均含水率从255.6%降低至115.9%,平均孔隙比从6.72降低至3.04,体积减量达47.6%,这说明低位真空加载处理工程泥浆具有一定的工程可行性。在低位真空加载阶段,从孔压的变化规律中可看出,真空压力从土工布以下的砂垫层传递至泥浆层时出现“孔压突降”情况。当真空荷载为80 kPa时,该“孔压突降”值约为50 kPa,这可能是在长时间真空加载过程中,土颗粒进入土工布中造成土工布淤堵,有关产生“孔压突降”的原因还需结合试验展开进一步的研究。

## 4 结论

本文通过展开大型模型槽试验,对高含水率工程泥浆的自重固结及低位真空加载过程进行了试验研究,研究得到了以下3点结论。

(1) 经过自重固结及低位真空加载两阶段处理,工程泥浆的平均沉降量达314 cm,平均含水率从255.6%降低至115.9%,平均孔隙比从6.72降低至3.04,体积减量达47.6%,这表明低位真空加载处理工程泥浆具有一定的工程可行性。

(2) 低位真空加载处理工程泥浆的过程中,真空压力从土工布以下的砂垫层传递至泥浆层时出现“孔压突降”情况,有关产生“孔压突降”的原因还需进一步的研究。

(3) 根据工程泥浆中不同位置处孔隙水压力随时间的发展规律可知,低位真空加载方式可较好的加固底部泥浆,但上部泥浆无法得到较好的处理,后续应重点关注上部泥浆的脱水处理。

## 参考文献:

- [1] 张振. 深圳光明新区渣土场滑坡离心模型试验及机理分析[D]. 杭州: 浙江大学, 2018. (ZHANG Zhen. Centrifuge Modeling and Failure Mechanism Analysis of Shenzhen 12·20 Catastrophic Landslide[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2018. (in Chinese))
- [2] 张钦喜, 陶韬, 王晓杰, 等. 钻孔灌注桩废弃泥浆处理的

- 试验研究[J]. 水利学报, 2015, **46**(增刊 1): 40 – 45.  
(ZHANG Qin-xi, TAO Tao, WANG Xiao-jie, et al. Experimental study on treatment of waste slurry in cast-in-situ bored pile[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2015, **46**(S1): 40 – 45. (in Chinese))
- [3] 楼春晖, 张忠苗, 房 凯. 泥浆压滤处理技术理论分析及试验研究[J]. 土木建筑与环境工程, 2012, **34**(6): 57 – 61.  
(LOU Chun-hui, ZHANG Zhong-miao, FANG Kai. Theoretical and experimental analysis on the pressure filtration technology in slurries treatment[J]. Journal of Civil and Environmental Engineering, 2012, **34**(6): 57 – 61. (in Chinese))
- [4] 魏雁冰, 范明桥, 林生法, 等. 建筑废弃泥浆真空预压方法处理试验研究[J]. 郑州大学学报(工学版), 2016, **37**(1): 65 – 69. (WEI Yan-bing, FAN Ming-qiao, LIN Sheng-fa, et al.
- Experimental study on construction waste slurry treatment by vacuum preloading[J]. Journal of Zhengzhou University (Engineering Science), 2016, **37**(1): 65 – 69. (in Chinese))
- [5] 武亚军, 陆逸天, 牛 坤, 等. 药剂真空预压法处理工程废浆试验[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(8): 1365 – 1373. (WU Ya-jun, LU Yi-tian, NIU Kun, et al. Experimental study on solid-liquid separation of construction waste slurry by additive agent-combined vacuum preloading[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(8): 1365 – 1373. (in Chinese))
- [6] ZHAN L T, ZHANG Z, CHEN Y M, et al. The 2015 Shenzhen catastrophic landslide in a construction waste dump: Reconstitution of dump structure and failure mechanisms via geotechnical investigations[J]. Engineering Geology, 2018, **238**: 15 – 26.

(编校: 孙振远)

DOI: 10.11779/CJGE2020S1008

# 基于旁压试验获得计算参数的非线性沉降计算方法

张玉成<sup>1</sup>, 胡海英<sup>1</sup>, 杨光华<sup>2,3</sup>, 钟志辉<sup>2</sup>, 刘琼<sup>4</sup>, 刘翔宇<sup>5</sup>

(1. 华南农业大学水利与土木工程学院, 广东 广州 510642; 2. 广东省水利水电科学研究院, 广州 510610; 3. 广东省岩土工程技术研究中心, 广东 广州 510610; 4. 广东水利电力职业技术学院, 广东 广州 510610; 5. 中国核电工程有限公司, 北京 100840)

**摘要:** 在常规的地基沉降计算方法中, 通常由于室内试验确定的计算参数与实际土体参数存在一定的误差, 导致理论计算结果与实际沉降相差较大。为了解决问题, 考虑地基沉降的非线性, 采用原位试验确定计算参数是一个可行的办法。旁压试验不仅操作简单、费用低, 而且能测得不同深度的土体参数。在前人已有的研究成果基础上, 研究了基于旁压试验获得沉降计算参数的非线性沉降计算方法。主要内容和成果有: ①对目前常用沉降计算方法存在的不足和计算结果精度不高的原因进行了分析总结; ②根据旁压试验的受力特点、原理及旁压孔壁土体应力分布规律, 假定土体服从M-C屈服准则, 从理论上推导沉降计算中需要的岩土体参数  $E_{10}$ ,  $c$ ,  $\varphi$ ; ③基于杨光华提出的非线性切线模量法, 推导并给出了利用旁压试验成果计算地基非线性沉降的原理和步骤; ④结合具体工程实例, 验证了该方法, 并与规范方法中分层总和法的结果进行了对比分析, 结果表明基于原位测试结果确定岩土体参数的沉降计算值更符合实际。由于旁压试验在不同深度能够考虑土的非线性和土体剪切变形引起的沉降, 通过这项探索性的研究为今后利用原位试验结果计算地基变形打下了基础, 也为实际工程的计算分析提供借鉴。

**关键词:** 旁压试验; 原位土力学; 切线模量法; 非线性; 沉降计算

中图分类号: TU431 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)S1-0038-07

作者简介: 张玉成(1975—), 男, 内蒙古武川人, 博士后, 教授, 从事岩土工程方面的教学和科研工作。E-mail: 125340752@qq.com。

## Non-linear settlement calculation method based on soil parameters obtained from pressuremeter tests

ZHANG Yu-cheng<sup>1</sup>, HU Hai-ying<sup>1</sup>, YANG Guang-hua<sup>2,3</sup>, ZHONG Zhi-hui<sup>2</sup>, LIU Qiong<sup>4</sup>, LIU Xiang-yu<sup>5</sup>

(1. College of Water Conservancy and Civil Engineering South China Agricultural University, Guangzhou 510642, China; 2. Guangdong Research Institute of Water Resources and Hydropower, Guangzhou 510610, China; 3. The Geotechnical Engineering Technology Center of Guangdong Province, Guangzhou 510610, China; 4. Guangdong Institute of Water Resources and Electric Power, Guangzhou 510610, China; 5. China Nuclear Power Engineering Co., Ltd., Beijing 100840, China)

**Abstract:** In the conventional calculation method for foundation settlement, there is a certain error between the calculation parameters determined by laboratory tests and the actual soil parameters, which leads to a large difference between prediction and reality. To overcome this shortcoming and consider the nonlinearity of foundation settlement, it is feasible to determine the calculation parameters by in-situ tests. The pressuremeter tests are easy to operate and low cost and can be used to measure the soil parameters at different depths. Therefore, on the basis of the previous research results, a non-linear settlement calculation method based on the calculation parameters obtained from the pressuremeter tests is studied. The main contents and achievements are as follows: (1) the shortcomings of the current commonly used settlement calculation methods and the reasons for the low accuracy of the calculated results are analyzed and summarized. (2) According to the stress characteristics and principles of the pressure meter tests, and the distribution laws of soil stress of the pressure meter hole wall as well as the M-C yield criterion, the parameters  $E_{10}$ ,  $c$  and  $\varphi$  needed in the settlement calculation are derived theoretically. (3) According to the non-linear tangent modulus method proposed by Yang Guang-hua, the principle and procedure of calculating the nonlinear settlement of foundation based on the results of pressuremeter tests are derived and given. (4) The proposed method is verified through projects, and the results are compared with those predicted by the codes (layer-wise summation method). The comparison shows that the prediction based on the parameters derived from in-situ tests is closer to the real settlement. Because

基金项目: 国家自然科学基金项目(51378131, 51778152); 广东省水利科技创新基金项目(2009-25)  
收稿日期: 2020-06-02

the nonlinear soil and the settlement caused by shear deformation of soil can be considered in the pressuremeter tests at different depths, this exploratory study lays a foundation for the calculation of foundation deformation by the results of in-situ test in the future. It can also be regarded as a reference for other projects.

**Key words:** pressuremeter test; in-situ soil mechanics; tangent modulus method; non-linearity; settlement calculation

## 0 引言

由于岩土体的复杂性和参数的误差, 地基沉降计算问题一直没有得到很好的解决。常用的沉降计算方法一般是根据室内土样压缩试验所得的土体压缩曲线进行计算。这种方法虽简便, 但理论上存在两大不足: 一是取土时会产生土样扰动; 二是试验的应力、变形条件与实际地基的受力状态不尽相同, 使得试验结果的误差难以估计。《建筑地基基础设计规范: GB50007—2011》<sup>[1]</sup>采用了 0.2~1.4 的经验系数来对计算结果进行修正, 修正系数不仅差异变动大, 且要求工程师有一定的工程经验, 往往不能确切掌控地基的实际沉降值。

近几年, 有学者开展了采用原位测试成果来进行地基沉降的研究<sup>[2~5]</sup>。文献[2]利用压板试验曲线, 建立了切线模量法地基非线性沉降计算方法, 该方法能反映地基土的原状性和沉降变形的非线性, 工程实践验证计算精度较好; 文献[4]在文献[2]基础上提出了割线模量计算方法; 文献[6]利用三轴试验和旁压试验结果计算了碎石桩的荷载沉降关系曲线; 文献[7]用旁压试验推演了地基土的  $p-s$  曲线, 并能考虑土体应力水平和非线性; 文献[8]用旁压试验成果推导了土体强度参数的公式, 将旁压间接指标转化成强度指标。

目前原位测试获取岩土体参数优势逐渐被大家认可, 且旁压试验已成为一种比较成熟的原位测试方法<sup>[9]</sup>。因此, 本文在总结目前地基沉降计算方法存在的问题和旁压试验的工作原理基础上, 根据应力扩展理论和 M-C 屈服条件, 用旁压测试结果推导了获得岩土体的强度参数(黏聚力  $c$ , 内摩擦角  $\varphi$ )和变形参数(变形模量  $E$ )的计算公式, 并利用切线模量法和规范的分层总和法建立了利用旁压成果计算地基非线性沉降的方法, 最后利用工程案例对该方法的合理性进行了验证。

## 1 地基沉降计算存在的问题

目前地基沉降计算方法主要有三大类: 压缩模量法(以分层总和法为代表)、弹性法(弹性力学沉降解为算法)以及有限元数值计算方法。

### 1.1 分层总和法存在的问题

大量的沉降实测资料表明分层总和法的计算值和实测值有较大差异: 地基土为硬土时, 计算值大于实

测值; 反之, 地基土为弱土, 计算值小于实测值。导致沉降计算值误差较大的主因是: ①分层总和法公式的理论假定条件不符合地基土的实际情况, 即假定地基土不发生侧向变形, 只发生竖向压缩变形, 尤其对于浅层土和软土这个假定与实际状态差异更大。②附加应力是按 Boussinesq 解计算, 利用中心点处的附加应力处迭加求得, 不能代表整个地基土的实际附加应力; 此外假定基础为柔性, 而实际基础刚度很大, 对沉降有明显调节作用。③计算参数主要通过室内试验来确定, 不仅应力状态与实际不符, 且取样扰动及压缩试验精度都会带来误差。

近几年, 有些学者对这些问题给出了提高精度的修正和改进方法, 但一直没有得到很好的解决。

### 1.2 规范方法存在的问题

中国规范方法<sup>[1]</sup>是在理论计算结果上, 乘以变化范围为 0.2~1.4 的经验系数  $\psi_s$  (见表 1) 来进行修正的。

表 1 规范沉降计算方法中的经验系数  $\psi_s$

Table 1 Empirical coefficients for settlement calculation from China's code

附加应力	$E_s/\text{MPa}$				
	20	15	7	4	2.5
$p_0 \leqslant 0.75 f_k$	0.2	0.4	0.7	1.0	1.1
$p_0 \geqslant f_k$	0.2	0.4	1.0	1.3	1.4

注:  $p_0$  为基底的附加应力,  $E_s$  为土的压缩模量。

规范方法<sup>[1]</sup>存在以下不足及需要完善的问题:

(1) 理论计算结果需乘以一个 0.2~1.4 范围的经验系数进行修正, 其最大最小值相差达 7 倍, 对于经验不足的工程师确定该经验系数较为困难。

(2) 变形参数取值问题。公式中采取的土压缩模量是由侧限条件测得的, 其未能考虑剪切变形产生的沉降, 参数取值引起的误差原因见图 1, 2。根据  $e-p$  曲线可知, 具有侧限土的压缩性随压力增大而降低, 但根据荷载试验  $p-s$  曲线, 当荷载超过比例极限, 沉降随着压力的增大沉降量增加更快, 所以两种方法得出的结论相反。从图 2 可知, 随着荷载的增大, 两种测试方法的结果差距会越来越大, 同时也说明, 基础随着荷载的增大而所产生的沉降主要是由土的剪切变形所产生。

(3) 参数测试方法问题。现在沉降计算的参数大部分是通过室内土样所得到的, 但室内土样与现场原

位土变形特性不同。理论上, 土体的压缩模量  $E_s$  应该大于变形模量  $E_0$ , 但实际中对于结构性比较强的硬土一般  $E_0$  大于  $E_s$ , 这种现象产生的原因主要是取样、制样的扰动影响。室内试验统计得到的广东花岗岩残积土的  $E_0=(5\sim 10)E_s^{[2]}$ 。

综上所述, 室内试验不仅难以克服土样扰动的影响, 且不能很好地反映土的原状性, 在这种情况下, 即使采用现代数值分析方法和合理的本构模型也难以准确计算地基变形。因此, 为了提高地基沉降计算的精度, 首要任务应是改进土体参数的获取方法, 测得的参数更真实地反映工程实际土性。

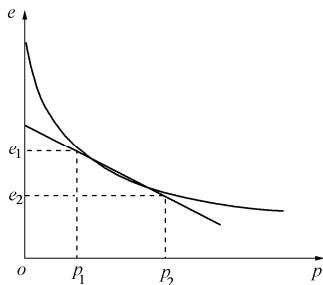


图 1 压缩试验的  $e$ - $p$  曲线

Fig. 1  $e$ - $p$  curves from compression tests

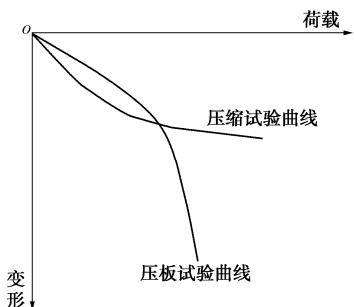


图 2 不同试验的  $p$ - $s$  曲线

Fig. 2  $p$ - $s$  curves from different tests

## 2 非线性切线模量法沉降计算原理

常用沉降计算方法中采用的变形参数难以反应土的非线性与原状性, 非线性切线模量法中岩土体参数利用原位试验确定, 然后用于分层总和法来计算沉降, 但公式中变形参数与常规方法的意义不同<sup>[10]</sup>。该方法的核心思想是假定荷载-沉降曲线为双曲线, 令

$$p = \frac{s}{a + bs} , \quad (1)$$

式中,  $a, b$  为常数, 当荷载达到极限承载力  $p_u$  时,  $s \rightarrow \infty$ , 由式(1) 取极限可得

$$b = \frac{1}{p_u} . \quad (2)$$

利用均质弹性半无限空间的 Boussinesq 解, 基础的沉降为

$$s = \frac{pB(1-\nu^2)}{E} \omega , \quad (3)$$

式中,  $E$  为杨氏模量,  $\nu$  为泊松比,  $B$  为基础宽或直径,  $\omega$  为形状系数。式(1) 可表示为  $s/q=a+bs$ , 加载开始时,  $s \rightarrow 0$ ,  $s/q=a$ , 此时对应的弹性模量称初始切线模量, 用  $E_{t0}$  表示, 对比式(3) 可得

$$a = \frac{B(1-\nu^2)}{E_{t0}} \omega . \quad (4)$$

考虑地基  $p$ - $s$  曲线的非线性, 地基在加载过程中, 变形模量是变化的, 用  $E_t$  表示, 分别对式(1), (3) 求切线倒数:

$$\frac{dp}{ds} = \frac{(1-bp)^2}{a} , \quad (5)$$

$$\frac{dp}{ds} = \frac{E_t}{B(1-\nu^2)\omega} = \frac{E_t}{aE_{t0}} . \quad (6)$$

由式(5) 和(6) 得

$$E_t = \left( 1 - \frac{p}{p_u} \right)^2 \cdot E_{t0} . \quad (7)$$

考虑试验确定的  $p_u$  值比实际值偏小, 参照邓肯-张模型, 采用破坏比系数  $R_f$  来反映, 可得原状土的切线模量计算公式<sup>[10]</sup>:

$$E_t = \left( 1 - R_f \frac{p}{p_u} \right)^2 \cdot E_{t0} , \quad (8)$$

式中,  $E_{t0}$  为材料常数, 如果岩土体的应力状态确定, 其值为定值。式(8) 说明, 采用分层计算地基沉降时, 随埋深增加, 极限承载力  $p_u$  随着埋深的增加而增大,  $E_t$  也非线性增加, 这点是规范方法没有考虑的。

用式(8) 计算得到  $E_t$  代替规范分层总和法中的压缩模量  $E_s$ , 就是本文所用的非线性切线模量法。该方法所需参数较简单, 只要有  $E_{t0}$ ,  $c$ ,  $\varphi$  即可计算基础的非线性沉降。下面通过旁压试验成果推求出  $E_{t0}$ ,  $c$ ,  $\varphi$  这 3 个参数。

## 3 利用旁压试验推导沉降计算参数

### 3.1 旁压试验简介

旁压试验是通过一定长度的一个圆柱体在孔中加压, 孔壁施加横向压力, 使土体产生径向变形的原位测试方法, 可以得到土体压力与土体体积两者之间变化关系曲线, 利用曲线可以确定土体旁压模量、地基承载力、土体参数及地基反力系数等。旁压试验柱状孔穴模型示意图见图 3。

### 3.2 旁压试验原理及基本假定

本文主要目的是通过旁压试验测试结果获得沉降

计算所需的原位参数, 在进行旁压试受力分析时, 通常做的基本假定为<sup>[11]</sup>: ①旁压孔周围岩土体为均质无限体, 孔穴扩张为平面应变状态; ②旁压孔周围岩土体介质为各向同性和弹塑性; ③岩土体介质连续且满足平衡状态; ④旁压孔加载扩张时, 能用增量弹性理论描述旁压孔周围岩土体的应力应变关系, 且满足 M-C 屈服条件。

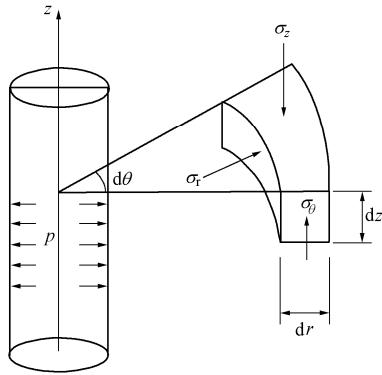


图 3 旁压试验的柱状孔穴模型示意图

Fig. 3 Illustration of cylinder model for pressuremeter tests

### 3.3 利用旁压试验结果推导沉降计算参数

#### (1) 推求土的强度参数

规范中用旁压试验测定土强度方法主要以经验公式为主, 从理论上推到的计算方法较少, 如《岩土工程勘察规范: DGJ 08—37—2002》<sup>[11]</sup>给出的公式如下:

$$C_u = \frac{p_f - p_0}{N_p} , \quad (9)$$

式中,  $N_p=6.18$ 。王长科<sup>[8, 12]</sup>给出了砂土的内摩擦角的估计公式:

$$\varphi = \arcsin\left(\frac{p_f}{p_0} - 1\right) , \quad (10)$$

下面根据旁压试验的原理和测得的结果来推导沉降计算参数, 假定旁压孔周围土体符合 3.2 节的假定。当孔壁压力  $p$  增加时, 孔洞扩张, 土体屈服进入塑性状态, 满足 M-C 屈服准则, 屈服条件用主应力表示为(土压力取为正):

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = c \cos \varphi + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sin \varphi , \quad (11)$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= \Delta p \cdot \frac{r_0^2}{r^2} + p_0 , \\ \sigma_\theta &= -\Delta p \cdot \frac{r_0^2}{r^2} + p_0 . \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

根据式 (12), 利用边界条件(孔壁处  $r=r_0$ )有:

$$\sigma_r = \Delta p + \sigma_{h0} , \quad (13)$$

$$\sigma_\theta = -\Delta p + \sigma_{h0} , \quad (14)$$

式中,  $p$  为孔壁处作用的压力,  $\Delta p$  为附加压力,

$$\Delta p = p - \sigma_{h0} , \quad \sigma_{h0} \text{ 为土的初始水平应力。}$$

a) 当旁压孔周围土体应力状态为第一塑性应力状态时,  $\sigma_1 = \sigma_z = q$  ( $q$  为上覆压力),  $\sigma_2 = \sigma_r$ ,  $\sigma_3 = \sigma_\theta$ 。联解式 (11), (12), (14), 得

$$p_f = 2\sigma_{h0} + \frac{2c \cos \varphi}{1 + \sin \varphi} - q \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad (p_f < q) . \quad (15)$$

b) 随着压力增大, 最大主应力变为  $\sigma_r$ , 塑性应力状态为第二塑性应力状态时,  $\sigma_1 = \sigma_r$ ,  $\sigma_2 = \sigma_z = q$ ,  $\sigma_3 = \sigma_\theta$ 。联解式 (11), (14), (15), 得

$$p_f = c \cos \varphi + \sigma_{h0} (1 + \sin \varphi) \quad (p_f \geq q) . \quad (16)$$

c) 压力  $p$  进一步增加, 环向应力和径向应力增大, 当  $\sigma_r > \sigma_\theta > \sigma_z$  时, 塑性应力状态为第三塑性应力状态,  $\sigma_1 = \sigma_r$ ,  $\sigma_2 = \sigma_\theta$ ,  $\sigma_3 = \sigma_z = q$ , 发生屈服时  $p$  即为旁压试验极限压力。联解式 (11), (13), (14), 得

$$p_L = \frac{2c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} + q \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} . \quad (17)$$

联解式 (15), (17) 得到

$$\varphi = \arcsin \frac{p_L - p_f + 2\sigma_{h0} - 2q}{p_L + p_f - 2\sigma_{h0}} \quad (p_f < q) . \quad (18)$$

联立式 (16), (17) 得到

$$\varphi = \arcsin \frac{p_L - q + 2\sigma_{h0} - 2p_f}{p_L + q - 2\sigma_{h0}} \quad (p_f \geq q) . \quad (19)$$

由式 (17), 经过三角函数变换, 得到

$$c = \frac{1}{2 \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)} \left[ p_L - q \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \right] . \quad (20)$$

根据式 (18), (19) 和 (20) 可计算土体的强度参数<sup>[15]</sup>。式中:  $p_f$  为旁压试验中旁压孔孔壁土体塑性状态时压力;  $p_L$  为旁压试验旁压孔孔壁土体的理论极限压力;  $q$  为试验点竖向应力;  $\sigma_{h0}$  为试验位置原位水平应力。

对于不符合 3.2 节基本假设的一般黏性土, 可根据地基承载力公式来反算岩土体的强度参数<sup>[13]</sup>, 利用旁压试验得到地基承载力标准值  $f_k$ , 然后根据

$$f_k = 3M_g \cdot \gamma + 0.5M_q \cdot \gamma_0 + M_c \cdot c , \quad (21)$$

结合经验假定  $c$  值后,  $M_g$ ,  $M_q$  和  $M_c$  可查表得到, 代入式 (21) 算出  $\varphi$  值。同样, 若假设  $\varphi$  也可算出  $c$ 。

#### (2) 利用旁压试验曲线推求土的初始切线模量

图 4 是典型的旁压试验曲线, 旁压曲线可分为 4 个阶段: ①初始阶段 OA, 随旁压  $p$  增大, A 点对应初始压力  $p_0$ ; ②似弹性段 AB,  $p$  与  $V$  基本呈线性关系, B 点对应初始压力  $p_f$ ; ③塑性变形段 BC; ④破坏阶段 CD, 最终压力为极限压力  $p_L$ 。

文献[15]根据平面应变问题, 给出了旁压模量弹性解:

$$E_m = 2(1+\nu) \left( V_c + \frac{V_0 + V_f}{2} \right) \frac{\Delta p}{\Delta V}, \quad (22)$$

式中,  $V_c$  为旁压测腔固有体积, 假定旁压曲线符合双曲线模型 (ABCD 段), 则有

$$E_{t0} = \frac{p_u}{(p_u - p_1)} E_m. \quad (23)$$

旁压模量  $E_m$  实际上是旁压曲线中  $AB$  段的割线模量,  $A$  点为起点, 初始压力  $p_0$  较小, 认为其对应的切线模量即为初始切线模量  $E_{t0}$ ; 式 (23) 中  $p_u$  可以表示为  $(p_L - p_0)$ ,  $p_1$  可以表示为  $(p_f - p_0)$ , 则式 (23) 可表示为<sup>[16]</sup>

$$E_{t0} = \frac{(p_1 - p_0)}{(p_1 - p_0) - (p_f - p_0)} E_m = \frac{(p_1 - p_0)}{(p_1 - p_f)} E_m. \quad (24)$$

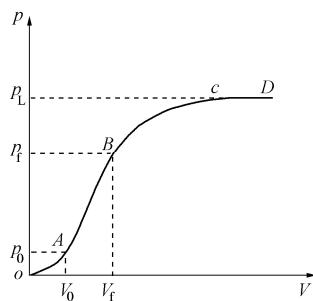


图 4 旁压试验的  $p$ - $V$  曲线

Fig. 4  $p$ - $V$  curves from pressuremeter tests

## 4 利用旁压试验成果进行沉降计算的方法与步骤

通常情况下可以利用现场压板试验确定切线模量法的计算参数, 但是压板试验只能做浅层土、难以做深层土的 (深层载荷试验难度较大), 而旁压试验不仅操作简单, 费用比压板试验低, 而且它能测得地基中不同深度土体的参数。

本文利用杨光华<sup>[2]</sup>提出的原状土切线模量法, 提出了利用旁压试验成果计算地基非线性沉降的方法。主要思路是: 沉降计算所需参数由旁压试验成果来推导出的公式得到, 沉降计算方法是非线性切线模量法, 具体方法和步骤如下<sup>[16]</sup>: ①地质区间需要有旁压试验, 一般同一土层布置的测点不少于 3 个, 获得旁压试验原始数据后按照前面推导的方法求出每层土计算

沉降所需的参数。也可以利用旁压试验得到特征参数, 求出每层土体的  $p$ - $s$  曲线。②利用旁压试验结果求得切线模量法所需参数  $E_{t0}$ ,  $c$ ,  $\varphi$  后, 根据前面的计算公式可以得到对应土层的切线模量, 然后用分层总和法计算沉降, 将旁压试验得到的切线模量代替规范方法中压缩模量。③利用式 (8) 代替分层总和法的变形模量, 并采用分层总和法可以计算地基  $p$ - $s$  曲线, 如果有实测的  $p$ - $s$  曲线就可以对比分析, 从而检验方法的可行性。

## 5 工程实例验证

### 5.1 工程概况及地质条件

某工程由两栋 30 层住宅楼组成<sup>[17]</sup>, 二层地下室, 三层裙楼, 建筑物总高度 94 m, 地下室埋深 10.5 m, 地下室占地面积为 3200 m<sup>2</sup>, 长 81.4 m, 宽 41.4 m, 底板厚 1.60 m。

工程地质条件: 场地自上而下的岩土层为: ①人工填土, ②冲积层, ③海积层, ④粉质黏土, ⑤坡积土, ⑥花岗岩残积砂质黏土, ⑦燕山期花岗岩, 典型地质断面见图 5。基础底板主要位于土层⑥, 埋深在 1.2~9.1 m 范围内, 该土层又细分为 3 个亚层: A、B、C, 该工程主要受力土层基本物理力学指标见表 2。

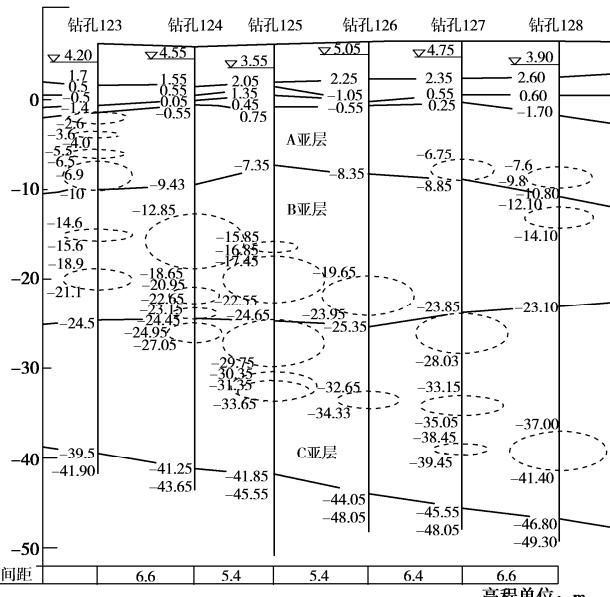


图 5 工程典型地质剖面图

Fig. 5 Typical soil profile

表 2 主要物理力学指标

Table 2 Major physical parameters of soil

花岗岩残基 砂质黏土	天然重度 $/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	天然含 水率/%	液性指数	标贯 击数	天然 孔隙比	旁压模量 $/\text{MPa}$	极限压力 $/\text{kPa}$	压缩模量 $/\text{MPa}$	变形模量 $/\text{MPa}$	承载力 $/\text{kPa}$
A 亚层	18.5	30	0.12	13	0.895	14.1	1088	5.4	12	250
B 亚层	19.4	25	0.10	21	0.743	34.8	2163	6.2	25	300
C 亚层	19.9	20	0.01	32	0.631	76.1	3668	7.0	38	400

## 5.2 规范方法计算的沉降<sup>[16]</sup>

基础底面处自重应力为 104 kPa, 基底实测的土压力值为 150 kPa, 附加应力  $p_0$  为 46 kPa; 取一栋主楼进行计算  $B=40$  m,  $L/B=1$ ,  $Z_n=35$  m。

根据规范方法计算的基础中心沉降:  $s=193.744$  mm。计算的压缩模量为 6.2 MPa, 规范公式中的沉降经验系数  $\psi_s$  为 0.78, 则基础中心的最终沉降修正为 151.1 mm。

## 5.3 本文方法计算的沉降

利用旁压试验实测数据计算 3 个亚层地基土的参数及  $p-s$  曲线, 然后采用本文方法计算基础的沉降。旁压成果得到基础地板下 3 个亚层的  $p-s$  曲线, 见图 6~8<sup>[21]</sup>, 旁压试验结果计算的 3 个亚层参数见表 3。

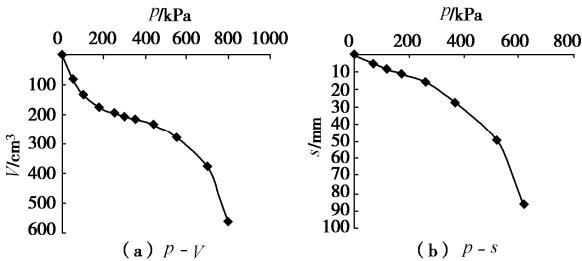


图 6 亚层 A 的旁压  $p-V$  曲线与计算得到的  $p-s$  曲线

Fig. 6 Comparison between  $p-V$  curve from pressuremeter tests

and corresponding  $p-s$  curve predicted of a sub-layer A

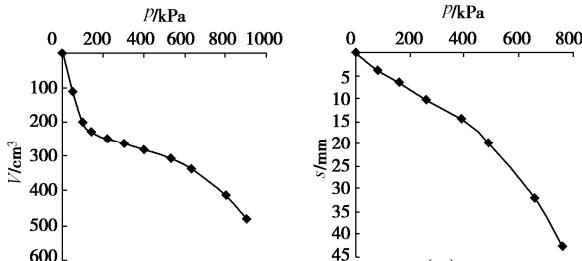


图 7 亚层 B 的旁压  $p-V$  曲线与计算得到的  $p-s$  曲线

Fig. 7 Comparison between  $p-V$  curve from pressuremeter tests

and corresponding  $p-s$  curve predicted of a sub-layer B

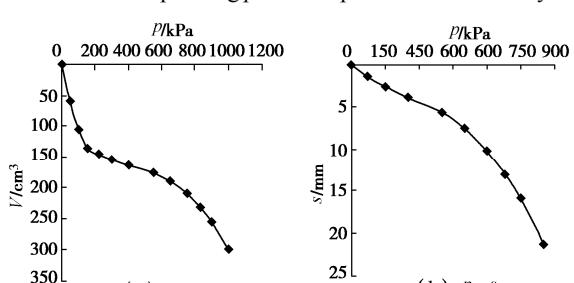


图 8 亚层 C 的旁压  $p-V$  曲线与计算得到的  $p-s$  曲线

Fig. 8 Comparison between  $p-V$  curve from pressuremeter tests

and corresponding  $p-s$  curve predicted of a sub-layer C

利用非线性切线模量法计算地基沉降, 取破坏比  $R_f=1.0$ , 分层计算时土层厚度取 0.5 m, 附加荷载增量  $\Delta p=15$  kPa, 因为 35 m 下为基岩, 所以计算深度取 35 m, 建筑物基础底附加应力为 46 kPa, 利用新方法计算的沉降  $s$  为 38.8 mm。

表 3 利用旁压结果计算的 3 个亚层参数

Table 3 Derived soil parameters for three sub-layers by pressuremeter tests

花岗岩残积砂 质黏土	黏聚力 $c/kPa$	内摩擦角 $\phi/(^\circ)$	初始切线模量 $E_{t0}/MPa$
A 亚层	40.2	24	19
B 亚层	56.0	26	30
C 亚层	67.0	26	81

## 5.4 与实测结果对比分析

由前面计算结果可知, 规范方法计算的最终沉降为 151.1 mm, 利用旁压结果, 切线模量法计算的沉降为 38.8 mm, 主体建筑封顶后实测沉降平均值为 27.0 mm, 竣工后 18 个月实测沉降平均值约为 37.0 mm, 图 9 为实测的沉降曲线。

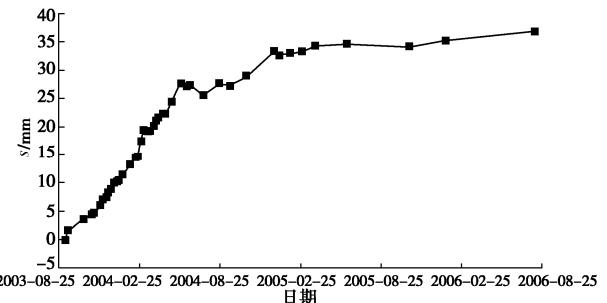


图 9 建筑物基础实测沉降时间 - 曲线

Fig. 9 Monitoring curve of foundation settlements with respect to time

综上所述, 基于旁压试验结果, 利用切线模量法计算的沉降值与实测结果接近, 而规范方法的结果与实测沉降量比较则明显偏大很多, 说明本文方法是符合实际的。误差的原因其实主要是参数的问题, 规范方法的压缩模量  $E_s$  远小于原位测试结果推导出的初始切线模量值。

## 6 结语

岩土体本构关系的复杂性、参数的准确性影响着地基沉降计算的精度, 同时也是没有很好解决的土力学难题, 这直接制约着基础设计的合理性和设计水平。本文在综述目前沉降计算存在的问题的基础上, 给出了沉降计算不准确的原因, 提出了利用原位旁压试验成果确定沉降计算所需的岩土体参数, 引入杨光华教授提出的切线模量法。这样不仅可以克服规范方法以室内试验确定参数带来的误差, 且切线模量法可以考虑地基土的应力水平的影响和非线性。旁压试验可以得到不同深度岩土体的参数, 使用简单方便, 便于推广和应用。因此, 进一步研究通过原位测试方法获取岩土体统参数的沉降计算方法, 计算的沉降精度提高后可以促进基础设计理论的发展和设计水平的提高。

## 参考文献:

- [1] 建筑地基基础设计规范: GB5007—2011[S]. 2002. (Code

- for Design of Building Foundation: GB50007—2011 [S]. 2012. (in Chinese))
- [2] 杨光华. 地基非线性沉降计算的原状土切线模量法[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(11): 1927 - 1931. (YANG Guang-hua. Nonlinear settlement computation of the soil foundation with the undisturbed soil tangent modulus method[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28(11): 1927 - 1931. (in Chinese))
- [3] 杨光华, 李思平, 杜秀忠, 等. 岩溶地区高层建筑基础筏板的工程实践[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(增刊 2): 3363 - 3371. (YANG Guang-hua, LI Si-ping, DU Xiu-zhong, et al. Practice of high-rise building with raft foundation in karst region[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 25(S2): 3363 - 3371. (in Chinese))
- [4] 杨光华, 王鹏华, 乔有梁. 地基非线性沉降计算的原状土割线模量法[J]. 土木工程学报, 2007, 40(5): 49 - 52. (YANG Guang-hua, WANG Peng-hua, QIAO You-liang. An undisturbed-soil secant modulus method for calculation of nonlinear settlement of soil foundations[J]. China Civil Engineering Journal, 2007, 40(5): 49 - 52. (in Chinese))
- [5] 建筑地基基础设计规范: DBJ 15—31—2003[S]. 2003. (Design Code for Building Foundation: DBJ 15—31—2003[S]. 2003. (in Chinese))
- [6] 李广信, 蔡 飞. 旁压试验在计算碎石桩荷载沉降关系中的应用[J]. 勘察科学技术, 1993, 6: 30 - 34. (LI Guang-xin, CAI Fei. Application of side pressure test in calculating load settlement relation of gravel pile[J]. Site Investigation Science and Technology, 1993, 12(2): 30 - 33. (in Chinese))
- [7] 刘 琼, 杨光华, 李德吉. 用旁压试验结果推算载荷试验  $p-s$  曲线[J]. 广东水利水电, 2008(8): 82 - 82. (LIU Qiong, YANG Guang-hua, LIU Peng. Nonlinear settlement computation of the soil foundation based on in-situ testing[J]. Guangdong Water Resources and Hydropower, 2010(7): 4 - 6. (in Chinese))
- [8] 王长科. 用旁压试验原位测定土的强度参数[J]. 勘察科学技术, 1992(6): 25 - 27. (WANG Chang-ke Strength parameters of soil determined by pressure test in situ[J]. Site Investigation Science and Technology, 1992(6): 25 - 27. (in Chinese))
- [9] 杨光华. 基础非线性沉降的双曲线模型法[J]. 地基处理, 1997(1): 50 - 53. (YANG Guang-hua. Hyperbola model in calculating the nonlinear settlement of foundation[J]. Ground Improvement, 1997(1): 50 - 53. (in Chinese))
- [10] 杨光华. 地基沉降计算的新方法[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(4): 679 - 686. (ANG Guang-hua. New computation method for soil foundation settlement[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27(4): 679 - 686. (in Chinese))
- [11] 岩土工程勘察规范: DGJ 08—37—2002[S]. 2002. (Geotechnical Engineering Investigation Code: DGJ 08—37—2002[S]. 2002. (in Chinese))
- [12] 王长科. 用旁压试验推求土体强度指标的方法探讨[J]. 勘察科学技术, 1989(1): 1 - 3. (WANG Chang-ke. Determination of Strength of soil by pressure test in situ [J]. Site Investigation Science and Technology, 1989(1): 1 - 3. (in Chinese))
- [13] 杨光华. 根据经验地基承载力反算土的强度和变形参数[J]. 广东水利水电, 2002(1): 3 - 6. (YANG Guang-hua. According to the experience of foundation bearing capacity to inverse the strength and deformation parameters of soil[J]. Guangdong Water Resources and Hydropower, 2002(1): 3 - 6. (in Chinese))
- [14] 徐 超, 石振明, 高彦斌, 等. 岩土工程原位测试[M]. 上海:同济大学出版社, 2005. (XU Chao, SHI Zheng-ming, GAO Yan-bin, et al. Geotechnical Engineering In-Situ Test[M]. Shanghai: Tongji University Press, 2005. (in Chinese))
- [15] 杨光华, 骆以道, 张玉成, 等. 用简单原位试验确定切线模量法的参数及其在砂土地基非线性沉降分析中的验证[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(3): 401 - 408. (ANG Guang-hua, LUO Yi-dao, ZHANG Yu-cheng, et al. Determination of parameters for tangent modulus method using simple in-situ test and its application in nonlinear settlement analysis on sandy soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, 36(5): 855 - 863.)
- [16] 刘 琼, 杨光华, 刘 鹏. 基于原位旁压试验的地基非线性沉降计算方法[J]. 广东水利水电, 2010(7): 4 - 6. (LIU Qiong, YANG Guang-hua, LIU Peng. Nonlinear settlement computation of the soil foundation based on in-situ testing[J]. Guangdong Water Resources and Hydropower, 2010(7): 4 - 6. (in Chinese))
- [17] 嘉益大厦课题研究小组. 厦门嘉益大厦基础设计研究报告[R]. (Jiayi Building Research Group. Research Report on foundation design of Xiamen Jiayi building[R]. (in Chinese))
- [18] 刘 琼. 基于原位试验的地基非线性沉降计算方法的研究与应用[D]. 邯郸: 河北工程大学, 2009. (LIU Qiong. Research and Application of Nonlinear Settlement Calculation Method Based on in Situ Test[D]. Handan: 2009. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE2020S1009

# 交通荷载作用下 $K_0$ 固结硬黏土动力特性研究

刘旭明<sup>1</sup>, 潘 坤<sup>2</sup>, 杨仲轩<sup>\*1</sup>, 蔡袁强<sup>1, 2</sup>

(1. 浙江大学建筑工程学院, 浙江 杭州 310058; 2. 浙江工业大学建筑工程学院, 浙江 杭州 310014)

**摘要:** 利用 GDS 动三轴仪及空心圆柱扭剪仪对  $K_0 > 1$  的英国 Gault 硬黏土和 Kimmeridge 硬黏土进行了不排水条件下大周数(1万次)循环加载试验, 研究了交通荷载作用下循环应力比及主应力轴旋转对  $K_0$  固结原状硬黏土动力特性的影响。试验结果表明: 与软黏土相比, 硬黏土具有较为明显的脆性特征; 随着循环应力比的增大, 其动力变形响应可分为“稳态”、“亚稳态”和“非稳态”等三种类型。在主应力轴旋转条件下, 硬黏土轴向应变在拉伸侧不断发展, 回弹模量逐渐减小, 土体循环弱化程度较三轴加载条件下更为明显。

**关键词:** 硬黏土; 交通荷载; 累积应变; 变形模式; 回弹模量

**中图分类号:** TU411      **文献标识码:** A      **文章编号:** 1000-4548(2020)S1-0045-05

**作者简介:** 刘旭明(1995—), 男, 硕士研究生, 主要从事土动力学方面的研究。Email: 21712019@zju.edu.cn。

## Cyclic response of $K_0$ -consolidated stiff clay under traffic loading

LIU Xu-ming<sup>1</sup>, PAN Kun<sup>2</sup>, YANG Zhong-xuan<sup>1</sup>, CAI Yuan-qiang<sup>1, 2</sup>

(1. College of Civil Engineering and Architecture, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 2. College of Civil Engineering and Architecture, Zhejiang University of Technology, Hangzhou 310014, China)

**Abstract:** To study the effects of cyclic stress ratio and principle stress axis rotation on the undrained cyclic response characteristics of  $K_0$ -consolidated stiff clay whose  $K_0$  is larger than 1, a series of traffic loading tests with a large number of cycles are conducted on the intact Gault and Kimmeridge clays by using the dynamic triaxial test system (DYNTTS) and the hollow cylinder apparatus (HCA). The test results indicate that the stiff clay has strong brittleness compared with the soft clay. With the increasing cyclic stress ratio, the cyclic deformation responses can be categorized into stable, metastable, and unstable patterns. Under the continuous rotation of the principle stress axis, the axial strain of the stiff clay is gradually accumulated at the extension side, and its resilient modulus is rapidly degraded.

**Key words:** stiff clay; traffic loading; accumulative strain; deformation pattern; resilient modulus

## 0 引言

交通设施的服役性能和运行寿命与路基土的工程力学特性直接相关。针对不同场地条件和土体类别, 刘雪珠等<sup>[1]</sup>研究了南京片状细砂受交通荷载作用的有效应力路径及破坏模式; 王瑞等<sup>[2]</sup>研究了压实性黄土受交通荷载作用的动力特性; 陈成等<sup>[3]</sup>研究了泥炭质土受交通荷载作用的动力变形累积特性; 黄博等<sup>[4]</sup>研究了粉质黏土受高速列车荷载作用的变形特性; 蔡袁强等<sup>[5]</sup>、王常晶等<sup>[6]</sup>和黄茂松等<sup>[7]</sup>研究了不同地区饱和软黏土受交通荷载作用的动力特性; Puppala 等<sup>[8]</sup>研究分析了砂土、粉土和软黏土累积变形的差异。

与传统三轴试验相比, 空心圆柱扭剪仪(HCA)可实现主应力轴连续旋转, 从而更好地模拟交通荷载下的“心形”应力路径<sup>[9]</sup>。肖军华等<sup>[10]</sup>和钱建固等<sup>[11]</sup>利用 HCA 研究了主应力轴旋转对等向固结原状软黏土累积变形的影响; 邓鹏等<sup>[12]</sup>研究了主应力轴旋转对

原状温州软黏土不排水动力响应的影响; 熊焕等<sup>[13]</sup>研究了主应力轴旋转对非等向固结砂土变形特性的影响。以上不同试验条件下的研究结果表明交通荷载引起的主应力轴连续旋转会加速土体竖向永久变形的累积, 并导致其竖向回弹模量发生软化。

综上可见, 目前学者们主要以砂土、粉土、软黏土为研究对象, 而针对原状土的研究多采用等向固结方式, 未考虑场地条件下土体实际受荷状态。近年来, 邓鹏等<sup>[12]</sup>和熊焕等<sup>[13]</sup>在试验过程中采用了非等向固结方式以模拟场地侧限条件, 但主要针对水平向应力小于竖向应力的土体应力状态, 即固结应力比  $K_0$  小于 1。本文研究对象为 Gault 黏土和 Kimmeridge 黏土,

**基金项目:** 国家自然科学基金委员会与英国皇家学会(NSFC-RS)牛顿高级学者基金项目(51761130078); 国家杰出青年基金项目(51825803)

**收稿日期:** 2020-05-06

**\*通信作者** (E-mail: zxyang@zju.edu.cn)

表 1 原状硬黏土物理性质

Table 1 Physical properties of intact stiff clay

硬黏土	重度 $\gamma/(kN\cdot m^{-3})$	相对密度 $G_s$	含水率 $w\%$	液限 $w_L\%$	塑限 $w_p\%$	塑性指数 $I_P$	初始孔隙比 $e_0$
Gault	19.5	2.59	28.0~30.0	71.0~77.0	28.0~31.0	40~46	0.700~0.750
Kimmeridge	21.0	2.50	16.0~21.0	46.0~55.0	18.0~22.0	28~33	0.430~0.520

分别是采自英国的早白垩世(0.99~1.12亿年)和晚侏罗世(1.51~1.56亿年)硬黏土。地质研究表明<sup>[14]</sup>,这两种硬黏土历史最大埋深达几百甚至上千米,曾受过很高的压力,而后期的侵蚀、开挖等复杂地质活动导致竖向压力卸载程度较大,土体处于各向异性状态且  $K_0 > 1$ 。Brosse<sup>[14]</sup>、Wilkinson<sup>[15]</sup>、Hosseini Kamal<sup>[16]</sup>等通过开展单调加载试验和细观结构探测分析,指出硬黏土具有相较于软黏土更为复杂的细微观结构,更为明显的各向异性特性,且强度更大。

基于此,本文利用 GDS 双向振动三轴仪和空心圆柱扭剪仪(HCA)对原状 Gault 和 Kimmeridge 硬黏土进行了  $K_0$  固结条件下的大周数(10000 次)不排水循环加载试验,探究了循环应力比和主应力轴旋转对硬黏土动力变形和回弹模量的影响。

## 1 试验方法

### 1.1 试验土样

试验所用土样为两种英国硬黏土,分别为 Gault 黏土和 Kimmeridge 黏土。两种硬黏土的物理性质指标见表 1,原位应力状态见表 2。

表 2 原状硬黏土原位应力状态预估值

Table 2 Estimated values of in-situ stresses for intact stiff clay					
硬黏土	$K_0$	$\sigma'_{v0}/kPa$	$\sigma'_{h0}/kPa$	$p'_0/kPa$	$q_0/kPa$
Gault	1.8	39	70	60	-31
Kimmeridge	1.8	133	239	204	-106

### 1.2 试验方案

试验仪器采用 GDS 双向振动三轴仪及空心圆柱扭剪仪。将切好的试样装入放入压力室内进行反压饱和,  $B$  值均大于 0.95, 土体完全饱和。将饱和土样固结至原位应力状态后,对  $K_0$  固结试样进行不排水条件下的大周数(10000 次)循环加载试验,加载频率为 1 Hz。若加载过程中试样轴向应变达到 10%,则判定试样破坏,中断加载。

加载波形如图 1 所示,图中  $\sigma_z^{\text{ampl}}$  为竖向动应力幅值,  $\tau_{z\theta}^{\text{ampl}}$  为扭转动应力幅值,为方便对比分析,定义竖向循环应力比(CSR)和扭转动应力比( $\eta$ )如下:

$$\text{CSR} = \sigma_z^{\text{ampl}} / 2p'_0, \quad (1)$$

$$\eta = \tau_{z\theta}^{\text{ampl}} / \sigma_z^{\text{ampl}}, \quad (2)$$

式中,  $p'_0 = (\sigma'_{10} + \sigma'_{20} + \sigma'_{30})$ , 为有效平均主应力。

本研究试验共分三组,具体加载方案如表 3 所示。

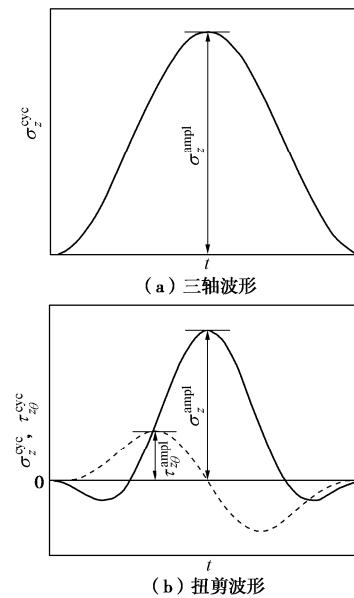


图 1 试验加载波形

Fig. 1 Loading waveforms in tests

表 3 不排水循环加载试验方案

Table 3 Summary of undrained cyclic test conditions

试验分组	试验编号	试验类型	$\sigma_z^{\text{ampl}}/kPa$	$\tau_{z\theta}^{\text{ampl}}/kPa$	CSR	$\eta$	N
1	GT-1	三轴	10.5	0	0.088	0	10000
1	GT-2	三轴	19.8	0	0.165	0	10000
1	GT-3	三轴	24.6	0	0.205	0	10000
1	GT-4	三轴	29.4	0	0.245	0	10000
1	GT-5	三轴	34.3	0	0.286	0	10000
1	GT-6	三轴	36.0	0	0.300	0	10000
1	GT-7	三轴	48.0	0	0.400	0	10000
1	GT-8	三轴	54.0	0	0.450	0	10000
1	GT-9	三轴	66.0	0	0.550	0	10000
1	GT-10	三轴	78.0	0	0.650	0	10000
1	GT-11	三轴	96.0	0	0.800	0	2000
2	KT-1	三轴	30.0	0	0.074	0	10000
2	KT-2	三轴	105.0	0	0.257	0	10000
2	KT-3	三轴	150.0	0	0.368	0	10000
3	KH-1	扭剪	30.0	10	0.074	1/3	10000
3	KH-2	扭剪	96.0	32	0.235	1/3	10000
3	KH-3	扭剪	183.0	61	0.449	1/3	308

## 2 试验结果与分析

### 2.1 Gault 硬黏土动力响应及循环后特性

图 2 展示了 Gault 硬黏土在不同 CSR 下轴向永久应变  $\epsilon_a^p$ (实线)和轴向总应变  $\epsilon_a^t$ (虚线)随循环圈数 N 的发展趋势。由图 2 可见:随着 CSR 的增大,土体应变发展速率逐渐加快,累积永久应变也逐渐增大。

当 CSR 较小时, 循环加载过程中土体应变增长较慢, 永久应变基本无累积; 随着 CSR 逐渐增大, 试样轴向应变加快发展, 经过 10000 圈循环后土体虽未破坏, 但永久应变仍持续累积; 当 CSR 进一步增大时, 土体应变随  $N$  的增加迅速发展, 其速率在加载后期不断增大, 最终导致试样破坏。具体地, CSR = 0.650 时, 试样在  $N=10000$  处累积永久应变仅为 0.64 %, 而在 CSR = 0.800 条件下, 经过 2000 圈循环后土体即已破坏。与常见软黏土相比, 硬黏土在交通荷载作用下累积变形总体较小, 但有较明显的脆性特征。

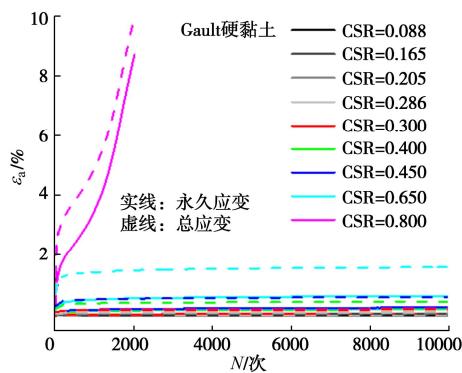


图 2 不同循环应力比下 Gault 黏土竖向应变的发展

Fig. 2 Axial strain responses of Gault clay under different CSRs

图 3 所示为 Gault 硬黏土在三轴试验条件下分别经过 100, 1000, 10000 圈循环后累积轴向应变与 CSR 的关系。由图 3 可见: 当  $CSR < 0.25$  时, 试样永久应变极小, 其值相当于蠕变累积量, 此时土体处于“稳定”(stable, Cai 等<sup>[17]</sup>); 当  $0.25 < CSR < 0.45$  时, 永久应变随 CSR 近似呈线性增长, 且经过一定循环圈数后趋于稳定, 因此该区间可称为“亚稳定”(metastable, Cai 等<sup>[17]</sup>); 当  $CSR > 0.45$  时, 永久应变随 CSR 增长逐渐加快, 至试验结束时土体变形仍在发展以至破坏, 因此可称之为“非稳定”(unstable, Cai 等<sup>[17]</sup>)。

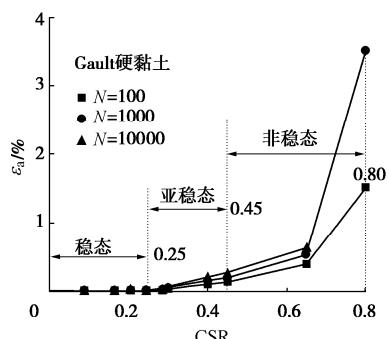


图 3 100, 1000, 10000 圈后 Gault 黏土永久应变与循环应力比的关系

Fig. 3 Permanent axial strain versus CSR for Gault clay after 100, 1000 and 10000 cycles

图 4 为 Gault 硬黏土在不同 CSR 下回弹模量随  $N$  的变化曲线, 回弹模量定义为  $M_z^r = \sigma_z^{\text{ampl}} / \varepsilon_a^r$ , 其中  $\varepsilon_a^r$  为回弹应变。从图 4 中可看出, 回弹模量随 CSR 的增大

逐渐减小。对于未破坏土样, 在加载初期回弹模量有一定程度的衰减, 而后期随  $N$  增大逐渐稳定; 当试样发生破坏时 ( $CSR=0.800$ ), 回弹模量先急剧减小, 而后由于剪切带的出现而有所增大, 土体发生硬化。回弹模量衰减程度总体上随 CSR 的增大而增大。

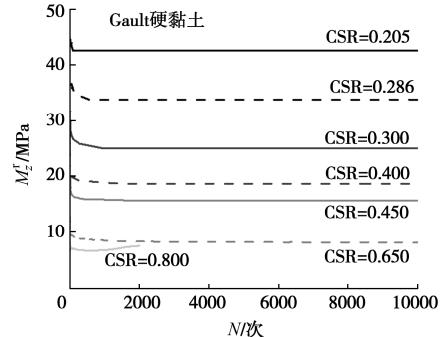
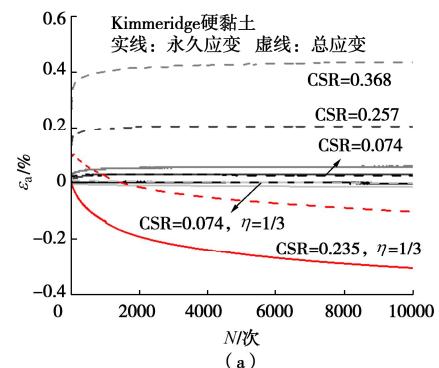


图 4 不同循环应力比下 Gault 黏土回弹模量的发展

Fig. 4 Resilient modulus responses of Gault clay under different CSRs

## 2.2 Kimmeridge 硬黏土动力响应

图 5 展示了 Kimmeridge 硬黏土在不同 CSR 下试样轴向永久应变  $\varepsilon_a^p$  (实线) 和轴向总应变  $\varepsilon_a^t$  (虚线) 随循环圈数  $N$  的发展趋势。图 5 (a) 中, 在三轴加载路径下, 由于对土样施加的 CSR 均较小, 土体轴向应变的累积较小。与 Gault 硬黏土在小 CSR 下的发展趋势相似, Kimmeridge 硬黏土累积应变随 CSR 增大而有所增大, 且在循环加载过程中快速趋于稳定。图 5 (a) 一并示出了两组循环扭剪试验中未破坏 Kimmeridge 硬黏土应变发展曲线。与之相对地, 将扭剪应力路径 ( $CSR=0.449$ ,  $\eta=1/3$ ) 下破坏土样的应变发展曲线示于图 5 (b)。显然, 随着 CSR 增大, 扭剪条件下土体轴向应变相应增大。从图 5 中还可以看到, 在主应力轴旋转的交通荷载心形应力路径下, 土体轴向应变不断向拉伸侧发展, 且随着 CSR 的增大, 土体拉应变增长速率逐渐加快, 累积值也逐渐增大。这一现象可能与土体初始应力状态有关。本文试验中, 土体初始大主应力方向为水平方向, 在循环扭剪过程中主应力方向从水平方向开始发生旋转, 致密的土颗粒重新排布变得更加疏松, 因而土体表现为拉应变。



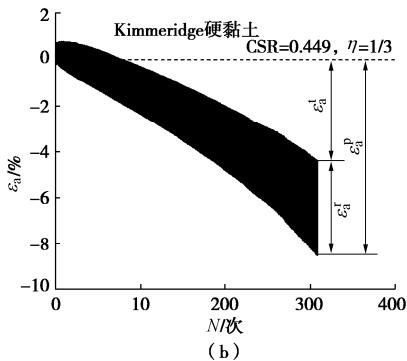


图 5 不同循环应力比下 Kimmeridge 黏土竖向应变的发展

Fig. 5 Axial strain responses of Kimmeridge clay under different CSRs

图 6 所示为 Kimmeridge 硬黏土在不同 CSR 下回弹模量随  $N$  的变化规律。从图 6 中可看出, 三轴条件下 Kimmeridge 硬黏土的回弹模量变化趋势与 Gault 硬黏土相类似, 在循环前期回弹模量有较小程度的衰减, 经过一定的循环圈数后很快达到稳定。同时, 当 CSR 相当时, Kimmeridge 硬黏土的回弹模量比 Gault 硬黏土更大, 这表明 Kimmeridge 黏土作为一种更古老的硬黏土, 其刚度更大。

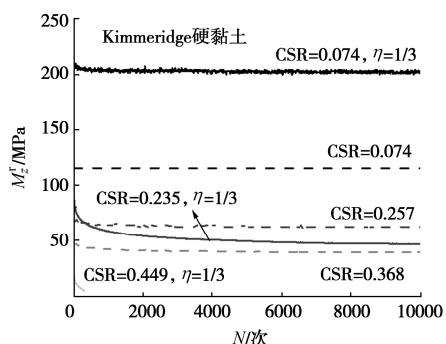


图 6 不同循环应力比下 Kimmeridge 黏土回弹模量的发展

Fig. 6 Resilient modulus responses of Kimmeridge clay under different CSRs

### 3 结 论

通过开展针对原状 Gault 和 Kimmeridge 硬黏土的大周数 (10000 次) 不排水循环加载三轴试验和扭剪试验, 研究了  $K_0$  固结条件下循环应力比及主应力轴旋

转对饱和硬黏土轴向应变和回弹模量的影响, 得到如下结论:

(1) 三轴加载条件下, Gault 硬黏土应变发展速率随 CSR 增大逐渐加快, 累积应变也相应增大, 土体动力响应由“稳态”、“亚稳态”逐渐发展至“非稳态”。与软黏土相比, 硬黏土在交通荷载作用下累积变形总体较小, 但脆性特征更明显。动力加载过程中, 土体回弹模量随 CSR 增大而减小, 且衰减程度不断增大。

(2) Kimmeridge 硬黏土在三轴试验条件下的动力响应特征总体上与 Gault 硬黏土相类似: 累积应变随 CSR 增大而增大, 回弹模量在循环前期有较小程度的衰减, 随后趋于稳定。当循环荷载幅值相当时, Kimmeridge 黏土的回弹模量比 Gault 黏土更大, 这表明前者作为一种更古老的硬黏土, 其刚度更大。

(3) 循环扭剪试验条件下, Kimmeridge 硬黏土的大主应力方向从水平方向发生旋转, 轴向应变在拉伸侧不断发展。随着 CSR 的增大, 土体拉应变增长速率逐渐加快, 累积值也逐渐增大。主应力轴旋转条件下, 土样的回弹模量加速衰减, 土体循环弱化程度远大于相同条件下的三轴试验。

### 参 考 文 献:

- [1] 刘雪珠, 陈国兴. 轨道交通振动下南京片状细砂的有效应力路径及破坏模式[J]. 岩土力学, 2010, 31(3): 719–726. LIU Xue-zhu, CHEN Guo-xing. Effective stress path and failure pattern of Nanjing fines and with flake-shape structure under vibrating load of rail transit[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(3): 719–726. (in Chinese))
- [2] 王瑞, 王雷, 胡志平, 等. 交通荷载引起的静偏应力对压实黄土动力特性的影响[J]. 铁道学报, 2019, 41(7): 110–117. (WANG Rui, WANG Lei, HU Zhi-ping, et al. Study on dynamic characteristic of compacted loess subjected to static deviatoric stress induced by traffic loading[J]. Journal of the China Railway Society, 2019, 41(7): 110–117. (in Chinese))
- [3] 陈成, 周正明, 张先伟, 等. 循环荷载作用下泥炭质土动力累积特性试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2017, 36(5): 1247–1255. (CHEN Cheng, ZHOU Zheng-ming, ZHANG Xian-wei, et al. Experimental study on accumulative behavior of peaty soil under cyclic loading[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2017, 36(5): 1247–1255. (in Chinese))
- [4] 黄博, 丁浩, 陈云敏. 高速列车荷载作用的动三轴试验模拟 [J]. 岩土工程学报, 2011, 33(2): 195–202. (HUANG Bo, DING Hao, CHEN Yun-min. Simulation of

- high-speed train load by dynamic triaxial tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(2): 195 – 202. (in Chinese))
- [5] 蔡袁强, 陈 静, 王 军. 循环荷载下各向异性软黏土应变-软化模型[J]. 浙江大学学报(工学版), 2008(6): 160 – 166. (CAI Yuan-qiang, CHEN Jing, WANG Jun. Strain-degradation model for anisotropic soft clay under cyclic loading[J]. Journal of Zhejiang University (Engineering Science), 2008(6): 160 – 166. (in Chinese))
- [6] 王常晶, 陈云敏. 交通荷载引起的静偏应力对饱和软黏土不排水循环性状影响的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2007, **29**(11): 1742 – 1747. (WANG Chang-jin, CHEN Yun-min. Study on effect of traffic loading induced static deviator stress on undrained cyclic properties of saturated soft clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, **29**(11): 1742 – 1747. (in Chinese))
- [7] 黄茂松, 李进军, 李兴照. 饱和软黏土的不排水循环累积变形特性[J]. 岩土工程学报, 2006, **28**(7): 891 – 895. (HUANG Mao-song, LI Jin-jun, LI Xing-zhao. Cumulative deformation behavior of soft clay in cyclic undrained tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, **28**(7): 891 – 895. (in Chinese))
- [8] PUPPALA A J, SARIDE S, CHOMTID S. Experimental and modeling studies of permanent strains of subgrade soils[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2009, **135**(10): 1379 – 1389.
- [9] LEKARP F, ISACSSON U, DAWSON A. State of the art I: Resilient response of unbound aggregates[J]. Journal of Transportation Engineering, 2000, **126**(1): 66 – 75.
- [10] 肖军华, 许世芹, 韦 凯, 等. 主应力轴旋转对地铁荷载作用下软黏土累积变形的影响[J]. 岩土力学, 2013, **34**(10): 2938 – 2945. (XIAO Jun-hua, XU Shi-qin, WEI Kai, et al. Influences of rotation of principal stress axis on accumulative deformation of soft clay under subway cyclic loading[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(10): 2938 – 2945. (in Chinese))
- [11] 钱建固, 王永刚, 张甲峰, 等. 交通动载下饱和软黏土累计变形的不排水循环扭剪试验[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(10): 1790 – 1798. (QIAN Jian-gu, WANG Yong-gang, ZHANG Jia-feng, et al. Undrained cyclic torsion shear tests on permanent deformation responses of soft saturated clay to traffic loadings[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(10): 1790 – 1798. (in Chinese))
- [12] 邓 鹏, 郭 林, 蔡袁强, 等. 循环荷载下考虑主应力旋转的软土力学响应研究[J]. 岩土力学, 2015(增刊 2): 156 – 164. (DENG Peng, GUO Lin, CAI Yuan-qiang, et al. Research on mechanical response of soft clay under cyclic loading involving principle stress rotation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015(S2): 156 – 164. (in Chinese))
- [13] 熊 焕, 郭 林, 蔡袁强. 交通荷载应力路径下砂土地基变形特性研究[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(4): 662 – 669. (XIONG Huan, GUO Lin, CAI Yuan-qiang. Deformation behaviors of sandy subgrade soil under traffic load-induced stress path[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(4): 662 – 669. (in Chinese))
- [14] BROSSE A M. Study of the Anisotropy of Three British Mudrocks Using a Hollow Cylinder Apparatus[D]. London: Imperial College, 2012.
- [15] WILKINSON S. The microstructure of UK mudrocks[D]. London: Imperial College, 2011.
- [16] HOSSEINI KAMAL R. Experimental Study of the Geotechnical Properties of UK Mudrocks[D]. London: Imperial College, 2012.
- [17] CAI Y Q, GUO L, JARDINE R J, et al. Stress-strain response of soft clay to traffic loading[J]. Géotechnique, 2017, **67**(5): 446 – 451.

(编校: 明经平)

DOI: 10.11779/CJGE2020S1010

# 基于离心模型试验的降雨诱发滑坡宏细观机理研究

杜 强<sup>1</sup>, 周 健<sup>2</sup>

(1. 内蒙古工业大学土木工程学院, 内蒙古 呼和浩特 010051; 2. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092)

**摘要:** 利用同济大学土工离心机, 结合自主设计的可控强度降雨模拟器, 进行降雨诱发砂土质边坡滑坡的离心机模型试验, 研究降雨条件下滑坡发生的宏细观机理。试验过程中, 采用高速动态数据采集仪和孔隙水压力传感器进行孔压量测; 利用高清数码成像设备采集图像, 并结合 Geodip 软件对滑坡形成过程中土体细观结构变化进行分析。研究结果表明: 雨水在坡体内部不同位置的流动和累积, 是土体发生滑坡的主要原因。砂土质边坡发生滑坡的宏细观机理为坡体中细颗粒随雨水渗透向坡脚迁移, 使坡体内部雨水大量聚集导致孔压上升土体强度降低, 当下滑力大于抗剪强度时, 上部土体推动下部土体发生整体滑动, 形成滑坡。

**关键词:** 边坡失稳; 离心模型试验; 渗透系数; 宏细观机理

中图分类号: P642.2 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)S1-0050-05

作者简介: 杜 强(1987—), 男, 博士, 讲师, 主要从事土体宏细观力学机理及离散元数值模拟方面的研究。E-mail: dq410@imut.edu.cn。

## Centrifugal model tests on slope failure induced by rainfall

DU Qiang<sup>1</sup>, ZHOU Jian<sup>2</sup>

(1. School of Civil Engineering, Inner Mongolia University of Technology, Huhhot 010051, China; 2. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

**Abstract:** By using the geotechnical centrifuge of Tongji University and combining with an artificial rainfall simulator which is designed to control the rainfall intensities, the centrifugal model tests are carried out to study the macro-mesoscopic formation mechanism of cohesionless soil slope failure induced by rainfall. During the test processes of slope failure, the pore pressure is measured by the high-speed dynamic data acquisition instrument and the precise pore water pressure sensor. Using the HD digital imaging equipment and the mesoscopic structure analysis software Geodip, the variation laws of soil microstructure during the formation of landslide are analyzed. The results show that the permeation and cumulation of rainwater in the slope body is regarded as the main cause of slope failure. The formation mechanism of landslide is the motion of the fine particles with migration of pore water in the slope. The gathering of rain at the inner slope body causes the increase of pore pressure and the reduction of soil strength, and then the whole sliding occurs when the sliding force exceeds the shear strength of soil.

**Key words:** slope failure; centrifugal model test; permeability coefficient; macro-mesoscopic mechanism

## 0 引言

作为典型的自然灾害, 降雨诱发滑坡的形成机理和水土作用过程比较复杂, 迄今仍是岩土工程界研究的重要课题。许多学者在室内自制人工降雨系统, 研究了降雨与边坡失稳的关系及坡体的破坏特征<sup>[1-7]</sup>, 但是室内模型试验无法达到原型重力场中的应力条件。利用离心机能得到与原型相近的应力状态、变形特征和运动规律, 直观揭示变形破坏机理, 并能为其他分析方法提供相关的参数依据, 因而得到越来越广泛的应用。张敏等<sup>[8]</sup>、钱纪芸等<sup>[9]</sup>设计了降雨模拟系统, 用于边坡离心模型试验。姚裕春等<sup>[10]</sup>进行了降雨条件下土质边坡离心模型试验研究。杨春宝<sup>[11]</sup>开展了控制

坡内外水位的离心模型试验研究。王维早<sup>[12]</sup>对沿基覆界面滑动的堆积层滑坡开展了降雨离心模型试验。上述成果大多是从宏观方面研究降雨对滑坡的影响, 少有从宏细观相结合的角度揭示降雨条件下滑坡形态的变化规律及其水土作用机理。滑坡是一个复杂的动态过程, 具有宏观上的不连续性和单个块体运动的随机性。因此, 从土体的细观结构特征分析来研究滑坡有重要意义, 采取宏观力学试验与细观观察相结合的方法, 才可能有所发现。

基金项目: 内蒙古自治区自然科学基金项目(2018BS05015); 内蒙古工业大学科学研究项目(BS202044)

收稿日期: 2020-06-01

鉴于此, 本文以石英粉作为试验土样, 经离心放大作用后模拟粗砂, 进行降雨诱发滑坡的离心机模型试验。在宏观方面, 分析了边坡失稳前坡体内部的孔隙水压力变化规律; 在细观方面, 分析了边坡失稳过程中坡体不同位置土颗粒细观运动规律和细观组构变化。在接近实际应力条件下, 研究滑坡形成的宏细观机理, 为滑坡预防和治理工程提供理论支撑。

## 1 离心机模型试验基本条件

本次试验使用同济大学离心机模型试验系统, 包括土工离心机、模型箱及模型槽、远程可调控人工降雨系统和可视化动态测量系统。降雨诱发边坡失稳的离心机模型试验系统如图 1 所示。

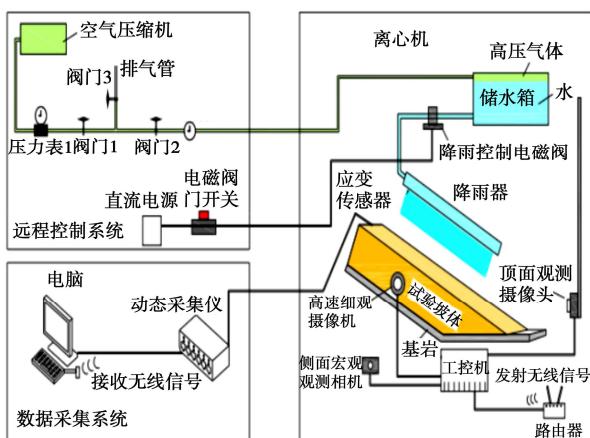


图 1 离心机模型试验系统

Fig. 1 Centrifuge model test system

### 1.1 离心机模型试验装置

(1) 同济大学 TLJ-150 复合型土工离心机的主要参数如下: 最大容量为  $150\text{g}\cdot\text{t}$ ; 最大离心加速度为  $200\text{g}$ ; 有效转臂半径为  $3.0\text{ m}$ 。

(2) 离心机内采用尺寸为  $90\text{ cm} \times 70\text{ cm} \times 70\text{ cm}$  且一侧透明的模型箱。模型槽放置在模型箱内, 模型槽宽度为  $25\text{ cm}$ , 深度为  $20\text{ cm}$ 。模型槽两侧和后侧采用  $2.0\text{ cm}$  厚的钢化玻璃, 可以近似忽略边界粗糙度对试验结果的影响, 且透过玻璃可以记录边坡失稳破坏过程中土体和水的宏观和细观变化情况。模型箱及模型槽如图 2 所示。



图 2 模型箱及模型槽

Fig. 2 Model box and tank

(3) 远程可调控人工降雨系统包括降雨器、储水箱、远程压力调节和降雨控制系统。降雨器由 10 个低压雾化喷头双排排列构成。雾化喷头的喷口直径为  $1.0\text{ mm}$ , 喷洒的水滴均匀呈雾状。试验过程中降雨强度通过调整空气压缩机的不同气压值来控制。

(4) 可可视化动态测量系统包括观测照明、立体观测数码设备和远程数据采集系统。数据采集系统由数据采集、控制和传输等构成。孔隙水压力测量采用的是 HC-25 微型孔隙水压力传感器。

### 1.2 试验土样与基本条件

离心机模型试验的土样采用粒径为  $0.005\sim 0.10\text{ mm}$  的石英粉, 经  $20\text{ g}$  放大后模拟粗砂。经离心机放大作用后, 模拟粗砂的颗粒级配曲线如图 3 所示。

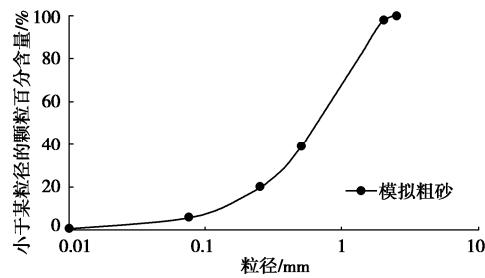


图 3 模拟粗砂试样的颗粒级配曲线

Fig. 3 Grain-size distribution curves of sandy samples

通过常水头渗透试验, 确定出该土样的渗透系数为  $9.6 \times 10^{-4}\text{ cm/s}$ , 经离心机作用放大 20 倍后, 模拟粗砂渗透系数理论值约为  $0.02\text{ cm/s}$ 。根据某滑坡现场资料进行坡体设计, 现场的坡体坡度为  $35^\circ$ , 降雨强度为  $49.4\text{ mm/h}$ 。设计离心机试验的土体坡度为  $35^\circ$ , 厚度为  $10\text{ cm}$ , 上表面长度为  $65\text{ cm}$ , 相对密实度为  $D_r=0.43$ , 降雨强度为  $50\text{ mm/h}$ , 离心机模型试验的加速度采用  $20\text{g}$ 。

## 2 试验结果与分析

### 2.1 宏观试验现象

在试验过程中, 通过安装在离心机模型箱内的数码相机对雨水入渗情况及坡体变形模式进行记录。图 4 所示降雨强度为  $50\text{ mm/h}$  时, 模拟粗砂坡体失稳破坏的宏观演化历程。根据试验现象, 可以大致将模拟粗砂坡体失稳破坏的全过程分为降雨入渗和滑坡发生两个阶段。

降雨入渗阶段 ( $0\sim 420\text{ s}$ ), 坡体内部出现湿润峰, 并逐渐下降。湿润峰下降过程中, 没有观测到雨水从坡脚渗出, 坡体表面产生沉降并出现多条横向裂缝, 该过程为入渗软化阶段。滑坡发生阶段 ( $420\sim 480\text{ s}$ ), 当湿润峰达到坡体底部后, 坡体突然整体快速向下运动发生滑坡。模拟粗砂坡体发生滑坡具有两个特点: ①坡体发生整体滑动前, 坡脚处没有发生渗透破坏; ②坡体后方土体的滑动速度大于前方土体, 前方土体

在后方土体的推动下向前运动，坡体运动过程中呈现明显的波浪形断面。

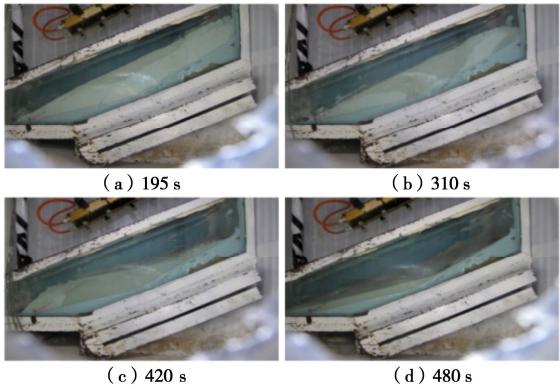


图 4 试验中侧面观测图

Fig. 4 Observed images of profile of centrifugal model tests

通过设在坡体正面的摄像头可以观测滑坡形成过程，坡体表面土体的变化情况如图 5 所示。



图 5 试验中顶面观测图

Fig. 5 Observed images of centrifugal model tests from top

## 2.2 孔隙水压力分析

在坡体内部布置了 3 只孔压计，从上向下依次编号为 #1, #2, #3，具体布置见图 6。

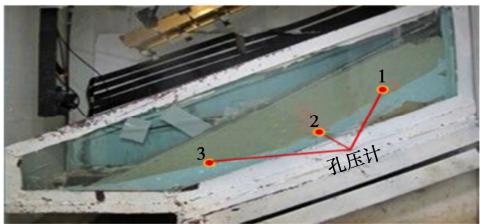


图 6 孔隙水压力传感器布置图

Fig. 6 Layout of pore pressure sensors

图 7 为降雨强度 50 mm/h 时，离心机模型试验中模拟粗砂坡体滑坡过程中的孔压变化曲线。

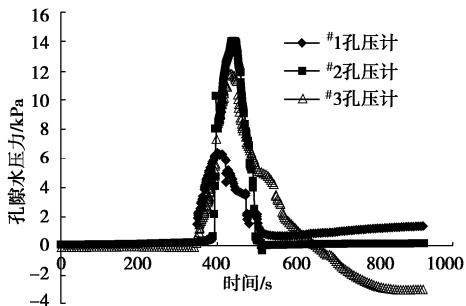


图 7 孔隙水压力变化曲线

Fig. 7 Curves of pore water pressure

在降雨入渗阶段 (0~420 s)，坡体内部孔隙水压力一开始没有发生明显变化，在 310 s 左右 #1, #2, #3 孔压计出现迅速增长。在 420 s 左右时孔压达到峰值，#1, #2, #3 孔压计测得的孔隙水压力峰值分别为 5.9, 13.8, 11.7 kPa。这主要是因为坡体没有雨水渗出，使得孔隙水压力不易消散，所以坡体内孔隙水压力出现后就快速上升。

在滑坡发生阶段 (420~480 s)，坡体内部各观测点的孔隙水压力出现不同程度的陡降，在此阶段坡体发生滑坡。孔压消散的时间很短，坡体发生滑坡破坏仅经历了 1 min。在试验进行到 480 s 左右，#1, #3 孔压计测得的孔隙水压力值分别下降了 3.4, 5.7 kPa，而 #2 的孔隙水压力几乎为 0。坡体破坏以后，各点的孔隙水压力值逐渐下降并趋于稳定，最后 #1 的孔隙水压力值趋于 0.8 kPa, #2 的孔隙水压力值趋于 0 kPa, #3 孔压计由于被土体携带掉出模型槽，因此孔压计为负值。

孔隙水压力的变化反映了降雨作用下坡体失稳过程中的土水作用关系，是滑坡的成因之一。孔隙水压力对滑坡的启动和运动下滑过程有以下主要作用：①孔隙水压力的升高降低了土体的抗剪强度，使得土体发生整体流滑；②雨水从坡体后方的裂隙渗入，在土体上、下部间形成水头差，较大渗透力的存在使土体有下滑的趋势。

## 2.3 颗粒细观运动分析

在试验坡体选取距离坡脚以上 10 cm 处和两级坡体交接处作为观测区域进行细观观测，分别标记为 #1, #2，距坡底高度均为 2.5 cm，观测区域的面积为 10.0 mm×10.0 mm，观测区域位置见图 8。

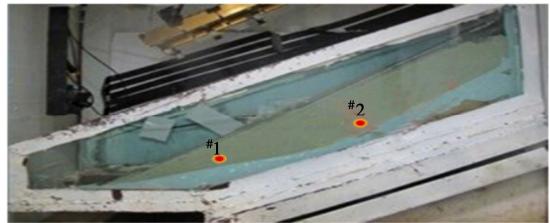


图 8 细观观测区域在坡体位置

Fig. 8 Mesoscopic analysis area of debris flow slope

在降雨初期，模拟粗砂坡体内不同粒径颗粒分布均匀，初始相对密实度为 0.43，土体处于中密状态，在显微镜下观测，细观区域内可以明显观测到粗颗粒骨架间的孔隙比较大，选取颜色比较明显、颗粒粒径相对较大的颗粒作为标志颗粒，记为 A。#1、#2 观测点的细观观测图片如图 9 所示。

由图 9 可知，降雨进行到 195 s 时，坡脚处颗粒几乎没有变化，而坡体中部颗粒发生明显的下沉，颗粒 A 主要发生竖向移动，粗颗粒骨架之间的孔隙减小。降雨进行到 310 s 时，坡脚处观测区域内沿斜坡方向出现大量细颗粒，填充了粗颗粒骨架间的孔隙，坡脚

处的颗粒 A 发生沿斜坡方向的移动。坡体中部细颗粒同样有所增加, 且土体的含水率明显升高。观测区域内颗粒 A 的竖向位移增大, 同时也发生了一定的水平位移。降雨进行到 420 s 时, 标志颗粒 A 已运动出观测区域, 坡脚处含水率增加, 但饱和度较低, 结合宏观现象可知坡脚处没有雨水渗出。而在坡体中部, 观测区域内细颗粒含量明显增多, 且含水率很高, 土体接近饱和状态, 坡体中流动的孔隙水带动细颗粒向下迁移。

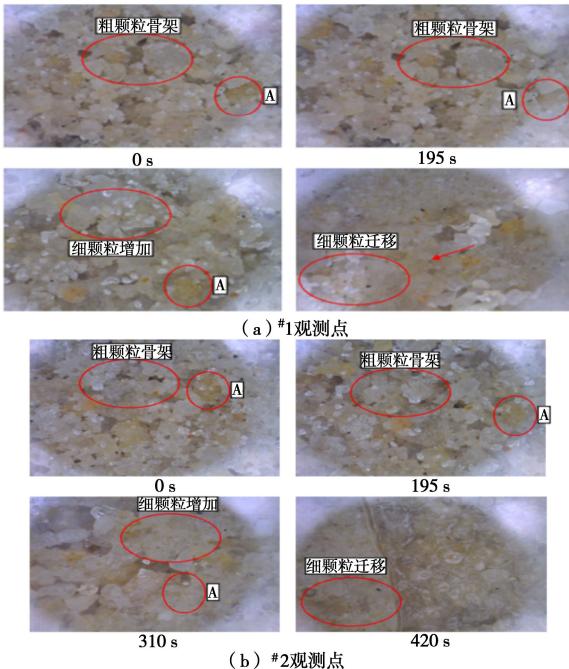


图 9 细观观测图片

Fig. 9 Mesoscopic images of analysis area

颗粒细观运动分析表明: 坡脚处的土颗粒沿斜坡方向运动, 上部细颗粒在雨水的携带下发生迁移, 并在坡脚处聚积; 坡体中部的土颗粒则以竖向运动为主。在滑坡发生之前, 坡体会产生沉降, 土颗粒间的孔隙减小, 坡脚处含水率较低, 而坡体中部含水率很高, 接近饱和。坡体发生滑坡后, 沿斜坡方向快速流动, 土颗粒随水流沿斜坡方向快速流动。

## 2.4 颗粒细观组构分析

采用可视化细观测试系统和细观结构分析软件 Geodip, 分析坡体细观观测区域的颗粒长轴定向、面积孔隙率、颗粒接触数等细观组构特征。

### (1) 颗粒长轴定向

图 10 为模拟粗砂坡体滑坡发展过程中细观观测区域内颗粒长轴方向演化的玫瑰图, 它反映颗粒长轴方向的角度频数分布。

在滑坡形成过程中, 由于雨水的渗流, 坡脚处的颗粒长轴方向由初始的均匀分布变化到定向分布, 偏向于 30° 方向。而由于坡体表面发生明显的沉降, 使坡体中部处的颗粒长轴方向由初始的均匀分布变化到定向分布, 偏向于竖直方向和水平方向。

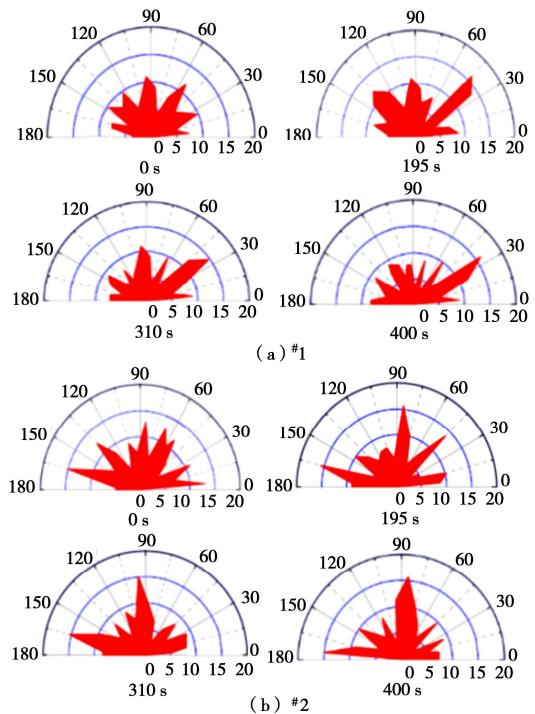


图 10 颗粒长轴方向玫瑰图

Fig. 10 Rose diagrams of long axis of particles

### (2) 面积孔隙率

面积孔隙率定义为孔隙面积与分析区域面积的比值。模拟粗砂坡体的面积孔隙率分别选择试验时间为 0, 195, 220, 310, 390, 420 s 时的细观区域的细观观测图进行分析, 图 11 为细观观测区域内面积孔隙率曲线。

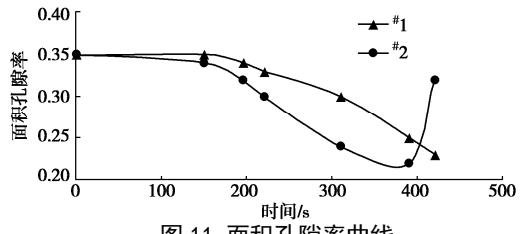


图 11 面积孔隙率曲线

Fig. 11 Curves of area porosity

细观面积孔隙率变化表明: 坡体在降雨作用下密实度发生了变化, 面积孔隙率随着降雨时间的增加而逐渐减小; 在坡体发生滑动后, 坡体中部观测区域的面积孔隙率有所增大, 而坡脚处观测区域的面积孔隙率继续减小, 反映出后部土体推动前部土体向下运动, 而坡脚处没有发生明显破坏的宏观现象。

### (3) 颗粒接触数

颗粒接触数是指颗粒与周围土体颗粒接触的平均数目, 用以分析颗粒运动、重新排列规律。图 12 为模拟粗砂坡体中细观区域的颗粒接触数曲线。

细观颗粒接触数变化表明: 坡体在降雨作用下发生了密实度的变化, 颗粒接触数随着降雨时间的增加而逐渐增加; 在坡体发生滑动后, 坡体中部观测区域的颗粒接触数突然减小, 而坡脚处观测区域的颗粒接触数继续增加, 这主要是由于雨水携带细颗粒向坡脚

堆积引起的。

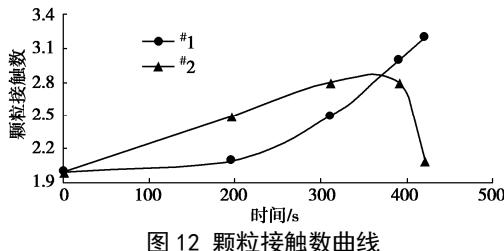


Fig. 12 Curves of contact number of particles

### 3 结 论

(1) 砂土边坡发生滑坡的宏观机理为坡体中细颗粒随雨水的迁移, 坡体内部雨水聚集, 孔压上升, 强度降低, 当下滑力大于抗剪强度时发生整体滑动。

(2) 宏观方面, 滑坡形成过程中孔压的变化明显, 具体表现为滑坡发生前孔隙水压力快速增加, 在滑坡形成后孔隙水压力急剧下降, 孔压基本呈抛物线升降, 且孔压峰值较大。

(3) 细观方面, 滑坡形成过程中坡脚处含水率较低, 土颗粒沿斜坡方向运动, 颗粒长轴方向由初始的均匀分布变化到偏向于  $30^\circ$  方向分布, 面积孔隙率逐渐减小而颗粒接触数逐渐增加; 坡体中部含水率接近饱和, 土颗粒以竖向运动为主, 颗粒长轴方向由初始的均匀分布变化到偏向于竖直方向和水平方向分布, 在滑坡发生之前, 面积孔隙率逐渐减小, 在滑坡发生后有所增加, 颗粒接触数逐渐增加, 在滑坡发生后突然减小。

### 参考文献:

- [1] 陈晓清, 崔 鹏, 冯自立, 等. 滑坡转化泥石流起动的人工降雨试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(1): 106 - 116. (CHEN Xiao-qing, CUI Peng, FENG Zi-li, et al. Artificial rainfall experimental study on landslide translation to debris flow[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 25(1): 106 - 116. (in Chinese))
- [2] 胡明鉴, 汪 稳, 张平仓. 斜坡稳定性及降雨条件下激发滑坡试验研究[J]. 岩土工程学报, 2001, 23(4): 454 - 457. (HU Ming-jian, WANG Ren, ZHANG Ping-cang. Primary research on the effect of rainfall on landslide[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2001, 23(4): 454 - 457. (in Chinese))
- [3] 林鸿洲. 降雨诱发土质边坡失稳的试验与数值分析研究[D]. 北京: 清华大学, 2007. (LIN Hong-zhou. The Study on the Mechanism and Numerical Analysis of Rainfall-Induced Soil Slope Failure[D]. Beijing: Tsinghua University, 2007. (in Chinese))
- [4] HUANG C C, JU Y J, HWU L K, et al. Internal soil moisture and piezometric responses to rainfall-induced shallow slope failures[J]. Journal of Hydrology, 2009, 370: 39 - 51.
- [5] 薛勋剑, 杨 强. 黄莲树滑坡形成机理及稳定性分析[J]. 工程勘察, 2014, 42(8): 6 - 9. (XU Xun-jian, YANG Qiang. Formation mechanism and stability analysis of Huanglianshu landslide[J]. Geotechnical Investigation & Surveying, 2014, 42(8): 6 - 9. (in Chinese))
- [6] 陈 剑, 安孟可, 龙 维, 等. 云南汤家山松散堆积层滑坡滑带土的微观结构与机理分析[J]. 工程勘察, 2015, 43(1): 5 - 10, 25. (CHEN Jian, AN Meng-ke, LONG Wei, et al. Microstructure and mechanism analysis on the slip zone soil of Tangjiashan loose deposits landslide in Yunnan province[J]. Geotechnical Investigation & Surveying, 2015, 43(1): 5 - 10, 25. (in Chinese))
- [7] WANG F W, SHIBATA H. Influence of soil permeability on rainfall induced flow slides in laboratory flume tests[J]. J of Can Geotech, 2007, 44: 1128 - 1136.
- [8] 张 敏, 吴宏伟. 边坡离心模型试验中的降雨模拟研究[J]. 岩土力学, 2007, 28(增刊 1): 53 - 57. (ZHANG Min, WU Hong-wei. Rainfall simulation techniques in centrifuge modelling of slopes[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, 28(S1): 53 - 57. (in Chinese))
- [9] 钱纪芸, 张 嘎, 张建民. 离心场中边坡降雨模拟系统的研制与应用[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(6): 838 - 842. (QIAN Ji-yun, ZHANG Ga, ZHANG Jian-min. Development of rainfall simulation system for centrifugal model tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(6): 838 - 842. (in Chinese))
- [10] 姚裕春, 姚令侃, 袁碧玉. 降雨条件下边坡破坏机理离心模型研究[J]. 中国铁道科学, 2004, 25(4): 64 - 69. (YAO Yu-chun, YAO Ling-kan, YUAN Bi-yu. Analysis of a centrifugal model of slope damage mechanism during rainfall[J]. China Railway Science, 2004, 25(4): 64 - 69. (in Chinese))
- [11] 杨春宝, 朱 斌, 孔令刚, 等. 水位变化诱发粉土边坡失稳离心模型试验[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(7): 1261 - 1272. (YANG Chun-bao, ZHU Bin, KONG Ling-gang, et al. Centrifugal model tests on failure of silty slopes induced by change of water level[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(7): 1261 - 1272. (in Chinese))
- [12] 王维早, 许 强, 郑 光, 等. 强降雨诱发缓倾堆积层边坡失稳离心模型试验研究[J]. 岩土力学, 2016, 37(1): 87 - 95. (WANG Wei-zao, XU Qiang, ZHENG Guang, et al. Centrifugal model tests on sliding failure of gentle debris slope under rainfall[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, 37(1): 87 - 95. (in Chinese))

(编校: 明经平)

DOI: 10.11779/CJGE2020S1011

# 应力洛德角旋转路径下粗粒土的力学行为

周跃峰, 潘家军, 程展林, 左永振

(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:** 为研究应力空间中恒定的平均应力和偏应力条件下粗粒土的力学行为, 采用自主研发的微摩擦大型真三轴仪, 在同一个偏平面的多级偏应力条件下开展了三组旋转应力路径试验。试验过程中, 调整应力洛德角在 $-30^\circ \sim 30^\circ$ 之间增减循环2次, 覆盖了偏应力平面 $1/6$ 范围, 并由对称性而代表整个偏应力平面。在不同的应力比条件下, 结合应力路径分析了体积应变、偏应变、应变洛德角与应变路径的演化规律。试验结果表明: 首先, 在恒定球应力与偏应力条件下, 受应力洛德角影响, 土体仍会发生明显变形。在应力洛德角的初次增加过程, 土体发生弹塑性变形, 随后的过程中, 土体的偏应变、体积应变与应变洛德角均表现出滞回性。第二, 在恒定的球应力与偏应力下, 初始偏应变的斜率仍然随着偏应力的增加而增加。第三, 随着应力洛德角变化, 受初始应力比影响, 土体可能从初始的稳定状态达到变形破坏状态。最后, 提出了土的本构模型中需补充考虑的应变洛德角关系式。

**关键词:** 真三轴试验; 洛德角; 旋转应力路径; 偏平面; 粗粒土

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2010)S1-0055-05

**作者简介:** 周跃峰(1982—), 男, 博士, 高级工程师, 主要从事土的工程性质、滑坡灾害与边坡工程等方面的研究工作。E-mail: zhou.yuefeng@163.com。

## Behaviour of coarse grained soil with rotation path of stress Lode's angle

ZHOU Yue-feng, PAN Jia-jun, CHENG Zhan-lin, ZUO Yong-zhen

(Key Laboratory of Geotechnical Mechanics and Engineering of Ministry of Water Resources, Yangtze River Scientific Research Institute, Wuhan 430010, China)

**Abstract:** In this study, the behaviour of coarse grained soil following the rotation path of stress Lode's angle is studied under the constant mean stress  $p$  and the constant deviatoric stress  $q$  in stress space. A large-scale true triaxial apparatus with special friction-reduction technique is used to conduct rotation stress path tests in the deviatoric plane. In each test, the stress Lode's angle is increased and then decreased between  $-30^\circ$  and  $30^\circ$  twice, which covers one-sixth deviatoric plane and represents the whole deviatoric plane due to its symmetry. Under different stress ratios, the volumetric strain, deviatoric strain, strain Lode's angle and strain path are analyzed together with the rotation stress path. The conclusions are drawn as follows: firstly, soil deforms together with the variation of stress Lode's angle under the constant mean stress and deviator stress. In the first increasing process of stress Lode's angle both the elastic and the plastic strains occur. In the following processes, hysteresis can be observed for the deviator strain, volumetric strain, and strain Lode's angle, the last of which necessarily determines a certain point in strain space. Secondly, the slope of the initial deviatoric strain still increases with the deviatoric stress following the current stress paths. Thirdly, the soil can achieve failure with the increasing stress Lode's angle, which is affected by the initial stress ratio. Finally, an equation reflecting the variation of strain Lode's angle is proposed, which should be included in the constitutive model for soil.

**Key words:** true triaxial test; Lode's angle; rotation stress path; deviatoric plane; coarse grained soil

## 0 引言

粗粒土在自然界分布广泛、储量丰富, 大多具有压实性好、透水性强、填筑密度大、抗剪强度高、沉陷变形小、承载力高的工程特性, 因而在工程建设中广泛应用。受地质条件与工程条件影响, 土体常常处于三个主应力不相等的复杂应力状态, 研究一般条件

下粗粒土的力学特性, 可促进粗粒料本构理论发展, 为高土石坝变形控制提供科学依据。

**基金项目:** 国家重点研发计划项目专题(2017YFC0404801); 国家自然科学基金面上项目(51979010); 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:** 2020-06-04

描述应力空间中一点的应力状态，需要 3 个独立的应力分量，缺一不可。例如，主应力组合 ( $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ )、应力不变量组合 ( $I_1, I_2, I_3$ )、广义应力等 ( $p, q, b$  或  $\theta_\sigma$ )，其中， $\theta_\sigma$  为应力洛德角， $b$  为中间主应力系数（或称毕肖普参数）。目前，土的本构模型大多是以球应力  $p$  与广义偏应力  $q$ （以下简称偏应力）为直接变量，采用应力增量形式，建立体积应变、剪切应变增量与球应力增量、偏应力增量的关系。

复杂应力条件下土的力学特性研究中的一个主要问题，是研究中间主应力系数  $b$ （或应力洛德角  $\theta_\sigma$ ）的影响规律。为此，国内外学者进行了一系列真三轴试验研究。一类有代表性的研究工作<sup>[1-4]</sup>，是在不同的中间主应力系数  $b$  下，开展等  $\sigma_3$  等  $b$  试验，研究  $b$  值（应力洛德角，或中间主应力变化）对土的应力与变形、体变或孔压、强度与破坏的影响规律。该应力路径下，采用围压直接控制恒定  $\sigma_3$ ，最大主应力轴向加载的同时仅调整中间主应力，因而较容易实现。在该试验中球应力  $p$  在试验中不断变化，需将不同偏平面上的结果按各自  $p$  值进行归一化后投影到  $\pi$  平面上进行分析，不可避免地受到土的强度非线性特性带来的误差影响。随着土力学理论与测试技术的发展，部分学者<sup>[5-6]</sup>开展了等  $p$  等  $b$  试验，对应的应力路径位于同一偏应力平面上，可克服强度非线性的影响，在力学特性分析时更为严谨。

在三个应力分量中，如果剔除球应力  $p$  与偏应力  $q$  两个应力分量变化的影响，仅控制应力洛德角  $\theta_\sigma$  或中间主应力系数  $b$  独立变化，则可以排除其它应力分量的干扰，从而进一步认识土的力学行为，有助于促进本构理论的发展。恒定的球应力与偏应力在应力空间中具有以下特点：①应力状态位于同一个偏平面上；②距离原点的矢长不变。因此，等  $p$  等  $q$  试验的应力路径在偏平面上为圆形。那么，沿着以上应力路径，土体是否会发生变形？其应力变形规律如何？目前针对该问题的试验成果极少，仅通过单一试验进行探索性的测试分析<sup>[7-8]</sup>。本研究拟按照以上应力路径，在相同的球应力  $p$  与不同的  $q/p$  应力比条件下开展试验研究，揭示应力洛德角单独变化对于土体应力、变形与破坏的影响规律。

## 1 试验方法

### 1.1 试验设备

本研究采用长江科学院自主研制的大型真三轴仪<sup>[9]</sup>，其试样为方柱形，尺寸为 300 mm × 300 mm × 600 mm（见图 1）。该设备属刚、柔混合加载，最大主应力方向采用刚性板加压，最小主应力采用水压加载。可以实现三个主应力方向的单独加载，互不

干扰，从而实现三向应力空间中不同应力路径的测试。

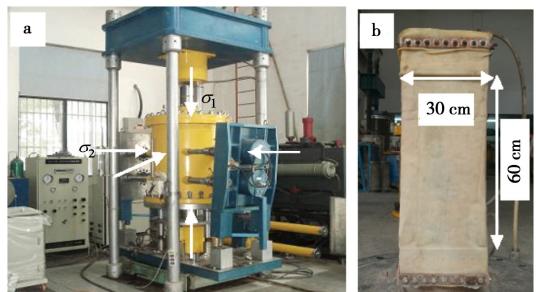


图 1 长江科学院大型真三轴仪(a)和真三轴试样(b)

Fig. 1 Large-scale true triaxial apparatus in CRSRI (a) and its specimen (b)

### 1.2 试验土料

试验所用粗粒土为某 300 m 级高面板堆石坝的主要筑坝堆石料，母岩为板岩。堆石料通过爆破开采并经破碎加工获得，颗粒棱角较为明显。按照《土工试验规程 SL237—2019》，采用相似级配与等量替代法对现场筑坝堆石料进行缩尺，得到的试验级配组成见图 2 所示，最大粒径为 60 mm。该级配下板岩料的制样目标干密度为 2.00 g/cm<sup>3</sup>，相对密实度为 0.77，岩料颗粒相对密度为 2.72。

试样制备时，按目标干密度进行控制，分四层采用振动击实法击样，每层厚度 15 cm。分层称取试样可防止粗细颗粒分离，保证试样的均匀性。

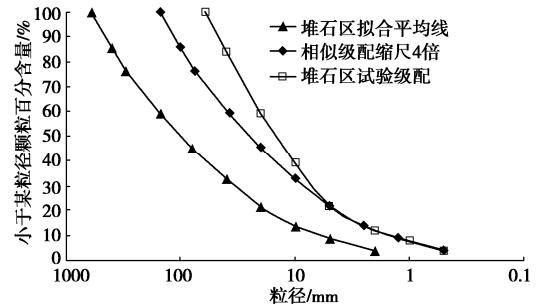


图 2 试验土料的级配曲线

Fig. 2 Grain-size distribution curves of test soil

### 1.3 试验方案

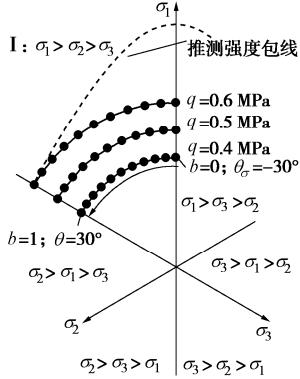
本研究包括 3 组试验，分别控制恒定的球应力  $p=0.4$  MPa 与恒定的偏应力  $q=0.4, 0.5, 0.6$  MPa（列于表 1）。开展试验时，首先增加有效围压至  $p=0.4$  MPa 条件下进行等压固结；然后维持球应力  $p$  值不变且  $b$  值为 0，逐渐增加偏应力，分别达到目标值  $q=0.4, 0.5, 0.6$  MPa，进行偏压固结。随后进入正式测试过程，维持  $p, q$  恒定， $b$  值从 0 增至 1，再从 1 减小至 0，循环两次。对应应力洛德角从  $-30^\circ$  增至  $30^\circ$ ，再从  $30^\circ$  减小至  $-30^\circ$ ，循环两次。由于以上三组试验的  $p$  值恒定，其应力路径均在沿着等倾线距离  $\pi$  平面为 0.4 MPa

的偏平面上。试验过程的路径如图 3 所示, 在图中一同绘制了按 CPQ3 试验达到破坏状态的 Lade-Duncan 准则推得强度包线, 各应力路径都在包线以内。

表 1 真三轴试验方案

Table 1 Schemes of true triaxial tests

编号	$p/\text{MPa}$	$q/\text{MPa}$	$b$	$\theta_\sigma/(\text{°})$	循环次数
CPQ1	0.4	0.4	0~1	-30°~30°	增减 2 次
CPQ2	0.4	0.5	0~1	-30°~30°	增减 2 次
CPQ3	0.4	0.6	0~1	-30°~30°	增减 2 次

图 3 等  $p$  等  $q$  试验在偏平面上的路径 ( $p=0.4 \text{ MPa}$ )Fig. 3 Paths in deviatoric plane ( $p=0.4 \text{ MPa}$ ) in constant  $p$  and  $q$  tests

在偏平面 ( $\pi$  平面) 上, 应力状态分布在 6 个  $60^\circ$  的扇形区域。按照主应力顺序, 各试验的应力路径均在 I 区。随应力主轴旋转, 应力状态对应的区域移至其他 5 个区域。考虑  $\pi$  平面上 6 个区域的对称性, 以 I 区应力状态为代表进行研究。

按照主应力与广义应力的各参量的以下关系, 可实现应力空间变换:

$$p = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3, \quad (1a)$$

$$q = \{[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2]/2\}^{1/2}. \quad (1b)$$

应力洛德角  $\theta_\sigma$  与 3 个主应力及中间主应力系数  $b$  之间的关系如下:

$$\tan \theta_\sigma = (2\sigma_2 - \sigma_1 - \sigma_3)/[\sqrt{3}(\sigma_1 - \sigma_3)^2] = (2b - 1)/\sqrt{3}. \quad (1c)$$

相应地, 主应变与体积应变  $\varepsilon_v$ 、广义偏应变  $\varepsilon_q$  的关系如下:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3, \quad (2a)$$

$$\varepsilon_q = \{2/9[(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2]\}^{1/2}. \quad (2b)$$

## 2 试验结果与分析

以试验 CPQ1 的应力洛德角第一次从  $-30^\circ$  增至  $30^\circ$  过程为例(见图 4), 可看到  $\sigma_1$  与  $\sigma_3$  逐渐减小,  $\sigma_2$  逐渐增大。起点处  $\sigma_2$  与  $\sigma_3$  相等, 终点处  $\sigma_2$  与  $\sigma_1$  相等。真三轴仪的控制值与计算值非常接近, 设备对应力状态的控制稳定。三组试验中, 各主应力随应力洛德角

的变化如图 4 所示。其中, 试验 CPQ3 因试样在应力洛德角第一次增至  $30^\circ$  时破坏而停止。

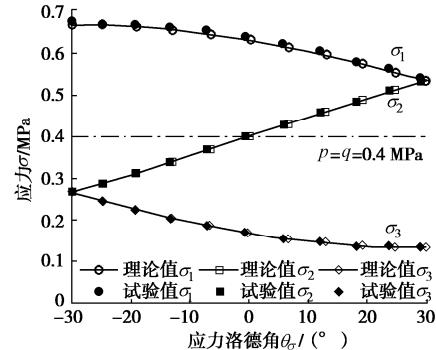


图 4 3 个主应力的控制值与计算值对比

Fig. 4 Comparison between controlled and calculated values of three principal stresses

岩土材料在经历反复的加、卸载过程中, 每次加、卸载曲线均形成一个塑性滞回环, 滞回环随加、卸载次数增加而逐渐变窄, 并且越来越近, 接近弹性变形, 一直到某次循环没有塑性变形。参照以上加卸载试验中的弹塑性变形过程, 可认为在应力洛德角的第一次增加过程, 发生的偏应变与体积应变最大, 是弹塑性变形; 在第一次减小过程, 第二次的增加与减小过程, 滞回范围非常小, 基本为弹性变形。试验 CPQ1 与 CPQ2 中, 应力洛德角 (或  $b$  值) 的增减循环过程, 类似于加卸载试验, 首次变化之后, 表现出了可恢复的弹性变形 (图 5)。

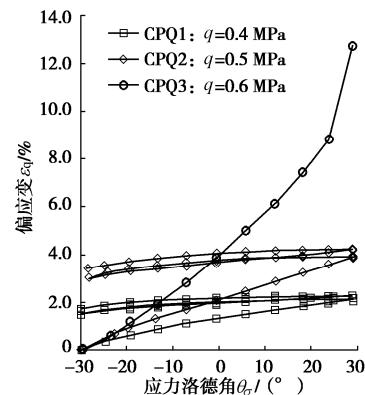


图 5 偏应变随应力洛德角的变化规律

Fig. 5 Variation of deviatoric strain with stress Lode's angle

对于试验 CPQ1, 偏应力为  $0.4 \text{ MPa}$ , 在第一次应力洛德角从  $-30^\circ$  增至  $30^\circ$  过程中, 偏应变随角度增加而增大, 且增幅逐渐变缓, 最终偏应变为  $2.1\%$ 。随后应力洛德角从  $30^\circ$  减小至  $-30^\circ$  过程, 偏应变逐渐减小至  $1.5\%$ 。随后第二次应力洛德角增加—减小过程, 偏应变表现出明显的滞回性, 先增加至  $2.2\%$ , 再减小至  $1.7\%$ 。类似地, 体积应变先随应力洛德角增加而增至  $0.44\%$  (见图 6)。试样的第一次因洛德角变化

导致的压缩，包括弹塑性变形，其中塑性体积应变占主要部分。随后应力洛德角的减小—增加—减小过程，可认为是弹性应变为主，体积应变先增至 0.60%，然后减至 0.58% 再增至 0.67%；体积压缩与回弹范围在 0.2% 以内。

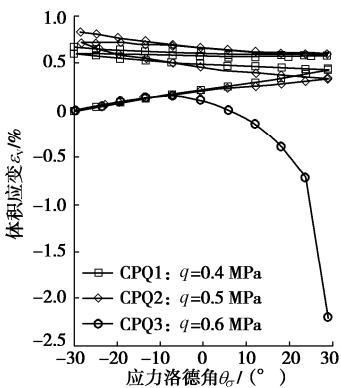


图 6 体积应变随应力洛德角的变化规律

Fig. 6 Variation of volumetric strain with stress Lode's angle

试验 CPQ2 与试验 CPQ1 的规律性一致，第一次的应力洛德角增加过程，偏应变增至 3.9%，随后随角度减小而减小至 3.0%。在应力洛德角的第二次增减循环过程，所发生的偏应变非常小，先增加至 4.2%，再减小至 3.4%。体积应变先随应力洛德角增加而增至 0.34%。试样压缩以塑性体积应变为主。随后应力洛德角的减小—增加—减小过程，以弹性应变为主，体积应变先增至 0.72%，然后减至 0.60% 再增至 0.84%，表现出与 CPQ1 相似的滞回性。试验 CPQ1 与 CPQ2 中，两次应力洛德角减小的过程，偏应变和体积应变曲线均总体平行，类似于卸载曲线。

从试验 CPQ1 至 CPQ3，随偏应力的增加，初始偏应变的斜率逐渐增加。与前两个试验不同，试验 CPQ3 中，偏应变随应力洛德角增加而加速发展，在应力洛德角非常接近 30° 时，试样达到破坏状态，最终偏应变为 12.7%；体积应变为-2.2%，体积增大。

### 3 讨 论

在土的本构模型中，应力应变关系的一般增量形式表达为：

$$d\epsilon_v = A_1 dp + A_2 dq \quad , \quad (3a)$$

$$d\epsilon_q = B_1 dp + B_2 dq \quad . \quad (3b)$$

按照式 (3a), (3b) 当偏应力与球应力不变时，不会发生体积应变。以上公式由于未反映中间主应力变化或应力洛德角变化对土体应力应变关系的影响，缺乏科学依据与试验验证。本研究中，尽管维持偏应力与球应力不变，仍会发生明显的弹塑性变形。更为合理的表达方式是在  $dp, dq$  等应力分量的增量形式基

础上，增加应力洛德角的增量，由此可建立更具有普遍意义的关系式：

$$d\epsilon_v = A_1 dp + A_2 dq + A_3 d\theta_\sigma \quad , \quad (4a)$$

$$d\epsilon_q = B_1 dp + B_2 dq + B_3 d\theta_\sigma \quad . \quad (4b)$$

式中  $A_1, A_2, A_3$  为各应力分量与体积应变有关的系数； $B_1, B_2, B_3$  为应力分量与偏应变有关的系数。

对于应变的构成，公式 (3a), (3b) 与公式 (4a), (4b) 一致，仅包括两个应变分量。缺少一个应变分量的条件下无法建立应变状态的准确关系。因此，需要考虑应变洛德角  $\theta_\sigma$  与主应变之间的关系式：

$$\tan \theta_\sigma = (2\epsilon_2 - \epsilon_1 - \epsilon_3)/[\sqrt{3}(\epsilon_1 - \epsilon_3)] \quad , \quad (5)$$

式中， $\epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_3$  分别为最大、中间、最小主应变。

如图 7 所示，应变洛德角随应力洛德角变化也表现出明显的滞回性。试验 CPQ1 与 CPQ2 中，对应于应力洛德角在区间 I 的变化范围（见图 3），应变洛德角分别在 39° ~ 49° 与 37° ~ 51° 范围内，表面试样存在各向异性。作为筑坝材料的粗粒土，不再具有自然条件下可能存在的胶结结构，但在摊铺之后需经历多遍静碾/振动碾的填筑施工过程而逐渐压实。类似地，在实验室制备试样时，土料亦需经历多次击实过程。以上条件下，土体都会因为侧限条件而具备各向异性。土体的非共轴特性常见于学者们的空心扭剪试验成果，是指土体应变增量方向与应力方向的不一致性，主应变增量方向常介于主应力与主应力增量方向角之间，是各向异性的一种反映形式。沿着以上路径，本研究中，试验 CPQ1 与 CPQ2 的试样未达到破坏状态，应力应变关系具有非共轴特性，应变洛德角大于 30°。而试验 CPQ3 中试样最终达到破坏状态，其应变洛德角由 38° 迅速降至 30° 以内，最低降至 24°，然后逐渐增加。试样破坏时的应变洛德角约为 29° 度，对应的应力洛德角为 30°，趋于共轴。以上现象与扈萍等<sup>[9]</sup>通过空心圆柱仪试验研究砂土的非共轴变形特性时所发现的规律一致。

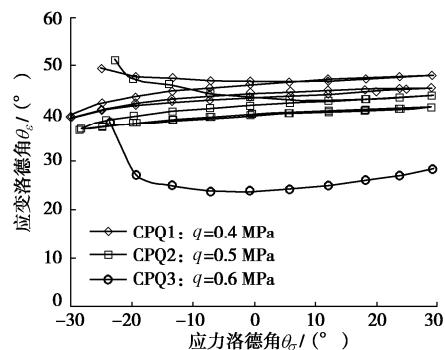


图 7 应变洛德角随应力洛德角的变化曲线

Fig. 7 Variation of strain Lode's angle with stress Lode's angle

尽管在本研究中应变洛德角的变化仅由应力洛德

角变化所导致, 但其不可避免受球应力与偏应力的影响。为了在土的本构模型中准确描述土的应变状态, 建议补充以下关系式:

$$d\theta_e = C_1 dp + C_2 dq + C_3 d\theta_\sigma \quad , \quad (6)$$

式中,  $C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$  为各应力分量与应变洛德角有关的系数。

## 4 结 论

本研究中, 使用自主研发的大型粗粒土真三轴仪, 对粗粒土进行了等  $p$  等  $q$  试验。通过调整应力洛德角在  $-30^\circ \sim 30^\circ$  之间增减循环 2 次, 揭示了恒定的球应力与偏应力、不同的  $q/p$  应力比条件下, 土体的应力、变形与破坏规律, 得到以下结论:

(1) 首先, 在恒定球应力与偏应力条件下, 受应力洛德角影响, 土体仍会发生明显变形。在应力洛德角的初次增加过程, 土体发生弹塑性变形, 随后的应力洛德角减小—增加—减小过程, 土体主要为弹性变形。偏应变、体积应变与应变洛德角均具有类似于加卸载条件下的滞回性。在应变空间中确定一点的应变状态时, 应变洛德角不应忽视。

(2) 在恒定的球应力与偏应力下, 初始偏应变的斜率仍然随着偏应力的增加而增加。

(3) 随着应力洛德角变化, 受初始应力比影响, 土体可能从初始的稳定状态达到变形破坏状态。沿着以上路径, 粗粒土未达到破坏状态时具有非共轴特性, 达到破坏状态时基本趋于共轴。

(4) 提出了本构模型中需补充考虑的应变洛德角关系式。由于本文所开展的试验有限, 需要今后结合复杂应力路径试验与理论分析进行深入研究。

## 参考文献:

- [1] LADE P V, WANG Q. Analysis of shear banding in true triaxial tests on sand[J]. Journal of Engineering Mechanics, 2001, **127**(8): 762 - 768.
- [2] CHOI C, ARDUINO P, HARDNEY M D. Development of a

true triaxial apparatus for sands and gravels[J]. Geotechnical Testing Journal, 2008, **31**(1): 32 - 44.

- [3] 周跃峰, 潘家军, 程展林, 等. 基于大型真三轴试验的砂砾石料强度-剪胀特性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2017, **36**(11): 2818 - 2825. (ZHOU Yue-feng, PAN Jia-jun, CHENG Zhan-lin, et al. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2017, **36**(11): 2818 - 2825. (in Chinese))
- [4] SUN D A, HUANG W X, YAO Y P. An experimental study of failure and softening in sand under three-dimensional stress condition[J]. Granular Matter, 2008, **10**(3): 187 - 195.
- [5] XIAO Y, LIU H, SUN Y, et al. Stress-dilatancy behaviors of coarse granular soils in three-dimensional stress space[J]. Engineering Geology, 2015, **195**: 104 - 110.
- [6] ANANTANASAKU P, YAMAMURO J A, LADE P V. Three-dimensional drained behavior of normally consolidated anisotropic kaolin clay[J]. Soils and Foundations, 2012, **52**(1): 146 - 159
- [7] 刘元雪, 郑颖人. 应力洛德角变化影响的研究[J]. 水利学报, 1999, **37**(5): 6 - 10. (LIU Yuan-xue, ZHENG Ying-ren. Study on effect of Lode angle variation of stress[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1999, **37**(5): 6 - 10. (in Chinese))
- [8] 施维成, 朱俊高, 代国忠, 等. 球应力和偏应力对粗粒土变形影响的真三轴试验研究[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(5): 776 - 783. (SHI Wei-cheng, ZHU Jun-gao, DAI Guo-zhong, et al. True triaxial tests on influence of spherical and deviatoric stresses on deformation of coarse-grained soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(5): 776 - 783. (in Chinese))
- [9] 扈萍, 魏超, 杨令强, 等. 定轴剪切实验中砂土的非共轴变形特性[J]. 济南大学学报(自然科学版), 2017, **31**(6): 478 - 484. (HU Ping, WEI Chao, YANG Ling-qiang, et al. Non-coaxial behavior of sands in fixed principal stress axes shear tests[J]. Journal of University of Jinan(Science and Technology), 2017, **31**(6): 478 - 484. (in Chinese))

(编校: 明经平)

DOI: 10.11779/CJGE2020S1012

# 珊瑚砂最大剪切模量和阻尼比的共振柱试验研究

李小梅<sup>1</sup>, 王芳<sup>1</sup>, 韩林<sup>2</sup>, 关云飞<sup>1</sup>, 占鑫杰<sup>1</sup>

(1. 南京水利科学研究院岩土工程研究所, 江苏南京 210024; 2. 河海大学力学与材料学院, 江苏南京 211100)

**摘要:** 针对我国南海某岛的珊瑚砂, 通过开展共振柱试验研究小应变( $10^{-4} \sim 10^{-6}$ )条件下试样的相对密实度、围压对珊瑚砂剪切模量和阻尼比的影响规律。试验结果表明: 相对密实度相同的试样, 珊瑚砂的最大剪切模量随围压的增加而增大, 最小阻尼比则随围压的增加而减小; 在同一围压条件下固结的试样, 最大剪切模量随相对密实度的增加而增大, 阻尼比则随相对密实度的增加而减小。基于试验数据建立了考虑围压及相对密实度影响的珊瑚砂最大剪切模量和阻尼比的变化规律, 可以为我国南海珊瑚砂区域的基础设施建设提供基础数据和技术支撑。

**关键词:** 珊瑚砂; 相对密实度; 围压; 最大剪切模量; 阻尼比

中图分类号: TU41 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)S1-0060-05

**作者简介:** 李小梅(1986—), 女, 河南新乡人, 博士, 主要从事土的基本特性、土工试验及测试技术等方面的研究工作。E-mail: xmli@nhri.cn。

## Resonant column tests on maximum shear modulus and damping ratio of coral sand

LI Xiao-mei<sup>1</sup>, WANG Fang<sup>1</sup>, HAN Lin<sup>2</sup>, GUAN Yun-fei<sup>1</sup>, ZHAN Xin-jie<sup>1</sup>

(1. Geotechnical Engineering Department, Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210024, China; 2. College of Mechanics and Materials, Hohai University, Nanjing 211100, China)

**Abstract:** The resonant column tests on the effects of relative density and confining pressure on the maximum modulus and damping ratio of coral sand in South China Sea under small strain are performed. The test results show that, for the samples with the same relative density, the maximum shear modulus of coral sand increases with the increasing confining pressure, while the damping ratio decreases with the increasing confining pressure. For the samples under the same condition of confining pressure, the maximum shear modulus of coral sand increases with the increasing relative density, while the damping ratio decreases with the increasing relative density. Based on the test data, the variation rules of the maximum shear modulus and damping ratio of coral sands considering confining pressure and relative density are established, which can provide the basic data and technical support for infrastructure construction in the coral sand areas of South China Sea.

**Key words:** coral sand; relative density; confining pressure; maximum shear modulus; damping ratio

## 0 引言

随着一带一路和海洋强国战略的逐步实施, 珊瑚岛礁已成为保卫祖国领海完整和维护海洋权益的基地。珊瑚砂广泛分布于我国南海海域, 是岛礁建设的主要材料, 珊瑚砂特殊的发育环境、物质组成及结构导致其具有独特的物理力学性质<sup>[1]</sup>。珊瑚砂的碳酸钙含量极高, 以方解石和文石的形式存在, 与陆源石英砂相比, 其具有低强度、高孔隙比、形状不规则、易破碎、颗粒易胶结等特殊工程性质, 使得其受力变形特性与普通陆源石英砂差别较大。南海岛礁及其国防与民用工程建设受台风、涨潮、退潮、地震等动荷载影响较大, 因此, 研究珊瑚砂的动力参数对其动力特性研究具有重要意义。

小应变幅值条件下, 在风、浪、流及地震等动荷

载作用下的动力响应分析是港口、码头及近海建筑物受力变形研究的重点, 动剪切模量和阻尼比是动力响应分析中的两个重要参数。关于小应变幅值条件下动剪切模量和阻尼比的研究多集中于砂土<sup>[2-4]</sup>、红黏土<sup>[5]</sup>、尾矿砂<sup>[6]</sup>、黄土<sup>[7]</sup>、混凝土<sup>[8]</sup>等。众多研究成果表明, 小应变条件下, 干砂在不同应力水平条件下的最大剪切模量和阻尼比为常数, 但同一应力水平条件下的试样在饱和状态时由于Biot流导致其阻尼比与干试样不同<sup>[2]</sup>。西澳大利亚生物成因砂在各向异性应力路径条件下的试验研究表明, 小应变条件下的最大剪切模量和阻尼

基金项目: 中央级公益性科研院所基本科研业务费专项资金项目(Y318010); 国家自然科学基金项目(51608173); 中央级公益性科研院所科研业务费专项基金重点项目(Y317007)

收稿日期: 2020-06-04

比取决于试样的应力比<sup>[3]</sup>。德国四种干砂试样的共振柱与弯曲元对比试验发现, 最大剪切模量与围压和孔隙比的定性关系相同, 随围压的增大而增大, 随孔隙比的增大而减小, 但弯曲元试验中, 最大剪切模量随脉冲频率减小而减小, 其影响程度随围压增大而减小, 衰减程度与砂土的类型有关<sup>[4]</sup>。红黏土的动剪切模量与动剪应变的关系曲线随着围压的增大逐渐趋于“直线”关系, 动剪切模量衰减较慢, 重塑红黏土的压实度较高, 颗粒间接触面积大、触点多, 应力波在土体中传播速度更快、更深, 能量衰减较小, 其阻尼比较其他类型土体小<sup>[5]</sup>。尾矿砂的最大动剪切模量随固结压力和干密度的增大而增大, 随含水率的增大而减小; 最大阻尼比随固结压力和干密度的增大而减小, 但对含水率的变化不太敏感<sup>[6]</sup>。压实非饱和黄土干湿循环过程中, 最大剪切模量随基质吸力的增大而增大, 再随吸力的减小而减小, 而在同一吸力作用下, 湿润段的最大剪切模量大于干燥段<sup>[7]</sup>。

目前对珊瑚砂小应变幅值条件下的动力特性研究较少, 本文通过开展共振柱试验来研究小应变幅值条件下珊瑚砂的最大剪切模量和阻尼比两个动力参数, 进而分析研究相对密实度和围压等因素影响下的珊瑚砂最大剪切模量和阻尼比的变化规律, 以求为我国南海岛礁建设的动力响应分析提供参考和依据。

## 1 共振柱试验

### 1.1 试验设备

本文试验采用由美国 GCTS 公司生产的 TSH-100 型共振柱仪(如图 1), 该仪器为一端固定一端自由型共振柱。共振柱试验系统包括激振系统、量测系统和试样容器, 其中激振系统由扭转激振力和轴向激振力组成, 量测系统由位移、速度、加速度及记录设备等组成, 试样容器包括压力室、底座、制样设备、加压系统、固结排水系统等。该仪器所能测量的应变范围为  $10^{-6} \sim 10^{-4}$ , 最大围压为 500 kPa, 试样尺寸为  $\Phi 50 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$ 。

仪器振动系统的质量-阻尼-弹簧特性和试样的质量-阻尼-弹簧特性将共同影响试验结果, 因此试验前需对试验仪器各部件的特征常数进行标定, 以对计算结果作相应修正。仪器标定时将标定杆替代试样固定在试样底座上, 安装好上压板、传感器、激振器和驱动板, 由激振器施加激振力, 连续改变频率直至系统发生共振, 测定标定杆的共振频率。然后, 将配重块安装在标定杆上, 以同样的方法测定标定杆加配重块的共振频率。根据该二共振频率及标定杆和配重块的质量惯性矩计算试样顶部附加物的质量惯性矩, 即得

试验仪器的特征常数。



图 1 TSH-100 型共振柱仪

Fig. 1 TSH-100 resonant column equipment

### 1.2 物理性指标

试样为南海某岛礁珊瑚砂, 最大粒径为 5 mm, 不均匀系数  $C_u$  为 1.9, 曲率系数  $C_c$  为 1.1, 级配均匀, 其中 0.5~1.0 mm 粒径范围的颗粒含量达 64%, 试样的粒径分布曲线详见图 2, 试样的基本物理性指标详见表 1。本次试验采用烘干料, 试样尺寸为  $\Phi 50 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$ , 根据试验要求的干密度、试样尺寸计算并称取所需土料。试样采用分层击样法制备, 共分三层, 制备完成后采取抽气法进行试样饱和。为保证试验结果的可比性, 所有试样采用相同级配。

表 1 珊瑚砂的基本物理性指标

Table 1 Basic physical parameters of coral sand

试样	$G_s$	$e_{\max}$	$e_{\min}$	$\rho_{d\max}$ $(\text{g} \cdot \text{cm}^{-3})$	$\rho_{d\min}$ $(\text{g} \cdot \text{cm}^{-3})$
珊瑚砂	2.78	1.242	0.917	1.45	1.24

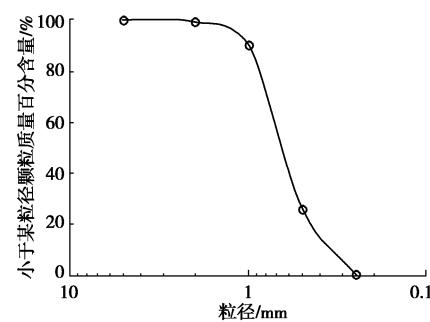


图 2 珊瑚砂的粒径分布曲线

Fig. 2 Grain-size distribution curve of coral sand

### 1.3 试验方案

先在试样自由的一端施加扭转激振力, 试样发生共振后迅速切断电源, 释放扭力, 使试样自由振动。由于阻尼作用, 扭转振幅越来越小, 最后停止振动。由于振动应变小于  $10^{-4}$ , 可认为对试样无损伤, 故可以采用同一个试样做不同围压下的共振柱试验。

试样相对密实度取 0.65, 0.75, 0.85, 0.95, 分别

在围压 100, 200, 300, 400 kPa 条件下固结, 进而测定各试样的共振频率及阻尼比。试验方案详见表 2。

表 2 试验方案汇总表

Table 2 Summary of test schemes

序号	相对密实度 $D_r$	制样干密度 $\rho_d/(g \cdot cm^{-3})$	孔隙比 $e$	围压 $\sigma_3/kPa$	固结形式
1				100	
2	0.65	1.37	1.031	200	
3				300	
4				400	
5				100	
6	0.75	1.39	0.998	200	
7				300	
8				400	
9				100	等向固结
10	0.85	1.41	0.966	200	
11				300	
12				400	
13				100	
14	0.95	1.44	0.933	200	
15				300	
16				400	

## 2 试验结果与分析

针对 4 种相对密实度试样, 分别在围压 100, 200, 300, 400 kPa 条件下固结稳定后, 在试样顶部施加扭转激振力, 测得试样的共振频率和阻尼比, 进而根据仪器标定的特征常数、试样的密度、高度及质量惯性矩计算试样的最大剪切模量。通过分析不同相对密实度试样在不同围压条件下的最大剪切模量和阻尼比, 研究珊瑚砂最大剪切模量和阻尼比的变化规律, 为珊瑚砂地基基础的动力响应计算分析提供可靠数据。

### 2.1 围压对珊瑚砂动力参数的影响

以相对密实度为 0.85 的试样为例, 该试样在 100, 200, 300, 400 kPa 围压条件下固结稳定后, 对试样顶部施加扭转激振力并迅速切断电源, 释放扭力, 使试样自由振动, 根据测得的试样共振频率计算所得的最大剪切模量及对应的阻尼比详见图 3。

由图 3 可见:

(1)珊瑚砂的最大剪切模量随围压的增加呈幂函数增大趋势, 这主要是由于试样随着固结围压的增加, 试样颗粒发生移动或翻滚使得颗粒重组, 导致孔隙比逐渐减小, 试样更加密实, 颗粒与颗粒之间的接触面积增大, 剪切波在试样中的传播速度加快, 试验测得的共振频率随围压的增加而增大, 故最大剪切模量随围压的增加而增大, 但增大的幅度逐渐减小。

(2)珊瑚砂发生共振时对应的阻尼比随围压的增

大而减小, 但减小的幅度呈减小趋势, 这主要是由于试样在固结过程中, 随着孔隙水不断排出, 颗粒间孔隙水的体积逐渐减小, 颗粒发生滚动或移动, 颗粒重组, 颗粒与颗粒之间接触更加紧密, 使得剪切波在试样中传播速度加快、能量衰减较慢, 且衰减的速度逐渐减小。

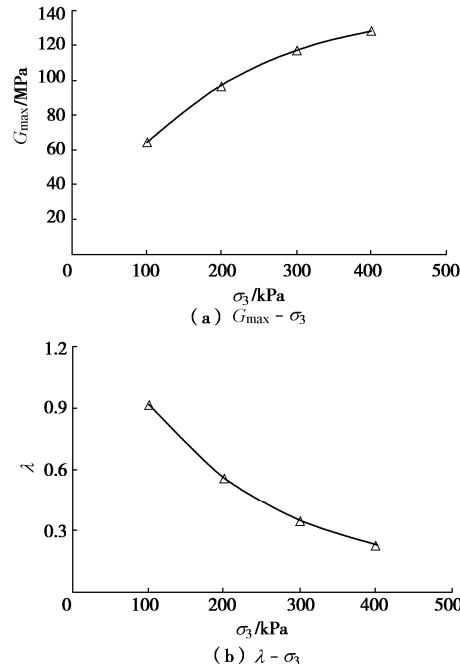


图 3 不同围压条件下珊瑚砂的动力参数曲线

Fig. 3 Dynamic parameters of coral sand under different confining pressures

### 2.2 相对密实度对珊瑚砂动力参数的影响

以 100 kPa 的围压为例, 相对密实度为 0.65, 0.75, 0.85, 0.95 的试样在该围压条件下固结稳定后, 对试样顶部施加扭转激振力并迅速切断电源, 释放扭力, 使试样自由振动, 根据测得的试样共振频率计算所得的最大剪切模量及对应的阻尼比详见图 4。

由图 4 可知:

(1)珊瑚砂的最大剪切模量随相对密实度的增加呈线性增加趋势, 这主要因为试样相对密实度越大, 孔隙比越小, 试样愈加密实, 颗粒与颗粒之间的接触面积增大, 剪切波在试样中的传播速度增大, 试验测得的共振频率随相对密实度的增加而增大, 故最大剪切模量随相对密实度的增加而增大。

(2)珊瑚砂发生共振时对应的阻尼比随相对密实度的增大而减小, 但减小的幅度呈减小趋势, 这主要是由于试样的相对密实度越大, 孔隙比越小, 颗粒间孔隙的体积越小, 颗粒与颗粒之间接触得更加紧密, 使得剪切波在试样中传播速度增大、能量衰减越慢, 且衰减的速度逐渐减小。

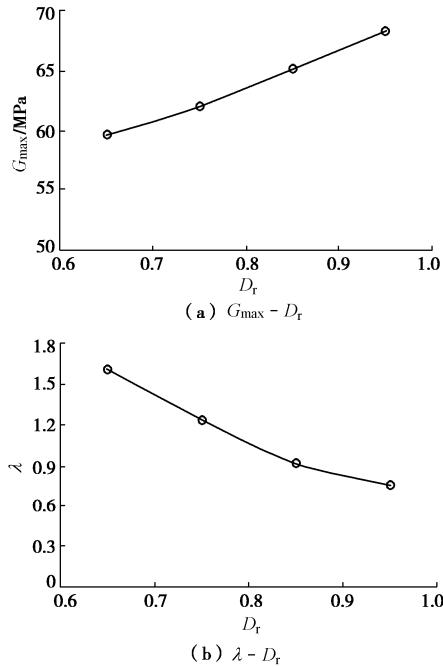


图 4 不同相对密度条件下珊瑚砂的动力参数曲线

Fig. 4 Dynamic parameters of coral sand under different relative densities

### 2.3 珊瑚砂最大剪切模量和阻尼比的变化规律

相对密实度为 0.65, 0.75, 0.85, 0.95 的试样在 100, 200, 300, 400 kPa 围压条件下固结, 各试样的最大剪切模量及对应的阻尼比详见图 5。由于试样的阻尼比  $\lambda$  和相对密实度  $D_r$  为无量纲量, 将最大剪切模量  $G_{\max}$  和围压  $\sigma_3$  分别除以大气压强  $p_a$  转化为无量纲量。

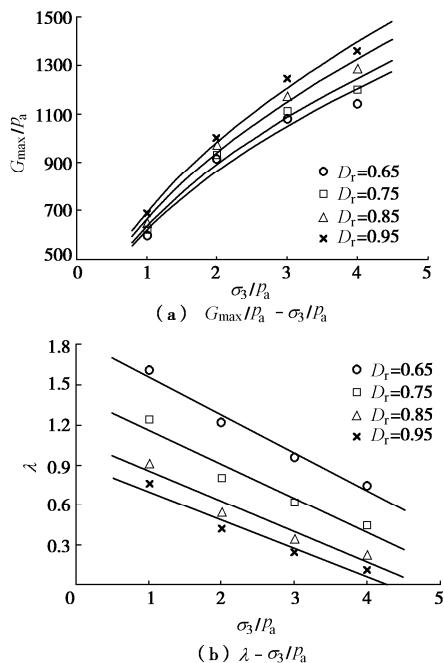
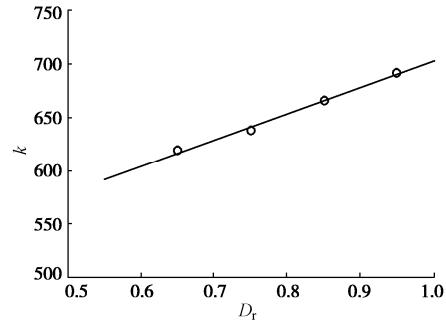


图 5 珊瑚砂的动力参数曲线

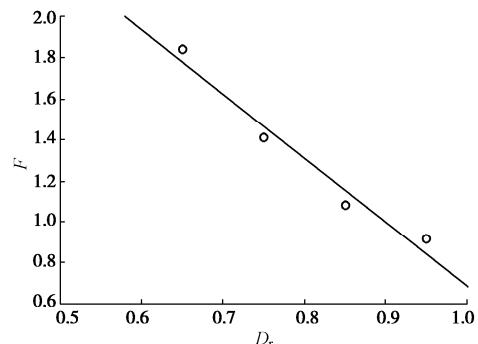
Fig. 5 Curves of dynamic parameters of coral sand

由图 5 可见:

(1) 相对密实度相同的珊瑚砂试样, 其最大剪切模量  $G_{\max}$  随围压  $\sigma_3$  增加呈幂函数增加趋势, 即  $G_{\max}/p_a = k(\sigma_3/p_a)^n$ , 不同相对密实度试样的  $G_{\max}$  随  $\sigma_3$  增加的速率基本一致, 当围压  $\sigma_3$  等于大气压强  $p_a$  时,  $G_{\max}$  的取值随相对密实度  $D_r$  的增加而增大, 显然最大剪切模量  $G_{\max}$  与围压  $\sigma_3$  和相对密实度  $D_r$  密切相关, 即  $G_{\max} = f(\sigma_3, D_r)$ , 由于不同相对密实度试样的  $n$  值基本一致, 则  $k = f(D_r)$ , 不同相对密实度试样的  $k$  值如图 6 所示, 显然  $k$  与  $D_r$  具有较好的线性关系, 则  $G_{\max}/p_a = (\alpha D_r + \beta)(\sigma_3/p_a)^n$ ,  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $n$  为材料参数, 针对本文研究的珊瑚砂,  $\alpha = 246.9$ ,  $\beta = 456.3$ ,  $n = 0.49$ 。

图 6  $k$  与  $D_r$  的关系Fig. 6  $k$  vs.  $D_r$ 

(2) 相对密实度相同的珊瑚砂试样, 其阻尼比  $\lambda$  随围压  $\sigma_3$  增加呈线性减小趋势, 即  $\lambda = A(\sigma_3/p_a) + F$ , 不同相对密实度试样的阻尼比  $\lambda$  随围压  $\sigma_3$  增加而减小的速率基本一致, 即  $A$  值相同。但当围压  $\sigma_3$  等于大气压强  $p_a$  时, 各试样的阻尼比大小存在差异, 随相对密实度的增加而减小, 即  $F = g(D_r)$ , 不同相对密实度试样的  $F$  值如图 7 所示, 显然  $F$  与  $D_r$  具有较好的线性关系, 则  $\lambda = A(\sigma_3/p_a) + (B D_r + C)$ ,  $A$ ,  $B$ ,  $C$  为材料参数, 针对本文研究的珊瑚砂,  $A = 0.25$ ,  $B = 3.12$ ,  $C = 3.81$ 。

图 7  $F$  与  $D_r$  的关系Fig. 7  $F$  vs.  $D_r$ 

## 3 结 论

对我国南海某岛的珊瑚砂开展共振柱试验, 研究

其在小应变幅值条件下的动力特性, 得出如下主要结论:

(1) 珊瑚砂的最大剪切模量随围压的增加呈幂函数增大趋势, 随相对密实度的增加呈线性增加趋势。

(2) 珊瑚砂发生共振时对应的阻尼比随围压的增大呈线性减小趋势, 随相对密实度的增大也呈减小趋势, 但减小的幅度逐渐减小。

(3) 珊瑚砂的最大剪切模量及阻尼比是围压及相对密实度的函数, 并建立了相互之间的相关关系, 可以为珊瑚砂地区的动力特性研究提供参考和依据。

## 参考文献:

- [1] 陈国兴, 朱翔, 赵丁凤, 等. 珊瑚岛礁场地非线性地震反应特征分析[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(3): 405 - 413. (CHEN Guo-xing, ZHU Xiang, ZHAO Ding-feng, et al. Nonlinear seismic response characteristics of a coral island site[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(3): 405 - 413. (in Chinese))
- [2] QIU Tong, HUANG Yan-bo. Analytical and experimental studies on Biot flow-induced damping in saturated soil specimens in resonant column tests[J]. International Journal of Geomechanics, 2017, **17**(8): 1 - 8.
- [3] SENETAKISA Kostas, HE Huan. Dynamic characterization of a biogenic sand with a resonant column of fixed-partly fixed boundary conditions[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2017(95): 180 - 187.
- [4] 柏立懂, 项伟, SAVIDIS A Stavros, 等. 干砂最大剪切模量的共振柱与弯曲元试验[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(1): 184 - 188. (BAI Li-dong, XIANG Wei, SAVIDIS A Stavros, et al. Resonant column and bender element tests on maximum shear modulus of dry sand[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(1): 184 - 188. (in Chinese))
- [5] 李剑, 陈善雄, 姜领发, 等. 重塑红黏土动剪切模量与阻尼比的共振柱试验[J]. 四川大学学报(工程科学版), 2013, **45**(4): 62 - 68. (LI Jian, CHEN Shan-xiong, JIANG Ling-fa, et al. Resonant column test on dynamic shear modulus and damping ratio of the remolded red clay[J]. Journal of Sichuan University (Engineering Science Edition), 2013, **45**(4): 62 - 68. (in Chinese))
- [6] 蔡晓光, 黄鑫, 孟凡超, 等. 中线法底流尾矿砂的共振柱试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2016, **36**(6): 30 - 37. (CAI Xiao-guang, HUANG Xin, MENG Fan-chao, et al. The resonant column test study of the central line under flow tailing sands[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2016, **36**(6): 30 - 37. (in Chinese))
- [7] 徐洁, 赵文博, 陈永辉, 等. 非饱和黄土初始剪切模量与孔径分布试验研究[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(增刊 1): 227 - 231. (XU Jie, ZHAO Wen-bo, CHEN Yong-hui, et al. Experimental study on initial shear modulus and pore-size distribution of unsaturated loess[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(S1): 227 - 231. (in Chinese))
- [8] Papakonstantinou, CHRISTOS G. Resonant column testing on portland cement concrete containing recycled asphalt pavement (RAP) aggregates[J]. Construction and Building Materials, 2018(173): 419 - 428.

(编校: 明经平)

DOI: 10.11779/CJGE2020S1013

# 海水侵蚀环境对钙质砂水泥土强度影响及微观结构研究

万志辉<sup>1, 2</sup>, 戴国亮<sup>1, 2</sup>, 龚维明<sup>1, 2</sup>, 竺明星<sup>1, 2</sup>, 高鲁超<sup>1, 2</sup>

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

**摘要:** 针对海洋环境下钙质砂水泥土复合地基的耐久性和长期安全稳定性问题, 利用海水作为侵蚀性介质对钙质砂水泥土进行室内浸泡试验, 通过对海水环境下水泥土试样开展微型贯入试验、电镜扫描、能谱测试以及 X 射线衍射试验, 分析了不同养护时间与不同水泥掺量对海水环境下钙质砂水泥土强度的影响规律以及微观结构特征。结果表明: 钙质砂水泥土侵蚀破坏深度随养护时间的增长逐渐增大, 随水泥掺量的增加逐渐减小, 且水泥掺量的增加能有效地抑制海水侵蚀性离子引起水泥土侵蚀破坏深度的发展; 与未侵蚀层相比, 侵蚀层的孔隙增加, Ca 含量降低, 且 Ca 的含量与水泥土的强度变化呈现出相似规律。在海水环境中, 水泥土的强度变化是增长和侵蚀破坏两种作用的共同结果, 在此过程中水泥土易发生 Ca 的溶出现象, 最终导致水泥土的强度降低。

**关键词:** 钙质砂; 水泥土; 海水侵蚀环境; 微型贯入试验; 微观结构

中图分类号: TU411 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)S1-0065-05

作者简介: 万志辉(1990—), 男, 博士, 助理研究员, 主要从事桩基础与深基础工程的研究。E-mail: zhihuiwan@seu.edu.cn。

## Strength and microstructure of calcareous sand-cemented soil under seawater erosion environment

WAN Zhi-hui<sup>1, 2</sup>, DAI Guo-liang<sup>1, 2</sup>, GONG Wei-ming<sup>1, 2</sup>, ZHU Ming-xing<sup>1, 2</sup>, GAO Lu-chao<sup>1, 2</sup>

(1. Key Laboratory of Concrete and Prestressed Concrete Structures of Ministry of Education, Nanjing 211189, China; 2. School of Civil Engineering, Southeast University, Nanjing 211189, China)

**Abstract:** Aiming at the durability and long-term stability problems of calcareous sand-cemented soil composite foundation in the marine environment, the seawater is used as the corrosive medium to perform an indoor soaking test on the calcareous sand cemented soil, and the micro cone penetration, scanning electron microscopy, energy dispersive spectrometer, and X-ray diffraction tests are conducted to analyze the strength and microstructure characteristics of calcareous sand cemented soil with different curing time and cement ratios under seawater environment. The results show that the erosion depth of calcareous sand-cemented soil gradually increases with the increase of curing time and gradually decreases with the increase of cement ratio, and the increase of cement ratio can effectively inhibit the erosion depth of cemented soil caused by seawater corrosive ions. Compared with those of the non-eroded layer, the porosities of microstructure are larger and the Ca contents are less in the eroded layer, and the Ca content and the strength of cemented soil show a similar rule. Under seawater environmental conditions, the strength change of cemented soil is the common result of the effects of growth and erosion. In this process, the cemented soil is prone to the phenomenon of Ca dissolution, which finally leads to the strength reduction of cemented soil.

**Key words:** calcareous sand; cemented soil; seawater erosion environment; micro cone penetration test; microstructure

## 0 引言

随着国家“一带一路”倡议中“海上丝绸之路”的实施, 珊瑚岛礁的工程建设中大跨度、大体量的建(构)筑物不断涌现。然而, 岛礁上的钙质砂具有多孔隙、易破碎、地基承载力较低等特性<sup>[1]</sup>, 造成其岩土工程性质有别于陆源其他土层, 不利于直接在工程中应用, 需采用相应的方法或技术措施来改善钙质砂的不良力学性质。

目前常用的方法主要是利用水泥浆液或其他化学

浆液作为固化剂来达到改善地基土力学性质, 国内外已有学者开展了水泥浆液加固钙质砂的相关研究。Ghazali 等<sup>[2]</sup>介绍了红海地区钙质沉积物的基础注浆施工工艺及其现场静载试验, 结果表明在该地层采用水泥浆液对基础加固可取得很好效果; 房靖超等<sup>[3]</sup>通

基金项目: 国家自然科学基金项目(32008100, 51878160); 国家重点研发计划专项资助项目(2017YFC0703408); 江苏省六大人才高峰项目(XNY-047)

收稿日期: 2020-06-04

过研制的注浆装置对珊瑚砂进行了注浆加固模拟试验, 注浆后珊瑚砂能达到较好的固化作用。但由于钙质砂处于复杂海洋环境, 其地下承压水常常与具有侵蚀性的海水相连, 造成水泥浆液加固钙质砂所形成的钙质砂水泥土长期处于海水浸泡。而海水侵蚀会改变水泥土的微观结构, 导致其力学性能劣化, 影响工程长期安全稳定性。目前对海水侵蚀环境下钙质砂水泥土强度变化的研究还未见报道, 因此探索海水侵蚀环境下钙质砂水泥土的强度变化规律, 对保障珊瑚岛礁工程安全具有重要的意义。

针对海水环境下水泥土侵蚀破坏问题, 国内外许多学者采用水泥土经标准养护、脱模后海水整体浸泡并利用无侧限抗压试验的研究思路, 开展以海水为介质的水泥土侵蚀试验<sup>[4-5]</sup>。然而, 海水环境下钙质砂水泥土自形成起即受到侵蚀性离子的溶蚀, 因此研究该类问题的关键是不经养护直接将制备的水泥土与海水环境接触。基于此, 杨俊杰等<sup>[6]</sup>研究了一种能模拟水泥土形成环境的养护装置, 将制备好的试样不经脱膜直接放入海水环境养护, 且仅允许试样顶面的水泥土与海水接触。因此, 本文采用将钙质砂水泥土不经标准养护、不脱模直接与海水环境接触的方法, 开展不同养护时间、不同水泥掺量的水泥土室内侵蚀试验, 在此试验基础上, 结合扫描电子显微镜 (SEM)、能谱 (EDS) 测试及 X 射线衍射 (XRD) 试验系统地研究海水侵蚀环境下钙质砂水泥土强度的分布规律, 以期为评价钙质砂水泥土复合地基的耐久性和长期安全稳定性提供参考依据。

## 1 试验概况

### 1.1 试验材料

本次试验用砂选用了中国南沙群岛附近海域的钙质砂, 属于未胶结松散珊瑚碎屑沉积物, 根据筛分选取相对稳定的粒组 0.5~0.25 mm 作为试验用砂。通过 X 射线荧光 (XRF) 光谱检测分析结果可知, 钙质砂中的主量元素为 Ca, 含量为 50.92%。试验采用 42.5 号普通硅酸盐水泥作为固化剂。试验所用的海水取自东海海域, 海水的主要离子成分有 Cl<sup>-</sup>、SO<sub>4</sub><sup>2-</sup>、Mg<sup>2+</sup>、Ca<sup>2+</sup>, 离子浓度分别为 15680, 4920, 1068, 345 mg/L。

### 1.2 试验装置

试验养护装置包含耐腐蚀的塑料材质的试样筒、养护筒。考虑试样制备的大小、海水使用量以及边界条件等问题, 试样筒内部直径为 100 mm, 高度为 100 mm, 侧面及底面封闭不透水, 顶面敞开。养护筒采用顶面直径为 180 mm, 底面直径为 140 mm, 高度为 160 mm 的塑料桶。为了保证钙质砂水泥土样的均匀性, 减小试验的离散性, 制样过程中通过水泥土搅拌

装置将配制好的水泥浆液与钙质砂充分搅拌均匀, 然后将水泥土装入试样筒, 振捣刮平。

本次试验使用的微型贯入仪 (MCPT-1) 来自中国海洋大学环境科学与工程学院, 其最大贯入深度为 150 mm, 探杆直径为 2 mm, 探头直径为 3 mm, 锥角为 60°, 并且探杆和探头为不锈钢材料<sup>[7]</sup>。

### 1.3 试验方法

为反映实际工程中形成的钙质砂水泥土, 在制作试样前需配制水泥浆液, 浆液水灰比控制为 0.6。将水泥掺量分别为 5%, 10%, 15%, 20% 的水泥浆液加入含水率为 24.76% 的钙质砂样中, 通过水泥土搅拌装置搅拌后完成制样。需要注意的是, 在制样过程中尽可能避免混入空气, 制样时间控制在 10 min 之内完成, 以防止水泥土发生水化等反应而凝结。将制备好的水泥土试样放入装有海水的养护筒中, 海水高出水泥土顶面 1~2 cm, 并采用保鲜膜将养护筒密封。考虑水泥土强度受海水侵蚀环境的影响, 将试验的养护浸泡时间设计为 7, 28, 60, 90 d。需要说明的是, 海水养护浸泡过程中前 28 d 每隔 7 d 换一次, 28 d 后每隔 30 d 换一次。

针对达到养护时间的试样, 不脱模直接实施微型贯入试验, 为优化制样的数量与减小数据的离散性, 对同一试样实施 3 次微型贯入试验。由于探头直径为 3 mm, 试样筒内径为 100 mm, 因此贯入点之间的距离与贯入点至筒壁距离均设置为 31.7 mm, 约为探头直径的 10.6 倍, 根据文献[7]的结论可认为本次试验设置贯入点的位置可消除边界效应对试验结果的影响。

在完成微型贯入试验后, 将试样脱模并以水泥土顶面为基线自上而下按 5 mm 厚度分层切片, 结合微型贯入试验结果, 选取代表性层厚 0~5 mm、10~15 mm 的试样开展 SEM、EDS 及 XRD 分析。为保证扫描得到的微观结构图像能反映试样的真实状态, 应尽可能选用未扰动的试样作为测试样品, 使试样保持其原有状态且具有良好的导电性。本次试验采用 Quanta 250 扫描电子显微镜。为便于试样间的对比, 对每个样品采用 1000 倍和 4000 倍扫描成像。为了识别试样的主要组分, 采用 Genesis Apollo X 能谱仪辅以能谱分析。观测时在低倍数下选定测试位置, 通过从大到小的放大倍数进行连续扫描成像, 从而可避免重复调焦, 提高观测效率。本次 XRD 试验采用 D8 Advance X 射线衍射分析仪, 并利用 JADE 6.5 软件对钙质砂水泥土的物相进行分析。

## 2 试验结果与分析

### 2.1 微型贯入试验结果与分析

图 1 为不同水泥掺量的钙质砂水泥土在不同养护

时间的贯入阻力与贯入深度的关系曲线。由图 1 可知, 不同养护时间的贯入阻力 - 贯入深度关系曲线具有相同的变化趋势, 并且贯入阻力 - 贯入深度曲线的变化特性反映了钙质砂水泥土强度的变化。在试样的表层贯入阻力接近于零, 不同条件下试样浅层贯入阻力为零的区域范围有所不同, 随着养护时间的增加与水泥掺量的减小该区域范围呈增大趋势; 随着贯入深度的增加, 水泥土试样的强度开始逐渐发挥作用, 贯入阻力随着贯入深度的增加而增大, 且养护时间越长与水泥掺量越大时贯入阻力随着贯入深度呈近似线性增长; 当达到一定深度后, 水泥土试样的强度随着深度的增加而逐渐趋于一稳定值。因此, 根据贯入阻力 - 贯入深度曲线的变化特性, 可大致分为强度缓慢增长段、强度线性增长段和强度稳定段三个阶段。其中, 强度缓慢增长段水泥土的强度较低, 直接与海水环境接触易对其表层造成侵蚀破坏, 且侵蚀破坏深度随着养护浸泡时间的增长而增加; 强度线性增长段随着养护时间的增长其线性长度逐渐增加, 表明水泥土试样内部的强度仍在增强。由此可见, 水泥土的强度随着深度的变化大体呈增加的趋势, 海水环境中的侵蚀性物质会影响水泥土的强度, 并发生由浅入深的侵蚀破坏现象, 也表明水泥土浸泡侵蚀后会形成非均质体。

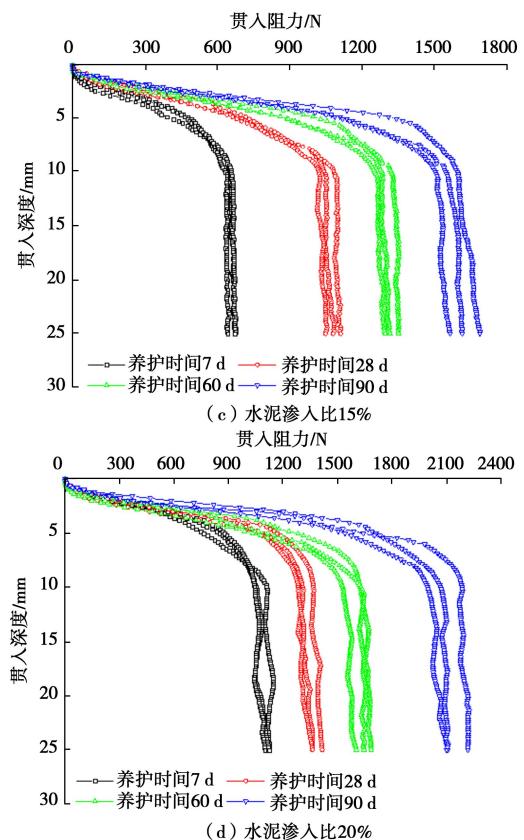
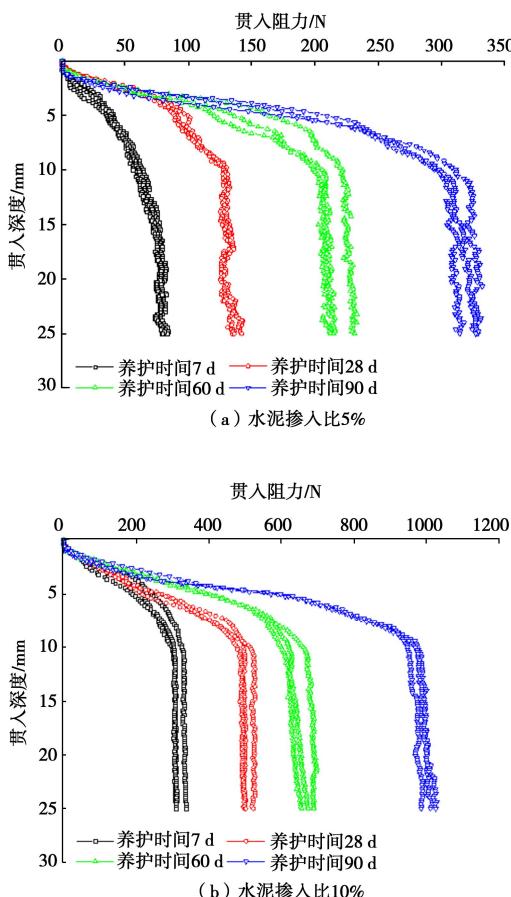


图 1 钙质砂水泥土的贯入阻力 - 贯入深度曲线

Fig. 1 Penetration resistance-penetration depth curves of calcareous sand-cemented soil

为了描述海水环境下水泥土未受侵蚀破坏的深层强度变化规律, 将试样深度 15~25 mm 的平均贯入阻力称为深层平均贯入阻力, 因此可以得到不同水泥掺量下养护时间与深层平均贯入阻力的关系曲线如图 2 所示。需要说明的是, 深层平均贯入阻力是对每个试样的 3 次贯入试验数据求均值, 并将试样深度 15~25 mm 贯入阻力求均值给出的。

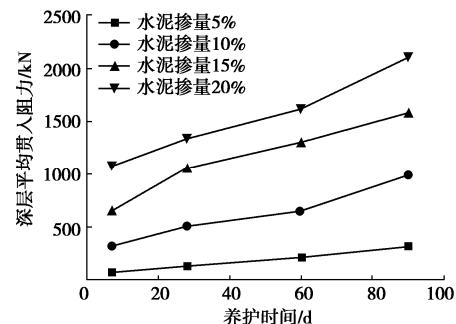


图 2 养护时间对深层平均贯入阻力的影响

Fig. 2 Influences of curing time on average penetration resistance of cemented soil in deep layer

图 2 所示, 钙质砂水泥土在深层位置的强度随养护时间增长呈现出线性增长趋势, 且深层平均贯入阻力增加的斜率随着水泥掺量的增加而增大。水泥掺量较少时深层平均贯入阻力的增长在较短的养护时间内

趋于稳定，而水泥掺量越大，深层平均贯入阻力的增长所需的养护时间越长。对于不同水泥掺量的钙质砂水泥土，当养护时间达到 90 d 时其强度分别约为养护 60 d 强度的 1.2~1.5 倍、养护 28 d 强度的 1.5~2.4 倍。由此可见，海水环境下钙质砂水泥土的深层平均贯入阻力随着时间的推移而不断增长，但增长的趋势逐渐变缓且最终趋于稳定。

此外，水泥掺量对水泥土未受侵蚀破坏深层强度的影响更为明显，水泥掺量的大小对水泥土的固化进程有着较大的影响，水泥掺量在 5%~20% 的范围内数值越大则水泥土的强度表现越大，对侵蚀环境的抵抗能力就越强，其侵蚀破坏的程度也就越低。可见，在实际工程中水泥掺量的增加不仅可以增强水泥土的强度，还能降低海水环境下侵蚀破坏的程度。

## 2.2 SEM 试验结果与能谱分析

图 3 为水泥掺量 20% 的水泥土养护 90 d 后的微观结构图像。

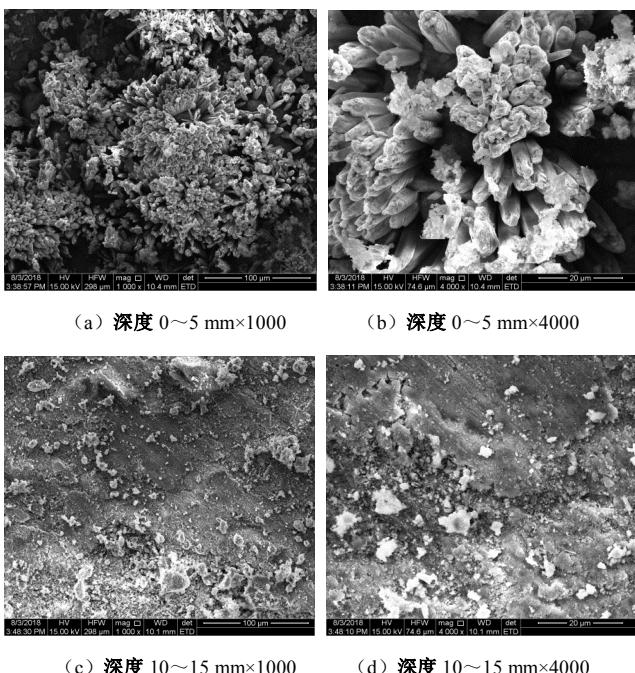


图 3 水泥掺量 20% 养护 90 d 不同深度的微观结构

Fig. 3 Microstructures of cemented soil cured 90 d with cement ratio of 20% at different depths

由图 3 可知，试样侵蚀层（深度 0~5 mm）与未侵蚀层（深度 10~15 mm）的微观结构存在一定的差异。对于未侵蚀层，纤维状的水泥水化产物发育显著，相互联结并填充砂颗粒间的孔隙，使砂颗粒、水泥与水化产物的形态难以分辨，从而联结成具有较高强度的整体。对于侵蚀层，其砂颗粒间也出现了水泥水化产物，但与未侵蚀层相比，其颗粒间的孔隙结构明显，且产生了大量细长的针棒状晶体（钙矾石），孔隙增多表明侵蚀反应对水泥土的削弱作用具有显著影响。该

结果与微型贯入试验得到的侵蚀深度随养护浸泡时间的增长逐渐增加的结果相一致，进一步反映了微型贯入试验结果的有效性。因此，海水侵蚀环境下水泥土的强度变化是由水化反应对水泥土强度的增强作用和侵蚀反应对水泥土强度的削弱作用共同决定的。

通过能谱分析仪对钙质砂水泥土试样进行能谱测试，其测试结果见图 4。从图 4 可以看出，水泥土试样主要含有钙、硅、氧、钾、钠、镁、铝、铁、硫、氯等元素。经海水侵蚀环境养护后，未侵蚀层的 Ca 含量要高于侵蚀层，Ca 的含量与水泥土强度的分布具有相似规律，这表明海洋环境下水泥土表层易发生 Ca 的溶出现象，而 Ca 含量的降低会导致强度的降低。

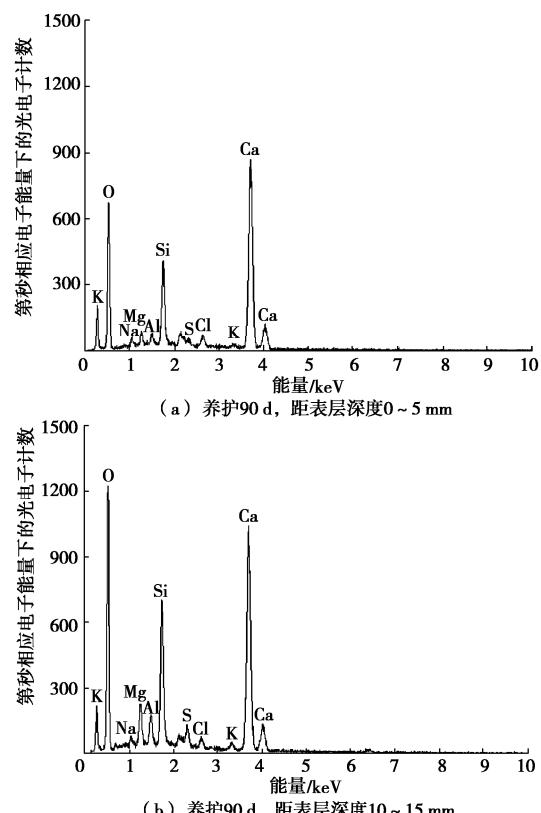


图 4 水泥掺量 20% 养护 90 d 的水泥土能谱图

Fig. 4 Energy spectrum diagrams of cemented soil cured 90 d with cement ratio of 20%

## 2.3 XRD 物相分析

对水泥掺量 20% 的水泥土养护 90 d 不同深度的 2 个样品进行 XRD 物相分析，根据试样的实际成分，通过衍射线的高度可推断出试样可能的物相，其结果如图 5 所示。

由图 5 可知，钙质砂水泥土试样中存在氢氧化钙 ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ )、水化硅酸钙 (C-S-H)、水化铝酸钙 (C-A-H)、方解石 ( $\text{CaCO}_3$ )、水镁石 ( $\text{Mg}(\text{OH})_2$ )、水化硅酸镁 (M-S-H)、水化铝酸镁 (M-A-H)、钙矾石 (Aft)、水化氯铝酸钙 ( $\text{C}_3\text{A} \cdot \text{CaCl}_2 \cdot 12\text{H}_2\text{O}$ ) 等

化合物。水化产物的  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 、 $\text{C-S-H}$ 、 $\text{C-A-S-H}$  的衍射峰高度随着水泥土深度的增加而增强, 而侵蚀层的水化产物相对较少, 这说明侵蚀性离子对水化产物具有分解作用, 并生成水化硅酸镁 ( $\text{M-S-H}$ )、水化铝酸镁 ( $\text{M-A-H}$ ) 等胶凝性较差的产物, 导致水泥土的强度降低; 而  $\text{M-S-H}$ 、 $\text{M-A-H}$  等物质随着深度的增加表现出减小的趋势。可见, 在海水环境下水泥土会发生由浅入深的侵蚀破坏。

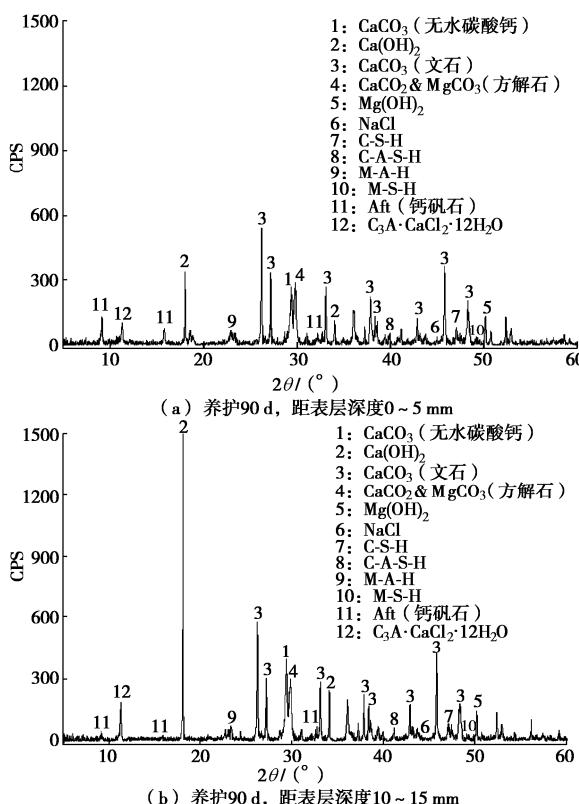


图 5 钙质砂水泥土试样的 X 射线衍射图

Fig. 5 X-ray diffractions of calcareous sand-cemented soil samples

### 3 结 论

(1) 通过微型贯入试验可评价海水侵蚀环境下水泥土强度的分布规律, 贯入阻力随着贯入深度和水泥掺量的增大而增加, 而深层贯入阻力随养护时间呈现出线性增长趋势。

(2) 在海水环境中, 水泥土强度同时存在增长和侵蚀破坏两种作用, 侵蚀深度随养护时间的增长和水泥掺量的减小而增加, 而水泥掺量的增加能有效地抑制海水侵蚀性离子引起水泥土侵蚀破坏深度的发展。

(3) 钙质砂水泥土未侵蚀层的微观结构中存在较多的纤维状水化产物, 结构致密, 砂颗粒间的整体联结性较强; 而侵蚀层的孔隙结构明显, 呈现出大量细长的针棒状钙矾石晶体。侵蚀层的 Ca 含量要明显低

于未侵蚀层, 说明海水环境下水泥土发生了 Ca 的溶出现象。

(4) 水泥土侵蚀层的水化产物的衍射峰强度相对较弱, 随着水泥土深度的增加, 水化产物的衍射峰强度呈现增强的趋势, 主要是由于海水中侵蚀性离子对水化产物具有分解或抑制作用, 生成  $\text{M-S-H}$ 、 $\text{M-A-H}$  等胶凝性较差的产物, 从而导致水泥土的强度降低。

### 参考文献:

- [1] COOP M R. The mechanics of uncemented carbonate sands[J]. Géotechnique, 1990, **40**(4): 607–626.
- [2] GHAZALI F M, SOTIROPOULOS E, MANSOUR O A. Large-diameter bored and grouted piles in marine sediments of the Red Sea[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1988, **25**(4): 826 – 831.
- [3] 房靖超, 陈涛, 何岩东, 等. 珊瑚砂层注浆的固化技术研究[J]. 海南大学学报(自然科学版), 2016, **34**(3): 264 – 269. (FANG Jing-chao, CHEN Tao, HE Yan-dong, et al. Solidification technology of coral sand[J]. Natural Science Journal of Hainan University, 2016, **34**(3): 264 – 269. (in Chinese))
- [4] HARA H, HAYASHI S, SUETSUGU D, et al. Study on the property changes of lime-treated soil under sea water[J]. Doboku Gakkai Ronbunshuu C/JSCe Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2010, **66**(1): 21 – 30.
- [5] 刘泉声, 屈家旺, 柳志平, 等. 侵蚀影响下水泥土的力学性质试验研究[J]. 岩土力学, 2014, **35**(12): 3377 – 3384. (LIU Quan-sheng, QU Jia-wang, LIU Zhi-ping, et al. Experimental study of mechanical properties of cemented soil under corrosion influence[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **35**(12): 3377 – 3384. (in Chinese))
- [6] 杨俊杰, 孙涛, 张玥宸, 等. 腐蚀性场地形成的水泥土的劣化研究[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(1): 130 – 138. (YANG Jun-jie, SUN Tao, ZHANG Yue-chen, et al. Deterioration of soil cement stabilized in corrosive site[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(1): 130 – 138. (in Chinese))
- [7] 闫楠. 滨海相软土地形成的水泥土强度衰减过程研究[D]. 青岛: 中国海洋大学, 2015. (YAN Nan. Research on Strength Deterioration Process of Cement Soil in Site of Marine Soft Soil[D]. Qingdao: Ocean University of China, 2015. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE2020S1014

# 水平受荷桩桩身响应的线性方程解及应用分析

李 焰, 吴曙光\*, 张四平, 高倩德, 黄 磊

(重庆大学土木工程学院, 重庆 400045)

**摘要:** 根据 Winkler 地基梁理论, 将地基系数沿着深度方向的任意函数以积分中值定理为原则进行微段常数化, 引入四阶微分方程的张氏解析解, 通过结点内力与位移连续的条件对全桩全结点构建线性方程组, 避免矩阵多次传递即可一次性解得所有结点的内力与位移, 相比幂级数法与有限元法更加简单, 将此过程用 matlab 编制程序进行实现, 通过两个算例验证了线性方程解法在单层地基与多层地基情况下水平受荷桩桩身响应计算的正确性。最后分别在算例基础上更改多组参数, 表明在桩顶水平荷载的作用下, 桩身弯矩最大值、弯矩零点值与位移零点值出现的位置分别受桩顶附近土层抗力、桩中部土层的抗力与整个桩周土层抗力大小控制, 且对于同一种情况下的桩身水平响应而言, 其弯矩零点所出现的位置将比位移零点所出现的位置滞后 (2~3) d。

**关键词:** 水平受荷桩; Winkler 地基梁;  $m$  法; 矩阵传递法; 线性方程

**中图分类号:** TU473.1      **文献标识码:** A      **文章编号:** 1000-4548(2020)S1-0070-05

**作者简介:** 李 焰(1993—), 男, 硕士, 主要从事岩土工程方面的研究工作。E-mail: 906075057@qq.com。

## Linear equation solution of horizontally loaded piles and its application

LI Yang, WU Shu-guang, ZHANG Si-ping, GAO Qian-de, HUANG Lei

(College of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, China)

**Abstract:** According to the Winkler foundation beam theory, the foundation function is constantized by the integral median theorem, and a linear equation system is constructed for the entire pile and all nodes through the condition that the internal forces and displacements of the nodes are continuous. This process is implemented by matlab programming, and two examples are used to verify the correctness of the calculation of the response of the horizontally loaded pile body in the case of single-layer foundation and multi-layer foundation. In the calculation example, multiple sets of parameters are changed, which shows that the location of the maximum value of the bending moment of the pile body, the zero point value of the bending moment and the zero point value of displacement are affected by the resistance of the soil layer near the pile top and the soil layer in the middle of the pile under the horizontal load of the pile top. The resistance is controlled by the resistance of the entire soil layer around the pile, and for the horizontal response of the pile body under the same situation, the position where the bending moment zero appears will lag behind the position where the displacement zero appears by about (2~3)d.

**Key words:** pile foundation; Winkler foundation beam;  $m$  method; matrix transfer method; linear equation

## 0 引言

在建筑工程领域中, 对于水平荷载作用下桩基的受力分析, 常见有极限地基反力法、弹性地基反力法、复合地基反力法、弹性理论法和  $p-y$  曲线法等<sup>[1-2]</sup>。弹性地基反力法又包括地基系数常数法、 $k$  法、 $c$  法、 $m$  法以及吴恒立<sup>[3]</sup>的双参数法。张有龄给出了地基系数为常数时的桩身响应解析解, N.B.ypdh 与众多学者给出了桩身内力与变形的幂级数解, 更有采用<sup>[4]</sup>纽玛克法、有限差分法与有限元法来求解桩身内力与变形。

上述常用方法中对于多层地基情况的处理略显粗糙, 如目前建筑桩基<sup>[6]</sup>与公路桥涵桩基领域<sup>[7]</sup>最常采用各层地基按其地基系数以权重进行折算, 得到一个

地基系数的等效值。近年来, Pise<sup>[5]</sup>对双层地基水平受荷桩进行了数值求解, 赵明华等<sup>[8-10]</sup>对成层地基中桩的受力与试验做了大量工作, 并尝试用无网格法分析计算, 戴自航等<sup>[11]</sup>采用有限元与有限差分进行数值计算, 竺明星等<sup>[12]</sup>利用矩阵传递法依次求解多层地基中的桩身各点内力, 詹红志等<sup>[13]</sup>也采用类似矩阵传递方法对抗滑桩嵌固段多层岩层进行了计算。

本文不同于先前学者从桩身形函数利用幂级数角度出发, 引入张氏法的解析解函数形式, 利用节点内力变形连续条件, 建立全桩全节点统一矩阵线性方程,

收稿日期: 2020-06-04

\*通信作者 (E-mail: wushuguang@cqu.edu.cn)

引入边界条件后一次性求解所有节点的变位与内力, 并将该计算方法应用于多层地基桩基的水平响应计算。

## 1 线性方程解力学模型

### 1.1 力学模型建立

不同于竺明星等<sup>[12, 14]</sup>建立三参数地基系数模型并利用 Laplace 变换求解桩身响应的方法, 本文在理论推导过程中不特别假定地基系数的分布模式, 但考虑到设计人员使用上的便利性, 以单层地基  $m$  值与多层地基  $m$  值分别演示计算过程。

根据 Winkler 理论, 假定地基是服从胡克定律的弹性体, 且每层地基厚度为  $h_j$ , 如图 1 所示。

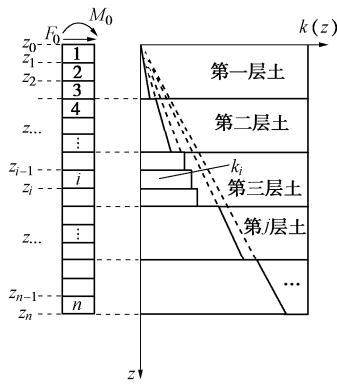


图 1 线性方程力学模型

Fig. 1 Linear equation mechanics model

将桩身沿深度方向分成  $n$  段, 桩单元依次编号为  $1, 2, \dots, n$ , 桩结点编号为  $0, 1, 2, \dots, n$ , 结点对应各自坐标值。记桩身水平位移为  $y(z)$ , 桩身转角为  $\varphi(z)$ , 桩身弯矩为  $M(z)$ , 桩身剪力为  $F(z)$ ,  $M_0, F_0$  表示桩顶作用的弯矩与水平力,  $M_{i,z_j}, F_{i,z_j}$  表示第  $i$  桩单元的  $z_j$  节点处的弯矩与剪力, 对于第  $i$  桩单元, 第  $i$  段内地基系数  $k_i$  以该段内的积分中值定理为原则, 即

$$k_i = \frac{\int_{z_{i-1}}^{z_i} k(z) dz}{z_i - z_{i-1}} \quad . \quad (1)$$

约定弯矩以桩左侧受拉为正, 剪力以使桩顺时针转动方向为正, 水平位移以坐标正向为正, 而截面转角以逆时针转动为正。

### 1.2 微分方程及解答

对于第  $i$  段, 满足如下微分方程:

$$EI \frac{d^4 y_i}{dz^4} + k_i b y_i = 0 \quad . \quad (2)$$

令  $A_i = \sqrt{\frac{k_i b}{4EI}}$ , 则可得到第  $i$  段  $z \in [z_i, z_{i-1}]$  的挠曲线方程  $y_i(z)$  解析解与挠曲线各阶导数:

$$y_i(z) = C_{i1} e^{-A_i z} \sin(A_i z) + C_{i2} e^{-A_i z} \cos(A_i z) +$$

$$C_{i3} e^{A_i z} \sin(A_i z) + C_{i4} e^{A_i z} \cos(A_i z) \quad . \quad (3)$$

将以上各函数表达式整理成矩阵形式, 如式(4):

$$\left. \begin{aligned} y_i &= [f_{i1}(z) \ f_{i2}(z) \ f_{i3}(z) \ f_{i4}(z)] \cdot \\ &\quad [C_{i1} \ C_{i2} \ C_{i3} \ C_{i4}]^T, \\ y^{(1)}_i &= [g_{i1}(z) \ g_{i2}(z) \ g_{i3}(z) \ g_{i4}(z)] \cdot \\ &\quad [C_{i1} \ C_{i2} \ C_{i3} \ C_{i4}]^T, \\ y^{(2)}_i &= [p_{i1}(z) \ p_{i2}(z) \ p_{i3}(z) \ p_{i4}(z)] \cdot \\ &\quad [C_{i1} \ C_{i2} \ C_{i3} \ C_{i4}]^T, \\ y^{(3)}_i &= [q_{i1}(z) \ q_{i2}(z) \ q_{i3}(z) \ q_{i4}(z)] \cdot \\ &\quad [C_{i1} \ C_{i2} \ C_{i3} \ C_{i4}]^T. \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

令各系数矩阵表达式如下:

$$\left. \begin{aligned} [P^*_{i, z_{i-1}}] &= [EI p_{i1, z_{i-1}} \ EI p_{i2, z_{i-1}} \ EI p_{i3, z_{i-1}} \ EI p_{i4, z_{i-1}}], \\ [Q^*_{i, z_{i-1}}] &= [EI q_{i1, z_{i-1}} \ EI q_{i2, z_{i-1}} \ EI q_{i3, z_{i-1}} \ EI q_{i4, z_{i-1}}], \\ [f^*_{i, z_{i-1}}] &= [f_{i1, z_{i-1}} \ f_{i2, z_{i-1}} \ f_{i3, z_{i-1}} \ f_{i4, z_{i-1}}], \\ [g^*_{i, z_{i-1}}] &= [g_{i1, z_{i-1}} \ g_{i2, z_{i-1}} \ g_{i3, z_{i-1}} \ g_{i4, z_{i-1}}]. \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

则桩身  $n$  段各个节点处的弯矩、剪力、挠度与转角记成:  $[B] = [V^*] \cdot [C^*]$ , 其中

$$[B] = \begin{bmatrix} M_{1,0} & \dots & M_{n,n-1} \\ M_{1,1} & \dots & M_{n,n} \\ F_{1,0} & \dots & F_{n,n-1} \\ F_{1,1} & \dots & F_{n,n} \\ y_{1,0} & \dots & y_{n,n-1} \\ y_{1,1} & \dots & y_{n,n} \\ \varphi_{1,0} & \dots & \varphi_{n,n-1} \\ \varphi_{1,1} & \dots & \varphi_{n,n} \end{bmatrix}, \quad (6)$$

$$[V^*] = \begin{bmatrix} [P^*_{1, z_0}] & \dots & [P^*_{n, z_{n-1}}] \\ [P^*_{1, z_1}] & \dots & [P^*_{n, z_n}] \\ [Q^*_{1, z_0}] & \dots & [Q^*_{n, z_{n-1}}] \\ [Q^*_{1, z_1}] & \dots & [Q^*_{n, z_n}] \\ [f^*_{1, z_0}] & \dots & [f^*_{n, z_{n-1}}] \\ [f^*_{1, z_1}] & \dots & [f^*_{n, z_n}] \\ [g^*_{1, z_0}] & \dots & [g^*_{n, z_{n-1}}] \\ [g^*_{1, z_1}] & \dots & [g^*_{n, z_n}] \end{bmatrix}, \quad (7)$$

$$[C^*] = \begin{bmatrix} [C_{1,j}] & [0] & \dots & [0] \\ [0] & [C_{2,j}] & \dots & [0] \\ [0] & [0] & \dots & [0] \\ [0] & [0] & \dots & [C_{n,j}] \end{bmatrix}_{j=1,2,3,4}. \quad (8)$$

### 1.3 全桩线性方程组的构建与解答

保证桩身每一结点处内力与位移是连续的, 以此思路建立桩身全结点的线性方程组如下:

$$\left. \begin{array}{l} M_{i, z_i} = M_{i+1, z_i}, \\ F_{i, z_i} = F_{i+1, z_i}, \\ y_{i, z_i} = y_{i+1, z_i}, \\ \varphi_{i, z_i} = \varphi_{i+1, z_i} \end{array} \right\} \quad (9)$$

最终记成如下矩阵形式:  $[\xi^*] \cdot [C] = [H]$ , 其中

$$[C] = \begin{bmatrix} [C_{1,j}] \\ [C_{2,j}] \\ [C_{3,j}] \\ \dots \\ [C_{n-1,j}] \\ [C_{n,j}] \end{bmatrix}_{j=1,2,3,4}, \quad [H] = \begin{bmatrix} M_0 \\ F_0 \\ 0 \\ \dots \\ 0 \\ H_{n-1,z_n} \\ H_{n,z_n} \end{bmatrix}, \quad (10)$$

$$[\xi^*] = \begin{bmatrix} [P^*_{1, z_0}] & [0] & [0] \\ [Q^*_{1, z_0}] & [0] & [0] \\ [P^*_{1, z_1}] & -[P^*_{2, z_1}] & [0] \\ [Q^*_{1, z_1}] & -[Q^*_{2, z_1}] & [0] \\ [f^*_{1, z_1}] & -[f^*_{2, z_1}] & [0] \\ [g^*_{1, z_1}] & -[g^*_{2, z_1}] & [0] \\ [0] & \dots & \dots \\ [0] & [0] & [\xi^*_{4n-1,n}] \\ [0] & [0] & [\xi^*_{4n,n}] \end{bmatrix}. \quad (11)$$

上式矩阵运算表示了全桩全结点内力与位移值需要满足该线性方程组, 引入桩顶与桩端的边界条件后, 等式右侧矩阵也为常数阵, 这样可通过 Gauss 消元等多种方法求解线性方程组, 解得桩身每一段的四组参数  $C_{11}$ ,  $C_{12}$ ,  $C_{13}$ ,  $C_{14}$ , 再将系数  $C$  矩阵回代式(8)即可。

## 2 基于 $m$ 法的设计计算与结果验证

### 2.1 单层地基算例验证

某建筑物<sup>[2]</sup>采用桩基基础, 直径  $d=1.5$  m, 埋入并支持在非岩石类土中, 入土深度  $h=15$  m, 桩头在地面处自由, 作用有水平荷载  $H_0=60$  kN 和  $M_0=700$  kN·m, C25 级混凝土的弹性模量  $E_c=2.8 \times 10^4$  MPa=  $2.8 \times 10^7$  kN/m<sup>2</sup>, 地基的反力系数的比例系数  $m=9400$  kN/m<sup>4</sup>, 土的内摩擦角  $\varphi=22^\circ$ , 黏聚力  $c=15$  kN/m<sup>2</sup>, 重度  $\gamma=20$  kN/m<sup>3</sup>。

$$b = K_\varphi K_0 d = 0.9(1.5+1) = 2.25 \text{ m},$$

$$EI = \frac{0.85 \times 2.8 \times 10^7 \times \pi \times 1.5^4}{64} = 59.3 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m}^2.$$

分别将  $n$  取 5, 10, 15, 20 进行了桩身内力与位移计算, 本文法计算结果与传统  $m$  法计算的桩身弯矩绘制成曲线图, 如图 2 所示。按规范法计算桩身最大弯矩为 766.9 kN·m, 将桩等分 20 段后桩身弯矩最大值为 762.8 kN·m, 相比规范法误差 0.53%。从上图 2 看出, 桩身弯矩随深度增加总体呈现先上升后下降的过程, 弯矩极值出现在距离桩顶(1~3) $d$  范围之间 ( $d$  为桩身直径), 弯矩零点位于距离桩顶 6 $d$  位置左右。

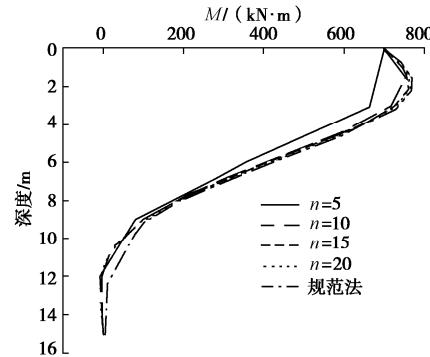


图 2 不同分段数桩身弯矩

Fig. 2 Moments of pile body with different numbers of sections

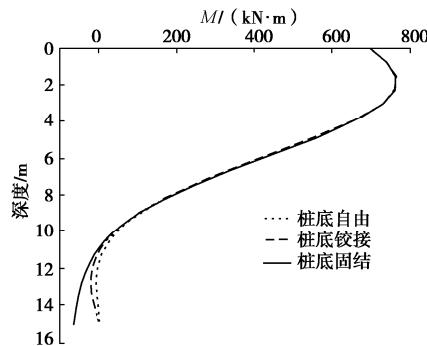


图 3 不同桩端约束的桩身弯矩

Fig. 3 Moments of pile body restrained by different pile ends

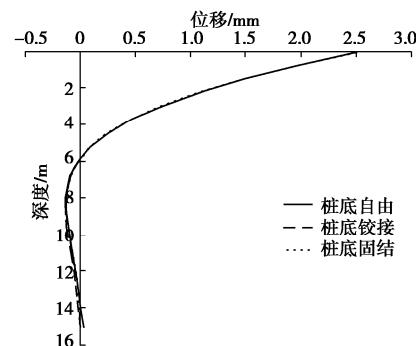


图 4 不同桩端约束的桩身位移

Fig. 4 Displacements of pile body with different pile end constraints

图 3, 4 中看出 3 种端部约束下的弯矩、位移曲线重合度较高, 仅在桩端附近处弯矩曲线出现了分叉发展的趋势。位移零点出现在距离桩顶  $4d$  位置处, 相比桩身弯矩的  $6d$  变化范围缩小了 33.3%。本算例所得的桩身弯矩极值、弯矩与位移零点所在的桩身位置符合目前国内外学者的研究结果, 如赵明华等<sup>[15-16]</sup>曾建议桩影响范围取  $3\sim 5d$ , 冯忠居等<sup>[17]</sup>建议取  $(2\sim 8)d$  等。

## 2.2 多层地基算例验证

某圆形<sup>[12, 18]</sup>截面灌注桩<sup>[10]</sup>桩径  $d=1.0\text{ m}$ , 地面处桩顶剪力  $Q=150\text{ kN}$ , 弯矩  $M=0$ , 桩的弹性模量  $E=2.1675\times 10\text{ kN/m}^2$ 。桩侧有两层地基土体: 第一层为流塑状回填土, 层厚为  $2.0\text{ m}$ , 相应的地基反力系数  $m$  为  $3000\text{ kN/m}^4$ ; 第二层为硬塑状黏性土, 桩身在该层土体中的长度为  $10.0\text{ m}$ , 相应的地基反力系数为  $20000\text{ kN/m}^4$ 。

表 1 为不同计算方法的计算结果, 从中可知本文线性方程解与精确解之间的桩顶位移误差为 2.3%, 最大弯矩误差为 0.285%。

表 1 不同计算方法结果对比

Table 1 Results of different calculation methods

计算方法	桩顶位移 /mm	最大弯矩 /(kN·m)	最大弯矩位 置/m
精确解 <sup>[18]</sup>	4.3735	336.81	3
规范解 <sup>[6]</sup>	3.0156	238.95	3
挠度加权换算 <sup>[9]</sup>	4.2093	343.83	3
有限差分法 <sup>[11]</sup>	4.2989	337.60	3
杆系有限元法 <sup>[11]</sup>	4.2520	336.07	3
矩阵传递法 <sup>[12]</sup>	4.2990	337.60	3
本文法	4.2703	335.85	3

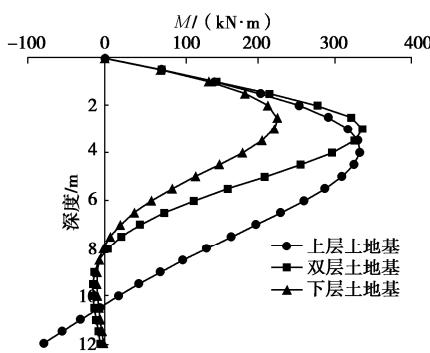


图 5 不同地层情况桩身弯矩

Fig. 5 Moments of pile body in different strata

笔者在本算例基础上, 改变地层情况再次进行桩身弯矩与位移计算, 分别将地层视为全为上层土的单一地层与全为下层土的单一地层(简称“上层土地基”与“下层土地基”), 将计算结果分别绘制成曲线图 5,

6 以对比分析。由图 5 可以看出, 桩身弯矩极值出现在距离桩顶  $(1\sim 5)d$  之间, 本例中双层地基情况与“下层土地基”情况都在  $8d$  位置处达到了弯矩零点; “下层土地基”与“两层土地基”均在深度  $5d$  处为位移零点。

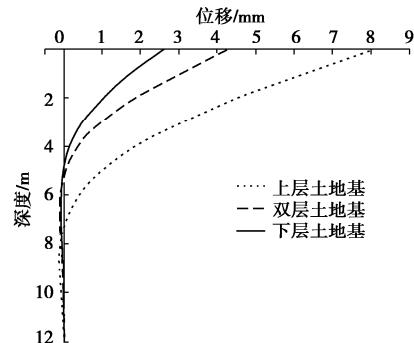


图 6 不同地层情况桩身位移

Fig. 6 Pile displacements in different strata

## 3 结 论

假设地基为弹性材料, 分段建立梁挠曲线微分方程, 通过结点内力与位移的连续条件一次性建立桩身全结点的线性方程组, 求解得到各点内力与位移。以两个算例验证了线性方程解法在单层地基与多层地基中桩身响应计算的正确性, 并对桩底不同边界条件、桩身周围不同地层进行了计算与讨论, 得出如下结论:

(1) 在桩顶水平荷载的作用下, 桩身弯矩最大值出现在距离桩顶  $(1\sim 5)d$  范围内, 桩顶附近土层抗力越差, 最大弯矩所出现的位置将越深。

(2) 在距离桩顶  $(6\sim 8)d$  位置附近将出现弯矩函数零点, 且下降段所处区间受桩中部土层的抗力大小控制。

(3) 桩身位移最大值出现在桩顶, 距桩顶  $5d$  位置处出现位移零点。桩端不同的边界条件对桩身的位移影响较小, 而桩周土层的抗力大小对桩身的位移起到控制作用。

(4) 同一种情况下的桩身水平响应, 其弯矩零点所出现的位置将比位移零点所出现的位置滞后  $(2\sim 3)d$ 。

## 参考文献:

- [1] ROWE R K. Pile foundation analysis and design: Book review[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1981, **18**(3): 472-473.
- [2] 龚晓南. 桩基工程手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016. (GONG Xiao-nan, Handbook of Pile Foundation of Engineering[M]. Beijing: China Architecture and Building

- Press, 2016. (in Chinese))
- [3] 吴恒立. 计算弹性地基中推力桩的双参数法(推力桩计算理论研究报告之一)[J]. 重庆交通大学学报(自然科学版, 1983(1): 11 - 24. (WU Heng-li. Double-parameter method used in calculating the laterally loaded pile in the elastic foundation[J]. Journal of Chongqing Jiaotong University, 1983(1): 11 - 24.(in Chinese)))
- [4] 竹下淳. 横向重な受けの有限長ケイの数值解法[J]. 土木技术, 1966, 24(5): 32 - 46. (TAKESHITA Jun. Numerical solution of finite-length piles under lateral and vertical loads[J]. Civil Engineering Technology, 1966, 24(5): 32 - 46. (in Japanese))
- [5] PISE P J. Laterally loaded piles in a two-layer soil system[J]. J Geotech Engng Div, ASCE, 1982, 108: 1177 - 1181.
- [6] 中国建筑科学研究院. 建筑桩基技术规范: JGJ 94—2008[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008. (China Academy of Building Sciences. Technical Code for Building Pile Foundation : JGJ 94 — 2008[S]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2008. (in Chinese))
- [7] 公路桥涵地基与基础设计规范: JTGD63—2007 [S]. 北京: 人民交通出版社, 2007. (Code for Design of Ground Base and Foundation of Highway Bridges and Culverts: JTGD63—2007[S]. Beijing: China Communications Press, 2007. (in Chinese))
- [8] 赵明华. 多层地基及横向荷载下桩的分析[J]. 中南公路工程, 1986(4): 54 - 60. (ZHAO Ming-hua. Analysis of pile under multi-layer foundation and transverse load[J]. Central South Highway Engineering, 1986(4): 54 - 60. (in Chinese))
- [9] 赵明华, 王贻荪, 肖鹤松. 多层地基横向受荷桩的分析[J]. 建筑结构, 1994(2): 6 - 10. (ZHAO Ming-hua, WANG Yi-sun, XIAO Sun-he. Analysis of laterally loaded pile in multi-layer foundation[J]. Building Structure, 1994(2): 6 - 10. (in Chinese))
- [10] 彭文祥, 赵明华. 成层地基中倾斜荷载作用下桩的受力研究[J]. 中南公路工程, 1999(1): 27 - 30. (PENG Wen-xiang, ZHAO Ming-hua. Study on the force of pile under inclined load in layered foundation[J]. Central South Highway Engineering, 1999(1): 27 - 30.(in Chinese))
- [11] 戴自航, 陈林靖. 多层地基中水平荷载桩计算  $m$  法的两种数值解 [J]. 岩土工程学报, 2007, 29(5): 690 - 696. (DAI Zi-hang, CHEN Lin-qing. Two numerical solutions of laterally loaded piles installed in multi-layered soils by  $m$  method[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, 29(5): 690 - 696. (in Chinese))
- [12] 竺明星, 龚维明, 何小元. 成层地基土中水平受荷桩身响应的矩阵传递解[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(增刊 2): 46 - 50. (ZHU Ming-xing, GONG Wei-ming, HE Xiao-yuan. Transfer matrix solutions for responses of laterally loaded piles in multilayered soil deposits[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, 37(S2): 46 - 50. (in Chinese))
- [13] 詹红志, 王亮清, 王昌硕, 等. 考虑滑床不同地基系数的抗滑桩受力特征研究[J]. 岩土力学, 2014, 35(增刊 2): 250 - 256. (ZHAN Hong-zhi, WANG Liang-qing, WANG Chang-shuo, et al. Study of mechanical characters of anti-sliding piles considering different foundation coefficients of sliding bed[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, 35(S2): 250 - 256. (in Chinese))
- [14] 竺明星, 龚维明, 何小元, 等. 纵横向受荷基桩变形内力的矩阵传递解[J]. 岩土力学, 2014, 35(11): 3281 - 3288. (ZHU Ming-xing, GONG Wei-ming, HE Xiao-yuan, et al. Matrix transfer solutions to deformation and internal forces of piles under combined vertical and lateral loads[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, 35(11): 3281 - 3288. (in Chinese))
- [15] 赵明华, 邹新军, 罗松南, 等. 横向受荷桩桩侧土体位移应力分布弹性解[J]. 岩土工程学报, 2004, 26(6): 767 - 771. (ZHAO Ming-hua, ZHOU Xin-jun, LUO Song-nan, et al. Elastic analytic solution to the displacement and stress distribution in the soil around laterally loaded piles[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, 26(6): 767 - 771. (in Chinese))
- [16] 杨明辉. 岩质陡坡桥梁桩基承载机理及其分析方法研究[D]. 长沙: 湖南大学, 2006. (YANG Ming-hui. Study on bearing mechanism and analysis method of pile foundation of rock steep slope bridge[D]. Changsha: Hunan University, 2006. (in Chinese))
- [17] 冯忠居, 赵明华. 特殊地区基础工程[M]. 北京: 人民交通出版社, 2008. (FENG Zhong-ju, ZHAO Ming-hua. Basic Engineering in Special Area[M]. Beijing: China Communications Press, 2008. (in Chinese))
- [18] 赵明华. 桥梁桩基计算与检测[M]. 北京: 人民交通出版社, 2000. (ZHAO Ming-hua. Calculation and Test of Bridge Pile Foundation[M]. Beijing: China Communications Press, 2000. (in Chinese))

(编校: 明经平)

DOI: 10.11779/CJGE2020S1015

# 筑坝堆石料力学特性试验等效密度确定方法研究

卢一为, 程展林, 潘家军, 江泊洧, 徐晗

(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:** 由于室内试验设备尺寸的限制, 对筑坝堆石料开展室内试验研究时必须进行缩尺, 而堆石料的力学特性具有明显的缩尺效应, 因此如何通过缩尺后的试验结果反映原型级配堆石料的力学特性始终是工程界重点关注的问题之一。为研究此问题, 开展了一系列堆石料室内大型旁压模型试验和大型三轴试验, 提出了一种堆石料室内力学特性试验等效密度确定方法, 即通过室内旁压模型试验得到堆石料旁压模量与密度的关系, 然后与现场原型级配堆石料的旁压模量进行对比确定室内力学特性试验的等效密度。试验结果表明: 堆石料的旁压模量随密度的增大而增大; 当密度一定时, 不同级配的堆石料对应不同的旁压模量; 当旁压模量相等时, 不同级配堆石料的力学性质是相近的, 说明将旁压模量作为控制指标确定筑坝堆石料室内力学特性试验等效密度的方法是有效可行的。研究成果对解决堆石料的缩尺效应问题以及准确评估大坝安全问题提供了有力支撑。

**关键词:** 筑坝堆石料; 力学特性; 缩尺效应; 旁压试验; 等效密度

中图分类号: TV641 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)S1-0075-05

作者简介: 卢一为(1990—), 男, 博士, 工程师, 主要从事粗粒土的工程特性与软基加固等研究工作。E-mail: luyiwei@163.com。

## Equivalent density determination method for dam rockfill materials in mechanical tests

LU Yi-wei, CHENG Zhan-lin, PAN Jia-jun, JIANG Ji-wei, XU Han

(Key Laboratory of Geotechnical Mechanics and Engineering of the Ministry of Water Resources, Changjiang River Scientific Research Institute, Wuhan 430010, China)

**Abstract:** Given the size limitation of laboratory test equipment, it is necessary to scale the rockfill in laboratory tests. The mechanical properties of rockfill have scale effect obviously, and how to obtain the mechanical properties of rockfill accurately through scaled tests is one of the key concerns in the engineering field. A series of large-scale pressuremeter tests and triaxial tests are conducted, and a method to obtain the equivalent density of rockfill in laboratory tests is proposed. The relationship between pressuremeter modulus and density can be established through the pressuremeter tests, then the equivalent density can be obtained by comparing the pressuremeter modulus in laboratory with that in field. The test results reveal that the pressuremeter modulus of rockfill increases with the density, and the pressuremeter modulus of rockfill varies with different gradations when the density is the same. The mechanical properties of rockfill with different gradations and densities are similar when the pressuremeter modulus is equal, which indicates that the proposed method is effective and feasible. The research results provide strong support for solving the scale effect problems of rockfill and accurate assessment of dam safety.

**Key words:** dam rockfill material; mechanical property; scale effect; pressuremeter test; equivalent density

## 0 引言

随着水资源开发进程的深入推進, 我国高土石坝逐渐向200 m以上的特高土石坝方向发展。与200 m以下高土石坝相比, 特高土石坝的变形控制难度更大, 现有理论、方法、标准和技术水平无法完全满足新形势下特高土石坝建设和长期安全保障<sup>[1]</sup>。

准确了解筑坝堆石料的力学性质是保障高土石坝的设计安全和运营安全的前提条件。在实际土石坝填

筑中采用的堆石料最大粒径可达到1000 mm<sup>[2]</sup>。与室内试验允许的最大粒径60 mm相差甚远, 直接对现场原型级配堆石料开展力学试验较为困难。目前采用的常规方法是对原型级配堆石料进行缩尺, 从而通过缩

基金项目: 国家自然科学基金青年基金项目(52008032); 国家自然科学基金-雅砻江联合基金重点项目(U1765203); 长江科学院中央级公益性科研院所基本科研业务费项目(CKSF2019394/GC)

收稿日期: 2020-06-04

尺后堆石料的室内试验结果推求现场原型级配堆石料的力学性质。《土工试验方法标准》(GB/T50123—2019)<sup>[3]</sup>中给出了4种粗粒料室内试验缩尺方法,但是这4种缩尺方法都无法完全避免缩尺效应的影响。众多学者通过研究发现,堆石料的力学特性与颗粒尺寸密切相关<sup>[4]</sup>。李翀等<sup>[5]</sup>通过开展等 $\sigma_3$ 应力路径试验发现,对于相同级配试样,破坏主应力差、内摩擦角和初始切线模量随试样直径 $D$ 的减小而增大,当试样直径相同时,破坏主应力差和内摩擦角随最大粒径 $d_{\max}$ 的增大而增大;花俊杰等<sup>[6]</sup>通过蠕变试验发现,大尺寸试样的最终蠕变量明显大于小尺寸试样,而尺寸效应对蠕变速率因子 $\lambda$ 的影响并无明显规律;邵晓泉等<sup>[7]</sup>发现在相同围压下,原型级配料试样的单颗粒强度低于缩尺级配料试样,颗粒破碎更严重,进而导致其偏应力增长缓慢,抗剪强度 $K$ 值显著降低;Varadarajan等<sup>[8]</sup>通过三轴排水试验发现圆形颗粒砂砾石的材料参数随颗粒大小的变化规律与棱角形颗粒堆石料的材料参数随颗粒大小的变化规律是相反的。

针对筑坝堆石料室内力学特性试验的缩尺效应问题<sup>[9]</sup>,本文提出了一种基于旁压试验的堆石料力学特性试验等效密度确定方法,即以旁压模量为控制指标,通过对比室内旁压模型试验和现场旁压试验结果确定室内试验的等效密度,最后通过开展三轴试验获得能反映现场原型级配堆石料力学特性的关键参数。研究成果有助于得到准确的现场原型级配堆石料的力学参数,提升高土石坝应力变形预测的精度,为我国特高土心墙堆石坝建设提供重要技术支持。

## 1 堆石料大型旁压模型试验

### 1.1 试验设备

本次室内大型旁压模型试验所采用的加压和稳压装置为梅纳 G-AM(BX)型旁压仪,模型试验箱由60 mm厚的钢板制成,平面尺寸为0.86 m×0.84 m,高度为1.05 m。箱体上方对称布置4个50 t千斤顶组成自反力系统以提供上覆压力,加压盖四角对称布置位移传感器以测量试样的沉降量,旁压仪和模型试验箱如图1所示。



图1 旁压仪和模型试验箱

Fig. 1 Pressuremeter test gauge and model chamber

### 1.2 试验堆石料

试验材料取自两河口水电站心墙堆石坝上游堆石料,其原型设计级配最大粒径达到400~600 mm,超过室内试验的最大控制粒径,依据规范<sup>[3]</sup>中的方法对其进行缩尺,为了比较不同级配堆石料旁压模量与密度的关系,本次试验采用以下两种方法进行缩尺:

(1) 试验级配一:采用混合法进行缩尺,即先用相似级配法进行缩尺(相似比尺 $n=4$ ),使小于5 mm粒径的堆石料质量不高于总质量的30%,再采用等量替代法对超粒径部分进行缩尺。

(2) 试验级配二:先用相似级配法进行缩尺(相似比尺 $n=4$ ),再将级配曲线的最大粒径减小至60 mm。

缩尺后两组试验级配堆石料的最大粒径均为60 mm,但每个粒组区间的含量不同,堆石料缩尺前后的级配曲线如图2所示。

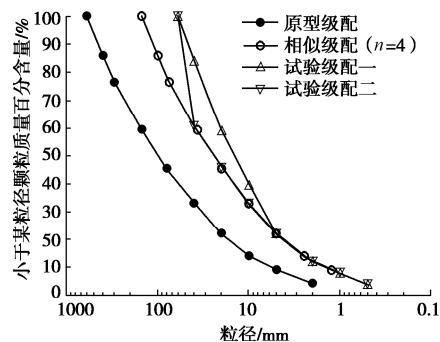


图2 堆石料试验级配曲线

Fig. 2 Grain-size distribution curves of rockfill materials

综合考虑以往工程经验和室内试验设备尺寸,选定本次旁压模型试验的初始试验密度分别为1.95, 2.05, 2.10, 2.15 g/cm<sup>3</sup>。试验开始前对试样施加1000 kPa的上覆压力,待位移传感器读数稳定后读取稳压过程中试样的沉降值,再根据沉降值估算实际试验密度。

## 2 旁压试验结果分析

旁压模型试验开始前需要对弹性膜约束力进行标定以保障试验正常进行。试验中加载等级按照预计临塑压力的1/5~1/7来确定,每级压力下分别在30 s和60 s时刻记录量管的水位下降值以得到测量腔的体积变化。旁压试验得到的级配一堆石料和级配二堆石料在不同密度下压力和体变的关系曲线分别如图3和图4所示。

图5(a), (b)分别为级配一堆石料和级配二堆石料的旁压模量和试验密度的关系曲线,其中试验密度为试样在上覆压力的作用下沉降稳定后的密度,即

正式开始旁压试验前的实际密度。从图 5 可以看出, 不同级配堆石料的旁压模量均随试验密度的增大而增大。在试验密度较小时, 旁压模量的变化曲线较为平缓, 随着试验密度逐渐增大, 堆石料内部颗粒填充逐渐紧密, 旁压模量对密度的变化更为敏感。当密度一定时, 不同级配堆石料对应不同的旁压模量, 说明了堆石料的力学特性与物理特性相关且具有唯一性。

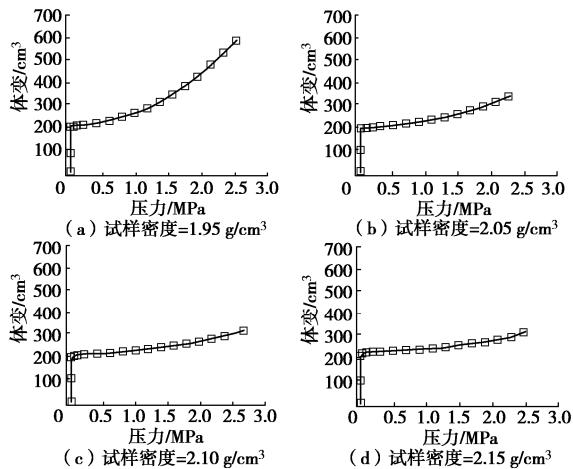


图 3 级配一堆石料在不同密度下的旁压试验曲线

Fig. 3 Pressuremeter test curves of rockfill No. 1 with different densities

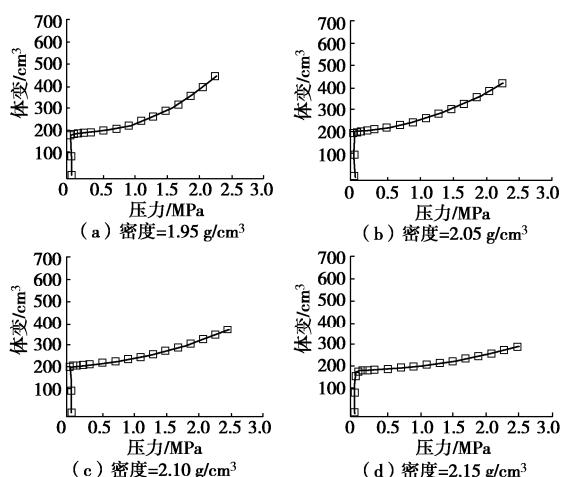


图 4 级配二堆石料在不同密度下的旁压试验曲线

Fig. 4 Pressuremeter test curves of rockfill No. 2 with different densities

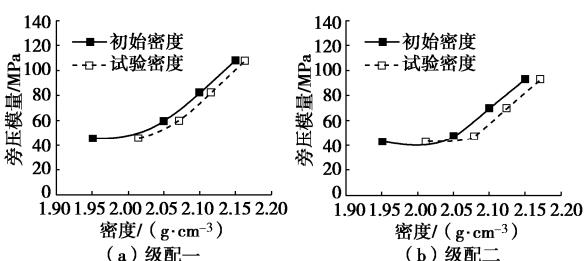


图 5 旁压模量和试验密度的关系曲线

Fig. 5 Relationship between pressuremeter modulus and density

### 3 三轴试验结果分析

采用长江科学院 YLSZ30-3 型高压三轴仪对两种级配的堆石料开展三轴试验研究, 该设备可采用应力和应变两种控制方式, 试样直径为 300 mm, 高度为 600 mm, 可施加最大围压为 3.0 MPa, 最大竖向应力为 21 MPa。大型三轴试验的试验级配与旁压模型试验保持一致, 试验密度根据旁压模量与试验密度的关系曲线来确定。如图 6 所示, 为了验证试验结果的合理性, 分别取旁压模量为 75 MPa 和 90 MPa 时对应的试验密度进行三轴试验。

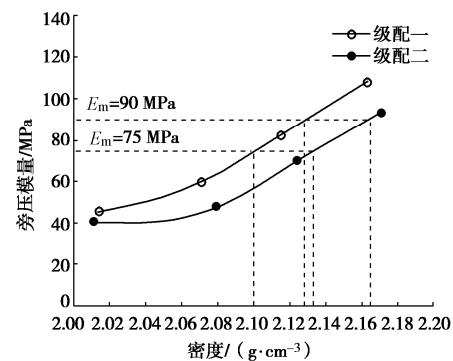


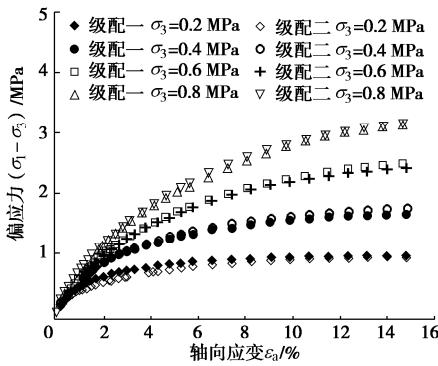
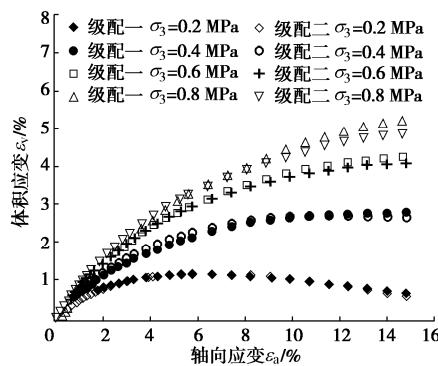
图 6 不同旁压模量对应的试验密度

Fig. 6 Densities corresponding to different pressuremeter moduli

三轴试验的试样经人工制备后充水进行饱和, 饱和完成后对试样施加固压进行固结, 待固结完成后开展固结排水剪切试验。本次三轴试验的围压分别为 0.2, 0.4, 0.6, 0.8 MPa, 剪切速率为 0.5 mm/min。试验过程中记录轴向荷载、轴向位移、排水量等数据, 试样剪切至轴向应变的 15% 时停止试验, 所有试验过程均严格依照规范执行。

#### 3.1 旁压模量为 75 MPa 的三轴试验结果分析

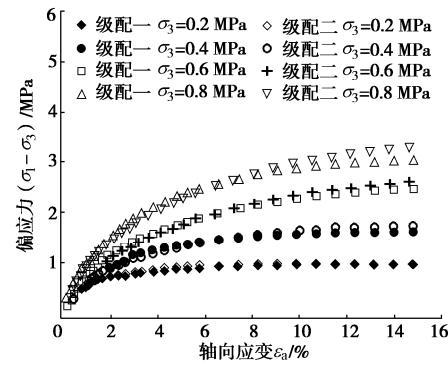
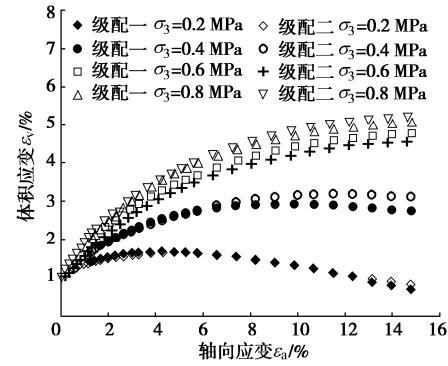
当旁压模量为 75 MPa 时, 级配一堆石料和级配二堆石料对应的试验密度分别为 2.100 g/cm<sup>3</sup> 和 2.133 g/cm<sup>3</sup>, 图 7 所示为三轴试验得到的偏应力与轴向应变关系曲线。从图 7 可以看出, 两组级配和密度组合堆石料的偏应力与轴向应变关系曲线十分相似, 偏应力均随轴向应变的增加而增大, 最终趋于恒定值。说明达到一定的应力水平后, 试样已经破坏, 偏应力将不再随轴向应变的变化而变化。偏应力与轴向应变的关系受围压的影响较大, 当轴向应变一定时, 围压越大, 偏应力越大。图 8 所示为三轴试验得到的体积应变关系曲线, 可以看出, 堆石料的体积变化随围压的增大而增大, 在高围压下表现出明显的剪缩特性, 在低围压下表现出明显的剪胀特性, 两组堆石料的体积应变关系曲线变化规律基本一致。

图 7 偏应力 - 轴向应变关系曲线( $E_a=75$  MPa)Fig. 7 Relationship between deviatoric stress and axial strain ( $E_a=75$  MPa)图 8 体应变 - 轴向应变关系曲线( $E_a=75$  MPa)Fig. 8 Relationship between volumetric strain and axial strain ( $E_a=75$  MPa)

总体来说，不同级配和密度组合的堆石料，在旁压模量相等时，其偏应力与轴向应变关系曲线及体变关系曲线具有较好的一致性，说明不同级配堆石料在旁压模量相等时，其力学性质是相近的。

### 3.2 旁压模量为 90 MPa 的三轴试验结果分析

当旁压模量为 90 MPa 时，级配一堆石料和级配二堆石料对应的试验密度分别为  $2.128 \text{ g/cm}^3$  和  $2.165 \text{ g/cm}^3$ ，图 9 和图 10 分别为三轴试验得到的偏应力与轴向应变关系曲线和体积应变关系曲线。从图 9、10 可以看出，旁压模量为 90 MPa 时对应的两组堆石料的三轴试验结果与旁压模量为 75 MPa 时类似，即在旁压模量相等的情况下，不同级配和密度组合堆石料的偏应力与轴向应变关系曲线和体积应变与轴向应变关系曲线变化规律基本一致。总体上偏应力随轴向应变的增大而增大，最终趋于恒定值，堆石料的体积变化随围压的增大而增大，在高围压下表现出明显的剪缩特性，在低围压下表现出明显的剪胀特性。对于相同级配的堆石料，其旁压模量越大，试验密度越大，偏应力和体积应变对轴向应变的变化越敏感。以上结果同样验证了不同级配堆石料在旁压模量相等时，其力学性质是相近的。

图 9 偏应力 - 轴向应变关系曲线( $E_a=90$  MPa)Fig. 9 Relationship between deviatoric stress and axial strain ( $E_a=90$  MPa)图 10 体应变 - 轴向应变关系曲线( $E_a=90$  MPa)Fig. 10 Relationship between volumetric strain and axial strain ( $E_a=90$  MPa)

### 3.3 邓肯张模型参数

根据三轴试验结果整理得出了不同级配和密度组合堆石料的邓肯张模型参数，如表 1 所示。通过分析发现，对于旁压模量相等的不同级配和密度组合堆石料，通过三轴试验得出的邓肯张模型参数十分接近，充分说明了不同级配和密度组合堆石料的力学性质在旁压模量相等的情况下是相近的。

表 1 不同级配和密度组合堆石料的邓肯张模型参数

Table 1 Parameters for Duncan-Chang model of rockfill with different gradations and densities

模型参数	级配一 $2.100 \text{ g/cm}^3$	级配二 $2.133 \text{ g/cm}^3$	级配一 $2.128 \text{ g/cm}^3$	级配二 $2.165 \text{ g/cm}^3$
$c/\text{MPa}$	0.047	0.054	0.059	0.048
$\phi/^\circ$	40.5	40.3	39.7	41.3
$K$	642	547	991	818
$n$	0.13	0.22	0.13	0.10
$R_f$	0.83	0.83	0.89	0.86
$K_b$	229	180	467	457
$m$	0.08	0.13	0.08	0.07
$G$	0.32	0.37	0.44	0.47
$F$	0.19	0.30	0.34	0.38
$D$	3.93	4.72	4.15	3.98

## 4 结 论

基于大型旁压模型试验和大型三轴试验，针对筑

坝堆石料室内力学特性试验的试验密度进行了研究, 主要得出以下结论:

(1) 提出了一种堆石料室内力学特性试验等效密度确定方法, 即以旁压模量为控制指标, 通过室内旁压试验建立堆石料旁压模量与密度的关系曲线, 然后与现场原型级配料的旁压模量进行对比确定室内力学试验的等效密度, 最后通过三轴试验等获得能反映现场原型级配堆石料力学性的关键参数。

(2) 当级配和应力状态一定时, 堆石料的旁压模量随密度的增大而增大, 试验密度越大, 旁压模量对密度的变化越敏感, 密度相同时不同级配的堆石料对应不同的旁压模量, 说明堆石料的力学特性与物理特性相关且具有唯一性。

(3) 在材质、颗粒形态及应力状态相同的情况下, 当旁压模量相等时不同级配和密度组合堆石料的力学特性是相近的, 说明通过建立同源堆石料旁压模量与密度的关系曲线, 将旁压模量作为控制指标确定筑坝堆石料室内力学特性试验等效密度的方法是可行的。

## 参考文献:

- [1] 陈生水. 复杂条件下特高土石坝建设与长期安全保障关键技术研究进展[J]. 中国科学: 技术科学, 2018, **48**(10): 1040 - 1048. (CHEN Sheng-shui. Research progresses in key technologies for construction and long-term safety protection of extra high earth-rock dams under complicated conditions[J]. Scientia Sinica Technologica, 2018, **48**(10): 1040 - 1048. (in Chinese))
- [2] 郦能惠. 高混凝土面板堆石坝新技术[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2007. (LI Neng-hui. New Technology Of High Concrete Face Rockfill Dam[M]. Beijing: China Water & Power Press, 2007. (in Chinese))
- [3] 住房和城乡建设部. 土工试验方法标准: GB/T50123—2019[S]. 北京: 中国计划出版社, 2019. (Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the PRC. Standard for Geotechnical Testing Method: GB/T50123—2019[S]. Beijing: China Planning Press, 2019. (in Chinese))
- [4] 傅华, 韩华强, 凌华. 粗粒料级配缩尺方法对其室内试验结果的影响[J]. 岩土力学, 2012, **33**(9): 2645 - 2649. (FU Hua, HAN Hua-qiang, LING Hua. Effect of grading scale method on results of laboratory tests on rockfill materials[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, **33**(9): 2645 - 2649. (in Chinese))
- [5] 李翀, 何昌荣, 王琛, 等. 粗粒料大型三轴试验的尺寸效应研究[J]. 岩土力学, 2008, **29**(增刊 1): 567 - 570. (LI Chong, HE Chang-rong, WANG Chen, et al. Study of scale effect of large-scale triaxial test of coarse-grained materials[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, **29**(S1): 567 - 570. (in Chinese))
- [6] 花俊杰, 周伟, 常晓林, 等. 堆石体应力变形的尺寸效应研究[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))
- [7] 邵晓泉, 迟世春, 陶勇. 堆石料剪切强度与变形的尺寸效应模拟[J]. 岩土工程学报, 2018, **40**(10): 1766 - 1772. (SHAO Xiao-quan, CHI Shi-chun, TAO Yong. Numerical simulation of size effect on shear strength and deformation behavior of rockfill materials[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(10): 1766 - 1772. (in Chinese))
- [8] VARADARAJAN A, SHARMA K, VENKATACHALAM K, et al. Testing and modeling two rockfill materials[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2003, **129**(3): 206 - 218.
- [9] 翁厚洋, 朱俊高, 余挺, 等. 粗粒料缩尺效应研究现状与趋势[J]. 河海大学学报(自然科学版), 2009, **37**(4): 425 - 429. (WEN Hou-yang, ZHU Jun-gao, YU Ting, et al. Status and tendency of study on scale effects of coarse-grained materials[J]. Journal of HoHai University(Natural Sciences), 2009, **37**(4): 425 - 429. (in Chinese))

(编校: 明经平)

DOI: 10.11779/CJGE2020S1016

# 基于 Akima 插值理论的水平试桩数据处理方法研究

竺明星<sup>1,2</sup>, 尹倩<sup>\*1,2</sup>, 龚维明<sup>1,2</sup>, 戴国亮<sup>1,2</sup>, 卢红前<sup>3</sup>

(1. 东南大学混凝土及预应力混凝土教育部重点实验室, 江苏南京 211189; 2. 东南大学土木工程学院, 江苏南京 211189;

3. 中国能源建设集团江苏省电力设计院有限公司, 江苏南京 211102)

**摘要:** 在水平试桩数据处理过程中, 经常会遇到低阶多项式拟合精度差、高阶多项式拟合不收敛以及五点滑移法数据点非等间距等问题, 严重制约了试桩成果数据的进一步应用。针对上述难题, 以 Akima 非线性插值理论为基础, 对实测数据点进行分段拟合 Akima 非线性多项式, 并推导得出相应的积分与微分表达式, 进而建立基于 Akima 非线性插值理论的水平试桩数据处理方法。针对数据处理结果振荡问题, 采用滤波方式予以解决。最后, 通过柔性桩案例详细阐述了该数据处理方法的应用过程, 结果表明该方法所得结果与理论计算结果几乎一致, 验证了该数据处理方法的可靠性和实用性。该方法可为水平试桩数据处理难题提供新的解决途径。

**关键词:** 水平试桩; 多项式拟合; 五点滑移法; Akima 非线性插值

中图分类号: TU473.1 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)S1-0080-05

**作者简介:** 竺明星(1985—), 男, 副研究员, 博士(后), 主要从事深水基础承载性能研究工作。E-mail: zhumingxing@seu.edu.cn。

## Data processing method for laterally loaded trial piles based on Akima interpolation theory

ZHU Ming-xing<sup>1,2</sup>, YIN Qian<sup>1,2</sup>, GONG Wei-ming<sup>1,2</sup>, DAI Guo-liang<sup>1,2</sup>, LU Hong-qian<sup>3</sup>

(1. Key Laboratory of Concrete and Prestressed Concrete Structures of Ministry of Education, Nanjing 211189, China; 2. School of Civil Engineering, Southeast University, 211189, China; 3. China Energy Engineering Group Jiangsu Electric Power Design Institute Co., Ltd., Nanjing 211102, China)

**Abstract:** A series of problems, such as low-order polynomial fitting with lower accuracy, high-order polynomial fitting with no convergence, five-point smoothing method countering unequally spaced data and so on, may occur in the data processing for laterally loaded trial piles, which impedes the application of the test data. To overcome the difficulties as discussed above, firstly, this work obtains Akima nonlinear polynomials for the measured data by the piecewise polynomial fitting technology on the basis of Akima nonlinear interpolation theory. Moreover, integral and difference expressions for the corresponding nonlinear polynomials are derived to establish the data processing method for laterally loaded trial piles based on the Akima interpolation theory. For the results oscillating from the data processing, the filtering method will be employed to deal with this issue. Finally, one case study for flexible piles is performed to illustrate the application of the proposed data processing method. Comparison shows that the results from proposed method are almost identical to those of theoretical calculation, which verifies the reliability and practicability of this new method. This study may provide a new approach to solve the difficulties in data processing for laterally loaded trial piles.

**Key words:** laterally loaded trial pile; polynomial fitting; five-point smoothing method; Akima nonlinear interpolation

## 0 引言

为研究水平受荷桩承载性能及桩土相互作用特性, 通常需开展基桩水平加载试验研究。对于室内模型试验而言, 通常采用在模型桩身粘贴应变片的方式测得桩身应变, 并根据应变值计算出截面弯矩响应, 进而根据 Winkler 弹性地基梁模型推导出桩身变形、转角、剪力和土抗力沿深度变化规律。对于钢管桩而

言, 由于施工过程存在挤土效应而无法埋设测斜管, 因此钢管桩主要通过在钢管桩外侧壁焊接钢板计或光

基金项目: 国家自然科学基金青年基金项目(51808112); 江苏省自然科学基金青年基金项目(BK20180155); 国家自然科学基金项目(51878160, 51678145)

收稿日期: 2020-06-04

\*通讯作者(E-mail: 230198808@seu.edu.cn)

纤光栅传感器方式测得桩身截面弯矩响应, 并进一步推导桩身其他响应量。对于灌注桩而言, 常用的水平测试元件主要有测斜管、钢筋计、光纤光栅传感器等, 可同时测得桩身水平变形和截面弯矩。此时不但可推导得出桩身转角、剪力、土抗力, 还可得出桩身截面抗弯刚度沿深度分布特性, 进一步校核桩身截面特性。

在基桩水平承载试验过程中, 根据实测数据推导其他桩身响应量时一般有两种方式: 一是将离散的数据点拟合得到光滑曲线方程, 并进行积分和微分操作; 二是在离散数据点基础上首先采用五点滑移法进行数据点“光滑”处理, 随后采用五点差分格式进行微分求解。针对第一种数据处理方式, 目前使用较多的是将数据点拟合成多项式。Soares 等根据桩身变形的实测数据点, 采用 9 次多项式拟合得出桩身连续的变形方程<sup>[1]</sup>。朱斌等<sup>[2]</sup>采用最小二乘法结合桩顶、桩端边界条件的方法进行了多项式的拟合, 并认为 8 次多项式拟合效果较好。Sinnreich 等<sup>[3]</sup>通过形状调整系数结合多项式的方法, 实现了较好地任意桩身变形形态的拟合。Yun 等<sup>[4]</sup>根据边界条件建立了 5 次多项式拟合实测弯矩数据点; Guo 等<sup>[5]</sup>对多项式拟合实测弯矩方程进行了改进, 使其更好地反映实际桩身承载特性变化规律。上述方法对数据处理技术起到了推进作用, 但同时存在应用技术门槛较高的缺点, 特别是考虑曲线形态参数及边界条件等影响, 不利于工程推广应用。第二种数据处理方法在工程中应用较多, 但该方法严格要求数据点必须等间距, 一旦数据缺点则需通过线性差值方式进行补点, 从而影响分析结果; 同时该方法无法对桩顶、桩端进行计算。

针对上述常用的数据处理方法所存在的不足, 本文基于 Akima 非线性插值理论对桩顶、桩端以及缺点数据进行补点和数据点扩充操作, 随后分段拟合得到 Akima 多项式并推导该多项式的积分与微分表达式, 进而开展桩身变形与内力的推导计算。针对土抗力求解过程中结果振荡问题, 本文进一步提出“滤波”操作以消除振荡。最后, 通过柔性桩案例详细地阐述了该数据处理方法的应用过程, 结果表明该方法所得结果与理论计算结果几乎一致, 验证了该数据处理方法的可靠性和实用性。

## 1 Akima 非线性插值理论

基桩水平承载试验过程中, 桩身部分断面测试元件受试验环境等因素影响而无法正常工作, 此时常采用线性插值方法进行补点操作。但线性插值只考虑相邻两断面处的数据点, 往往会使得补点结果与实际情况差异较大。为克服线性插值的缺陷, 很多学者开展了多项式拟合法、样条函数插值法、Akima 插值理论

等非线性插值方法研究。其中, Akima 非线性插值理论<sup>[6]</sup>是由 Akima 教授于 1970 年建立的一种全新的光滑非线性插值方法, 该方法所建立的曲线更光滑, 过渡更自然, 目前已被国内外广泛应用于测绘、遥感等领域。

### 1.1 基于 Akima 插值理论的中间补点方法

已知数据点  $A, B, D$  和  $E$ , 预在点  $B$  和点  $D$  之间确定任意数据点  $C$ , 则根据 Akima 等理论<sup>[6]</sup>, 需基于已知数据点建立具有一阶导数的三次多项式曲线, 如图 1 所示。

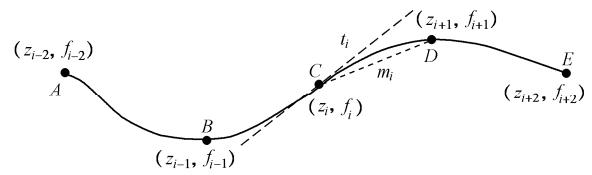


图 1 Akima 插值方法示意图

Fig. 1 Schematic graph of Akima interpolation method

则点  $C$  和  $D$  之间的 Akima 多项式为

$$f = a_0 + a_1(z - z_i) + a_2(z - z_i)^2 + a_3(z - z_i)^3 \quad (1)$$

式中  $z$  为介于  $z_i$  和  $z_{i+1}$  之间的值;  $f$  为插值点因变量  $z$  对应的结果值;  $a_0, a_1, a_2$  和  $a_3$  为多项式系数。采用下式计算多项式系数  $a_0, a_1, a_2$  和  $a_3$ :

$$\begin{cases} a_0 = f_i, \\ a_1 = t_i, \\ a_2 = \frac{3m_i - 2t_i - t_{i+1}}{z_{i+1} - z_i}, \\ a_3 = \frac{t_{i+1} + t_i - 2m_i}{(z_{i+1} - z_i)^2}, \end{cases} \quad (2)$$

式中  $t_i$  为曲线方程在数据点  $C$  处的一阶导数;  $m_i$  为点  $C$ —点  $D$  之间斜率。根据 Akima 几何条件<sup>[6]</sup>可知:

$$\begin{cases} t_i = \frac{|m_{i+1} - m_i|m_{i-1} + |m_{i-1} - m_{i-2}|m_i}{|m_{i+1} - m_i| + |m_{i-1} - m_{i-2}|}, \\ m_i = \frac{f_{i+1} - f_i}{z_{i+1} - z_i}, \end{cases} \quad (3)$$

式中,  $m_{i-2}, m_{i-1}$  和  $m_{i+1}$  分别为点  $A$ —点  $B$ 、点  $B$ —点  $C$  以及点  $D$ —点  $E$  的斜率。需要注意: 当  $|m_{i+1} - m_i| + |m_{i-1} - m_{i-2}| = 0$  时, 公式 (3) 中的  $t_i$  计算公式不成立, 此时取  $t_i = m_i$  或  $(m_{i-1} + m_i)/2$ ; 当  $m_{i-1} = m_{i+1} \neq m_i \neq m_{i-2}$  时, 取  $t_i = m_{i+1}$ ; 当  $m_{i-2} = m_i \neq m_{i-1} \neq m_{i+1}$  时, 取  $t_i = m_i$ 。

根据公式 (1) 即可得出相邻任意间距数据点之间的非线性光滑曲线方程, 从而根据需要进行任意位置插值计算。然而公式 (1) 的计算只适用于计算中间部位数据点, 当计算端点部位数据时, 由于数据点数量缺少, 需要对端部进行补点处理。

### 1.2 基于 Akima 插值理论的端部补点方法

一般情况下很少在桩顶和桩端位置处理设测试

元件, 使得试桩两端点无实测数据可用。针对这种情况, Akima 非线性光滑插值理论<sup>[6]</sup>提出了如图 2 所示的端部补点算法。

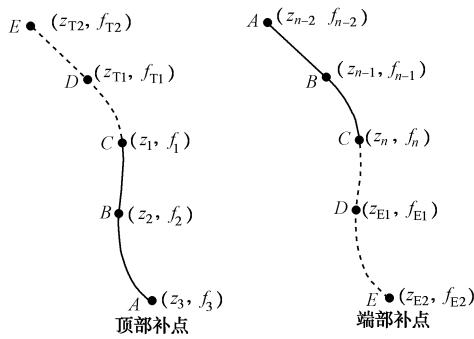


图 2 Akima 桩顶和桩端插值示意图

Fig. 2 Schematic graph of Akima interpolation at pile head and toe

根据图 2 中顶部补点示意图可知数据点  $A$ ,  $B$  和  $C$  为已知, 点  $D$  和点  $E$  为补充数据点, Akima 等<sup>[6]</sup>规定点  $A \sim C$  和补点  $D$  和  $E$  之间自变量需满足下式要求:

$$z_3 - z_1 = z_2 - z_{T1} = z_1 - z_{T2} \quad (4)$$

同时, Akima 假定补充的两个数据点均在如下所示二次多项式曲线上:

$$f = b_{T0} + b_{T1}(z - z_1) + b_{T2}(z - z_2)^2 \quad (5)$$

式中,  $b_{T0}$ ,  $b_{T1}$  和  $b_{T2}$  为多项式系数。根据公式 (4) 以及数据点  $A \sim C$  的值可解得:

$$\begin{cases} b_{T0} = f_1, \\ b_{T1} = \frac{\Delta f_{21} \Delta z_{31}^2 - \Delta f_{31} \Delta z_{21}^2}{\Delta z_{21} \Delta z_{31} (\Delta z_{31} - \Delta z_{21})}, \\ b_{T2} = \frac{\Delta f_{21} \Delta z_{31} - \Delta f_{31} \Delta z_{21}}{\Delta z_{21} \Delta z_{31} (\Delta z_{21} - \Delta z_{31})}, \end{cases} \quad (6)$$

式中  $\Delta z_{21} = z_2 - z_1$ ;  $\Delta z_{31} = z_3 - z_1$ ;  $\Delta f_{21} = f_2 - f_1$ ;  $\Delta f_{31} = f_3 - f_1$ 。

类似地, 根据图 2 中端部补点示意图可知图中数据点  $A$ ,  $B$  和  $C$  为已知, 点  $D$  和点  $E$  为额外补充的数据点, Akima 等<sup>[6]</sup>规定点  $A \sim C$  和补点  $D$  和  $E$  之间的自变量满足下式要求:

$$z_{E2} - z_n = z_{E1} - z_{n-1} = z_n - z_{n-2} \quad (7)$$

Akima 亦假定补充的两个数据点均在如下所示二次多项式曲线上:

$$f = b_{E0} + b_{E1}(z - z_n) + b_{E2}(z - z_n)^2 \quad (8)$$

式中,  $b_{E0}$ ,  $b_{E1}$  和  $b_{E2}$  为多项式系数。根据公式 (7) 以及数据点  $A$ ,  $B$  和  $C$  的值可解得:

$$\begin{cases} b_{E0} = f_n, \\ b_{E1} = \frac{\Delta f_{(n-1)n} \Delta z_{(n-2)n}^2 - \Delta f_{(n-2)n} \Delta z_{(n-1)n}^2}{\Delta z_{(n-1)n} \Delta z_{(n-2)n} (\Delta z_{(n-2)n} - \Delta z_{(n-1)n})}, \\ b_{E2} = \frac{\Delta f_{(n-1)n} \Delta z_{(n-2)n} - \Delta f_{(n-2)n} \Delta z_{(n-1)n}}{\Delta z_{(n-1)n} \Delta z_{(n-2)n} (\Delta z_{(n-1)n} - \Delta z_{(n-2)n})}, \end{cases} \quad (9)$$

式中  $\Delta z_{(n-2)n} = z_{n-2} - z_n$ ;  $\Delta z_{(n-1)n} = z_{n-1} - z_n$ ;  $\Delta f_{(n-2)n} =$

$$f_{n-2} - f_n; \Delta f_{(n-1)n} = f_{n-1} - f_n.$$

在得出顶部和端部补充的数据点之后, 即可解得补充点的斜率和一阶导数, 如下所示:

$$\begin{cases} m_{T1} = 2m_1 - m_2, \\ m_{T2} = 2m_{T1} - m_1, \end{cases} \quad (10)$$

$$\begin{cases} m_n = 2m_{n-1} - m_{n-2}, \\ m_{E1} = 2m_n - m_{n-1}, \end{cases} \quad (11)$$

式中  $m_{T1}$  为点  $z_{T1}$  和  $z_1$  之间的斜率;  $m_{T2}$  为点  $z_{T2}$  和  $z_{T1}$  之间的斜率;  $m_n$  为点  $z_n$  和  $z_{E1}$  之间的斜率;  $m_{E1}$  为点  $z_{E1}$  和  $z_{E2}$  之间的斜率。

## 2 桩身响应量计算方法

### 2.1 基于 Akima 多项式的微分计算

根据公式(1)设任意两个实测数据点( $z_i, f_i$ )和( $z_{i+1}, f_{i+1}$ )之间的 Akima 多项式为  $f(z)$ , 则该多项式的一阶导数为

$$\frac{df(z)}{dz} = a_1 + 2a_2(z - z_i) + 3a_3(z - z_i)^2, \quad (12)$$

式中, 多项式系数  $a_1$ ,  $a_2$  和  $a_3$  根据公式 (2) 计算得出。

为更好阐述上式的应用, 以实测数据点桩身弯矩  $M(z)$  为例, 具体操作步骤如下:

(1) 根据 1.1 节方法对有限的数据点进行等间距扩充即可得出更为连续的弯矩分布;

(2) 然后根据公式 (12) 计算得出桩身剪力分布;

(3) 为提高土抗力的计算精度, 此时需对计算所得的剪力再次采用 1.1 节方法得出一系列任意相邻两点剪力的 Akima 三次多项式;

(4) 在剪力数据点分布基础上再次根据公式 (12) 计算得出土抗力值。

对于实测数据点为桩身变形  $y(z)$  时, 采用上述方法即可得出桩身转角、弯矩、剪力和土抗力的推算结果, 此处不再重复叙述。

### 2.2 基于 Akima 多项式的积分计算

当实测数据点为桩身弯矩  $M(z)$  时, 为求得桩身转角和桩身变形值, 需要对桩身弯矩进行积分处理。设实测数据为  $f(z)$ , 则根据公式 (1) 可得任意两数据点( $z_i, f_i$ )和( $z_{i+1}, f_{i+1}$ )之间的曲线方程的一重积分:

$$\int f(z) dz = a_0(z - z_i) + a_1 \frac{(z - z_i)^2}{2} + a_2 \frac{(z - z_i)^3}{3} + a_3 \frac{(z - z_i)^4}{4} + a_{cs}, \quad (13)$$

式中 系数  $a_0$ ,  $a_1$ ,  $a_2$  和  $a_3$  根据公式 (2) 计算得出;  $a_{cs}$  为积分常数, 需要根据已知的边界条件确定。

以实测数据点为桩身弯矩  $M(z)$  为例, 首先根据 1.1

节内容对有限的数据点进行等间距扩充即可得出光滑连续的弯矩分布; 然后对测得的第一个数据点(一般为桩顶位置或泥面位置)和第二个数据点进行积分处理并采用公式(13)计算, 将所得结果除以抗弯刚度  $EI$ , 此时的积分常数为第一个数据点断面处的转角值, 该转角值是求解整个桩身转角的关键所在。在试验测试过程中通常在桩顶和泥面处放置两个位移计来测得泥面处的转角值, 将该转角值作为积分常数代入, 即可求解第一段曲线方程。在求解第二段曲线积分时, 将第一段曲线端部值作为第二段曲线初始值代入, 可得到第二段曲线方程, 以此类推, 即可求得整个桩身转角响应量。与前述类似, 在求解桩身转角值后再次采用 1.1 节方法进行光滑处理并得出一系列任意相邻两点转角的三次多项式曲线方程。最后根据实测得到的第一个测点断面处的变形值和公式(13)最终得出整个桩身水平变形响应量。

### 3 水平受荷柔性桩案例

设桩基础的桩长  $L$  为 45.9 m, 桩径  $d$  为 2.4 m, 桩身截面抗弯刚度  $EI$  为  $4.24 \times 10^7 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$ ; 地基土共有六层, 相应的土体参数<sup>[7]</sup>如表 1 所示。

表 1 土体参数

Table 1 Soil parameters

土层	厚度/m	不排水抗剪强度/kPa	$\varepsilon_{50}$	重度/(kN·m <sup>-3</sup> )
1	13.5	28	0.007	17.5
2	5.0	42	0.007	17.5
3	5.0	60	0.006	17.8
4	9.5	140	0.005	17.8
5	6.5	213	0.004	20.2
6	6.4	255	0.004	20.5

为更好地演示和对比本文方法, 在 API 规范  $p-y$  曲线法计算所得的理论桩身弯矩曲线上选取少数点作为已知的实测弯矩, 如图 3 所示。在此基础上, 采用本文方法推导桩身变形、转角、剪力以及土抗力分布, 并与  $p-y$  曲线法理论计算结果进行对比。

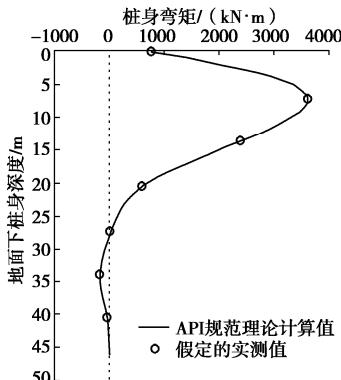


图 3 桩身弯矩分布

Fig. 3 Distribution of bending moment for pile shaft

### 3.1 积分推导桩身转角和变形

当实测数据为桩身弯矩时, 先采用 Akima 非线性光滑插值方法对数据点插值和扩充, 然后根据公式(13)进行积分计算, 并将结果除以桩身抗弯刚度  $EI$  即可得出桩身截面转角。积分过程中, 假定泥面处桩身转角实测值等于理论计算值, 为  $-0.00118 \text{ rad}$ , 则转角结果如图 4(a) 所示。类似地, 假定泥面处桩身实测变形等于理论计算值, 为  $0.011 \text{ m}$ , 则变形结果如图 4(b) 所示。由图 4 可知本文数据处理技术所得结果与理论结果几乎吻合, 证明了本文方法的可靠性。同时也验证了由弯矩积分推导桩身转角的可行性。

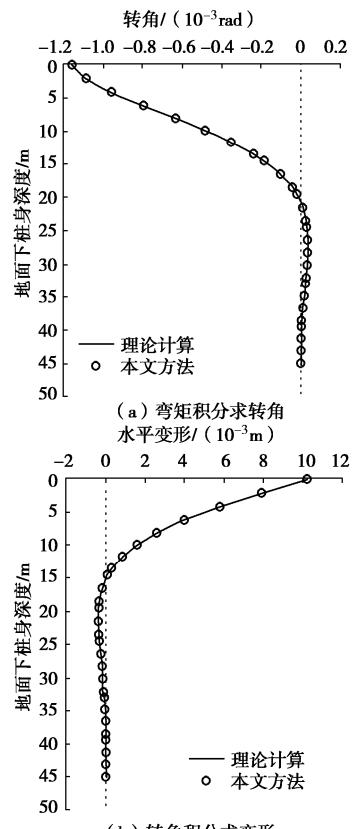


图 4 桩身弯矩求解转角与变形

Fig. 4 Solutions for slope and deflection from moment

### 3.2 微分推导桩身剪力和土抗力

首先根据 1.1 节方法对图 3 中少量的桩身“实测”数据点进行补点和扩充, 然后根据公式(12)对数据点进行微分计算进而得到如图 5 所示的桩身剪力分布。然后在图 5 基础上采用公式(13)对数据点进行微分计算, 得出如图 6 所示的桩身土抗力分布图。

从图 6(a) 可发现滤波前本文方法所得土抗力分布出现振荡, 因为扩充数据点较多且对分段拟合多项式进行微分使得相邻两条 Akima 多项式在同一个数据点导数不连续。此时采用 Matlab 的滤波方法对结果进行处理, 得出图 6(b) 所示曲线, 可知滤波处理后土抗力与理论计算结果吻合, 证明了“滤波”方式的有效性。

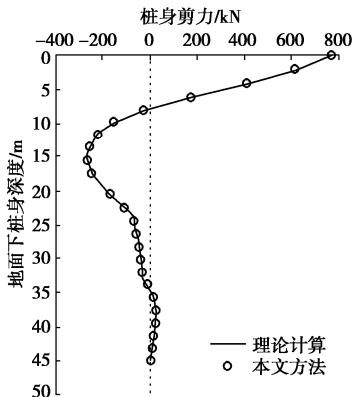


图 5 桩身弯矩求解剪力

Fig. 5 Solution for shear force from moment

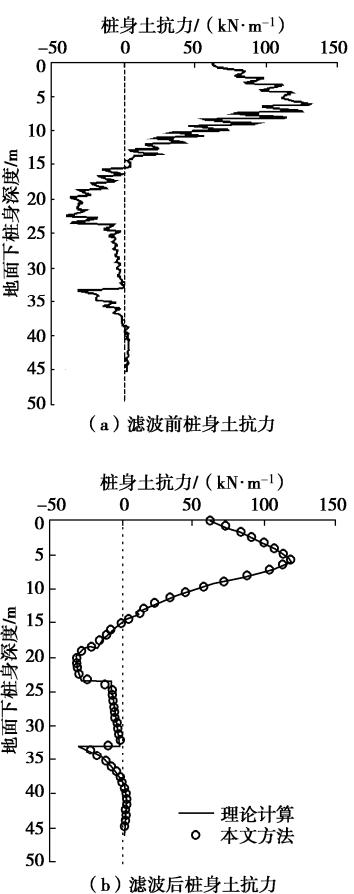


图 6 桩身剪力求解土抗力

Fig. 6 Solution for soil resistance from shear force

## 4 结 论

本文以 Akima 非线性光滑插值理论为基础, 开展实测数据点任意间距插值和扩充研究; 随后基于

Akima 多项式分别推导其积分与微分表达式, 进而建立根据实测数据点推测桩身响应量的方法。并通过案例分析验证了该方法的有效性。主要得出以下结论:

- (1) 当实测数据点较少时, 可以采用本文所阐述的方法进行任意间距的数据点扩充操作。
- (2) Akima 多项式属于低阶次多项式, 桩身响应求解过程中不宜对其进行高阶次求导。
- (3) 当桩身土抗力分布存在明显振荡时, 可采用 Matlab 软件进行滤波处理, 所得结果较为理想。

## 参考文献:

- [1] 罗军. 船舶撞击下高桩大变形性状及柔性护墩桩式防撞系统研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2008. (LUO Jun. Study on Large Deformation Characteristics of Elevated Pile Subjected to Ship Impact and Flexible Piled Anti-Collision System[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2008. (in Chinese))
- [2] 朱斌, 朱瑞燕, 罗军, 等. 海洋高桩基础水平大变位性状模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(4): 521–530. (ZHU Bin, ZHU Rui-yan, LUO Jun, et al. Model tests on characteristics of ocean and offshore elevated piles with large lateral deflection[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(4): 521–530. (in Chinese))
- [3] SINNREICH J, AYITHI A. Derivation of  $p-y$  curves from lateral pile load test instrument data[J]. Geotechnical Testing Journal, 2014, 37(6): 1–12.
- [4] YUN W C, KIM D. Experimental development of the  $p-y$  relationship for large-diameter offshore monopiles in sands: centrifuge tests[J]. Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, 2016, 142(1): 04015058.
- [5] GUO F, LEHANE B M, JU J. Experimentally derived CPT-based  $p-y$  curves for soft clay[C]// Proceedings of the 3rd international symposium on cone penetration testing, Las Vegas, NV, USA, 2014.
- [6] AKIMA H. A new method of interpolation and smooth curve fitting based on local procedures[J]. Journal of Association for Computing Machinery, 1970, 17(4): 589–602.
- [7] KIM Y, JEONG S, LEE S. Wedge failure analysis of soil resistance on laterally loaded piles in clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2011, 137(7): 678–694.

(编校: 明经平)

DOI: 10.11779/CJGE2020S1017

# 复合地基离心模型试验桩土应力分布测试分析

姜彦彬<sup>1,2</sup>, 何 宁<sup>2</sup>, 何 斌<sup>2</sup>, 汪璋淳<sup>2</sup>, 张中流<sup>2</sup>, 朱 锐<sup>2</sup>

(1. 金陵科技学院建筑工程学院, 江苏 南京 211169; 2. 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PCC桩承式加筋路堤离心模型试验, 建立三维有限元数值模型, 探讨了复合地基桩土应力测试方法及应力分布规律。研究表明: 标定介质对土压传感器的系数有明显影响; 桩帽及桩间土顶部的竖向土压分布都不均匀, 其形心测点分别处于低应力区及高应力区, 采用测量桩顶总荷载换算平均桩帽顶部竖向土压的方法更为合理。由不具有充分代表性的有限的测点所得土压通常无法真实地反映桩、土平均竖向应力。

**关键词:** 复合地基; 离心模型试验; 土压力盒标定; 应力分布; 桩土应力比

中图分类号: TU473.1 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)S1-0085-05

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。

## Distribution of pile-soil stress in centrifugal modelling of composite foundation

JIANG Yan-bin<sup>1,2</sup>, HE Ning<sup>2</sup>, HE Bin<sup>2</sup>, WANG Zhang-chun<sup>2</sup>, ZHANG Zhong-liu<sup>2</sup>, ZHU Rui<sup>2</sup>

(1. School of Architectural Engineering, Jinling Institute of Technology, Nanjing 211169, China; 2. Geotechnical Engineering Department, Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210024, China)

**Abstract:** Based on the centrifugal modelling of PCC pile-supported and geosynthetic-reinforced embankments and the three-dimensional finite element numerical model, the test methods for vertical earth pressure and stress distribution rules of pile-soil in composite foundation are discussed. The results show that the calibration medium has an obvious influence on the coefficient of the earth pressure cells. In the range of single pile reinforced area, the distribution of vertical earth pressure at the top of pile cap and its surrounding soil is uneven. The centroid measuring points of the cap-top and the subsoil top are in the low-stress area and high-stress area, respectively. It is reasonable to calculate the average vertical earth pressure on the pile cap according to the measured force at the top of the pile. Statistics show that the average vertical stress of pile and soil cannot be characterized by the soil pressure obtained from the limited measuring points which are not fully representative.

**Key words:** composite foundation; centrifugal modelling; calibration of earth pressure cell; stress distribution; stress ratio between pile and soil

## 0 引言

现浇混凝土大直径薄壁管桩(PCC桩)具有承载力大、造价低等优点, 用于加筋路堤下刚性桩复合地基(也称桩承式加筋路堤)具有显著优势<sup>[1]</sup>。桩土应力分布是桩承式加筋路堤的重要研究内容, 试验中桩土应力监测均为必选项<sup>[2]</sup>。桩土应力比为单桩加固范围内平均桩顶应力与平均桩间土应力的比值。最常用的桩土应力测试方法是在桩帽形心位置、桩间土形心位置分别布置土压力计, 以直接观测到的压强计算桩土应力比。为进一步增加测试可靠性, 可在桩顶或桩间土中布置多个土压测试传感器, 取多点均值评价桩土应力比<sup>[2-4]</sup>。若复合地基中桩顶和桩间土顶部的竖向应力都为均匀分布, 布置形心测点并无不妥。然而, 由于桩、土刚度差异显著, 桩土应力分布受土拱效应、

加筋效应等众多因素影响显著, 常用的单点测法或多点均值法是否为所求平均应力仍值得商榷。探讨桩承式加筋路堤桩土应力测试、规避测试误差并优化测试方法是确保试验数据真实可靠的重要环节。然而, 目前很少有文献讨论上述桩土应力测法及可靠性。

土工离心模型试验可以借助高重力场创造与原型应力水平相当的地应力场, 将现场性状在模型中再现, 是岩土工程领域先进的物理试验方法, 并已逐步应用于桩承式加筋路堤工作机制研究<sup>[5-6]</sup>。本文开展了加筋路堤下PCC桩复合地基离心模型试验, 并建立相应的三维有限元模型。分析并探讨复合地基桩土应力测试

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: 2020-06-05

方法及路堤下桩土应力分布特点。

## 1 试验方法及数值模拟

### 1.1 试验概述

为研究加筋路堤下 PCC 桩复合地基桩土应力分担特性,在南京水利科学研究院 NHRI 60 gt 土工离心试验平台上开展了相关试验。如图 1 所示,原型工况软基包括 9.6 m 厚的软土层和 9.0 m 的粉质黏土下卧层,上覆加筋路堤填高 6.0 m。PCC 桩外径为 1.2 m,壁厚 0.15 m,桩间距为 4.2 m,桩长 12.0 m,嵌入下卧层 2 倍桩径深度。桩顶布置直径为 2.05 m 的圆形桩帽(桩土置换率为 18.7%),桩帽之上铺设一层抗拉强度为 210 kN/m 的土工加筋。

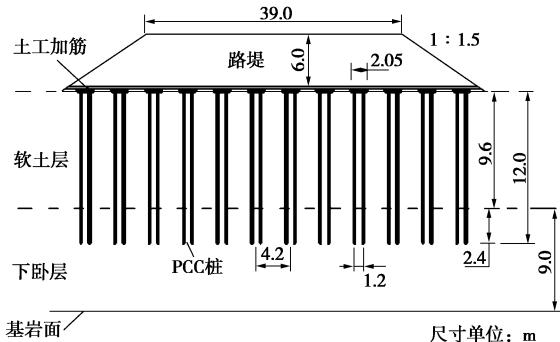


图 1 PCC 桩复合地基原型工况

Fig. 1 Prototype conditions of composite foundation with PCC piles

离心模型试验箱净尺寸为 700 mm×350 mm×450 mm(长×宽×高)。选择离心模型的相似比尺  $N=60$ ,根据路堤的对称性取半幅路堤建模,考虑边界影响,将路中断面传感器布置在左起第二排桩(图 2)。模型桩采用杨氏模量为 68.9 GPa 的 6061 铝合金管按照抗压刚度相似进行制作,模型桩外径为 20 mm,壁厚 1 mm,其内外壁粘贴细砂进行粗糙处理以模拟现浇桩的桩土接触面特性。复合地基模型制备方法详见参考文献[7]。采用线性提高离心加速度的方法实现路堤加载,2 h 内将离心加速度由 0g 提高至 60g。

### 1.2 数值模拟概述

为深入分析桩承式加筋路堤桩土应力分布规律及机理,使用 ABAQUS 非线性有限元软件建立离心模型对应的现场三维数值模型(图 3)。模型横向取半幅路堤,纵向取半排桩加固范围<sup>[8]</sup>。材料参数如表 1 所示,填筑路堤使用莫尔-库仑理想弹塑性模型(MC),主要软土层和下卧层采用修正剑桥本构模型(MCC);为便于 MCC 模型收敛,表层 0.3 m 厚的软土层采用 MC 模型。PCC 桩和土工加筋采用线弹性本构模型。

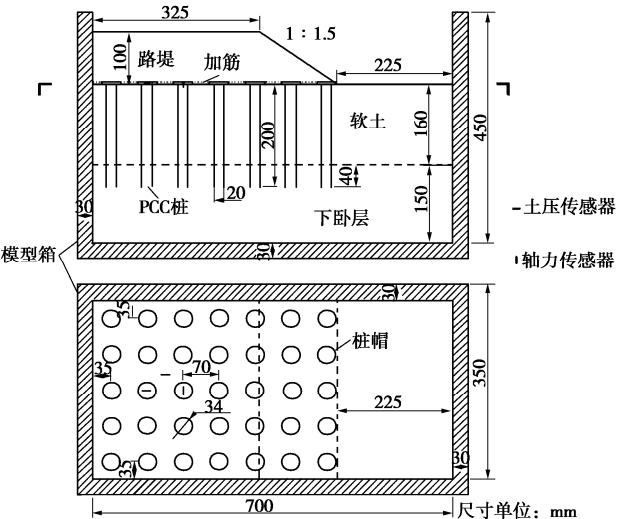
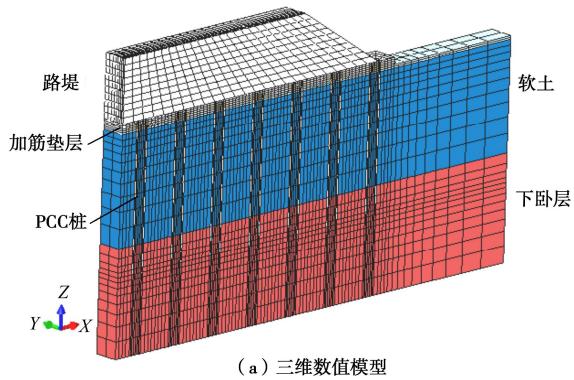


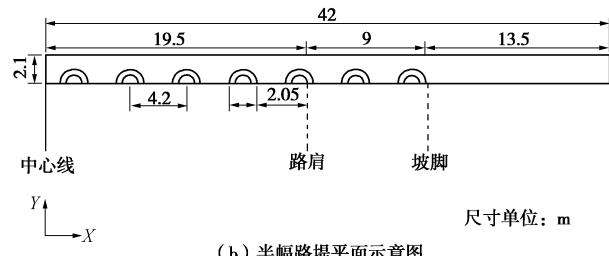
图 2 离心模型概况

Fig. 2 Profile of centrifugal model

流固耦合计算时,地基土为 C3D8P 单元,PCC 桩和路堤材料采用 C3D8 单元,土工加筋采用 M3D4 单元并嵌入路堤中。不考虑成桩过程,将路堤荷载在 100 d 内线性施加,地基完全饱和,地表为排水面。结构与土接触本构采用经典的法向硬接触、切向罚函数的库仑接触,其中桩-软土、桩-下卧层、砂土-路堤的摩擦系数<sup>[7]</sup>分别为 0.46, 0.58, 0.64。



(a) 三维数值模型



(b) 半幅路堤平面示意图

Fig. 3 Finite element numerical model

## 2 土压测试

在路中位置土工加筋之下的桩帽及桩间土形心位置布置一组土压传感器测量竖向土压,同时在模型桩

的桩顶布置一个外径与模型桩相等的轴力传感器采集桩顶总荷载(见图 4, 5)。如文献[8]所示, 试验所用微型土压力传感器量程为 0.5 MPa 和 1.0 MPa, 直径为 12 mm, 精度误差 $\leq 0.3 F \cdot S$ 。将小量程的传感器布置在布桩形心位置的软土表面观测桩间土应力; 将大量程的传感器布置在桩帽中心位置使其上表面与桩帽顶面齐平, 作为截面土压力计测桩顶应力。

表 1 数值模拟材料参数

Table 1 Parameters for numerical simulation

材料	参数
PCC 桩	$\gamma = 24 \text{ kN/m}^3, E = 30 \text{ GPa}, \nu = 0.2$
土工加筋	$J_{2\%} = 210 \text{ kN/m}, E = 2 \text{ GPa}, \nu = 0.3$
软土 (MC)	$\gamma = 19.3 \text{ kN/m}^3, E = 5 \text{ MPa}, \nu = 0.34, c' = 19 \text{ kPa}, \varphi' = 29^\circ, \psi = 0^\circ, k = 1.47 \times 10^{-8} \text{ m/s}, e_0 = 0.878$
软土 (MCC)	$\gamma = 19.3 \text{ kN/m}^3, \lambda = 0.097, M = 1.32, e_1 = 1.197, \kappa = 0.0194, \nu = 0.34, k = 1.47 \times 10^{-8} \text{ m/s}, e_0 = 0.878$
下卧层	$\gamma = 20.2 \text{ kN/m}^3, \lambda = 0.074, M = 1.425, e_1 = 0.95, \kappa = 0.0155, \nu = 0.31, k = 2.63 \times 10^{-8} \text{ m/s}, e_0 = 0.662$
路堤填土	$\gamma = 19.7 \text{ kN/m}^3, E = 26 \text{ MPa}, \nu = 0.3, c' = 0 \text{ kPa}, \varphi' = 40^\circ, \psi = 10^\circ$

注:  $J_{2\%}$  为土工加筋在 2% 应变的极限抗拉强度。

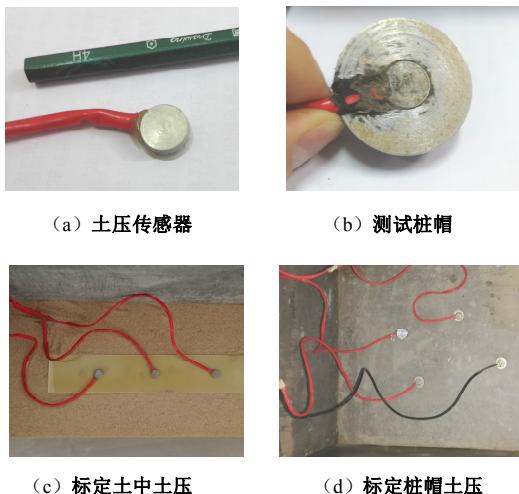


图 4 土压传感器标定

Fig. 4 Calibration of earth pressure cells

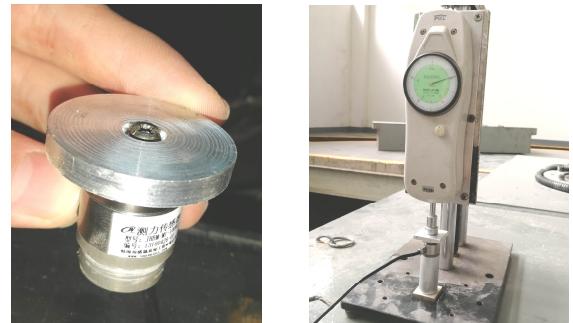
土压传感器常用标定方法包括气压标定、液压标定及土压标定等。传感器出厂标定系数多为液压标定, 而液标法往往不能准确反映土中传感器真实的工作状态<sup>[9]</sup>。表 2 对比了 5 个土压传感器的水标和土标两种率定系数, 显然, 水标所得系数均大于土标系数。即单位上覆压力变化, 水标时传感器读数变化幅度比土标时大。可见, 标定介质将直接影响标定系数。高重力场中使用微型土压传感器测量上覆土压力时, 应在离心环境中使用土压标定法进行率定<sup>[10]</sup>。

本文使用路堤砂分 6 级加速度对土压传感器进行标定。由图 6 (a) 标定结果可知, 土压传感器线性度良好。在路中附近设置的桩顶轴力传感器外径与模型桩相同, 并置于桩帽之下, 量程为 500 N。采用分级加压的方式进行标定(图 5), 线性度良好(图 6(b))。

表 2 标定方式对比

Table 2 Comparison of calibration methods

编号	#1	#2	#3	#4	#5
土标系数/kPa <sup>-1</sup>	1.52	1.61	2.17	2.13	2.54
水标系数/kPa <sup>-1</sup>	1.75	2.31	2.45	2.41	2.90
误差/%	14.9	43.6	12.8	13.1	14.4

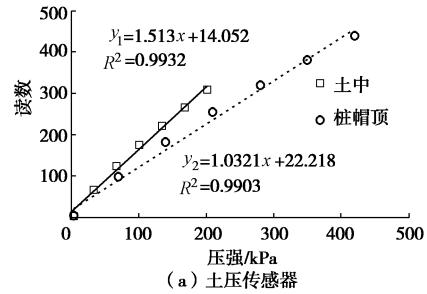


(a) 轴力传感器

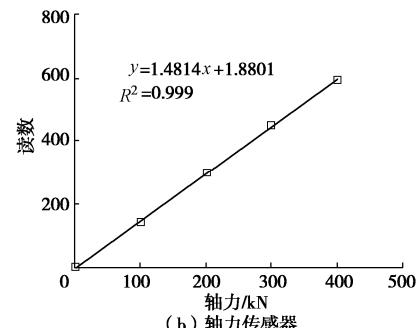
(b) 标定

图 5 轴力传感标定

Fig. 5 Calibration of axial force sensors



(a) 土压传感器



(b) 轴力传感器

图 6 传感器标定结果

Fig. 6 Calibration results

### 3 桩土应力分布分析

#### 3.1 桩土应力

根据路堤填高计算的单桩加固范围内的总荷载

$\gamma H_e A$  ( $\gamma$  为路堤平均重度,  $H_e$  为路堤填高,  $A$  为单桩加固面积) 为 2085 kN。如图 7 所示, 在第 1000 d 实测桩帽中心及桩间土中心位置的竖向土压分别为 318,93 kPa, 算得单桩加固范围内的荷载  $F_{\text{single}}$  为 2381 kN, 高于理论值 14.2%。有限元数值计算提取桩帽及桩间土的平均竖向应力分别为 553, 16 kPa, 其  $F_{\text{single}}$  为 2057 kN, 更接近  $\gamma H_e A$ 。桩、土竖向应力测值与数值计算均值差别较大, 而桩顶轴力实测荷载换算的桩顶平均竖向应力与数值计算值契合良好(图 7)。有必要分析单点土压传感器所测应力的均值代表性问题。

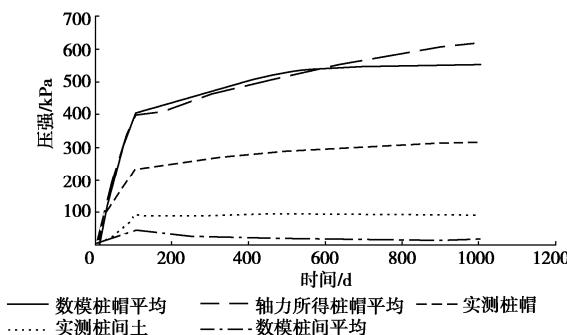
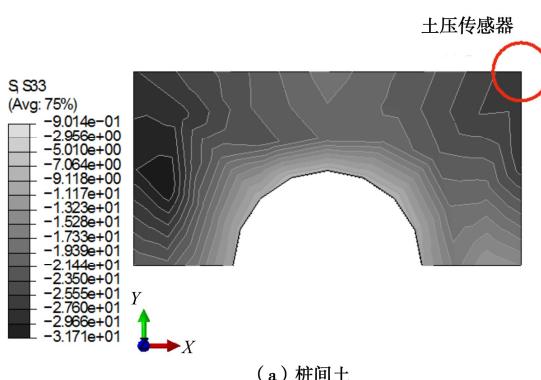


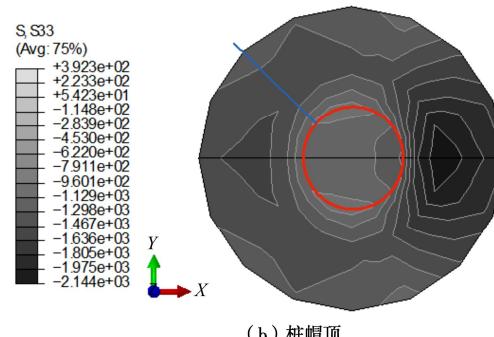
图 7 桩土应力分布

Fig. 7 Vertical earth pressures on cap and its surrounding soil

图 8 为试验结束时刻路中单桩加固范围内桩帽及桩间土顶面的竖向应力云图, 桩帽及桩间土顶面的竖向应力并非均匀分布。置于布桩形心位置的土压传感器所测竖向压强高于桩间土平均压强(ABAQUS 中以拉为正, 压为负)。桩帽之上竖向压力分布同样不均匀, 靠近桩帽边缘压强大于中心区域, 在近边坡一侧应力增长尤为明显(X 轴指向坡脚方向)。桩帽中心区域为低应力区, 将传感器置于桩帽中心位置, 压强测值小于桩帽平均竖向压强。桩顶平均竖向应力的数值模拟结果与桩顶轴力测试结果相一致, 证明采用测量桩顶总荷载换算平均竖向应力的方法更可靠。单点的土压测值只能反映其所在位置的土压, 一般无法代表所测区域的平均应力分布状况, 置于形心位置的传感器所测单点桩土应力比低于实际的桩土平均应力之比。



(a) 桩间土



(b) 桩帽顶

图 8 桩帽及桩间土顶面的竖向应力云图

Fig. 8 Contour map of vertical stress at top of cap and subsoil surface

### 3.2 应力不均匀分布讨论

土压力测值(单点或多点取平均)不具有均值代表性的现象普遍存在, 统计多篇路堤下复合地基现场试验报道<sup>[11-17]</sup>的路中位置桩土压力测试结果, 计算单桩加固范围内的竖向荷载  $F_{\text{single}}$  并与理论值  $\gamma H_e A$  进行对比。如图 9 所示,  $F_{\text{single}}$  与  $\gamma H_e A$  呈现一定的离散型。以  $\gamma H_e A$  为基准值, 统计数据表明测试荷载  $F_{\text{single}}$  的误差范围为-35.3%~58.5% (图 9), 负值代表实测计算值小于理论值。土压力测试影响因素众多, 由不具有充分代表性的有限土压测点所得测值通常无法真实地反映桩、土平均竖向应力, 应妥善选择土压测试装置, 或根据所需改进土压方法以有效获取桩土应力分布规律。

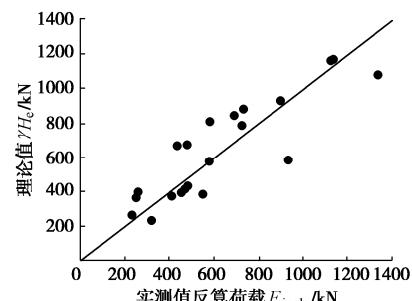


图 9 单桩加固范围竖向荷载统计

Fig. 9 Statistics of vertical load within single pile reinforced area

## 4 结 论

本文开展了加筋路堤下 PCC 桩复合地基离心模型试验, 并建立了与之相对应的三维有限元数值模型, 探讨了桩土应力测试方法及应力分布规律。主要得出以下结论:

- (1) 标定介质对土压传感器的系数有明显影响, 土压传感器应选择使用土压标定法进行率定。
- (2) 桩帽顶部及桩间土顶部的竖向土压分布都不均匀。置于桩帽顶部中心的土压测值低于桩顶平均竖向应力, 置于布桩形心位置的桩间土应力测值低于平均桩间土竖向应力。

(3)由不具有充分代表性的少数土压测点所得测值通常无法真实地反映桩、土平均竖向应力。采用测量桩顶总荷载换算平均桩顶应力的方法更合理。

## 参考文献:

- [1] LIU H L, NG C W W, FEI K. Performance of a geogrid-reinforced and pile-supported highway embankment over soft clay: case study[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2007, **133**(12): 1483 – 1493.
- [2] 娄炎, 何宁, 娄斌. 高速公路深厚软基工后沉降控制成套技术[M]. 北京: 人民交通出版社, 2011: 91 – 104. (LOU Yan, HE Ning, LOU Bin. Complete Settlement Control Technology for Deep Soft Foundation of Expressway[M]. Beijing: China Communications Press, 2011: 91 – 104. (in Chinese))
- [3] 龚晓南. 复合地基理论及工程应用[M]. 2 版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2007: 57 – 70. (GONG Xiao-nan, Composite Foundation Theory and Engineering Application[M]. 2nd ed. Beijing: China Architecture and Building Press, 2007: 57 – 70. (in Chinese))
- [4] 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-qing, et al. Numerical Study on Pipe Pile Composite Foundation of Deep Soft Foundation Under Embankment[M]. Hydro-science and Engineering, 2018(2): 43 – 51. (in Chinese))
- [5] YE G B, ZHANG Q W, ZHANG Z, et al. Centrifugal modeling of a composite foundation combined with soil-cement columns and prefabricated vertical drains[J]. Soils and Foundations, 2015, **55**(5): 1259 – 1269.
- [6] 刘飞成, 张建经. 斜坡基底软土桩-网复合地基变形特性离心试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2018, **37**(1): 209 – 219. (LIU Fei-cheng, ZHANG Jian-jing. Centrifuge test on deformation characteristics of pile-geogrid composite foundation in soft soil under slope[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2018, **37**(1): 209 – 219. (in Chinese))
- [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] 姜彦彬, 何宁, 许滨华, 等. 桩承式加筋路堤有限元几何建模方法及边坡效应研究[J]. 水利水运工程学报, 2020(1): 84 – 91. (JIANG Yan-bin, HE Ning, XU Bin-hua, et al. Geometrical modelling with finite element method and slope effect of geosynthetic reinforced and pile-supported embankments[J]. Hydro-science and Engineering, 2020(1): 84 – 91. (in Chinese))
- [9] 李连祥, 符庆宏, 张海平. 微型土压力传感器标定方法研究[J]. 地震工程学报, 2017, **39**(4): 731 – 737. (LI Lian-xiang, FU Qing-hong, ZHANG Hai-ping. Study on the calibration method of micro earth pressure sensors[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2017, **39**(4): 731 – 737. (in Chinese))
- [10] 徐光明, 陈爱忠, 曾友金, 等. 超重力场中界面土压力的测量[J]. 岩土力学, 2007, **28**(12): 2671 – 2674. (XU Guang-ming, CHEN Ai-zhong, ZENG You-jin, et al. Measurement of boundary total stress in a multi-gravity environment[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, **28**(12): 2671 – 2674. (in Chinese))
- [11] 郑俊杰, 张军, 马强, 等. 路桥过渡段桩承式加筋路堤现场试验研究[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(2): 355 – 362. (ZHENG Jun-jie, ZHANG Jun, MA Qiang, et al. Experimental investigation of geogrid-reinforced and pile-supported embankment at bridge approach[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(2): 355 – 362. (in Chinese))
- [12] CHEN R P, XU Z Z, CHEN Y M. Field tests on pile-supported embankments over soft ground[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2010, **136**(6): 777 – 785.
- [13] BRIANÇON L, SIMON B. Performance of pile-supported embankment over soft soil: full-scale experiment[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2012, **138**(4): 551 – 561.
- [14] LIU H L, KONG G Q, CHU J, et al. Grouted gravel column-supported highway embankment over soft clay: case study[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2015, **52**(11): 1725 – 33.
- [15] ZHOU M, LIU H L, CHEN Y M, et al. First application of cast-in-place concrete large-diameter pipe (PCC) pile-reinforced railway foundation: a field study[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2016, **53**(4): 708 – 716.
- [16] CHENG Q G, WU J J, ZHANG D X, et al. Field testing of geosynthetic-reinforced and column-supported earth platforms constructed on soft soil[J]. Frontiers of Structural and Civil Engineering, 2014, **8**(2): 124 – 139.
- [17] CAO W Z, ZHENG J J, ZHANG J, et al. Field test of a geogrid-reinforced and floating pile-supported embankment[J]. Geosynthetics International, 2016, **23**(5): 348 – 361.

DOI: 10.11779/CJGE2020S1018

# 旋挖挤扩灌注桩抗拔机理模型试验

陈立宏, 刘丽, 张志鹏

(北京交通大学城市与地下工程教育部重点实验室, 北京 100044)

**摘要:** 通过室内小比尺模型试验, 进一步确定了旋挖挤扩灌注桩的承力盘最佳埋深位置和盘间距, 为其应用提供必要依据。在粉质黏土层中, 通过上拔荷载作用对 30 mm 桩径的旋挖挤扩灌注桩进行研究, 同时, 设置等直径桩作为对照组, 试验得到等直径桩和旋挖挤扩桩在上拔荷载作用下的  $Q-s$  曲线、 $S-lgt$  曲线等。研究表明: 无论在上拔量还是抗拔承载力方面, 旋挖挤扩灌注桩都优于等直径桩, 单盘桩的抗拔承载能力大约是等直径桩的 1.5~2.3 倍, 同时, 为了保证承力盘阻得以发挥充分, 单盘桩的承力盘埋深位置至少为 6 倍桩径, 双盘桩的承力盘间距至少为 5 倍桩径。

**关键词:** 旋挖挤扩灌注桩; 抗拔模型试验; 盘埋深位置; 盘间距; 盘阻

中图分类号: TU473.1 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)S1-0090-05

**作者简介:** 陈立宏(1975—), 男, 副教授, 博士, 主要从事基础工程和桩基础教学和科研方面的工作。E-mail: lhchen@bjtu.edu.cn。

## Model tests on pull-out mechanism of rotary excavation squeezed cast-in-place piles

CHEN Li-hong, LIU Li, ZHANG Zhi-peng

(Key Laboratory of Urban Underground Engineering of Ministry of Education, Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China)

**Abstract:** Through the indoor small scale model tests, the optimal burial depth position and disc spacing of the bearing plate of the rotary excavated squeezed cast-in-situ piles are further determined, which provides the necessary basis for its application. In the silty clay layer, the 30 mm-pile diameter rotary excavation and expansion cast-in-situ pile is researched by the pull-up load. At the same time, an equal-diameter pile is set as a control group. The  $Q-s$  curve and the  $S-lgt$  curve of the equal-diameter pile and the spin-expansion and expansion-expansion pile are obtained under uplift load. The results show that both in terms of the uplift capacity and the anti-pull capacity, the rotary excavation squeezed cast-in-place piles are better than the equal-diameter ones, and the pull-out bearing capacity of the single pile is about 1.5~2.3 times that of the pile with the same diameter. In order to make sure that the bearing plate resistance is fully exerted, the bearing plate depth of the single plate pile is at least 6 times the pile diameter while that of the double-disc pile is at least 5 times the pile diameter.

**Key words:** rotary excavation squeezed cast-in-place pile; pull-out model test; burial depth position; disc spacing of bearing plate; bearing plate resistance

## 0 引言

随着城市建设、地下工程、交通工程、近海工程等的飞速发展, 抗拔桩的应用日益广泛。传统等直径桩作为抗拔基础, 它的抗拔承载力较小, 而且具有应变软化的特性, 即在上拔过程中达到抗拔力峰值, 峰后承载能力急剧下降, 最后趋于残余强度<sup>[1-2]</sup>。因此, 等直径桩作为抗拔桩并非理想桩型。为了改变这一状况, 在等直径桩的基础上发明了变截面桩——旋挖挤扩灌注桩, 简称 DX 桩, 它具有承载力大, 经济效益好, 施工工艺简单等优点。

近年来已有大量学者进行了关于 DX 桩的模型试验研究。卢成原等<sup>[3-5]</sup>分别进行了 DX 桩上拔的相关试

验研究, 结果表明 DX 桩的承载力远高于等直径桩, 同时桩身轴力在承力盘处有突变, 承力盘对荷载的传递起着关键作用。陈轮等<sup>[6]</sup>和高笑娟等<sup>[7]</sup>通过有限元模拟研究了支盘桩在竖向荷载作用下桩周土体的应力变形情况和极限承载力, 分析支盘的形状、数量和间距等因素对支盘桩承载力的影响。钱德玲<sup>[8]</sup>通过现场试验指出 DX 桩的上拔荷载的大小取决于承力盘阻力的大小, 桩的上拔破坏将由盘阻力控制。因此, 本文是在前人研究的基础上, 通过室内模型试验探讨了 DX 桩抗拔工作机理, 得出能够充分发挥 DX 桩盘阻

基金项目: 国家自然科学基金面上项目 (51678040)

收稿日期: 2020-06-05

力的最佳盘间距和首盘最佳埋深位置, 为 DX 桩的推广应用提供科学的理论基础。

## 1 模型试验方案

### 1.1 模型桩

试验中模型桩及承力盘均选用钢材制作。为了模拟桩身的侧摩阻特性, 桩体表面用胶水均匀黏贴一层细砂。模型桩采用两种桩型: 单盘桩和双盘桩。单盘桩以承力盘埋深为变量, 与等直径桩作对照, 观察承力盘埋深对抗拔承载性能的影响; 双盘桩以上盘埋深固定, 上下盘间距为变量, 与上盘埋深相同的单盘桩作对照, 观察承力盘间距对抗拔承载性能的影响。因此, 本试验有两组对照试验。桩的具体参数见表 1, 2。

表 1 模型桩尺寸

Table 1 Sizes of model pile

物理量	桩长 $L$	桩径 $d$	承力盘直径 $D$	承力盘高度 $h$
数值/mm	500	30	70	35

表 2 模型桩承力盘位置数据

Table 2 Position data of bearing plate of model pile

支盘数量 (个)	首盘埋深 (支盘中心距桩顶)	盘间距 (支盘中心距)	试验数量 (次)
0	—	—	1×2=2
1	4d, 5d, 6d, 7d, 8d	—	5×2=10
2	6d	2d, 3d, 4d, 5d, 6d	5×2=10
合计	—	—	22

注: 考虑到试验的离散性, 每种方案要求进行 2 次平行试验, 合计 22 次。 $d=30 \text{ mm}$ 。

由于桩的数量比较多, 为了避免试验记录时出现混乱, 便于管理, 我们对这些桩进行编号, 将上盘埋深为  $4d$ ,  $5d$ ,  $6d$ ,  $7d$ ,  $8d$  的单盘桩依次命名为 1, 2, 3, 4, 5 号, 盘间距为  $2d$ ,  $3d$ ,  $4d$ ,  $5d$ ,  $6d$  的双盘桩依次命名为 6, 7, 8, 9, 10 号, 等直径桩为 zk。

### 1.2 试验用土

试验用土采用粉质黏土, 每次试验前对土的物理力学性质进行检测。试验过程中控制黏土质量, 分层击实, 每层厚度 5 cm, 制备完成后静置 12 h 以上。土的主要物理力学指标如表 3。

表 3 土的物理力学性质指标

Table 3 Physical and mechanical properties of soil

物理量	天然含水率 $w/\%$	土粒相对密度	孔隙比 $e$	最优含水率/%	密度 $\rho/(g \cdot cm^{-3})$
数值	19	2.56	0.66	14.5	1.834

### 1.3 试验装置

根据试验模型桩尺寸要求, 设计了长×宽×高 = 600 mm × 600 mm × 900 mm 的模型箱。箱体材料采用钢板制成, 厚度均为 10 mm, 并在箱体底部等受力较大部分添加加劲肋。模型箱正面采用同样厚度的钢化玻璃, 方便试验时观察土的击实情况。由于模型桩的尺寸较小, 承载力也很小, 综合经济性、适用性以及操作简便性, 设计了杠杆—砝码加载装置, 设计图如图 1。



图 1 试验模型箱及加载装置

Fig. 1 Model box and loading device

试验的量测系统主要分为以下几个部分:

(1) 应变片, 测量盘阻和桩身侧摩阻力, 应在紧贴支盘上下方黏贴应变片, 其余桩身合适处也应黏贴。应变片采取对称黏贴, 以抵消不可避免的偏心力造成的影响。同时, 等直径桩作为对照, 也应与 DX 桩在相同的位置黏贴应变片, 黏贴位置见图 2。

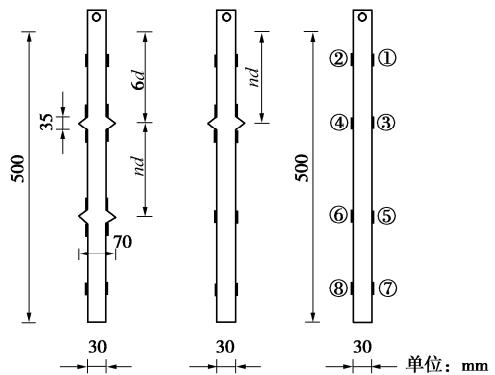


图 2 模型桩及应变片示意图

Fig. 2 Model pile and strain gauges

(2) 拉力传感器, 此传感器是应变式拉力传感器, 量程为 1 t。传感器直接与作用在桩顶的钢丝绳相连, 通过读数仪可直接读得施加在桩顶的实际荷载, 避免了传感器上方杠杆装置因摩擦等因素引起的一些误

差，荷载取值更加准确。

(3) 应变读数仪，应变片外伸导线以及拉力传感器导线与应变读数仪相连，在读数仪上读出相应传感器应变。

(4) 百分表，测量桩的上拔位移量，量程为 10 mm。本试验使用两支百分表分别置于桩顶左右侧，以避免桩顶偏心位移带来的误差。

#### 1.4 试验内容及方法

该模型试验的两个研究目的为：①承力盘位置与间距对旋挖挤扩灌注桩抗拔承载性能的影响；②承力盘间距的最优取值等。

试验采用分级加载的方式，载荷为等重量的砝码，每级加载后荷载大小保持不变，同时在桩顶固定百分表测量模型桩上拔变形量和在桩身关键位置以及其他合适处黏贴应变片监测桩身应力应变情况，按规范的规定时间间隔记录百分表读数和传感器读数，待稳定后加下一级荷载，若变形量过大停止加载。根据试验记录，绘制桩的  $Q-S$  曲线、 $S-lgt$  曲线，由这些数据曲线获得桩的抗拔极限承载力、盘阻、侧阻，并对其进行分析与总结。

## 2 试验数据处理及分析

本试验有两组对照试验，一组为单盘桩与等直径桩，另一组为双盘桩与 3 号单盘桩。为了分别获得盘位置和盘间距对桩抗拔性能的影响因素，我们将试验数据分成两部分进行处理分析。

#### 2.1 单盘桩与等直径桩对照分析

为了客观的认识试验桩的首盘埋深位置对桩的抗拔承载力的影响，我们将单盘桩与等直径桩做对照来处理分析试验结果。

##### (1) 等直径桩试验数据处理及分析

等直径桩试验得到的  $Q-S$  曲线、 $S-lgt$  曲线如图 3, 4，由这些曲线看出，桩的抗拔承载力大约为 680 N。

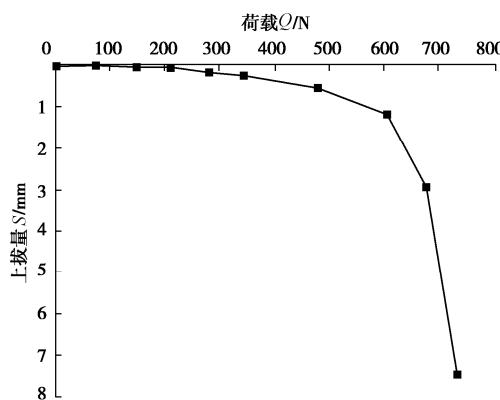


图 3 等直径桩  $Q-S$  曲线图

Fig. 3  $Q-S$  curve of equal diameter pile

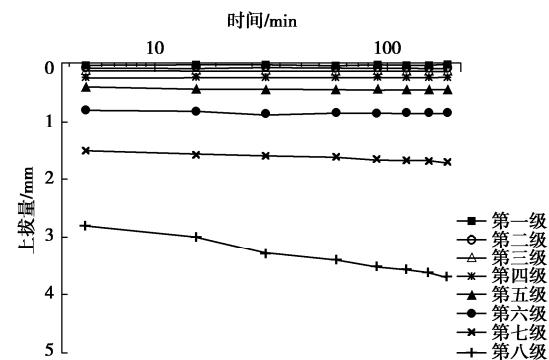


图 4 等直径桩  $S-lgt$  曲线图

Fig. 4  $S-lgt$  curves of equal diameter pile

##### (2) 单盘桩试验数据处理及分析

单盘桩试验得到的  $Q-S$  曲线、各桩抗拔承载力和盘阻如图 5 和表 4, 5。

表 4 不同盘位单盘桩承载力

Table 4 Bearing capacities of single-disc piles at different positions

桩号	埋深( $d=30$ mm)	承载力/N	与直孔桩承载力比值
ZK	—	678	1.00
#1	4d	1043	1.54
#2	5d	1190	1.76
#3	6d	1230	1.81
#4	7d	1318	1.94
#5	8d	1499	2.21

表 5 单盘桩盘阻及侧阻值

Table 5 Resistance and side resistance values of single-disc piles

桩号	#1	#2	#3	#4	#5	ZK
埋深( $d=30$ mm)	4d	5d	6d	7d	8d	—
盘阻极限值/N	247	297	407	458	486	—
盘阻占比	0.24	0.29	0.32	0.36	0.34	—
侧阻极限值/N	764	759	846	830	967	678
侧阻占比	0.76	0.71	0.68	0.64	0.66	1.00

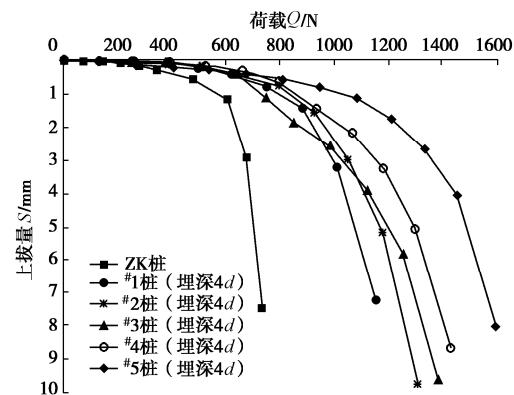


图 5 等直径桩与单盘桩  $Q-S$  曲线图

Fig. 5  $Q-S$  curves of equal-diameter pile and single-disc pile

从表 4 可知，等直径桩的承载力为 678 N，它的抗拔力很小，而 DX 桩的承载力都在 1000 N 以上，明显优于等直径桩，大约是等直径桩的 1.5~2.3 倍。

从表 5 可知, 其一, 从盘阻来看, 随着承力盘埋深增加, 盘阻呈现递增趋势。但是从 3 号桩开始, 盘阻占比却没有显著增加, 极限盘阻值增加幅度也不大。可知承力盘埋深在 6 倍桩径左右, 支盘所提供的承载力已逐渐达到极限, 因此 6 倍桩径可作为承力盘的影响范围。其二, 从两种桩型的侧阻来看, 单盘桩比等直径桩的土体摩擦作用要大得多, 可能有两种原因, 一种是由于盘的存在, 导致与土的接触面积增大, 另一种是盘对土有挤压作用, 也就是盘阻的存在。

从图 5 可知, 加载前期, 随着荷载的增大, 曲线的变化趋势都比较平缓, 差别不大; 加载后期, 随着荷载的增大, 等直径桩的曲线变化迅速增大, 接近极限荷载时, 出现明显的拐点, 而 DX 桩的曲线随着荷载增大, 变化比较平缓, 没有出现明显的拐点。破坏时, 单盘桩的上拔量大约是等直径桩的 3 倍。

综上, 无论是在抗拔承载力还是上拔量方面, DX 桩都远优于等直径桩。同时, 为了盘阻的充分发挥, 盘的埋深位置至少为 6 倍桩径。

## 2.2 双盘桩与 3 号桩对照分析

为了客观的认识桩的承载力与盘间距的关系和抗拔特性, 我们将双盘模型桩与 3 号桩进行比较, 且 3 号桩与各种双盘桩的首盘埋深相同, 都为 6 倍桩径。

### (1) 单盘 3 号桩试验数据处理及分析

3 号桩的试验数据处理如图 6, 7。

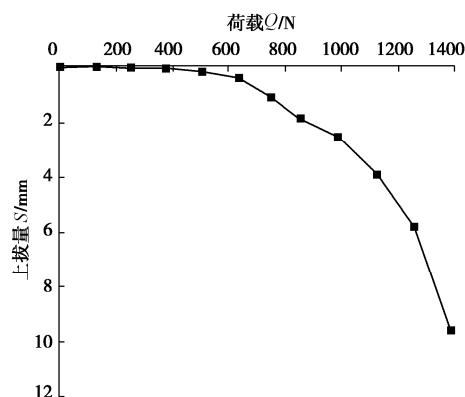


图 6  $Q$ - $S$  曲线图

Fig. 6  $Q$ - $S$  curves

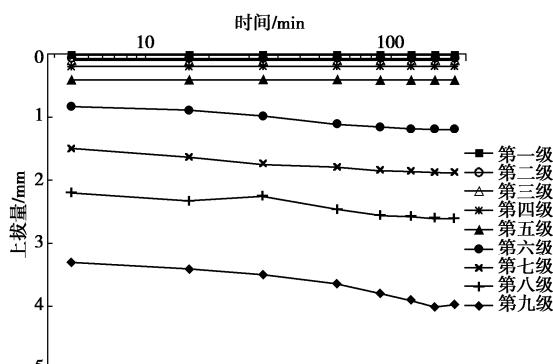


图 7  $S$ - $lgt$  曲线图

Fig. 7  $S$ - $lgt$  curves

### (2) 双盘试验数据处理及分析

双盘桩试验得到的  $Q$ - $S$  曲线、各桩抗拔承载力和盘阻如图 8 和表 6, 7。

表 6 不同盘间距双盘桩承载力

Table 6 Bearing capacities of double-disc piles with different disc spacings

桩号	盘间距 ( $d=30$ mm)	承载力 /N	与 3 号桩承载力 比值
#3	—	1230	1.00
#6	2d	1068	0.87
#7	3d	1361	1.11
#8	4d	1732	1.41
#9	5d	1912	1.55
#10	6d	1930	1.57

表 7 双盘桩盘阻及侧阻值

Table 7 Values of disc resistance and side resistance

桩号	#6	#7	#8	#9	#10	#3
盘间距 ( $d=30$ mm)	2d	3d	4d	5d	6d	—
盘阻极限值/N	378	620	771	926	964	407
盘阻占比	0.36	0.48	0.48	0.49	0.49	0.32
侧阻极限值/N	713	655	823	974	1014	846
侧阻占比	0.64	0.52	0.52	0.51	0.51	0.68

从表 6 和图 8 可知, 盘间距为 2 倍桩径时, 双盘桩承载力是 3 号单盘桩的 0.87 倍, 造成这种原因可能是两盘间距很小, 形成整体作用, 双盘的盘阻难以充分发挥, 以至于双盘桩的承载力小于单盘桩。随着盘间距的增加, 抗拔承载力的极限值有明显增加, 当盘间距为 3 倍桩径时, 双盘桩的承载力是单盘桩的 1.11 倍, 提高还不是很大; 当盘间距达到 5 倍桩径时, 双盘桩承载力提高很大; 但当盘间距达到 6 倍桩径时, 双盘桩承载力的提高却变缓。这说明, 当盘间距达到 5 倍桩径时, 上下盘都单独作用, 相互影响很小, 盘阻已充分发挥, 所以, 为了盘阻的充分发挥, 盘间距最佳取值应至少为 5 倍桩径。

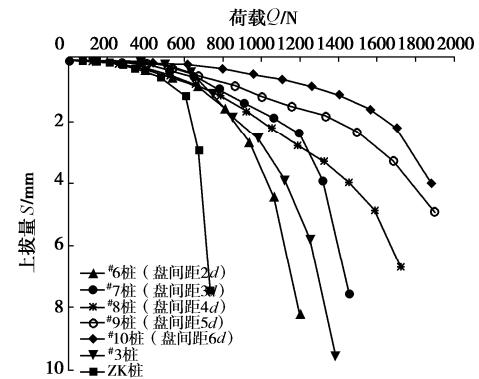


图 8  $Q$ - $S$  曲线汇总图

Fig. 8 Summary of  $Q$ - $S$  curves

从表 7 中可知, 当承力盘间距达到 5 倍桩径时, 无论是在盘阻还是侧阻方面, 双盘桩的阻力都大于单

盘桩的阻力,说明在此时,两个承力盘相互影响比较小,都发挥的比较充分,趋近于独立工作。从而也证明了双盘桩的承力盘间距最佳取值应至少为 5 倍桩径。

### 3 结 论

本次模型试验用土为粉质黏土,单盘桩承力盘位置与双盘桩盘间距对于抗拔承载力的影响,主要结论有以下几点:

(1) 试验表明在粉质黏土地基中,无论在抗拔承载能力还是上拔量方面,DX 桩所展现的特性都明显优于相同情况下的等直径桩。

(2) 单盘桩与等直径桩的对照试验表明,随着盘埋深的增加,桩的承载力也随之增大。当单盘桩埋深大于 6 倍桩径时,随着承力盘埋深的增大,盘阻极限值提高的趋势变缓,这说明盘端阻力的影响范围为六倍桩径,因而,首盘埋深应至少 6 倍桩径。

(3) 双盘桩与 3 号单盘桩的试验表明,随着盘间距的增大,两个盘相互影响逐渐减小,当盘间距大于 5 倍桩径时,近乎独立发挥抗拔作用,所以承力盘间距应至少为 5 倍桩径。

(4) 承力盘的存在改变了 DX 桩的抗拔破坏模式,在提供盘阻的同时提高了桩侧摩阻力。与等直径桩相比,DX 桩的承力盘对土产生了挤密效应,也即意味着土体能发挥更大的作用。

### 参考文献:

- [1] 钱德玲. 支盘桩抗压和抗拔特性的研究[J]. 岩土力学, 2003, 24(增刊): 517 - 520. (QIAN De-ling. A study of compression and extraction resistance behavior of squeezed supporting disk pile[J]. Rock and Soil Mechanics, 2003, 24(SO): 517 - 520. (in Chinese))
- [2] 朱炎兵, 雷 崇. 等截面抗拔桩在地铁车站抗浮中的应用[J]. 铁道勘测与设计, 2007(5): 94 - 98. (ZHU Yan-bing, LEI Chong. Application of equal section uplift pile in anti-flouting of subway station[J]. Railway Survey and

Design, 2007(5): 94 - 98. (in Chinese))

- [3] 卢成原, 孟凡丽, 王章杰, 等. 非饱和粉质黏土模型支盘桩试验研究[J]. 岩土工程学报, 2004, 26(4): 522 - 525. (LU Cheng-yuan, MENG Fan-li, WANG Zhang-jie, et al. Test of model piles with branch plates in unsaturated silt clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, 26(4): 522 - 525. (in Chinese))
- [4] 卢成原, 孟凡丽, 吴 坚, 等. 不同土层对支盘桩荷载传递影响的模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(20): 3547 - 3551. (LU Cheng-yuan, MENG Fan-li, WU Jian, et al. Testing study on effect of different soil layers on load transfer of model piles with branch plates[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(20): 3547 - 3551. (in Chinese))
- [5] 张宝钿, 卢成原. 支盘桩的抗拔机理及工程应用[J]. 建筑技术, 2009, 40(9): 843 - 846. (ZHANG Bao-dian, LU Cheng-yuan. Study on uplift mechanism and engineering application of disk pile[J]. Architecture Technology, 2009, 40(9): 843 - 846. (in Chinese))
- [6] 陈 轮, 常冬冬, 李广信. DX 桩单桩承载力的有限元分析[J]. 工程力学, 2002, 19(6): 67 - 72. (CHEN Lun, CHANG Dong-dong, LI Guang-xin. Finite element analysis of bearing capacity of a single DX pile[J]. Engineering Mechanics, 2002, 19(6): 67 - 72. (in Chinese))
- [7] 高笑娟, 朱向荣. 用双曲线法预测挤扩支盘桩的极限承载力[J]. 岩土力学, 2006, 27(9): 1596 - 1600. (GAO Xiao-juan, ZHU Xiang-rong. Forecasting ultimate bearing capacity of single squeezed branch pile by hyperbola method[J]. Rock and Soil Mechanics, 2006, 27(9): 1596 - 1600. (in Chinese))
- [8] 钱德玲. 具有高抗拔性能的支盘桩在工程中的应用研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 22(4): 678 - 682. (QIAN De-ling. Engineering application study of squeezed branch pile with high antipulling behavior[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2003, 22(4): 678 - 682. (in Chinese))

(编校: 明经平)

DOI: 10.11779/CJGE2020S1019

# 干湿循环作用下粉煤灰改良黄土路基的动强度试验研究

钟秀梅<sup>1</sup>, 王 谦<sup>\*1</sup>, 刘钊钊<sup>1, 2</sup>, 白 兰<sup>3</sup>, 马金莲<sup>1</sup>, 刘富强<sup>1, 2</sup>, 李 娜<sup>1</sup>, 王 峻<sup>1</sup>

(1. 中国地震局(甘肃省)黄土地震工程重点实验室, 甘肃 兰州 730000; 2. 兰州大学土木工程与力学学院, 甘肃 兰州 730000;  
3. 西安长庆科技工程有限责任公司, 陕西 西安 710018)

**摘要:** 车载和干湿循环作用是粉煤灰改良黄土路基的强度特性和稳定性的重要影响因素。通过在黄土中添加粉煤灰静压制备不同配合比的改良黄土试样, 经过不同的干湿循环周期后进行动三轴试验。基于试验结果, 研究了粉煤灰改良黄土的动残余变形和动强度演化特征, 分析了粉煤灰配合比、干湿循环周期对改良黄土动残余变形、动强度的定量影响关系, 提出了粉煤灰改良黄土的最优配比。结果表明: 粉煤灰改良可显著提升改良黄土的动强度并可有效控制改良土动残余变形的增长; 粉煤灰掺量  $m=30\%$  时, 改良黄土的临界动应力最大, 动残余变形最小; 干湿循环作用使得改良黄土路基的临界动应力降低、动残余变形增大; 随着干湿循环次数的增加, 临界动应力先降低再回升, 下降速率随振次的增加而减小; 经过 2 个周期的干湿循环后, 粉煤灰改良黄土的动残余变形总体趋于稳定。长期列车荷载和干湿循环作用下改良黄土地基的最优配比为粉煤灰掺量  $m=25\% \sim 30\%$ 。

**关键词:** 动残余变形; 临界动应力; 粉煤灰掺量; 干湿循环; 动三轴试验

中图分类号: TU444; U213.1 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)S1-0095-05

作者简介: 钟秀梅(1981—), 女, 副研究员, 硕士生导师, 主要从事黄土地震灾害方面的研究工作。E-mail: xmzhong26@163.com。

## Dynamic strength of fly ash-modified loess subgrade under influences of drying-wetting cycle

ZHONG Xiu-mei<sup>1</sup>, WANG Qian<sup>1</sup>, LIU Zhao-zhao<sup>1, 2</sup>, BAI Lan<sup>3</sup>, MA Jin-lian<sup>1</sup>, LIU Fu-qiang<sup>1, 2</sup>, LI Na<sup>1</sup>, WANG Jun<sup>1</sup>

(1. Key Laboratory of Loess Earthquake Engineering, China Earthquake Administration & Gansu Province, Lanzhou 730000, China;

2. School of Civil Engineering and Mechanics, Lanzhou University, Lanzhou 730000, China; 3. Xi'an Changqing Technology Engineering Co., Ltd., Xi'an 710018, China)

**Abstract:** The traffic load and the drying-wetting cycle have an important influence on the strength characteristics and stability of fly ash-modified loess subgrade. To illustrate the influences of drying-wetting cycle on the strength of the fly ash-modified loess, a series of dynamic triaxial tests on the fly ash-modified loess samples with different fly ash contents are conducted after different drying-wetting cycles. Based on the test results, the dynamic residual deformation and dynamic strength evolution characteristics of the fly ash-modified loess are analyzed. The influences of fly ash content and drying-wetting cycle on the residual dynamic deformation and dynamic strength of the modified loess are discussed. The optimum proportion of the fly ash-modified loess is proposed. The results show that the fly ash-modified loess can significantly improve the dynamic strength of the subgrade and effectively decrease the dynamic residual deformation of the modified loess. The critical dynamic stress of the modified loess is the largest and the dynamic residual deformation is the smallest when the fly ash content  $m=30\%$ . After the drying-wetting cycle, the critical dynamic stress of the modified loess decreases whereas the dynamic residual deformation increases. The critical dynamic stress decreases firstly and then increases with the increase of the drying-wetting cycle. However, the decrease rate of the critical dynamic stress decreases with the increase of the drying-wetting cycle. The dynamic residual deformation of the fly ash-modified loess becomes stable after 2 drying-wetting cycles. In addition, the modified loess subgrade has an optimum behavior under the coupling effect between traffic load and drying-wetting cycle when the fly ash content  $m$  is between 25% and 30%.

**Key words:** dynamic residual deformation; critical dynamic stress; fly ash content; drying-wetting cycle; dynamic triaxial test

## 0 引言

西部大开发和“一带一路”战略决策的实施, 促

基金项目: 地震科技星火计划项目(XH20057); 中国地震局地震预测研究所基本科研业务经费项目(2018IESLZ06, 2016IESLZ01); 国家自然科学基金项目(51778590)

收稿日期: 2020-06-05

\*通信作者(E-mail: wangq0930@126.com)

进了西北地区工程建设的迅猛发展，穿越黄土高原地区的高速铁路、高速公路越来越多。黄土是第四纪典型的沉积物，形成于干旱半干旱气候环境<sup>[1]</sup>，具有特殊的结构性、水敏性和动力易损性，在长期行车荷载和水的双重作用下，铁路、公路路基在运营过程中经常出现路基沉降变形、开裂等病害，严重影响了工程质量和运营效果，甚至造成交通事故，带来了巨大的经济损失。科学的研究和工程实践证明，地基土改性处理可有效解决路基的变形和沉降问题，提高路基的稳定性。粉煤灰是热电厂排出的主要固体废弃物，具备高吸附活性和强吸水性，近年来作为改性剂大量应用于公路、铁路和建筑物地基等工程实践，兼具废物利用和环境友好的特点。陈存礼等<sup>[2]</sup>用对水泥、石灰、粉煤灰改良土的力学性能进行试验研究，得到了一些规律性的结论；张向东等<sup>[3]</sup>研究粉煤灰、石灰含量对动力参数的影响，得到了几种配比的试验结果；祝艳波等<sup>[4]</sup>从宏观和微观角度研究石灰、水泥、粉煤灰对泥岩风化物改良土的工程特性；王峻等<sup>[5]</sup>、王谦等<sup>[6]</sup>开展了粉煤灰改性黄土的动本构关系和震陷特性研究，提出了粉煤灰改性黄土的最佳配比。

对于黄土高原来说，由于西北地区干旱、少雨的气候环境及周期性气候变化，在降雨和蒸发交替作用下，高速铁路路基总是处于饱和、非饱和的干湿循环状态变动中，长期、往复的干湿循环作用会引起路基内部土体结构的变化，从而影响其强度和变形特性，最终导致路基沉降变形、路面破坏，影响交通枢纽的正常运行和安全使用，已有一些学者做过干湿循环下改良土的强度、土水特征曲线和渗透性方面的研究。赵天宇等<sup>[7]</sup>、刘奉银等<sup>[8]</sup>通过对比干湿循环曲线上体积含水率的差异，初步研究了黄土土-水特征曲线在干湿循环下的滞回特性。涂义亮等<sup>[9]</sup>、刘文化等<sup>[10]</sup>对反复干湿循环条件下的粉质黏土强度峰值、有效黏聚力、模量、变形特性、临界循环动应力和动强度进行了研究。然而，现阶段有关粉煤灰改良黄土的研究，静力学研究成果居多，已有的动力学成果多是以粉质黏土、膨胀土为改良对象<sup>[11-13]</sup>，粉煤灰改良黄土也多关注的是动本构关系、震陷特性，而对粉煤灰改良黄土路基的动强度特性，尤其是干湿循环作用对动强度的影响研究涉及较少。

本文通过动三轴试验，关于干湿循环作用对粉煤灰改良黄土的动强度特性影响进行了研究，得出了改良黄土动强度、动残余变形随粉煤灰掺入量的变化规律，分析了干湿循环作用对粉煤灰改良黄土路基临界动应力的影响关系，提出了粉煤灰改良黄土路基的最优配比和加固机理。研究结果可为黄土路基设计和处理提供基础数据和理论参考，对于黄土地区建设工程

抗震设防能力的进一步提升具有重要的参考价值。

## 1 材料和试验方法

### 1.1 不同配比粉煤灰改良黄土的制备

试验用的原状土取自甘肃省临夏县东北部黄土塬上某工程场地，取土深度 5 m，属 Q<sub>3</sub> 黄土，据室内土工试验结果，试验用黄土的天然含水率为 13.3%，密度为 1.436 g/cm<sup>3</sup>，相对密度为 2.70，塑限为 25.6%，液限为 16.4%，在 2~0.075 mm 的颗粒占 7.5%，在 0.075~0.005 mm 的颗粒占 74.0%，小于 0.005 mm 的占颗粒 18.5%。粉煤灰取自国电兰州热电有限责任公司，其化学成分和黏土质矿物相似，其中，SiO<sub>2</sub>、Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>、MgO 的含量约占 85%。

原状黄土用橡皮锤碾碎后过 2 mm 的筛，与粉煤灰在 105℃的烘箱条件下分别烘干；定义粉煤灰掺量  $m$  为粉煤灰与素土质量比的百分数，分别按照  $m=0\%$ （素土），5%，10%，15%，20%，25%，30% 配置重塑试样。为保证改良黄土的均匀性和试样的可对比性，首先按相应的干容重和掺量称量黄土和粉煤灰进行干拌，干拌均匀之后，再对不同组别的土料统一按照最优含水率 16.6% 加入蒸馏水，拌合均匀后装入保鲜袋并放入密封罐中静置 24 h，采用两端静压法、依据素土的最大干密度 1.70 g/cm<sup>3</sup> 进行重塑，压实系数  $K$  为 0.93。将制备好的土样在恒温恒湿环境下养护 28 d。

### 1.2 干湿循环改良土样制备方法

选取掺量  $m=25\%$  的改良土试样进行干湿循环试验，干湿循环周期设定为 5 组：0，1，2，3，5 次。试样养护 28 d 后先饱和再干燥。饱和方法采用抽真空饱和法，待饱和完成后，在室温条件下，将试样置于通风处进行干燥。采取称重法控制试样含水率，为了保证试样不同部位失水的均一性，待干燥试样的含水率与初始含水率相同时，将试样密封养护 24 h 以上，确保试样中水分均匀。

### 1.3 动三轴试验方法

不同掺量粉煤灰改良黄土的动三轴试验在英国 Wykeham Farrance 公司生产的 WF-12440 型动三轴-扭剪试验系统上完成。试验过程严格按照《土工试验规程》(GBT50123—2019)<sup>[14]</sup>的规定进行，不同组别改良黄土试样尺寸统一为直径 50 mm、高度 100 mm 的圆柱体，试验过程分固结和循环剪切 2 个步骤。试样的轴向固结压力统一选取 200 kPa，固结比  $K_c=0.4$ ，固结稳定标准为试样轴向变形  $\leq 0.005 \text{ mm/min}$ 。循环剪切时选用频率为 1 Hz 的等幅正弦荷载，在同一固结压力下每组用 4~5 个物性参数相近的试样，对其分别施加不同幅值的动应力  $\sigma_d$ （统一选用 10，30，50，

70, 90, 110 kPa), 最大循环剪切次数为 200, 记录动应力和动应变的变化。

## 2 试验结果及结果分析

### 2.1 粉煤灰改良黄土的动应力 - 动应变曲线

根据动三轴试验记录的动应力 - 动应变时程, 可得到不同振次下不同掺量粉煤灰改良黄土的动应力  $\sigma_d$  - 动应变  $\varepsilon_d$  关系曲线(图 1)。由图 1 可知, 在不同振次下, 低动应力 ( $\sigma_d=10, 30) 时, 不同掺量粉煤灰改良黄土动应变的差别较小, 随着动应力的增大, 动应变非线性增大, 且动应变的差值也越来越大。随着振次的增加, 不同掺量粉煤灰改良黄土的动应变均非线性增大。当振次较小时 ( $N=10$ ) 时, 改良黄土的动应变增速较快; 当  $N \geq 50$  次之后, 增长速率变缓。在不同振次下, 随着粉煤灰掺量的增加, 改良黄土的动应变呈减小趋势, 当粉煤灰掺量达到 30% 时, 改良黄土的动应变最小, 即随着粉煤灰掺量的持续增长, 动应变的增长速率呈减缓态势, 动应力 - 动应变曲线的斜率逐渐减小, 粉煤灰掺量为 30% 时曲线斜率最小, 表明粉煤灰的掺入使得改良黄土具有了较好的抗变形能力。$

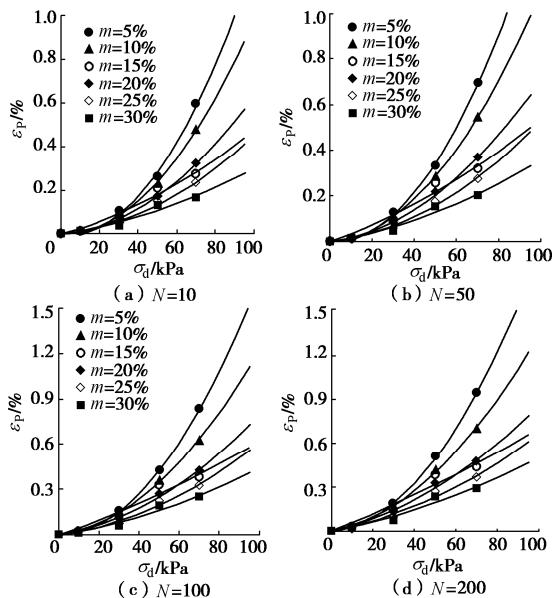


图 1 不同振次下不同掺量改良黄土的动应力 - 应变关系曲线

Fig. 1 Dynamic stress-dynamic strain curves of modified loess with different fly ash contents under different vibration cycles

### 2.2 粉煤灰改良黄土路基的临界动应力变化关系

等幅循环荷载作用下, 土的动强度被定义为在一定振动作用下, 产生某一指定应变所需的动应力。对于填筑路基, 由于路基填筑高度存在差异, 工程中可用填筑高度的 0.3% 作为路基变形控制值。因此, 选用动残余变形  $\varepsilon_p=0.3\%$  作为判定粉煤灰改良黄土路基破坏的临界动应变, 可在粉煤灰改良黄土的动应力 - 动

应变曲线中求取不同配比粉煤灰改良黄土的临界动应力, 绘制临界动应力与粉煤灰掺和比的变化关系曲线

(图 2)。如图 2 所示, 随着振次的增加, 粉煤灰改良黄土的临界动应力非线性减小, 减小速率刚开始较大, 为 7%~11%; 后逐渐平稳, 减小速率为 2%~4%。粉煤灰掺和比  $m=5\%$ , 10% 时, 改良黄土临界动应力随振次的减小趋势基本一致, 均比较缓慢。粉煤灰掺和比  $m=15\%$  的改良黄土临界动应力随振次的增加减小最快; 因此, 随着振次的增大, 不同掺和比改良黄土的临界动应力值的差距减小。压实素土只需要很小的临界动应力就能达到 0.3% 的变形; 随着粉煤灰的掺入, 改良黄土的临界动应力增长迅速, 较之素土, 不同振次下, 不同掺量粉煤灰改良黄土的临界动应力值提高了 6.6~13.3 倍。综上所述, 粉煤灰的掺入显著提高了改良黄土路基的强度, 且掺和比  $m=30\%$  的改良黄土的动残余变形最大值小于 0.3%, 土体处于动力较稳定状态, 改良黄土具有最优的抗变形能力。

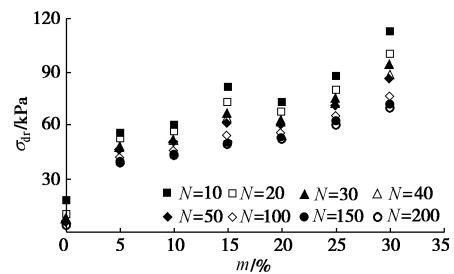


图 2 不同掺量改良黄土的临界动应力值

Fig. 2 Critical dynamic stressess of modified loess with different fly ash contents

### 2.3 干湿循环对改良黄土路基临界动应力的影响

如图 3 所示, 5 个干湿循环周期后, 随着振次的增加, 不同掺量粉煤灰改良黄土的动应力呈非线性减小, 临界动应力值降低了 2.7%~12.2%。干湿循环试验之后, 随振次增加, 改良黄土路基临界动应力衰减更迅速了, 且在最大振次时, 曲线没有平缓的趋势, 即干湿循环作用增强了振次对改良黄土路基动强度的影响。5 个干湿循环试验后, 随粉煤灰掺量的增加, 临界动应力依旧呈上升趋势, 较之素土, 不同振次下, 不同掺量改良黄土的临界动应力值提高了 7~11.4 倍, 相对于干湿循环试验前, 各对应掺和比的改良黄土路基强度提高更多, 因此, 粉煤灰的掺入有助于减弱干湿循环作用对改良黄土路基动强度的影响。

由图 4 可知: 改良黄土的临界动应力随着干湿循环次数先降低再回升, 下降速率随振次的增加而降低; 在 1 次干湿循环后, 不同振次下改良黄土的临界动应力降低了 10%~20%; 2 次干湿循环后, 不同振次下改良黄土的临界动应力减小了 20%~24%; 3 次循环

后, 不同振次下改良黄土的临界动应力降低了 13%~23%; 5 次循环后, 不同振次下改良黄土的临界动应力下降了 10%~16%。由以上分析可知, 经过 2 次干湿循环后, 粉煤灰改良黄土的动变形总体趋于稳定。

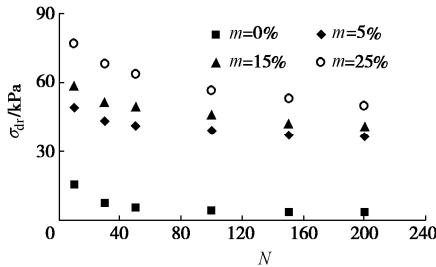


图 3 粉煤灰掺量对干湿循环后改良黄土临界动应力的影响

Fig. 3 Influences of fly ash content on critical dynamic stress of modified loess after drying-wetting cycle

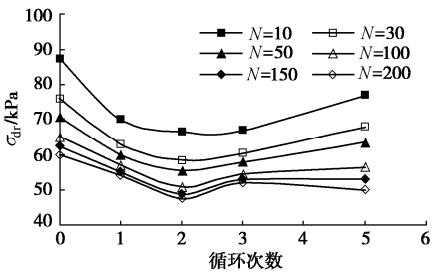


图 4 干湿循环次数对临界动应力的影响 ( $m=25\%$ )

Fig. 4 Influences of drying-wetting cycle on critical dynamic stress of modified loess ( $m=25\%$ )

#### 2.4 干湿循环作用下粉煤灰改良黄土的微结构特征

由图 5 可知, 未经过干湿循环的试样土颗粒排列比较松散, 颗粒内部以点-点接触和点-面接触的方式居多, 架空孔隙较多。在最初的 1~2 个干湿循环作用过程中, 由于水的淋滤作用, 黄土中起胶结作用的易溶盐和中溶盐随干湿作用析出, 土体内部平衡状态被打破, 颗粒接触方式被打乱, 孔隙及微裂隙扩展并相互连通, 中孔隙和大孔隙增多, 颗粒间的连接和胶结作用减弱, 导致改良土路基强度降低。5 个干湿循环之后, 改良黄土试样中出现盐析分层现象。随着干湿循环周期的增加 (3~5 个周期), 在水分的反复淋滤作用下, 黄土中起胶结作用的易溶盐和中溶盐成分经历急剧减小后趋于稳定, 土体颗粒构建起新的接触方式, 土体内部达到一个新的平衡状态。一方面, 微细颗粒随着水分迁移弥散于孔隙和裂隙通道内, 对于孔隙、裂隙起到填充作用, 土颗粒的接触方式趋于镶嵌结构, 有助于土颗粒状态的稳定和强度提高。另一方面土体脱湿过程中, 基质吸力增大, 即土体颗粒内水-气界面张力增加, 土颗粒被挤压, 土颗粒由松散逐渐变得密实, 加上微细颗粒的填隙作用, 孔隙和裂隙通道数量逐渐减小, 土体内部达到一个新的、稳定的平

衡状态, 因此, 改良土强度逐渐回升。

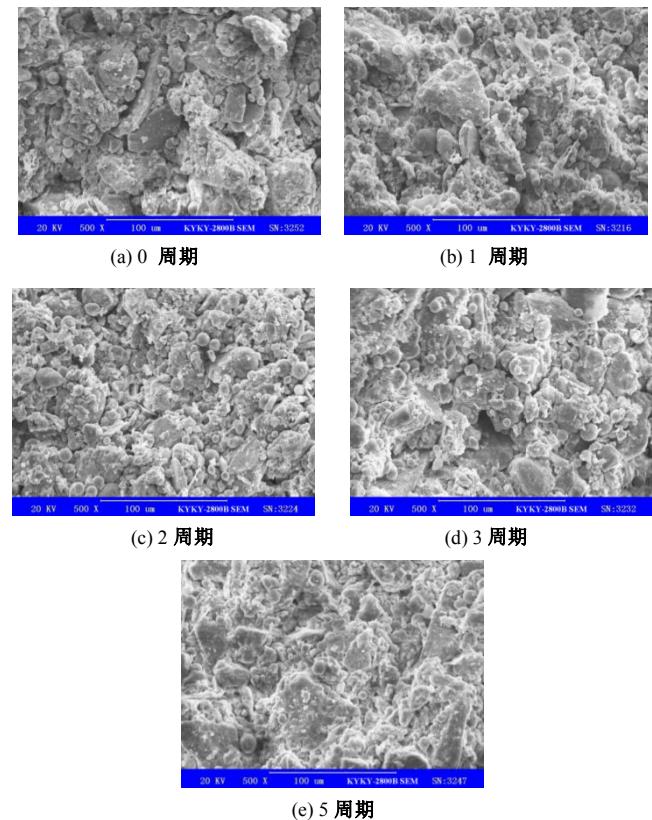


图 5 改良黄土微结构图像

Fig. 5 SEM test results of modified loess

### 3 结论

通过试验研究可以得出以下结论:

(1) 掺入粉煤灰对改良黄土动强度具有显著的增强作用, 并对改良黄土动变形的增长具有明显的抑制作用。粉煤灰掺量  $m=30\%$  时, 改良黄土动强度最大, 具有最优的抗变形能力。

(2) 随着振次的增加, 不同配比的粉煤灰改良黄土的临界动应力非线性减小, 且表现为先快后慢的规律; 随着粉煤灰掺和比的增大, 改良黄土的临界动应力逐渐增大, 掺和比  $m=30\%$  的改良黄土的临界动应力值较素土提高了 13.3 倍; 粉煤灰的掺入可显著提高改良黄土路基的强度。

(3) 相较于素土, 掺和比  $m=25\%$  改良黄土的临界动应力值平均提高了 10.9 倍, 5 个干湿循环周期后  $m=25\%$  临界动应力值平均提高了 11.4 倍, 因此, 掺入粉煤灰有助于减弱干湿循环作用对强度的影响; 随振次增加, 5 个干湿循环周期后改良黄土路基临界动应力衰减更迅速了, 干湿循环作用后使得振次对改良黄土路基动强度的影响作用更显著了。

(4) 干湿循环作用下, 土体颗粒经历破坏—重组—密实的过程, 孔隙数量先增加后趋于稳定, 宏观表现为改良黄土路基的临界动应力先降低后小幅上升,

经过 2 次干湿循环周期后, 粉煤灰改良黄土路基的动残余变形总体趋于稳定。

## 参考文献:

- [1] 王兰民, 石玉成, 刘旭, 等. 黄土动力学[M]. 北京: 地震出版社, 2003: 85 - 143. (WANG Lan-min, SHI Yu-cheng, LIU Xu, et al. Loess Dynamics[M]. Beijing: Seismological Press, 2003: 85 - 143. (in Chinese))
- [2] 陈存礼, 胡再强, 骆亚生. 兰州黄土掺合无机结合料的力学特性试验研究[J]. 西安理工大学学报, 2001, 17(3): 288 - 291. (CHEN Cun-li, HU Zai-qiang, LUO Ya-sheng. Research on the mechanical characteristics of loess mixed into inorganic combinative material in Lanzhou[J]. Journal of Xi'an University of Technology, 2001, 17(3): 288 - 291. (in Chinese))
- [3] 张向东, 曹启坤, 潘宇. 二灰改良土动力特性试验研究[J]. 岩土力学, 2010, 31(8): 2560 - 2564. (ZHANG Xiang-dong, CAO Qi-kun, PAN Yu. Experimental research of lime-fly ash soil's dynamics characteristics[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(8): 2560 - 2564. (in Chinese))
- [4] 祝艳波, 余宏明, 杨艳霞, 等. 红层泥岩改良土特性室内试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32(2): 425 - 432. (ZHU Yan-bo, YU hong-ming, YANG Yan-xia, et al. Indoor Experimental research on characteristics of improved red-mudstone[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, 32(2): 425 - 432. (in Chinese))
- [5] 王峻, 王谦, 王平, 等. 粉煤灰掺入量对改性黄土动本构关系的影响[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(增刊 1): 156 - 160. (WANG Jun, WANG Qian, WANG Ping, et al. Effect of adding amount of fly ash on dynamic constitutive relationship of modified loess[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(S1): 156 - 160. (in Chinese))
- [6] 王谦, 刘红政, 马海萍, 等. 水泥改性黄土的抗液化特性与机制[J]. 岩土工程学报, 2016, 38(11): 2128 - 2134. (WANG Qian, LIU Hong-me, MA Hai-ping. Liquefaction behavior and mechanism of the cement-stabilized loess[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, 38(11): 2128 - 2134. (in Chinese))
- [7] 赵天宇, 王锦芳. 考虑密度与干湿循环影响的黄土土水特征曲线[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2012, 43(6): 2445 - 2453. (ZHAO Tian-yu, WANG Jin-fang. Soil water characteristic curve for unsaturated loess soil considering density and dry-wet cycle effects[J]. Journal of Central South University (Science and Technology), 2012, 43(6): 2445 - 2453. (in Chinese))
- [8] 刘奉银, 张昭, 周冬, 等. 密度和干湿循环对黄土土-水特征曲线的影响[J]. 岩土力学, 2011, 32(2): 132 - 142. (LIU Feng-ying, ZHANG Zhao, ZHOU Dong, et al. Effects of initial density and dry-wetting cycle on soil water characteristic curve of unsaturated loess[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(2): 132 - 142. (in Chinese))
- [9] 涂义亮, 刘新荣, 钟祖良, 等. 干湿循环下粉质黏土强度及变形特性试验研究[J]. 岩土力学, 2017, 38(12): 1001 - 1009. (TU Yi-liang, LIU Xin-rong, ZHONG Zu-liang, et al. Experimental study on the strength and deformation characteristics of silty clay during the wetting-drying cycles[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, 38(12): 1001 - 1009. (in Chinese))
- [10] 刘文化, 杨庆, 唐小薇, 等. 干湿循环条件下粉质黏土在循环荷载作用下的动力特性试验研究[J]. 水利学报, 2015, 46(4): 325 - 332. (LIU Wen-hua, YANG Qing, TANG Xiao-wei, et al. Experimental study on the dynamic characteristics of silt clay subjected to drying-wetting cycles under cyclic loading[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2015, 46(4): 325 - 332. (in Chinese))
- [11] 杨和平, 张锐, 郑健龙. 有荷条件下膨胀土的干湿胀缩变形及强度变化规律[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(11): 1936 - 1941. (YANG He-ping, ZHANG Rui, ZHENG Jian-long. Variation of deformation and strength of expansive soil during cyclic wetting and drying under loading condition[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28(11): 1936 - 1941. (in Chinese))
- [12] 杨和平, 王兴正, 肖杰. 干湿循环效应对南宁外环膨胀土抗剪强度的影响[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(5): 949 - 954. (YANG He-ping, WANG Xing-zheng, XIAO Jie. Influence of dry-wet cycles on strength characteristics of Nanning expansive soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, 36(5): 949 - 954. (in Chinese))
- [13] 叶为民, 万敏, 陈宝, 等. 干湿循环条件下高压实膨润土的微观结构特征[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(8): 1173 - 1177. (YE Wei-min, WAN Min, CHEN Bao, et al. Micro-structural behaviors of densely compacted GMZ01 bentonite under drying/wetting cycles[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(8): 1173 - 1177. (in Chinese))
- [14] 住房和城乡建设部. 土工试验方法标准: GB/T50123—2019[S]. 北京: 中国计划出版社, 2019. (Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the PRC. Standard for Geotechnical Testing Method: GB/T50123—2019[S]. Beijing: China Planning Press, 2019. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE2020S1020

# 砾石土心墙料的强度与变形特性试验研究

左永振, 赵娜, 周跃峰

(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:** 对于土心墙堆石坝, 坝体的强度与变形协调是制约工程建设的关键问题。心墙料变形较大, 致使荷载传递给变形相对较小的坝壳粗粒料, 产生拱效应, 容易导致水力劈裂的发生, 破坏坝体的防渗系统。高土心墙堆石坝砾石土心墙料, 含有大量黏性土, 渗透系数低、固结饱和排水困难, 导致大尺寸试样的强度及变形难以准确测量。采用“砂芯”增加饱和排水通道, 加速试样饱和、固结可以有效的解决这一问题。针对某水电站砾石土心墙料, 进行了试样直径 500, 300, 150, 100 mm 等系列的三轴剪切试验和平面应变试验, 探讨了剪切速率、试样尺寸、最大颗粒粒径、应力状态等因素对强度和变形的影响规律, 获得了砾石土心墙料比较真实的强度与变形参数。

**关键词:** 高土石坝; 砾石土心墙料; 强度与变形特性; 剪切速率; 缩尺效应

中图分类号: TU411 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)S1-0100-05

作者简介: 左永振(1980—), 男, 硕士, 高级工程师, 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。

## Experimental study on strength and deformation characteristics of gravelly soil core materials

ZUO Yong-zhen, ZHAO Na, ZHOU Yue-feng

(Key Laboratory of Geotechnical Mechanics and Engineering of Ministry of Water Resources, Changjiang River Scientific Research Institute, Wuhan 430010, China)

**Abstract:** For the earth core rockfill dam, the coordination of the strength and deformation of the dam is a key issue that restricts the dam construction. The deformation of the gravelly soil core materials is large, which leads to the transfer of the load to the coarse grain of the dam shell with relatively small deformation, resulting in arching effect, which can lead to hydraulic fracturing and destroy the seepage control system of the dam. The gravel soil core materials of high earth core rockfill dam, containing coarse particles with larger particle size and a large amount of clay, have small permeability coefficient and consolidation of saturated drainage problems, resulting in that strength and deformation are difficult to be accurately measured in large-scale tests. Using sand core to increase saturated drainage channel and accelerate sample saturation and consolidation can effectively solve this problem. For the gravel soil core materials, a series of triaxial shear tests and plane strain tests are carried out with diameters of 500, 300, 150, 100 mm. The shear rate, sample size, maximum particle size, stress and other factors are discussed on the strength and the deformation of the deformation parameters, and the real strength of gravel soil core materials is obtained.

**Key words:** high earth-rock dam; gravelly soil core material; strength and deformation characteristic; shear rate; scale effect

## 0 引言

对于高土心墙堆石坝, 坝体的强度与变形协调是制约工程建设的关键问题。顾淦臣<sup>[1]</sup>在分析土石坝的裂缝时提出 2 种主要裂缝成因: ①坝壳料沉降大, 心墙沉降小, 坝壳沉陷对心墙产生切力, 引起坝顶产生纵向裂缝, ②心墙沉陷大, 坝壳沉陷小, 坝壳对心墙产生钳制力, 坝壳内产生拱效应, 心墙发生水平裂缝, 破坏坝体的防渗系统。已建的高土心墙堆石坝工程不少出现局部损伤破坏<sup>[2]</sup>, 如国内坝高 160 m 的小浪底

土心墙堆石坝, 坝高 186 m 的瀑布沟土心墙堆石坝, 美国坝高 156 m 的库加尔土心墙堆石坝, 墨西哥坝高 148 m 的埃尔因菲尼罗坝等, 都在坝肩处出现了明显的裂缝。这说明目前采用的砾石土心墙料的试验研究方法、强度与变形参数等仍存在不足之处, 导致与坝

基金项目: 国家重点研发计划(2017YFC0404801); 国家自然科学基金-雅砻江联合基金重点项目(U1765203); 长江科学院创新团队项目(CKSF2015051/YT)

收稿日期: 2020-06-03

\*通信作者(E-mail: zuoyongzh@163.com)

壳料变形不协调, 无法完全满足高土心墙堆石坝建设和长期安全运行的需求, 需要对砾石土心墙料进行更深入的试验研究工作。

三轴试验是测定心墙料抗剪强度指标和应力变形参数的最基本方法, 砾石土心墙料中既含有颗粒较粗的碎石料, 又含有相当大比例的黏性土, 渗透性非常低。强度变形试验需要使用大型三轴仪, 但砾石土心墙料因渗透系数低导致大试样的饱和、固结、排水等非常困难, 需要耗费较长时间, 试验周期长、效率低<sup>[3-5]</sup>, 同时, 试样饱和效果不好, 排水不充分会导致瞬间变形偏小, 得到的变形不准确, 试验成果不真实。因此, 砾石土心墙料的强度及应力应变特性试验成为了岩土力学测试中的难点问题。

长江科学院针对砾石土心墙料的试验难点问题进行了技术攻关, 提出采用“砂芯”加速饱和、固结、排水的专利技术方法<sup>[6-7]</sup>, 采用此技术方法, 对某水电站的砾石土心墙料进行了试样直径 500, 300, 150, 100 mm 等系列的室内试验, 探讨了剪切速率、试样尺寸、最大颗粒粒径、应力状态等因素对强度和变形的影响规律。

## 1 砂芯加速饱和固结、排水技术方法<sup>[6]</sup>

砾石土心墙料大型三轴饱和固结排水剪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  $\phi 300 \text{ mm} \times H600 \text{ mm}$  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  $\phi 6 \text{ mm}$  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; 但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 1)。因此, 在保证剪切过程中完全排水的前提下砂芯可以大大提高试验的剪切速率, 砂芯加速排水方法使砾石土心墙料大型三轴试验成为可能。

## 2 试验方案与成果

### 2.1 试验级配

本次试验的砾石土心墙料原始级配线最大粒径 200 mm, 大于 60 mm 颗粒约占 10.0%, 大于 20 mm

颗粒占 27.4%, 小于 5 mm 的细粒含量占到 53.7%。

室内模拟级配线根据试验设备允许的最大粒径采用等量替代法进行缩尺, 保持小于 5 mm 含量不变。各试验级配组成见图 2。

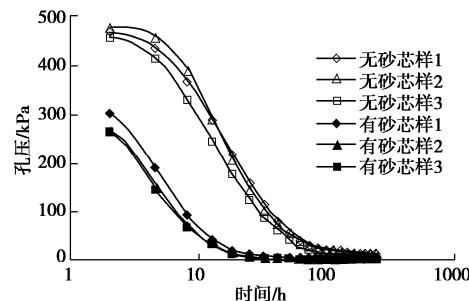


图 1 砂芯样孔压消散曲线对比<sup>[6]</sup>

Fig. 1 Comparison of pore pressure dissipation in samples with sand cores<sup>[6]</sup>

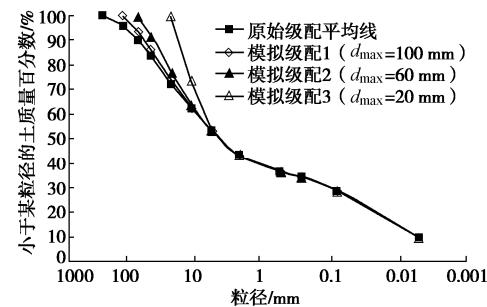


图 2 砾石土心墙料原始级配与模拟级配

Fig. 2 Original and simulated gradations of gravelly soil core materials

### 2.2 试验密度

对模拟级配 1、模拟级配 2、模拟级配 3 进行重型击实试验, 获得的最大干密度和最优含水率见表 1。试验干密度按压实度 97% 计算, 统一取  $2.05 \text{ g/cm}^3$ 。

在 5 mm 含量和击实功能相同的条件下, 控制不同的级配允许最大粒径, 用等量替代法所得到的 3 条模拟级配的最大干密度和最优含水率基本相同, 模拟级配的最大粒径对最大干密度的影响较小。这主要是因为在 5 mm 含量超过 50% 条件下, 细粒部分对最大干密度起到关键作用, 粗粒悬浮在细料中间, 不能形成骨架<sup>[8]</sup>。

表 1 大型击实试验成果表

Table 1 Results of large-scale compaction tests

试样类型	最优含水率 /%	最大干密度 /( $\text{g}\cdot\text{cm}^{-3}$ )	试验干密度 /( $\text{g}\cdot\text{cm}^{-3}$ )
模拟级配 1	8.4	2.11	2.05
模拟级配 2	8.5	2.11	2.05
模拟级配 3	8.0	2.12	2.05

### 2.3 试验仪器

试验仪器采用系列三轴仪和大型平面应变仪, 三轴仪的试样尺寸为  $\phi 500 \text{ mm} \times H1000 \text{ mm}$ 、 $\phi 300$

表 2 砂石土心墙料的试验条件与强度、变形参数

Table 2 Test control conditions and strength and deformation characteristics of gravelly soil core materials

项目	模拟 级配	试样尺寸 /mm	备注 条件	剪切 速率/(%/h)	强度与变形参数							
					K	n	R <sub>f</sub>	G	F	D	c'/kPa	φ'/(°)
饱和固结排水三轴 CD	2	φ300×600	砂芯 6mm	0.20	581	0.44	0.87	0.35	0.15	4.69	31	31.6
	2	φ300×600	砂芯 8mm	0.20	546	0.32	0.73	0.24	0.08	6.30	33	32.4
	3	φ150×300	砂芯 4mm	0.19	571	0.46	0.84	0.37	0.11	4.43	32	29.6
	3	φ101×200	砂芯 4mm	0.09	639	0.39	0.79	0.35	0.20	2.82	27	31.8
非饱和固结排水剪 CD	1	φ500×1000	S <sub>r</sub> =71.1	0.30	811	0.31	0.84	0.33	0.19	6.59	154	31.1
	2	φ500×1000	S <sub>r</sub> =71.1	0.30	756	0.29	0.83	0.19	0.03	4.73	199	30.4
	2	φ300×600	S <sub>r</sub> =71.1	1.00	742	0.38	0.86	0.24	0.07	5.04	224	27.3
	2	φ300×600	S <sub>r</sub> =71.1	0.30	775	0.26	0.85	0.29	0.06	3.46	144	29.3
	3	φ150×300	S <sub>r</sub> =67.3	1.44	815	0.32	0.82	0.43	0.20	4.57	80	28.6
	3	φ101×200	S <sub>r</sub> =69.0	0.12	600	0.40	0.80	0.31	0.15	4.03	173	33.1
	3	φ101×200	S <sub>r</sub> =90.1	0.12	550	0.45	0.75	0.38	0.20	4.17	71	33.6
	3	φ101×200	S <sub>r</sub> =98.5	0.12	500	0.35	0.75	0.32	0.18	3.26	21	31.4
	1	L300×W300×H 应变	S <sub>r</sub> =71.1	0.30	762	0.32	0.78	0.34	0.15	5.33	128	34.8
	2	600 mm		0.30	700	0.35	0.77	0.22	0.10	4.97	113	33.3

注: S<sub>r</sub>为试样饱和度。

mm×H600 mm、φ150 mm×H300 mm、φ100 mm×H200 mm 4 种。平面应变仪的试样尺寸(长×宽×高) L300 mm×W300 mm×H600 mm, 小主应力 0~2 MPa, 大主应力 0~8 MPa。

## 2.4 试验方案

根据试样饱和、排水条件、应力状态等因素设计了 4 种试验, 分别为饱和固结排水三轴剪切、饱和固结不排水三轴剪切、非饱和固结排水三轴剪切、非饱和固结排水平面应变试验, 试验条件见表 2。部分试验成果见表 2。

## 3 影响因素分析

### 3.1 试验剪切速率影响

为了研究试验剪切速率对强度和变形的影响, 对级配 2、级配 3 进行了 2 组饱和固结不排水三轴剪, 试样尺寸分别为 φ100 mm×H200 mm 和 φ300 mm×H600 mm 两种, 剪切速率分别为 1%/h, 2%/h, 4%/h, 剪切速率与规范建议的剪切速率(3%~6%) /h 相差不大。图 3 为试样尺寸 φ100 mm×H200 mm 的中型三轴成果, 3 个剪切速率的应力应变曲线基本重叠, 这说明对 φ100 mm×H200 mm 的三轴样采用规范建议的剪切速率是合适的。图 4 为试样尺寸 φ300 mm×H600 mm 的大型三轴成果, 基本规律为剪切速率大的峰值强度高, 这与采用的剪切速率较快有关,

(2%~4%) /h 的剪切速率相对 φ300 mm×H600 mm 的试样尺寸仍是较快的剪切速率。对于 φ300 mm×H600 mm 的砾石土心墙料试样, 说明目前规范中建议的 CU 试验剪切速率(3%~6%) /h 偏大, 试验获得的峰值强度和初始切线弹性模量偏高, 使抗剪强度参数和变形参数偏大, 对工程设计是不利的。

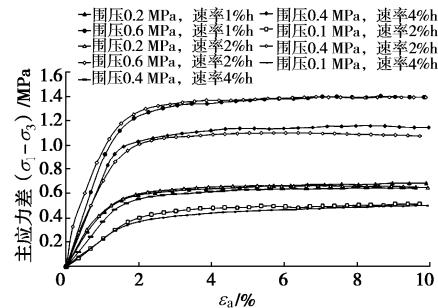


图 3 中三轴饱和 CU 试验应力应变对比曲线

Fig. 3 Stress-strain contrast curves of saturated consolidated without drainage axial shear with size of Φ 100×H200 mm

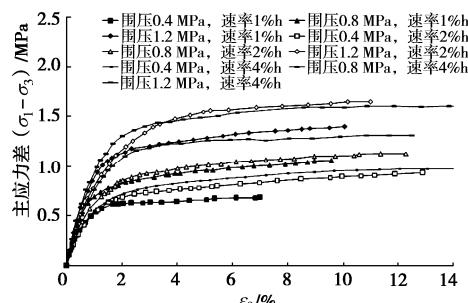


图 4 饱和大三轴 CU 试验应力应变对比曲线

Fig. 4 Stress-strain contrast curves of saturated consolidated without drainage triaxial shear with size of Φ 300×H600 mm

对模拟级配 2, 剪切速率为 1%/h, 0.3%/h 的非饱和固结排水三轴成果进行分析(图 5), 可见剪切速率较慢时, 峰值强度差别较小, 但应变 6% 范围内的应力应变曲线差异较大, 将导致变形参数的差异, 因此在试验仪器允许的剪切速率下, 应选择较低的剪切速率。

因此, 对砾石土心墙料的饱和试验, 要保证试样的充分饱和与固结过程中孔隙水充分排出, 否则对试验成果影响较大。在较大尺寸的试验中, 保证试样排水路径通畅成为首要条件。为保证大尺寸试样的试验能够充分排水, 对试样采用砂芯饱和及加速排水的新

技术, 同时采用较低的剪切速率, 能获得比较真实的强度参数。结合本次试验成果, 建议 CD 试验剪切速率取 (0.2%~0.3%) /h, CU 试验剪切速率取 1%/h。

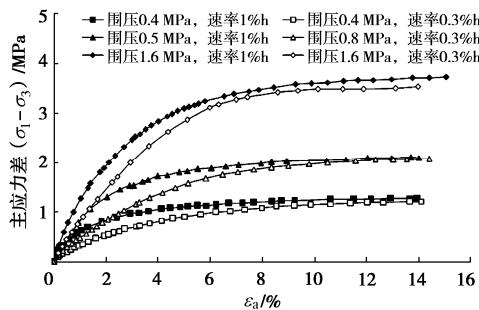


图 5 非饱和大三轴 CD 试验应力应变对比曲线

Fig. 5 Stress-strain contrast curves of unsaturated consolidated drainage triaxial shear with size of  $\phi 300 \times H 600$  mm

### 3.2 试验尺寸影响

饱和固结排水三轴的 4 组试验, 尽管采用的试样尺寸不同, 剪切速率也不同, 但饱和固结排水剪切条件下, 得到了基本相同的强度和变形参数, 表 2 中的抗剪强度参数  $c'$  值 27~33 kPa, 内摩擦角  $\varphi'$  值  $29.6^\circ \sim 32.4^\circ$ , 差异性较小, 图 6 绘制了主应力差与围压的关系曲线, 不同试样尺寸的主应力差与围压集中在狭窄的范围内, 并呈现相同的斜率, 这说明在本次试验级配条件下, 试样尺寸对强度与变形的影响非常小, 已基本获得了砾石土料的真实强度和变形特性。

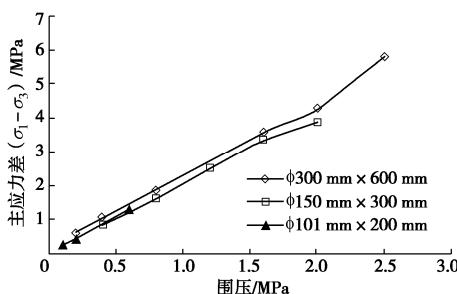


图 6 饱和三轴 CD 试验最大主应力差与围压曲线

Fig. 6 Stress deviator and confining pressure curve of saturated consolidated drainage triaxial shear

近似含水率和剪切速率条件下的非饱和固结排水三轴主应力差与围压的关系曲线见图 7, 表现出相同的规律。

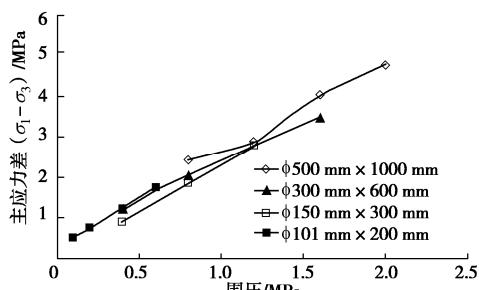


图 7 非饱和三轴 CD 试验主应力差与围压曲线

Fig. 7 Stress deviator and confining pressure curve of unsaturated consolidated drainage triaxial shear

### 3.3 最大粒径影响

在非饱和固结排水三轴剪切试验和平面应变试验中, 采用试样尺寸  $\phi 500 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm}$  的三轴仪和  $L 300 \times W 300 \times H 600 \text{ mm}$  的平面应变仪, 对级配 1 和级配 2 进行了对比研究, 除最大粒径外, 其它控制条件均相同。图 8 是非饱和固结排水三轴剪切试验的应力应变对比曲线, 可见级配 1 和级配 2 的曲线除围压 1.6 MPa 有差异外, 其余 3 个围压的应力应变近似重合, 围压 1.6 MPa 在应变 10% 后也重合在一起。图 9 是 2 组成果的最大主应力差与围压曲线, 可见最大主应力差相差极小, 这说明在本次试验级配条件下, 试样中的最大颗粒只要与试样尺寸相协调, 最大粒径对强度和变形的影响非常小。

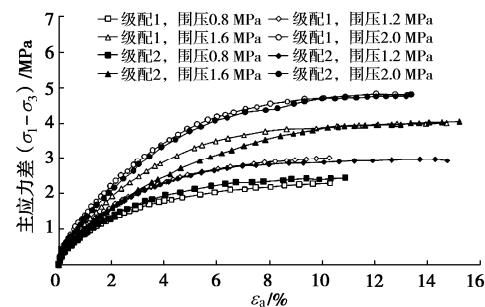


图 8 非饱和固结排水三轴剪应力应变对比曲线

Fig. 8 Stress-strain contrast curves of unsaturated consolidated drainage triaxial shear

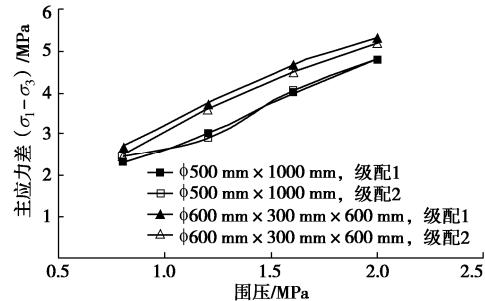


图 9 最大主应力差与围压曲线

Fig. 9 Stress deviator and confining pressure curve of triaxial shear and plane strain tests

### 3.4 应力状态影响

对模拟级配 1 和模拟级配 2 进行了大型三轴试验和平面应变试验, 除试样应力状态有差异外, 其它控制条件均相同。图 10 是模拟级配 2 的非饱和固结排水三轴剪切试验的应力应变对比曲线, 可见试验围压和试样密度相同的情况下, 平面应变试验的主应力差峰值比三轴试验高 10%~15% (图 9)。根据平面应变试验曲线, 计算的黏聚力  $c'$  值与轴对称三轴试验的黏聚力大致相当, 而内摩擦角  $\varphi'$  值比轴对称三轴试验成果高  $2^\circ \sim 3^\circ$ 。

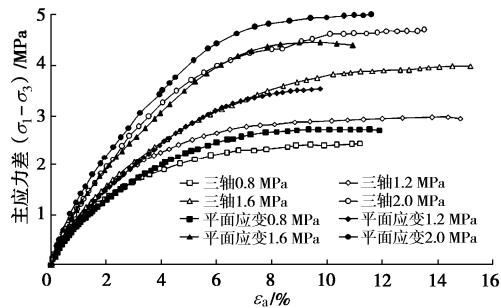


图 10 三轴与平面应变试验应力应变对比曲线

Fig. 10 Stress-strain contrast curves of triaxial shear and plane strain tests

## 4 结 论

(1) 砂石土心墙料的大型饱和三轴试验, 保证试样充分饱和与排水通畅是关键, 采用砂芯加速饱和与排水, 并采用较低的剪切速率, 可以获得比较真实的强度与变形参数。

(2) 剪切速率对大尺寸试样的峰值强度和变形有较大影响, 速率过快将导致内部孔隙水不能及时排出, 影响试验结果真实性。在试验仪器允许的剪切速率下, 应选择较低的剪切速率。

(3) 在本次砂石土心墙料细料含量较多情况下, 试样尺寸对强度方面的影响较小, 不同试样尺寸的试验成果趋于一致; 不同试样尺寸得到的变形参数接近或差异性较小。

(4) 相同试验条件下, 平面应变试验的主应力差峰值比三轴试验高 10%~15%, 计算的黏聚力  $c$  值与轴对称三轴试验的黏聚力  $c$  值大致相当, 而内摩擦角  $\varphi$  值比轴对称三轴试验成果高  $2^\circ \sim 3^\circ$ 。

## 参 考 文 献:

- [1] 顾淦臣. 土石坝的裂缝和压实质量[J]. 岩土工程学报, 1982, 4(4): 56~67. (GU Gan-chen. The cracks of earth-rock dams and density of compacted dam zone[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1982, 4(4): 56~67. (in Chinese))
- [2] 韩朝军, 朱 晟. 土质防渗土石坝坝顶裂缝开裂机理与成因分析[J]. 中国农村水利水电, 2013(8): 116~120. (HAN Chao-jun, ZHU Sheng. Crack mechanism and cause analysis of earth rock dam with impervious soil[J]. China Rural Water Conservancy and Hydropower, 2013(8): 116~120. (in Chinese))

Conservancy and Hydropower, 2013(8): 116~120. (in Chinese))

- [3] 朱俊高, 龚选, 周建方, 等. 不同剪切速率下掺砾料大三轴试验[J]. 河海大学学报(自然科学版), 2014, 42(1): 29~34. (ZHU Jun-gao, GONG Xuan, ZHOU Jian-fang, et al. Large-scale triaxial tests on behavior of gravelly soil at different shearing rates[J]. Journal of Hohai University (Natural Sciences), 2014, 42(1): 29~34. (in Chinese))
- [4] 丁树云, 毕庆涛, 殷宗泽. 三轴试验测定掺砾心墙料邓肯模型参数简化方法的探讨[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(4): 763~767. (DING Shu-yun, BI Qing-tao, YIN Zong-ze. Simplified method for measuring the Duncan model parameters of gravel-mixed core materials by means of triaxial tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, 36(4): 763~767. (in Chinese))
- [5] 李玲琳. 狮子坪水电站心墙堆石坝砾石土料施工期大型三轴压缩试验[J]. 四川水力发电, 2013, 32(5): 92~94. (LI Ling-lin. Large scale triaxial compression test of gravelly soil in the core rockfill dam of Shiziping Hydropower Station during construction[J]. Sichuan Water Power, 2013, 32(5): 92~94. (in Chinese))
- [6] 程展林, 左永振, 丁红顺. 砂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: 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. ZL2009100630575 China[P], 2011-06-15. (in Chinese))
- [7] 黄 玲, 徐 眇, 饶锡保, 等. 砂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, et al. 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))
- [8] 左永振, 张 伟, 潘家军, 等. 粗粒料级配缩尺方法对其最大干密度的影响研究[J]. 岩土力学, 2015, 36(增刊 1): 417~422. (ZUO Yong-zhen, ZHANG Wei, PAN Jia-jun, et al. Effects of gradation scale method on maximum dry density of coarse-grained soil[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, 36(S1): 417~422. (in Chinese))

(编校: 胡海霞)

DOI: 10.11779/CJGE2020S1021

# 基于 NHRI 离心机机械手的港池开挖模拟研究

任国峰<sup>1, 2</sup>, 蔡正银<sup>1, 2</sup>, 顾行文<sup>\*1, 2</sup>, 徐光明<sup>1, 2</sup>

(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:** 离心模型试验中模拟板桩码头港池开挖过程大多是在  $1g$  条件下完成, 这种开挖方式相比原型增加了一个离心加速度从  $1g$  到  $Ng$  的升速过程, 虽然模型与原型土体的最终应力状态一致, 但两者应力路径完全不同; 新研制成功的南京水利科学研究院离心机机械手可在超重力场中同时完成  $X$ ,  $Y$ ,  $Z$  3 个方向的线性运动及  $\theta$  轴方向无限制地转动, 借助于该机械手和特制的开挖工具开展了在  $50g$  条件下港池分层开挖模拟研究, 此开挖方式完全符合离心模型相似准则。比较两种不同开挖模拟方式下得到的板墙弯矩值和板墙水平侧向位移值, 结果表明: 板墙弯矩变化规律基本一致, 但在超重力场中进行开挖模拟试验得到的前墙弯矩极大值明显偏大, 锚碇墙弯矩极大值偏小;  $1g$  条件下开挖得到的板墙水平测向位移值偏大。

**关键词:** 应力路径; 土工离心机机械手; 板墙弯矩; 分层开挖; 相似准则

中图分类号: TU411 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)S1-0105-06

作者简介: 任国峰(1986—), 男, 河南周口人, 工程师, 从事土工离心模型试验研究。E-mail: gfren@nhri.cn。

## Basin excavation using robotic manipulator of geo-centrifuge at NHRI

REN Guo-feng<sup>1, 2</sup>, CAI Zheng-yin<sup>1, 2</sup>, GU Xing-wen<sup>1, 2</sup>, XU Guang-ming<sup>1, 2</sup>

(1. Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210029, China; 2. State Key Laboratory of Hydrology-Water Resources and Hydraulic Engineering, Nanjing 210029, China)

**Abstract:** The simulation of basin excavation process of the sheet-pile wharf in the centrifugal modeling tests is mostly carried out under  $1g$ . Also an elevation of  $1g$  to  $Ng$  is added compared with the prototype, which results in the same stress state but different stress paths. The first four-axis robotic manipulator of the Mainland of China has been successfully developed and applied to the 400 gt geotechnical centrifuge at Nanjing Hydraulic Research Institute (NHRI). This robot, with four degrees of freedom, can achieve movements simultaneously in linear directions of  $x$ ,  $y$ ,  $z$  and rotation of  $\theta$ . The robot and special tool are used to simulate the excavation of layered soil of the sheet-pile wharf basin under  $50g$  in accordance with the model similarity criterion totally. By comparing the bending moments and the horizontal lateral displacements of the wall got from floor  $1g$  and  $50g$  excavation simulation, the result reveal that the change rules of the bending moments of the wall are basically identical. However, the bending moments of the front wall by means of the excavation are clearly larger and the bending moments of the anchor wall are smaller. The lateral displacement of the wall is greater under floor excavation of  $1g$ .

**Key words:** stress path; geo-centrifuge robotic manipulator; bending moment of wall; layered soil excavation; similarity criterion

## 0 引言

在离心模型试验中, 施工过程的模拟是最复杂, 也是对模型的性状影响最明显的。在板桩码头结构中, 以单锚板桩码头结构为例, 其由前墙、锚碇墙和拉杆组成, 作用于码头构件上的外部荷载主要是土压力, 其变化是由港池开挖和码头面堆载引起的。为了充分掌握码头构件内力、变形以及稳定性情况, 就要弄明白土体与码头结构物之间相互作用机理, 尤其是因为开挖港池造成板墙土压力变化和板墙之间土体位移场

变化带来的影响。

根据现有的离心模拟技术条件, 模拟港池土体开挖问题大致可分为 3 类方法: ①在制样时预先挖除土体<sup>[1-3]</sup>, 通过分级提高离心加速度模拟土体与码头结构物的应力反应, 按照该方式模拟, 在预挖有港池的地

基金项目: 国家自然科学基金面上项目(51879167); 中央级公益性科研院所基本科研业务费专项资金项目(Y317011、Y319001)

收稿日期: 2020-06-01

\*通信作者(E-mail: xwgu@nhri.cn)

基土体中，其侧向应力和竖向应力随离心加速度升高同步发生增大；而原型情形却是地基开挖过程中土体竖向应力不变而侧向应力不断减小。虽然模型与原型土体最终的应力状态一致，但两者的应力路径完全不同，原型土体循行的是侧向减载应力路径，而模型土体循行的却是比例加载应力路径，如图 1 所示，图中  $\sigma_v$  代表竖向应力， $\sigma_h$  代表侧向应力， $a$  代表加速度， $\sigma_{h0}$ ， $\sigma_{v0}$  与  $\sigma_{he}$ ， $\sigma_{ve}$  分别代表土体初始应力状态和最终应力状态， $N$  为模型比尺。土体的性状不仅取决于最终的应力状态，而且与其循行的应力路径密切相关。由于常规模拟方式将侧向卸载问题当作一个比例加载问题来模拟研究，其结果必然偏离原型真实性状，影响模型试验结果可靠性。②在离心机运转条件下通过排放与土体密度近似的溶液代替拟开挖土体，即排液法<sup>[4-6]</sup>。试验中，一般选取 ZnCl<sub>2</sub> 溶液作为替代液体，该溶液有毒和腐蚀性，存在一定的安全隐患，而且由于液体在相同深度内各向压强相等，排放液体所形成的侧向压力系数与土体有较大差别，不能真实模拟土体侧向土压力。③通过制作特定的装置间接模拟土体开挖<sup>[7-8]</sup>。

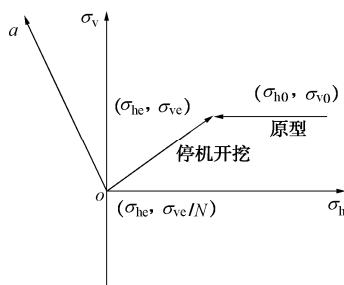


图 1 模型土体与原型土体应力路径比较

Fig. 1 Comparison of stress paths between model and prototype

本文拟采用国内第一台土工离心机机械手在离心加速度 50g 条件下直接模拟土体分层开挖过程，该方法完全满足模型相似律要求，是目前最理想的模拟土体开挖的方式。试验过程中采用专门的土体开挖工具，科学编制相应开挖顺序，较真实地还原土体卸荷过程。

## 1 NHRI 离心机机械手

南京水利科学研究院离心机机械手（以下简称 NHRI 离心机机械手）是国内第一台土工离心机机械手，配备在如图 2 所示的 NHRI400gt 大型土工离心机上，设计加速度为 100g。该机械手可在离心机高速运转过程中实现 X, Y, Z 轴和  $\theta$  轴四轴联动，主要有主机系统、电气系统等部分组成。

### 1.1 主机系统

试验时，将机械手整体放置在离心机吊篮上，吊篮尺寸 1200 mm (X) × 1200 mm (Y) × 1100 mm (Z)，机械手模型箱净尺寸为 1240 mm (X) × 750 mm (Y) × 650 mm (Z)。为了减轻机械手箱体重量，选用合金铝材质，板厚为 50 mm。图 3 是 NHRI 离心机机械手整体布置图。

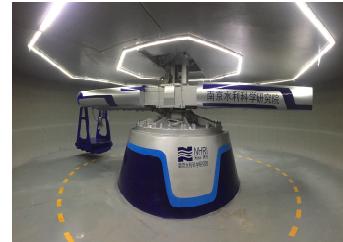


图 2 NHRI 400 gt 大型离心机

Fig. 2 NHRI 400 gt centrifuge

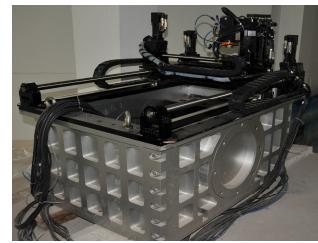


图 3 NHRI 离心机机械手整体布置

Fig. 3 Robotic manipulator at 1g

该机械手可在超重力场中实现 X, Y, Z 3 个方向的线性运动及  $\theta$  轴方向无限制地转动，沿四轴方向的运动都由永磁同步交流伺服电机驱动，其中 X 轴方向两个电机，Y 轴和 Z 轴各一个电机，细部构件如图 4 所示；系统兼具行程大、重复精度高、承载能力强等优点，其主要技术参数见表 1。

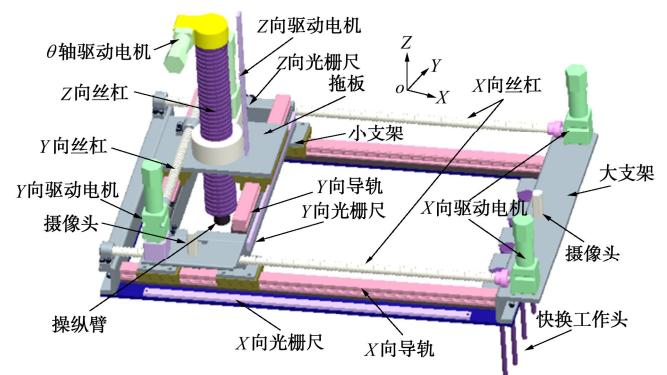


图 4 主机系统

Fig. 4 Host system

### 1.2 电气系统

电气系统主要由 X, Y, Z 方向上的直线运动控制和  $\theta$  轴的旋转控制系统及人机交互软件等组成。

表 1 离心机机械手主要技术参数

Table 1 Main specifications of four-axis robotic manipulator

项目	最大行程/mm	重复精度/mm	承载能力/N	最大运行速度/(mm·s <sup>-1</sup> )
X 轴	900	±0.2	2500	30
Y 轴	400	±0.2	2500	30
Z 轴	500	±0.2	拉 5000, 压 18000	20
2500	360°	±0.5°	5 Nm	20° /s

机械手的运动过程是由其控制系统来实现。控制系统由工控机、运动控制器 ETCPC 模块、人机交互软件和教学辅助部分组成。ETCPC 是整个系统的核心, 它利用控制程序发来的指令进行轨道计算, 然后将计算结果传递到驱动器装置执行控制命令。人机交互软件指运动控制器 ETCPC 模块所配置的类似于 CNC 的 ETCMMI 软件, 通过在该人机交互软件界面上进行简单的编程, 实现对机械手运动过程的自动控制。图 5 是 ETCMMI 软件界面图。

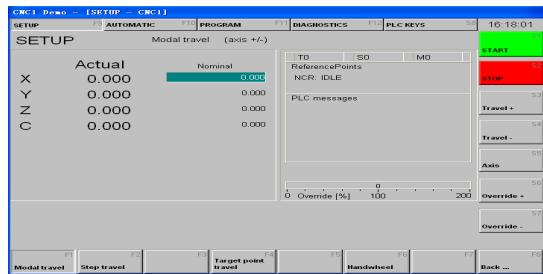


图 5 ETCMMI 软件界面图

Fig. 5 ETCMMI software interface

在机械手运动过程中, 速度和位移是两个最重要的物理量, 需要实时监测控制。在 X, Y, Z 向上采用旋转变压器作为速度反馈传感器, 磁栅尺作为位置反馈传感器, 实现机械手运动的精确定位; θ 轴的旋转运动由摆动气缸驱动, 摆动气缸采用叶片驱动的双作用汽缸, 可实现 360° 无限制摆动, 该控制系统由伺服定位控制器、伺服定位控制器连接器、比例方向控制阀、摆动气缸及反馈传感器、快换工具等构成, 同时在工具盘上盘上设有 2-6 bar 气压通道、6-5 A 电气通道接口, 用于抓取工具盘下盘。

## 2 模型试验

### 2.1 模型制作

在板桩码头结构中, 前墙和锚碇墙是受弯构件, 主要在垂直码头岸线方向上受弯。根据受弯构件的模型相似律要求, 这些结构的模型都按照等抗弯刚度相似原则进行设计, 即模型与原型的挠度相等。试验选取的模型前墙和锚碇墙的厚度为 12 mm, 前墙和锚碇墙的宽度按照模型箱净空尺寸考虑为 350 mm, 高度

也为 350 mm。这样, 前墙和锚碇墙的尺寸为 12 mm (厚) × 350 mm (宽) × 350 mm (高)。前墙和锚碇墙结构示意如图 6。



图 6 前墙和锚碇墙结构图

Fig. 6 Model wall (front wall, back wall)

在单锚板桩码头结构中, 拉杆是用来联接前墙和锚碇墙的结构, 主要受拉应力作用。所以, 在制作模型拉杆时应按照等抗拉刚度原理设计。原型中的拉杆使用的是圆形钢锚杆, 经过模型相似律换算后得到的模型拉杆直径较小, 而且在圆形钢丝侧面上黏贴应变片本身也很困难, 因此试验中选择与圆形钢丝截面面积相等的矩形钢片来制作拉杆。试验最终选用的模型拉杆截面尺寸为 3.2 mm (宽) × 0.4 mm (厚), 拉杆净长度为 335 mm。如图 7 所示为试验中所用的拉杆模型。

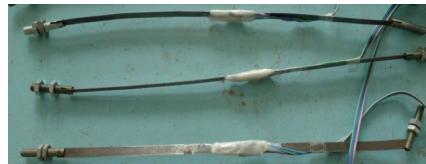


图 7 模型拉杆

Fig. 7 Model rod

试验中所用土样为无黏性的粉细砂, 经过自然风干后, 用筛子过滤掉其中的粗颗粒, 保证制备地基土样的粉细砂颗粒直径在 0.25 mm 以下, 通过砂雨法制备的地基土体密度约为 1.46 g/cm<sup>3</sup>。

### 2.2 开挖工具

为了在超重力场中完成土体开挖, 还研制了专门的开挖工具, 如图 8 所示。该工具可在超重力场中承受较大的强度和变形, 工具口净尺寸为 80 mm (长) × 80 mm (宽) × 100 mm (高), 主要有上部轴承结构、固定支架、中间旋转螺杆等部分组成。上轴承结构固定于 θ 轴电机上, 外部支架通过螺钉和轴承结构联接, 再由一颗销钉将支架整体牢牢固定, 然后将中间螺杆和上部轴承结构通过螺钉联接, 在旋转过程中尽量保证各螺钉松紧程度一致, 避免在高加速度下开挖土体时结构受力不均, 造成螺杆扭曲甚至电机受损。其工作原理如下: 通过 θ 轴电机的旋转, 带动电机下端轴承旋转, 然后带动与之相连接的螺杆旋转, 最终实现开挖工具抓斗叶片的张开与合拢。

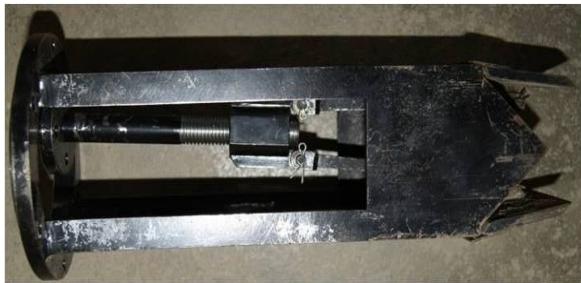


图 8 开挖工具

Fig. 8 Excavation tool

### 2.3 开挖模拟

为确保超重力场中开挖土体的精度和可靠性,首先将制备好的地基模型放入指定位置,再根据土层开挖要求,通过 ETCMMI 软件进行相应的开挖程序编写,然后在地面上执行程序命令开挖土体,如此反复调试直到满足土体开挖要求,最后将确定的开挖程序导入软件,在 50g 下实现土体开挖过程的自动控制。

本次模型试验中模型土体开挖深度为 80 mm,分两层开挖,第一层深度为 50 mm,第二层深度为 30 mm,每层开挖 10 次,共 20 次(见试验模型剖面图 9)。图中  $d_f$  和  $d_b$  分别表示模型前墙和锚碇墙水平位移测点,数字代码表示每层土体开挖的次序。

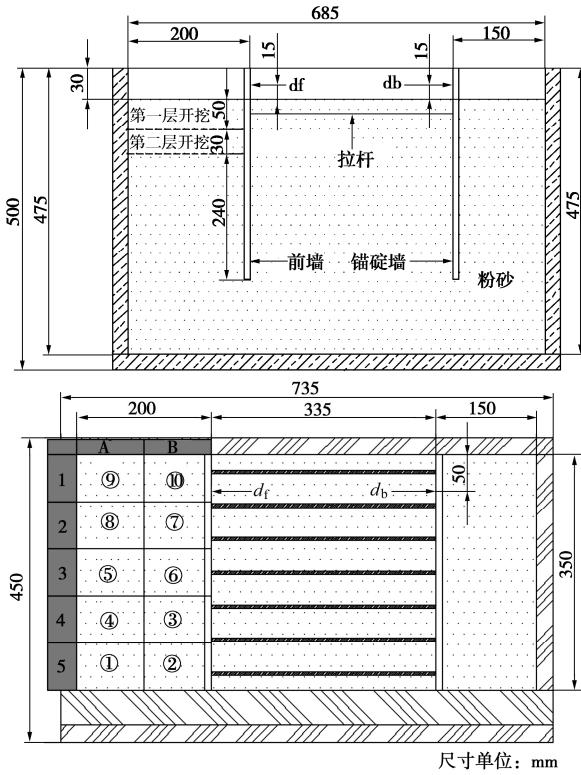


图 9 开挖布置

Fig. 9 Layout of sand excavation (dimensions in mm)

### 3 结果分析

本次试验的离心加速度为 50g, 对应的原型土体开挖深度为 4 m, 前墙海陆两侧埋深分别为 12, 16 m;

以下所述物理量均已按照离心模拟相似准则换算为原型实际值,并定义海侧受拉时弯矩值为正,陆侧受拉时为负。

#### 3.1 离心机机械手开挖试验结果

图 10 表示在土体开挖前、第一层开挖后、第二层开挖后以及运行期前墙弯矩随标高分布规律。从图中看出,各个时期弯矩分布规律大体一致,最大值均出现在标高约 -8 m 处,即板墙陆侧埋深中点处;相比于开挖前,第一层土体开挖后,弯矩值变化不大,而在第二层土体开挖后,在同一标高处,板墙弯矩值明显增大。对于靠近墙体底部处出现的负弯矩值,可能是由于墙体底端向陆侧变位,从而引起板墙陆侧面受拉,墙体通过自身的变形把内力合理的分配,因而负弯矩值不是很大,也有可能是因为地基土层制备不均匀等因素。

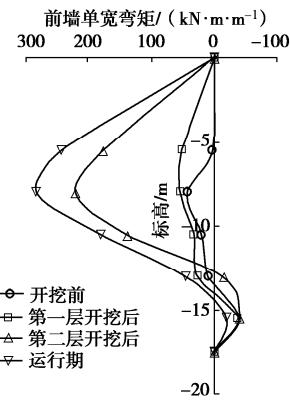


图 10 前墙弯矩

Fig. 10 Bending moments on front wall at 50g

图 11 表示在土体开挖前、第一层开挖后、第二层开挖后以及运行期锚碇墙弯矩随标高分布规律。从图中看出,各个时期弯矩分布规律大体一致,最大负弯矩值(绝对值)均出现在标高 -8 m 处,这与前墙最大正弯矩值位于同一标高处,这说明码头结构内部之间相互作用,密切关联。相比于开挖前,第一层土体开挖后,弯矩值变化不大,而在第二层土体开挖后,墙体弯矩值明显增加,这表明随着港池深度加深,弯矩值增幅越大,影响越明显。

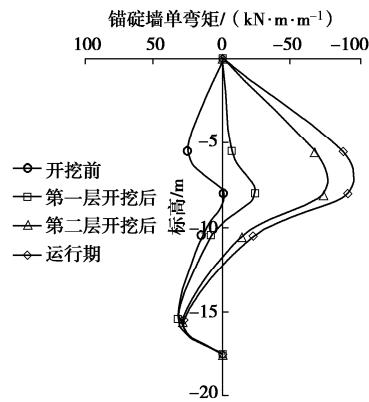


图 11 锚碇墙弯矩

Fig. 11 Bending moments on back wall at 50g

### 3.2 1g 与 50g 下开挖试验结果比较

图 12 表示离心机机械手 50g 下开挖和 1g 停机开挖下的前墙单宽弯矩分布曲线。由图可知, 不同开挖方式得到的前墙弯矩分布规律一致, 在同一标高处, 机械手开挖所得的前墙单宽弯矩值远大于停机开挖下弯矩值, 原因在于采用机械手开挖港池时是在离心加速度 50g 下完成, 在开挖前地基土体未发生扰动, 土体强度不变, 开挖过程中地基土体与前墙充分作用, 有效阻碍了墙体偏移; 而对于停机开挖, 则是在 1g 下预先开挖一个等深度港池, 再逐级升高离心加速度至设计加速度 50g, 地基土体发生扰动, 强度降低, 土体与前墙之间作用力减弱, 这种阻碍作用也随之减小。

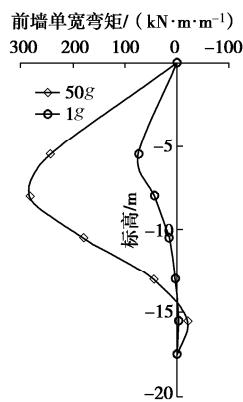


图 12 1g 与 50g 前墙单宽弯矩

Fig. 12 Bending moments on front wall between 1g and 50g excavation

图 13 表示离心机机械手 50g 下开挖和 1g 停机开挖下的锚碇墙单宽弯矩分布曲线。从图中可以看出, 两者分布规律大体相同, 但差值不如前墙单宽弯矩大。对于前墙, 主要考虑到开挖方式不同引起地基土体强度的变化, 进而影响前墙弯矩、土压力以及前墙上部位移; 对于锚碇墙, 前墙海侧土体开挖卸荷, 使得前墙上部向海侧偏移, 由于拉杆的锚固作用, 拉杆受力增加, 并最终作用于锚碇墙。因此, 在同一标高处, 1g 停机开挖条件下锚碇墙单宽弯矩值大于离心机机械手 50g 开挖下弯矩值。

板墙位移变化反映码头整体结构的稳定性状, 可以说是码头结构内部内力调整的一个外部直观体现, 在当前基于变形控制的港口工程设计中显得尤其重要。对于前墙位移, 主要是由墙体与地基土体之间的相互作用来决定。在停机开挖下, 地基土体在开挖过程中发生扰动, 墙体与地基土体之间未能充分作用; 采用机械手在 50g 条件下开挖时, 地基土体强度不变, 墙体与地基土体之间充分作用, 因此, 停机开挖下前墙侧向位移值大于机械手开挖条件下前墙位移值, 试

验测得停机开挖下前墙侧向位移值为 24 mm, 机械手开挖下前墙侧向位移值为 20 mm。锚碇墙侧向位移则主要是由于锚碇墙受到拉杆拉力作用以及墙体与地基土体之间相互作用引起的, 其根本原因在于前墙海侧土体开挖造成码头结构整体存在向海侧位移趋势, 根据模型试验结果, 停机开挖下锚碇墙侧向位移值为 22 mm, 机械手开挖下锚碇墙侧向位移值为 18 mm。最后需要说明的是, 无论采用哪一种开挖方式模拟港池开挖过程, 得到的前墙侧向位移值都大于锚碇墙侧向位移值。

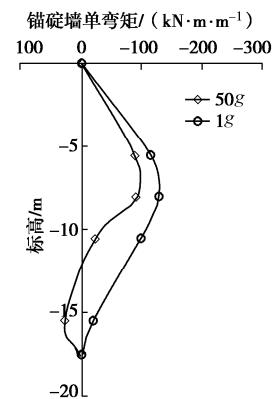


图 13 1g 与 50g 锚碇墙单宽弯矩

Fig. 13 Bending moments on back wall between 1g and 50g excavation

## 4 结 论

采用南京水利科学研究院新研制的大型离心机机械手, 成功实现了在离心机运转过程中模拟港池分层开挖, 并将试验结果与常规开挖结果进行了比较, 形成了以下认识:

(1) 采用土工离心机机械手模拟港池开挖的方式, 土体应力路径与原型一致, 满足了土体卸荷过程模拟相似性的要求。

(2) 比较 1g 停机开挖与离心机机械手 50g 下开挖得到的试验结果表明, 前者得到的前墙最大正负弯矩值(绝对值) 小于后者弯矩值, 而前者锚碇墙最大负弯矩值(绝对值) 大于后者弯矩值; 另外, 前者得到的墙顶侧向位移值大于后者位移值。

(3) 综合分析表明, 在板桩码头离心模型试验中, 港池开挖的模拟方式对模型试验结果影响显著, 采用符合模型相似律的开挖施工模拟方式对离心模型试验研究极其重要。

## 参考文献:

- [1] 马险峰, 张海华, 朱卫杰, 等. 软土地区超深基坑变形特性离心模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2009, 31(9): 1371

- 1377. (MA Xian-feng, ZHANG Hai-hua, ZHU Wei-jie, et al. Centrifuge model tests on deformation of ultra-deep foundation pits in soft ground[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, **31**(9): 1371 - 1377. (in Chinese))
- [2] 李景林, 蔡正银, 徐光明, 等. 遮帘式板桩码头结构离心模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, **26**(6): 1182 - 1187. (LI Jing-lin, CAI Zheng-yin, XU Guang-ming, et al. Centrifuge modelling test on covered sheet-piled structure of wharf[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, **26**(6): 1182 - 1187. (in Chinese))
- [3] KIMURA T, TAKEMURA J, HIRROOKA A, et al. Stability of unsupported and supported vertical cuts in soft clay[C]// Proc 11th Southeast Asian Geo Conf. 1993, Singapore: 61 - 70.
- [4] POWRIE W, KANTARTZI C. Ground response during diaphragm wall installation in clay: centrifuge model tests[J]. Géotechnique, 1996, **46**(4): 725 - 739.
- [5] RICHARDS D J, POWRIE W. Centrifuge model tests on doubly propped embedded retaining walls in overconsolidated kaolin clay[J]. Géotechnique, 1998, **48**(6): 833 - 846.
- [6] 冉光斌, 宁张伟, 洪建忠, 等. 具有多道支撑的深基坑开挖离心模拟试验方法[J]. 地下空间与工程学报, 2010, **6**(6): 1142 - 1145. (RANG Guang-bin, NING Zhang-wei, HONG Jian-zhong, et al. Centrifuge model test method of deep foundation pit excavation with multi-layer props[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2010, **6**(6): 1142 - 1145. (in Chinese))
- [7] KIMURA T, TAKEMURA J, HIROOKA A, et al. Excavation in soft clay using an in-flight excavator[C]// Proceedings of the International Conference on Geotechnical Centrifuge. 1994, Rotterdam: 649 - 654.
- [8] 李连祥, 符庆宏, 张永磊, 等. 基坑离心模型试验开挖方法研究与应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, **35**(4): 856 - 864. (LI Lian-xiang, FU Qing-hong, ZHANG Yong-lei, et al. Research and application of a new excavation method in centrifuge model tests on foundation pit engineering[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, **35**(4): 856 - 864. (in Chinese))

(编校: 胡海霞)

DOI: 10.11779/CJGE2020S1022

# 不同雨强条件下黄土边坡降雨入渗特性模型试验研究

曾昌禄, 李荣建\*, 关晓迪, 张世斌, 白维仕

(西安理工大学岩土工程研究所, 陕西 西安 710048)

**摘要:** 黄土高原是中国滑坡事故频发的重灾区, 降雨是黄土边坡失稳的主要影响因素之一, 因此了解降雨在黄土边坡内部的入渗规律和机理显得尤为重要。设计了室内边坡降雨模型箱和人工降雨系统, 选取甘肃省庆阳地区一野外均质黄土边坡为研究对象, 在满足相似理论相似前提的条件下, 建立了室内缩尺的均质黄土边坡模型, 进行了坡比为1:1的边坡在4种不同雨强下的降雨入渗试验。试验通过对边坡的体积含水率和基质吸力全过程的监测, 分析了模型边坡的降雨入渗规律以及基质吸力的变化特征, 并比较不同雨强条件下模型边坡入渗规律之间的差异。试验结果表明: 不同雨强条件下黄土模型边坡入渗深度均呈现坡脚最大、坡顶平台较大、坡中最小的规律, 入渗速率则是坡顶平台最大、坡脚较大、坡中最小, 且随着深度的增加, 雨水入渗的能力逐渐减弱。随着雨强的增大, 降雨入渗的深度越大, 入渗速率越快, 埋置同一深度处测点的体积含水率和基质吸力幅值变化越显著。

**关键词:** 黄土边坡; 降雨入渗; 雨强; 模型试验; 基质吸力

中图分类号: TU411 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)S1-0111-05

作者简介: 曾昌禄(1995—), 男, 硕士研究生, 主要从事土力学及边坡工程的研究工作。E-mail: 1092899660@qq.com。

## Experimental study on rainfall infiltration characteristics of loess slopes under different rainfall intensities

ZENG Chang-lu, LI Rong-jian, GUAN Xiao-di, ZHANG Shi-bin, BAI Wei-shi

(Institute of Geotechnical Engineering, Xi'an University of Technology, Xi'an 710048, China)

**Abstract:** The loess plateau is a serious disaster area with frequent landslide accidents in China, and rainfall is one of the main factors influencing instability of loess slopes. Therefore, it is particularly important to learn the law and mechanism of rainfall infiltration inside the loess slopes. The interior slope rainfall model box and artificial rainfall system are designed, a wild homogeneous loess slope is selected which is belonged to the Qingsyang region of Gansu Province as the research object, a laboratory scale homogeneous loess slope model is established under the condition of meeting the similarity theory, and rainfall infiltration test at slope ratio 1:1 under four different rainfall intensities are carried out. The laws of model slope about rainfall infiltration and variation characteristics of matrix suction are analyzed by monitoring the volume moisture content of the slope and matrix suction in the whole course, and the difference of infiltration laws of model slope under different rainfall conditions is compared. The experimental results show that under different rainfall conditions, the infiltration depths of the loess model slope all present the rules which the depth of the foot of the slope is the greatest, the top of the slope which the second greatest, and the middle of the slope is the smallest, while the infiltration rate is that the top of the slope is the largest, the foot of the slope is the second greatest, and the middle of the slope is the smallest. With the increase of the depth, the infiltration capacity of rainwater gradually decreases. With the increase of the rainfall intensity, the greater the depth of rainfall infiltration is and the faster the infiltration rate is, the more significant the amplitude of variation volumetric moisture content and matric suction which are buried at the same depth are.

**Key words:** loess slope; rainfall infiltration; rainfall intensity; model test; matrix suction

## 0 引言

黄土在世界上分布比较广泛, 而在世界各国中又以中国西北地区黄土地层最厚, 最完整, 发育好, 地层全, 分布连续, 其特性较典型<sup>[1]</sup>。

黄土高原是中国地质灾害频发的重灾区, 在众多

灾害中, 黄土滑坡以其规模大、危害强、预测难等特点成为了黄土高原地区阻碍经济和社会发展的严重地

基金项目: 陕西省重点研发计划项目(2020ZDLGY07-03)

收稿日期: 2020-06-03

\*通信作者(E-mail: lirongjian@xaut.edu.cn)

质灾害之一，对人民群众的生命财产构成了严重的威胁<sup>[2-3]</sup>。其中，在黄土地区地质灾害详细调查下表明，降雨入渗是诱发黄土滑坡的重要因素<sup>[4-6]</sup>，由自然降雨直接或间接诱发的滑坡占比高达 90%<sup>[7]</sup>。因此，对边坡土体内水的入渗规律及稳定性问题的研究具有较大的理论和实际工程意义。

目前，已经有大量学者开展了现场降雨诱发滑坡失稳方面的试验研究，并取得一定的研究成果。胡明鉴等<sup>[8]</sup>进行了人工降雨作用的滑坡和泥石流现场试验，模拟了暴雨降雨条件引起的坡面冲刷和垮塌现象和由此引发的边坡失稳。潘俊义等<sup>[9]</sup>针对开展了不同雨强的野外人工模拟降雨实验，分析了不同雨强条件下降雨入渗过程和边坡应力变化特征。

但是由于现场黄土层的区域性、地质条件的多样性和自然环境的多变性，较难找到完全符合研究主题的试验场地和环境来进行边坡降雨入渗试验，难以取得比较满意的结果。因此，在相似比尺原理逐渐完善的今天，室内模型试验由于其成本低、可控制边界条件和易操作的特点，使得室内模型试验得到更加广泛的应用。陈伟<sup>[10]</sup>通过黄土边坡室内人工降雨模型试验，分析了黄土边坡在降雨条件下失稳滑动的过程，探索了降雨条件下的边坡破坏机理。武彩萍<sup>[11]</sup>通过黄土边坡室内模型试验，开展了人工降雨条件下黄土滑坡及坡面形态的变化的研究。

基于以上研究，本文开展黄土边坡模型试验，对不同降雨条件下黄土边坡入渗规律和机理进行了研究。本文建立了室内均质边坡模型，模型边坡采用坡比 1:1，模型坡高 1 m，通过模拟不同雨强：小雨、中雨、大雨和暴雨试验，进行边坡坡体的体积含水率和基质吸力的监测。

## 1 室内模型边坡降雨试验

### 1.1 试验概况

试验模型选自于甘肃省庆阳地区的黄土边坡，原型边坡几何特征为坡高 4 m，宽 2.5 m。考虑到室内场地的限制，于是将试验几何相似比设定为原型：模型 = 4:1，即  $C_l = 4$ 。在相似三定理的基础上，采用经典的量纲分析理论和相似准则，推导出原型与模型各物理量应满足的相似关系：设密度相似比  $C_p = 1$  和重力加速度相似比  $C_g = 1$ ，则其余各物理量也会满足一定的相似比尺关系，即当  $C_p = 1, C_g = 1$  时， $C_l = n, C_k = n^{1/2}, C_t = n^{1/2}, C_q = n^{1/2}$ 。采用  $C_l = 4$  进行模型试验，进而根据相似原理确定其他物理变量的相似比尺，然后配制土样填筑边坡模型，最终建立了室内缩尺模型边坡，其主要的比尺参数：几何相似比尺  $C_l = 4$ ，渗透系数比尺  $C_k = 2$ ，降雨强度比尺  $C_q = 2$ ，降雨历时比尺  $C_t = 2$ ，

其主要物理参数如表 1 所示。

表 1 原型土和模型土物理力学性质指标对比

Table 1 Comparison of physical and mechanical properties of prototype and model soils

项目	干密度 $\rho_d / (\text{g} \cdot \text{cm}^{-3})$	相对密 度 $G_s$	初含水 率 $w_0\%$	渗透系数 $k / (10^{-6} \text{cm} \cdot \text{s}^{-1})$
原型	1.55	2.72	8.00	2.1
模型	1.63	2.72	8.00	1.0~1.1

### 1.2 试验装置

本次试验设备由室内边坡模型箱测试装置、人工降雨装置、试验监测系统组成。

室内边坡模型箱测试装置是在参考了各种边坡模型箱后，最终采用自行研制的降雨和水平加载的室内边坡模型箱测试装置，主要包括不均匀加载系统、模型箱和降雨支架，有效解决了目前人工模拟降雨试验中外部影响因素单一和不符合边坡实际变形的问题。人工降雨装置主要包括储水箱和一体式实心锥形雾化喷头，其降雨均匀系数大于 0.85，室内边坡降雨模型示意图如图 1 所示。

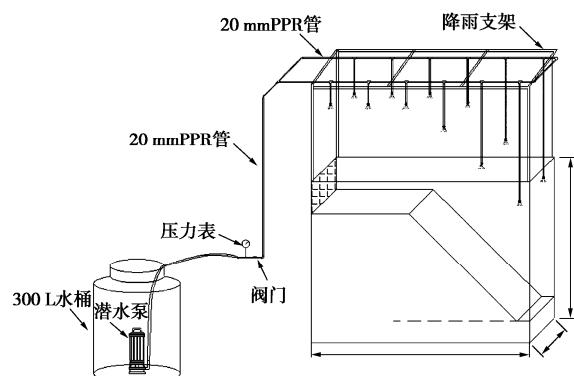


图 1 室内边坡降雨模型试验原理图

Fig. 1 Schematic diagram of indoor slope rainfall model tests

试验监测系统包括体积含水率监测系统和基质吸力监测系统，含水率监测装置由土壤水分传感器和测定仪组成，基质吸力监测装置使用的是真空表式张力计仪器，能对土壤基质吸力进行测量。

### 1.3 试验方案

本实验模型边坡采用 1:1 坡比，坡高和坡宽分别为 1, 0.64 m，模拟 4 种雨强自然降雨持续 24 h 的降雨工况，4 种模型雨强分别是小雨 3.50 mm/d、中雨 7.00 mm/d、大雨 10.75 mm/d、暴雨 16.25 mm/d。水分传感器在 4 种雨强的埋深如图 2 所示，其中张力计管竖直向上到坡面的埋深均为 8 cm。

## 2 不同雨强下边坡入渗深度影响分析

图 3 是小雨、中雨、大雨、暴雨等 4 种雨强条件下边坡测点体积含水率随时间变化的关系图。

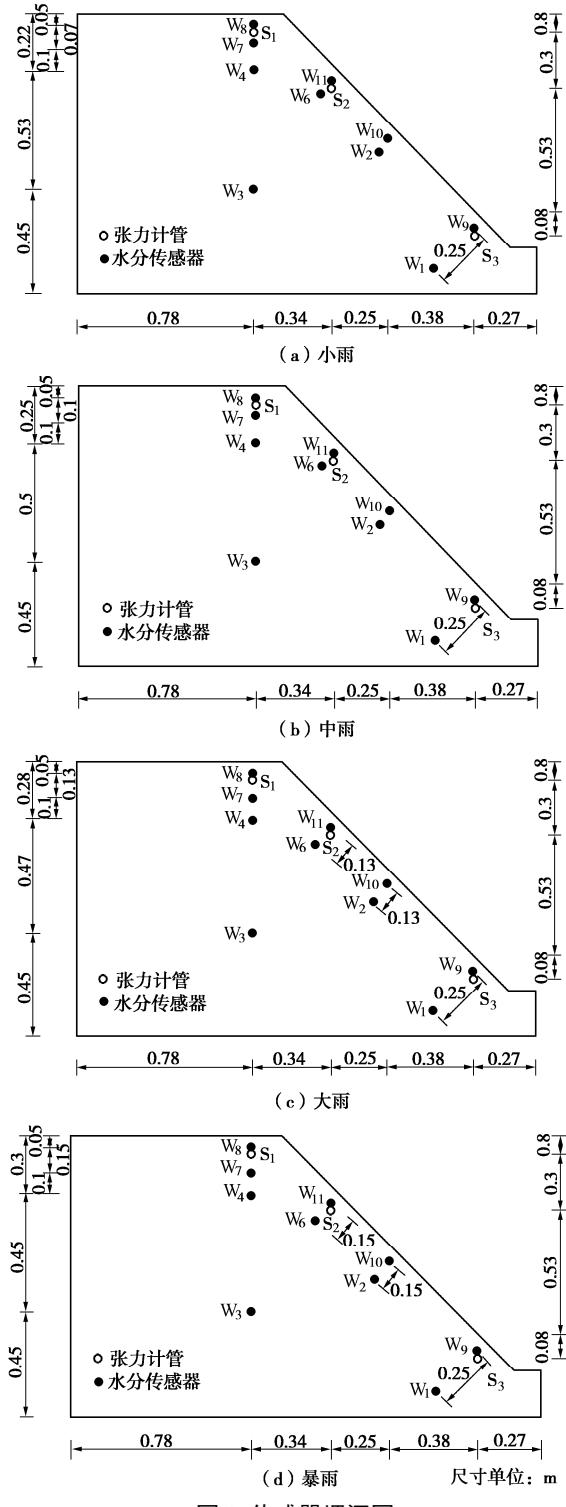


图 2 传感器埋深图

Fig. 2 Diagram of buried depth of sensors

在 24 h 持续小雨条件下,  $W_8$ ,  $W_{11}$ ,  $W_{10}$  和  $W_9$  测点处含水率均发生变化且变化比较明显, 表明降雨入渗深度在坡顶、坡中和坡脚均达到了 5 cm,  $W_7$  和  $W_6$  测点在降雨 6 h 后, 其含水率较埋深 5 cm 测点变化小, 表明在 24 h 持续降雨条件下坡顶平台和坡中入渗深度达到了 12 cm, 且降雨入渗存在滞后性。埋深距坡顶平台表面 22 cm 的  $W_4$ 、距坡顶平台表面 75 cm 的  $W_3$ 、距坡中表面 12 cm 的  $W_2$  和距坡脚表面 30 cm

的  $W_1$  的测点含水率基本不变, 表明小雨入渗的深度未达到其对应的埋深值, 因此在 24 h 持续小雨条件下, 模型边坡降雨入渗深度为坡顶平台 12~22 cm, 坡中 5~12 cm, 坡脚 5~30 cm。另外埋深相同不同位置的含水率上升快慢有所不同, 表明边坡入渗速率存在差异, 呈现出坡顶平台最大、坡脚较大、坡中最小的规律。

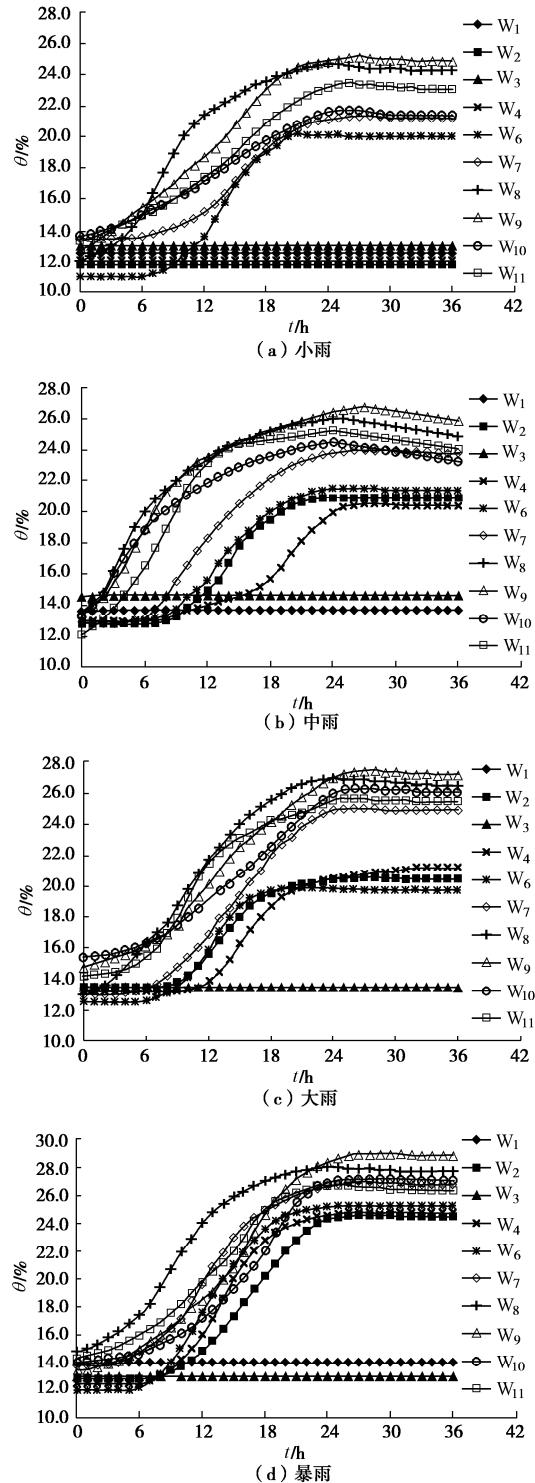


图 3 不同雨强作用下边坡测点含水率时程变化

Fig. 3 Time histories of moisture content of slopes under different rainfall intensities

在 24 h 持续的中雨条件下, 模型边坡降雨入渗深

度为坡顶平台 22~75 cm, 坡中 15~75 cm, 坡脚 5~30 cm。相较小雨条件下, 体积含水率的上升速率更快且幅值的增长更大。另外同一深度上曲线峰值高低不平, 即  $W_{9\max} > W_{8\max} > W_{10\max}$ , 表明边坡同一深度不同位置入渗深度不同, 呈现出坡脚最大、坡顶平台较大、坡中最小的规律。

在 24 h 持续的大雨条件下, 模型边坡降雨入渗深度为坡顶平台 28~75 cm, 坡中 18~75 cm, 坡脚 5~30 cm。相较于中雨条件下, 体积含水率上升速率变慢, 幅值有一定的增长但不明显。表明随着入渗深度的增加, 雨水入渗的能力逐渐减弱。

在 24 h 持续的暴雨条件下, 模型边坡降雨入渗深度为坡顶平台 30~75 cm, 坡中 20~75 cm, 坡脚 5~30 cm。其体积含水率峰值和幅值的增长明显高于前三者, 入渗速率和入渗深度均比前三者大, 含水率突变时间比前三者更短, 最大的体积含水率达到了 28% 且使土体从非饱和状态变为饱和状态。

### 3 不同雨强对基质吸力影响分析

图 4 是不同雨强的条件下基质吸力随时间的变化图, 由图中可以看出, 在持续降雨条件下土体的基质吸力呈减少并最终趋于稳定的趋势, 且不同降雨强度, 基质吸力减少的快慢不同。

以坡中土体基质吸力的变化为例, 在最初降雨的 3 h 内, 小雨、中雨和大雨作用下, 土体基质吸力变化并不明显, 而暴雨作用下基质吸力的降幅显著; 在降雨开始后的 3~18 h 内, 大雨、暴雨作用下土体基质吸力的变化速率相比小雨、中雨作用下基质吸力的变化速率要快得多; 在降雨至 18~24 h 左右, 可以发现土体基质吸力降低至最小值, 之后平稳发展, 再无明显变化, 且试验中基质吸力稳定值按着小雨、中雨、大雨、暴雨顺序依次降低。表明雨强越大, 基质吸力变化速率加快, 降雨入渗速率加快, 同一位置土体含水率越高, 降雨入渗越充分。

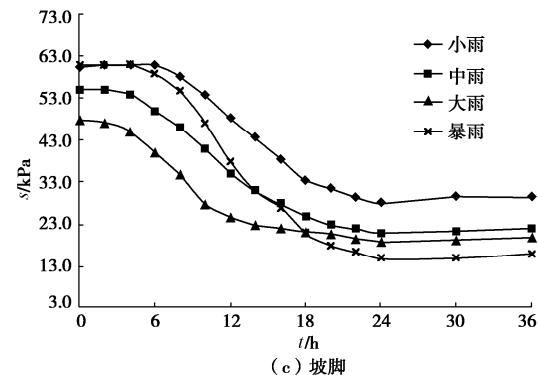
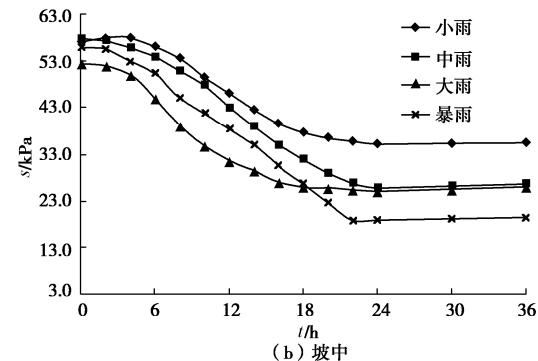
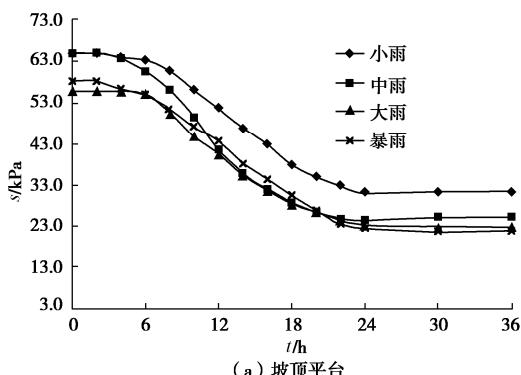


图 4 不同雨强作用下边坡基质吸力变化

Fig. 4 Change of substratum suction of slopes under different rainfall intensities

### 4 结 论

(1) 同一雨强下, 降雨开始的 10~12 h 内, 入渗速率显著增大, 随着降雨的持续, 土体逐渐饱和, 降雨入渗速率逐渐减慢, 最终于降雨结束时刻 (24 h 左右) 减小为 0, 之后在蒸发作用下呈微妙的负增长趋势; 降雨在边坡不同位置的入渗速率不同, 表现为坡顶入渗速率最快, 坡脚较慢, 边坡中部入渗速率最慢; 降雨在边坡不同位置的降雨入渗深度亦不同, 表现为坡脚入渗深度最大, 坡顶较小, 边坡中部入渗深度最小。

(2) 不同雨强条件下, 随着降雨强度的增大, 含水率突变时间越早, 降雨入渗速率越快, 且降雨入渗深度和含水率峰值随雨强的增大而增大, 但随着降雨入渗深度的增加, 雨水入渗的能力却逐渐减弱。

(3) 由非饱和土基质吸力和含水率之间的关系可知, 雨水入渗引起非饱和土体中孔隙水压力上升, 基质吸力减小。根据土体基质吸力的变化规律来反推土体含水率的变化关系, 得到非饱和边坡中的降雨入渗规律: 随着降雨强度的增大, 基质吸力变化速率加快, 降雨入渗速率加快。不同雨强条件下最终稳定的基质吸力的大小差异显著, 反映出雨强越大, 同一位置土体含水率越高, 降雨入渗越充分。

**参考文献:**

- [1] 刘祖典. 黄土力学与工程[M]. 西安:陕西科学技术出版社, 1997. (LIU Zu-dian. Loess Mechanics and Engineering[M]. Xian: Shaanxi Science and Technology Press, 1997. (in Chinese))
- [2] 雷祥义, 魏青珂. 陕北伤亡性黄土崩塌成因与对策研究[J]. 岩土工程学报, 1998, 20(1): 64 - 69. (LEI Xiang-yi, WEI Qing-ke. Study on the causes and countermeasures of loess collapse in northern Shaanxi[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1998, 20(1): 64 - 69. (in Chinese))
- [3] 刘庆超, 高金川. 我国黄土地区滑坡的形成条件及滑动特征探析[J]. 西部探矿工程, 2009, 21(8): 1 - 4. (LIU Qing-chao, GAO Jin-chuan. Analysis on the formation conditions and sliding characteristics of landslide in loess area of China[J]. West-China Exploration Engineering, 2009, 21(8): 1 - 4. (in Chinese))
- [4] 林中湘. 降雨诱发型滑坡的工程治理与灾害预测预警方法研究[D]. 北京: 中国地质大学(北京), 2010. (LIN Zhong-xiang. Rainfall-Induced Landslide Project Treatment and the Forecasting and Early Warning of the Disaster[D]. Beijing: China University of Geosciences (Beijing), 2010. (in Chinese))
- [5] 王丽丽. 降雨型滑坡地质灾害易发性评价中的特征处理方法[D]. 杭州: 浙江大学, 2016. (WANG Li-li. Feature Processing Method in Rainfall-Induced Landslide Susceptibility Assessment[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2016. (in Chinese))
- [6] 文海家, 张岩岩, 付红梅, 等. 降雨型滑坡失稳机理及稳定性评价方法研究进展[J]. 中国公路学报, 2018, 31(2): 15 - 29, 96. (WEN Hai-jia, ZHANG Yan-yan, FU Hong-mei, et al. Research status of instability mechanism of rainfall-induced landslide and stability evaluation methods[J]. Chain Journal of Highway and Transport, 2018, 31(2): 15 - 29, 96. (in Chinese))
- [7] 罗先启. 滑坡模型试验理论及其应用[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2008. (LUO Xian-qi. Landslide Model Test Theory and its Application[M]. Beijing: China water resources and Hydropower Press, 2008. (in Chinese))
- [8] 胡明鉴, 汪 稳. 蒋家沟流域暴雨滑坡泥石流共生关系试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 22(5): 824 - 828. (HU Ming-jian, WANG Ren. Testing study on the correlation among landslide, debris flow and rainfall in Jiangjia valley[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2003, 22(5): 824 - 828. (in Chinese))
- [9] 潘俊义, 侯大勇, 李荣建, 等. 不同雨强下黄土边坡降雨入渗测试与分析[J]. 工程地质学报, 2018, 26(5): 1170 - 1177. (PAN Jun-yi, HOU Da-yong, LI Rong-jian, et al. Rainfall infiltration test and analysis of loess slope under different rainfall intensities[J]. Journal of Engineering Geology, 2018, 26(5): 1170 - 1177. (in Chinese))
- [10] 陈 伟. 黄土边坡的室内模型试验及数值模拟分析[D]. 杨凌: 西北农林科技大学, 2013. (CHEN Wei. The Laboratory Model Teststudy on Loess Slope and the Numerical Simulation Analysis of Loess Slope[D]. Yanglin: Northwest A&F University, 2013. (in Chinese))
- [11] 武彩萍. 人工降雨条件下黄土边坡的室内模型试验研究[D]. 杨凌: 西北农林科技大学, 2013. (WU Cai-ping. Indoor Model Test Research on Loess Slope Under Artificial Rainfall Conditions[D]. Yanglin: Northwest A&F University, 2013. (in Chinese))

(编校: 胡海霞)

DOI: 10.11779/CJGE2020S1023

# 静动荷载作用下海洋软黏土刚度弱化特性研究

陆素洁<sup>1</sup>, 童俊豪<sup>2</sup>, 潘 坤<sup>\*2</sup>, 袁宗浩<sup>2</sup>, 潘晓东<sup>2</sup>, 史 吏<sup>2</sup>, 何 奔<sup>1</sup>

(1. 中国电建集团华东勘测设计研究院有限公司, 浙江 杭州 311122; 2. 浙江工业大学建筑工程学院, 浙江 杭州 310023)

**摘要:** 利用动三轴联合弯曲元测试系统对嘉兴原状海洋软黏土进行了一系列不排水条件下单调和循环三轴试验, 分析静动荷载作用对正常固结软黏土的小应变剪切模量及刚度弱化特性的影响。试验结果表明, 土体小应变剪切模量在单调荷载作用下先减小后增大, 在循环荷载作用时则逐渐减小并最终保持稳定。在中到大应变下, 饱和软土归一化动模量随循环单幅应变发展不断减小, 且其值相较于单调剪切时的割线模量略大。研究发现, 土体动模量弱化规律与动荷载作用下的小应变刚度特性密切相关, 在不同固结围压和循环加载条件下表现出很好的一致性。研究结果可为该区域海洋构筑物设计提供依据, 也可供其他同类型工程借鉴。

**关键词:** 海洋软黏土; 单调荷载; 循环荷载; 小应变剪切模量; 刚度弱化

中图分类号: TU411 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)S1-0116-05

作者简介: 陆素洁(1982—), 女, 福建古田人, 高级工程师, 主要从事水工结构设计研究。E-mail: lu\_sj@ecidi.com.

## Stiffness degradation of marine soft clay under monotonic and cyclic loadings

LU Su-jie<sup>1</sup>, TONG Jun-hao<sup>2</sup>, PAN Kun<sup>2</sup>, YUAN Zong-hao<sup>2</sup>, PAN Xiao-dong<sup>2</sup>, SHI Li<sup>2</sup>, HE Ben<sup>1</sup>

(1. POWERCHINA Huadong Engineering Corporation Limited, Hangzhou 311122, China; 2. College of Civil Engineering and

Architecture, Zhejiang University of Technology, Hangzhou 310023, China)

**Abstract:** A series of undrained monotonic and cyclic triaxial tests are conducted on Jiaxing intact marine soft clay by using a testing system combined with triaxial apparatus and bender element to investigate the small strain shear modulus and stiffness degradation of isotropically consolidated soft clay. The results indicate that the small strain shear modulus decreases and then increases under monotonic loading, but it tends to decrease continuously under cyclic loading. At medium to large strains, the normalized equivalent modulus of saturated soft clay decreases gradually with the development of single-amplitude cyclic strain with a larger degradation rate than the monotonic secant modulus. In addition, a fairly unique relationship exists between the cyclic degraded stiffness and small strain shear modulus, which is barely affected by the initial confining pressure and cyclic stress condition. The findings obtained in this study can provide the basis for the design of offshore structures in this area, and can also be used as a reference in other engineering projects.

**Key word:** marine soft clay; monotonic loading; cyclic loading; small strain shear modulus; stiffness degradation

## 0 引言

为了解决沿海地区能源需求缺口问题并减少对石化能源的依赖, 海上风电作为一种清洁可再生资源已经成为新能源领域发展的重点。中国近海风能资源丰富, 根据国家能源局发展规划, 中国“十三五”期间风电开工建设规模达到千万千瓦。目前, 嘉兴在建的300兆瓦嘉兴1号海上风电场是杭州湾平湖海域大型海上风电场。风场中心点离岸约20 km, 工程海域水深8~12 m, 海底滩地表层主要为淤泥, 软土地基厚达40 m。在风机设备自重荷载及风浪、机器振动引起的循环荷载的作用下, 海洋软黏土易发生孔压累积、变形发展和刚度弱化, 进而引起风机基础性能劣化或失稳。因此, 海洋结构物基础设计需对静动荷载作用

下海底饱和软黏土刚度弱化特性进行更为深入的研究。

小应变剪切模量是土的基本力学参数, 在室内土工试验中通常可由共振柱试验或弯曲元试验进行量测。使用弯曲元测量土体小应变剪切模量时可与三轴试验系统联合测试, 试验原理明确, 操作方法简单, 获得了较多应用<sup>[1-2]</sup>。早期研究表明, 土体小应变剪切模量与其孔隙比、有效应力和超固结比有关, 这些影响因素可通过Hardin公式描述<sup>[3]</sup>。对于静动荷载作用下的土体, 不排水静动加载历史对小应变剪切模量的

基金项目: 国家自然科学基金项目(51909249)

收稿日期: 2020-06-02

\*通信作者(E-mail: pk2018@zju.edu.cn)

影响除了反映在有效应力的改变之外, 还需考虑土体结构的损伤演化。周燕国等<sup>[4]</sup>和谷川等<sup>[5]</sup>分别在饱和砂土和软土中发现了小应变剪切模量在大幅值动力荷载作用下减小的现象。与小应变剪切模量不同, 土作为强非线性材料, 其在中到大应变下的塑性模量将发生衰减。研究表明, 影响土体刚度弱化特性的因素包括超固结比、非等向固结、加载幅值、主应力轴旋转等<sup>[6-7]</sup>。为了在海洋基础设计中考虑海床的循环弱化效应, 建立软弱土循环弱化的表征模型甚为关键。Idriss 等<sup>[8]</sup>通过分析动模量衰减规律提出了软化指数的概念, 并将其与循环振次建立关联。基于软化指数的刚度弱化模型得到了研究者的广泛采用, 王军等<sup>[9]</sup>、黄茂松等<sup>[10]</sup>、郭小青等<sup>[11]</sup>分析了国内不同区域的典型软黏土循环弱化特性与振次的关系。应当指出的是, 小应变剪切模量和塑性模量作为土体结构响应的宏观表征, 应进一步研究二者间相互关系, 而以往研究多针对其中的单一对象开展。

本文开展了一系列不排水静动三轴试验, 在单调和循环剪切不同阶段进行剪切波速量测, 研究了正常固结海洋软黏土的小应变剪切模量和刚度弱化特性。本文研究成果揭示了静动加载历史对原状软黏土刚度特性的影响规律, 通过建立小应变剪切模量与动模量的关系, 为复杂应力条件下土体力学特性分析提供了新的途径, 可应用于工程荷载作用下场地软土刚度弱化特性的评价。

## 1 试验方法

### 1.1 试验土样与试样制备

本文试验所用原状软黏土取自嘉兴 1 号海上风电场工程所处海域, 取样深度 18~21 m, 液限 42%, 塑性指数 23。主要物性参数: 相对密度  $G_s=2.66$ , 含水率  $w=45\sim48\%$ , 孔隙比  $e=1.20\sim1.28$ , 黏粒含量=49%, 粉粒含量=50%。试验时, 对原状薄壁土样切取直径为 50 mm, 高度为 100 mm 的圆柱体试样。试验采用 GDS 土体多功能三轴试验系统, 该系统可实现固结、单调及循环荷载等多种加载模式。将制备的试样装入三轴压力室进行反压饱和并检查  $B$  值, 均达到 0.95 以上, 满足饱和度要求。

### 1.2 试验方案

对制备的饱和软黏土试样等向固结至初始有效围压  $p'_0=50\sim400$  kPa。一维压缩试验表明本文土样的先期固结应力约为 35 kPa, 因此试样均处于正常固结状态。固结完成后分别在不排水条件下进行单调和循环三轴试验, 试验方案见表 1。单调加载时, 采用应变控制式三轴压缩加载模式, 加载速率为 0.05 mm/min。

循环加载时, 输入应力控制式正弦波形荷载并调整循环应力比 CSR (CSR 定义为循环偏应力幅值和单调加载时峰值偏应力之比) 大小。对于 Cyc1 和 Cyc2 组试验, CSR 逐级增大且每级荷载循环振次  $N$  均为 10。

表 1 单调及循环三轴试验

Table 1 Monotonic and cyclic triaxial tests

试验类别	组号	$p'_0$ /kPa	$N$	CSR
单调 试验	Mon1	200	—	—
	Mon2	400	—	—
	Mon3	50	—	—
	Mon4	100	—	—
	Mon5	300	—	—
循环 试验	Cyc1	200	130	0.05, 0.1, 0.15, 0.2, 0.25, 0.3, 0.35, 0.4, 0.45, 0.5, 0.7, 1.0, 1.35
	Cyc2	400	130	0.05, 0.1, 0.15, 0.2, 0.25, 0.3, 0.35, 0.4, 0.45, 0.5, 0.7, 1.0, 1.35
	Cyc3	200	1000	0.5
	Cyc4	200	20	1.0
	Cyc5	400	1000	0.5

为了获得静动加载条件下土体小应变刚度演化规律, 本文结合 GDS 弯曲元测试系统对单调和循环三轴试验过程中的土样进行剪切波速测试。该系统包括两个压电传感器, 其中一个作为激发源装配在土样帽上插入土样上端, 另一个作为接收器固定在压力室底部插入土样下端。试验时, 激发源产生的剪切波通过土体传播到接收端, 通过观察时域波形得到剪切波在土样内的传播波速, 进而根据土体密度得到其小应变剪切模量。本次试验在多个阶段进行了剪切波速的量测。第一个阶段为固结完成时 ( $\varepsilon_a=0$  或  $N=0$ ), 以建立小应变剪切模量与初始固结围压的定量关系。同时, 为了研究静动力加载历史对土体小应变刚度特性的影响, 对 Mon1、Mon2 和 Cyc1~5 等 7 组三轴试验, 当应变或振次达到设定值后暂停加载, 待试样内孔压均匀稳定分布后进行弯曲元试验。

## 2 试验结果与分析

### 2.1 固结完成时的小应变剪切模量

图 1 (a) 所示为通过弯曲元试验获得的固结完成时土体小应变剪切模量  $G_0$  和初始固结围压  $p'_0$  的关系。由图可知,  $G_0$  随  $p'_0$  增大而增大。早期研究表明, 对于正常固结饱和软黏土, 其小应变剪切模量可表示为初始固结围压和孔隙比的函数<sup>[3]</sup>, 即 Hardin 公式:

$$G_0 / p_a = SF(e)(p'_0 / p_a)^n \quad (1)$$

式中  $S, n$  为经验参数;  $p_a$  为大气压力以统一量纲 ( $p_a=101 \text{ kPa}$ );  $F(e)$  是表征孔隙比影响的函数, 对于饱和软黏土一般采用以下形式<sup>[5]</sup>:

$$F(e) = 1/(0.3 + 0.7e^2) \quad (2)$$

根据式(1), (2) 对图 1(a) 中数据进行归一化处理, 如图 1(b) 所示。结果表明, 考虑孔隙比影响的小应变剪切模量与初始有效围压有较好的相关性, 可用式(1)拟合。对于本试验所用的嘉兴原状软黏土, 经验参数  $S, n$  可分别取为  $S=358$  和  $n=0.665$ 。

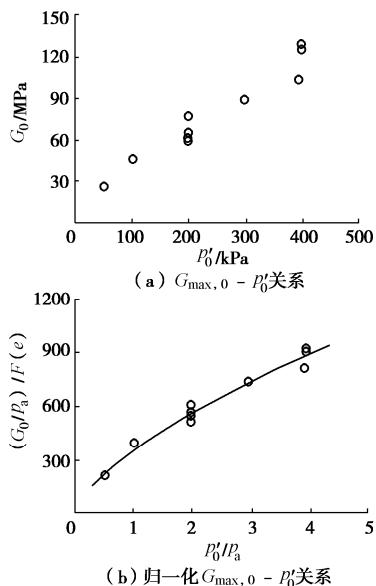


图 1  $G_{\max,0} - p'_0$  关系和归一化  $G_{\max,0} - p'_0$  关系

Fig. 1 Relationship between  $G_{\max,0}$  and  $p'_0$  and normalized relationship between  $G_{\max,0}$  and  $p'_0$

## 2.2 单调加载条件下海洋软黏土刚度特性

对于单调荷载试验 Mon1 和 Mon2, 在轴向应变发展的不同阶段进行了剪切波速的量测, 并根据土样高度变化情况算出各阶段小应变剪切模量  $G_{\max}$ , 如图 2 所示。可见, 土体小应变剪切模量随单调加载引起的轴向应变先减小后增大; 在  $\varepsilon_a$  为  $8\% \sim 10\%$  处,  $G_{\max}/G_0$  达到最小值。这表明在单调加载初期, 由于孔压累积引起有效应力降低、颗粒排布扰动及结构损伤, 土体刚度逐渐降低; 随着加载继续进行, 试样呈现应变硬化, 且由于发生剪胀有效应力有所恢复, 土体小应变剪切模量转而增大。

单调剪切荷载作用时, 土体在中到大应变下的刚度弱化特性一般用割线模量  $G_{\sec}$  表征。图 3 给出了不同初始围压条件下割线模量衰减规律。具体来说,  $G_{\sec}$  随应变发展逐渐减小并趋近于 0; 同时, 初始固结围压越大,  $G_{\sec}$  相对更大且衰减更快。进一步地, 对割线模量进行归一化处理后, 可以发现,  $G_{\sec}/G_0$  随轴向应变衰减的规律不受初始固结条件的影响而近似唯

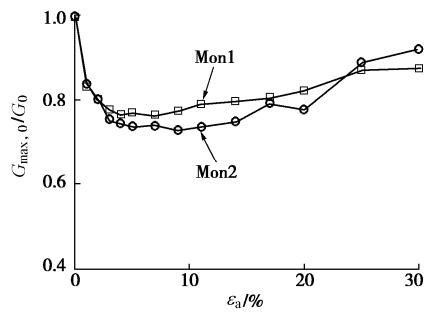


图 2 单调加载下的小应变剪切模量

Fig. 2 Small strain shear moduli under monotonic loading

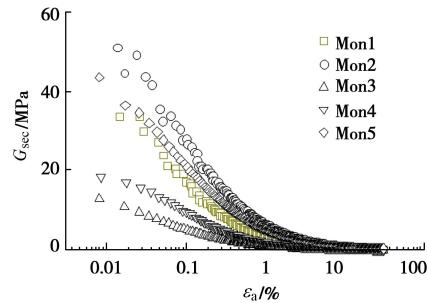


图 3 割线模量与应变的关系

Fig. 3 Secant moduli against axial strain

## 2.3 循环加载条件下海洋软黏土刚度特性

与图 2 类似, 图 4 所示为循环剪切过程中土体归一化小应变剪切模量  $G_{\max}/G_0$  与单幅应变的关系, 该关系受初始固结围压和循环荷载幅值影响较小。当应变较小时, 归一化剪切模量急剧减小; 随着循环应变进一步发展,  $G_{\max}/G_0$  减小的趋势逐渐缓慢, 最终稳定至 0.2 左右。这表明, 动荷载作用下土体的循环弱化将使得其刚度降低, 且这种降低的趋势可由单幅应变较好表征。与常见的基于循环振次  $N$  的刚度软化模型相比, 建立小应变剪切模量与循环单幅应变的关联无需考虑动荷载幅值的影响。

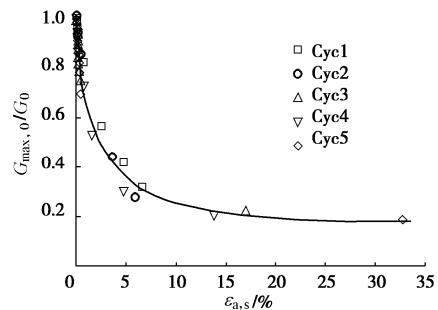


图 4 循环加载下的小应变剪切模量

Fig. 4 Small strain shear moduli under cyclic loading

循环剪切荷载作用下, 土体发生塑性变形时的刚度弱化特性通常用等价模量  $G_{eq}$  表征,  $G_{eq}$  一般定义为某一循环振次所形成的应力应变滞回圈骨干线的

斜率<sup>[12]</sup>。图 5 (a) 所示为 5 组循环三轴试验中等价模量衰减规律。总地来说,  $G_{eq}$  随单幅应变发展逐渐减小并趋近于 0; 给定固结围压条件下, 循环应力比 CSR 对动模量随应变减小的规律无显著影响; 但是, 当初始固结围压不同时,  $G_{eq}$  在高围压下相对较大且衰减更快。根据弯曲元试验测得的固结完成时小应变剪切模量对等价模量进行归一化处理, 如图 5 (b) 所示。可以看到, 归一化后的等价模量与动单幅应变的关系在不同试验条件下具有较好一致性, 与初始围压和循环应力比均无关。这与王军等<sup>[9]</sup>观察到的杭州软土刚度软化特征类似。 $G_{eq}/G_0$  随  $\varepsilon_{a,s}$  减小的趋势在应变较小时逐渐加快后又减慢, 在  $\varepsilon_{a,s}=1\%$  后缓慢趋近于 0。图 5 (b) 中一并给出了单调加载下土体归一化割线模量  $G_{sec}/G_0$  随轴向应变衰减的均值线。与循环剪切荷载相比, 单调加载时饱和软黏土在中到大应变下 ( $\varepsilon_a$  或  $\varepsilon_{a,s} > 0.01\%$ ) 塑性模量相对较小, 刚度衰减速率也相对较慢。

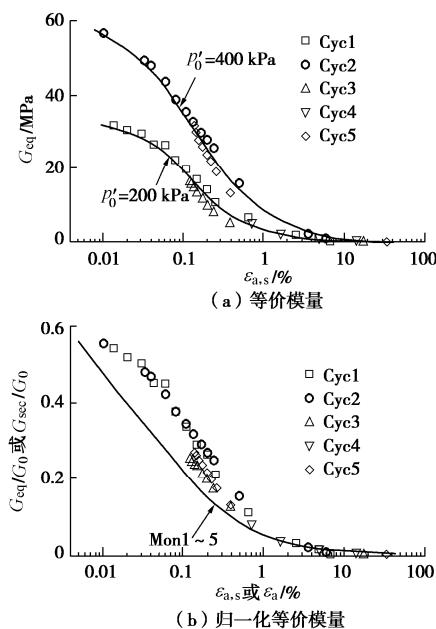


图 5 等价模量及归一化等价模量与应变的关系

Fig. 5 Equivalent moduli and normalized equivalent moduli against axial strain

图 4, 5 表明, 饱和软黏土在动荷载作用下的小应变剪切模量  $G_{max}$  和等价模量  $G_{eq}$  都会随循环应变累积发生弱化, 且这种弱化趋势经归一化处理后与固结围压和循环应力比无关。据此, 可直接建立动模量  $G_{eq}/G_0$  和小应变剪切模量  $G_{max}/G_0$  之间的关联, 如图 6 所示。从图中可以看到, 在循环荷载作用的不同阶段, 饱和软土的  $G_{eq}/G_0$  和  $G_{max}/G_0$  间存在唯一关系: 前者随着后者的减小而不断减小, 可用下式表示:

$$\ln(G_{eq}/G_0) = a + b(G_{max}/G_0) \quad (3)$$

式中,  $a, b$  为经验参数, 对于本文的嘉兴海洋软黏土,

分别取  $a=-6.57$  和  $b=5.85$ 。在工程实际中, 可通过现场试验获得的剪切波速确定土体小应变剪切模量, 基于实验室建立的动模量与小应变剪切模量的关系, 从而快速评估动力加载历史对土体刚度弱化特性的影响。为了获得针对海上风电工程动荷载作用特点的软黏土强度折减规律, 尚需对动载结束的土样进一步开展抗剪强度试验研究, 并考虑复杂初始应力状态和动力加载条件的影响。

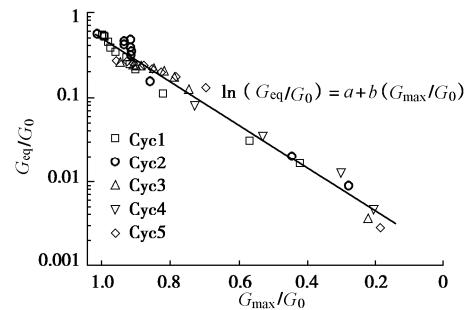


图 6 循环加载下等价模量与小应变剪切模量的关系

Fig. 6 Relationship between equivalent modulus and small strain shear modulus under cyclic loading

### 3 结 论

本文开展了一系列静动三轴联合弯曲元试验, 探讨不排水条件下静动应力加载历史对原状饱和软黏土刚度弱化特性的影响。

(1) 海洋软黏土正常固结完成时的小应变剪切模量与初始有效围压有较好的相关性, 可用 Hardin 公式描述孔隙比和固结围压的影响。

(2) 单调剪切荷载作用下, 土体小应变剪切模量随轴向应变先减小后增大; 其在中到大应变下的割线模量则不断减小直至趋近于 0。

(3) 循环剪切荷载作用下, 土体小应变剪切模量逐渐减小并最终趋于稳定; 归一化动模量随循环单幅应变不断减小, 且其值相较于单调剪切时的割线模量略大。土体动模量弱化特性可通过动荷载作用下的小应变剪切模量表征, 二者存在较好的一致性关系, 与初始固结围压和循环荷载幅值无关。

### 参考文献:

- [1] 黄博, 陈云敏, 殷建华, 等. 粉土和粉砂的动力特性试验研究[J]. 浙江大学学报(工学版), 2002, 36(2): 143 - 147.  
(HUANG Bo, CHEN Yun-min, YIN Jian-hua, et al. Laboratory study on dynamic properties of silt and silty sand[J]. Journal of Zhejiang University (Engineering Science), 2002, 36(2): 143 - 147. (in Chinese))

- [2] 董全杨, 蔡袁强, 徐长节, 等. 干砂饱和砂小应变剪切模量共振柱弯曲元对比试验研究[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(12): 2283 - 2289. (DONG Quan-yang, CAI Yuan-qiang, XU Chang-jie, et al. Measurement of small-strain shear modulus Gmax of dry and saturated sands by bender element and resonant column tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(12): 2283 - 2289. (in Chinese))
- [3] HARDIN B O, BLACK W L. Vibration modulus of normally consolidated clay[J]. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE 1968, 94(2): 453 - 469.
- [4] 周燕国, 陈云敏, 柯瀚. 砂土液化势剪切波速简化判别法的改进[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(13): 2369 - 2375. (ZHOU Yan-guo, CHEN Yun-min, KE Han. Improvement of simplified procedure for liquefaction potential evaluation of sands by shear wave velocity[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(13): 2369 - 2375. (in Chinese))
- [5] 谷川, 蔡袁强, 王军, 等. 循环应力历史对饱和软黏土小应变剪切模量的影响[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(9): 1654 - 1660. (GU Chuan, CAI Yuan-qiang, WANG Jun, et al. Effects of loading history on small-strain shear modulus of saturated clays[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(9): 1654 - 1660. (in Chinese))
- [6] ZHOU J, GONG X. Strain degradation of saturated clay under cyclic loading[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2001, 38(1): 208 - 212.
- [7] GUO L, CAI Y, JARDINE R J, et al. Undrained behaviour of intact soft clay under cyclic paths that match vehicle loading conditions[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2017, 55(1): 90 - 106.
- [8] IDRIS I M, DODRY R, SINGH R D. Nonlinear behavior of soft clay during cyclic loading[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1978, 104(12): 1427 - 1447.
- [9] 王军, 蔡袁强, 徐长节. 循环荷载作用下软黏土刚度软化特征试验研究[J]. 岩土力学, 2007, 28(10): 2138 - 2144. (WANG Jun, CAI Yuan-qiang, XU Chang-jie. Experimental study on degradation of stiffness of saturated soft clay under undrained cyclic loading[J]. Rock and soil mechanics, 2007, 28(10): 2138 - 2144. (in Chinese))
- [10] 黄茂松, 李帅. 长期往复荷载作用下近海饱和软黏土强度和刚度的弱化特性[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(10): 1491 - 1498. (HUANG Mao-song, LI Shuai. Degradation of stiffness and strength of offshore saturated soft clay under long-term cyclic loading[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(10): 1491 - 1498. (in Chinese))
- [11] 郭小青, 朱斌, 刘晋超, 等. 珠江口海洋软土不排水抗剪强度及循环弱化特性试验研究[J]. 岩土力学, 2016, 37(4): 1005 - 1012. (GUO Xiao-qing, ZHU Bin, LIU Jin-chao, et al. Experimental study of undrained shear strength and cyclic degradation behaviors of marine clay in Pearl River Estuary[J]. Rock and soil mechanics, 2016, 37(4): 1005 - 1012. (in Chinese))
- [12] SHIBUYA S, MITACHI T. Small strain shear modulus of clay sedimentation in a state of normal consolidation[J]. Soils and foundations, 1994, 34(4): 67 - 77.

(编校: 胡海霞)

DOI: 10.11779/CJGE2020S1024

# 一种低液限黏土的分散性试验研究

彭文明<sup>1</sup>, 李建<sup>1</sup>, 张延亿<sup>2</sup>, 罗启迅<sup>1</sup>

(1. 中国电建集团成都勘测设计研究院有限公司勘测设计分公司, 四川 成都 610072; 2. 中国水利水电科学研究院岩土工程研究所, 北京 100038)

**摘要:** 黏粒含量降低会弱化土料的抗冲蚀能力, 给分散性试验带来一定影响。对于试验低液限黏土, 野外调查和矿物及化学成分分析均表明, 该土料不具备分散性土的特征。采用双比重计试验、土块试验、针孔试验、孔隙水溶液试验和交换性钠离子百分比试验 5 种方法进行近 100 组试验研究。其中双比重计试验结果较为分散, 难以给出鉴定结论, 仅供参考; 由于土样抗冲蚀性太差, 针孔试验难以顺利完成; 土块试验、孔隙水溶液试验均以非分散性土为主, 少量过渡型土; 交换性钠离子百分比试验均为非分散性土。土料经综合鉴定为非分散性土。还对双比重计试验和针孔试验未取得合理试验成果的原因进一步分析, 并认为这两种方法对试验土料不适宜。

**关键词:** 低液限黏土; 分散性; 双比重计试验; 针孔试验

中图分类号: TU41 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)S1-0121-06

作者简介: 彭文明(1978—), 男, 正高级工程师, 主要从事水工结构设计和计算等方面的研究工作。E-mail: pwm02@163.com。

## Experimental study on dispersion of one kind of low liquid limit clay

PENG Wen-ming<sup>1</sup>, LI Jian<sup>1</sup>, ZHANG Yan-yi<sup>2</sup>, LUO Qi-xun<sup>1</sup>

(1. Survey and Design Corporation of PowerChina Chengdu Engineering Corporation Limited, Chengdu 610072, China; 2. Geotechnical Engineering Institute of China Institute of Water Resources and Hydropower Research, Beijing 100038, China)

**Abstract:** The decrease of clay content will weaken the erosion resistance of the soil and bring some influences on the dispersivity tests. For the low liquid limit clay, field investigation and mineral and chemical composition analysis show that the soil material does not have the characteristics of dispersive soil. The double-hydrometer tests, crumb tests, pinhole tests, pore water solution tests and exchangeable sodium ion percentage tests are used to carry out nearly 100 groups of experimental researches. Among them, the results of the double-hydrometer tests are relatively scattered, so it is difficult to give the identification conclusions and it is for reference only. Because of the poor erosion resistance of soil samples, the pinhole tests are difficult to be successfully completed. Both the soil block tests and the pore water solution tests are mainly non-dispersive soil, and a small amount of transitional soil. The percentage of exchangeable sodium ion tests are all non-dispersive soil. The soil material is identified as non-dispersive soil. In addition, the reasons are analysed why the double-hydrometer tests and pinhole tests have not achieved reasonable results, and it is regarded out that the two methods are not suitable for this kind of soil.

**Key words:** low liquid limit clay; dispersivity; double hydrometer test; pinhole test

## 0 引言

美国的农业土壤学家 Volck<sup>[1]</sup>最早发现有些土壤具有自行分散的特性。此后, 学者们就致力于分散性土试验研究。对美国和海外几个地区的 195 个细黏土样大量试验研究后, Sherard 等<sup>[2]</sup>认为, 黏土的物理化学状态与土颗粒表面的电化学性质直接影响着分散性土的性质, 需通过专门的试验来鉴定分散性土。美国材料试验学会第 79 次年会(1976 年)讨论并普遍同意了 4 种试验方法<sup>[3]</sup>: 针孔试验、孔隙水中可溶盐试验、

双比重计试验和碎块试验。这些方法一直沿用至今。

国内对分散性土的研究都是建立在国外成果资料基础上, 始于 20 世纪 70 年代, 黄委会对黄河的小浪底水库筑坝用防渗土料进行针孔试验等方法判别其分散性<sup>[4]</sup>。80 年代初王观平等<sup>[5]</sup>通过研究认为, 黑龙江引嫩工程输水渠道产生大量的洞穴管涌破坏原因是土料呈分散性; 同期钱家欢<sup>[6]</sup>较为系统的整理了国外分散性土相关成果。魏迎奇等<sup>[7]</sup>对国内外多个工程

黏性土样的分散性判别试验结果进行分析,供国内研究及工程实践参考。近些年,在大量试验研究<sup>[8]</sup>的基础上,樊恒辉等<sup>[9]</sup>对黏性土的分散性机理和分散性鉴定试验进行系统阐述。

本文结合工程实践,对一种黏粒含量较低的粉土进行分散性试验研究,并探讨试验方法的适宜性。

## 1 土样的物理和化学性质

### 1.1 工程地质条件

本文研究的土料以细粒土为主,料场划分为4个区,如图1所示。地质调查及勘探揭示(图2),料场上部为第③层灰黄色粉土,厚3~24 m。下部为第①层块碎石土及漂砂卵砾石。灰黄色粉土底部与其下伏粗颗粒物质之间见不连续分布的第②层褐红色黏质粉土,厚1~3 m。料场第③层和第②层拟用作大坝防渗料,由于第②层储量很少,土料研究以第③层为主。

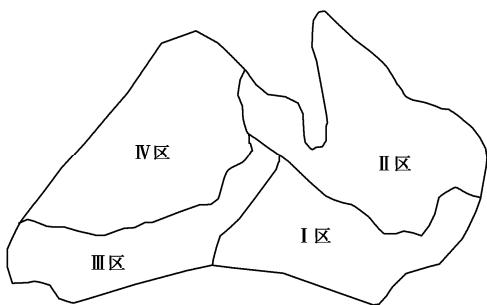


图1 土料场分区图

Fig. 1 Zoning map of soil in field

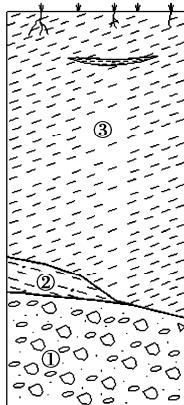


图2 地层结构示意图

Fig. 2 Sketch map of soil deposit

### 1.2 物理化学特性

#### (1) 物理特性

颗粒试验表明,土料小于5 mm平均含量为99.9%,小于0.075 mm细粒含量为95.5%,小于0.005 mm黏粒含量为10.7%,土料质量比较均匀,总体上

是以粉粒为主、黏粒含量略低的纯细料。相对密度为2.62~2.71,平均2.69。土料液限平均为30.4%,塑限平均为17.0%;塑性指数为9.1~16.8,平均13.4,按照规范分类定名为低液限黏土(CL)。

对98组土料黏粒含量进行统计,绘制概率分布图(图3)。从图3可以看出,黏粒含量呈单峰分布,峰值出现在黏粒含量为8%~12%,有44组,占44.9%。

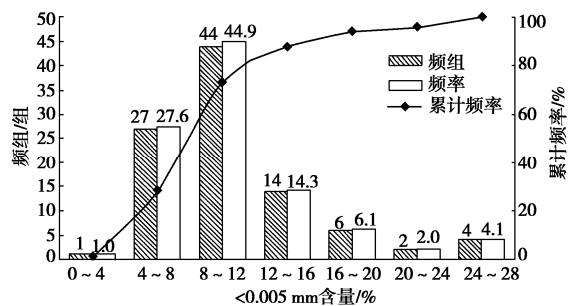


图3 土料黏粒含量概率分布直方图

Fig. 3 Probability distribution histogram of clay content rate of soil

#### (2) 矿物成分

选取12组试样进行矿物成分分析,蒙脱石为5.8%,伊利石为35.3%,绿泥石为9.7%,石英为34.6%,钾长石为4.3%,斜长石为8.9%,透闪石为1.1%,黄铁矿为0.3%。可见矿物成分以伊利石和石英为主。

#### (3) 化学成分

对15个试样进行化学成分分析,  $\text{SiO}_2$ 为55.49%,  $\text{Fe}_2\text{O}_3$ 为8.81%,  $\text{Al}_2\text{O}_3$ 为19.22%,  $\text{CaO}$ 为5.01%,  $\text{MgO}$ 为2.24%, 烧失量为4.88, 有机质为0.49, 易溶盐为0.06%, pH为7.57, 硅铝率为3.8。

## 2 分散性判别及试验现象分析

### 2.1 野外调查与识别

现场调查表明,料场地形总体完整,多为耕地。主要发育1条冲沟,为III区和IV区分界,为后缘山体流水下切形成,水量受季节影响明显,沟水较为清澈,少见有浑浊现象。降雨后沟水在短时间内恢复清澈,现场部分小水坑的积水经一段时间沉淀后逐渐变清澈。因耕作或工程开挖,料场出露大量陡坎、斜坡,剖面物质组成均为风积成因粉土。有的斜坡经多个雨季冲刷,甚至数十年日照雨淋,但坡面上未见明显冲沟、孔洞等现象。平缓地段多为耕地及道路,也未见“犁痕”等异常冲蚀现象。根据土料场野外调查初步分析,未见明显分散性土特征。

### 2.2 分散性试验鉴定及试验现象分析

#### (1) 试验总体情况

本次研究参照我国的水利水电工程天然建筑材料勘察规程 (SL251—2015, DL/T 5388—2007)、美国材料与试验协会 (ASTM) 颁布的分散性试验规程以及相关文献资料, 采用双比重计试验、土块试验、针孔试验、孔隙水溶液试验和交换性钠离子百分比试验 5 种方法进行分散性试验鉴定。

试验取样兼顾了料场的平面分区和剖面深度, 样品均匀分布于平面和立面; 每个分区都同时采用 5 种方法进行试验研究, 各试验方法组数近 100 组(表 1), 具有较好的代表性。

由于试验数据量很大, 本文仅从各区选取代表性土样的试验成果进行汇总, 如表 2 所示。

## (2) 分散性试验分析

从不同方法的试验成果来看, 各方法鉴别结论不统一, 物理性试验与化学性试验差异较大。下面对每

种试验的成果进行统计分析。

表 1 分散性试验统计表

Table 1 Statistical table of dispersion tests (组)

分区	双比重计试验	土块试验	针孔试验	孔隙水溶液试验	交换性钠离子百分比试验
I 区	47	47	48	47	47
II 区	23	23	23	23	23
III 区	14	14	14	14	14
IV 区	14	14	14	14	14
合计	98	98	99	98	98

### a) 双比重计试验

进行 98 组双比重计试验, 试验判别结果以过渡型土为主, 占 51 组, 非分散性和分散性组数相当, 分别为 21 组、26 组。

导致试验结果极不统一的原因, 在于土样的黏粒

表 2 部分分散性试验成果汇总

Table 2 Summary of partial dispersion test results

土样编号	双比重计试验 分散度 /%	土块试验 特征	针孔试验			孔隙水溶液试验			交换性钠离子百分比试验				
			浸水后 水头 /mm	持续 时间 /min	最终 水色 /(ml·s <sup>-1</sup> )	最终 流量 /mm	C <sub>Na+</sub> /(meq·L <sup>-1</sup> )	TDS /(meq·L <sup>-1</sup> )	PS /%	CEC /(meq·kg <sup>-1</sup> )	C <sub>Na+</sub> /(meq·kg <sup>-1</sup> )	ESP /%	
SJL101-1	46.8	无分散出 胶粒, 土块	—	—	混浊	—	渗透 破坏	0.373	1.800	21.3	30.5	0.9	3
SJL101-2	42.0	水解后在 量杯底部	—	—	混浊	—	渗透 破坏	0.182	1.100	16	34.0	1.1	3.11
SJL101-3	49.3	以细颗粒	40	5	混浊	2.9	塌孔	0.212	1.000	22.2	35.7	1.1	3.18
SJL201-1	30.7	SJL201-1~ SJL201-3	60	5	混浊	1.1	塌孔	0.285	1.100	27.1	40.8	0.4	0.92
SJL201-2	47.2	平堆, 水是 清的	—	—	混浊	—	渗透 破坏	0.352	1.000	35.6	30.9	0.4	1.32
SJL201-3	54.7	—	—	—	混浊	—	渗透 破坏	0.470	1.700	27.7	26.4	0.2	0.86
SJL301-1	38.7	SJL301-1~ SJL301-3	50	5	混浊	2.5	塌孔	0.200	0.290	38.9	67.2	0.5	0.76
SJL301-2	48.2	混浊水, 但 扩散范围 小	40	5	混浊	2.1	塌孔	0.220	0.370	30.8	62.5	0.5	0.8
SJL301-3	59.0	无分散出 胶粒, 土块	—	—	—	—	渗透 破坏	0.561	0.617	57.4	52.9	0.3	0.53
SJL401-1	35.2	SJL401-1~ SJL401-3	50	5	混浊	2	塌孔	0.626	0.852	36.9	53.7	0.5	0.98
SJL401-2	28.4	量杯底部 以细颗粒	40	5	混浊	2	塌孔	0.380	0.669	26.3	42.1	0.8	1.98
SJL401-3	35.0	平堆, 水是 清的	50	5	混浊	2.3	塌孔	0.652	0.727	58.8	45.7	0.6	1.40

注: 土样 SJL101-1~SJL101-3、SJL201-1~SJL201-3、SJL301-1~SJL301-3、SJL401-1~SJL401-3 分别取样于 I 区、II 区、III 区、IV 区。

含量不均匀。4个分区试验土样的黏粒含量为3.7%~22.9%，跨度很大，而且平均黏粒含量不高，尤其是I区，加分散剂和不加分散剂测得的黏粒含量平均值分别为9.2%和3.5%。从I区双比重计试验分散度与黏粒含量的关系图（图4）可以看出，随着黏粒含量增加，分散度降低，并且符合幂函数关系。在黏粒含量大于10%~15%时，分散度逐渐进入非分散性土的判别区域。

由此可见，双比重计试验受黏粒含量影响较大，黏粒含量较低时，试验容易误判，成果仅供参考。

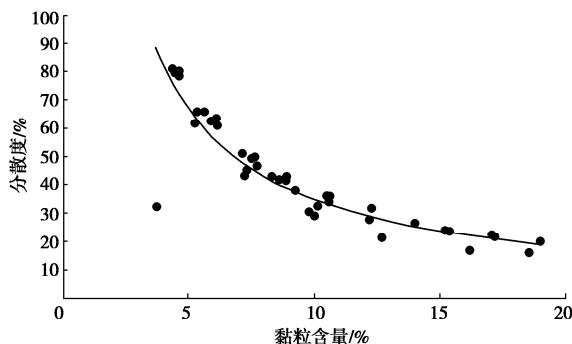


图4 分散度 - 黏粒含量的关系曲线 (I区)

Fig. 4 Relation curve between dispersion degree versus clay content (Zone 1)

### b) 土块试验

进行98组土块试验，呈现3种表现特征（表3），判别结果非分散性土为88组，过渡型土10组。

表3 土块试验成果统计表

Table 3 Statistics table of crumb test results

序号	表现特征	鉴定类别	组数
	无分散出胶粒的反应，土块水解		
1	后在量杯底部以细颗粒平堆，水是清的	非分散	79
2	土块水解后四周有混浊水，扩散范围小	过渡	10
	无分散出胶粒的反应，土块水解		
3	后在量杯底部以细颗粒平堆，混浊后很快变清	非分散	9

试验中，土样浸水后无分散胶粒的反应，土块水解后在量杯底部以细颗粒平推，水是清的，或混浊后很快变清。未出现典型分散性土的特征，试验判别为非分散性土。

### c) 针孔试验

在99组土样针孔试验中，有42组在试验刚开始（1 cm左右的水头）就形成渗透破坏，整体塌孔而无法完成试验；其他土样均在试验水头为20~60 mm时，以塌孔而结束试验。

针孔试验从渗流理论的角度对土样进行分散性研究。本文研究的土样不仅黏粒含量较低，平均含量仅为10.7%，而且大部分为粉土，其粉粒平均含量达85%，因此其抗冲刷能力较弱。因此，进行针孔试验时，在水压力的冲刷作用下，土样很容易塌孔后整体渗透破坏，导致无法顺利完成针孔试验。

### d) 孔隙水溶液试验

进行了98组孔隙水溶液阳离子试验，各区可交换性钠离子百分数PS总体较低，其中91组试验土样的PS介于20%~40%，为非分散性土；7组土样的PS大于40%，均为过渡型土。各区的试验成果统计见图5。

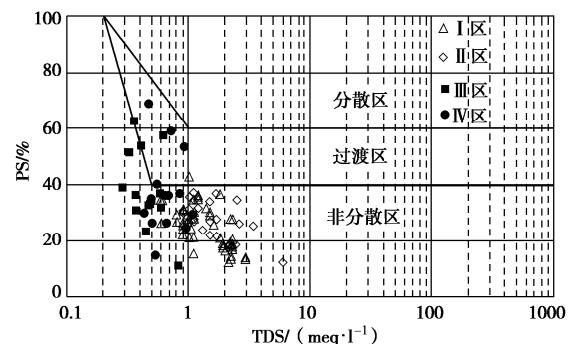


图5 孔隙水溶液试验的PS-TDS关系图

Fig. 5 Relation map between PS and TDS of pore water solution tests

### e) 交换性钠离子百分比试验

进行了98组交换性钠离子百分比试验，各区交换性钠离子百分数ESP总体较低，均低于7%，试验判别均为非分散性土。

## 2.3 分散性综合鉴定

### (1) 野外调查与识别

对料场进行现场调查，未见明显冲沟、孔洞及“犁痕”现象，冲沟、沟水较为清澈，少见浑浊现象。野外调查表明，土料场无明显分散性土特征。

### (2) 矿物及化学成分

土料中黏土矿物占50.8%，其中蒙脱石平均含量仅为5.8%，以伊利石为主，不具有分散性土的矿物物质条件。主要化学成分以SiO<sub>2</sub>为主，平均含量55.49%，有机质含量0.49%。硅铝率为3.50~3.96，平均3.79，主要为2:1型黏土矿物。

酸碱度pH值对黏土悬液性状具有重要的影响。低pH值条件下，黏粒颗粒表面的氧化铝表现为正电性，与由于同晶置换而带负电荷的土颗粒相互作用，导致颗粒从悬液中絮凝；高pH值条件下，黏土颗粒表面的负电荷量增多，易于形成扩散双电层使悬液稳定或黏土颗粒分散。已有研究认为<sup>[9]</sup>，pH值小于8.6

的土样属于过渡型或非分散性土。本文试验土样的 pH 值为 7.1~8.2, 平均 7.57, 呈弱碱性, 不具备分散性土的酸碱度环境。

### (3) 试验鉴定

双比重计试验、土块试验、针孔试验、孔隙水溶液试验和交换性钠离子百分比试验等 5 种方法分别从土力学、胶体化学、渗流理论、分析化学等不同角度对土样的分散性进行研究。这些试验方法的鉴定标准是从大量试验统计分析或经验得来的, 针对一般的黏性土能够互相印证, 但对本文土料差异较大。

分析不同试验方法的鉴定结果, 其中双比重计试验判别为分散性土、过渡型土、非分散性土的比例分别为 26.5%, 52.0%, 21.5%, 试验结果过于分散, 难以给出鉴定结论, 仅供参考; 土块试验以非分散性为主(88 组, 占 89.8%), 很少量过渡型土(10 组, 占 10.2%); 针孔试验受土样黏粒较低、粉粒含量较高的影响, 土样抗冲蚀性太差, 试验难以顺利完成; 孔隙水溶液试验以非分散性为主(91 组, 占 92.9%), 很少量过渡型土(7 组, 占 7.1%); 交换性钠离子百分比试验均为非分散性土。

### (4) 综合评价

根据野外调查、矿物及化学成分分析, 本文土样不具备分散性土的现场特征、矿物及化学条件; 结合 5 种试验方法的成果, 双比重计试验和针孔试验没有获得合理的试验结果, 土块试验、孔隙水溶液试验和交换性钠离子百分比试验均判别为非分散性土。因此, 本文土料应为非分散性土。

## 3 试验方法的适宜性分析

对未能获得合理试验结果的双比重计试验和针孔试验两种方法, 进一步分析其适宜性。

### (1) 双比重计试验

双比重计试验是借鉴农业土壤物理化学分析中的土壤团粒分析而设计的试验方法。美国双比重计试验规程规定, 适用于塑性指数大于 4, 并且小于 0.005 mm 颗粒含量超过 12% 的土壤, 且该方法不能识别所有的分散性黏土。由于本文试验研究土料的黏粒含量为 3.7%~22.9%, 平均含量 10.7%, 其中 98 组土样中黏粒含量大于 12% 的有 38 组, 仅占 38.8%, 这极大影响试验成果的可靠性。

图 4 也揭示了随着土样黏粒含量增大, 试验结果从分散性—过渡型—非分散性变化的趋势, 表明当土料黏粒含量在 12% 左右甚至更低时, 双比重计试验受黏粒含量的影响很大。

因此, 考虑到本文土料黏粒含量总体偏低, 认为

双比重计试验方法不适宜。

### (2) 针孔试验

针孔试验是模拟在一定的水头下, 土体孔隙壁上的颗粒所具有承受一定动能水流的冲蚀能力。分散性土抗冲蚀能力很差, 通过针孔试验可以很好模拟分散性土在集中渗透水流作用下的冲蚀破坏。

美国针孔试验规程规定的适用范围: 适用于塑性指数大于 4、黏粒含量超过 12% 的土壤。本文土料黏粒含量 10.7%, 粉粒含量平均 85%, 是粉粒为主的细粒土, 级配不良, 渗透稳定性很差。以至于极低水头时土样就渗透破坏造成塌孔, 影响针孔试验的顺利完成。土样抗冲蚀能力较差的主要原因是黏粒含量较少、粉粒含量较多, 并非分散性土, 但针孔试验无法区别, 因此该试验方法不适合。

## 4 结 论

由于土料分散性对水工建筑物的安全性影响很大, 工程防渗土料要进行分散性鉴定。本文对一种低液限黏土进行分散性研究, 得到如下结论。

(1) 野外调查表明, 土料现场未见明显冲沟、孔洞及“犁痕”现象, 冲沟、沟水较为清澈, 少见浑浊现象, 现场调查无明显分散性土特征。

(2) 对土料进行矿物和化学成分分析, 土样以伊利石为主, pH 值平均 7.57, 呈弱碱性, 不具有分散性土的矿物条件和酸碱度环境。

(3) 采用双比重计试验、土块试验、针孔试验、孔隙水溶液试验和交换性钠离子百分比试验等 5 种方法进行近 100 组试验。试验结果表明, 双比重计试验结果较分散, 仅供参考; 土块试验以非分散性为主(占 89.8%); 针孔试验基本未能顺利完成; 孔隙水溶液试验以非分散性为主(占 92.9%); 交换性钠离子百分比试验均为非分散性土。

经分析, 未能取得合理试验结果的双比重计试验和针孔试验, 对本文研究土样不适用。

(4) 通过综合鉴定, 本文研究土料为非分散性土。

## 参考文献:

- [1] VOLK G M. Method of determination of degree of dispersion of the clay fraction of soils[C]// Proceedings, Soil Science Society of American, New Mexico, 1937: 561~565.
- [2] SHERARD J L, DUNNIGAN L P, DECKER R S. Some engineering problems with dispersive clays[C]// Dispersive Clays, Related Piping, and Erosion in Geotechnical Projects, ASTM STP 623, 1977, Chicago: 3~12.

- [3] J.L. 谢拉德. 美国材料试验学会第 79 次年会 (1976 年) 关于“分散性土有关管涌及冲蚀”的专题讨论会总结[C]// 分散性黏土译文集, 1982: 9 - 17. (SHERARD J L. Summary of the 79th annual meeting of the american society for testing and materials (1976) on "piping and erosion related to dispersive soils"[C]// Translation of Dispersive Clay, 1982, Chicago. (in Chinese))
- [4] 秦曰章. 黄河小浪底黏性土分散性能的试验研究[J]. 人民黄河, 1981(5): 8 - 12. (QIN Yue-zhang. Experimental study on dispersion properties of Xiaolangdi Clay in the Yellow River[J]. Yellow River, 1981(5): 8 - 12. (in Chinese))
- [5] 王观平, 张来文, 阎仰中, 等. 分散性黏土与水利工程[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 1999. (WANG Guan-ping, ZHANG Lai-wen, YAN Yang-zhong, et al. Dispersive Clay and Hydraulic Engineering[M]. Beijing: China Water Power Press, 1999. (in Chinese))
- [6] 钱家欢. 分散性黏土作为坝料的一些问题[J]. 岩土工程学报, 1981, 3(1): 94 - 100. (QIAN Jia-huan. Some problems of dispersive clay as dam material[J]. Chinese Journal and Geotechnical Engineering, 1981, 3(1): 94 - 100. (in Chinese))
- [7] 魏迎奇, 温彦锋, 蔡 红, 等. 分散性黏土鉴定试验的可靠性分析[J]. 中国水利水电科学研究院学报, 2007, 5(3): 186 - 190. (WEI Ying-qi, WEN Yan-feng, CAI Hong, et al. Reliability analysis of identification test of dispersive clay[J]. Journal of China Institute Water Resources and Hydropower Research, 2007, 5(3): 186 - 190. (in Chinese))
- [8] 孔令伟, 李洪良, 樊恒辉, 等. 马家树水库大坝防渗土料分散性判别和改性试验[J]. 岩土力学, 2010, 31(1): 193 - 198. (KONG Ling-wei, LI Hong-liang, FAN Heng-hui, et al. Study of dispersive identification and treatment with lime of dam soil in Majiashu Reservoir[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(1): 193 - 198. (in Chinese))
- [9] 樊恒辉, 孔令伟. 分散性土研究[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2012. (FAN Heng-hui, KONG Ling-wei. Dispersive Soil Research[M]. Beijing: China Water Power Press, 2012. (in Chinese))

(编校: 胡海霞)

DOI: 10.11779/CJGE2020S1025

# 基于自然应变损伤模型的膨胀土冻融损伤分析

赵顺利<sup>1</sup>, 邓伟杰<sup>1</sup>, 路新景<sup>1</sup>, 方旭东<sup>1</sup>, 李雪统<sup>2</sup>

(1. 黄河勘测规划设计研究院有限公司, 河南 郑州 450003; 2. 河南工业大学土木建筑学院, 河南 郑州 450001)

**摘要:** 膨胀土的定量冻融损伤分析对于寒区工程具有重要的实际意义。针对土体损伤模型研究中应变模型选择不合理的问题, 引入自然应变的概念, 基于 Weibull 统计理论和应变等价原理, 构建了自然应变损伤模型, 通过遗传算法, 进一步实现模型参数的全局寻优功能。通过已有膨胀土冻融循环后的试验数据, 对损伤模型进行验证, 并进一步开展了膨胀土的冻融损伤分析, 对非损伤变形和损伤变形进行区分, 进一步验证了损伤模型的合理性。研究结果表明: 自然应变损伤模型可高精度的模拟膨胀土不同冻融循环作用后的应力应变曲线, 初始刚度和宏观强度等指标与冻融循环次数呈负指数关系, 且非损伤变形和损伤变形与侧限压缩试验曲线和三轴压缩曲线具有较好的对应性。

**关键词:** 自然应变; 损伤模型; 膨胀土; 冻融循环; 遗传算法

中图分类号: TU441 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)S1-0127-05

作者简介: 赵顺利(1992—), 男, 硕士, 助理工程师, 主要从事岩土体试验测试、本构模型构建等勘察研究工作。E-mail: slzhaoyrec@qq.com。

## Freeze-thaw damage analysis of expansive soils based on natural strain damage model

ZHAO Shun-li<sup>1</sup>, DENG Wei-jie<sup>1</sup>, LU Xin-jing<sup>1</sup>, FANG Xu-dong<sup>1</sup>, LI Xue-tong<sup>2</sup>

(1. Yellow River Engineering Consulting Co., Ltd., Zhengzhou 450003, China; 2. College of Civil Engineering and Architecture, Henan University of Technology, Zhengzhou 450001, China)

**Abstract:** The quantitative freeze-thaw damage analysis of expansive soils is of great practical significance for engineering in cold regions. In view of the unreasonable selection of strain model in the existing researches on soil damage model, the concept of natural strain is introduced. Based on the theory of Weibull statistics and strain equivalence, a natural strain damage model is constructed. Through genetic algorithm, the global optimization function of model parameters is further realized. With the test data of expansive soils after freeze-thaw cycles, the damage model is verified, and the freeze-thaw damage analysis of expansive soils is further carried out. The non-damage deformation and damage deformation are distinguished to further verify the rationality of the damage model. The results show that the natural strain damage model can simulate the stress-strain curve of expansive soils after different freeze-thaw cycles with high accuracy. The initial stiffness and macro-strength have negative exponential relationship with the number of freeze-thaw cycles, and the non-damage deformation and damage deformation have good correspondence with the test curves of lateral compression and triaxial compression.

**Key words:** natural strain; damage model; expansive soil; freeze-thaw; genetic algorithm

## 0 引言

膨胀土具有较强的亲水性, 对于处于季节冻土区的渠道工程、边坡工程等, 反复冻融循环对膨胀土的劣化作用会极大影响工程稳定性<sup>[1-2]</sup>。已有的研究表明, 冻融作用对土体的性质改变相对复杂, 部分特征并无统一认识<sup>[3-4]</sup>, 典型的如内摩擦角, 变大、变小、基本不变的结论均有。由于冻融循环作用下, 不同土体响应机制的复杂性, 针对膨胀土特定土体的冻融分析在工程实践中具有更好的指导意义。

目前针对膨胀土的冻融循环研究已有了较大进

展, 蔡正银等<sup>[2]</sup>以高寒渠道膨胀土为研究对象, 在干湿冻融耦合的试验条件下系统讨论了冻融作用下膨胀土的裂隙演化规律。Lu 等<sup>[5]</sup>、Tang 等<sup>[6]</sup>则讨论了不同状态下的膨胀土与循环冻融次数相关的劣化规律, 研究表明, 随着冻融循环次数的增加, 膨胀土的破坏强度、弹性模量、抗剪强度等力学指标劣化加剧, 且第一次冻融循环下其劣化最为明显。

基金项目: 国家重点研发计划项目(2017YFC0405104); 黄河勘测规划设计研究院有限公司自主研究开发项目(2019-ky08)

收稿日期: 2020-06-03

目前有关冻融循环下的损伤模型，更多是基于连续介质理论展开。损伤力学中的损伤因子  $D$  部分研究需要借助其他测试手段进行确定，如卢再华等<sup>[7]</sup>通过 CT 扫描技术定义损伤因子，其构建的损伤模型包含 23 个参数，均需测试确定。目前主流的损伤因子定义是在已有的应力应变测试成果上进行，其中假设土体微元满足 weibull 分布，基于应变等价原理开展损伤模型构建获得了广泛应用。杨明辉等<sup>[8]</sup>、李向东等<sup>[9]</sup>进行了基质吸力和外部荷载耦合状态下的非饱和土损伤模型构建。Tang 等<sup>[6]</sup>基于多种技术手段综合研究了损伤程度与冻融循环次数之间的关系，并构建了冻融循环作用下的统一损伤模型。总结目前的土的损伤模型，其损伤定义时，主要考虑了弹性模量的退化，核心均集中到应力应变曲线的模拟，但是对于土体本身的性质如压硬性等考虑不足。

传统弹性力学中的应变是微应变，但是土工试验中的土体变形量较高，因此完全按照传统应变去研究其土体性质无法充分考虑土体的内在特质。基于此，通过引入自然应变的概念、weibull 统计分布规律、应变等价原理等，推导构建适用于膨胀土的损伤模型，并以损伤模型为基础进行冻融损伤分析等工作。

## 1 基于自然应变的冻融损伤模型

### 1.1 自然应变适用性

以图 1 中所示的岩土体为分析模型，其满足均质各向同性的基本假定，受荷时，假定无新的损伤发生，其应力应变关系用 HOOK 定律进行描述，

$$d\sigma = K d\varepsilon \quad (1)$$

式中， $\sigma$  为岩土材料截面应力（压为正）， $K$  为岩土体的刚度， $\varepsilon$  为当前应力状态下的应变量。

根据弹性力学理论，岩土体的应变可为

$$d\varepsilon = -dH/H \quad (2)$$

式中， $H$  为当前应力状态下的试件高度。

式（2）计算的应变，Freed 将其定义为自然应变或真实应变<sup>[10]</sup>。具体到应用阶段通过下式计算岩土体应变量更为广泛：

$$d\varepsilon = -dH/H_0 \quad (3)$$

式中， $H_0$  为未受荷时的试件高度。对于高刚度材料，通常变形量较原来的形状较为微小，数量级相差在 2 个以上，此时式（2）、（3）基本等效。式（3）由于更简洁的表达形式，在岩土工程建设中具有广泛的应用场景。但对于部分软岩、松散土体、断裂结构、多孔介质等，全部采用式（3）去分析其力学特征，则可能会阻碍对岩土本质特征的正确认识。

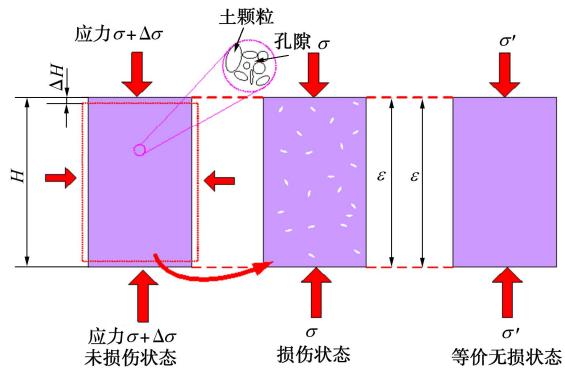


图 1 土体分析模型

Fig. 1 Soil analysis model

对于土体而言，土颗粒是高刚度材料，由于空气和水的存在，其形成的多介质土体则不完全满足式（3）的适用条件。尤其是对于亲水性矿物含量高的膨胀土而言，饱和时，会极大的削弱土体的刚度，干湿循环、冻融循环的条件下，会进一步导致其刚度的降低。因此在分析其力学特征时，式（2）具有更好的适用性。

### 1.2 基于应变等价原理的冻融损伤变量

岩土体的损伤产生主要有受荷和环境影响 2 部分。针对产生损伤岩土体，目前常用的损伤变量定义方法是基于应变等价原理实现，即可将损伤状态的材料在有效应力作用下的应变与无损状态下的应变进行等效，其无损状态的材料所受的应力称为名义应力。原理图如图 1 所示，表达式为

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E'} = \frac{\sigma'}{E} \quad , \quad (4)$$

$$\sigma A = \sigma' A' \quad , \quad (5)$$

式中， $\sigma$  为损伤状态下的有效应力， $A$  为损伤状态下有效承载面积， $E'$  为损伤状态下的岩土体模量， $\sigma'$  等效无损状态下的名义应力， $A'$  等效无损状态下有效承载面积， $E$  为等效无损状态下的岩土体模量。

损伤变量可用岩土体模量来表示，

$$D = 1 - E'/E \quad . \quad (6)$$

更一般的情况下，岩土体的损伤可用岩土体变形模量的损伤来定义，目前多数文献均采用此定义<sup>[6, 8-9]</sup>。

基于式（2）的自然应变概念，可进一步建立岩土体刚度和传统方法变形模量的关系，

$$E = \frac{\sigma}{1 - \exp(-\sigma/K)} \quad . \quad (7)$$

将式（7）代入式（6），可得自然应变下的岩土体损伤变量为

$$D = 1 - K'/K \quad , \quad (8)$$

式中， $K'$  为损伤状态下的土体刚度。式（6）、（8）的形式基本一致，但是代表的是两种不同应变概念下的损伤定义方式。对于高刚度材料， $E=K$ ，传统的应变定义是自然应变定义下的一种特殊情况。

对于环境损伤  $D_f$  (冻融循环、干湿循环) 和受荷损伤  $D_s$  耦合的情况, 总的损伤变量  $D$  可表示为

$$D=1-(1-D_f)(1-D_s) \quad . \quad (9)$$

### 1.3 受荷损伤模型构建

假设土体内部微元服从概率分布, 可用 Weibull 分布定量描述微元强度的分布特征<sup>[11]</sup>,

$$\phi(F)=\frac{m}{F_0}\left(\frac{F}{F_0}\right)^{m-1} e^{-\left(\frac{F}{F_0}\right)^m}=\frac{dD_s}{dF} \quad , \quad (10)$$

式中,  $\phi(F)$  为土体微元强度概率分布函数,  $F_0$ ,  $m$  为 Weibull 分布的参数,  $F$  为微元的强度。

对式 (10) 进行积分可得, 受荷损伤的损伤变量  $D_s$  与土体微元强度  $F$  的关系,

$$D_s=1-\exp[-(F/F_0)^m] \quad . \quad (11)$$

土体微元的强度准则采用 D-P 准则进行计算<sup>[12]</sup>。土体微元的强度  $F$  为

$$F=\alpha I'_1+\sqrt{J'_2} \quad , \quad (12)$$

式中,  $\alpha$  为材料参数,  $I'_1$  为有效应力状态下的应力第一不变量,  $J'_2$  为有效应力状态下的偏应力第二不变量,

$$\left. \begin{array}{l} \alpha=\frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3}(3-\sin \varphi)} \\ I'_1=\sigma'_1+2\sigma'_3 \\ J'_2=\frac{1}{3}(\sigma'_1-\sigma'_3)^2 \end{array} \right\} \quad (13)$$

其中,  $\varphi$  土体微元内摩擦角,  $\sigma'_1$ ,  $\sigma'_3$  为常规三轴条件下的竖向有效应力和有效围压。

通过自然应变的概念, 有效应力作用下的最大主应力方向的应变  $\varepsilon'_1$  为

$$\varepsilon'_1=\frac{1-\exp\left(-\frac{\sigma'_1-\sigma'_3}{K'}\right)}{(\sigma'_1-\sigma'_3)}(\sigma'_1-2\mu\sigma'_3) \quad , \quad (14)$$

式中,  $K'$  为土体的刚度,  $\mu$  为泊松比。常规三轴试验时的固结过程, 测得应力应变曲线主要是偏应力 ( $\sigma_1-\sigma_3$ ) 和除去初始应变之后的应变  $\varepsilon_1$ , 基于应变等价原理, 将有效应力进行转换, 可将式 (14) 改写为

$$\sigma_1-\sigma_3=-K_0(1-D_s)\ln(1-\varepsilon_1) \quad , \quad (15)$$

式中,  $K_0$  为偏应力为 0 时的初始刚度。设孔隙水压力为  $P_w$ , 则联立式 (12) ~ (15), 土体基于自然应变的损伤本构模型如下:

$$\sigma_1-\sigma_3=-K_0 \ln(1-\varepsilon_1) \exp\left[-\left(\frac{F}{F_0}\right)^m\right] \quad , \quad (16)$$

其中,

$$\begin{aligned} F = & \left\{ \frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3}(3-\sin \varphi)}[(\sigma_1-\sigma_3)+3(\sigma_3-P_w)]+\frac{1}{\sqrt{3}}(\sigma_1-\sigma_3) \right\} \cdot \\ & \frac{-K_0 \ln(1-\varepsilon_1)}{\sigma_1-\sigma_3} \quad . \end{aligned} \quad (17)$$

## 2 基于遗传算法的模型参数确定

从式 (16), (17) 中可以发现, 对于损伤参量无法直接测量的参数主要有初始刚度  $K_0$ 、土体微元内摩擦角  $\varphi$ 、Weibull 分布的参数  $F_0$  和  $m$ 。由于土体结构的复杂性, 为避免误差累积, 降低模型本身的精度, 具体参数确定时采用智能算法遗传算法实现。遗传算法本质上属于生物进化算法, 通过模拟生物进化中的优胜劣汰, 对于具体的问题给出最优解<sup>[13]</sup>。对于给定的应力应变曲线, 限定参数的取值范围, 通过数值计算软件 MATLAB 编程, 进行参数自动搜索, 全局寻优, 具体原理如图 2 所示。

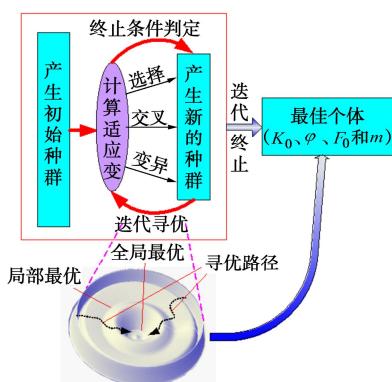


图 2 遗传算法原理示意图

Fig. 2 Schematic diagram of genetic algorithm

## 3 损伤模型验证

### 3.1 冻融循环试验数据

为进一步研究冻融循环后, 膨胀土的损伤特性, 利用 Tang 等<sup>[6]</sup>的试验数据进行进一步的分析。试验土样充分饱水后进行冻融循环,  $-10^{\circ}\text{C}$ 保持 12 h 后,  $10^{\circ}\text{C}$ 保持 12 h 为 1 次冻融循环。试验采用常规三轴压缩试验, 试验条件为固结排水, 因此可不考虑超静孔隙水压力影响, 试验围压为 100 kPa。文献[6]采用的循环冻融次数  $N_{FT}$  分别为 0, 1, 3, 7, 11。试验结果如图 3 所示。

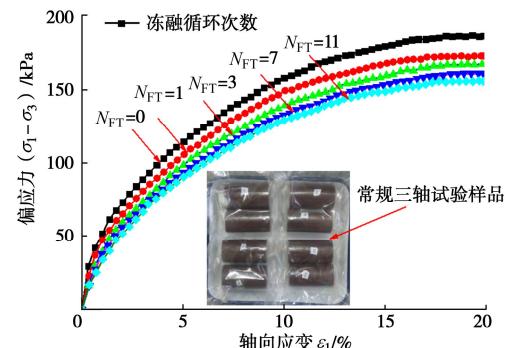


图 3 膨胀土冻融循环后的应力应变曲线

Fig. 3 Stress-strain curves of expansive soils after freeze-thaw

### 3.2 损伤模型验证

通过 MATLAB 编程, 遗传算法可实现损伤模型参数的自动获取。通过实测的应变应变数据模拟, 得到到实测值和模拟值的对比如图 4 所示, 模拟参数如表 1 所示。从图 4 中可明显的发现, 基于自然应变推导的损伤模型可以很好的模拟膨胀土在不同冻融循环下的应力应变关系, 模拟精度较高。

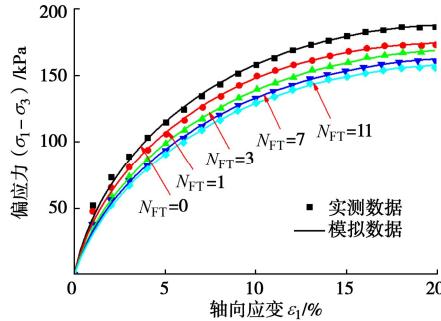


图 4 损伤模型应力应变曲线模拟值与实测值对比

Fig. 4 Comparison of simulated and measured values of stress-strain curves of damage model

表 1 损伤模型拟合参数

Table 1 Fitting parameters for damage model

$N_{FT}$	$K_0/\text{MPa}$	$\varphi/(\circ)$	$F_0$	$m$
0	15.96	35.31	154.05	0.3174
1	14.89	35.83	153.06	0.3205
3	12.96	34.18	146.31	0.3200
7	12.42	35.30	145.52	0.3202
11	11.90	34.86	143.63	0.3209

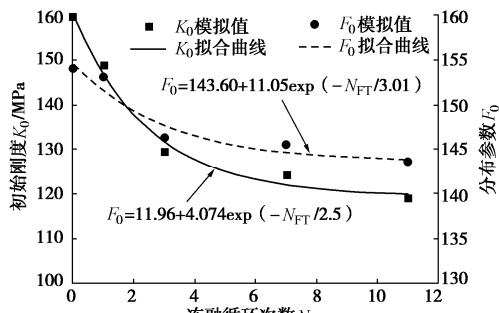


图 5 损伤模型参数随冻融次数的变化曲线

Fig. 5 Variation of damage model parameters with number of freeze-thaw cycles

### 3.3 损伤模型参数分析

从表 1 可以明显发现, 4 个参数中初始刚度  $K_0$ 、参数  $F_0$  呈现明显的劣化特征, 土体微元内摩擦角  $\varphi$ ,  $m$  相对变化不大。Weibull 分布中的参数  $F_0$  和  $m$  通常代表着宏观平均强度和均布系数。由于土体结构本身的劣化, 对土体形成一定的损伤, 导致  $F_0$  的减小。由于冻融过程中, 土颗粒的团聚效应, 均布系数  $m$  有略微增加的趋势, 验证了论文中本构模型对于分析冻融损伤的合理性。冻融损伤产生的一个重要原因就是孔隙的增加,

结构劣化, 因此膨胀土的冻融损伤同样表现在初始刚度  $K_0$  的明显降低。

选取受冻融影响明显的初始刚度  $K_0$  和参数  $F_0$  作为分析对象, 绘制其与冻融循环次数的关系曲线如图 5 所示。从图 5 中可以明显看出, 初始刚度  $K_0$  和参数  $F_0$  的劣化规律均满足一定的负指数关系, 随着冻融次数的增加, 劣化速度减慢, 逐渐趋于一稳定值。

## 4 讨论

通过建立的自然应变损伤模型, 高精度的模拟了膨胀土冻融循环后的应力应变曲线, 以及分析了冻融损伤对模型参数的影响。为进一步研究冻融损伤的损伤演化过程, 利用式(9)绘制损伤因子  $D$  的变化曲线如图 6 所示。通过图 6 可以看出, 在应力应变曲线的后期, 不同冻融循环下的损伤因子基本上趋于一致。在应力应变曲线前期, 随着冻融循环次数的增加, 冻融损伤速度也进一步加快。但是这种加快的趋势随循环次数的增加开始减弱。

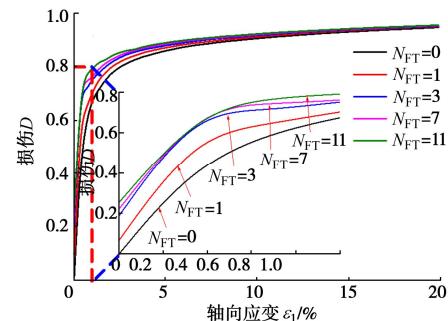


图 6 损伤因子  $D$  变化曲线

Fig. 6 Curves of damage factor  $D$

事实上, 基于自然应变的膨胀土损伤模型优势不仅在于模拟精度上的提升, 而且可以解决传统应变模式下对于土体本身性质认识的局限性。通过自然应变损伤模型, 将非损伤变形和损伤变形进行一定区分, 绘制图 7 的应力变形曲线。

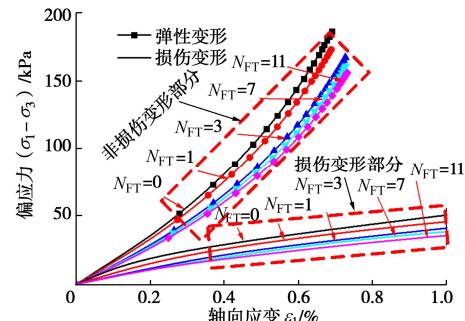


图 7 不同冻融循环下非损伤和损伤变形曲线

Fig. 7 Non-damage and damage deformation curves under different freeze-thaw cycles

通过图 7 可以发现, 非损伤变形部分呈现逐渐密实的状态, 即对应加载过程中不存在土体损伤时的变

形状态, 变形曲线特征基本上与土体的侧限压缩试验对应。三轴压缩时, 由于损伤变形贡献了主要的变形量, 因此曲线特征基本上与损伤变形曲线一致。

## 5 结 论

通过引入自然应变的概念, 基于 Weibull 统计理论和应变等价原理, 构建了损伤模型。在模型验证的基础上进一步分析膨胀土的冻融损伤特征。通过研究得出以下结论。

(1) 构建的自然应变损伤模型可高精度的模拟膨胀土不同冻融循环下的应力应变曲线特征。遗传算法在模型验证中自动化程度高, 可实现参数的自动寻优。

(2) 膨胀土初始刚度  $K_0$  和参数  $F_0$  的冻融劣化明显, 与冻融循环次数呈负指数关系。内摩擦角呈现出一定的波动下降趋势, 均布系数  $m$  有略微增加的趋势。

(3) 从不同冻融循环下的损伤因子演化曲线可以看出, 冻融损伤主要发生在应力应变曲线前期, 且随着冻融循环次数增加, 应力应变曲线前期的损伤速度有加快趋势。应力应变后期损伤过程则基本一致。

(4) 绘制非损伤变形和损伤变形, 非损伤变形呈现逐渐压密的状态, 损伤变形贡献了更多的变形量。其变形特征与侧限压缩试验曲线和三轴压缩曲线具有较好的对应性。

## 参考文献:

- [1] YANG Z, ZHANG L, LING X, et al. Experimental study on the dynamic behavior of expansive soil in slopes under freeze-thaw cycles[J]. Cold Regions Science and Technology, 2019, **163**: 27 – 33.
- [2] 蔡正银, 朱 涣, 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 of evolution characteristics of fissures in expansive soils[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, **40**(12): 4555 – 4563. (in Chinese))
- [3] 张 泽, 马 巍, 齐吉琳. 冻融循环作用下土体结构演化规律及其工程性质改变机理[J]. 吉林大学学报(地球科学版), 2013, **43**(6): 1904 – 1914. (ZHANG Ze, MA Wei, QI Ji-lin. Structure evolution and mechanism of engineering properties change of soils under effect of Freeze-thaw cycle[J]. Journal of Jilin University (Earth Science Edition), 2013, **43**(6): 1904 – 1914. (in Chinese))
- [4] 齐吉琳, 张建明, 朱元林. 冻融作用对土结构性影响的土力学意义[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, **22**(增刊 2): 2690 – 2694. (QI Ji-lin, ZHANG Jian-ming, ZHU Yuan-lin. Influence of freezing-thawing on soil structure and its soil mechanics significance[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2003, **22**(S2): 2690 – 2694. (in Chinese))
- [5] LU Y, LIU S, ALONSO E, et al. Volume changes and mechanical degradation of a compacted expansive soil under freeze-thaw cycles[J]. Cold Regions Science and Technology, 2019, **157**: 206 – 214.
- [6] TANG Liang, CHONG Sheng-yi, LING Xian-zhang, et al. A unified formulation of stress-strain relations considering micro-damage for expansive soils exposed to freeze-thaw cycles[J]. Cold Regions Science and Technology, 2018, **153**: 164 – 171.
- [7] 卢再华, 陈正汉. 非饱和原状膨胀土的弹塑性损伤本构模型研究[J]. 岩土工程学报, 2003, **25**(4): 422 – 426. (LU Zai-hua, CHEN Zheng-han. An elastoplastic damage constitutive model of unsaturated undisturbed expansive soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2003, **25**(4): 422 – 426. (in Chinese))
- [8] 杨明辉, 孙 龙, 赵明华, 等. 基于统计损伤理论的非饱和土简易本构模型[J]. 水文地质工程地质, 2015, **42**(3): 43 – 48. (YANG Ming-hui, SUN Long, ZHAO Ming-hua, et al. A simplified unsaturated soil constitutive model based on statistical damage theory[J]. Hydrogeology & Engineering Geology, 2015, **42**(3): 43 – 48. (in Chinese))
- [9] 李向东, 罗晓辉. 非饱和土损伤模型与应用[J]. 岩土力学, 2009, **30**(增刊 2): 114 – 118. (LI Xiang-dong, LUO Xiao-hui. Damage model of unsaturated soil and its application[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, **30**(S2): 114 – 118. (in Chinese))
- [10] FREED A D. Natural strain[J]. Journal of Engineering Materials and Technology, 1995, **117**(4): 379 – 385.
- [11] WEIBULL W A. A statistical theory of the strength of materials IVA[J]. Ingenjörsvetenskapsakademien Handlingar, 1939, **151**(269): 325 – 330.
- [12] 周永强, 盛 谦, 刘芳欣, 等. 一种修正的 Drucker-Prager 屈服准则[J]. 岩土力学, 2016, **37**(6): 1657 – 1664. (ZHOU Yong-qiang, SHENG Qian, LIU Fang-xin, et al. A study of modified Drucker-Prager yield criterion[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, **37**(6): 1657 – 1664. (in Chinese))
- [13] HOLLAND J H. Outline of ralogical theoy rofada Ptive systems[J]. Journal of the Association for Computing Machinery, 1962, **9**(3): 297 – 314.

(编校: 胡海霞)

DOI: 10.11779/CJGE2020S1026

# 抗滑短桩加固土坡模型试验及数值分析

曾红艳<sup>1, 2</sup>, 韩利彪<sup>1, 2</sup>, 周成<sup>\*1, 2</sup>, 刘伟<sup>1, 2</sup>, 谭昌明<sup>3</sup>

(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;  
3. 四川省公路规划勘察设计研究院有限公司, 四川 成都 610041)

**摘要:** 抗滑短桩作为滑坡治理的一种主动防护结构, 在工程界得到逐步应用和发展。但该结构仅适用于滑体强度明显大于滑面强度的滑坡且无浅层滑坡, 这限制了抗滑短桩的推广应用。针对抗滑短桩支护时可能出现的浅层滑坡, 共开展天然工况下3组不同加固工况(0, 18, 28 cm)的单排抗滑短桩加固无黏性土边坡的模型试验, 采用PFC2D颗粒流软件对抗滑短桩加固的土坡进行数值模拟。通过分析颗粒流土坡模型的滑体位移及滑动面的变化规律, 研究不同桩长对土坡的加固机理, 离散元数值分析计算得到的结果与模型试验接近。结果表明: 抗滑短桩能有效加固土坡, 且随着抗滑短桩长度的增加, 加固的土体范围也逐渐增加, 滑移面逐渐沿垂直坡面方向向上抬升, 当抗滑短桩长度达到一定值后, 滑移面的上升速率开始降低; 经抗滑短桩加固后的土坡仍存在浅层滑动的趋势, 若桩长过短, 滑体易出现越顶现象。对可能出现的越顶现象及浅层滑动, 建议采用抗滑短桩联合坡脚挡墙共同加固。

**关键词:** 抗滑短桩; 模型试验; 颗粒流; 数值分析; 坡土滑移

中图分类号: TU473 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)S1-0132-05

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。

## Model tests and numerical analysis of slopes reinforced by short anti-sliding piles

ZENG Hong-yan<sup>1, 2</sup>, HAN Li-biao<sup>1, 2</sup>, ZHOU Cheng<sup>1, 2</sup>, LIU Wei<sup>1, 2</sup>, TAN Chang-ming<sup>3</sup>

(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; 3. Sichuan Provincial Highway Planning, Survey, design and Research Institute, Co., Ltd., Chengdu 610041, China)

**Abstract:** As an active protective structure for landslide prevention, the short anti-sliding piles have been gradually developed and applied in the engineering field. However, this kind of structure is only suitable for landslides where the strength of the sliding mass is obviously greater than that of the sliding surface, and there is also no shallow landslides. The rainfall-induced landslides are generally shallow ones, which limits the application of short anti-sliding piles. For the slopes improved by anti-sliding piles, three kinds of groups model tests are conducted under natural conditions. A single row of short anti-sliding piles are installed with different pile lengths (0, 18 and 28 cm) for reinforcing the non-cohesive soil slope. The PFC<sup>2D</sup> particle flow software is used to simulate deformation of the soil slope. By analyzing the displacement of sliding body and the variation of the sliding surface, the reinforcement mechanism of the short anti-sliding piles with different lengths in the soil slope is studied. The results calculated by the discrete element numerical analysis method are close to those of the model tests. The results show that the short anti-sliding piles can effectively strengthen the soil slopes. With the increase of the length of short anti-sliding piles, the scope of the reinforced soil gradually increases, and the slip surface gradually rises along the vertical slope direction. However when the length reaches a certain value, the rising rate of the slip surface begins to decrease. The slope reinforced by the short anti-sliding piles still has the tendency of shallow sliding. If the pile length is too short, the slope soil will easily slide over the top of the pile. For the possible slope failure of overtopping and shallow sliding, it is suggested that the short anti-sliding piles should be used together with the retaining wall at the slope toe.

**Key words:** short anti-sliding pile; model test; particle flow; numerical analysis; sliding of slope soil

## 0 引言

抗滑桩是一种常用的抗滑结构物, 近年来在一些大型复杂的滑坡治理中, 为减小桩长, 节约工程造价,

基金项目: 国家自然科学基金项目(51579167); 四川省重点研发项目(2020YFS0295)  
收稿日期: 2020-06-05  
\*通信作者(E-mail: czhou@scu.edu.cn)

出现了桩顶在地面以下较深部位的抗滑短桩<sup>[1]</sup>, 又称埋入式抗滑桩。抗滑短桩由于桩长较短, 桩身内力分布合理, 截面小和配筋少等诸多优点, 具有较好的应用前景, 在中国部分地区已取得成功应用<sup>[2]</sup>。

国内学者对抗滑短桩的研究主要集中在适用条件、受力特征和桩土共同作用等方面, 开展了一系列抗滑短桩模型试验<sup>[3-4]</sup>, 利用大尺寸边坡模型研究抗滑短桩的作用机理。随着计算机技术的发展, 许多学者采用数值计算方法来了解抗滑短桩的承载机理。胡峰等<sup>[5]</sup>采用 PLAXIS 程序建立堆积体滑坡中双排抗滑桩有限元模型, 分析不同沉埋深度下前后排桩的受力及滑体内塑性区的发展变化规律; 胡时友等<sup>[6]</sup>采用 FLAC<sup>3D</sup> 对桩长变化的抗滑短桩加固碎石土滑坡全过程进行有限元模拟, 研究受力变形特征及桩土相互作用机理; 唐晓松等<sup>[7]</sup>采用强度折减法考虑桩-土之间的共同作用, 得到埋入式抗滑桩推力与抗力的分布形式。

由于抗滑短桩仅适用于滑体强度明显大于滑面强度的滑坡<sup>[8]</sup>, 且无浅层滑坡, 仅需通过对滑带及其附近土的加固即可提高整体稳定。但降雨滑坡一般都是浅层滑坡, 这就限制了抗滑短桩的推广应用。本文针对抗滑短桩支护时可能出现的浅层滑坡问题, 开展了天然工况下 3 种不同长度的抗滑短桩加固无黏性土坡的滑坡模型试验, 借助 PFC<sup>2D</sup> 颗粒流软件对经抗滑短桩加固后的滑坡模型进行数值模拟, 通过分析土坡模型的滑体位移以及滑动面的变化规律, 研究不同长度的抗滑短桩对土坡的作用机理。

## 1 抗滑短桩模型试验

模型试验装置如图 1 所示<sup>[9-10]</sup>。模型槽长 200 cm、宽 50 cm、高 58 cm, 两侧为透明玻璃壁。边坡土体厚度为 45 cm, 倾角 35°。共开展 3 组不同桩长 (依次为 0, 18, 28 cm) 的单排抗滑短桩在天然工况下加固无黏性土边坡的模型试验。

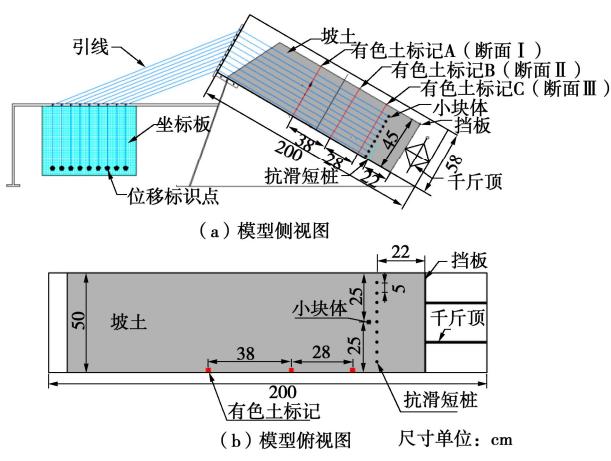


图 1 模型试验装置示意图

Fig. 1 Schematic diagram of model test devices

### 1.1 试验材料

试验由固定于模型槽底部的 6 cm 厚的木板模拟滑床。滑坡土体由人工分层填筑夯实, 物理力学参数: 重度  $\gamma = 2.25 \text{ kN/m}^3$ , 不均匀系数  $C_u = 4.44$ , 曲率系数  $C_c = 1.11$ , 相对密度  $G_s = 2.76$ , 最大干密度  $\rho_{\text{dmax}} = 1.97 \text{ g/cm}^3$ , 最优含水率  $w_{\text{op}} = 11.93\%$ , 内摩擦角  $\varphi = 34.33^\circ$ , 黏聚力  $c = 0 \text{ kPa}$ 。填筑时为确保填筑的均匀性, 将模型边坡分三层进行填筑 (每层 15 cm), 每层填筑时又分为若干小层 (厚 5 cm), 逐层击实, 填筑完成后凿毛表面进行下一层的填筑, 保证上下填筑层接触紧密。

根据几何相似比和材料的刚度相似要求, 选取一定直径的 HPB400 钢筋模拟钢筋混凝土圆桩, 安置在距挡板 22 cm 处。通过在底板上钻孔可以固定抗滑短桩, 该排模型桩的嵌固段长度均为 3 cm, 间距 5 cm, 距玻璃边壁也为 5 cm, 具体布置见图 1 (b)。

### 1.2 边界条件

在滑坡体前缘安置挡板与千斤顶, 千斤顶一端与挡板连接成一体, 另一端固定在滑槽上, 制模前先将千斤顶伸张到最大, 让挡板达到初始预定位置。为防止模型槽内土体沿挡板流出, 在挡板底部和侧面分别设置 8 cm 宽的塑料薄膜, 使靠近挡板位置的土体不漏出并随挡板一起运动。试验时利用挡板牵引式的滑移给整个坡积体模型施加位移边界条件使坡积土发生滑动。滑坡体侧面受模型槽两侧 1 cm 厚的玻璃壁约束, 保证试验过程中滑体土只发生顺坡方向的变形。

### 1.3 数据监测

通过在坡土内埋设小块体(边长 2 cm 的正方体木块)并通过 PE 丝线与模型槽左侧的位移标识点连接, 两者构成受力自平衡的测量系统。将连接小块体的 PE 线穿过模型槽顶部钢板预留的小孔, 左端绕过坐标板顶部的图钉 (类似滑轮), 使其在位移标识点 (重物) 的作用下自然下垂。坡积土滑移带动小块体产生滑移, 从而带动标识点移动, 通过监测坐标板上位移标识点的位置来获得坡土内部不同深度的顺坡向位移。小块体的埋设位置如图 1 (a), (b) 所示, 垂直坡面方向小块体间距为 5 cm, 距玻璃槽前后侧壁均 25 cm。

模型槽侧壁上绘有 2 cm×2 cm 的网格, 制模时在坡土与侧壁接触的表面位置注入有色土条进行位移标记。固定相机位置, 每隔 20 s 拍照, 利用照片读取有色土条的坐标位置, 从而得到土体的变形。模型试验结果将和下文数值计算结果绘于一起进行比较分析。

## 2 模型试验的数值分析

### 2.1 颗粒流边坡模型的建立及参数

根据室内模型试验建立颗粒流模型, 见图 2 (a)。

采用半径扩大法生成4300个颗粒，孔隙率为0.2。通过给墙1（挡板）施加特定的速度，顺着墙2（底板）向下运动来模拟模型试验中挡板的移动。通过自编fish代码，设置7条间距为20 cm的有色颗粒标记带，同时在底部设相应定位墙，来观察有色标记颗粒的相对运动和坡土变形。通过颗粒流直剪试验和双轴压缩试验并经过多次试算，得到颗粒流模型试验坡土的细观参数，即摩擦系数为1.2，法向和切向刚度分别为 $5.0 \times 10^8$ ,  $2.2 \times 10^8$  N/m，最大和最小半径分别为 $8 \times 10^{-3}$ ,  $4 \times 10^{-3}$  m，内摩擦角为34.7°，黏聚力为0。

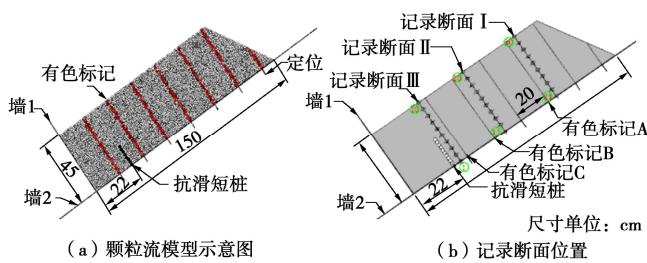


图2 颗粒流土坡模型

Fig. 2 Particle flow slope model

采用平行黏结颗粒簇模拟抗滑短桩，组成抗滑短桩的颗粒半径为0.011 m，颗粒之间采用平行黏结，半径乘子为1.0。参照前人经验，并经过多次试算，取摩擦系数为0.9，平行黏结法向与切向刚度为 $3.6 \times 10^{10}$  N/m，平行黏结法向与切向强度为 $4.3 \times 10^{15}$  Pa。

为记录坡土内部颗粒的位移，选取3个记录断面，每个断面上设置10个点，共30个监测点，用颗粒流history命令来记录坡土颗粒的位移，如图2(b)所示。其中记录断面I, II和III与模型试验中的断面对应。

## 2.2 边界处理及加载条件

颗粒流模型通过墙体和球体对模型施加边界条件。设置在模型边界静止的墙体可模拟模型受到的约束。墙体设置一定的平动和转动速度对模型进行加载，加载过程中，墙体的速度始终保持不变。本文用墙来做模型边界，一方面对坡积土进行约束，另一方面可通过给墙特定的速度来模拟挡板的平移，同时用位置固定的颗粒簇来模拟抗滑短桩对坡土的作用。参照模型试验挡板的平移速度，反复试算，给墙1施加沿墙2向下的速度为 $1.75 \times 10^{-3}$  m/s，计算1200万步。与模型试验类似，最终墙1沿墙2向下的位移为18 cm。

## 2.3 模型试验与数值分析的结果及对比分析

### (1) 不同桩长下土坡模型不同断面处的顺坡向位移分布

为对比分析不同桩长下土坡模型变形的数值模拟与模型试验结果，以各断面与坡面底板相交点为坐标原点和初始参照点，分别将边坡颗粒流模型的记录断

面I, II, III和模型试验有色土标记A, B, C断面处的顺坡向位移分布曲线绘制在图3(a), (b), (c)中。特别地，由于颗粒流数值模型中记录断面III与模型试验中小块体的埋设位置接近，将记录断面III的位移结果与坡土内的小块体位移也进行比较，见图3(d)。

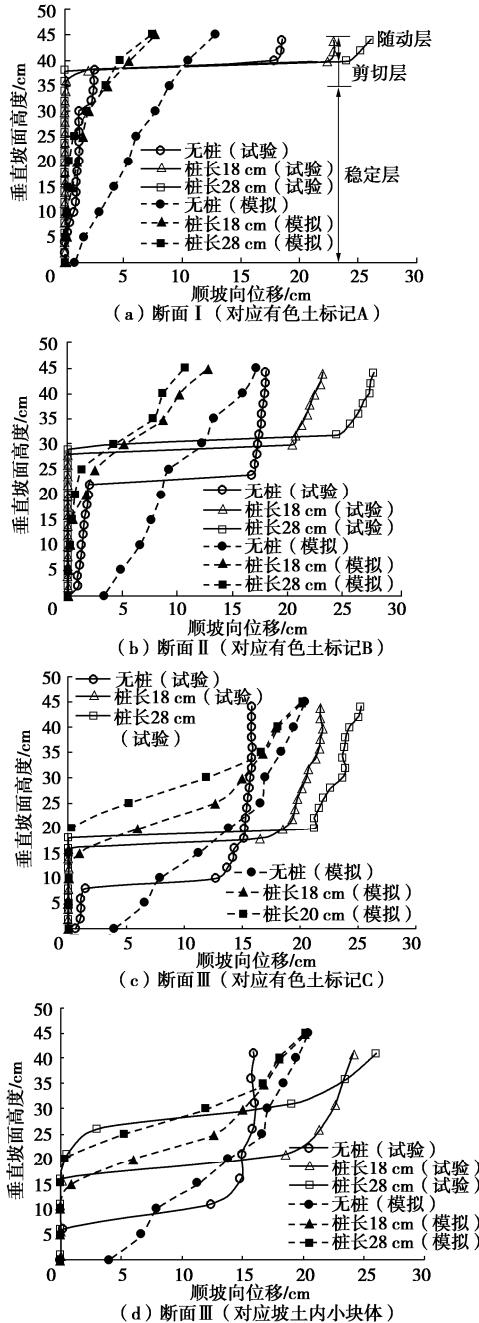


图3 数值模拟与模型试验的结果及对比

Fig. 3 Results of numerical simulation and model tests

在不同桩长下，由图3中3个断面的顺坡向位移分布可知，相对无抗滑短桩支护的情况，抗滑短桩的设置能有效加固土坡的深层土体，且随抗滑短桩长度的增长，在垂直坡面的方向稳定土体的高度逐渐增大，桩长为28 cm时稳定土体范围最大，数值模拟与模型试验结果均反映了此规律。在任一桩长下，根据3个

断面顺坡向位移曲线开始出现顺坡向位移的位置可以确定该桩长下滑移面的位置。在滑移面附近有剪切层出现, 在垂直坡面方向上, 剪切层位置随桩长的伸长向上抬升。随滑坡的进行, 同一位置的剪切层厚度发生变化, 不同位置的剪切层厚度各不相同。根据坡积土的位移特征, 自下而上可将坡土分为稳定层、剪切层和随动层, 如图 3 (a) 所示。

对比图 3 中不同断面处的数值模拟与模型试验结果可以看出: 对同一桩长, 数值分析与模型试验结果给出的顺坡向位移规律是一致的, 模型试验关于稳定层、剪切层和随动层的分界点更为明显; 对于表层土体, 数值模拟的位移值相对模型试验的明显偏小。但对于不同桩长的影响, 数值分析与模型试验结果给出的浅层位移分布规律有所不同, 数值模拟得到的土坡的浅层位移随桩长的增加而减小, 而模型试验结果则随桩长的增大而增大, 需酌情考虑软件无法考虑表层坡土的非饱和及超固结特性等的影响。另外, 在无桩时, 图 3 (b), (c), (d) 中数值模拟得到的垂直坡面方向靠近底部挡板位置的位移比模型试验测得的位移大, 主要是因为数值模拟底部颗粒相对墙体比较光滑, 而模型试验底部木板相对粗糙, 具有一定的防滑作用。

除了数值分析结果, 图 3 (c), (d) 还分别给出模型试验中有色土标记 C 与小块体法测得的位移。可以看出, 无桩和 18 cm 桩长下由小块体法绘得的顺坡向位移曲线与有色土标记 C 接近, 但 28 cm 桩长下, 小块体法得到的顺坡向位移曲线明显高于有色标记土。是因为桩长较短 (18 cm) 时, 抗滑短桩仅对坡土底部土体有阻滑作用, 底部 3~4 个小块体基本不发生顺坡向位移, 侧壁有色土条除底部原本能保持稳定的土体外, 其余部分均产生顺坡向位移, 所以无桩和 18 cm 长的桩支护时顺坡向位移曲线接近。当桩长增大, 抗滑短桩的加固范围也增大, 仅靠近坡面的小块体产生较大位移。而模型槽侧壁有色土条在滑移中受抗滑短桩的影响比坡土中的小块体小, 除原本能保持稳定的土体外, 其余土体发生顺坡向位移, 还发生垂直坡面方向高度的改变, 所以在抗滑短桩长度为 28 cm 时, 小块体法得到的顺坡向位移曲线与有色标记土 C 存在差异。另外图 3 (c)、(d) 中的数值分析结果与两种位移测定的结果也比较吻合。

## (2) 不同桩长下土坡模型的变形及滑移区分布特征

图 4,5 分别为数值分析得到的不同桩长下土坡的变形情况及位移云图, 图 6 为模型试验坡土滑动侧视图及有色土条变形图。利用这 3 个图分别分析不同桩长下土坡模型的变形及滑移区分布特征。

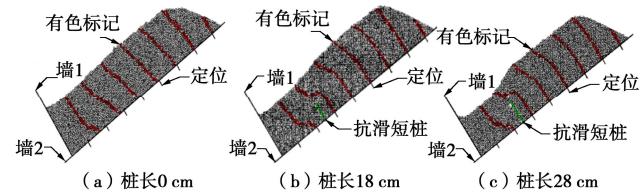


图 4 不同抗滑短桩长度下颗粒流土坡模型试验变形结果

Fig. 4 Deformations of soil slope of particle flow under different lengths of short anti-sliding piles

从图 4 看出: 随着墙 1 沿坡面向下平移, 整个坡土产生较大的变形, 墙 1 附近的有色标记土变形最大, 沿坡面向上变形逐渐减小。坡土表层位移最大, 随深度增加变形逐渐减小, 坡顶上方两个标记带的下部位移几乎为零。坡土从与墙 2 的接触位置开始滑动, 底部发生较大的剪切变形, 形成剪切层, 向上为随动层。将 3 种桩长的数值分析结果对比发现: 抗滑短桩的设置在一定程度上减小了后方土体的变形程度, 也减小了整个坡体发生滑动的范围, 对其后方土体的抗滑作用明显。从图 4 (b), (c) 中可以看出, 抗滑短桩后方第一个有色标记在抗滑短桩顶部位置出现了比较大的曲折变形, 表明坡土有越过桩顶向下滑动的趋势。

从图 5 可以看出, 挡板 (墙 1) 带动土体产生滑动, 使靠近挡板位置的土体出现明显沉陷, 并逐渐向上发展, 呈现出明显的牵引式特征。抗滑短桩的设置, 大大减小了坡土发生大变形的范围, 且随着抗滑短桩长度的增加, 变形在 0.02 m 内的土体范围逐渐增加, 抗滑短桩后方土体的变形逐渐得到控制。桩长从 18 cm 增至 28 cm, 稳定土体的范围变化不大, 抗滑短桩的加固效果并没有明显增加。经抗滑短桩加固后的土坡仍存在浅层滑移, 从抗滑短桩高度位置向上, 颗粒变形逐渐增大, 颗粒有越过抗滑短桩向下滑动的趋势。

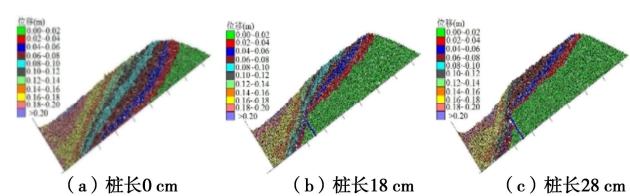


图 5 颗粒流模型试验位移云图

Fig. 5 Displacement nephogram of particle flow model test

从图 6 的模型试验结果看出, 随着抗滑短桩长度增加, 滑移面逐渐向上抬升, 稳定土体范围逐渐增大。顺坡往下, 垂直坡面方向上稳定土体的高度依次减小, 越远离坡脚挡板, 其顺坡向位移越小, 断面 III 最靠近坡脚挡板, 土体的顺坡向位移最大。表明随着坡脚挡板的平移, 坡土从靠近挡板的底部开始变形, 并逐步向上发展, 表现出牵引式破坏的特征。图 6 的模型试验结果一定程度上对数值模拟结果进行了验证。

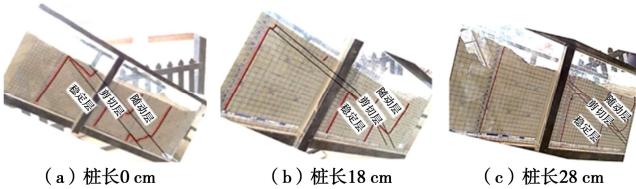


图 6 不同桩长支撑下坡土滑动侧视图及有色土条变形图

Fig. 6 Slide side view and deformation diagram of colored soil strip under different pile lengths

### 3 结 论

(1) 抗滑短桩的设置能够抑制坡土沿滑动面的整体滑移，滑移面位置随着抗滑短桩长度增加逐渐向上抬升。随着抗滑短桩长度的增加坡积土稳定的区域逐渐增加，继续加大桩长（由 18 cm 增至 28 cm），其增加效果不明显。

(2) 随着坡积土坡脚挡板的平移，坡土从坡底开始变形，并逐步向上发展，表现出了牵引式破坏的特征。垂直坡面方向，根据坡积土的位移特征，自下而上分别为稳定层、剪切层和随动层。

(3) 抗滑短桩虽然能有效加固边坡深层土体，但浅层土体仍存在滑移现象，实际应用时建议联合坡脚挡墙共同加固，使边坡达到整体稳定状态。

(4) 在以后的研究中宜考虑抗滑短桩的受力与变形。另外数值分析与模型试验结果存在一定差别，后期可改变数值模拟的底部接触状态或计算范围，并与模型试验结果和工程边坡实例对比，探究不同模拟方式对计算结果的影响。

### 参 考 文 献：

- [1] 雷用, 郑颖人, 陈克勤. “抗滑短桩”概念及其受力影响探讨[J]. 地下空间与工程学报, 2009(3): 608 - 615. (LEI Yong, ZHENG Ying-ren, CHEN Ke-qin. Inquiring the concept and loading influence of short anti-sliding pile[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2009(3): 608 - 615. (in Chinese))
- [2] 梁丰收, 何光春, 刘明维, 等. 埋入式抗滑桩在三峡库区斜坡码头岸坡中的应用[J]. 港工技术, 2009, 46(5): 17 - 19. (LIANG Feng-shou, HE Guang-chun, LIU Ming-wei, et al. Application of embedded anti-slide pile in sloping wharf of Three Gorges Reservoir region[J]. Port Engineering Technology, 2009, 46(5): 17 - 19. (in Chinese))
- [3] 蔡强, 李乾坤, 石胜伟, 等. 钢管抗滑短桩受力特性物理模型试验研究[J]. 岩土力学, 2016, 37(增刊 2): 679 - 684. (CAI Qiang, LI Qian-kun, SHI Sheng-wei, et al. Study of mechanical characteristics of short anti-sliding steel pipe pile by physical model test[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, 37(S2): 679 - 684. (in Chinese))
- [4] 宋雅坤, 郑颖人, 雷文杰. 沉埋式抗滑桩机制模型试验数值分析研究[J]. 岩土力学, 2007, 28(增刊 1): 63 - 68. (SONG Ya-kun, ZHENG Ying-ren, LEI Wen-jie. Analysis of the experimental mechanism of deeply buried anti-slide pile by FEM[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, 28(S1): 63 - 68. (in Chinese))
- [5] 胡峰, 何坤. 沉埋式双排抗滑桩受力及沉埋深度有限元分析[J]. 路基工程, 2013(5): 152 - 154, 158. (HU Feng, HE Kun. Analysis on stress and burying depth of double-row deeply buried anti-slide piles by FEM[J]. Subgrade Engineering, 2013(5): 152 - 154, 158. (in Chinese))
- [6] 胡时友, 蔡强, 李乾坤, 等. 抗滑短桩加固滑坡体模型试验三维数值模拟分析[J]. 工程地质学报, 2018, 26(4): 969 - 977. (HU Shi-you, CAI Qiang, LI Qian-kun, et al. Three dimensional FEM simulation of slope reinforcement by short anti-sliding pile[J]. Journal of Engineering Geology, 2018, 26(4): 969 - 977. (in Chinese))
- [7] 唐晓松, 郑颖人, 邱文平. 多排抗滑桩治理工程的有限元设计计算与优化[J]. 防灾减灾工程学报, 2011, 31(5): 548 - 554. (TANG Xiao-song, ZHENG Ying-ren, QIU Wen-ping. FEM design and calculation in the governance engineering of anti-slide piles[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2011, 31(5): 548 - 554. (in Chinese))
- [8] 雷用, 许建, 郑颖人. 抗滑短桩的适用条件研究[J]. 地下空间与工程学报, 2010, 6(增刊): 1647 - 1651, 1664. (LEI Yong, XU Jian, ZHENG Ying-ren. Suitable conditions analysis of short anti-sliding pile[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2010, 6(S2): 1647 - 1651, 1664. (in Chinese))
- [9] 韩利彪. 坡积土剪切层变形控制及生态护岸初步研究[D]. 成都: 四川大学, 2016. (HAN Li-biao. Preliminary Study on Deformation Controlling of Shearing Zone and Vegetated Revetment of Slope Soil[D]. Chengdu: Sichuan University, 2016. (in Chinese))
- [10] 刘伟. 根垫层锚拉仿生根生态护坡初步研究[D]. 四川成都: 四川大学, 2016. (LIU Wei. Preliminary Study on Artificial Roots Combined with Roots-cushion by Prestressed Cable in Biotechnical Slope Protection[D]. Chengdu: Sichuan University, 2016. (in Chinese))

(编校: 胡海霞)

DOI: 10.11779/CJGE2020S1027

# 无侧限抗压强度异常值处理新方法的研究

刘鸿飞, 刘俊芳\*, 苏跃宏, 金 言

(内蒙古工业大学内蒙古自治区土木工程结构与力学重点实验室, 内蒙古 呼和浩特 010051)

**摘要:** 在道路工程中, 路面主要承受车辆荷载作用, 路面结构应具有足够的强度、刚度、耐久性等性能。故路面结构材料的性能是影响路面服役期质量的重要保证。目前, 公路工程中基层材料多选用无机结合类稳定材料, 其强度常常采用无侧限抗压强度试验测定。在试验结果处理时, 对于异常值的处理目前规范推荐3倍标准偏差法(简称3S法)。由于无侧限抗压强度试验样本数较小, 采用3S法无法对试验数据中的部分特异数据剔除。针对这一问题, 提出了t分布置信区间的新方法, 对该方法从理论上进行了分析, 另通过对比其他异常值处理方法, 证实了t分布置信区间分析法在处理无侧限抗压强度试验数据时是切实可行的, 并证实此方法既保证了可能范围的大小又保证了总体指标落在该范围内的概率。

**关键词:** 无侧限抗压强度试验; 异常值处理; 置信区间

中图分类号: TU411 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)S1-0137-04

作者简介: 刘鸿飞(1997—), 男, 硕士, 主要从事岩土工程方面的研究。E-mail: 2250985833@qq.com。

## New method for dealing with unconfined compressive strength outliers

LIU Hong-fei, LIU Jun-fang, SU Yue-hong, JIN Yan

(Inner Mongolia University of Technology, Key Laboratory of Structure and Mechanics of Civil Engineering in Inner Mongolia

Autonomous Region, Hohhot 010051, China)

**Abstract:** In road engineering, the pavement mainly bears the action of vehicle loads, and the pavement structure should have enough strength, stiffness, durability and other properties. Therefore, the performance of pavement structure materials is an important guarantee that affects the quality of pavement service. At present, the inorganic bonding stable materials are often used in highway engineering, and their strength is often measured by the unconfined compressive strength tests. The 3 times standard deviation method (3S method) is recommended for the treatment of outliers. Since the unconfined compressive strength test sample size is small, the 3S method cannot eliminate some specific data from the test data. In order to solve this problem, the new method of t distribution confidence interval is proposed, and it is analyzed theoretically. By comparing other treatment handling methods for outliers, the t distribution confidence interval analysis method in the treatment of the unconfined compressive strength test data is confirmed to be feasible, and the proposed method guarantees the possible range of size and ensures the overall index to fall within the scope of the probability.

**Key words:** unconfined compressive strength test; outlier processing; confidence interval

## 0 引言

在土木工程中材料试验数据的精确对于结构质量保证有着至关重要的作用。由于试验的方法、试验设备、试验人员的技术水平、试验的环境等多种因素的影响, 使试验测试的结果与真值之间不可避免的存在着误差, 其中有些误差是不被允许的。例如过失误差, 这就是明显与真实情况不相符的数据。基层材料的无侧限抗压强度试验结果, 若高于真实值, 会造成变异水平偏大, 导致高速公路基层耐久性不足, 沥青面层出现多种病害。张天军等<sup>[1]</sup>曾指出这是沥青面层病害普发的主要原因之一。另基层强度不均匀也会导致沥

青面层产生大量反射裂缝<sup>[2]</sup>。因此需要对试验数据进行处理排除特异值。特异值会使试验结果明显偏离真实值, 而且还可能会造成试验的失败, 从而增加试验的数量, 同一组试验的变异系数 $C_v$ 应该符合规定, 小试件 $C_v \leq 6\%$ , 如果不能保证变异系数, 则应该按允许误差10%和90%概率从新计算所需要的试件数量另做新试验, 直到满足规定<sup>[3]</sup>。

本文着眼于无侧限抗压强度试验异常值结果处

基金项目: 内蒙古自治区研究生科研创新项目(S20191165Z)

收稿日期: 2020-06-02

\*通信作者(E-mail: 18647964316@163.com)

理, 系统阐述了常用适用准则及局限性, 提出了基于 t 分布的异常值处理准则并佐以试验进行适用性验证。

## 1 常用方法的介绍<sup>[4]</sup>

### 1.1 拉依达准则

拉依达准则是以 3 倍标准偏差作为判别标准(简称 3S 法)。当试验次数较多时, 可简单的用 3 倍标准偏差作为确定可疑数据的标准。即

$$|x_i - \bar{x}| > 3S \quad . \quad (1)$$

该测量数据判定为异常值, 应舍弃。

拉依达准则简单方便, 但要求较宽在试验次数较多或要求不高时可以应用。但是当测量数据较少时(如  $n < 10$ ), 在一组测量值中即使混有异常值也无法舍弃。

### 1.2 肖维纳特准则

肖维纳特指出, 当进行  $n$  次试验, 其测量值服从正态分布时, 以概率  $1/(2n)$  设定一判别范围  $(-k_n * s, +k_n * s)$ , 当偏差超出该范围时, 就意味着测量值是异常的, 应舍弃。其判别范围公式如下:

$$\frac{1}{2n} = 1 - \int_{-k_n}^{+k_n} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{t^2}{2}} dt \quad , \quad (2)$$

式中,  $k_n$  为肖维纳特系数, 与试验  $n$  有关, 可查表。

$$\frac{|x_i - \bar{x}|}{s} \geq k_n \quad . \quad (3)$$

取舍标准: 肖维纳特准则改善了拉依达准则, 但是其不能保证置信区间, 也就是肖维纳特系数与置信水平之间无明确的关系。

### 1.3 格拉布斯准则

格拉布斯准则, 即假定测量结果服从正态分布, 根据顺序统计量来确定可疑数据的取舍。

据统计顺序原则, 给出标准化顺序统计量  $g$ ,

$$g = \begin{cases} \frac{\bar{x} - x_1}{s} & (\text{最小值 } x_1 \text{ 可疑}) \\ \frac{x_n - \bar{x}}{s} & (\text{最小值 } x_n \text{ 可疑}) \end{cases} \quad . \quad (4)$$

根据格拉布斯统计量的分布, 在指定的显著性水平  $\alpha$  下, 求得判别可疑值的临界值  $g_0(\alpha, n)$ 。格拉布斯法的判别标准为  $g \geq g_0(\alpha, n)$ , 此时测量值是异常的, 应该舍弃。

格拉布斯法每次只能舍弃一个可疑值, 应该一个一个数据地舍弃, 舍弃第一个数据后, 试验次数由  $n$  变成  $n-1$ , 以此基础再判别第二个可疑数据。

### 1.4 狄克逊准则

狄克逊准则利用的是极差比的办法从而得出简化而严密的结果, 在  $n$  次测量中将测量的数值按从小到大排列为

$$X_1 \leq X_2 \leq \dots \leq X_n \quad . \quad (5)$$

可以计算狄克逊统计量值  $f_0$ , 并利用 Dixon 系数  $f(\alpha, n)$  来进行对可以数值的取舍判断, 其判断公式为  $f_0 \geq f(\alpha, n)$ , 若此公式成立, 应该剔除  $X(1)$  或  $X(n)$ 。

狄克逊系数  $f(\alpha, n)$  与统计量  $f_0$  之间的计算公式可以查表。

用狄克逊准则来检验数值的优点是方法简便, 概率意义很明确, 缺点是当计量的次数很少的时候, 会把本来是异常值误判为非异常值的可能性增大。

### 1.5 3S 法处理无侧限抗压强度试验结果的局限性

目前中国在进行无侧限抗压试验时为了能够保证结果的可靠性和准确性, 对于试件数量的要求是小试件不少于 6 个, 中试件不少于 9 个, 大试件不少于 13 个。对于异常值的处理中国规范推荐采用 3S 法。

依据 3s 准则的原理:

$$|x_i - \bar{x}| > 3S \quad . \quad (6)$$

$$\text{则 } (x_i - \bar{x})^2 > 9s^2 \quad . \quad (7)$$

根据算术平均值和标准差的公式, 若平行试验数量为 6 个, 则

$$\sum_{i=1}^6 (x_i - \bar{x})^2 = 5s^2 \quad . \quad (8)$$

显然对于处理小试件或者中试件无意义。

## 2 t 分布置信区间分析法

为了保证试验数据的准确度, 希望可以采用一种新的方法来解决这个问题。以上介绍的几种方法都是以正态分布为理论基础。正态分布适用于样本数量较大的统计数据, 而小样本其实是不适用的。对于小样本需要用类似于正态分布的 t 分布来进行检验处理。t 分布是统计学中一类重要分布, 与标准正态分布有着微小的区别, 在置信区间估计和显著性水平检验问题的计算中起到了重要作用。

假设随机变量  $X_1 \sim N(0,1)$ ,  $X_2 \sim X_{(n)}^2$ ,  $X_1$  与  $X_2$  相互独立, 则称  $t = \frac{X_1}{\sqrt{X_2/n}}$  服从分布为自由度  $n$  的 t 分布, 记作  $t \sim t_n$ 。

区间估计其实就是在一定概率的保证下估计包含总体参数的一个值域, 具体的就是根据样本的指标和抽样的平均误差来推断总体指标的可能范围。它总共包括两部分: ①这一可能范围的大小; ②总体指标落在该可能范围的概率。

区间估计是从点估计和抽样标准误差同时出发, 即先给定概率值然后再建立包含待估计参数的区间范围, 其中给定的概率为置信度或置信水平, 建立的区

间范围为置信区间, 即总体参数值落在样本统计值某一区内的概率, 划定置信区间的两个数值就是置信下限和置信上限<sup>[5]</sup>。

$t$  分布置信区间估计法就是在假定双边置信水平为 99%, 根据已知的数据求解出平均值、标准偏差, 根据置信区间公式  $\left[ \bar{x} - \frac{s}{\sqrt{n}} t_{\alpha/2}(n-1), \bar{x} + \frac{s}{\sqrt{n}} t_{\alpha/2}(n-1) \right]$ ,

其中  $\alpha=0.995$ , 来确定出置信范围, 即此范围有 99% 的可信度来代表总体的范围。这样就可以作为依据来排除一些可疑数据。

在无机结合料无侧限抗压试验中, 每一个测量值和真实值之间都会存在一点的误差, 若无限次的增加试验试件的数量, 则试验结果服从正态分布, 现在可以假定无限次试验已经完成, 现在试验做的 6 个数据是从  $n$  次试验中抽取的小样本, 则可以用  $t$  分布置信区间分析法来对试验数据进行判断。

设试验室测得的无机结合料无侧限抗压强度为  $X_1, X_2, X_3 \dots X_N$  为一个试验样本。其算数平均值为

$$\bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i , \quad (9)$$

$$S^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2 = \frac{1}{n-1} \left( \sum_{i=1}^n X_i^2 - \bar{X}^2 \right) . \quad (10)$$

经分析可知总体服从正态分布  $Q(\mu, \sigma^2)$ , 试验样本  $(\bar{x} - \mu) / (s / \sqrt{n}) \sim t_{(n-1)}$ , 即试验样本测定值经过变换, 可以转换为  $t$  分布。在选定  $\alpha$  之后就可以得到其置信区间

$$\left[ \bar{x} - \frac{s}{\sqrt{n}} t_{0.995}(5), \bar{x} + \frac{s}{\sqrt{n}} t_{0.995}(5) \right] . \quad (11)$$

在运用  $t$  分布置信区间分析法进行剔除工作的时候首先对最小值和最大值进行判断; 异常值每次只能剔除一个, 然后再按剩下的样本数值从新进行计算, 来进行第二次数值判断, 从而将特异常值逐个剔除出去, 直到剩下的数据全部正常为止, 不允许一次性剔除多个数值。

### 3 数据验证

为了验证此方法的可行性, 对固化风积沙底基层无侧限抗压强度试验结果进行处理。该试验固化剂采用 10%FCS-2 固化剂(粉煤灰、石灰、石膏、增强剂、硅灰、交联剂、氢氧化钠的配合比为 60 : 15.8 : 5 : 12 : 6 : 0.2 : 1), 掺量固化风积砂试件成型后放在标准环境中进行养护, 制作成型  $\phi 50 \text{ mm} \times 50 \text{ mm}$  的固化风积砂混合料试件 8 个, 养护龄期为 7 d, 在最后的一天进行浸水养护, 从中选取 6 个作为试验试件, 为了避免应力集中, 试验前, 将试件表面用刮刀刮平,

将其放到压力机上面, 并且将加载速度保持在 1 mm/min。通过无侧限抗压强度试验测出抗压强度试验基础数据: 编号 1~6 其无侧限抗压强度分别为 3.40, 3.25, 3.12, 3.46, 3.33, 3.89 kPa。

对基础数据分别采用 3S 法、肖维纳特准则、格拉布斯准则、狄克逊准则、 $t$  分布置信区间分析法进行数据处理。

#### 3.1 3S 准则的应用

3S 处理结果: 异常值无, 平均值为 3.41, 标准偏差 0.26, 3S 范围 2.63~4.19, 变异系数为 7.6%。这种方法不能剔除异常值, 从而求得的平均值偏大, 变异系数偏大。

#### 3.2 肖维纳特准则的应用

肖维纳特处理结果: 异常值为 3.89, 平均值为 3.31, 标准偏差为 0.13, 肖维纳特范围 3.10~3.52, 变异系数为 3.9%。可以剔除剔除异常值, 降低变异系数, 但是其置信水平没有保证。

#### 3.3 格拉布斯准则的应用

将数据从小到大排列为 3.12, 3.25, 3.33, 3.40, 3.46, 3.89 求得平均值为 3.41, 标准偏差为 0.26, 按下式计算统计量:

$$g_{(6)} = \frac{x_6 - \bar{x}}{s} = \frac{3.89 - 3.41}{0.26} = 1.85 . \quad (12)$$

选定显著水平  $\alpha=0.01$ , 由此为根据查的  $g_0(\alpha, n)=1.94$ , 所以无特异值, 变异系数为  $C_v=7.6\%$ 。

这种方法不能剔除异常值, 从而求得的平均值偏大, 变异系数偏大。

#### 3.4 狄克逊准则的应用

将数据从小到大排列为 3.12, 3.25, 3.33, 3.40, 3.46, 3.89, 求得平均值为 3.41, 标准偏差为 0.26, 按下式计算统计量:

$$f_{0(1)} = \frac{x_2 - x_1}{x_6 - x_1} = 0.169 , \quad (13)$$

$$f_{0(6)} = \frac{x_6 - x_5}{x_6 - x_1} = 0.558 . \quad (14)$$

经查表可知  $f(0.01, 6)=0.698$ , 所以无异常值, 变异系数  $C_v=7.6\%$ 。这种方法不能剔除异常值, 从而求得的平均值偏大, 变异系数偏大。

#### 3.5 $t$ 分布置信区间分析法的应用

(1) 根据已知的数据可以求得, 平均值为 3.41, 标准偏差 0.26。根据置信 99% 可以确定  $t_{0.995}/\sqrt{n}=1.646$ , 从而其范围 2.98~3.84, 可以将 3.89 排除。

##### (2) 经第二次计算

平均值为 3.31, 标准偏差 0.13, 根据置信 99% 可以确定  $t_{0.995}/\sqrt{n}=2.059$ , 从而其范围 3.04~3.58, 无特异值, 变异系数为 3.9%。

分布处理结果：异常值为 3.89，平均值为 3.31，标准偏差为 0.13， $t$  分布范围 3.04~3.58，变异系数为 3.9%。此方法选取置信水平为 99%，能够剔除较大的偏差值，降低平均值和变异系数，还有明确的保证区间。

通过对以上几种方法的运用，可以清晰的看出由于 3.89 这个特异值带来的影响，使平均值增大，变异系数增大，这正是造成试验结果失真的一个重要原因之一。而 3S 准则、格拉布斯准则、狄克逊准则都不能有效判别出来，肖维纳特准则和  $t$  分布置信区间却可以。但是由于肖维纳特准则以  $1/(2n)$  为概率设定判别范围，无法确定准确的置信度，而  $t$  分布置信区间分析法既能达到肖维纳特准则的判别效果，又能有准确的置信度。

## 4 结 论

(1) 从统计学角度论述了大样本与小样本数据处理的差异，以此引出面向小样本数据处理的  $t$  分布置信区间分析。

(2) 将  $t$  分布准则创新性的应用于无侧限抗压强度数据的异常值处理，建立变异系数和置信区间的评价体系，充分验证  $t$  分布处理的优越性，为岩土工程领域大量存在的小样本数据处理提供了新准则和有意思路。

## 参考文献：

- [1] 张天军, 韩江水, 屈钧利. 实验力学[M]. 西安: 西北工业大学出版社, 2008. (ZHANG Tian-jun, HAN Jiang-shui, QU Jun-li. Experimental Mechanics[M]. Xi'an: Northwest Industry Press, 2008. (in Chinese))
- [2] 公路工程无机结合料稳定材料试验规程: JTGE51—2009[S]. 2009. (Test Specification for Inorganic Binder Stabilized Materials in Highway Engineering: JTGE51—2009[S]. 2009. (in Chinese))
- [3] 乔志琴, 张万祥. 《公路工程试验检测》[M]. 北京: 人民交通出版社股份有限公司, 2017. (QIAO Zhi-qin, ZHANG Wan-xiang. Highway Engineering Test and Detection[M]. Beijing: Renmin JiaotongTong Publishing House Co., Ltd. 2017. (in Chinese))
- [4] 李宗强, 李居铜, 张爱勤, 等. 《土木工程试验方法与数据处理》[M]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学出版社, 2014. (LI Zong-qiang, LI Ju-tong, ZHANG Ai-qin, et al. Test Methods and Data of Civil Engineering[M]. Harbin: Harbin Institute of Technology Press, 2014. (in Chinese))
- [5] 胡靖杰.  $t$  分布函数及其应用[J]. 统计与管理, 2017(4): 46 - 47. (HU Jing-jie. T distribution function and its application[J]. Accounting and Management, 2017(4): 46 - 47. (in Chinese))

(编校: 胡海霞)

DOI: 10.11779/CJGE2020S1028

# 新型透明黏土的配制及其基本特性研究

吴跃东<sup>1, 2</sup>, 陈明建<sup>1, 2</sup>, 周云峰<sup>1, 2</sup>, 刘 坚<sup>1, 2</sup>

(1. 河海大学岩土力学与堤坝工程教育部重点实验室, 江苏 南京 210098; 2. 河海大学岩土工程科学研究所, 江苏 南京 210098)

**摘要:** 人工合成透明土是研究土体内部的变形及渗流情况的良好工具, 传统透明土多针对砂土, 且在量化透明度方面尚未形成统一的评价系统。针对上述问题, 提出一种新型透明黏土——AVC透明土的配制方法, 和一种透明土的透明度量化评价方法, 并用该方法对比分析AVC透明土与传统透明土的透明度; 开展固结试验与微型十字板剪切试验, 得到该透明土的压缩固结特性与强度影响因素。试验结果表明: AVC透明黏土具有250 mm可视厚度, 透明度优于传统透明土; 压缩特性与天然黏土十分相似, 固结系数与淤泥相似; 2.5%浓度AVC透明土比4.5%浓度LAPONITERD透明土的峰值强度更高。

**关键词:** 透明黏土; 配制; 透明度; 强度; 压缩特性

**中图分类号:** TU470    **文献标识码:** A    **文章编号:** 1000-4548(2020)S1-0141-05

**作者简介:** 吴跃东(1969—), 男, 福建省云霄县人, 教授, 博士生导师, 主要从事软基处理与基础工程和岩土工程测试技术的教学和科研。E-mail: hhuwyd@163.com。

## Distribution and basic characteristics of new transparent clay

WU Yue-dong<sup>1, 2</sup>, CHEN Ming-jian<sup>1, 2</sup>, ZHOU Yun-feng<sup>1, 2</sup>, LIU Jian<sup>1, 2</sup>

(1. Key Laboratory of Ministry of Education for Geomechanics and Embankment Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China;

2. Geotechnical Research Institute, Hohai University, Nanjing 210098, China)

**Abstract:** The synthetic transparent soil is a good tool to study deformation and seepage inside the soil. The traditional transparent soil is mostly aimed at sand, and a unified evaluation system has been not yet formed in terms of quantitative transparency. In view of the above problems, a new type of transparent clay, AVC transparent soil formulation method, and a transparent soil transparency quantitative evaluation method are proposed to compare and analyze the transparency of AVC transparent soil and traditional transparent soil. The compression and solidification characteristics and strength factors of the transparent soil are obtained. The test results show that the AVC transparent clay has visual thickness of 250 mm, and the transparency is better than that of the traditional transparent soil. The compression characteristic is very similar to that of the natural clay, and the solidification coefficient is similar to that of the silt. The peak strength of AVC transparent soil of 2.5% is higher than that of the concentration of LAPONITERD transparent soil of 4.5%.

**Key words:** transparent clay; preparation; transparency; strength; compression characteristics

## 0 引言

为了研究土体内部的变形及渗流情况, 传统的方法是采用X射线衍射、CT扫描、核磁共振等方法, 但这些方法步骤繁琐、价格昂贵, 直到1982年, Allersma<sup>[1]</sup>采用碎玻璃和具有一定折射率的流体制备出的透明土模拟天然土, 为上述问题提供了新的解决思路。此后, 国内外学者对透明土的研究集中于配制一种性质上与天然土体相近而透明度满足观测要求的透明土及其应用。Sadek等<sup>[2]</sup>采用工业无定型硅粉和具有相当折射率的流体来制配透明土, 试验结果表明其基本性质与黏土非常接近, 而硅胶合成透明土的基本物理力学性质与砂土相似。孔刚强等使用玻璃砂配制透明土, 通过

试验研究不同孔隙液体对其强度的影响, 对比分析了以玻璃砂和无定形硅粉为原料配制的透明土与标准砂的变形特性<sup>[3-5]</sup>。李亮<sup>[6]</sup>通过测量几种常用材料的折射率, 总结出3种折射率能够与玻璃砂相匹配且安全性高的孔隙液体。此外, 亦有不少对透明黏土材料的关注, 主要采用无定形二氧化硅、LAPONITERD以及Gelita材料等<sup>[7-9]</sup>, 但这些透明黏土材料的透明度相对较低, 无法用于大尺寸的模型试验, 且物理力学性质与天然黏土之间仍存在较大差距, 配制成本也相对较高。

因此, 本文提出了一种AVC透明黏土及其配制方

法，并采用一种新的透明度评价方法，对比分析AVC透明土与传统透明土的透明度。通过固结压缩试验和微型十字板剪切试验，进一步研究其基本物理力学性质，并将该AVC透明黏土与天然黏土进行对比。

## 1 AVC 透明黏土的配制

### 1.1 试验材料及试验仪器

#### (1) AVC 透明黏土试验材料

主要成分采用的是 Aristoflex AVC (如图 1 (a)), 学名为丙烯酰二甲基牛磺酸铵/VP 共聚物, 其基本物理性质见表 1。AVC 具有较好的流变性, 在高剪切力作用下具有较高的稳定性。溶剂温度对 AVC 的影响较小, 机械搅拌可以加速其溶解, 大约 4 h 之后即可形成无色透明凝胶。AVC 与甘油等有机溶剂有较好的相容性与折射率。但 AVC 为胶体材料, 对于电解质非常敏感, 溶剂中金属离子的含量将降低 AVC 胶体的强度, 因此在实际配制过程中需要采用去离子水。

表 1 Aristoflex AVC 物理力学性质

Table 1 Physical and mechanical properties of Aristoflex AVC

外观 (20℃)	含水率 /%	pH 值 (1% 浓度)	黏度/MPa (1% 水溶液)	气味
白色粉末	7.53	4.0~6.0	48000~80000	特征性气味

#### (2) 示踪粒子材料

AVC 胶体在激光照射下并不能产生清晰的散斑场, 无法单独用于变形场的观测, 因此本文采用多壁碳纳米管作为示踪粒子, 实物图见图 1 (b)。

多壁碳纳米管在经过近红外光照射之后产生荧光, 满足产生清晰的散斑场的观测需求。且其主要化学成分为碳, 与 AVC 透明土之间不发生化学反应。一般使用量为 0.5%, 搅拌均匀即可。



(a) Aristoflex AVC 聚合物 (b) 多壁碳纳米管实物图

图 1 透明土配制材料

Fig. 1 Preparation of materials of transparent soil

### 1.2 试验步骤

AVC 透明黏土的配制主要包括以下步骤: ①称取所需的去离子水, 转移到一个干燥整洁的密封桶中; ②在干燥条件下称取 AVC 聚合物, 迅速转移到准备好的去离子水中; ③采用大功率搅拌机快速搅拌约 20

min 后盖上密封桶盖, 放置于阴凉处静置 8 h, 确保 AVC 聚合物完全水解形成胶体; ④称取多壁碳纳米管转移到 AVC 胶体中, 将大功率搅拌机调至低档, 缓慢搅拌均匀; ⑤利用真空泵抽去透明黏土中的气泡后, 静置 4~8 h 后即完成配制。

配制完成的 AVC 透明黏土试样如图 2 所示。



图 2 AVC 透明黏土试样

Fig. 2 AVC transparent clay sample

## 2 透明度量化分析

在透明土的透明度评价方法方面, 国内外学者提出的不少方法<sup>[10-11]</sup>, 但是尚未形成统一的量化评价系统。为了定量、客观地评价透明土的透明度, 本文引入单位灰度损失 (GSL) 的方法。

### 2.1 试验原理

单位灰度损失法测试原理如图 3, 其中, 单位灰度损失 (GSL) 计算公式如下:

$$GSL = \frac{I_i - I_0}{t}, \quad (1)$$

式中, GSL 为单位灰度损失 (px/mm);  $I_i$  为观测目标在透明土  $i$  深度处的灰度值 (px);  $I_0$  为观测目标在透明土 0 mm 深度处的灰度值 (px);  $t$  为光线穿透的透明土厚度 (mm)。

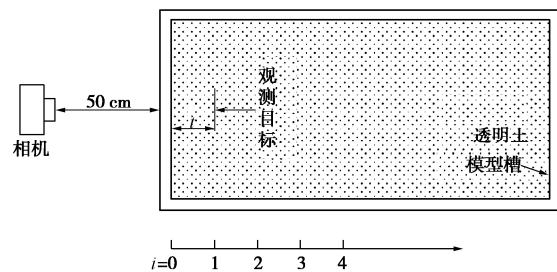


图 3 单位灰度损失 (GSL) 测试原理

Fig. 3 Principle of unit gray scale loss (GSL)

### 2.2 试验方案与结果分析

在距离透明土模型槽 50 cm 处设置一台具有 2020 万像素的相机 (佳能 70D), 采用控制变量法, 开展如表 2 所示试验, 分析 AVC 透明土的透明度 (即单位灰度损失) 与浓度、时间的关系, 并采用单位灰度损失法对比分析 AVC 透明土与碎玻璃、玻璃砂等传统透明土材料的透明度, 试验结果见图 4~6。

表 2 透明度量化试验方案

Table 2 Schemes of transparency quantitative pilot

编号	浓度/%	厚度/mm	时间/d
TQ1-1	1.00	100	7
TQ1-2	1.50	100	7
TQ1-3	2.00	100	7
TQ1-4	2.50	100	7
TQ2-2	2.50	100	14
TQ2-3	2.50	100	21
TQ2-4	2.50	100	28
TQ3-1	2.50	50	7
TQ3-2	2.50	150	7
TQ3-3	2.50	200	7
TQ3-4	2.50	250	7
TQ3-5	2.50	300	7

如图4所示, AVC透明黏土在试验常用浓度范围内的单位灰度损失(GSL)与浓度基本呈现较好的线性对应关系, 2.5%透明黏土单位灰度损失为0.71 px/mm, 对应的实测图中透明土透明度较高, 可以用于土体内部变形观测。

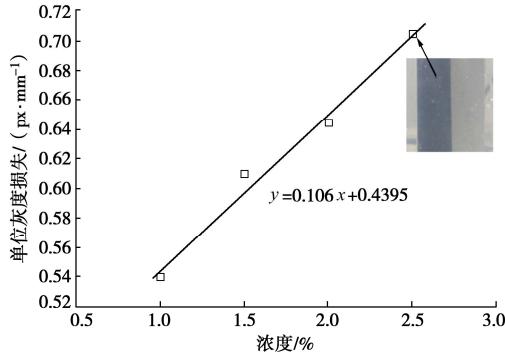


图 4 单位灰度损失与透明土浓度的关系

Fig. 4 Relationship between unit gray scale loss and transparent soil concentration

图5为2.5%浓度透明黏土单位灰度损失(GSL)与时间的关系曲线, 100 mm厚度AVC透明黏土单位灰度损失值经过21 d之后仅增加了7.0%, 说明AVC透明黏土性质稳定, 可以用于周期相对较长的模型试验。

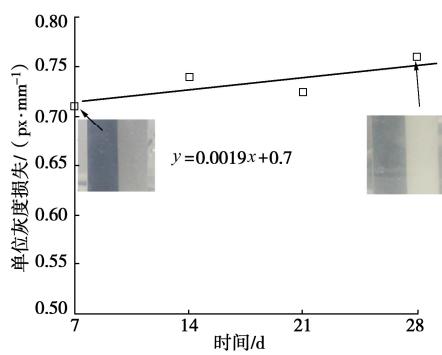


图 5 单位灰度损失与时间的关系

Fig. 5 Relationship between unit gray scale loss and time

不同透明土单位灰度损失与厚度的关系曲线如图6。从图中可以看出, 2.5%浓度AVC透明土灰度损失与厚度之间呈现线性递减的关系。当透明土厚度为0 mm时, 由于空气以及模型槽对于光强的吸收作用,

灰度损失值为0.44 px/mm; 当透明土厚度为300 mm时, 灰度损失值为1.40 px/mm, 超过1.275 px/mm为半透明状态, 实际的观测结果也与之吻合。相同厚度下, 所测传统透明土材料透明度均低于AVC透明土。

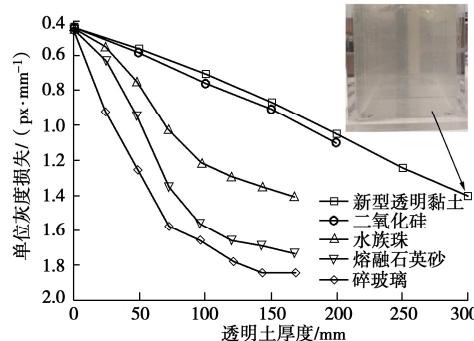


图 6 不同透明土单位灰度损失与厚度的关系

Fig. 6 Relationship between unit gray scale loss and thickness of different transparent soils

### 3 AVC 透明黏土压缩固结特性研究

#### 3.1 试验方案

试验方案见表 3。

表 3 压缩试验加载路径

Table 3 Load paths of compression tests

土样 编号	浓度 /%	加载等级/kPa
CT-1	1.0	6.25 → 12.50 → 18.75 → 25.00 → 31.25 → 37.50
CT-2	1.5	→ 43.75 → 50.00 → 56.25 kPa
CT-3	2.0	25.00 kPa 下预压 8h, 卸载至 6.25 kPa 持续
CT-4	2.5	8 h, 稳定后加载

#### 3.2 试验结果与分析

图7为不同浓度透明黏土的 $e - \lg p$ 曲线。从图中可以看出, 随着荷载的增加, AVC透明黏土的孔隙比逐渐降低, 当压力高于25 kPa时,  $e - \lg p$ 成一直线, 卸载时回弹曲线与再压缩曲线构成一个“回滞环”, 与天然黏土相似。在相同的压力范围内, 回弹和再压曲线比初始压缩曲线平缓, 表明土的压缩性大大降低。

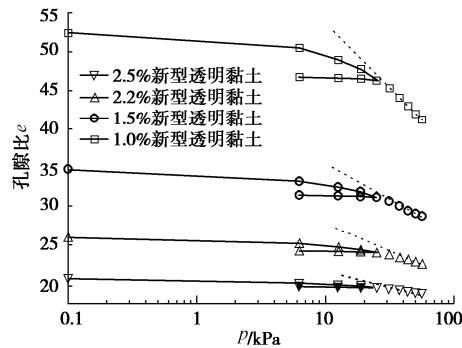
图 7 不同浓度透明黏土 $e - \lg p$ 曲线

Fig. 7  $e - \lg p$  curves of different concentrations of transparent clay

由表4可知, AVC透明黏土的压缩指数均大于0.4, 且孔隙比大于1.5, 因此本透明黏土为高压缩性土, 性

质与淤泥相似。

表 4 不同浓度 AVC 透明黏土压缩试验参数

Table 4 Parameters of compression tests of different concentrations of AVC transparent soil

参数	$e_0$	$C_c$	$C_s$	$C_y/(cm^2\cdot s^{-1})$
CT1-1	52.5	16.3	0.7970	$1.13 \times 10^{-3}$
CT1-2	34.8	7.6	0.5480	$1.09 \times 10^{-3}$
CT1-3	26.0	4.4	0.4820	$9.90 \times 10^{-4}$
CT1-4	20.7	2.6	0.2998	$8.04 \times 10^{-4}$

如图 8, 采用时间平方根法计算得的不同试样的固结系数依次为  $8.04 \times 10^{-4}$ ,  $9.90 \times 10^{-4}$ ,  $1.09 \times 10^{-3}$ ,  $1.13 \times 10^{-3} cm^2/s$ 。研究表明<sup>[12~14]</sup>天然淤泥的固结系数为  $10^{-2} \sim 10^{-4} cm^2/s$ , 因此本文试验配制的透明土固结系数与天然淤泥和黏土基本相似, 进一步说明该透明黏土可用于模拟天然淤泥。

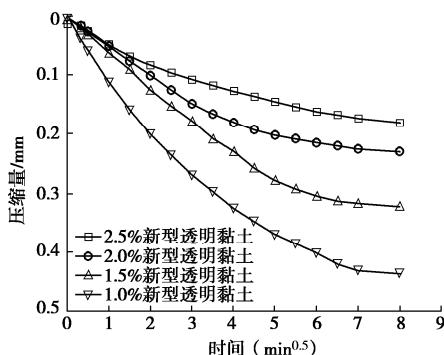


图 8 AVC 透明黏土固结曲线

Fig. 8 Solidification curves of AVC transparent clay

## 4 AVC 透明土十字板剪切强度分析

### 4.1 试验方案

试验采用电测式微型十字板剪切仪, 精度 40 Pa, 十字板板头宽度  $D=20 mm$ , 高度  $H=40 mm$ 。通过如表 5 所示 12 组试验, 36 个独立试样, 研究上部荷载、固结时间和浓度对 AVC 透明黏土不排水强度的影响。试样的固结在  $100 mm \times 100 mm \times 150 mm$  的模型槽中完成。

表 5 AVC 透明黏土十字板剪切试验方案

Table 5 Schemes of crossboard shear tests on AVC transparent clay

试验编号	浓度/%	附加荷载/kPa	静置时间/d
VST1-1	1.5	0	7
VST1-2	2.0	0	7
VST1-3	2.5	0	7
VST2-1	1.5	1	7
VST2-2	2.0	1	7
VST2-3	2.5	1	7
VST3-1	1.5	2	7
VST3-2	2.0	2	7
VST3-3	2.5	2	7
VST4-1	2.5	2	7
VST4-2	2.5	2	1
VST4-3	2.5	2	10
VST4-4	2.5	2	14

### 4.2 试验结果分析

如图 9, AVC 透明黏土固结 7 d 后强度为 0.19~0.51 kPa, 随浓度的增加而增加。以 2 kPa 固结压力下各浓度透明黏土为例, 浓度为 1.5%, 2.0% 和 2.5% 的透明黏土不排水剪切强度分别为 0.38, 0.4, 0.51 kPa。此外, 通过增加固结压力能加速透明土体的排水固结, 提高透明黏土强度, 这与天然黏土性质相似。

图 10 为 2.5% 浓度 AVC 透明黏土与 4.5% 浓度 LAPONITERD 透明黏土的强度对比曲线。两种透明黏土的不排水强度均随着时间增加, 均在 10 d 左右达到最大峰值强度, AVC 透明黏土的峰值强度为 0.51 kPa, 比之天然黏土依然有较大差距, 但比之 4.5% LAPONITERD 黏土, 强度有一定的提高。

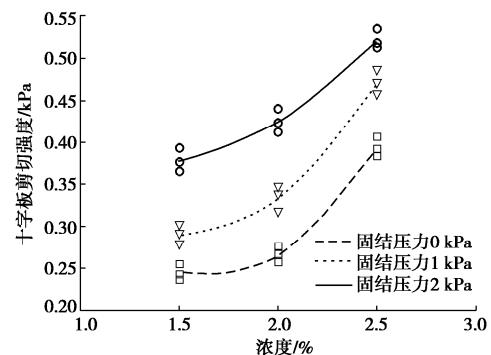


图 9 固结 7 d 透明黏土十字板剪切强度与浓度的关系

Fig. 9 Relationship between shear strength and concentration of transparent clay crossboard shear for 7 days of solidification

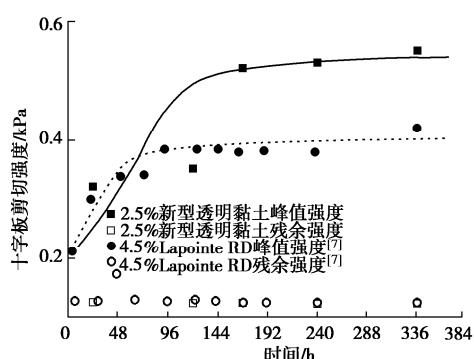


图 10 AVC 透明黏土与 LAPONITERD 强度对比曲线图

Fig. 10 Comparison of strengths of AVC transparent clay with LAPONITERD transparent clay

## 5 结论

本文采用 Aristoflex AVC 聚合物制配了一种新型透明黏土材料, 并且开展了一系列基本物理力学特性试验, 得到如下 4 点结论。

(1) 单位灰度损失 (GSL) 法通过描述不同透明土中光强损失的大小, 定量地表征了透明土的光学清晰度, 该方法能可靠地、定量地对材料光学清晰度做

出评价, 是一种有效的实用性测试方法。

(2) 与传统透明土相比, AVC 透明黏土在呈半透明状态下具有 250 mm 的可视厚度; 21 d 透明度仅下降了 7%, 表明 AVC 透明黏土性质稳定, 适用于周期相对较长的模型试验。

(3) AVC 透明黏土  $e - \lg p$  曲线与天然黏土十分相似, 是一种高压缩性土体, 25 kPa 固结压力下的固结系数为  $10^{-3} \sim 10^{-4}$  cm<sup>2</sup>/s, 与淤泥相似, 可以尝试用于模拟模型试验中的淤泥土。

(4) 基于微型十字板剪切试验, 1.5%~2.5% 浓度范围的新型透明黏土的不排水剪切强度为 0.19~0.51 kPa, 比传统 LAPONITE RD 透明土的强度高。

## 参考文献:

- [1] ALLERSMA H. Photo-elastic stress analysis and strain in simple shear: IUTAM Conference on Deformation and Failure of Granular Materials[C]// Goteborg, Swed, 1982.
- [2] SADEK S, ISKANDER M G, et al. Geotechnical properties of transparent silica[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2002, 39(1): 111~124.
- [3] 孔纲强, 刘璐, 刘汉龙, 等. 玻璃砂透明土变形特性三轴试验研究[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(6): 1140~1146. (KONG Gang-qiang, LIU Wei, LIU Han-long, et al. Three-axis test study of transparent soil deformation characteristics of glass sand[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(6): 1140~1146. (in Chinese))
- [4] 孔纲强, 孙学谨, 肖扬, 等. 透明土与标准砂压缩变形特性对比试验研究[J]. 岩土工程学报, 2016, 38(10): 1895~1903. (KONG Gang-qiang, SUN Xue-ming, XIAO Yang, et al. A comparative experimental study of the deformation characteristics of transparent soil and standard sand compression[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 2016, 38(10): 1895~1903. (in Chinese))
- [5] 孔纲强, 孙学谨, 李辉, 等. 孔隙液体对玻璃砂透明土强度特性影响研究[J]. 岩土工程学报, 2016, 38(2): 377~384. (KONG Gang-qiang, SUN Xue-cheng, LI Hui, et al. Study on the effect of pore liquid on the strength characteristics of transparent soil in glass sand[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 2016, 38(2): 377~384. (in Chinese))
- [6] 李亮. 透明土合成及物理力学特性研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2014. (LI Liang. Study of Transparent Soil Synthesis and Physical and Mechanical Properties[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2014. (in Chinese))
- [7] WALLACE J F, RUTHERFORD C J. Geotechnical properties of laponite rd®[J]. Geotechnical Testing Journal, 2015, 38(5): 20140211.
- [8] HAKHAMANESHI M, BLACK J A. Shear strength of transparent gelita-effect of mixture ratio, displacement rate and over-consolidation ratio[C]// Chicago Illinois, US, 2016.
- [9] HAKHAMANESHI M, BLACK J A, TATARI A. Optical characterization of transparent gelita using the modulation transfer function[C]// Chicago Illinois, US, 2016.
- [10] STANIER S A. Modelling the Behaviour of Helical Screw Piles[D]. University of Sheffield, Department of Civil and Structural Engineering, 2011.
- [11] BLACK J A, TAKE W A. Quantification of optical clarity of transparent soil using the modulation transfer function[J]. Geotechnical Testing Journal, 2015(5): 588~602.
- [12] 房后国. 深圳湾结构性淤泥土固结机理及模型研究[D]. 吉林: 吉林大学, 2005. (FANG Hou-guo. Study on the Solidification of Structural Silt in Shenzhen Bay[D]. Jilin: Jilin University, 2005. (in Chinese))
- [13] 吴雪婷. 温州浅滩淤泥固结系数与固结应力关系研究[J]. 岩土力学, 2013, 34(6): 1675~1680. (WU Xue-xuan. Study on the relationship between shoal sludge solidification coefficient and solidification stress in Wenzhou[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, 34(6): 1675~1680. (in Chinese))
- [14] 张长生, 高明显, 强小俊. 深圳后海湾海相淤泥固结系数变化规律研究[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(增刊 1): 247~252. (ZHANG Chang-sheng, GAO Ming-xian, QIANG Xiao-jun. Study on the law of change of the solidification coefficient of sea silt in the back bay of Shenzhen[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(S1): 247~252. (in Chinese))

(编校: 胡海霞)

DOI: 10.11779/CJGE2020S1029

# 磁悬浮列车运行引起的环境微振动实测分析

余宽原<sup>1, 2</sup>, 顾晓强<sup>\*1, 2</sup>, 黄茂松<sup>1, 2</sup>, 马险峰<sup>1, 2</sup>, 李 宁<sup>3</sup>

(1. 同济大学土木工程学院地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 同济大学岩土与地下工程教育部重点实验室, 上海 200092;

3. 上海勘察设计研究院(集团)有限公司, 上海 200093)

**摘要:** 对上海磁悬浮列车引起的场地环境微振动进行了现场实测, 分析研究了磁悬浮列车运行引起的振动随距离和深度变化的规律。研究结果表明: 实测磁悬浮列车引起的环境振动随距离的增加而减小, 其远场土层优势频率为 3~6 Hz。Bornitz 的理论预测公式可较为准确的预测磁悬浮列车振动随距离的变化, 但在近场区域会有 2~8 mm/s<sup>2</sup> 的高估, 土体材料阻尼在环境振动衰减中会发挥一定的作用; 磁悬浮列车引起的远场振动在地下 5 m 处存在放大区, 而对于位移振幅随深度的变化, 弹性半空间解析解会低估其振动量级。

**关键词:** 环境振动; 磁悬浮; 振动衰减; 瑞利波; 材料阻尼

中图分类号: TU411 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)S1-0146-05

**作者简介:** 余宽原(1996—), 男, 江西德兴人, 硕士研究生, 主要从事环境振动方面的研究。E-mail: 1832333@tongji.edu.cn。

## Measurement and analysis of environmental vibration caused by maglev train

YU Kuan-yuan<sup>1, 2</sup>, GU Xiao-qiang<sup>1, 2</sup>, HUANG Mao-song<sup>1, 2</sup>, MA Xian-feng<sup>1, 2</sup>, LI Ning<sup>3</sup>

(1. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. SGIDI Engineering Consulting (Group) Co., Ltd., Shanghai 200093, China)

**Abstract:** Through the in-situ measurement of the environmental vibration caused by the maglev train in Shanghai, the decay of the vibration with distance and depth is analyzed. The results show that the vibration caused by maglev train decreases with distance, and the dominant frequency of far-field vibration is 3~6 Hz. The material damping of soil plays a certain role in the vibration decay and it cannot be ignored, especially in the far field. The Bornitz's theoretical prediction formula can accurately predict the vibration with distance in general, although there is an overestimation of 2~8 mm/s<sup>2</sup> in the near-field region. The vibration in far-field at the depth of 5 m is amplified compared to that of the ground. Regarding the vibration amplitude along the depth, the elastic analytical solution may underestimate the actual vibration.

**Key words:** environmental vibration; maglev train; vibration decay; Rayleigh wave; material damping

## 0 引言

作为七大环境公害之一, 交通引起的环境振动问题愈发受到关注。对于环境振动问题的研究方法主要集中在现场测试、数值模拟和理论推导 3 个方面。在理论推导方面, 1904 年 Lamb<sup>[1]</sup>发表了关于稳态解的 Fourier 法考虑 4 种典型振源的解析解积分表达式的经典论文, 而后许多学者<sup>[2-3]</sup>在 Lamb 的基础上进行深入研究。但理论推导存在许多假设条件, 从而导致与实际工程存在较大差异。因此实际工程评估时常采用现场测量与数值模拟相结合的方式。例如, 蒋通等<sup>[4]</sup>在实测上海地铁 3 号线的基础上, 利用有限元建立了车-桥子结构和框架-桩基础-地基子结构, 并进行计算。然而, 无论是现场实测还是数值模拟, 多是针对具体

某个工程而言。人们想通过最简单的测量而得到尽可能多的信息, 于是振动预测应运而生。例如, Bornitz 所提出了点振源环境振动理论衰减公式<sup>[5-6]</sup>, 它考虑了距离、土体几何阻尼以及材料阻尼的影响。

目前对于高速铁路运行所引起的环境振动的问题已有较多的论述, 例如 Xia 等<sup>[7]</sup>对高速铁路引起的振动进行了现场实测, 表明振动加速度会随列车车速的增加而增大; Yang 等<sup>[8]</sup>提出半解析方法研究了高速列车引起的地基振动问题, 分析了车速、跨度和支座刚

基金项目: 上海市市级重大科技专项项目(2017SHSZZX02); 国家自然科学基金项目(51822809)

收稿日期: 2020-06-04

\*通信作者(E-mail: guxiaoqiang@tongji.edu.cn)

度等参数对地基振动的影响。磁悬浮列车作为一种速度很快的交通方式, 有较好的发展潜力。但关于由它运行引起的环境振动问题研究较少。此外, 对于环境振动实测分析方面, 文献主要探讨振动随距离衰减的特性。但随着地下城市空间的开发, 放置在地下的精密仪器越来越多, 许多工程对地下振动的要求越来越严格, 故非常有必要对振动随深度的衰减特性进行研究。本文通过现场实测, 分析磁悬浮列车运行引起的环境振动随距离及深度的衰减特性, 为将来磁悬浮列车引起的环境振动问题以及远场环境振动随深度衰减的特性提供有益的参考。

## 1 现场实测及数据预处理

### 1.1 工程概况

本研究依托上海硬 X 射线自由电子激光装置 4 号井振动评估项目, 其振动控制标准为隧道底板微振动小于  $0.15 \mu\text{m}$ 。4 号井附近的振源主要有磁悬浮线路、16 号地铁线路以及罗山路。地铁 16 号线和罗山路距离 4 号井较远(约 350 m), 故可利用 16 号线列车未经过而磁悬浮列车经过时的振动来研究磁悬浮列车引起的环境振动衰减规律。

### 1.2 测试仪器及监测布点

本次测试采用的仪器为中国工程力学研究所 941 B 型拾振器, 该拾振器适合测试结构物及地面振动。由于土层振动频率一般为低频, 不会高于 100 Hz<sup>[6~9]</sup>, 故本次测试采样频率为 256 Hz, 以达到精确的结果。为了解隧道附近的真实环境振动情况, 从磁悬浮线路至 4 号井沿线布置 5 个地面测点, 同时在 4 号井位置沿深度 0, 4.5, 19.1, 34.6, 47.8 m 布置 5 个测点, 测试场地与测点布置如图 1 所示。

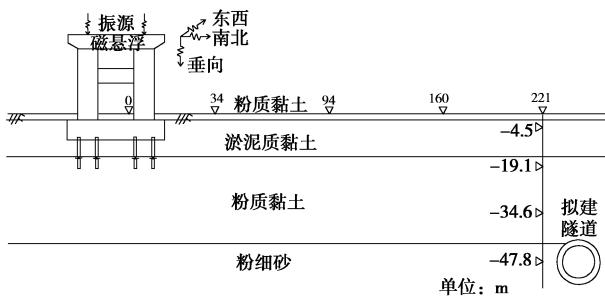


图 1 测点布置示意图

Fig. 1 Schematic diagram of measuring points

本次测量共获取 10 条磁悬浮列车经过时的振动数据, 但其中一条磁悬浮列车与 16 号线地铁同时经过, 故本次分析只选取 9 条磁悬浮列车单独通过时的振动数据。

### 1.3 实测数据预处理

实测数据由于受到各种干扰(如电磁场等)会偏

离真实振动值, 所以对数据进行分析前需要进行预处理。振动数据预处理主要包含滤波和消除趋势项。

首先对振动数据进行快速傅里叶变换, 在尽可能保证数据整体能量的前提下确定滤波的范围, 再根据滤波范围调整并选取滤波器类型。本次振动数据处理采用的是无限长冲激响应 IIR 型滤波器中的切比雪夫 I 型带通滤波器, 带通截止频率为 1~128 Hz(温度变化产生的低频干扰信号通常在 0~1 Hz)。

图 2 给出了滤波前后不同测点垂向实测振动信号。由图可见振幅随着距离的增加明显衰减, 同时滤波前后加速度时程曲线未明显变化。图 3 给出了距振源 221 m 地下 4.5 m 测点垂向加速度信号的频谱曲线。由图可知滤除的能量(频谱中图形与横坐标所围的面积)约为 28, 而主体部分能量约为 25000, 滤除的能量仅占主体能量的 0.1%, 说明该滤波方法是可行的。

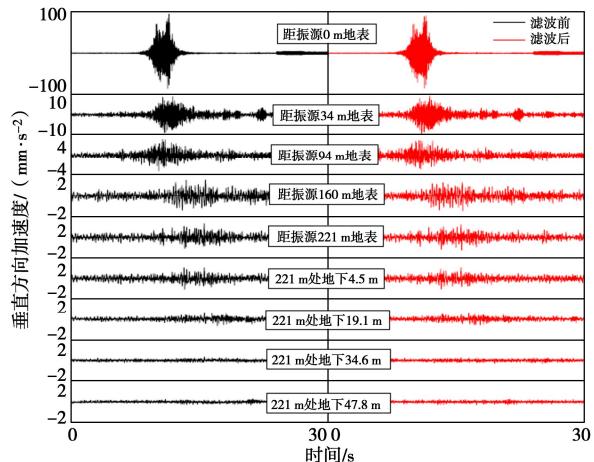


图 2 不同测点滤波前后垂向加速度时程曲线

Fig. 2 Vertical acceleration-time histories before and after filtering

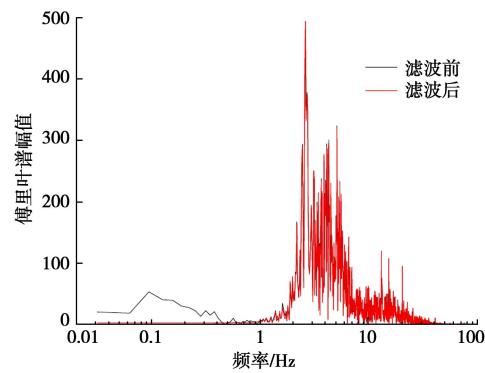


图 3 典型测点垂向加速度滤波前后频谱

Fig. 3 Acceleration frequency spectra of typical point in vertical direction (Before and after filtering)

速度和位移通常可由实测的加速度进行时域积分或频域积分得到, 然而积分时通常会出现零点漂移现象。信号中的低频成分对位移振动幅值有着十分大的影响, 并且传感器由于温度变化也常会产生低频长

周期（通常在 0~1 Hz）的趋势项，从而影响测试数据的准确性。因此，对滤波后的加速度数据进行积分后还需要进行消除趋势项处理以获得准确的数据。

图 4 对比了基于滤波前后距振源 221 m 地下 4.5 m 测点垂向加速度数据积分得到的位移曲线以及消除趋势项后的位移曲线。由图 4 所示，直接对未滤波的加速度数据进行积分得到的位移曲线受到低频长周期（干扰信号）的影响很大，不能反映真实的振动位移。对滤波后的加速度数据进行积分，呈现位移单调增加的趋势项。经趋势项消除处理后，便可还原真实合理的振动信号，说明本文采用的预处理十分有效。

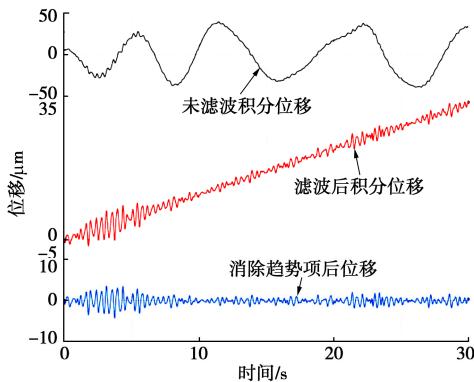


图 4 信号预处理前后垂直方向位移时程曲线

Fig. 4 Vertical displacement-time histories

## 2 环境振动实测结果与分析

### 2.1 振动随距离衰减特性

振动随距离的衰减特性多以加速度峰值作表征指标，并用 Bornitz 公式进行分析。图 5 给出了实测各个测点三方向的加速度峰值及其拟合曲线，可见振动随着距离的增加而减小，未发现振动放大区，也没有振动明显占优的方向。频域分析采用的是 1/3 倍频程谱，某次实测振动 1/3 倍频程谱如图 6 所示，可见振动随距离的增加，其优势频带不断降低，从振源的 80~100 Hz 优势频带不断减少至 3.15~6 Hz。优势频带主要与振动介质有关，振源处的振动介质主要为混凝土，其产生振动的频率较高，而土体的优势频率低，一般是几赫兹左右，振源产生的高频经过土层这个低频滤波器不断滤波，使得优势频带不断降低，直到与土层的固有频率相近。上海硬 X 射线场地的优势频率在 3~5 Hz 左右<sup>[10-11]</sup>，这与本次的实测结果一致。

本文对实测各方向的加速度峰值按 Bornitz 的点振源振动衰减公式进行拟合：

$$A = A_0 R^{-n} e^{-aR}, \quad (1)$$

式中， $A_0$  为振源处加速度峰值， $R$  为距振源的距离， $n$  为几何阻尼（辐射阻尼）系数， $a$  为材料阻尼系数。

拟合得到的南北向加速度峰值衰减公式为  $A_{\text{南北}} = 70.67 R^{-0.53} e^{-0.0081 R}$ ，东西向加速度峰值衰减公式为  $A_{\text{东西}} = 71.59 R^{-0.51} e^{-0.0090 R}$ ，垂向加速度峰值衰减公式为  $A_{\text{垂向}} = 64.64 R^{-0.53} e^{-0.0058 R}$ 。

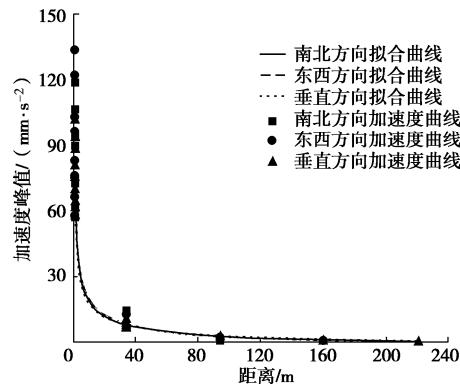


图 5 加速度峰值随距离衰减曲线

Fig. 5 Attenuation of PGA with distance

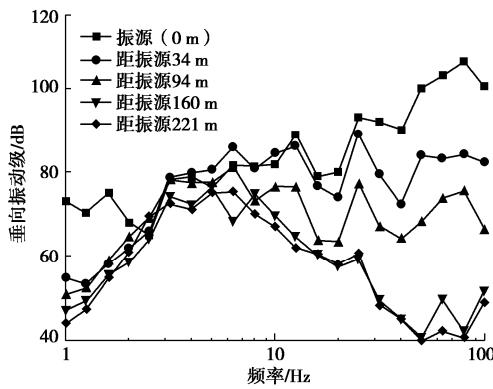


图 6 典型振动 1/3 倍频程谱

Fig. 6 1/3 octave spectra of typical vibration

下面选取垂向加速度峰值衰减规律对磁悬浮列车运行引起的环境微振动随距离的变化进行讨论。实测磁悬浮振源处地表垂向振动加速度峰值平均值  $A_0=72.61 \text{ mm/s}^2$ 。振动在远场中以瑞利波（面波）为主，高架引起的地表振动属于列阵点振源，远场中更偏向于点振源情况，根据 Kim 等<sup>[12]</sup>的研究（表 1），本次磁悬浮列车引起的环境微振动的辐射阻尼系数取 0.5；材料阻尼系数  $a$  主要取决于土体类型和振动频率，可由频率无关系数  $a_0$  与场地振动优势频率  $f$  的乘积得到。根据 Athanasopoulos 等<sup>[13]</sup>、Yang 等<sup>[14]</sup>建议的各类土的  $a_0$ ，可计算软土的频率无关系数  $a_0$  大约为  $(1.80 \sim 2.05) \times 10^{-3}$ ，同时考虑本工程场地以及上海软土的优势频率在 3~5 Hz，故取材料阻尼系数  $a=a_0 \times f=(5.40 \sim 10.25) \times 10^{-3}$ 。图 7 对比了 Bornitz 理论预测曲线和实测拟合曲线，由图可见，在远场区域实测的拟合曲线与 Bornitz 理论预测曲线符合很好，而在近场区域 Bornitz 理论预测曲线比实测的要大 2~8 mm/s<sup>2</sup>（衰减

慢一些), 这主要是因为实际振动存在体波的影响。体波衰减较瑞利波更快(体波几何阻尼衰减系数要大于瑞利波), 而理论预测时认为振动以瑞利波为主, 直接忽略的体波的影响, 故理论预测曲线在近场区域更大一些。此外, 不考虑材料阻尼时预测的振动会明显大于实测振动, 表明尽管振动微小, 也存在一定的土体材料阻尼, 不能将其忽略, 尤其是考虑远场环境振动时。

表 1 不同振源位置及类型的辐射阻尼系数值

Table 1 Values of attenuation coefficient due to radiation damping  
for various combinations of source location and type

振源位置	振源类型	波的类型	$n$
地表	点振源	体波	2.0
地表	点振源	面波	0.5
地表	线振源	体波	1.0
地表	线振源	面波	0.0
地下	点振源	体波	1.0
地下	线振源	体波	0.5

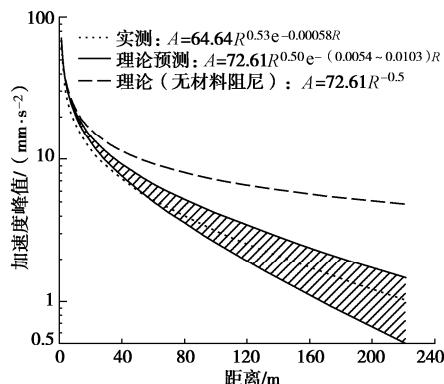


图 7 振动随距离衰减特性的实测与理论对比

Fig. 7 Comparison of acceleration attenuation with distance between measurement and theoretical prediction

## 2.2 振动随深度衰减特性

一直以来, 较少学者去研究振动随深度的衰减特性, 主要是因为理论推出振动位移随深度衰减较快, 且主要关心地表振动。随着社会发展, 许多精密设备放在地下且对振动的要求越来越严格, 远场深度微小的振动不可忽略。对于振动随深度衰减的研究, 1970 年 Woods 等<sup>[15]</sup>和 Lysmer 等<sup>[16]</sup>从理论上提出了竖向简谐作用下不同泊松比土中的水平振动和竖向振动位移振幅随深度的分布曲线。

图 8 给出了以实测地表垂直向位移峰值作归一化后的振动位移峰值随深度的衰减曲线。由图可见, 振动总体随深度的增加而减小, 但在地下 5 m 处存在放大区, 这与解析解得到的规律一致, 两者符合较好。但解析解沿深度衰减的更快, 在较深区域会低估实测的振动值。笔者认为原因是实际场地存在地脉动, 在

远场深处微小的振动情况下地脉动的影响不可忽略。

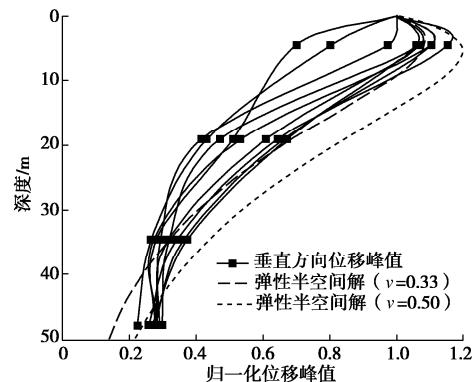


图 8 坚直振动随深度衰减特性的实测与理论对比

Fig. 8 Comparison of vertical displacement with depth between measurement and theoretical prediction

图 9 给出了实测水平方向振动位移峰值随深度的衰减曲线, 可以看出水平方向在地下 5 m 处亦存在一定的放大, 部分点甚至超过了其地面振动, 可能的原因是由于分层地基中某些土层的固有瑞利波速与整个土层的瑞利波速度接近时(整个土层的瑞利波是根据频率从整个土层的瑞利波弥散曲线得到的), 其瑞利波的位移会明显增大, 类似于局部共振现象<sup>[11]</sup>。由图可见, 解析解会明显低估了水平方向的振动, 笔者认为原因有二: ①实际场地是分层土层, 瑞利波在土层中反射干涉会发生弥散效应, 会增强深度水平方向的振动; ②实际场地存在地脉动, 地脉动在三方向量级相当, 而解析解坚直方向的振动会明显大于水平方向的振动, 实测振动包含地脉动后, 水平方向的振动会被低估的更加明显。

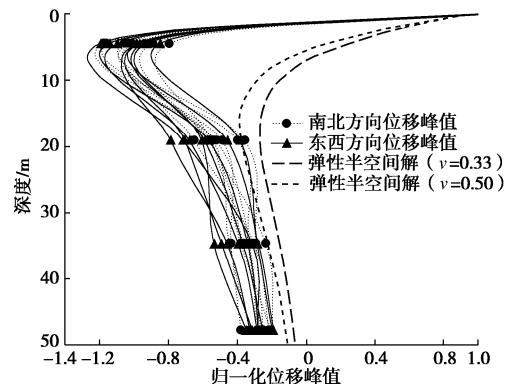


图 9 水平振动随深度衰减特性的实测与理论对比

Fig. 9 Comparison of horizontal displacement with depth between measurement and theoretical prediction

## 3 结论

本文通过现场试验研究磁悬浮列车引起的环境微振动随距离和土层深度的衰减, 初步可得以下 3 点结

论。

(1) 实测磁悬浮列车引起的振动随距离的增加而减小, 其远场土层优势频率在 3~6 Hz。Bornitz 的理论预测公式可较为准确的预测磁悬浮列车振动随距离的变化情况, 特别是远场的振动, 但会部分高估 (2~8 mm/s<sup>2</sup>) 近场区域的振动。

(2) 实测磁悬浮列车引起的远场振动总体随深度的增加而减小, 但振动在地下 5 m 处存在放大区。对于竖直位移振幅, 弹性半空间解析解可以较好的反应其随深度的变化规律, 但会低估较深区域的振动。对于水平位移振幅, 弹性半空间解析解会明显低估远场深度方向的振动。

(3) 环境振动衰减主要由几何阻尼为主, 但土体材料阻尼的作用不能简单地忽略, 尤其是远场区域。同时, 预测远场深度方向的振动时, 瑞利波的弥散特性和地脉动的影响不可忽略。

## 参考文献:

- [1] LAMB H. On the propagation of tremors over the surface of an elastic solid[J]. Philosophical Transactions of the Royal Society, 1904, **A203**: 1~42.
- [2] DEGRANDE G. Wave propagation in the soil: theoretical background and application to traffic induced vibrations[C]// Structural Dynamics: EURODYN: Proceedings of the 4th International Conference on Structural Dynamics, 2002, Munich, Germany: 5~27.
- [3] MA Q, ZHOU F. Ground vibration generated by an underground moving load[J]. Soil Mechanics and Foundation Engineering, 2018, **55**(4): 258~264.
- [4] 蒋通, 张昕. 高架轨道交通引起环境振动实测与数值模拟[J]. 同济大学学报, 2004, **32**(5): 565~569. (JIANG Tong, ZHANG Xin. Measurement and numerical simulation of environmental vibration caused by elevated rail transit[J]. Journal of Tongji University, 2004, **32**(5): 565~569. (in Chinese))
- [5] XIA H, ZHANG N, CAO Y M. Experimental study of train-induced vibration of environment and buildings[J]. Journal of Sound and Vibration, 2005, **280**: 1017~1029.
- [6] REN X W, WU J F, TANG Y Q, et al. Propagation and attenuation characteristics of the vibration in soft soil foundations induced by high-speed trains[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2019, **117**: 374~383.
- [7] XIA H, CAO Y M, DE Roeck G. Theoretical modeling and characteristic analysis of moving-train induced ground vibrations[J]. Journal of Sound and Vibration, 2010, **329**(7): 819~832.
- [8] YANG Y B. Ground vibration induced by high-speed trains over viaducts[C]// ISEV2003. Beijing: China Communications Press, 2003: 147~157.
- [9] 陈峰, 黄茂松, 竹宫宏和. 公路高架桥交通引起的地面振动: 分析和验证[J]. 岩土工程学报, 2008, **30**(1): 86~92. (CHEN Feng, HUANG Mao-song, TAKEMIYA Hirokazu. Ground vibration caused by traffic of highway viaduct: analysis and verification[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, **30**(1): 86~92. (in Chinese))
- [10] 宋丽, 李中亮, 薛莲, 等. 上海光源实验大厅地基振动规律及相干性分析[J]. 噪声与振动控制, 2016, **36**(5): 108~111. (SONG Li, LI Zhong-liang, XUE Lian, et al. Analysis of ground vibration law and coherence of the experimental hall of Shanghai Synchrotron Radiation Facility[J]. Noise and Vibration Control, 2016, **36**(5): 108~111. (in Chinese))
- [11] 黄茂松, 任青, 周仁义, 等. 层状地基中瑞利波随深度的衰减特性[J]. 岩土力学, 2009, **30**(1): 113~122. (HUANG Mao-song, REN Qing, ZHOU Ren-yi, et al. Attenuation characters of Rayleigh wave in layered soils[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, **30**(1): 113~122. (in Chinese))
- [12] KIM D S, LEE J S. Source and attenuation characteristics of various ground vibrations[J]. Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III. ASCE, Geotechnical Special Publication, 1998, **75**(2): 1507~1517.
- [13] ATHANASOPOULOS G A, PELEKIS P C. Effect of soil stiffness in the attenuation of Rayleigh-wave motions from field measurements[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2000, **19**: 277~288.
- [14] YANG X J. Evaluation of man-made ground vibrations[C]// Proceedings: Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, 1995, St. Louis.
- [15] WOODS R D. Screening of surface waves in soil[J]. J Soil Mech Found Div ASCE, 1968, **4**: 951~979.
- [16] LYSMER J, WAAS G. Shear waves in plane infinite structures[J]. J Eng Mech Div ASCE, 1972, **98**(EMI): 85~105.

(责编: 胡海霞)

DOI: 10.11779/CJGE2020S1030

# P波波速与孔隙水压力系数B值关系的弯曲元试验研究

顾晓强<sup>1, 2</sup>, 左康乐<sup>1, 2</sup>, 高广运<sup>1, 2</sup>

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

**摘要:** 利用带有弯曲元波速测试系统的GDS应力路径三轴仪, 测定了土体中P波与孔隙水压力系数B值, 研究了土体P波信号随着饱和度的演化过程, 并对比分析了孔隙水类别(自来水或无气水)、砂样中黏粒含量、土体类别对P波波速 $V_p$ 与B值关系的影响。研究结果表明: 当孔隙水为无气水或砂样B值达到一定值时, P波信号由两大部分组成, 第一部分较第二部分幅值小但频率高, 且不受有效围压和输入波初始偏振方向影响, 可确定为P1波。当孔隙水为无气水时,  $V_p$ 与B值大小无关且保持最大波速不变; 而孔隙水为自来水时, 在B值较小时两者关系与理论曲线趋势相近, 随着B值的增大,  $V_p$ 与理论值差距越来越明显。另外,  $V_p$ 最大值与黏粒含量无关, 且受土体类别影响较小, 均大于纯水中P波波速。

**关键词:** 多孔介质; P波波速; 饱和度; 孔隙压力系数B; 弯曲元

**中图分类号:** TU411      **文献标识码:** A      **文章编号:** 1000-4548(2020)S1-0151-05

**作者简介:** 顾晓强(1981—), 男, 浙江桐乡人, 博士, 教授, 主要从事土的基本特性、土动力学和宏微观土力学等方面的研究。E-mail: guxiaoqiang@tongji.edu.cn。

## Investigation on relationship between P-wave velocity and B-value by bender element tests

GU Xiao-qiang<sup>1, 2</sup>, ZUO Kang-le<sup>1, 2</sup>, GAO Guang-yun<sup>1, 2</sup>

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

**Abstract:** The P-wave velocity  $V_p$  and the pore water pressure coefficient  $B$  in saturated soils are measured by bender element system in a GDS stress path triaxial apparatus. The evolution of P-wave signals with saturation and the effects of fluid type (tap water or de-aired water), clay content and different soil types on the relationship between  $V_p$  and  $B$ -value are considered. It is concluded that when the fluid is de-aired water or  $B$ -value reaches a certain value, the P-wave signal is composed of two parts. The first part has a smaller amplitude but a higher frequency than the second part. The first part is not affected by the effective confining pressure and the initial polarization direction of the input wave, and therefore it can be deduced as P1 wave. When the fluid is de-aired water,  $V_p$  is independent of  $B$ -value and the maximum wave velocity is constant. When the fluid is tap water, the relationship between  $V_p$  and  $B$ -value is consistent with the theoretical prediction in general when the  $B$ -value is small. When the  $B$ -value becomes large, the difference between the measured  $V_p$  and the theoretical value becomes larger. Besides, the maximum  $V_p$  in soil is greater than that in pure water, which is independent of clay content and soil type.

**Key words:** porous medium; P-wave velocity; degree of saturation; pore water pressure coefficient; bender element

## 0 引言

土体一般为三相介质, 由土颗粒、孔隙中液体和气体组成, 而液体占据土体孔隙的比例由饱和度反映。大量研究发现, 饱和度 $S_r$ 对土体某些性质有着很大的影响, 例如砂土的抗液化能力<sup>[1-3]</sup>。在实验室中, 通常用孔隙水压力系数 $B$ 来表征试样饱和程度,  $B$ 值大小为不排水状态下孔隙水压力增量 $\Delta\mu$ 与有效围压增量 $\Delta\sigma$ 的比值, 其与饱和度 $S_r$ 的关系(假设土颗粒不可压缩)可由下式表示<sup>[4]</sup>:

$$B = \frac{\Delta\mu}{\Delta\sigma} = \frac{1}{1 + n \frac{K_{sk}}{K_w} + n \frac{K_{sk}}{p_{af}} (1 - S_r)} , \quad (1)$$

式中,  $n$ 为孔隙率,  $K_{sk}$ 为土骨架体积模量,  $K_w$ 为流体体积模量,  $p_{af}$ 为大气压力。

式(1)也表明土骨架模量及流体模量对完全饱和

基金项目: 国家自然科学基金项目(51822809, 41772283); 地震工程国际合作联合实验室基金项目(S5-UB&TJ)

收稿日期: 2020-06-04

条件下 ( $S_r=1.0$ ) 的  $B$  值也有一定的影响。

饱和度  $S_r$  对土体抗液化能力影响非常大, 但在室内模型试验和现场试验中难以测定  $B$  值。Tsukamoto 等<sup>[2]</sup>和 Yang<sup>[5]</sup>建议用 P 波波速  $V_p$  来表征饱和度, 并推导了  $V_p$  与  $B$  值的关系如下:

$$V_p = \left[ \frac{4G_{sk}/3 + K_{sk}/(1-B)}{\rho} \right]^{1/2}, \quad (2)$$

式中,  $G_{sk}$  为土骨架剪切模量,  $\rho$  为土体密度。结合式 (1), (2),  $V_p$  可表征土体的  $B$  值和饱和度。

为验证上述  $V_p$  与  $B$  值关系, 大量学者进行了试验研究。Tamura 等<sup>[6]</sup>试验研究表明  $V_p$  随着  $B$  值增大而增大, 且与气泡尺寸以及气泡溶解度有很大关系。Naesgarrd 等<sup>[7]</sup>发现饱和砂土中  $V_p$  基本不变, 与  $B$  值无关。他们同时通过数值模拟研究表明当气泡均匀分布时,  $V_p$  与  $B$  值的关系符合理论公式。Hatanaka 等<sup>[8]</sup>在不同级配砂土中采用不同孔隙水进行了试验研究, 结果表明流体中气泡对  $V_p$  与  $B$  值关系影响较大。Gu 等<sup>[9]</sup>的试验研究显示当孔隙水为无气水时,  $V_p$  与  $B$  值大小无关; 而孔隙水为自来水时,  $V_p$  随  $B$  值增大而增大, 但不符合理论预测, 尤其是  $B$  值较大时。

综上所述, 已有研究对  $V_p$  与  $B$  值关系的认识并未统一。同时天然土体必然含有一定量的细颗粒, 而之前的试验只针对纯净砂而未考虑细颗粒的影响。值得注意的是, 细颗粒的掺入往往会改变砂土孔隙结构和力学特性, 例如抗液化能力<sup>[10-12]</sup>, 但  $V_p$  能否表征含细颗粒砂土的饱和度缺乏试验依据。本文将通过应力路径三轴仪的弯曲元波速测量系统研究 P 波信号随土体饱和度的演化, 分析验证试样孔隙水类型、黏粒含量、土样类型对  $V_p$  与  $B$  值关系的影响。

## 1 试验概况

### 1.1 试验材料

试验采用福建标准砂, 其粒径范围在 0.075~0.5 mm。福建砂的基本物理性质: 相对密度  $G_s=2.638$ , 平均粒径  $D_{50}=0.173$  mm, 不均匀系数  $C_u=1.50$ , 曲率系数  $C_c=1.13$ 。图 1 为福建砂的颗粒级配曲线。

试验的重塑试样均由砂粒和黏粒混合配制而成, 黏粒的质量百分比含量分别为 0%, 10%, 20%。黏粒由上海第四层黏土制成, 其基本性质参数参数: 塑限为 15.8%, 液限为 33.6%, 塑性指数为 17.8, 相对密度为 2.725。表 1 给出了不同含量混合砂样的基本物理参数。由表 1 可见, 随着黏粒含量的增大, 土样的最小孔隙比随之减小, 而最大孔隙比随之增大。另外试验还采用了上海第 8 层粉质黏土原状土样, 取土深度约为 50 m。土样的天然含水率和密度分别为 29.9% 和

1.92 g/cm<sup>3</sup>, 土粒相对密度为 2.74。

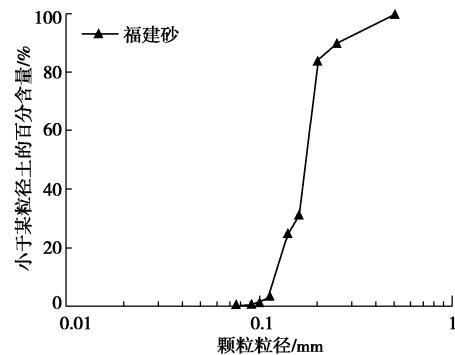


图 1 福建砂颗粒级配曲线

Fig. 1 Grain-size distribution curve of Fujian sand

表 1 不同含量混合砂的基本参数

Table 1 Basic parameters of sand-clay mixtures

黏粒含量/%	相对密度	最大干密度/(g·cm <sup>-3</sup> )	最小干密度/(g·cm <sup>-3</sup> )	最大孔隙比	最小孔隙比
0	2.638	1.595	1.308	1.017	0.654
10	2.658	1.660	1.315	1.021	0.601
20	2.684	1.761	1.320	1.033	0.524

### 1.2 试验仪器

试验仪器为英国 GDS 应力路径三轴仪, 并配置了弯曲元波速系统。该系统由安装在试样顶端和底端的两片弯曲元、控制盒以及接收系统组成。通过改进接线方式<sup>[13]</sup>, 该对弯曲元可同时进行 P 波和 S 波测试。激发波形采用正弦波, 最大激发电压为 ±14 V, 激发频率可自行设置, 采样频率为 2000 kHz。波速可由下式确定:

$$V = L_u / \Delta t, \quad (3)$$

式中,  $L_u$ ,  $\Delta t$  分别为弯曲元激发端尖和接收端尖的距离和波传播时间。

在进行弯曲元试验之前, 应进行标定。标定时, 将激发和接收弯曲元端对端直接接触, 测量出系统延迟时间, 同时也确定弯曲元输入和输出的偏振方向, 有利于确定 S 波初始到达点。本弯曲元系统的延迟时间为 7 μs, 弯曲元输入与输出偏振方向一致, 上下两端弯曲元各插入土样 3 mm。为更好地确定波速到达时间点, 激发频率分别采用 5, 10, 20, 50, 100 kHz。

### 1.3 试验方案

先利用烘箱将一定质量的福建砂和黏粒烘干, 然后经过冷却, 再按照黏粒含量确定福建砂和黏粒的质量, 混合后充分搅拌均匀至无明显的离析现象, 最后加入总质量 5% 的无气水充分搅拌。试样直径为 50 mm, 高度为 100 mm。采用湿击法, 控制相对密实度  $D_r=70.5\%$ , 分 5 层制样。完成制样后, 施加 10 kPa

吸力使其站立, 并拆除模具, 然后在饱和前施加有效围压 30 kPa。

为实现不同饱和度  $S_r$  或  $B$  值, 试样先通 2~3 h  $\text{CO}_2$  以置换试样中空气, 然后向试样中通入无气水或自来水饱和, 再使用反压饱和进一步提高饱和度, 反压饱和过程中保持有效围压 30 kPa 不变。在每个饱和阶段, 先测量 P 波和 S 波, 再测量孔隙水压力系数  $B$  值。饱和阶段结束后, 再施加一定有效围压使其固结, 并测量 P 波和 S 波。原状土样先进行抽真空饱和, 再进行反压饱和, 试验方案同重塑样一致。

## 2 试验结果与分析

### 2.1 波信号分析

图 2 给出了纯净砂试样中不同饱和阶段的 P 波信号和  $B$  值, 其中 P 波激发频率为 10 kHz。图中黑色箭头表征 P 波的初始达到位置。该试样采用无气水(简称 DW)饱和, 同时反压饱和阶段保持有效围压为 30 kPa。由图 2 可见, P 波信号几乎不随  $B$  值增大而变化。同时, P 波信号由两大部分组成, 第一部分幅值小但频率较高, 第二部分幅值大但频率较低。Biot<sup>[14]</sup>在 1956 年建立了饱和多孔介质中波传播理论, 预测了饱和多孔介质中存在 P1 和 P2 波两种 P 波, 并被后来试验所证实<sup>[15]</sup>。Gu 等<sup>[9]</sup>通过输入波与输出波初始偏振方向的区别以及改变围压对两种波速的影响, 确定第一部分为 P1 波。为进一步确定两部分 P 波信号的类别, 在另一试验中将顶端弯曲元旋转 180°, 同时在试样达到饱和后, 在有效围压下进行固结和 P 波测试, 结果如图 3 所示。由图可见, P 波信号第一部分的特性和波速并不随围压增大而改变, 而第二部分波速(红色箭头表示波的初达位置)随围压增大而明显增大。同时, 与图 2 对比显示两部分的初始偏振方向均未改变, 推测弯曲元接收到的确实是 P 波信号。同时, Biot 预测饱和土体中 P1 波波速随土骨架模量(或有效围压)增加基本不变, 而 P2 波随土骨架模量(或有效围压)增加而显著增加, 与本次试验结果相符。

为研究孔隙水种类对 P 波信号的影响, 用自来水(简称 TW)代替无气水来饱和试样, 该情况下 P 波信号及  $B$  值见图 4。由图 4 可见, 当  $B$  值不大于 0.443 时, 信号基本类似, 且第一部分 P 波基本不可见。当  $B$  值达到 0.852, 信号特性发生较大的改变, 第一部分 P 波出现。随着  $B$  值进一步增大, 信号特性基本不变, 但波速先增大而后不变, 即达到完全饱和状态的最大值 1773 m/s。当  $B$  值大于 0.918, 孔隙水为无气水或自来水的 P 波信号特征和波速均类似。以上结果表明, 孔隙水的类别主要在  $B$  值较小时对 P 波有影响。

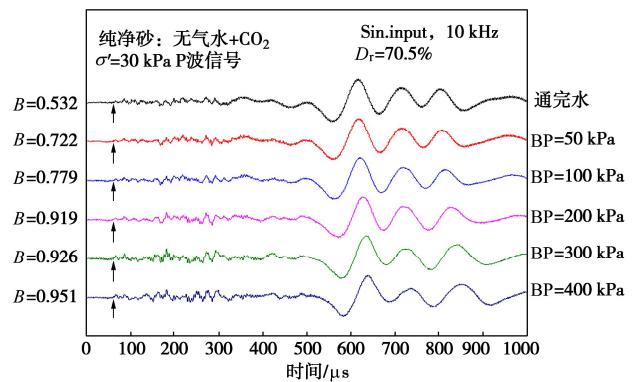


图 2 纯净砂中的 P 波接收信号(流体为无气水)

Fig. 2 Received P-wave signals in clean sand (pore fluid: de-aired water)

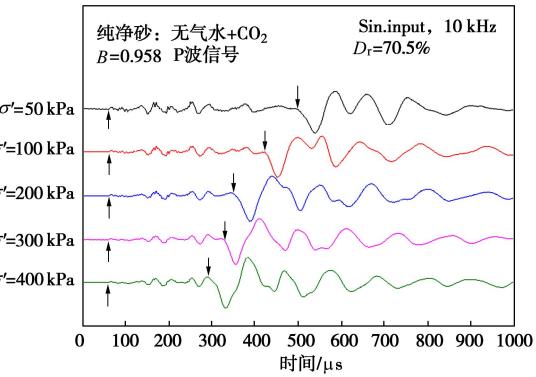


图 3 饱和状态下 P 波信号与有效围压关系

Fig. 3 Relationship between P-wave signals and effective confining stress under full saturation state

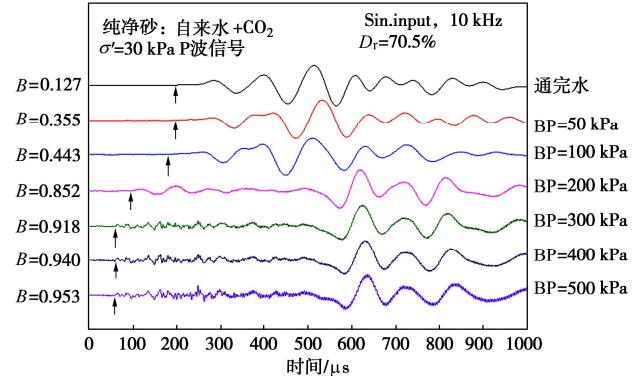


图 4 纯净砂的 P 波接收信号(流体为自来水)

Fig. 4 Received P-wave signals of clean sand (pore fluid: tap water)

图 5, 6 分别为黏粒含量为 10% 和 20% 时试样采用自来水饱和后的 P 波信号。由图 5 可见, 10% 黏粒含量的试样和洁净砂中 P 波信号类似。当  $B=0.758$  时, 信号的第一部分跟  $B$  小于 0.758 的类似, 而第二部分跟  $B$  大于 0.758 的类似。20% 黏粒含量的试样信号与 10% 黏粒含量时有一定区别, 需要更高的  $B$  值才能使

$V_p$  达到最大值 (1773 m/s), 同时 P 波信号的第二部分不是很明显。

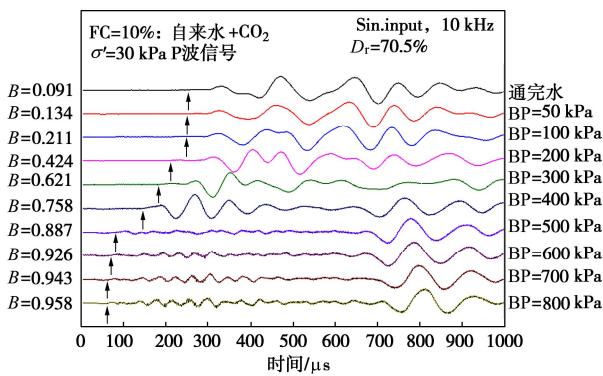


图 5 细颗粒含量为 10% 砂土的 P 波接收信号 (流体为自来水)

Fig. 5 Received P-wave signals of clean sand with 10% fines (pore fluid: tap water)

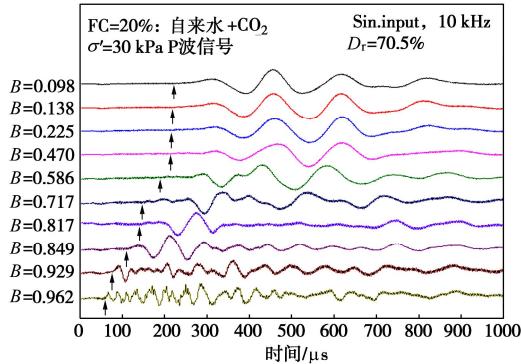


图 6 细颗粒含量为 20% 的 P 波接收信号 (流体为自来水)

Fig. 6 Received P-wave signals of clean sand with 20% fines (pore fluid: tap water)

图 7 为原状粉质黏土高  $B$  值饱和状态下的 P 波信号。由图 7 可见, 在高  $B$  值情况下, P 波信号特性基本保持不变。值得注意的是, 原状粉质黏土中 P 波信号也由两大部分组成, 与重塑砂土样不同的是, 该 P 波信号第一部分幅值较大且频率较高, 而第二部分幅值较小且频率较低。可说明在饱和状态下, 土体类别对 P 波信号有较大的影响。

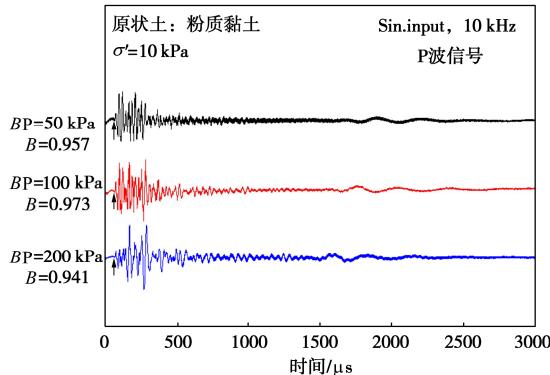


图 7 饱和粉质黏土 P 波接收信号

Fig. 7 Received P-wave signals of saturated silty clay

## 2.2 P 波波速与 $B$ 值的关系

图 8 给出了各试样中  $V_p$  与  $B$  值的关系, 同时也给出了式 (2) 中  $V_p$  与  $B$  值关系的理论预测曲线, 其曲线是在有效围压等于 30 kPa 的初始状态下测定 P, S 波波速, 从而计算得出剪切模量及泊松比<sup>[16]</sup>。

通过改变流体, 研究了孔隙水类型对  $V_p$  与  $B$  值关系的影响。由图 8 可见, 在纯净砂中, 当流体为无气水时,  $V_p$  与  $B$  值大小无关, 且均达到最大波速, 此结果与 Naesgaard 等<sup>[7]</sup>和 Gu 等<sup>[9]</sup>相吻合; 而当流体为自来水时, 在  $B < 0.7$  时,  $V_p$  随  $B$  值增大而缓慢增大, 基本符合理论曲线趋势, 当  $B > 0.8$  时,  $V_p$  增长较快且与理论值差距越来越明显, 直至  $B > 0.9$ , P 波达到最大波速, 其现象在含黏粒砂土中也会出现。造成该试验结果与理论值的差异可能在于气泡的不均匀分布, 与理论假设流体均质不同, 且弯曲元测量的  $V_p$  更能表征试样的局部模量 (即波传播路径集中于试样中部)。当采用无气水饱和时, 少量气泡可能存在于试样边缘, 随着饱和度的进一步提高, 致使气泡压缩,  $B$  值增大, 而 P 波沿着绕过局部气泡的路径传播, 故波速保持最大值不变; 而当流体为自来水时, 气泡分布较为均匀, P 波无法完全绕过气泡传播, 随着  $B$  值增大, 气泡减少,  $V_p$  随之增大。

图 8 也表明黏粒含量对  $V_p$  与  $B$  值的关系也有影响, 尤其当  $B > 0.9$  时。例如当  $B=0.92$  时, FC=20% 的砂样  $V_p$  最小, 为 1382 m/s, FC=10% 时  $V_p$  大约等于 1492 m/s, 而纯净砂已达到最大值 1773 m/s, 说明黏粒含量越高,  $V_p$  对  $B$  值的变化越不敏感, 但砂样中最大  $V_p$  与黏粒含量无关。原状粉质黏土中  $V_p$  最大值为 1649 m/s, 略小于砂样中最大波速, 但两者都大于纯水中  $V_p=1649$  m/s ( $K_w=2180$  MPa)。

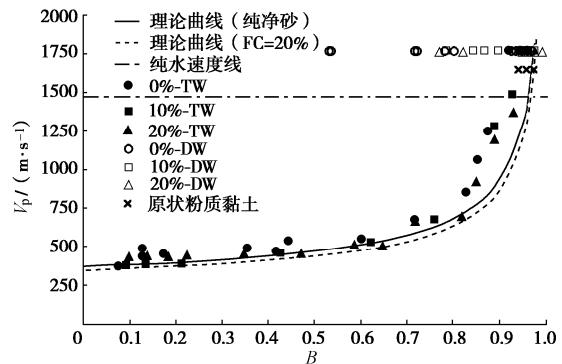


图 8 P 波波速与  $B$  值关系

Fig. 8 Relationship between  $V_p$  and  $B$ -value

## 3 结 论

本文通过弯曲元技术研究了重塑砂土及原状粉质黏土中 P 波信号特性和波速与孔隙水压力系数  $B$  值的

关系, 初步可得如下 3 点结论。

(1) 当砂土达到较高  $B$  值或孔隙水为无气水时, P 波信号由两部分组成, 第一部分幅值较小但频率较高, 不受有效围压、初始弯曲元偏振方向影响, 可确认为 P1 波, 但第二部分 P 波信号还需进一步研究。

(2) 砂土中孔隙水种类对 P 波波速影响较大, 当孔隙水为无气水时,  $V_p$  不受  $B$  值大小影响, 保持最大波速不变; 而孔隙水为自来水时,  $V_p$  先随着  $B$  值增大而缓慢增长, 基本符合理论趋势, 当  $B$  值超过 0.8 后,  $V_p$  急剧增大, 直至达到最大波速。此差异可能由气泡的不均匀分布导致, P 波可能沿着绕过局部气泡的路径传播。

(3) 砂土中黏粒含量越高, P 波波速对  $B$  值的变化越不敏感, 且  $V_p$  最大值与黏粒含量无关。当土体完全饱和后, 土体  $V_p$  均大于纯水中传播速度, 受土体类别影响较小。

#### 参考文献:

- [1] SHERIF M A, ISHIBASHI I, TSUCHIYA C. Saturation effect on initial soil liquefaction[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1977, **103**(8): 914 – 917.
- [2] YOSHIMI Y, TANAKA K, TOKIMATSU K. Liquefaction resistance of a partially saturated sand[J]. Soils and Foundations, 1989, **29**(3): 157 – 162.
- [3] TSUKAMOTO Y, ISHIHARA K, NAKAZAWA H, et al. Resistance of partly saturated sand to liquefaction with reference to longitudinal and shear wave velocities[J]. Soils and Foundations, 2002, **42**(6): 93 – 104.
- [4] SKEMPTON A W. The pore-pressure coefficients A and B[J]. Géotechnique, 1954, **4**(4): 143 – 147.
- [5] YANG J. Pore pressure coefficient for soil and rock and its relation to compressional wave velocity[J]. Géotechnique, 2005, **55**(3): 251 – 256.
- [6] TAMURA S, TOKIMATSU K, ABE A, SATO M. Effect of air bubble on B-value and P-wave velocity of a partially saturated sand[J]. Soils and Foundations, 2002, **42**(1): 121 – 129.
- [7] NAESGAARD E, BRYNE P M, WIJEWICKREME D. Is P-wave velocity an indicator of saturation in sand with viscous pore fluid?[J]. International Journal of Geomechanics, 2007, **7**(6): 437 – 443.
- [8] HAKANATA M, MASUDA T. Experimental study on the relationship between degree of saturation and P-wave velocity in sandy soils[C]// Geotechnical Engineering for Disaster Mitigation and Rehabilitation, Part 4. Beijing: Science Press, 2008: 346 – 351.
- [9] GU X Q, YANG J, HUANG M S. Laboratory investigation on relationship between degree of saturation, B-value and P-wave velocity [J]. Journal of Center South University, 2013, **20**(7): 2001 – 2007.
- [10] POLITO C P, MARTIN J R. Effect of non-plastic fines on the liquefaction resistance of sands[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2001, **127**(5): 408 – 415.
- [11] XENAKI V C, ATHANASOPOULOS G A. Liquefaction resistance of sand-silt mixture: an experimental investigation of the effect of fines[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2003, **23**(3): 183 – 194.
- [12] CHANG W J, HONG M L. Effect of clay content on liquefaction characteristics of gap-graded clayey sands[J]. Soils and Foundations, 2008, **48**(1): 101 – 114.
- [13] LINGS M L, GREENING P D. A novel bender/extender element for soil testing[J]. Géotechnique, 2001, **51**(8): 713 – 717.
- [14] BIOT M A. Theory of propagation of elastic waves in a fluid-saturated porous solid: I Low frequency range: II Higher frequency range[J]. Journal of the Acoustic Society of America, 1956, **28**(2): 168 – 191.
- [15] PLONA T J. Observation of a second bulk compressional wave in a porous medium at ultrasonic frequencies[J]. Applied Physics Letters, 1980, **36**(4): 259 – 261.
- [16] GU X Q, YANG J, HUANG M S. Laboratory measurements of small strain properties of dry sands by bender element[J]. Soils and Foundations, 2013, **53**(5): 735 – 745.
- [17] GU X Q, YANG J, HUANG M S, et al. Bender element tests in dry and saturated sand: signal interpretation and result comparison[J]. Soils and Foundations, 2015, **55**(5): 952 – 963.

(编校: 胡海霞)

DOI: 10.11779/CJGE2020S1031

# 振冲桩法碎石原料与实际成桩体抗剪强度差异试验研究

江泊洧<sup>1</sup>, 王小华<sup>2</sup>, 饶锡保<sup>1</sup>, 丁高俊<sup>2</sup>, 张雪杨<sup>2</sup>, 黄帅<sup>2</sup>

(1. 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; 2. 长江勘测规划设计研究有限责任公司, 湖北 武汉 430010)

**摘要:** 振冲桩法通过碎石等透水性材料对软弱地基进行置换挤密而形成复合地基, 以往对该复合地基抗剪强度关注相对较少。由于碎石桩和桩周软土存在挤密和置换作用, 碎石原料与振冲形成的实际桩体不论颗粒组成还是变形受力特性都存在差异, 基于工程现场对成桩体的检测和取样, 在室内开展土工试验, 分析碎石原料与实际成桩体在物理力学参数方面的差异, 试验表明: ①实际成桩体中的细颗粒含量显著高于碎石原料, 其主要来源于振冲施工过程中桩周软土的混(挤)入; ②成桩体最大干密度高于碎石原料, 与碎石原料级配不良及细颗粒混入有直接关系; ③以现场实测压实度备样分别对碎石原料和两种桩间距成桩体开展大型三轴试验, 成桩体整体强度较碎石原料降低约 10%, 考虑其在应力变形特性上的差异, 若以 5%应变对应偏应力求取强度参数, 成桩体较碎石料强度减小超过 20%, 桩周土混入对桩体抗剪强度及应力变形特性均有较显著的劣化影响。结合初步研究结论, 提出了复合地基强度设计参数的修正建议。

**关键词:** 振冲碎石桩; 碎石料; 级配特性; 强度及应变; 试验研究

**中图分类号:** TU411      **文献标识码:** A      **文章编号:** 1000-4548(2020)S1-0156-05

**作者简介:** 江泊洧(1984—), 男, 博士, 高级工程师, 主要从事岩土工程数值计算及粗粒土的试验研究。E-mail: jiangjw1023@163.com。

## Experimental study on difference of shear strength between gravel materials and actual vibroflotation piles

JIANG Ji-wei<sup>1</sup>, WANG Xiao-hua<sup>2</sup>, RAO Xi-bao<sup>1</sup>, DING Gao-jun<sup>2</sup>, ZHANG Xue-yang<sup>2</sup>, HUANG Shuai<sup>2</sup>

(1. Changjiang River Scientific Research Institute, Key Laboratory of Geotechnical Mechanics and Engineering of the Ministry of Water Resources, Wuhan 430010, China; 2. Changjiang Institute of Survey Planning and Research, Wuhan 430010, China)

**Abstract:** The vibroflotation pile method is used to replace and compact the soft foundation with permeable materials such as gravel to form composite foundation, and in the past, the attention to shear strength of this kind composite foundation is little. Due to the compaction and replacement of gravel and soil around piles, difference is shown between gravel materials and actual vibroflotation gravel piles, regardless of particle composition or stress-strain characteristics. Based on field detection, sampling for vibroflotation gravel piles and gravel materials and indoor geotechnical tests to analyze the difference of physical and mechanical properties between vibroflotation gravel piles and gravel materials, the researches show: (1) The content of fine particles in actual piles is significantly higher than that of gravel materials, which mainly comes from the mixing (squeezing) of soft soil around piles during vibroflotation process; (2) The maximum dry density of piles is higher than that of gravel materials, which is directly related to the poor grading of gravel materials and mixing of fine particles; (3) Refer to actual compaction degree in the field, large-scale triaxial tests are carried out on gravel materials and two kinds of piles with different pile spacings, the strength of piles is about 10% lower than that of gravel materials, considering the difference in stress-strain characteristics, if the strength parameter is taken according to 5% axial strain, the strength of piles is more than 20% lower than that of gravel materials, and mixing of soil around piles has a significant deterioration effect on the shear strength and also the stress-strain characteristics of the piles. Based on the above initial conclusions, the modified suggestions for strength design parameters of composite foundation are proposed.

**Key words:** vibroflotation gravel pile; gravel soil; particle gradation; strength and strain; experimental study

## 0 引言

振冲碎石桩是通过对软弱地基进行置换及挤密形成复合地基, 以达到提高地基整体受力性能的一种地

基金项目: 国家自然科学基金项目(51979009); 中央级公益性科研院所基本科研业务费资金项目(CKSF2019191/YT)

收稿日期: 2020-06-04

基处理方法。以往工程及研究中更多关注于复合地基承载力的改善, 实际上, 受后续附加荷载作用, 复合地基的抗剪强度也是一个重要的评价指标。

李进元<sup>[1]</sup>结合水电工程软弱地层处理案例认为, 在复杂工程地质条件下可应用振冲碎石桩法进行大面积、大深度处理, 除有效提升地基承载力外, 还可显著提高地基抗剪强度; 陈健<sup>[2]</sup>等以港珠澳大桥人工岛碎石桩工程为案例, 从监测和数值计算角度对碎石桩复合地基抗剪强度的改善进行了探讨; Rayamajhi<sup>[3]</sup>还采用有限元方法分析了碎石桩压实度对复合地基整体抗剪强度提升的机理; 由于加固地层本身强度较低, 彭芝平<sup>[4]</sup>等从振冲功率和施工工艺的角度, 开展了碎石桩排水加固效果的相关试验研究。

碎石桩-软土存在相互作用, 王德咏<sup>[5]</sup>提出, 对于被加固的天然地基, 其自身细粒含量与最终复合地基处理效果有一定关系, 一方面对固结排水有一定影响, 另一方面桩周土与碎石也存在相互挤压和混合; 鉴于挤密成桩过程中, 碎石与软土混合作用难以把控, 采用土工合成材料对碎石进行约束的研究也相继开展, 欧阳芳<sup>[6]</sup>和孙立强<sup>[7]</sup>等研究了土工合成材料对碎石桩包裹约束后, 复合地基强度及承载力特性改善机理。

周建安<sup>[8]</sup>认为碎石级配对于碎石桩的强度及变形具有一定影响, 并通过砾组和砂组两种理想状态开展了初步的试验研究; Siahaan<sup>[9]</sup>等也从理论上分析了碎石颗粒级配和碎石桩空间布置对于软土地基的加固机理。但实际上, 《建筑地基处理规范》<sup>[10]</sup>和《水电水利工程振冲法地基处理技术规范》<sup>[11]</sup>中, 也都未对振冲碎石桩的碎石原料级配特性做过多要求。

综上, 据笔者施工现场观察及试验发现, 振冲碎石桩碎石原料与最终复合地基成桩体不论物理特性还是力学特性, 均存一定差异, 有必要对振冲法桩碎石原料与实际成桩体工程特性差异开展试验研究, 为工程设计参数修正提供必要的依据。

## 1 振冲桩体及碎石料物理特性试验

选取某消落带综合治理工程为研究案例, 该工程拟通过振冲碎石桩对粉质黏土夹砾石地基进行处理, 符合《水电水利工程振冲法地基处理技术规范》(DL/T 5214—2016) 的适用性要求。

拟在天然地基中按照桩间距 1.5 m 和 2.0 m 布置桩径 1.0 m 的振冲碎石桩。地基处理在消落带进行, 振冲碎石桩本身即为复合地基固结排水通道, 加之桩间土较软, 不论灌水法还是灌砂法都难以对实际成桩体进行现场密度试验及压实度试验。

对此, 提出了通过浮环下沉来对实际成桩体密度

进行检测的方法。利用挖掘机挖除桩头 3m 范围土层及桩体, 将加工好的正方形刚性浮环(边长略小于振冲桩内接正方形尺寸)置于大致找平的桩体表面后, 机械挖除外围桩间土后, 按压浮环实现下沉, 待桩体充满浮环, 人工找平表面, 并将成桩体装入编织袋。

图 1 所示为振冲碎石桩料场试样, 从表观上看, 料场碎石与实际成桩后的碎石体(图 2)存在较大差异, 成桩体混入的细颗粒物质较多。



图 1 振冲碎石桩碎石原料

Fig. 1 Gravel materials of vibroflotation gravel piles



图 2 振冲碎石桩散体状态

Fig. 2 Scattered state of vibroflotation gravel pile

通过室内试验对料场碎石和两种桩间距碎石成桩体的颗粒级配进行了测试, 如表 1 所示, 图 3 绘制了相应级配曲线; 同时, 将试样烘干后测试了实际干密度并开展了击实试验, 如表 2 所示, 可以看出:

(1) 对比料场碎石, 成桩体中混入了较多细粒成分, 粒径 20 mm 以下颗粒含量增加明显, 从粒组来看, 增加的主要为中砾和砂粒组, 累积增量超过总质量的 20%; 细粒组(小于 0.1 mm) 绝对增量不足 1%, 这与振冲桩冲孔洗孔工艺及自身为排水通道有关;

(2) 1.5 m 桩间距 20 mm 以下颗粒含量较 2.0 m 桩间距小约 4.5%, 这与桩间距较密对桩周土的约束有关, 约束作用较强有助于避免细颗粒挤(混)入桩体。

(3) 两种桩间距成桩体现场干密度和压实度较为接近, 且最大干密度大于料场碎石, 一方面从级配特

表 1 研究试样颗粒级配统计

Table 1 Statistics of particle size distribution for research samples

(%)

材料	粒径区间/mm											
	100~150	60~100	40~60	20~40	10~20	5~10	2~5	1~2	0.5~1	0.25~0.5	<0.1	
料场碎石	31.44	40.75	17.72	6.31	0.98	0.43	0.24	0.22	0.16	0.54	0.90	0.29
桩间距 2.0 m 桩体	27.90	28.92	9.36	10.67	7.83	6.03	2.27	1.26	0.78	2.23	1.85	0.91
桩间距 1.5 m 桩体	30.54	30.15	10.09	10.60	5.54	3.82	1.59	1.32	0.61	1.92	2.99	0.84

征看, 料场碎石不均匀系数  $C_u=2.25$ 、曲率系数  $C_c=1.07$ , 级配不良; 另一方面, 级配不良有利于桩周土挤(混)入桩体, 细颗粒的充填引起成桩体干密度提高。

表 2 成桩材料及碎石料密度测试统计表

Table 2 Densities of vibroflotation gravel piles and gravel materials

材料	现场干密度 /(g·cm <sup>-3</sup> )	最大干密度 /(g·cm <sup>-3</sup> )	密实度
2.0 m 间距桩体	2.026	2.249	0.901
1.5 m 间距桩体	2.031	2.264	0.897
料场碎石	—	2.130	—

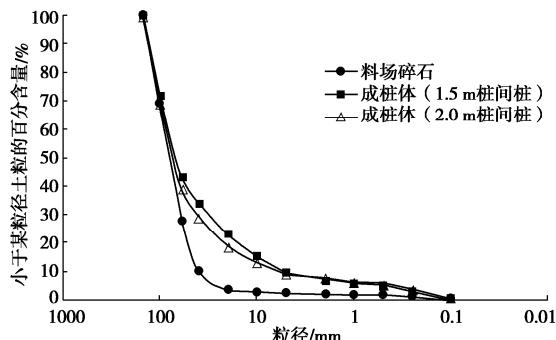


图 3 不同试样的颗粒级配曲线

Fig. 3 Gradation curves for different kinds of samples

## 2 振冲桩体及碎石料大型三轴试验

本工程复合地基形成后将进行填方堆载, 用于对消落区的综合整治。因此复合地基抗剪强度对工程质量把控至关重要。以下通过大型三轴压缩试验对两种桩间距成桩体及料场碎石的强度及应变特性进行测试。

### 2.1 试验设备

试验设备为长江科学院 YLSZ30-3 型粗粒土三轴压缩仪, 试样尺寸  $\Phi 300 \times H 600$  mm, 最大围压 3.0 MPa, 最大轴向应力 21 MPa, 最大行程 300 mm, 如图 4 所示, 试验仪主体包括刚性反力架, 轴向油压千斤顶、三轴压缩室以及稳压系统(采用液氮加压的方式稳定微调试验过程中的围压)。

### 2.2 试验方案

对桩间距 2.0 m 和 1.5 m 两种桩体料分别试验; 同时, 从平行对比角度, 对料场碎石按照相同压实度 0.90 确定试验干密度。通过试验获取并对比料场碎石

与成桩体的强度及变形特性差异。

考虑到碎石料最大粒径为 150 mm, 为保证试验成果可靠性, 采用相似级配法进行缩尺后开展试验。

参照相似级配法, 对试样按 0.4 倍整体缩尺, 可满足试样制备最大粒径 6 cm 的要求, 同时可保证试样制备密度的一致性。



图 4 大型三轴压缩试验仪

Fig. 4 Large-scale triaxial compression apparatus

桩间距 2.0 m 和 1.5 m 成桩体试验干密度分别为 2.026, 2.031 g/cm<sup>3</sup>; 料场碎石为 1.92 g/cm<sup>3</sup>。

复合地基预估最终垂直附加荷载不大于 0.8 MPa, 设计试验 4 级围压分别为 0.1, 0.2, 0.3, 0.4 MPa, 在饱和固结排水模式下开展试验。

### 2.3 试验成果

对碎石原料及两种桩间距成桩体的抗剪强度参数进行统计如表 3。另绘制桩间距 1.5 m 成桩体和碎石料的应变关系曲线见图 5, 6, 综合分析可知:

(1) 相同压实度, 两种桩间距成体内摩擦角比料场碎石低约 10%, 这与细颗粒混(挤)入桩体密切相关, 骨架粗颗粒之间的受力及传递关系发生了改变。

(2) 据黏聚力指标, 三者差异及规律性不明显, 在 36~52 kPa, 但其机理存在一定差异。从应变曲线来看, 碎石料初始刚度显著大于成桩料, 在轴应变约 5% 即达到峰值应力的 95% 以上, 成桩料在围压较大条件下(0.3, 0.4 MPa) 呈应变硬化特性, 而碎石料则呈弹性-延性变形特性; 另据体变曲线, 碎石料在低围压下剪胀性强于成桩体(应为粗颗粒骨架旋转效应), 而在高围压下剪缩亦强于成桩体(应为颗粒破碎问题, 与级配有关), 粗颗粒骨架对于碎石料变形的控制性显

著大于成桩体。对于碎石料, 黏聚力主要反映了颗粒间的机械咬合, 而对成桩体则主要反映了粗细颗粒整体结构协同受力的黏结效果。

(3) 参照《地基处理手册》<sup>[12]</sup>中的 Priebe 方法, 按碎石原料及两种桩间距成桩体的试验强度, 分别计算复合地层的抗剪强度指标, 桩周软土强度参数为内摩擦角  $\varphi=10^\circ$ 、黏聚力  $c=13 \text{ kPa}$ , 桩土应力比取 2, 计算得到复合地基抗剪强度参数如表 4 所示, 1.5 m 和 2.0 m 成桩体计算得到的复合地基内摩擦角分别较碎石原料计算值低约 15% 和约 13%。

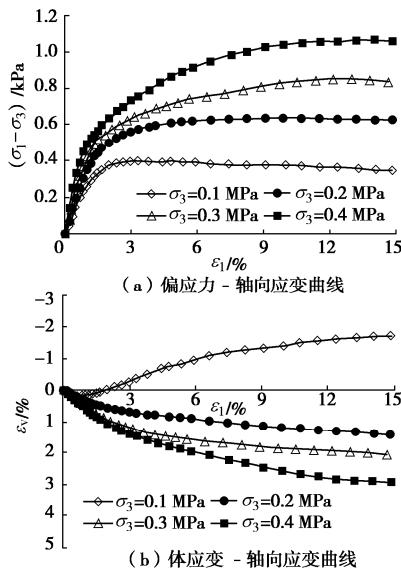


图 5 桩间距 1.5 m 成桩体的应力应变关系曲线

Fig. 5 Stress-strain curves of vibroflotation gravel pile with 1.5 m spacing

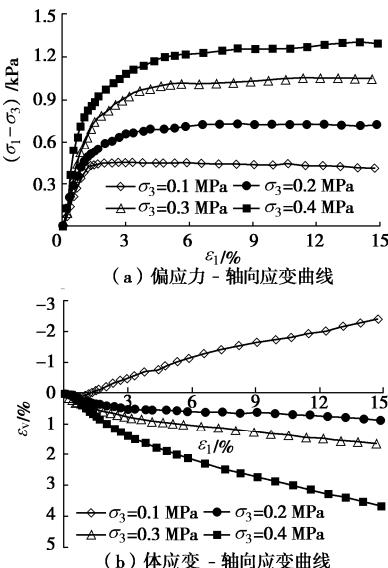


图 6 碎石料的应力应变关系曲线

Fig. 6 Stress-strain curves of gravel materials

(4) 碎石料与成桩体在偏应力发挥过程中差异较大, 对水平变形控制要求较高的复合地基, 按峰值应力确定强度存在一定不合理性。以 5% 轴应变为例,

按此应变量对应的偏应力绘制碎石料与桩间距 1.5 m 成桩体的莫尔圆及强度包络线, 成桩体摩擦角较碎石料低 22% (图 7), 显著高于按照峰值偏应力确定的强度指标。

表 3 大型三轴压缩试验成果表

Table 3 Test results of large-scale triaxial compression tests

试样名称	干密度 (g·cm⁻³)	抗剪强度指标	
		c/kPa	φ/(°)
桩间距 2.0 m 桩体	2.026	36	32.8
桩间距 1.5 m 桩体	2.031	52	31.7
料场碎石	1.92	42	36.2

表 4 复合地基抗剪强度计算值对比

Table 4 Comparison of shear strength for composite foundation

材料	1.5 m 间距复合地基		2.0 m 间距复合地基	
	φ/(°)	c/kPa	φ/(°)	c/kPa
成桩体	26.49	7.76	19.42	10.05
碎石原料	31.17	7.76	22.66	10.05

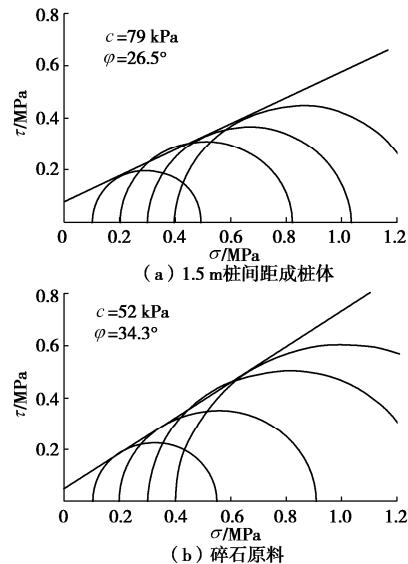


图 7 5% 轴向应变对应的莫尔圆及强度包络线

Fig. 7 Mohr's circle and linear fitting curves ( $\varepsilon_1=5\%$ )

### 3 结 论

本文以振冲桩碎石原料与实际成桩体抗剪强度差异为研究主题, 设置物理力学对比试验, 初步揭示了碎石原料与实际成桩体抗剪强度差异的原因及机理, 得到以下主要结论:

(1) 对成桩体及料场碎石级配对比分析后认为, 成桩体中混有较多桩周细粒土成分, 这与振冲桩冲孔工艺、泥浆循环及自身为排水通道有关, 施工过程中桩周土挤(混)入桩体的效应较为明显。

(2) 据现场密度检测和室内重型击实试验, 选取的 1.5 m 和 2.0 m 两种桩间距成桩体现场干密度和压实度较为接近, 且最大干密度大于料场碎石, 碎石料级配不良是振冲过程中桩周土挤(混)入桩体的重要

原因。

(3) 碎石料初始刚度显著大于成桩体, 其在应变 5%左右偏应力接近峰值, 而后呈现较好的延性; 而成桩体由于细颗粒混入, 呈较显著应变硬化特性, 其导致应力峰值发挥对应轴应变较大。按峰值偏应力计算强度参数时, 成桩体较碎石料低约 10%; 而若按 5% 轴应变对应偏应力计算强度参数, 则成桩体较碎石料强度降低超过 20%。

(4) 分别选取碎石料和成桩体强度计算复合地基等效抗剪强度, 1.5 m 和 2.0 m 桩间距条件下成桩料强度计算得到的复合地基等效内摩擦角, 分别较碎石料计算的内摩擦角低约 15% 和约 13%。

综上, 考虑施工工艺因素, 在确定碎石桩抗剪强度参数时, 可从料场碎石取样, 按桩体现场检测压实度制样并测试其强度参数, 结合本文初步研究结论, 建议按 10% 进行折减, 有条件时可直接现场取成桩料测试后确定; 在计算复合地基等效抗剪强度时, 应选取修正后的成桩体强度, 按照规范法进行计算; 另外, 对于部分有水平变形控制要求的碎石桩复合地基, 考虑到碎石料与实际成桩体物理特性差异, 两者在偏应力发挥过程上存在不同, 折减系数可按具体控制要求, 做适当提高。

此外, 据本文初步研究, 碎石原料级配对于成桩体质量具有较大影响, 而目前技术规范对振冲桩碎石原料级配的约束或规定相对缺失, 有必要开展进一步的研究工作。

## 参考文献:

- [1] 李进元. 振冲碎石桩法地基处理在阴坪水电站中的应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32(增刊 1): 2968 - 2976. (LI Jin-yuan. Application of foundation treatment with vibro-replacement stone piles to yinping hydropower station[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, 32(S1): 2968 - 2976. (in Chinese))
- [2] 陈健, 苏岩松, 张杰, 等. 碎石桩软土复合地基整体抗剪强度研究[J]. 水运工程, 2016(5): 146 - 148, 161. (CHEN Jian, SU Yan-song, ZHANG Jie, et al. Overall shear strength of stone column-soil composite ground[J]. Port & Waterway Engineering, 2016(5): 146 - 148, 161. (in Chinese))
- [3] RAYAMAJHI D, ASHFORD S A, BOULANGER R W, et al. Dense granular columns in liquefiable ground: I shear reinforcement and cyclic stress ratio reduction[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2016: 04016023.
- [4] 彭芝平, 杨军, 陈耀光, 等. 饱和盐渍土碎石排水桩加强夯试验研究[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(增刊 2): 136 - 141. (PENG Zhi-ping, YANG Jun, CHEN Yao-guang, et al. Experimental study on ground improvement of saturated saline soil with dynamic consolidation and drainage stone columns [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(S2): 136 - 141. (in Chinese))
- [5] 王德咏, 梁小丛, 牛犇. 振冲密实法处理吹填地基的两个关键技术问题[J]. 水运工程, 2019(6): 163 - 166. (WANG De-yong, LIANG Xiao-cong, NIU Ben, et al. Two key technical issues of vibroflotation compaction for hydraulic-filled foundation treatment[J]. Port & Waterway Engineering, 2019(6): 163 - 166. (in Chinese))
- [6] 欧阳芳. 包裹碎石桩复合地基静动力特性及其设计方法研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2017. (OU Yang-fang. Studies on the Behavior and Design Method for Geosynthetic Encased Stone Columns Composite Ground Under Static and Dynamic Conditions[D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2017. (in Chinese))
- [7] 孙立强, 邵丹丹, 冯守中, 等. 土工合成材料约束碎石桩承载特性研究[J]. 岩土工程学报, 2019, 41(增刊 2): 29 - 32. (SUN Li-qiang, SHAO Dan-dan, FENG Shou-zhong, et al. Bearing capacity of geosynthetics-enclosed stone columns[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, 41(S2): 29 - 32. (in Chinese))
- [8] 周建安. 碎石桩模型三轴试验及其成果应用分析[J]. 地质灾害与环境保护, 1997, 8(2): 40 - 45. (ZHOU Jian-an. Analysis and application of triaxial test results of crushed-stone pile model[J]. Journal of Geological Hazards and Environment Preservation, 1997, 8(2): 40 - 45. (in Chinese))
- [9] SIAHAAN F, INDRARATNA B, NGO N T, et al. Influence of particle gradation and shape on the performance of stone columns in soft clay[J]. Geotechnical Testing Journal, 2018, 41(6): 20160234.
- [10] 建筑地基处理规范: JGJ 79—2012[S]. 2012. (Technical code for ground treatment of buildings: JGJ 79—2012[S]. 2011. (in Chinese))
- [11] 水电水利工程振冲法地基处理技术规范: DL/T 5214—2016 [S]. 2016. (Technical specification for vibroflotation ground treatment of hydroelectric and water resources projects: DL/T 5214—2016[S]. 2011. (in Chinese))
- [12] 龚晓南. 地基处理手册[M]. 3 版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008. (GONG Xiao-nan. Foundation Treatment Manual[M]. 3rd ed. Beijing: China Architecture & Building Press, 2008. (in Chinese))

(编校: 胡海霞)

DOI: 10.11779/CJGE2020S1032

# 堆石料变形特性尺度效应的理论基础及应用验证

魏然, 吴帅峰\*, 汪小刚, 蔡红

(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)

**摘要:** 针对筑坝料变形特性的尺度效应, 以接触变形理论为基础, 从粒径尺度、试件尺度及外部影响因素角度, 结合试验的方法开展了研究。建立了粒径尺度与归一化压缩模量的指数相关模型, 论证了试件尺度径径比大于 5 时压缩试验的变形可靠性, 揭示了侧限条件、干密度、边缘破碎及荷载等级 5 个外部因素对尺度效应的影响规律和内在机理, 并分别建立了各因素与变形的相关模型。基于试验回溯现场过程, 建立了综合考虑可破碎材料(堆石料)与不破碎材料(砂砾石)的多尺度统一修正模型。通过对大坝堆石料 EB 模型计算参数的修正及变形计算, 验证了多尺度统一修正模型对变形计算的适用性与可靠性, 较直接采用缩尺试验结果准确度提升了约 20%, 为解决坝体变形预测不准确提供了新的思考方法与解决路径。

**关键词:** 尺度效应; 压缩模量; 影响因素; 修正模型; 坝体变形

中图分类号: TU431 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)S1-0161-06

作者简介: 魏然(1992—), 男, 工程师, 主要从事水利工程与岩土工程等方面的研究工作。E-mail: weiran2003bj@hotmail.com.

## Theoretical basis and application verification of scale effects of deformation characteristics of rockfill

WEI Ran, WU Shuai-feng, WANG Xiao-gang, CAI Hong

(State Key Laboratory of Simulation and Regulation of Water Cycle in River Basin, China Institute of Water Resources and Hydropower Research, Beijing 100048, China)

**Abstract:** In view of the scale effects of deformation characteristics of rockfill, based on the contact deformation theory, the research is carried out from the perspective of particle sizes, specimen sizes and external factors, combined with the test method. The exponential correlation model between the particle sizes and the normalized compression modulus is established. The deformation reliability of compression tests is demonstrated when the particle size ratio is greater than 5. The influence rules and internal mechanism of five external factors on the scale effects, namely, the lateral limit condition, the dry density, the edge breakage and the load level, are revealed, and the relevant models for each factor and deformation are established respectively. Based on the field experiments, a multi-scale unified correction model is established, which takes into account the crushed material (rockfill) and the non-crushed materials (gravel). The applicability and reliability of the multi-scale unified correction model for deformation calculation are verified by modifying the parameters and deformation calculation of the EB model for dam rockfill. The accuracy of the model is about 20% higher than that of the direct scale tests. This provides a new thinking method and solution path to solve the inaccuracy of dam deformation prediction.

**Key words:** scale effect; compression modulus; influencing factor; correction model; dam deformation

## 0 引言

随着筑坝材料的最大粒径越来越大, 高坝筑坝料的最大粒径已经超过 800 mm<sup>[1]</sup>, 常规土力学试验设备无法直接用于研究原筑坝料的变形特性<sup>[2-3]</sup>。为了解决试验粒径限制的问题, 通常将原级配堆石材料进行缩尺得到替代原级配材料, 然后对缩尺料进行试验, 进而确定原型坝的变形特性<sup>[4]</sup>。然而, 一些研究成果及监测资料都表明, 缩尺前后粗粒料的力学特性有较大

差异, 缩尺后粗粒料的力学特性并不能完全反应原级配粗粒料的力学性质<sup>[5]</sup>。因此, 如何确定原级配筑坝材料力学参数, 是准确预测坝体变形的一个重要因素。

对此, 国内外学者进行大量的大尺寸三轴试验。

基金项目: 中国水科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: 2020-06-05

\*通信作者(E-mail: wusf@iwhr.com)

Marachi 等<sup>[6]</sup>对不同最大粒径的堆石料进行三轴试验得出, 大粒径较小粒径压缩性更大。Hunter 等<sup>[7]</sup>积累了大量的不同粒径堆石料坝体的变形监测结果, 提出堆石料的压缩模量是随粒径的增大而减小的。Varadarajan 等<sup>[8-9]</sup>对堆石料和砂砾石料分别进行不同缩尺条件下的对比试验, 得出堆石料模量随粒径增加而降低, 而砂砾石料的模量则随粒径增大而增加。汪小刚<sup>[10]</sup>根据堆石料在压缩中可破碎和砂砾石料不可破碎的特征, 进行了石膏和钢材的不同尺度下的压缩试验, 得出与 Varadarajan 相同的规律。

不同文献所反映的缩尺试验结果可能与缩尺方法、密度、侧限条件、荷载及母岩等有关, 但笔者认为将筑坝材料整体上分为可破碎的堆石料和不可破碎的砂砾石料分开研究是理清目前尺度效应研究的途径, 同时为避免各种因素的交叉影响, 本文基于接触变形理论、室内多尺度试验, 研究不同粒径尺度、不同试样尺度、不同侧限条件、不同干密度、不同破碎条件、不同荷载等级等多种组合影响下变形模量的演化规律和内在机理, 以此为基础建立多尺度变形参数的统一修正模型, 为解决坝体变形预测不准确提供新的思考方法与解决途径。

## 1 颗粒材料尺度效应理论分析

### 1.1 基本理论

#### (1) 基本假定

以理想弹性力学作为计算理论基础; 接触表面的摩擦力可忽略不计。

#### (2) 变形方程

点接触物体受力后其接触表面为椭圆; 线接触物体受力后其接触表面为矩形。符合变形连续条件。

#### (3) 物理方程

服从弹性虎克定律, 接触表面上应力的变化规律与接触体的应变成线性关系, 应变最大的接触面中心压应力最大。根据接触表面压应力分布规律求得表面接触压力所组成的合力应等于外加载荷。

### 1.2 弹性体接触变形分析

设两圆球体的半径分别为  $R_1, R_2$ , 开始时在公切平面上的  $O$  点相互接触, 如图 1 所示。

在两球的子午面截线上, 与  $z_1$  和  $z_2$  相距距离  $r$  处的两点  $M$  和  $N$  两点的距离为

$$Z_1 + Z_2 = \frac{1}{2} \left( \frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} \right) \quad . \quad (1)$$

设  $w_1$  表示球体 1 面上的点  $M$  由于局部变形所产生的沿  $Z_1$  轴方向的位移,  $w_2$  表示球 2 面上的点  $N$  由

于局部变形所产生的沿  $Z_2$  轴方向的位移, 两球的中心  $O_1, O_2$  彼此接近的距离为  $\delta$ 。由于对称性, 由接触产生的压力  $q$  和位移  $w$  对于接触中心  $O$  都是轴对称的, 计算出最终。由此可以计算出:

$$q_0 = \frac{3P}{2\pi a^2} \quad , \quad (2)$$

$$a^3 = \frac{3}{4} \cdot \frac{R_1 R_2}{R_1 + R_2} \left( \frac{1 - \mu_1^2}{E_1} + \frac{1 - \mu_2^2}{E_2} \right) p \quad , \quad (3)$$

$$\delta^3 = \frac{9}{16} \cdot \frac{R_1 + R_2}{R_1 R_2} \left( \frac{1 - \mu_1^2}{E_1} + \frac{1 - \mu_2^2}{E_2} \right)^2 p^2 \quad . \quad (4)$$

式中  $q_0$  为接触中心的压力最大;  $a$  是接触圆半径;  $E_1, \mu_1, E_2, \mu_2$  分别是两个弹性体弹性常数;  $p$  为压力分布函数;  $\delta$  为变形量;  $R_1, R_2$  分别是两个弹性体半径。

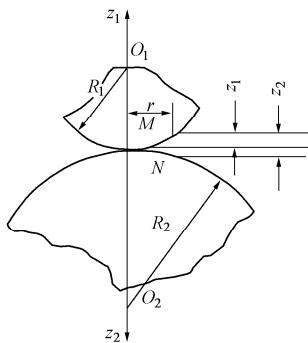


图 1 弹性体接触变形

Fig. 1 Contact deformation of elastomer

由上式得出, 最大接触压应力与载荷不是线性关系, 而是与载荷的立方根成正比, 这时候因为随着载荷的增加, 接触面积也在增大, 其结果使接触面上的最大压应力的增长较载荷的增长为慢。

当弹性体与平面接触变形时, 则可以将  $R_1=R$ ,  $R_1=\infty$ ,  $E_1=E_2=E$ ,  $\mu_1=\mu_2=0.3$  代入式 (2) ~ (4) 求解, 得到下式:

$$q_0 = 0.388 \sqrt[3]{\frac{PE^2}{R^2}} \quad , \quad (5)$$

$$a = 1.109 \sqrt[3]{\frac{PR}{E}} \quad , \quad (6)$$

$$\delta = 1.231 \sqrt[3]{\frac{P^2}{E^2 R}} \quad . \quad (7)$$

当计算两等直径弹性体接触时, 则可将  $R_1=R$ ,  $R_1=\infty$ ,  $E_1=E_2=E$ ,  $\mu_1=\mu_2=0.3$  代入式 (2) ~ (4) 求解。

$$a = 1.109 \sqrt[3]{\frac{PR}{E}} \quad , \quad (8)$$

$$\delta = 1.231 \sqrt[3]{\frac{2P^2}{E^2 R}} \quad (9)$$

### 1.3 粒径尺度对压缩模量影响研究

首先研究固定试样尺寸, 改变材料的最大粒径情况下对压缩模量的影响, 从材料的粒径改变揭示压缩模量的变化规律。推导假定为: 在相同加载试样尺寸内, 材料从单个半径为  $R$  的弹性体逐渐减小其半径, 分别为  $R/2, R/4, R/6, \dots, R/1000$ , 如图 2 所示。在此过程中密度保持不变, 空隙部分保持不变, 荷载等级保持不变, 无侧限条件, 受荷载  $P$  的作用下, 逐步分析粒径逐渐缩小所引起的弹性模量的变化。

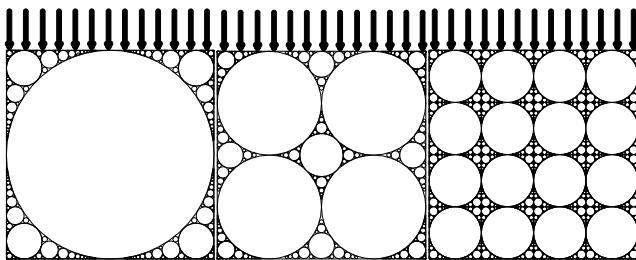


图 2 最大粒径改变示意

Fig. 2 Schematic diagram of change of maximum particle size

利用 1.2 节理论推导结果, 计算图 2 中不同粒径下的变形量, 进而计算更小的最大粒径下变形量, 形成归一化压缩模量。此处定义归一化压缩模量含义为: 设未进行缩尺时试件的压缩模量初始值为 1, 缩尺后压缩模量与初始压缩模量之比为归一化压缩模量。为更直观表达级配组构条件下粒径尺度对压缩模量的影响, 将初始最大粒径设为 1000 mm, 对应的压缩模量归一化为 1, 并化为无量纲量, 则随着粒径的减小, 建立如图 3 所示关系。

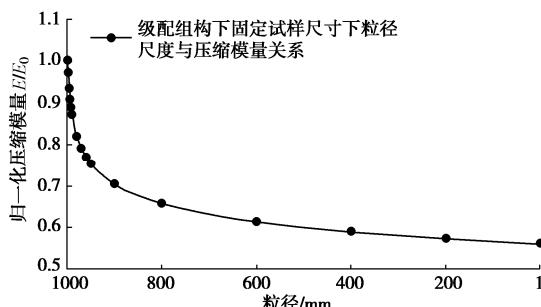


图 3 粒径尺度对压缩模量影响

Fig. 3 Influences of particle size on compression modulus

建立粒径尺度与归一化压缩模量的关系如下式所示:

$$E_{gd} = 0.5691 + 0.2116e^{-\frac{\zeta}{9.9617}} + 0.2374e^{-\frac{\zeta}{212.3621}}, \quad (10)$$

式中,  $E_{gd}$  为粒径尺度归一化模量,  $\zeta$  为固定试样尺寸条件下的归一化粒径。

### 1.4 试件尺度对压缩模量影响研究

对于有级配组构情况下, 首先确定组构规则, 根据圆形几何组构规则, 空隙部分首先用最大半径进行组构, 组构后每个空间为三边形, 在此三边空隙内继续组构, 直至  $R/1000$ 。组构弹性体的粒径符合指数递减规律, 并形成悬浮型颗粒构架体系, 同时构建最接近实际情况下的级配曲线, 悬浮级配构建如图 4 所示, 与之对应的级配曲线如图 5。

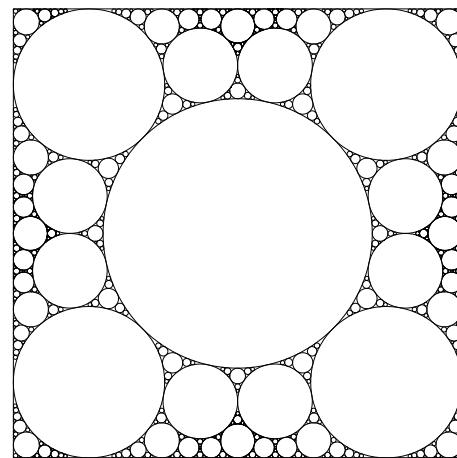


图 4  $D_{max}=0.6D$  时排列状态

Fig. 4 Arrangement state of  $D_{max} = 0.6D$

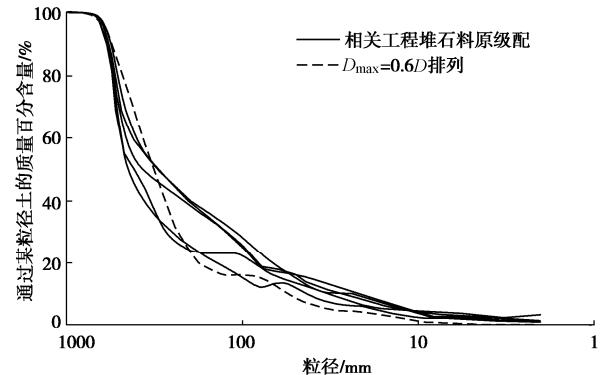


图 5  $D_{max}=0.6D$  的级配曲线

Fig. 5 Grading curves of  $D_{max} = 0.6D$

为从材料的试样尺度角度揭示加载试验的面积改变对压缩模量的影响, 逐渐增大试样尺寸, 分别为  $2R, 4R, 6R, \dots, 1000R$ , 求解在不同荷载加载面积下的压缩模量, 如图 6 所示。

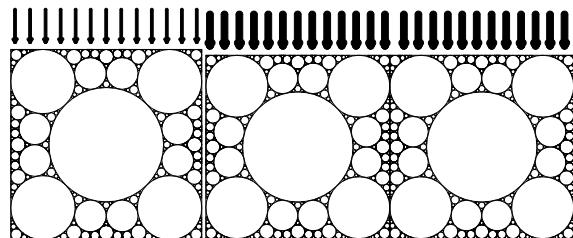


图 6 试样尺度逐渐增大示意

Fig. 6 Increase of sample size

根据不同试样尺度条件下的归一化压缩模量, 引入径径比的概念, 即试样尺寸与最大粒径之比, 建立径径比与压缩模量的关系如图 7 所示。可得出, 当径径比大于 5 时, 归一化压缩模量变稳定, 从理论角度论证了压缩试验可靠性的必要条件。

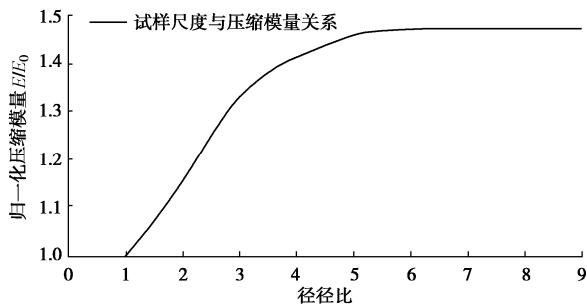


图 7 压缩模量与径径比的关系

Fig. 7 Relationship between compression modulus and diameter ratio

## 2 变形特性的外部影响因素研究

### 2.1 侧限条件对压缩模量的影响

对侧向不允许变形的压缩弹性体, 取一个单元进行分析其弹性阶段受力变形。该单元受到三向应力  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$ ,  $\sigma_z$  作用, 在  $z$  方向的压力作用下, 试样中的竖向有效应力为  $\sigma_z$ , 又因为试样的受力条件属于轴对称问题, 故水平向有效应力  $\sigma_x = \sigma_y$ , 由于土体的侧向变形被限制住, 故  $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$ , 于是:

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E_s} - \mu \frac{\sigma_y}{E_s} - \mu \frac{\sigma_z}{E_s} = 0 \quad , \quad (11)$$

式中,  $E$ ,  $E_s$  分别为无侧限和完全侧限条件下的模量,  $\mu$  为组构材料的泊松比。 $\mu$  取 0.3 时, 建立完全侧向与无侧限模量的关系为

$$E_s = 1.346E \quad . \quad (12)$$

由此可得完全侧向与无侧限模量随粒径整体的增大倍数, 在  $\mu$  取 0.3 时增大约 35%。

### 2.2 干密度与压缩模量的关系研究

本研究推导成立的边界条件是从原型尺度到实验室尺度均保持同样的干密度或孔隙比, 而在实际室内试验中, 由于粒径的缩小通常表现为筑坝原型干密度大, 而室内实验试件的干密度小, 且很难使压缩试件的干密度达到现场的大小, 这就为实现同密度或孔隙率条件下的室内试验造成一定的障碍。为解决这一障碍, 找出室内试验密度或孔隙率与压缩模量的关系, 采用此规律修正后即便在密度未达到原型密度下亦可进行实验并进行回溯。

对若干个工程的材料均进行不同干密度下的压缩试验, 建立如图 8 所示趋势图。

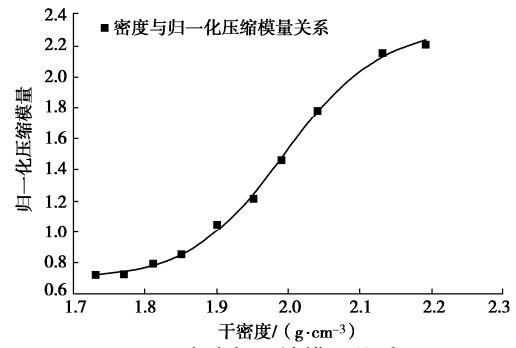


图 8 密度与压缩模量关系

Fig. 8 Relationship between density and compression modulus

建立如下式所示的关系。

$$f(\rho_d) = 2.331 + \frac{0.702 - 2.331}{1 + \left( \frac{\rho_d}{1.996} \right)^{29.891}} \quad , \quad (13)$$

式中,  $f(\rho_d)$  为受密度影响下试样的压缩模量,  $\rho_d$  为干密度。

### 2.3 颗粒边缘破碎影响分析

为分析堆石料破碎与粒径间的关系, 在单一粒径情况下假定大小颗粒的粒径在特定比例下, 某一应力状态中发生破碎, 保持该应力状态不变, 不断减小最大粒径。计算基本参数为: 大粒径与小粒径之比为 20, 在缩小大粒径过程中, 保持该比例不变。

图 9 不同粒径下的试样破碎变形计算。由式(2)~(4) 可计算小粒径上的最大应力。在粒径不断缩小的过程中, 单个小颗粒承受的外部应力会逐渐减小, 化为等效破碎变形量, 建立破碎量与粒径变化如图 10 所示。

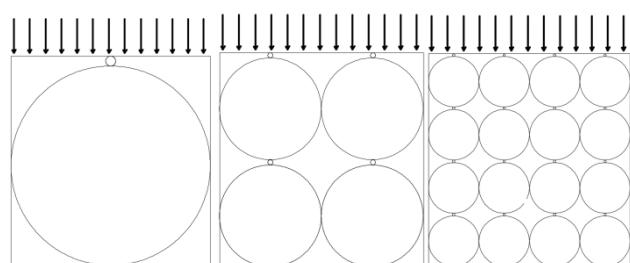


图 9 不同粒径下试样破碎变形计算

Fig. 9 Calculation of crushing deformation of samples with different particle sizes

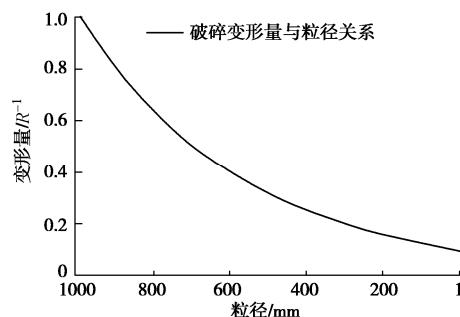


图 10 粒径与破碎变形量的关系

Fig. 10 Relationship between particle size and crushing deformation

该曲线采用函数表示为

$$\delta = 1.023 e^{-\frac{D}{42.848}} \quad . \quad (14)$$

## 2.4 荷载等级对压缩模量影响研究

为了解荷载等级对压缩模量的影响关系, 在有填充条件下, 分别计算半径为  $R/n$  的弹性体, 在有填充作用下分别受荷载  $2p$ ,  $3p$ ,  $4p$ , ...,  $10p$  作用下的压缩模量。压缩模量的增大倍数仅与荷载大小直接相关, 绘制压缩模量与荷载等级趋势关系如图 11 所示。并可用下式:

$$f(p) = 2.7354 - 1.9981 e^{-\frac{p_i}{6.4893}} \quad , \quad (15)$$

式中,  $f(p)$  为荷载影响下的压缩模量放大倍数,  $p_i$  为荷载等级倍数, 为当前加压等级与初始加压等级的比值。

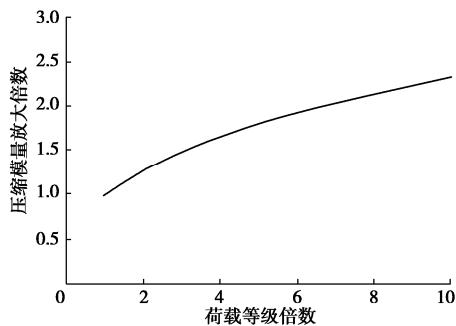


图 11 荷载等级与压缩模量的倍数关系

Fig. 11 Relationship between load grade and compression modulus

## 3 堆石料多尺度统一修正模型的建立

### 3.1 模型的提出

多尺度统一修正模型在于将缩尺材料的压缩模量求解为筑坝原型材料的压缩模量, 在此过程中综合考虑缩尺过程、荷载等级、干密度和侧限状态、破碎效应的影响, 对此提出涵盖此参数的统一修正模型公式为

$$F(\xi, p, \rho_d, \mu, D) = f_1(\xi) \cdot f_2(p_i) \cdot f_3(\rho_d) \cdot f_4(\mu) \cdot f_5(D) \quad . \quad (16)$$

式中  $f_1(\xi)$  为粒径影响下的回溯函数;  $f_2(p_i)$  为荷载等级影响下的修正函数;  $f_3(\rho_d)$  为干密度影响下的修正函数;  $f_4(\mu)$  为泊松比影响下的侧限修正函数。 $f_5(D)$  为粒径影响下的破碎修正函数。根据回溯过程, 建立粒径尺度和试样尺度影响下归一化压缩模量的关系, 如图 12 所示。

具体函数关系为

$$f_1(\xi) = \frac{A_1 + \frac{A_2 - A_1}{1 + (\xi_1 / A_3)^{A_4}}}{A_1 + \frac{A_2 - A_1}{1 + (\xi_0 / A_3)^{A_4}}} \cdot \frac{B_1 + B_2 e^{-\frac{\xi_2}{B_3}} + B_4 e^{-\frac{\xi_2}{B_5}}}{B_1 + B_2 e^{-\frac{\xi_1}{B_3}} + B_4 e^{-\frac{\xi_1}{B_5}}} \quad .$$

$$\frac{A_1 + \frac{A_2 - A_1}{1 + (\xi_3 / A_3)^{A_4}}}{A_1 + \frac{A_2 - A_1}{1 + (\xi_2 / A_3)^{A_4}}} \quad . \quad (17)$$

式中  $A_i$  表示固定材料最大粒径下, 试样尺寸对归一化压缩模量的影响系数;  $B_i$  表示固定试样尺寸条件下材料粒径变化与归一化压缩模量的系数;  $\xi$  为转换过程的粒径。

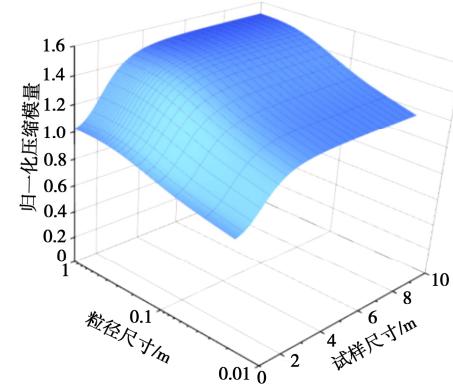


图 12 粒径影响下的回溯函数图

Fig. 12 Backtracking function under influence of particle size

### 3.2 基于外部影响因素的统一修正

#### (1) 泊松比影响下的侧限修正

侧限条件是筑坝料变形应力状态的具体描述, 侧限所引起的压缩模量改变可通过泊松比表示, 泊松比对压缩模量的影响关系, 可用下式表示:

$$f_4(\mu) = 1 - \frac{2\mu^2}{1-\mu} \quad , \quad (18)$$

式中,  $\mu$  为筑坝料的泊松比, 可通过压缩试验获取。

#### (2) 干密度影响下的修正

由 2.4 节所提出的干密度对变形模量的影响模型, 可得到在未达到原型密度下的回溯。如下式所示:

$$f_3(\rho_d) = D_1 + \frac{D_2 - D_1}{1 + (\rho_d / D_3)^{D_4}} \quad , \quad (19)$$

式中,  $D_i (i=1, 2, 3, 4)$  为待定系数,  $\rho_d$  为干密度。

#### (3) 破碎效应影响修正

筑坝材料整体上可分为可压缩破碎的堆石料和不破碎的砾石料, 当采用堆石料筑坝时, 往往表现出粒径越大压缩模量越低的情况, 由此引入破碎效应的修正, 如下式。当采用砂砾石料时不发生材料颗粒破碎, 可不考虑破碎效应。

$$f_5(D) = \alpha e^{D/r} \quad , \quad (20)$$

式中,  $D$  为最大粒径,  $\alpha$ ,  $r$  为待定系数。

#### (4) 荷载等级影响下的修正函数

对于筑坝料, 其压缩模量与试验施加的荷载应力大小有关, 表现为荷载应力水平越大压缩模量越大, 呈非线性正相关, 具体如下式表示:

$$f_2(p_i) = C_1 + C_2 e^{C_3 \rho_i} , \quad (21)$$

式中,  $C_i$  为受荷载等级影响下的压缩模量关系的非线性表达系数。

综合以上各影响因素, 选取实际试验中所涉及到的情况进行选用。

### 3.3 多尺度统一修正模型的应用

以河口村大坝为例, 坝体为混凝土面板堆石坝, 最大坝高 122.5 m, 面板堆石坝设计主要考虑的因素是大坝的应力变形状态, 而大坝应力变形分析的主要手段是有限元数值分析。将室内缩尺三轴试验所得  $E-B$  模型参数进行的坝体沉降计算与经统一修正模型修正后的模型参数计算结果进行对比, 并与工程监测值相校核。

主要考虑主堆石料计算参数的影响, 主堆石区填筑材料为级配碎石, 室内三轴试验所得主应力差与轴向应变如图 13 所示。根据该三轴试验结果计算主堆石材料的  $E-B$  模型参数如表 1 所示。采用该参数计算所得最大竖向沉降竣工时 61.2 cm, 蓄水期 68.1 cm。

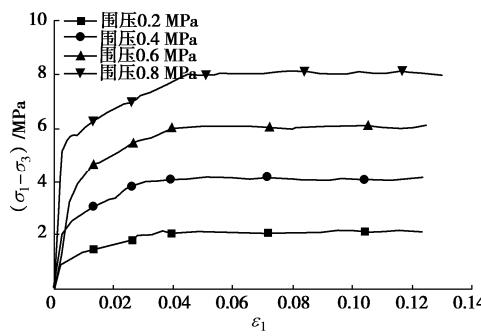


图 13 主堆石料三轴试验

Fig. 13 Triaxial tests on main rockfill

表 1 修正前后河口村主堆石材料  $E-B$  模型参数

Table 1  $E-B$  model parameters of main rockfill materials in Hekou Village

分类	干重度 /(kN·m⁻³)	K	n	R_f	K_{ur}	c /kPa	φ₀ /(°)	Δφ /(°)	K_b	m
修正前	20.7	1660	0.21	0.85	3320	0	54	10.6	380	0.14
修正后	20.7	1312	0.25	0.82	3320	0	54	10.6	581	0.14

本文的模型最要考慮变形参数的影响,  $E-B$  模型中与变形相关的过程量为  $E_i$ , 根据三轴试验过程和材料属性, 采用统一修正模型进行尺度及各影响因素的影响系数计算, 如表 2 所示。

表 2 河口村主堆石材料修正计算

Table 2 Correction calculation of main rockfill materials in Hekou Village

项目	$f_1(\xi)$	$f_2(\mu)$	$f_3(\rho_d)$	$f_4(D)$	$f_5(p)$	综合影响 $F(\cdot)$
修正值	1.19	1.0	1.47	0.56	1.0	0.84

采用表 2 中修正后的  $E-B$  模型参数, 计算总体沉降量对比如表 3 所示。

表 3 河口村坝体沉降计算对比

Table 3 Comparison of settlement calculation of Hekou Village Dam

项目	计算最大沉降/cm		提升准确度 /%
	竣工	蓄水	
室内缩尺试验	61.2	68.1	
监测数据	78.9	109.7	17.43~28.89
统一修正模型	75.6	99.7	

## 4 结 论

针对筑坝料的变形特性的尺寸效应, 以接触变形理论为基础, 从粒径尺度、试件尺度及外部影响因素角度, 结合试验的方法进行了研究, 主要得到以下结论:

(1) 基于弹性力学接触变形理论, 建立了粒径尺度与归一化压缩模量的指数相关模型, 论证了试件尺度中径径比大于 5 时压缩试验的变形可靠性。

(2) 揭示了与尺度效应相关的 5 个外部因素, 侧限条件、干密度、边缘破碎及荷载等级等多种组合对变形特性的影响规律和内在机理, 并分别建立了各因素与变形的相关模式。

(3) 基于试验回溯现场过程, 建立了综合考虑缩尺过程、侧限条件、干密度、边缘破碎及荷载等级因素下的多尺度变形参数统一修正模型。

(4) 通过对大坝堆石料变形  $E-B$  模型计算参数的修正及变形计算, 验证了多尺度变形参数统一修正模型的适用性与可靠性, 较直接采用缩尺试验结果准确度提升了约 20%。

## 参考文献:

- [1] IJHD. 2018 World Atlas & Industry Guide[R]. Wallington: International Journal of Hydropower and Dams, 2018.
- [2] MA H Q, CHI F D. Technical progress on researches for the safety of high CFRDs[J]. Engineering, 2016, 2(4): 332~339.
- [3] 秦红玉, 刘汉龙, 高玉峰, 等. 粗粒料强度和变形的大型三轴试验研究[J]. 岩土力学, 2004, 25(10): 1575~1580. (QIN Hong-yu, LIU Han-long, GAO Yu-feng, et al. Research on strength and deformation behavior of coarse aggregates based on large-scale triaxial tests[J]. Rock and Soil Mechanics, 2004, 25(10): 1575~1580. (in Chinese))
- [4] 徐志华, 孙大伟, 张国栋. 堆石料应力 - 应变特性大型三轴试验研究[J]. 岩土力学, 2017, 38(6): 1565~1572. (XU Zhi-hua, SUN Da-wei, ZHANG Guo-dong. Study on stress-strain behavior of rockfill using large-scale triaxial tests[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, 38(6): 1565~1572. (in Chinese))

(下转 213 页)

DOI: 10.11779/CJGE2020S1033

# 沥青混凝土心墙坝抗震加固离心机振动台试验研究

焦 阳<sup>1</sup>, 任国峰<sup>2, 3</sup>, 彭卫军<sup>1</sup>, 顾行文<sup>\*2, 3</sup>, 王年香<sup>2, 3</sup>

(1. 新疆水利水电勘测设计研究院, 新疆 乌鲁木齐 830000; 2. 南京水利科学研究院, 江苏 南京 210029;

3. 水文水资源与水利工程国家重点实验室, 江苏 南京 210029)

**摘要:** 通过 2 组土工离心机振动台模型试验, 对比研究了设计地震条件下某沥青混凝土心墙坝抗震加固效果。试验模拟了无抗震加固措施和采用土工格栅加固 2 种坝体条件。试验监测了坝体的地震反应、坝顶变形、心墙动应力、地震变形情况。试验结果表明: 在抗震措施加固范围以下, 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; 无抗震措施坝体坝顶沉陷率为 0.442%, 有抗震措施坝体坝顶沉陷率为 0.366%; 地震引起心墙的最大动拉应力大约在 2/3~4/5 坝高范围, 抗震措施能够显著减小心墙动应力; 大坝的地震破坏模式主要是堆石料沉陷致使护坡与堆石料分离, 从而引起护坡开裂、破损、坍塌、甚至滚落; 有抗震措施坝体则未见明显破坏。从地震引起的坝顶沉降、心墙应力、地震变形情况来分析, 所设计的抗震加固措施能够有效抵御设计地震。

**关键词:** 沥青混凝土心墙坝; 地震; 抗震措施; 离心机振动台; 土工格栅

中图分类号: TU411 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)S1-0167-05

作者简介: 焦 阳(1985—), 男, 陕西延川人, 高级工程师, 从事水利工程设计工作。E-mail: 13999944007@qq.com.

## Aseismic measures for asphalt concrete core dams by dynamic centrifuge modelling tests

JIAO Yang<sup>1</sup>, REN Guo-feng<sup>2, 3</sup>, PENG Wei-jun<sup>1</sup>, GU Xing-wen<sup>2, 3</sup>, WANG Nian-xiang<sup>2, 3</sup>

(1. Xinjiang Water Conservancy and Hydropower Survey Design Institute, Urumqi 830000, China; 2. Nanjing Hydraulic Research Institute,

Nanjing 210029, China; 3. State Key Laboratory of Hydrology-Water Resources and Hydraulic Engineering, Nanjing 210029, China)

**Abstract:** Dynamic centrifuge modelling tests are carried out to study the effectiveness of aseismic measures for a sand-gravel dam with asphalt concrete core wall under design earthquake. 2 models are used to simulate 2 dams without and with aseismic measures. The acceleration response, deformation, core wall stress and stability are analyzed. For the 2 dams, the acceleration amplification is almost the same below the reinforced region. In the reinforced region, the amplification effect is stronger than that of the dam without aseismic measures. The crest settlement rate is 0.442% and 0.366%, respectively without and with aseismic measures. The maximum seismic stress is recorded in the core wall of 2/3~4/5 dam height. The aseismic measures reduce the stress on the core wall obviously. The failure mode is mainly the separation between upstream revetment and rockfill material induced by settlement, causing revetment to crack or even collapse. But no evident failure is observed on the reinforced dam. The designed aseismic measures are solid under design earthquake according to test results.

**Key words:** asphalt concrete core dam; earthquake; aseismic measure; centrifuge shaking table; geogrid

## 0 引言

某Ⅱ等大(2)型水电站工程, 拦河坝采用碾压式沥青混凝土心墙堆石坝, 最大坝高 128.8 m。坝址区基本地震烈度为Ⅷ度, 设计烈度为Ⅸ度。工程具有河谷狭窄、高坝、高地震区等特点, 设计过程中经分析认为: 坝体必须进行抗震加固处理, 拟在坝体上部铺设土工格栅的抗震措施。但所设计的抗震措施加固效果如何, 有必要开展离心机振动台模型试验, 研究设

计地震情况下大坝有、无抗震措施时坝体的地震反应、坝顶变形、心墙动应力、地震变形情况, 分析抗震措施的处理效果, 为工程抗震安全设计提供技术支撑。

基金项目: 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); 国家重点研发计划项目(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: 2020-06-05

\*通信作者 (E-mail: xwgu@nhri.cn)

## 1 动力离心模型试验原理和方法

离心机振动台模型试验是近年来迅速发展起来的一项高新技术，因其能够模拟原型自重应力场，被公认为是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<sup>[1]</sup>。该技术已在土石坝地震破坏机理、抗震设计计算、数值模型验证等方面显示出巨大的优越性，并取得良好的效果<sup>[2-5]</sup>，已成为验证检验计算理论、计算模型、计算方法的主要手段。

### 1.1 离心模型试验相似理论

根据相似理论第三定律，原型和模型动力相似的充分必要条件是它们的动力学物理过程的单值性条件相似，并使单值量组成的相似准则相等。具体到离心机振动台模型试验，应满足几何条件、运动条件、物理条件、动力平衡条件和边界条件。上述的条件进行原型和模型之间的相似变换，就可得到离心机振动台试验模型相似律<sup>[6]</sup>。

### 1.2 试验设备

试验在南京水利科学研究院 NHRI400 gt 大型土工离心机和离心机振动台（图 1）上开展。NHRI400 gt 大型土工离心机建于 1992 年，并于 2017 年完成了升级改造<sup>[7]</sup>，其容量为 400 gt，最大加速度 200g，最大负荷 2000 kg，最大半径 5.5 m，吊蓝平台 1100 mm×1100 mm。离心机振动台的技术指标：离心加速度为 80g，最大振动加速度为 20g，最大位移为 5 mm，最大有效负载为 500 kg，最大振动时间为 3 s，频率为 20~200 Hz，激振波型为正弦波，地震波，随机波。振动方向为水平振动。试验采用的模型箱内部长×宽×高尺寸为 700 mm×350 mm×650 mm。

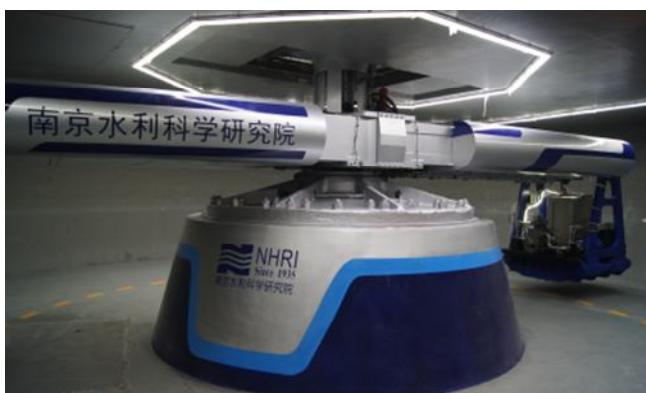


图 1 装载了振动台的 NHRI 400 gt 大型离心机

Fig. 1 NHRI 400 gt centrifuge with shaking table

## 2 试验方案

离心机振动台试验方法相似性好、理论基础先进，但由于所模拟的坝高 128.5 m，最大底宽约 600 m，从

目前的设备能力来看，世界上最大的离心机振动台也不可能等比尺模拟全部的坝体。因此，本文采用不等比尺的模拟方法，即模型几何比尺  $\eta_l$  小于加速度比尺的倒数  $1/\eta_g$ 。

### 2.1 模型设计

取大坝标准剖面，按平面问题考虑，对马道、填料、覆盖层料进行合理简化，受限于模型箱尺寸，对上下游坝坡进行截取，并在模型箱侧壁粘贴橡皮垫以消除边界反射波。模型几何比尺  $\eta_l = 1:450$ ，离心加速度比尺  $\eta_g = 40$ 。模型布置见图 2，3 是模型照片。

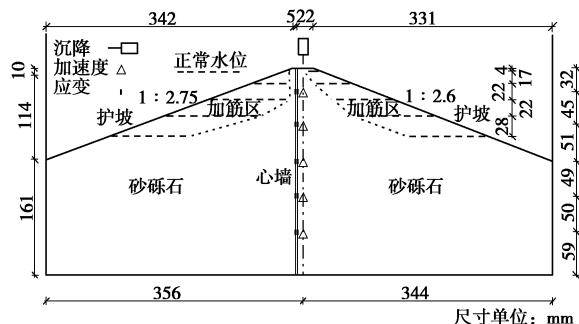


图 2 模型布置图

Fig. 2 Model setup



图 3 模型照片

Fig. 3 Model on shaking table

针对相同的模型布置和地震条件（设计地震，50 年超越概率 2%，峰值加速度 516.5 gal ( $1g=9.81\text{ gal}$ )），开展了 2 组试验：没有采用抗震措施的模型 M1 和进行了抗震加固的模型 M2。

### 2.2 筑坝材料的模拟

坝体填筑分区从上游至下游分为上游砂砾堆石区、上游过渡区、心墙防渗体、下游过渡区、下游砂砾堆石区、下游堆石利用料区。筑坝材料种类较多，模型试验中要全部模拟是很困难的，根据试验目的，选择对影响坝体变形和稳定起决定作用的砂砾石料进行模拟。考虑粒径效应<sup>[8]</sup>，离心振动台模型堆石料的限制粒径取为 40 mm。采用《土工试验方法标准》（GB/T 50123—2019）<sup>[9]</sup>的“粗颗粒土的试样制备”混合法制备。

### 2.3 心墙和护坡的模拟

大坝沥青砼心墙厚 700~1400 mm，弹性模量约

为 500 MPa。试验中, 采用有机玻璃板来模拟, 弹性模量约为 2.3 GPa, 按抗弯刚度相似条件确定其厚度, 以保证其受力条件与原型基本一致。模型有机玻璃心墙厚度为 1.2 mm, 沿高程两侧粘贴应变计组成全桥电路测量动态应变响应(以下游侧受拉为正)。

实际工程中, 上游坝坡采用 C30 砼护坡, 厚 300 mm, 下游坝坡, 约 1/4 坡高以上, 采用钢筋砼护坡, 厚 200 mm, 约 1/4 坡高以下, 采用干砌石护坡, 厚 400 mm。缩尺模型中, 上下游坝坡的砼护坡均采用水泥砂浆模拟。

#### 2.4 土工格栅的模拟

在坝内上、下游约 70% 坡高以上至坝顶区域内铺设土工格栅。土工格栅坝高方向层间距为上游 1.6 m、下游 2.4 m, 水平距离范围: 约 70% 坡高处上游长度为上游护坡板向坝内 50 m, 下游护坡板向坝内距过渡料区 50 m 范围; 约 75% 坡高处上游长度为上游护坡板向坝内 60 m, 下游护坡板向坝内距过渡料区 30 m 范围; 约 90% 坡高处上游长度为上游护坡板向坝内至上游过渡料区上边缘, 下游护坡板向坝内距过渡料区 20 m 范围; 约 97% 坡高处处上游长度为上游护坡板向坝内至上游过渡料区上边缘, 下游护坡板向坝内距过渡料区 6 m 范围; 接近坝顶处上游长度为上游护坡板向坝内至上游过渡料区上边缘, 下游护坡板向坝内距过渡料区范围; 中间格栅深入坝体长度通过内插获取。

土工格栅采用纱窗模拟, 抗拉强度要求满足相似条件。

#### 2.5 地震波的模拟

图 4,5 给出了模型建基面设计条件和校核条件下的场地波和试验实际输入波时程线。可以看出: 目标波峰值分别为 504.514, -510.21 gal, M1 的实际输入波峰值分别是 501.937, -523.127 gal, M2 的实际输入波峰值分别是 501.726, -501.521 gal; 并且 2 次试验目标波形和实际输入波形的频响特性也较为吻合。试验输入波形较好地再现了目标场地波。

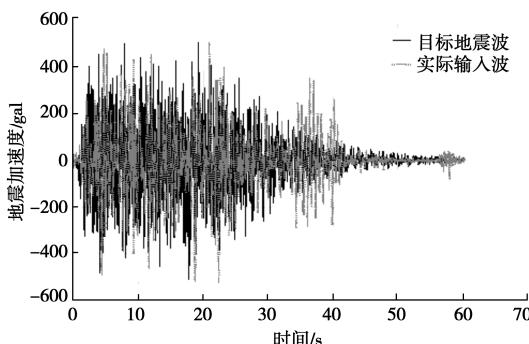


图 4 目标波和输入波 (M1)

Fig. 4 Recorded and aim waves (M1)

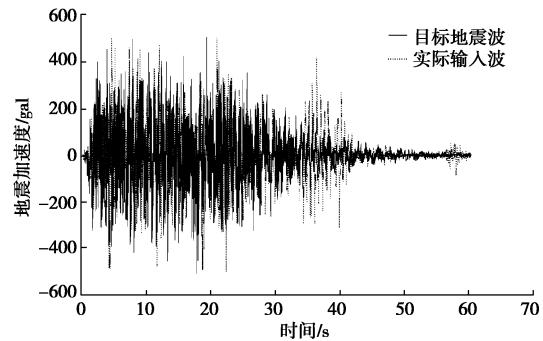


图 5 目标波和输入波 (M2)

Fig. 5 Recorded and aim waves (M2)

### 3 试验结果

本文给出的试验结果均已换算至原型。

#### 3.1 坝体地震加速度反应

图 6,7 分别给出了 2 组试验坝轴线处的最大加速度和放大系数随坝高的变化。(h 为测点距建基面高度, H 为坝高)

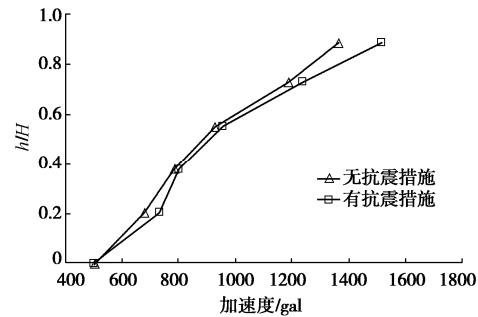


图 6 坝体坝轴线最大加速度分布

Fig. 6 Profile of maximum acceleration at dam axis

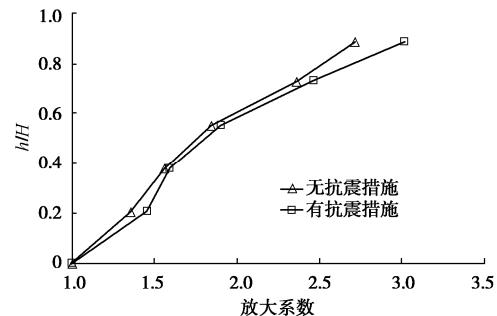


图 7 坝体坝轴线加速度放大系数分布

Fig. 7 Profiles acceleration amplification factor at dam axis

从图中可以看出: ①在基岩输入地震加速度的作用下, 有、无抗震措施坝体地震加速度反应均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 坡高为界, 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无抗震措施坝体坝顶地震加速度放大系数约为 2.7~3.0。⑤有抗震措施坝体坝顶地震加速度放大系数约为 3.0~3.4。

### 3.2 坝顶地震沉降

图 8,9 分别给出了 2 种坝体在地震作用下的坝顶沉降发展过程。从图中的数据可知：①坝顶沉降随着地震过程出现明显的震动变化，总体上逐渐增大并渐趋稳定。②无抗震措施情况下，设计地震引起的坝顶沉降约为 568 mm，沉陷率为 0.442%。③有抗震措施情况下，设计地震引起的坝顶沉降约为 470 mm，沉陷率为 0.366%。④抗震措施可以明显减小地震残余沉降，有效提高坝体的抗震性能。

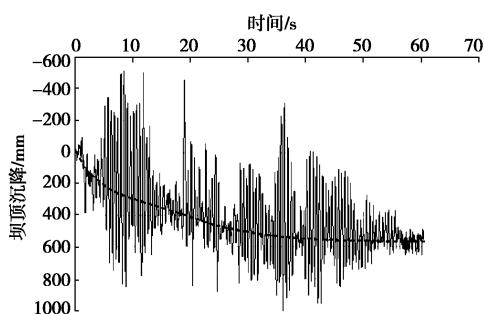


图 8 无抗震措施坝体坝顶沉降过程

Fig. 8 Crest settlements during earthquake (M1)

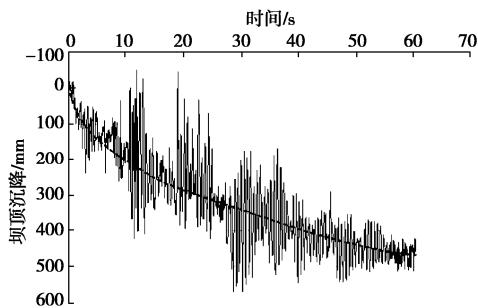


图 9 有抗震措施坝体坝顶沉降过程

Fig. 9 Crest settlements during earthquake (M2)

### 3.3 心墙动应力反应

通过模型心墙上的 5 组应变计，测试地震引起的心墙动应变，见表 1。图 10 给出了心墙震后拉应力沿坝高的分布。

表 1 心墙震后拉应力数据

Table 1 Core stress data after earthquake (kPa)

$h/H$	无抗震措施	有抗震措施
0.20	1	11
0.38	4	5
0.55	11	4
0.73	192	62
0.89	15	6

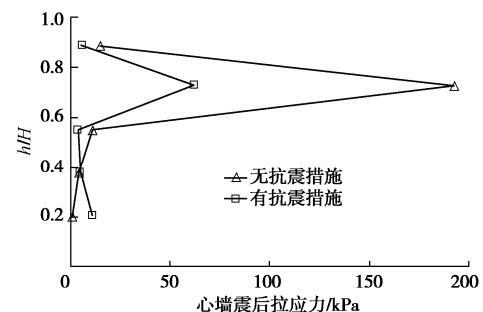


图 10 坝体心墙震后拉应力分布

Fig. 10 Profiles of core stress after earthquake

从数据中可以有以下分析：①地震引起大坝心墙的最大动拉应力大约在 (2/3~4/5) 坎高范围；②无抗震措施坝体在设计地震条件下，震后心墙最大残余拉应力约为 192 kPa。③有抗震措施坝体在设计地震条件下，震后心墙最大残余拉应力约为 62 kPa；④抗震措施显著减小了心墙最大动拉应力，有效提高了心墙的抗震安全性能。

### 3.4 大坝地震变形情况

图 11,12 展示了无加固措施坝体在设计地震作用下的破坏情况。



图 11 上游护坡及坝顶开裂破坏情况（无抗震措施模型 M1）

Fig. 11 Cracks in upstream revetment and crest (M1)



图 12 地震后的坝体（有抗震措施模型 M2）

Fig. 12 Bird view after earthquake (M2)

从这些照片可以看出：①无抗震措施的坝体在设计地震条件下，下游未发现明显破坏，上游出现了一定程度的坝体破坏；在蓄水位处有明显的护坡开裂，靠近坝顶处的堆石料出现了较明显的沉陷，堆石料与

心墙之间未发现明显的分离现象。②大坝的地震破坏模式主要是堆石料沉陷致使护坡与堆石料分离, 从而引起护坡开裂、破损、坍塌、甚至滚落。③有抗震措施的坝体在经历了设计地震后, 坝坡未见明显破坏。④从坝体地震变形情况来看, 所设计的抗震措施可以明显提高坝体的抗震性能。

## 4 结 论

(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。坝体地震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。在抗震措施加固范围以下, 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。无抗震措施坝体坝顶地震加速度放大系数约为 2.7~3.0。有抗震措施坝体坝顶地震加速度放大系数约为 3.0~3.4。

(2) 坝顶沉降随着地震过程出现明显的震动变化, 总体上逐渐增大并渐趋稳定。无抗震措施坝体的坝顶沉降约为 568 mm, 沉陷率为 0.442%。有抗震措施坝体的坝顶沉降约为 470 mm, 沉陷率为 0.366%。

(3) 地震引起大坝心墙的最大动拉应力大约在 2/3~4/5 坝高范围。无抗震措施坝体震后心墙最大残余拉应力约为 192 kPa; 有抗震措施坝体震后心墙最大残余拉应力约为 62 kPa。

(4) 设计地震条件下, 无抗震措施的坝体在设计地震条件下, 下游未发现明显破坏, 上游出现了一定程度的坝体破坏; 在蓄水位处有明显的护坡开裂, 靠近坝顶处的堆石料出现了较明显的沉陷, 堆石料与心墙之间未发现明显的分离现象。有抗震措施的坝体则未见明显破坏。

(5) 大坝的地震破坏模式主要是堆石料沉陷致使护坡与堆石料分离, 从而引起护坡开裂、破损、坍塌、甚至滚落。

(6) 从设计地震引起的坝顶沉降、心墙应力、地震变形情况来看, 所设计的抗震措施可以明显提高坝体的抗震性能, 确保坝体在设计地震条件下的安全。

## 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] BAZIAR M H, SALEM S H, MERRIFIELD C M. Dynamic centrifuge model tests on asphalt-concrete core dams[J]. Géotechnique, 2009, **59**(9): 763~771.
- [3] 王年香, 章为民, 顾行文, 等. 长河坝动力离心模型试验研究[J]. 水力发电, 2009, **35**(5): 67~70. (WANG Nian-xiang, ZHANG Wei-min, GU Xing-wen, et al. Dynamic Centrifuge Model Test for Changhe Dam[J]. Water Power, 2009, **35**(5): 67~70. (in Chinese))
- [4] 王年香, 王志坚, 姜志贤, 等. 阿尔塔什面板坝抗震措施离心机振动台试验研究[J]. 水利水电技术, 2018, **49**(增刊 1): 58~63. (WANG Nian-xiang, WANG Zhi-jian, QIANG Zhi-xian, et al. Centrifuge shaking table test on seismic measures of concrete face rockfill dam of Altash Water Control Project[J]. Water Resources and Hydropower Engineering, 2018, **49**(S1): 58~63. (in Chinese))
- [5] 张雪东, 李纲, 魏迎奇, 等. 心墙堆石坝坝顶加筋措施的动力离心模型试验研究[J]. 中国水利水电科学研究院学报, 2018, **16**(6): 591~597. (ZHANG Xue-dong, LI Gang, WEI Ying-qi, et al. Examining the performance of geo-grid reinforcement using dynamic centrifuge tests[J]. Journal of China Institute of Water Resources and Hydropower Research, 2018, **16**(6): 591~597. (in Chinese))
- [6] 王年香, 章为民, 顾行文, 等. 高心墙堆石坝地震反应复合模型研究[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(5): 798~804. (WANG Nian-xiang, ZHANG Wei-min, GU Xing-wen, et al. Combined model for seismic responses of high core rock-fill dams[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(5): 798~804. (in Chinese))
- [7] CHEN S S, GU X W, REN G F, et al. Upgrades to the NHRI – 400 g-tonne geotechnical centrifuge[C]// Physical Modelling in Geotechnics, 2018, London: 495~500.
- [8] 徐光明, 章为民. 离心模型中的粒径效应和边界效应研究[J]. 岩土工程学报, 1996, **18**(3): 80~86. (XU Guang-ming, ZHANG Wei-min. Study on scale effect of footings and boundary effect in centrifuge modeling[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1996, **18**(3): 80~86. (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))

(编校: 胡海霞)

DOI: 10.11779/CJGE2020S1034

# 改性土-膨润土阻隔屏障化学渗透膜效应研究

傅贤雷<sup>1</sup>, 张润<sup>1</sup>, 万勇<sup>2</sup>, 杜延军<sup>\*1</sup>, 杨玉玲<sup>1</sup>, 毕钰璋<sup>1</sup>

(1. 东南大学岩土工程研究所, 江苏 南京 211189; 2. 中国科学院武汉岩土力学研究所岩土力学与工程国家重点实验室, 湖北 武汉 430071)

**摘要:** 研究了锌污染地下水作用下, 六偏磷酸钠 (SHMP) 改性膨润土/砂阻隔屏障回填料的化学渗透膜效应行为和扩散特性。通过单个试样多阶段的化学渗透试验, 以去离子水和不同浓度的硝酸锌溶液作为试验溶液, 对 SHMP 改性膨润土/砂回填料的化学渗透膜效率系数、有效扩散系数及阻滞因子进行了测定。结果表明, 回填料的化学渗透膜效率系数随初始硝酸锌溶液浓度的增大而减小, 随后下降趋势逐渐趋于稳定。改性膨润土/砂回填料对重金属锌的化学渗透膜效率系数约为未改性材料的 2~3 倍。随着初始硝酸锌溶液浓度的增加, SHMP 改性膨润土/砂回填料的有效扩散系数增大, 而阻滞因子则随之减小。

**关键词:** 六偏磷酸钠; 砂-膨润土; 化学渗透膜效应; 扩散特性; 硝酸锌

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)S1-0172-05

**作者简介:** 傅贤雷(1993—), 男, 博士研究生, 主要从事环境岩土及非饱和土力学相关的研究工作。E-mail: fuxianlei@seu.edu.cn。

## Chemico-osmotic membrane behaviors of amended soil-bentonite vertical barrier

FU Xian-lei<sup>1</sup>, ZHANG Run<sup>1</sup>, WAN Yong<sup>2</sup>, DU Yan-jun<sup>1</sup>, YANG Yu-ling<sup>1</sup>, BI Yu-zhang<sup>1</sup>

(1. Institute of Geotechnical Engineering, Southeast University, Nanjing 211189, China; 2. State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071, China)

**Abstract:** A systematic investigation is presented on chemico-osmotic membrane behaviors and diffusive properties of model sand/hexametaphosphate (SHMP)-amended bentonite cutoff-wall backfill (SHMP-SB) for the containment of zinc-impacted groundwater. A multi-stage chemico-osmotic test is conducted to determine the chemico-osmotic efficiency coefficients, effective diffusion coefficients and retardation factors of the backfill using the zinc nitrate ( $Zn(NO_3)_2$ ) solution with varied concentrations. The results indicate that the measured chemico-osmotic efficiency coefficients of SHMP-SB gradually decrease and then tend to stabilize with the increasing  $Zn(NO_3)_2$  concentration. A comparison with the previous studies shows that the measured chemico-osmotic efficiency coefficient of SHMP-SB is about 2-3 times that of the parent soil-bentonite backfill in the  $Zn(NO_3)_2$  solutions. The effective diffusion coefficient increases with the increasing source concentration of  $Zn(NO_3)_2$  solution, whereas the retardation factor of zinc decreases with the increasing  $Zn(NO_3)_2$  concentration.

**Key words:** SHMP; sand-bentonite; chemico-osmotic membrane behavior; diffusive property; zinc nitrate

## 0 引言

自 20 世纪 70 年代以来, 为了防止受污染地下水的迁移, 由天然钠基膨润土和原位开挖土组成的土-膨润土 (soil-bentonite, SB) 竖向阻隔屏障在美国逐渐被广泛应用<sup>[1]</sup>。然而, 中国高质量的钠基膨润土矿源极其匮乏, 在 SB 阻隔屏障工程中应用更多的是钙基膨润土及钠化改性膨润土, 但钙基膨润土膨胀性较弱, 而钠化改性膨润土在富含金属阳离子地下水作用下, 无法满足 SB 阻隔屏障的防渗要求<sup>[2]</sup>。基于上述现实需求, Yang 等<sup>[3]</sup>采用六偏磷酸钠 (SHMP) 对钙基膨润土进行改良, 改良后的回填料相对于未改良的材料拥有更低的渗透系数 (低于  $1 \times 10^{-9} \text{ m/s}$ )。

在竖向阻隔屏障中及低水力梯度条件 (低于  $1 \times 10^{-9} \text{ m/s}$ ) 下, 达西流速较低, 扩散是溶质的主要运移方式<sup>[4]</sup>。溶质在竖向阻隔屏障的运移通常是根据对流-扩散-机械弥散理论来分析的, 但该理论并没有考虑耦合流 (如化学渗透) 的影响。近年来, SB 回填料类似阻滞膜的化学渗透膜效应受到了越来越广泛的关注<sup>[5]</sup>。相关研究<sup>[6-8]</sup>表明 SB 回填料存在“半透

基金项目: 国家重点研发计划项目 (2018YFC1803100, 2018YFC1802300); 国家自然科学基金项目 (41877248, 41907248, 51979267); 江苏省重点研发计划项目 (BE2017715)

收稿日期: 2020-06-05

\*通信作者 (duyanjun@seu.edu.cn)

膜效应”,但是上述研究主要基于 SB 回填料,关于 SHMP 改性 SB 回填料的化学渗透膜效应及扩散特性还未见报道,故有必要对其进行研究。

本文通过单个试样多阶段的化学渗透试验,定量地评价了 SHMP 改性 SB 回填料在重金属 Zn 作用下的化学渗透膜效应和扩散特性。研究成果对 SHMP 改性 SB 回填料阻隔 Zn 污染地下水的实际应用具有重要指导意义。

## 1 试验材料和方法

### 1.1 回填料

试验所用 SHMP 改性 SB 回填料由砂土、商用膨润土及 SHMP 组成。其中,砂土取自南京江滩地区,经洗净风干后过 1.0 mm 筛;商用膨润土产自江苏镇江,为钠化改性钙基膨润土,阳离子交换量为 78.1 mM/100 g(M 为 mol/L 的简写),蒙脱石含量为 66.9%,属于高液限黏土(CH);SHMP 为国标工业级,购自上海星萌化工科技有限公司,相对密度约为 1.85,水溶液呈酸性。

试验材料制备方法如下:首先采用直接拌合法将膨润土和 SHMP 混合制备 SHMP 改性膨润土,其中 SHMP 占总质量的 2%。然后将制备好的 SHMP 改性膨润土分成两部分:一部分采用自来水制备固液比为 8%的改性膨润土泥浆;另一部分与砂土干拌混合制备 SHMP 改性 SB 回填料,其中改性膨润土占总干质量的 9.6%。通过向 SHMP 改性 SB 回填料中添加改性膨润土泥浆,以控制其坍落度为 125 mm,同时加入适量砂土以保证回填料中各组分比例不变。制备完的 SHMP 改性 SB 回填料的含水率为 32.1%。

### 1.2 试验溶液

本试验采用煮沸的去离子水(DIW)和硝酸锌( $Zn(NO_3)_2$ )溶液作为试验溶液,其中  $Zn(NO_3)_2$  购自成都市科龙化工试剂厂,为分析纯(AR)级,以模拟 Zn 污染地下水中的典型污染物。共配置 6 种浓度的  $Zn(NO_3)_2$  溶液(0.5, 1, 5, 10, 20 和 50 mM),其电导率和 pH 值根据规范 ASTM D1125<sup>[9]</sup> 和 ASTM E70<sup>[10]</sup> 测定,详细信息如表 1 所示。

表 1 试验溶液

Table 1 Summary of liquids used in study

溶液	浓度 $c_0/(mM)$	电导率 $(\mu S \cdot cm^{-1})$	pH 值
去离子水	0	30.7	6.91
	0.5	83.3	6.54
	1	147.6	6.46
硝酸锌溶液	5	490.0	6.18
	10	919.0	5.97
	20	2410.0	5.78
	50	5470.0	5.59

### 1.3 试验仪器及方法

试验仪器由试液供给-收集系统、试验腔室、压差测试系统和数据采集系统四部分组成,其示意图如图 1 所示。其中,精密注射泵控制购自浙江嘉善瑞创电子科技有限公司,流量范围为 0.016478~20.52105 mL/min;压力传感器(HM50-1-A-F1-W2)购自德国 HELM 公司,量程为 0~100 kPa,精度为 0.001 kPa;数据采集仪采用澳大利亚 CAS 公司生产的 DataTaker DT80G Series 3 型数据采集器。试验腔室由底座、试样环、顶盖以及两块透水石组成,试样环的横截面积为 30 cm<sup>2</sup>,试样高度为 1 cm。

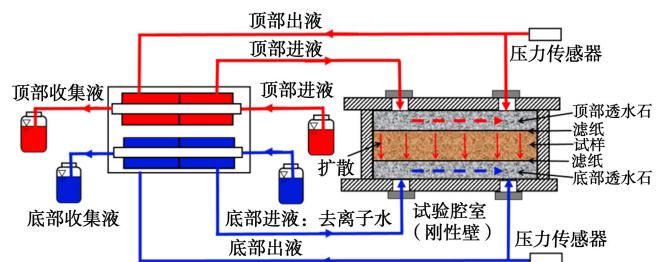


图 1 试验仪器示意图

Fig. 1 Diagram of testing apparatus

化学渗透试验主要分为 3 个阶段:①试样冲刷阶段,在底座施加 20 kPa 的压力采用去离子水自下而上冲刷试样,当顶部渗出液的电导率低于初始电导率的 50% 后可进行下一阶段试验;②基准压差测试阶段,在试样顶部和底部分别采用去离子水进行循环抽注,抽注速度根据 Malusis 等<sup>[11]</sup>的研究采用 0.0252 mL/min,当压差值稳定(该值即基准压差)后,可进行下一阶段试验;③化学渗透压差测试阶段,在试样顶部循环抽注  $Zn(NO_3)_2$  溶液,底部仍采用去离子水进行循环抽注,待压差值稳定后,顶部更换更高浓度的  $Zn(NO_3)_2$  溶液继续试验。试验过程中持续收集顶部及底部渗出液,并测量其电导率、pH 值和浓度。

### 1.4 膜效率及扩散参数的计算

岩土工程材料的化学渗透膜效应通常采用化学渗透膜效率系数  $\omega$  定量评价,其测试方法分为开方边界条件和封闭边界条件两类<sup>[11]</sup>。本文的试验装置采用封闭边界条件测量试样的化学渗透膜效率系数,并兼具测量扩散参数的功能。

根据试样两端的压差可以计算  $\omega$  的数值<sup>[12]</sup>:

$$\omega = \frac{\Delta P}{\Delta \pi} \quad , \quad (1)$$

式中,  $\Delta P$  为试样两端实际化学渗透压差(kPa),  $\Delta \pi$  为试样两端理论化学渗透压差(kPa),其数值可由 van't Hoff 方程计算<sup>[13]</sup>:

$$\Delta \pi = vRT \sum_{i=1}^N \Delta C_i \quad . \quad (2)$$

式中  $v$  为电解质分离离子数, 对于  $\text{Zn}(\text{NO}_3)_2$ ,  $v$  取 3;  $R$  为通用气体常数, 可取  $8.3145 \text{ J}/(\text{mol}\cdot\text{K})$ ;  $T$  为绝对温度 (K), 室温为  $20^\circ\text{C}$  则为  $293.15 \text{ K}$ ;  $\Delta C_i$  为试样两侧溶质浓度差 (M);  $N$  为溶质离子种类。

封闭边界条件试验系统中, 可采用稳定状态法测量溶质的有效扩散系数  $D^*$ :

$$D^* = \frac{L}{nC_{0t}} \times \frac{dQ_t}{dt}, \quad (3)$$

式中,  $L$  为试样高度 (m),  $n$  为试样孔隙率,  $Q_t$  为单位面面积累计溶质通量 ( $\text{mg}/\text{m}^2$ ):

$$Q_t = \frac{1}{A} \sum_{j=1}^{N_t} \Delta m_j = \frac{1}{A} \sum_{j=1}^{N_t} C_{b,j} \Delta V_j, \quad (4)$$

式中,  $\Delta m_j$  为  $\Delta t$  时间间隔内收集的流出溶液中的溶质质量增量 (g),  $\Delta V$  为  $\Delta t$  时间间隔内收集的流出溶液中的体积增量 (mL),  $C_b$  为试样低浓度一侧  $\Delta t$  时间间隔内收集的流出溶液中的溶质浓度 (M)。

阻滞因子  $R_d$  的表达式为

$$R_d = \frac{6D^*}{L} T_L, \quad (5)$$

式中,  $T_L$  为  $Q_t - t$  曲线横坐标截距 (d)。

## 2 试验结果及讨论

图 2 总结了在冲刷阶段顶部渗出液的电导率及累计渗出液量随时间变化结果。由图 2 可以看出, 渗出液电导率随时间变化, 由初始值  $425 \mu\text{S}/\text{cm}$  下降到稳定值  $140 \mu\text{S}/\text{cm}$  左右, 稳定值低于初始值的 50%, 故满足后续试验开展的要求。累计渗出液量与时间呈线性正相关关系, 根据达西定律可计算试样渗透系数为  $8.00 \times 10^{-11} \text{ m/s}$ , 小于常用的 SB 防渗要求上限值  $1 \times 10^{-9} \text{ m/s}$ 。

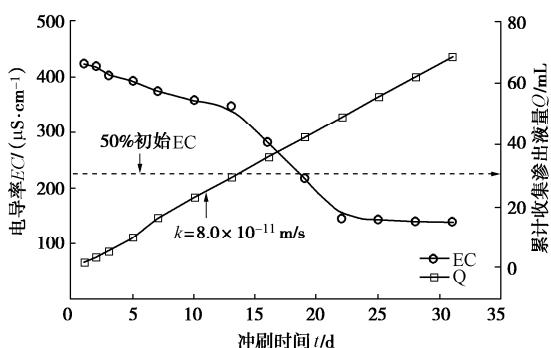


图 2 电导率及累计收集渗出液量与冲刷时间的关系

Fig. 2 Time-dependency of measured electrical conductivity and cumulative effluent volume at flushing stage

在压差测试阶段和化学渗透压差测试阶段中, 顶部和底部收集液的 pH 值随时间变化关系如图 3 所示。在压差测试阶段 (前 14 天), 顶部和底部收集液的 pH

值相近, 都在  $7.1 \sim 7.2$ 。在化学渗透压差测试阶段, 顶部收集液的 pH 值随着初始  $\text{Zn}(\text{NO}_3)_2$  溶液的浓度增大而快速减小, 而底部收集液 pH 值减小则相对较慢, 且降幅相对较小。图 4 为顶部和底部收集液的电导率变化情况。在压差测试阶段, 顶部和底部收集液的电导率在  $120 \sim 150 \mu\text{S}/\text{cm}$ , 与冲刷阶段渗出液相近。在化学渗透压差测试阶段, 顶部和底部收集液的电导率随着初始  $\text{Zn}(\text{NO}_3)_2$  溶液的浓度增大而增大。但是, 底部收集液的电导率较顶部收集液变化相对滞后, 且增幅也相对较小。顶部和底部的 pH 值和电导率变化差异是由于顶部更换更高浓度的  $\text{Zn}(\text{NO}_3)_2$  溶液后, 顶部溶液的理化性质会迅速改变, 而底部溶液的电导率和 pH 值变化是由于缓慢的溶质扩散作用, 所以会出现滞后。另外, 各浓度梯度下, 顶部和底部的电导率和 pH 值达到稳定所需的时间随着初始  $\text{Zn}(\text{NO}_3)_2$  溶液浓度增长而增大。图 5 表示顶部和底部收集液浓度随时间的变化关系。可以发现, 在化学渗透压差测试阶段, 收集液浓度随着初始  $\text{Zn}(\text{NO}_3)_2$  溶液浓度增长而增大。在各浓度梯度下, 当收集液浓度稳定后, 顶部收集液浓度小于初始  $\text{Zn}(\text{NO}_3)_2$  溶液浓度, 而底部收集液浓度大于  $0 \text{ mM}$ , 这是由于在化学梯度作用下, 一部分锌离子通过扩散作用进入试样内部, 击穿试样后进入底部收集液<sup>[12]</sup>。

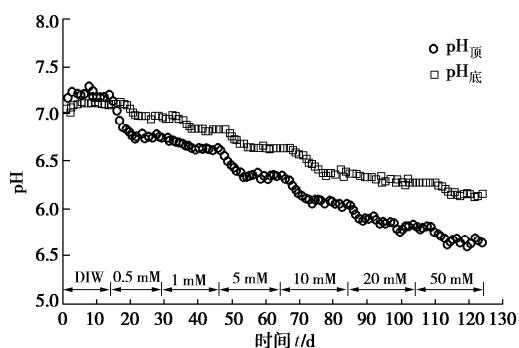


图 3 顶部和底部收集液 pH 值与时间的关系

Fig. 3 Relationship between pH and time

图 6 为试样两端压差随初始  $\text{Zn}(\text{NO}_3)_2$  溶液浓度的变化情况。在压差测试阶段, 压差在短暂波动后逐渐稳定, 其稳定值 ( $0.6 \text{ kPa}$ ) 即为基准压差。该阶段试样两端无化学势, 产生压差的原因可能是试样两端透水石孔隙结构不同, 透水石中依然还存在未去除的残留阳离子或试样顶部和底部的抽注速度存在微小差异<sup>[14]</sup>。在化学渗透压差测试阶段, 试样两端压差在各浓度梯度下首先急速上升, 达到峰值后快速下降, 最后逐渐趋于稳定。这是由于化学渗透开始时, 上一浓度梯度残留在试样顶部的溶液被更高浓度的  $\text{Zn}(\text{NO}_3)_2$  溶液取代, 顶部压力迅速变化达到峰值; 而底部浓度由于

缓慢的离子扩散过程变化相对滞后, 压力变化小, 因此压差迅速上升。随着试验的进行, 顶部溶液浓度有所降低的同时底部浓度升高, 压差逐渐降低, 直至扩散达到稳定后, 压差亦逐步稳定。从图 6 中还可以发现压差稳定值随着初始  $Zn(NO_3)_2$  溶液浓度的增大而增大, 这是由于浓度越高, 试样两端的浓度差越大, 化学梯度也越大, 从而使试样的化学渗透现象更为显著, 具体表现为试样两端的压差越大。

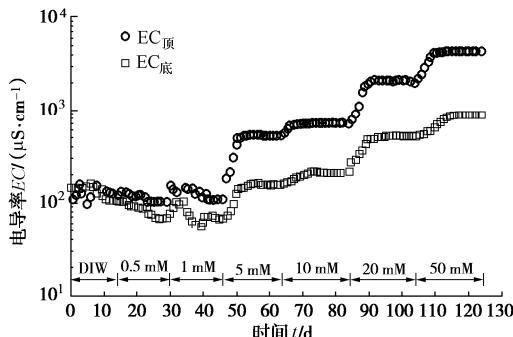


图 4 顶部和底部收集液电导率与时间的关系

Fig. 4 Relationship between electrical conductivity and time

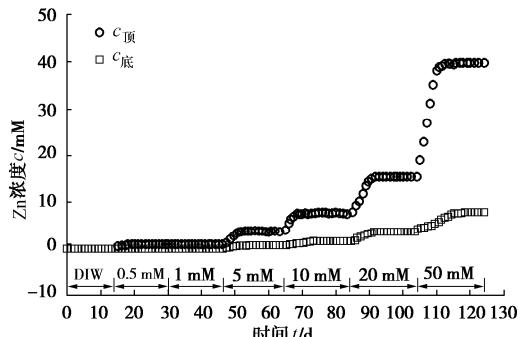


图 5 顶部和底部收集液浓度与时间的关系

Fig. 5 Relationship between concentration and time

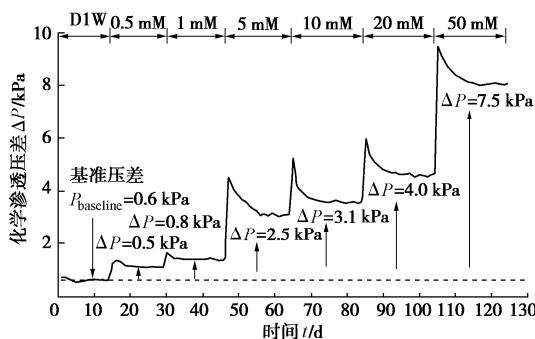


图 6 化学渗透压差与时间的关系

Fig. 6 Relationship between chemico-osmotic pressure difference and time

图 7 总结了本文及国内外部分学者对 SB 材料在重金属 Zn 作用下的化学渗透膜效率系数的研究结果。其中, 沈胜强<sup>[15]</sup>采用的材料为膨润土含量 10% 的 SB 材料; 梅丹兵<sup>[16]</sup>采用的材料为膨润土含量 12.5% 的 SB 材料; Tang<sup>[17]</sup>采用的是 95% Fukakusa Clay 与 5% 钠基

膨润土 (NaB) 组成的压实样。由图 7 可见, 随着初始  $Zn(NO_3)_2$  溶液浓度的增加, 试样的化学渗透膜效率系数减小。在较低的初始  $Zn(NO_3)_2$  浓度范围内, 化学渗透膜效率系数下降迅速, 但超过某一临界浓度 (10 mM) 后, 化学渗透膜效率系数下降趋势变缓并逐渐趋于稳定, 这是由于膨润土的扩散双电层的厚度与入渗溶液浓度的平方根成反比, 当浓度增大到一定值时, 双电层压缩不再明显, 因此化学渗透膜效率系数不再发生明显变化。由图 7 也可以发现本文所用 SHMP 改性回填料的化学渗透膜效率系数约为未改良回填料的 2~3 倍, 对 Zn 的阻滞能力有所提高。

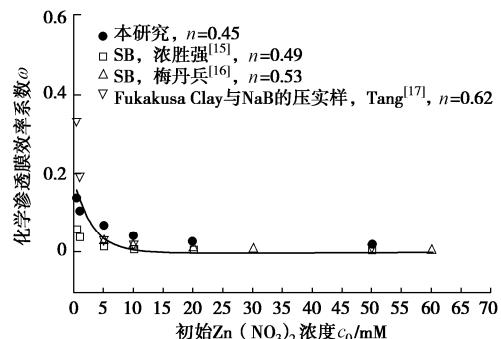


图 7 化学渗透膜效率系数与初始  $Zn(NO_3)_2$  浓度的关系

Fig. 7 Relationship between calculated chemico-osmotic efficiency and source  $Zn(NO_3)_2$  concentration

有效扩散系数  $D^*$  和阻滞因子  $R_d$  随初始  $Zn(NO_3)_2$  溶液浓度变化情况如图 8 所示。随着初始  $Zn(NO_3)_2$  溶液浓度由 0.5 mM 增长至 50 mM, 有效扩散系数由  $2.66 \times 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$  增大至  $5.62 \times 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$ , 而阻滞因子则随之减小, 这意味着试样对 Zn 的阻滞能力存在极限。

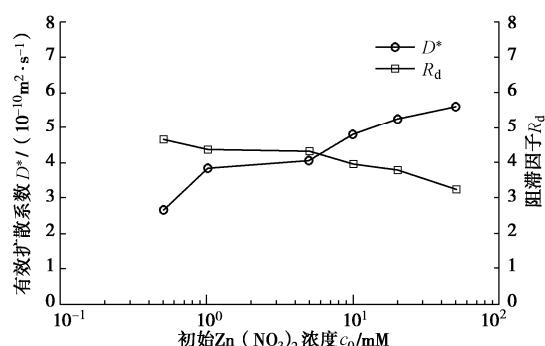


图 8 有效扩散系数/阻滞因子与初始  $Zn(NO_3)_2$  浓度的关系

Fig. 8 Relationship between effective diffusion coefficient/retardation factor and source  $Zn(NO_3)_2$  concentration

### 3 结 论

本文通过单个试样多阶段的化学渗透试验, 研究了在  $Zn(NO_3)_2$  溶液作用下, SHMP 改性 SB 回填料的化学渗透膜效应及 Zn 的扩散特性, 得到以下 3 点结

论。

(1) 随着初始  $Zn(NO_3)_2$  溶液浓度由 0.5 mM 增至 50 mM, 试样的化学渗透压差由 0.5 kPa 增至 7.5 kPa。

(2) SHMP 改性 SB 回填料存在“半透膜效应”。化学渗透膜效率系数随着初始  $Zn(NO_3)_2$  溶液浓度的增大而减小, 但超过某一临界浓度(10 mM)后, 化学渗透膜效率系数下降趋势变缓并逐渐趋于稳定。SHMP 改性 SB 回填料对重金属 Zn 的化学渗透膜效率系数约为未改性回填料的 2~3 倍, 对重金属 Zn 的阻滞能力有所提高。

(3) 随着初始  $Zn(NO_3)_2$  溶液浓度的增加, SHMP 改性 SB 回填料的有效扩散系数增大, 而阻滞因子则随之减小。

## 参考文献:

- [1] SHARMA H D, REDDY K R. Geoenvironmental engineering: site remediation, waste containment and emerging waste management technologies[M]. New York: John Wiley & Sons, 2004.
- [2] 杨玉玲, 杜延军, 范日东, 等. 膨润土系阻隔屏障材料渗透特性研究综述[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(增刊 2): 210–216. (YANG Yu-ling, DU Yan-jun, FAN Ri-dong, et al. Advances in permeability for bentonite-based hydraulic containment barriers[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, 37(S2): 210–216. (in Chinese))
- [3] YANG Y L, REDDY K R, DU Y J, et al. Short-term hydraulic conductivity and consolidation properties of soil-bentonite backfills exposed to ccr-impacted groundwater[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2018, 144: 04018025.
- [4] SHACKELFORD C D. The ISSMGE Kerry Rowe Lecture: The role of diffusion in environmental geotechnics[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2014, 51(11): 1219–1242.
- [5] SHACKELFORD C D, LEE J M. The destructive role of diffusion on clay membrane behavior[J]. Clays and Clay Minerals, 2003, 51(2): 186–196.
- [6] HENNING J T, EVANS J C, SHACKELFORD C D. Membrane behavior of two backfills from field-constructed soil-bentonite cutoff walls[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2006, 132(10): 1243–1249.
- [7] 刘睿, 杜延军, 梅丹兵, 等. 土-膨润土系竖向阻隔工程屏障阻滞重金属污染物运移特性试验研究[J]. 防灾减灾工程学报, 2018(5): 815–821. (LIU Rui, DU Yan-jun, MEI Dan-bing, et al. Laboratory study of soil-bentonite vertical barrier on heavy metal migration retardation[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2018(5): 815–821. (in Chinese))
- [8] YEO S S, SHACKELFORD C D, EVANS J C. Membrane behavior of model soil-bentonite backfills[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2005, 131(4): 418–429.
- [9] ASTM D1125-14. Standard Test Method for Electrical Conductivity and Resistivity of Water[S]. 2014.
- [10] ASTM E70-07. Method for pH of Aqueous Solutions with the Glass Electrode[S]. 2015.
- [11] MALUSIS M A, SHACKELFORD C D. Chemico-osmotic efficiency of a geosynthetic clay liner[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2002, 128(2): 97–106.
- [12] GROENEVELT P H, ELRICK D E. Coupling phenomena in saturated homo-ionic montmorillonite: II theoretical[J]. Soil Science Society of America Journal, 1976, 40(6): 820–823.
- [13] BARBOUR S L, FREDLUND D G. Mechanisms of osmotic flow and volume change in clay soils[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1989, 26(4): 551–562.
- [14] SHACKELFORD C D. Membrane behavior in engineered bentonite-based containment barriers: State of the art[J]. Coupled Phenomena in Environmental Geotechnics, 2013: 45–60.
- [15] 沈胜强. 聚合物改良膨润土系阻隔屏障防渗控污性能研究[D]. 南京: 东南大学, 2019. (SHEN Sheng-qiang. Containment Performances of Sand-Polymer Amended Bentonite Vertical Barriers Exposed to Heavy Metal Contaminants[D]. Nanjing: Southeast University, 2019. (in Chinese))
- [16] 梅丹兵. 土-膨润土系竖向阻隔工程屏障阻滞污染物运移的模型试验研究[D]. 南京: 东南大学, 2017. (MEI Dan-bing. Model Test Study of Limiting Migration of Heavy Metal of Soil-Bentonite Vertical Cutoff Wall[D]. Nanjing: Southeast University, 2017. (in Chinese))
- [17] TANG Q. Factors Affecting Waste Leachate Generation and Barrier Performance of Landfill Liners[D]. Kyoto: Kyoto University, 2013.

(编校: 孙振远)

DOI: 10.11779/CJGE2020S1035

# 组合根系加固坡土的直剪试验及数值模拟

王一冰, 吴美苏, 周成\*

(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)

**摘要:** 随着生态护坡技术的不断发展, 植被根系固土护坡的作用越来越受到重视。护坡植物根系大多主根与侧根相辅相成, 因此针对单根的剪切试验往往不能正确反映真实环境中根系固土的作用机制。为揭示真实根系固土的力学机制, 量化根系倾角对坡土的强度影响, 开展了侧根倾角分别为  $30^\circ$ ,  $45^\circ$ ,  $60^\circ$  的组合根系加固坡土的大型直剪试验及数值模拟。结果表明: 组合根系能明显提高土体抗剪强度, 试验用的根系增加的抗剪强度最大为  $6.36\text{ kPa}$ ; 外部剪切荷载主要由前侧根承担, 组合根系对土体抗剪强度的贡献依次为前侧根、主根、后侧根; 随侧根倾角的增加, 前侧根受到的轴向拉力增加, 前侧根产生的拉伸变形增大, 前侧根附近塑性区分布范围增大, 表明前侧根能调动周围更大范围的土体抵抗剪切, 根系固土效果增强。

**关键词:** 根-土复合体; 组合根系; 根系倾角; 抗剪强度; 数值分析

中图分类号: TU473 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)S1-0177-06

作者简介: 王一冰(1996—), 女, 硕士研究生, 主要从事环境岩土工程方面的研究工作。E-mail: 951283894@qq.com。

## Direct shear tests and numerical simulation on slope soils reinforced by composite roots

WANG Yi-bing, WU Mei-su, ZHOU Cheng

(State Key Laboratory of Hydraulics and Mountain River Engineering, College of Water Resource & Hydropower, Sichuan University, Chengdu 610065, China)

**Abstract:** With the development of bioengineering stabilization techniques for slope protection, the role of root reinforcement in slope protection has been paid more and more attention to. The primary root and the lateral root are complementary to each other in most root systems. Therefore, the shear tests with single root often fail to reflect the mechanism of root-soil reinforcement in the real vegetated slopes. In order to reveal the reinforcement mechanism of composite roots and quantify the influences of root angle to the strength of slope soils, the large-scale direct shear tests and numerical simulations are carried out to study the effects of composite roots on the shear strength of soils, with lateral root angles of  $30^\circ$ ,  $45^\circ$  and  $60^\circ$ . The results show that composite roots can obviously improve the shear strength of soils, and the maximum shear strength increased by the roots is  $6.36\text{ kPa}$ . The external shear load is primarily carried by the lateral root opposite to the shear direction (i.e., the front lateral root), and the consequence of the contribution of composite roots to the shear strength of soil in values is as follows: the front lateral root, the primary root and the posterior lateral root. With the increase of lateral root angle, the axial force and the tensile deformation on the front lateral root increases, and the distribution of the plastic zone near the front lateral root increases, which shows that the front lateral root can mobilize more soils around it to resist shear force, and the soil reinforcement effects of composite roots are enhanced.

**Key words:** root-soil composite; composite root; root angle; shear strength; numerical analysis

## 0 引言

植被是天然的工程师, 植被护坡作为一种新型的护坡方法, 具有减少坡面侵蚀, 稳定浅层坡土, 美化生态环境等的优点, 在浅层边坡防护工程中得到广泛应用<sup>[1]</sup>。因此, 对实际工程应用来讲, 量化植被根系对坡土的加固作用具有重要意义。

量化根系对坡土加固的研究包括理论模型预测和

试验手段分析。根系固土模型从最初极限力学平衡模型发展到后来的位移模型、纤维束模型和根系束模型, 模型预测的准确度得到提高, 但也增加了模型计算分

基金项目: 国家自然科学基金项目(51579167); 四川省重点研发项目(2020YFS0295)

收稿日期: 2020-06-03

\*通信作者(E-mail: czhou@scu.edu.cn)

析的难度及复杂性。利用试验手段, 学者发现根系对坡土的力学加固表现为加筋作用、锚固作用及牵引作用<sup>[2]</sup>, 而加固作用的发挥受根系分布形态<sup>[3]</sup>、根系数量<sup>[4]</sup>、根系抗拉强度<sup>[5]</sup>、根土界面摩擦力<sup>[6]</sup>等多方面因素的影响。总的来讲, 针对根系固土机制的研究已取得较大进展, 但分析国内外文献, 发现目前有关根系在剪切面上的相对倾角对土体强度影响的研究还略显不足。

Fan 等<sup>[7]</sup>通过在根系不同位置粘贴应变片的方式进行含根系土的现场直剪试验, 揭示了根系倾角对根系受力变形模式的影响; 王涵等<sup>[8]</sup>进行不同根系倾角的单根的根-土复合体室内剪切试验, 发现根系与剪切面的夹角呈钝角时能明显提高土体的抗剪强度。而根系实际生长过程中, 往往以主侧根辅生的形式分布于土体中, 仅仅研究单根根系倾角对土体加固作用还远远不够, 有必要深入研究组合根系条件下根系倾角对土体加固作用的影响机理。

为揭示组合根系工况下不同侧根倾角对坡土抗剪强度的影响, 量化组合根系的固土作用, 进一步为植被护坡的实际工程应用提供数据支撑, 本文开展了侧根倾角分别为 30°, 45°, 60° 工况下组合根系固土的大型直剪试验和数值模拟。

## 1 组合根系固土直剪试验

### 1.1 试验用土及根系制备

试验土料为含砾低液限黏土基本物理特性指标见表 1。土体的填筑干密度为 1.48 g/cm<sup>3</sup>, 含水率为 12%。试验所用根系为无损伤且生长平直的活性革命草根系。组合根系包含一主根与两侧根, 根径 7~9 mm, 主根长 40 cm, 侧根长 20 cm, 侧根在主根深度以下 15 cm 处形成分叉节点。采用尼龙扎带绑扎固定侧根和主根的交叉处并固定设置好侧根倾角, 保证侧根分叉节点处主根和侧根的协调变形。定义侧根倾角  $\alpha$  为侧根与主根(垂直向)的夹角, 其中前侧根为靠近剪切方向的侧根, 后侧根为远离剪切方向的侧根。共制备三组侧根倾角分别为 30°, 45°, 60° 的试验用组合根系复合土。

表 1 试验土料基本物理特性指标

Table 1 Basic physical properties of test soils

颗粒相对密度 $G_s$	液限 $w_L/\%$	塑限 $w_p/\%$	最大干密度 $\rho_{dmax}/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	最优含水率 $w_{op}/\%$	饱和度 $k_{sat}/(\text{cm}\cdot\text{s}^{-1})$
2.66	33.7	20.0	1.75	17.0	$8.15\times 10^{-5}$

### 1.2 试验仪器

试验仪器主要包括自制加工的大剪切盒(尺寸为 200 mm×200 mm×200 mm)、两个大量程百分表(1~

50 mm)、施加剪力的千斤顶(最大量程 1 t, 最大位移 442 mm)、测力计系统(最大量程 500 kg, 精度 0.1 kg)。

### 1.3 试验方案

根据《土工试验规程》规定: 剪切盒底边应在剪切面以上, 并留一定间隙<sup>[9]</sup>。试验前在剪切盒两侧安装固定两条平行轨道, 并保证轨道高于剪切面 5 mm 左右。试样填筑前在剪切盒内壁和轨道上涂抹凡士林, 以减小摩擦。采用分层静压、层面凿毛的方式进行填筑, 试样制备完成后用塑料薄膜遮盖并静置 12 h。

试验在模型箱中进行, 模型箱尺寸为 775 mm×530 mm×300 mm, 组合根系及剪切盒在模型箱中的布置如图 1 所示<sup>[10]</sup>。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。同时在加载过程中固定千斤顶位置, 以保证加载方向始终平行于剪切面。控制剪切加载速率约为 2~3 mm/min。剪切位移达 5 cm 或剪力出现峰值停止试验。为保证剪力和剪切位移的一一对应, 整个试验数据全程自动记录, 每隔 10 s 读取测力计和百分表读数。

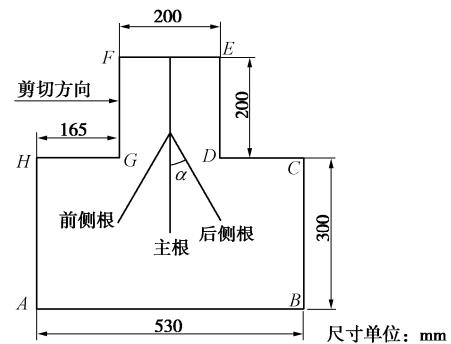


图 1 组合根系固土的直剪试验示意图

Fig. 1 Schematic of direct shear tests with composite root-soil reinforcement

### 1.4 试验结果及分析

在大型直剪试验中, 应考虑面积修正, 并扣除系统摩擦, 剪应力表达式为

$$\tau = \frac{F - f}{S}, \quad (1)$$

式中,  $S$  为剪切面有效面积 ( $\text{m}^2$ ),  $S = B \times (L - x)$ ,  $B$  为剪切面宽度 ( $\text{m}$ ),  $L$  为剪切面长度 ( $\text{m}$ ),  $x$  为剪切位移 ( $\text{m}$ ),  $F$  为千斤顶推力 ( $\text{kN}$ ),  $f$  为空剪切盒的滑动摩擦力 ( $\text{kN}$ )。

在试验之前测定空剪切盒在轨道上匀速运动的滑动摩擦大小为 15 N。素土试验结果表明, 剪切曲线呈软化型, 在剪切位移为 1.5 mm 即达到峰值强度为 7.84 kPa, 素土的抗剪强度指标  $c$  为 6.94 kPa,  $\varphi$  为 27.8°。

### (1) 组合根系变形分析

剪切完成后, 各工况下的组合根系如图 2 所示。由于侧根倾角 30° 和 45° 工况下根系未全部断裂, 无法获取准确的剪切面形态, 故只展示了剪切完成后剪切面以上的根系的形态。

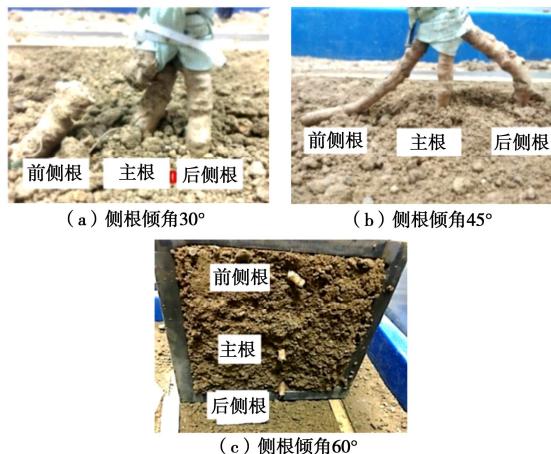


图 2 剪切完成后不同侧根倾角组合根系的形态

Fig. 2 Diagram of composite roots with different angles of lateral root after shearing tests

在剪切过程中, 植物根系通过沿根土表面的界面摩擦和根系本身的受拉性能, 从而提高了土体的抗剪强度。从力学角度分析, 随着侧根倾角的增加, 水平剪力在侧根轴向上的分力增加, 侧根沿轴向的拉伸变形增加。侧根倾角 30° 工况下, 剪切完成时前侧根被拉断, 主根和后侧根未发生断裂; 侧根倾角 45° 工况下, 剪切完成时前侧根被拉断, 主根未发生断裂, 后侧根一组被折断, 一组未发生断裂; 侧根倾角 60° 工况下, 剪切完成时前侧根和主根被拉断, 后侧根被折断。剪切完成后各侧根倾角的组合根系的变形数据详见表 2。

表 2 剪切完成后不同侧根倾角组合根系的变形数据

Table 2 Deformation data of composite roots with different angles of lateral roots after shearing tests

侧根 倾角 /(°)	前侧根断 裂时剪切 位移/mm	主根断裂 时剪切位 移/mm	前侧根 拉伸应 变率/%	主根拉 伸应变 率/%	后侧根 拉伸应 变率/%
30	27.2	—	1.70	1.25	0.43
45	27.0	—	1.74	0.50	0.00
60	12.0	34.8	2.28	1.01	0.46

分析表 2 数据发现, 随着侧根倾角的增加, 根断裂时对应的剪切位移越小。对比可知, 前侧根拉伸应变率最大, 表明前侧根较主根和后侧根承受更大的拉力, 在抵抗土体剪切破坏过程中发挥的作用较大, 因此也更容易发生断裂。进一步分析不同侧根倾角下的前侧根拉伸应变率发现, 随着侧根倾角的增加, 前侧

根产生的拉伸变形量也随之增大, 表明根系固土效果越好。

### (2) 剪切曲线分析

选取各工况中剪切速率控制较为接近的试验组结果进行对比分析, 不同侧根倾角剪切曲线试验结果如图 3 所示。

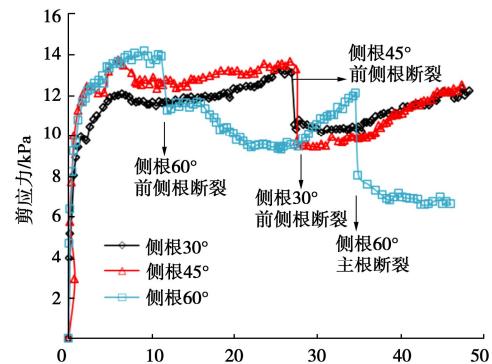


图 3 不同侧根倾角组合根系的剪切曲线

Fig. 3 Shear stress vs. shear displacement curves of composite roots with different angles of lateral roots

剪切曲线结果表明, 30° 和 45° 侧根剪切曲线只有一个剪应力突变点, 对应前侧根的断裂; 而 60° 侧根剪切曲线出现两个剪应力突变点, 对应前侧根和主根的断裂。虽然 60° 侧根试验中后侧根也发生断裂, 但在剪切曲线上没有明显的剪应力突变点与之对应, 说明后侧根对土体强度的贡献较小, 提供的抗剪强度值低。综合而言, 组合根系固土作用下, 剪切初期剪力主要由前侧根承担, 当前侧根断裂后, 主根固土作用逐步凸显, 根-土复合体抗剪强度又逐步提高, 剪切曲线呈现出上升趋势。

将不同侧根倾角工况下的组合根系提高的抗剪强度值总结如表 3 所示, 其中素土的峰值抗剪强度为 7.8 kPa。对比各倾角下根-土复合体的抗剪强度值可发现, 组合根系工况下的抗剪强度高于无根系(素土)工况, 且随着侧根倾角的增加, 根-土复合体抗剪强度逐步增大, 但增加的幅度较小。侧根一方面增加了作用于剪切面的根土面积比, 分担了主根承担的剪力; 另一方面侧根的斜向牵引作用和主根的锚固作用协同抵抗剪切, 二者共同提高了根-土复合体的抗剪强度。

表 3 不同侧根倾角的根土复合体的抗剪强度

Table 3 Shear strength of root-soil composites with different angles of lateral roots

侧根倾角 /(°)	峰值抗剪强度 /kPa	提高的峰值 强度/kPa	峰值强度增 幅/%
30	13.3	5.4	69.1
45	13.7	5.9	75.3
60	14.2	6.4	81.1

## 2 组合根系固土的直剪试验数值模拟

为与直剪试验结果进行对比分析, 利用 PLAXIS 数值软件进行相同工况下的数值计算。

### 2.1 模型建立及边界条件

有限元计算建模的尺寸和根系布置与直剪试验方案一致, 组合根系计算模型如图 4 所示。计算模型边界条件与试验部分一致, 模型底部为垂直和水平双向约束, 地基两侧为水平位移约束, 受剪土体与剪切方向平行的两侧(58 和 49)施加 5 cm 的水平位移边界, 其余为自由边界条件。只考虑试样在自重应力作用下的剪切, 不考虑法向应力的影响<sup>[10]</sup>。采用设置薄层土体单元的方法模拟剪切面, 设置薄层单元厚度为 5 mm。

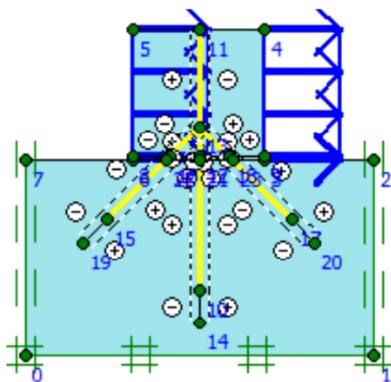


图 4 直剪试验计算模型示意图

Fig. 4 Schematic of simulation model in direct shear tests

### 2.2 计算模型参数选取及网格划分

土体采用莫尔-库仑本构模型, 考虑到试验过程中剪切速率较快, 选择材料类型为不排水; 考虑根系抗拉不抗压的性质, 采用格栅单元模拟根系, 设置根系为弹性本构模型, 根系弹性模量的取值参考 Beek 等<sup>[11]</sup>的取值; 薄层单元的土体抗剪强度参数设置为周围土体强度参数的 0.8 倍; 在根系周围设置界面单元以模拟根土界面摩檫作用, 由于试验中根土界面接触良好, 设置界面单元土体强度参数取值与周围土体一样。直剪试验数值模拟的具体参数取值见表 4。为合理判断剪切面土体破坏类型, 允许剪切面土体发生拉伸破坏即用“拉伸截断”确定土体参数, 并设置抗拉强度为 0.5 kPa(较小值)。采用施加剪切位移边界条件的方式模拟剪切, 当达到设定的剪切位移(5 cm)或土体发生破坏时则计算结束。

### 2.3 计算结果及分析

#### (1) 变形后的塑性区分布分析

不同侧根倾角组合根系模型变形后的塑性区分布如图 5 所示, 其中红色点表示土体发生屈服。

表 4 直剪试验数值计算参数

Table 4 Numerical model parameters in direct shear tests

类型	$\gamma_{\text{天然}}/(kN \cdot m^{-3})$	$\gamma_{\text{饱和}}/(kN \cdot m^{-3})$	c /kPa	$\varphi/(^{\circ})$	E/kPa	$\mu$
土体 (裸土)	16.6	20	6.94	27.8	8000	0.25
根系	—	—	—	—	50000	—
薄层单元	16.6	20	5.55	22.2	8000	0.25

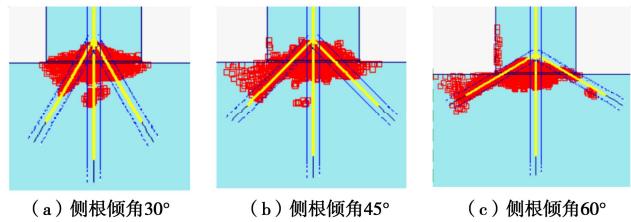


图 5 不同侧根倾角组合根系模型的塑性区分布

Fig. 5 Plastic zone distribution of composite root-soil reinforcement models with different angles of lateral roots

观察图 5 可以发现, 侧根倾角 30° 工况下, 塑性区分布范围较 45° 侧根和 60° 侧根小, 塑性区分布于根系靠近剪切面的长度范围内; 侧根倾角 45° 工况下, 塑性区分布开始向前侧根 3/4 长度范围内发展; 侧根倾角 60° 工况下, 前侧根全长范围内均分布有塑性区, 后侧根附近的塑性区分布则有减少。以上结果表明, 塑性区分布受侧根倾角的影响, 随着侧根倾角的增加, 前侧根附近塑性区增多。从根系固土机制的角度分析, 意味着随侧根倾角的增加, 前侧根能调动周围更大范围的土体抵抗剪切, 根系发挥的固土作用增强。从根系受力变形的角度分析, 根系通过根-土界面摩擦力, 将土体所受剪力转化为作用于根系上的拉力, 因此前侧根附近塑性区的增多代表前侧根所受拉力的增加, 这与直剪试验中随侧根倾角增加前侧根拉伸应变率增大的结果相吻合。

#### (2) 根系轴力分布分析

在 PLAXIS 中, 定义轴力以拉为正, 各侧根倾角工况下组合根系轴力分布如图 6 所示。结果表明, 组合根系工况下, 外部剪力主要由前侧根承担, 主根承受较小的荷载, 后侧根几乎不受力的作用。前侧根承担了主要外部荷载, 约束了主根的位移, 与直剪试验中前侧根发生断裂, 主根和后侧根不易断裂的现象一致。

根据根系轴力分布可以发现, 侧根越倾斜, 侧根锚固作用越弱, 牵引作用越强, 且随着侧根倾角的增加, 前侧根受到的最大轴力增加。数值模拟结果显示, 在 30°, 45°, 60° 侧根工况中, 前侧根受到的最大轴力分别为 810.7, 912.8, 1030.0 N/m。但随着侧根

倾角的增加, 主根和后侧根受到的轴力变化不大。与前侧根相比, 主根受到的最大轴力和轴力分布范围均较小, 后侧根几乎无轴力分布。组合根系工况下, 侧根的牵引作用和主根的锚固作用协同抵抗剪切, 共同提高了根-土复合体抗剪强度。因此在植被护坡中, 选择主侧根系发达的乔木有利于提高植被固土的有效性。

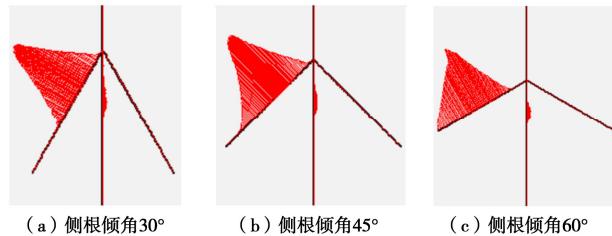


图 6 不同侧根倾角组合根系的轴力分布

Fig. 6 Axial force distribution of composite root with different angles of lateral root

### (3) 剪切曲线分析

将组合根系工况下各侧根倾角的根-土复合体剪切曲线计算结果与试验结果整理如图 7 所示。因采用土工格栅结构单元模拟根系, 不能模拟根系突然发生脆性断裂情况, 故剪切曲线对比只考虑根系断裂前的部分。结果表明, 30° 和 45° 侧根工况下根系断裂前计算剪切曲线与试验结果吻合度较好; 60° 侧根剪切曲线初始段与试验值吻合较好, 但随着剪切位移的增加, 试验值高于计算值。分析原因在于, 土体受到剪切时, 实际上根系除了承受拉力外, 本身也承受一定的剪力, 随着侧根固土能力的发挥该作用更加明显, 因此试验值高于计算值。

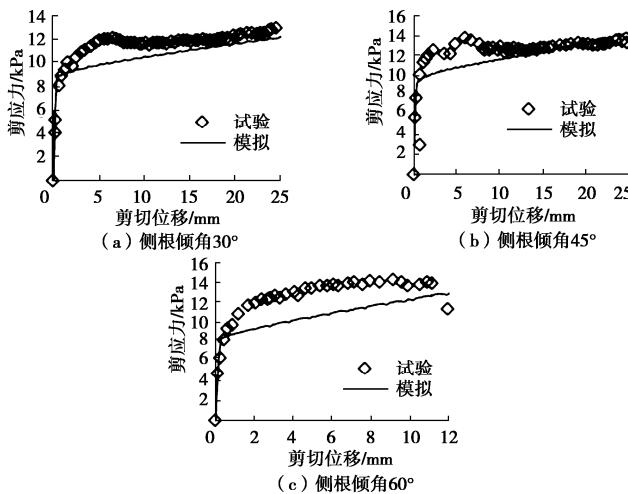


图 7 剪切曲线试验结果与模拟结果对比

Fig. 7 Comparison of shear stress vs. shear displacement curves between test and simulated results

将不同侧根倾角的根-土复合体抗剪强度计算值

与试验值整理如表 5 所示。30° 和 45° 侧根工况下抗剪强度计算结果与试验结果较为吻合, 误差均小于 20%; 60° 侧根工况下抗剪强度计算误差达到 40.7%。分析其原因在于, 60° 侧根试验过程中前侧根和主根均发生断裂, 而计算中没有考虑根系断裂的影响, 根系能一直提供强度, 导致抗剪强度的误差较大; 而 30° 和 45° 侧根工况下试验中只有前侧根发生断裂, 主根未断裂, 计算结果与试验曲线误差相对较小。

表 5 不同侧根倾角的根-土复合体抗剪强度对比

Table 5 Comparison of shear strength of root-soil composites with different angles of lateral roots

侧根倾角/(°)	根-土复合体的抗剪强度		
	试验结果/kPa	计算结果/kPa	误差/%
30	13.3	14.2	7.0
45	13.7	16.1	17.3
60	14.2	20.0	40.7

## 3 结 论

(1) 组合根系能明显提高土体抗剪强度, 对土体抗剪强度的贡献依次为前侧根、主根、后侧根。根-土复合体的抗剪强度随侧根倾角的增大而增大, 具体表现为  $\Delta\tau_{\alpha=30^\circ} < \Delta\tau_{\alpha=45^\circ} < \Delta\tau_{\alpha=60^\circ}$ 。试验结果表明, 根系增加的抗剪强度最大为 6.4 kPa。

(2) 剪切过程中, 随侧根倾角的增加, 前侧根产生的拉伸变形量增大, 前侧根轴力分布范围和最大轴力增大, 前侧根附近塑性区分布增多, 表明前侧根能调动周围更大范围的土体抵抗剪切。

(3) 剪切完成时, 各倾角前侧根均为拉断破坏。侧根断裂时剪切位移随侧根倾角的增加而减小, 表明较大倾角的侧根能明显限制土体的剪切位移。

(4) 根-土复合体抗剪强度计算值与试验值有一定误差, 主要原因在于根系模型的选用不能模拟实际根系受力情况。建议在以后的尝试中选用 2 次差值梁单元进行模拟, 提高抗剪强度计算精度。

## 参考文献:

- [1] 吴宏伟. 大气-植被-土体相互作用:理论与机理[J]. 岩土工程学报, 2017, 39(1): 1 - 47. (WU Hong-wei. Atmosphere-plant-soil interactions: theories and mechanisms[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, 39(1): 1 - 47. (in Chinese))
- [2] 周德培, 张俊云. 植被护坡工程技术[M]. 北京: 人民交通出版社, 2003. (ZHOU De-pei, ZHANG Jun-yun. The Engineering Technique for Slope Protection by

- Vegetation[M]. Beijing: China Communication Press, 2003.  
(in Chinese))
- [3] FAN Chia-Cheng, TSAI Ming-Hung. Spatial distribution of plant root forces in root-permeated soils subject to shear[J]. Soil & Tillage Research, 2016, **156**: 1 – 15.
- [4] 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.
- [5] CAPILLERI P P, CUOMO M, MOTTA E, et al. Experimental investigation of root tensile strength for slope stabilization[J]. Indian Geotechnical Journal, 2019, **49**(6): 687 – 697.
- [6] NIU J T, LIU Z Y, JIN C, et al. Physical and Numerical Simulation of Materials Processing[M]. Switzerland: Trans Tech Publications Inc, 2008: 1210 – 1216.
- [7] FAN C C, TSAI M H. Spatial distribution of plant root forces in root-permeated soils subject to shear[J]. Soil and Tillage Research, 2016, **156**: 1 – 15.
- [8] 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(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(S1): 81 – 88. (in Chinese))
- [9] 土工试验规程: SL237—1999 [S]. 1999. (Specification of soil test: SL237—1999[S]. 1999. (in Chinese))
- [10] 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))
- [11] BEEK L P H V, WINT J, CAMMERAAT L H, et al. Observation and simulation of root reinforcement on abandoned mediterranean slopes[J]. Plant and Soil, 2005, **278**(1/2): 55 – 74.

(编校: 孙振远)

DOI: 10.11779/CJGE2020S1036

# 基于最小二乘和修正 Kumar 法的动模量计算方法

沈吉荣, 陈少林\*

(南京航空航天大学土木与机场工程系, 江苏 南京 210016)

**摘要:** 目前常用的动模量计算方法往往在小应变时受白噪声干扰较大, 而大应变时滞回圈不对称, 导致无法准确计算土体动模量。使用最小二乘法计算小应变下的土体动模量; 采用调整系数对 Kumar 法进行修正, 从而计算大应变下土体的拉、压动模量。结果表明: 相较于传统滞回圈法, 最小二乘法拟合能有效克服白噪声对小应变幅值下动模量的影响, 并使得动三轴试验测试动模量的应变范围更宽; 而修正的 Kumar 算法能较好地计算强非线性下土体的拉、压动模量, 并与最小二乘法拟合结果完美契合。

**关键词:** 动模量; 最小二乘法; Kumar 法; 滞回圈法

中图分类号: TU435 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)S1-0183-05

作者简介: 沈吉荣(1993—), 男, 博士研究生, 主要从事土与结构相互作用方面的研究工作。E-mail: 2444282179@qq.com。

## Method for dynamic modulus based on least square and modified Kumar methods

SHEN Ji-rong, CHEN Shao-lin

(Department of Civil Engineering and Airport Engineering, Nanjing University of Aeronautics and Astronautics, Nanjing 210016, China)

**Abstract:** Due to the large interference of white noise at small strains and the asymmetric loop with large strains, the current methods cannot accurately calculate the soil dynamic modulus. The least square method is used to calculate the dynamic modulus of the soils under small strain, and the Kumar method is modified by the adjustment coefficient to calculate the tensile and compression modulus under large strain. The results show that compared with the traditional hysteresis loop method, the least square fitting method can effectively overcome the influences of white noise on the dynamic modulus at small strain, and make the tested strain range of the dynamic modulus in the dynamic triaxial tests wider. The modified Kumar method can well calculate the tensile and compression moduli of the soil under strong nonlinearity case, and it is perfectly connected with the fitting results of the least square method.

**Key words:** dynamic modulus; least square method; Kumar method; hysteresis loop method

## 0 引言

土体的动模量作为衡量土体产生变形难易程度的指标, 也是场地地震反应分析的必备参数, 在土体动力分析时扮演着重要的角色<sup>[1]</sup>。通常借助共振柱、动三轴、剪切仪或扭剪仪等室内试验设备对土体进行动力加载, 可得到土体的动应力-动应变曲线(滞回圈), 采用土体滞回圈两端顶点连线斜率表示动模量<sup>[2-3]</sup>。但即便在仪器传感器足够灵敏的情况下, 每种室内试验都只能得到部分应变范围的动模量, 例如: 共振柱试验能得到土体  $10^{-6} \sim 10^{-4}$  应变范围的动剪切模量; 动三轴或扭剪试验能得到土体  $10^{-4} \sim 10^{-2}$  应变范围的动弹性(剪切)模量<sup>[3-4]</sup>。因此, 为了完整地描述土体动模量随应变的变化情况, 经常会借助共振柱和动三轴对土体进行联合测试。但由于动弹性模量和动剪切模量之间需要泊松比建立关系, 且众多学者经研究表明,

土体泊松比随着应变幅值的变化而变化<sup>[5-6]</sup>, 这使得两种试验所得的结果无法直接串联。梁珂等<sup>[7]</sup>基于相关函数理论提出了动模量阻尼比的新算法, 该方法有效拓宽了动模量在动三轴试验中的应变测试范围。但在实际应用中, 由于涉及到部分较为复杂的计算公式, 需要事先编写程序才能简便使用。

另外, 作为一种典型的非线性材料, 在应变幅值较大的情况下, 部分土体存在着拉、压模量不一致的情况, 该特性在滞回圈上表现为滞回圈的不对称性<sup>[8]</sup>。但常规的滞回圈算法是基于理想的等效线性动黏弹性模型推导得出的, 无法准确计算不对称滞回圈的模量。Kumar 等<sup>[9]</sup>针对大应变滞回圈不对称的情况, 将滞回

基金项目: 国家自然科学基金项目(51978337)

收稿日期: 2020-06-04

\*通信作者(E-mail: iemcsl@nuaa.edu.cn)

圈视为拉、压两个部分，然后单独计算拉、压模量。然而 Kumar 仅使用该方法计算加载第一周的动模量，对于分级加载是否适用未做进一步的探究。因此在已有传感器精度的条件下，需要寻找一个简单有效，同时能计算大应变下土体拉、压模量的计算方法。

本文以黏土为试验对象，基于最小二乘法原理对小应变下的滞回圈进行拟合，有效地减少小应变下白噪声对模量计算的影响，提高结果的可信度。同时在 Kumar 模量计算方法的基础上进行修正，使其能准确计算大应变下、非线性特征较强的非对称滞回圈的拉、压模量。

## 1 动模量计算方法

为了探究非对称滞回圈拉、压模量的计算方法，于南京地区采集黏土样本开展动三轴试验，取样深度为 53.2~53.4 m。根据经验公式： $\sigma_c = 20 H/3$  (kPa)，将试样的有效围压设为 400 kPa，固结 24 h。式中， $\sigma_c$  为等效固结围压 (kPa)； $H$  为埋置深度 (m)，其基本物理参数如表 1 所示。

表 1 黏土物理参数

Table 1 Physical parameters of clay

颗粒相对密度	液限 /%	塑限 /%	塑性指数	天然含水率/%	天然密度/(g·cm <sup>-3</sup> )
2.72	34	21	13	12	1.95

将试样于削样台制成直径 5 cm、高 10 cm 的实心试样，拟对试样施加  $1 \times 10^{-5} \sim 2 \times 10^{-3}$  应变范围的动荷载，开展动三轴应变控制分级加载试验，每级施加 5 圈等幅应变荷载，加载频率为 0.5 Hz。李晓飞<sup>[10]</sup>认为，试样中的累积孔压对模量存在影响，为了避免前期小应变加载产生的累积孔压对后续的模量测试产生影响，于试样四周贴上滤纸条，便于试样排出多余的孔隙水，维持试样内部孔压的稳定。最终试验所得各级应变的滞回圈如图 1 所示。

从图 1 可以看出，当应变小于  $4 \times 10^{-5}$  时，滞回圈受随机振动干扰明显、表面粗糙；当应变大于  $6 \times 10^{-5}$  时，滞回圈受到干扰的程度逐渐减弱，表面逐渐光滑。此外，当应变幅值较小时，土体近似呈线弹性状态，随着应变的增大，尤其是当应变大于  $4 \times 10^{-4}$  时，土体非线性特征愈发显著，且滞回圈逐渐显示非对称性。

### 1.1 小应变下最小二乘法拟合计算模量

在常规的等效线性动黏弹性模型中，土体动模量是由滞回圈两个顶点连线的斜率所表示的。但在小应变幅值的情况下由于受到环境中的随机振动、电信号

干扰等因素，导致试验采集数据不稳定。

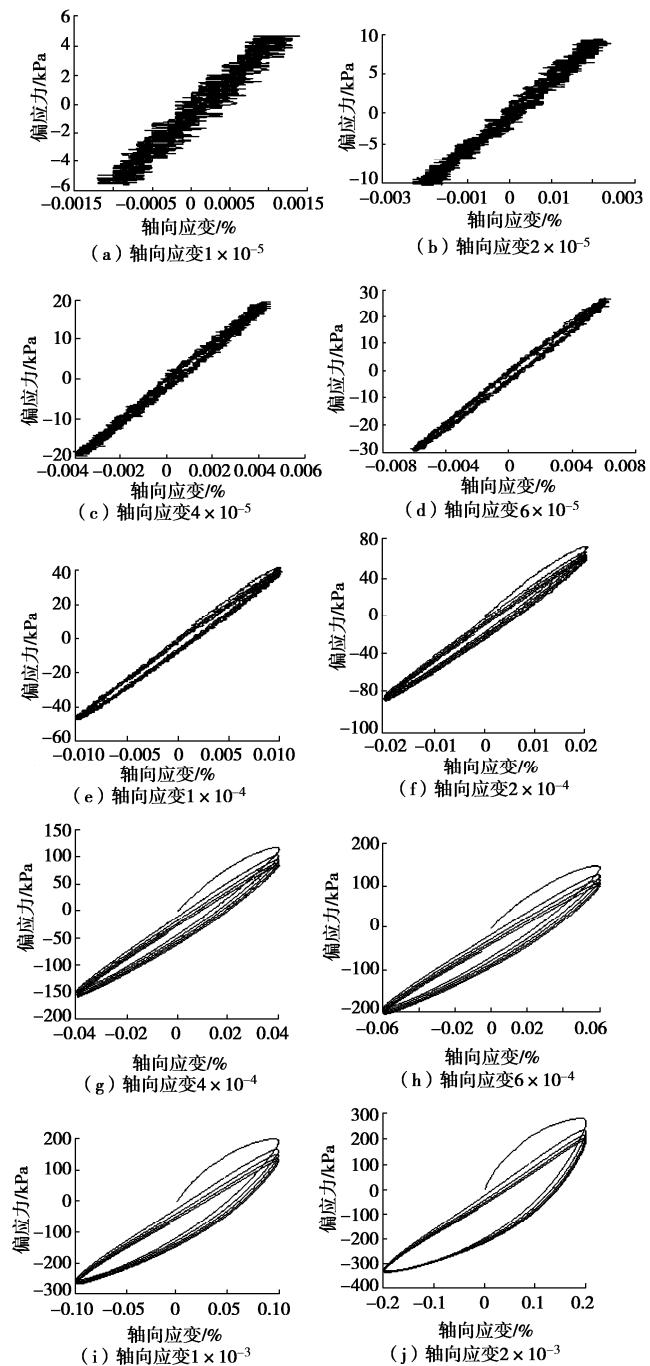
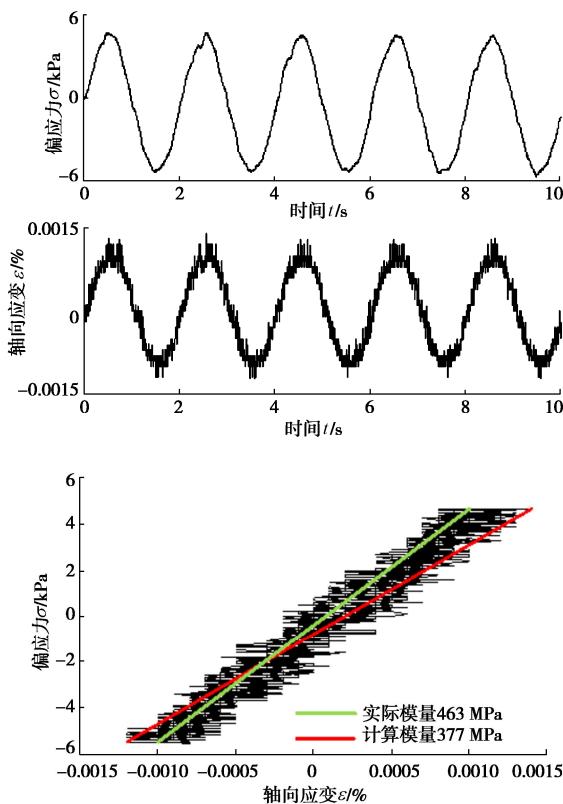


图 1 各级应变的滞回圈

Fig. 1 Hysteresis loops of strain at all levels

以  $1 \times 10^{-5}$  应变量级下的试验曲线为例，由于应变幅值小，其应变时程曲线受白噪声干扰显著（如图 2 所示），最终导致滞回圈受到较为严重的干扰。假设仍以传统的滞回圈法计算，则得到的计算结果为 377 MPa（如图 2 红线所示），然而这显然与实际模量（如图 2 绿线所示）存在较大差距。为了减少白噪声对小应变下模量计算的干扰，提高准确率，借助最小二乘法拟合计算动模量。

图 2  $1 \times 10^{-5}$  应变量级下试验曲线Fig. 2 Test curves at  $1 \times 10^{-5}$  strain level

设小应变下土体在  $i$  时刻的动应力 - 动应变关系满足

$$E\varepsilon_i + \sigma_0 = \sigma_i \quad \text{。} \quad (1)$$

若将前  $n$  个时刻的式 (1) 累加可得

$$E \sum_{i=1}^n \varepsilon_i + n\sigma_0 = \sum_{i=1}^n \sigma_i \quad \text{。} \quad (2)$$

而若在式 (1) 的两端同时乘以该时刻对应的应变可得

$$E\varepsilon_i^2 + \sigma_0\varepsilon_i = \sigma_i\varepsilon_i \quad \text{。} \quad (3)$$

同样的, 将前  $n$  个时刻的式 (3) 累加可得

$$E \sum_{i=1}^n \varepsilon_i^2 + \sigma_0 \sum_{i=1}^n \varepsilon_i = \sum_{i=1}^n \sigma_i \varepsilon_i \quad \text{。} \quad (4)$$

式中  $n$  为试验过程中每周采集点数;  $\sigma_0$  为初始轴向应力;  $\sigma_i$  为加载过程中  $i$  时刻的应力;  $\varepsilon_i$  表示应力为  $\sigma_i$  时刻的应变。将式 (2)、(4) 联立消除含  $\sigma_0$  项即可解得拟合模量  $E$ , 最终化简公式为

$$E = \frac{\sum_{i=1}^n \sigma_i \sum_{i=1}^n \varepsilon_i - n \sum_{i=1}^n \sigma_i \varepsilon_i}{\sum_{i=1}^n \varepsilon_i \sum_{i=1}^n \varepsilon_i - n \sum_{i=1}^n \varepsilon_i^2} \quad \text{。} \quad (5)$$

计算结果如图 3 所示。

图 3 对比了最小二乘法与滞回圈法的计算结果。由图 3 可知, 在小应变情况下, 受到白噪声的干扰, 滞回圈法计算所得的模量偏小。而最小二乘法对滞回圈斜率进行线性拟合能够较好的描述小应变下土体模

量的变化情况。而随着应变逐渐增大, 白噪声对应变测量精度的干扰逐渐减少, 因此两种算法的计算结果逐渐接近。当应变等于  $1 \times 10^{-4}$  时, 拟合模量与滞回圈法计算模量几乎一致, 此时滞回圈清晰可见, 几乎不受白噪声影响。此方法原理简单、易于直接使用, 且一定程度上减小了噪声对于动模量的影响, 使得小应变情况下所得模量更符合实际。

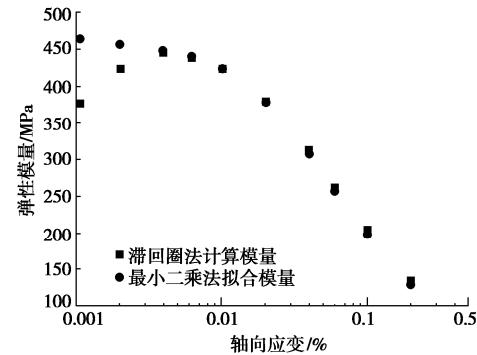


图 3 最小二乘法与滞回圈法计算结果对比

Fig. 3 Comparison between results of least square method and hysteretic loop method

## 1.2 大应变下修正 Kumar 法计算模量

当应变幅值逐渐增大时, 土体逐渐进入非线性阶段, 此时滞回圈的非对称性不断增强。为了计算具有明显非线性特征时土体滞回圈的拉、压模量, Kumar<sup>[9]</sup>给出了一种新的模量计算方式, 计算原理示意图如图 4 所示。

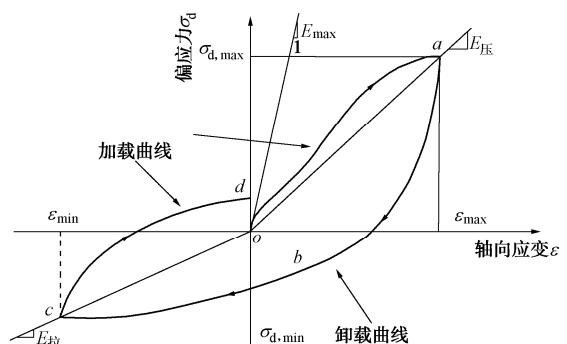


图 4 Kumar 法计算原理

Fig. 4 Calculation principle of Kumar method

Kumar 法将滞回圈起点与压方向的顶点连线的斜率作为动压缩模量  $E_{压}$  (图 4 中线段  $oa$  的斜率), 与拉方向顶点连线的斜率作为动拉伸模量  $E_{拉}$  (图 4 中线段  $oc$  的斜率)。以  $2 \times 10^{-3}$  应变幅值时的滞回圈作为测试, 每周滞回圈以及 Kumar 法计算结果如图 5 所示。

由图 5 可知, 若按照 Kumar 法直接计算大应变下滞回圈拉、压模量, 会出现拉模量大于压模量的结果。然而已有研究表明, 黏土的非线性显著, 且抗压强度高于抗拉强度<sup>[11]</sup>, 这使得计算结果与实际情况相违

背。这是因为 Kumar 法默认滞回圈的起点是从骨架曲线原点出发，而在实际加载过程中，由于前期小应变的应力加载，导致试样产生了一定的累积塑性应变。虽然在每一应变量级加载前都会重新固结，恢复固结状态，但滞回圈仍然难以从新的骨架曲线原点出发。为了解决这一问题，尝试对 Kumar 法进行修正，修正方法如图 6 所示。

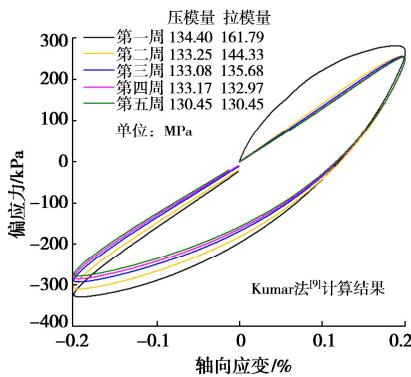


图 5  $2 \times 10^{-3}$  应变量级下 Kumar 法计算结果

Fig. 5 Calculated results of Kumar method at  $2 \times 10^{-3}$  strain level

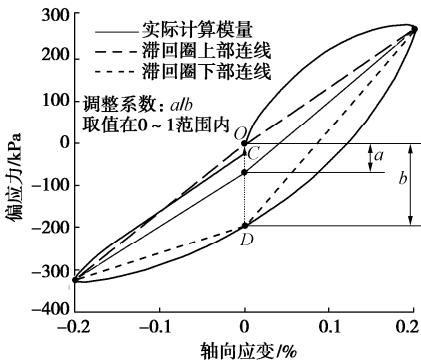


图 6 修正 Kumar 法计算原理

Fig. 6 Calculation principle of modified Kumar method

将滞回圈起点作为  $O$  点，向下作垂线与滞回圈卸载曲线相交于  $D$  点， $C$  为线段  $OD$  中的某一点。当  $C$  点在骨架曲线原点处时，便能根据  $C$  点与两端顶点连线准确计算出拉、压模量。若  $C$  点偏高，则会导致拉模量偏大、压模量偏小；若  $C$  点偏低，则会导致拉模量偏小、压模量偏大。为了找到  $C$  点位置，定义调整系数为  $a/b$ ，即  $OC/OD$ ，从而描述  $C$  点的位置，取值范围在  $0\sim 1$ 。在理想的等效线性动黏弹性模型中，调整系数为 0.5，然而在不对称性较强的滞回圈中，调整系数的值仍需进一步讨论。

由各级应变下的滞回圈可知，当应变不大于  $1 \times 10^{-4}$  时，土体非线性特征较弱，此时土体经历的荷载扰动较小，并且几乎没有塑性应变产生，更接近于土体的初始状态。此外，小应变下的土体更近似于线弹性材料，其滞回圈两端连线应经过骨架曲线原点。因

此，可以借助小应变时土体的滞回圈求得骨架曲线原点的位置，即  $C$  点的位置。

图 7 展示了  $6 \times 10^{-5}$  应变量级下的滞回圈。将滞回圈两端顶点连线得到如图红线，然后如图 6 所述方式计算调整系数，最终所得调整系数为 0.21。鉴于调整系数是在小应变情况下计算得出，因此既能对大应变情况下拉、压模量起到修正作用，又能保证小应变时拉模量等于压模量，从而与最小二乘法拟合所得模量相吻合。将所得调整系数应用于大应变下拉、压模量的计算，再将小应变下最小二乘法拟合所得的模量相结合，得到的计算结果如图 8 所示。

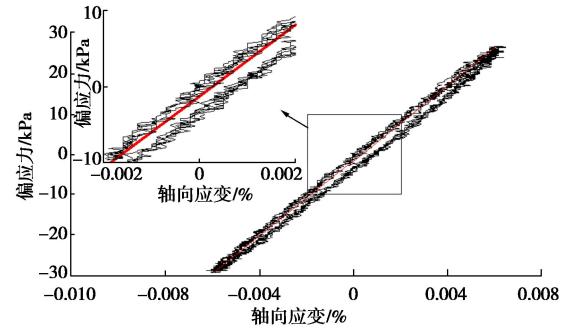


图 7  $6 \times 10^{-5}$  应变量级下滞回圈

Fig. 7 Hysteresis loops at  $6 \times 10^{-5}$  strain stage

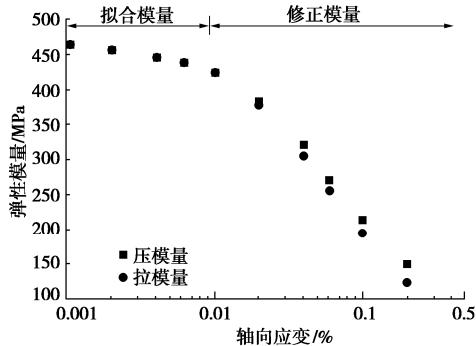


图 8 两种方法共同计算动模量的结果

Fig. 8 Results of dynamic modulus calculated by two methods

从图 8 可知，采用小应变下计算调整系数，然后应用于大应变时拉、压模量计算的方法能有效修正 Kumar 法，使得计算结果更为真实可信。而两种方法的组合也能较好地描述不对称滞回圈的拉、压模量的变化情况。

最终将计算方法总结为：在小应变情况下，修正的 Kumar 模型会由于白噪声的干扰导致计算所得模量偏小，因此采用最小二乘法对此时的模量进行拟合。此时土体近似于线弹性，可认为拉模量等于压模量；当应变逐渐增大时，土体非线性特征逐渐显现，最小二乘法与滞回圈法均无法准确描述模量变化情况。因此先借助小应变时的滞回圈计算调整系数，再采用修正 Kumar 方法计算大应变时的拉、压模量。将两种计

算方法所得模量进行组合, 共同完成较宽应变范围的模量计算。

## 2 结 论

无论是小应变幅值下受白噪声干扰显著的滞回圈, 还是大应变下非对称特征显著的滞回圈, 常规的滞回圈法在计算动模量时均容易出现失真。针对此问题, 本文提出使用最小二乘法和修正 Kumar 法联合计算宽应变范围、非对称滞回圈动模量的计算方法, 得到以下 3 点结论。

(1) 使用最小二乘法拟合能够有效克服小应变时白噪声对模量计算的影响, 使得动三轴的模量测试范围能向前延伸至  $1 \times 10^{-5}$ 。

(2) 在小应变情况下计算调整系数, 然后计算动模量的修正 Kumar 法能有效计算大应变时非对称滞回圈的拉、压模量。

(3) 采用小应变使用最小二乘法拟合、大应变使用修正 Kumar 法的联合计算方式能够兼具两者优势: 延伸计算应变宽度的同时, 解决非对称滞回圈模量计算不准确的问题。

## 参考文献:

- [1] 陈国兴. 岩土地震工程学[M]. 北京: 科学出版社, 2007. (CHEN Guo-xing. Geotechnical Earthquake Engineering[M]. Beijing: Science Press, 2007. (in Chinese))
- [2] CHEN Guo-xing, ZHOU Zheng-long, SUN Tian, et al. Shear modulus and damping ratio of sand–gravelmixtures over a wide strain range[J]. Journal of Earthquake Engineering, 2019, **23**(8): 1407 – 1440.
- [3] 孙 静, 袁晓铭. 土的动模量和阻尼比研究述评[J]. 世界地震工程, 2003, **19**(1): 88 – 95. (SUN Jing, YUAN Xiao-ming. A state-of-art of research on dynamic modulus and damping ratio of soils[J]. World Earthquake Engineering, 2003, **19**(1): 88 – 95. (in Chinese))
- [4] 贺为民, 李德庆, 杨 杰, 等. 土的动剪切模量、阻尼比和泊松比研究进展[J]. 地震工程学报, 2016, **38**(2): 309 – 317. (HE Wei-min, LI De-qing, YANG Jie, et al. Recent progress in research on dynamic shear modules, damping ratio, and poisson ratio of soils[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2016, **38**(2): 309 – 317. (in Chinese))
- [5] KOKUSHO T. Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range[J]. Soils and Foundations, 1980, **20**(2): 45 – 60.
- [6] 王炳辉, 陈国兴, 胡庆兴. 南京细砂动剪切模量和阻尼比的试验研究[J]. 世界地震工程, 2010, **26**(3): 7 – 15. (WANG Bing-hui, CHEN Guo-xing, HU Qing-xing. Experiment of dynamic shear modules and damping of Nanjing Fine Sand[J]. World Earthquake Engineering, 2010, **26**(3): 7 – 15. (in Chinese))
- [7] 梁 珂, 陈国兴, 何 杨, 等. 基于相关函数理论的动模量和阻尼比计算新方法[J]. 岩土力学, 2019, **40**(4): 1368 – 1376. (LIANG Ke, CHEN Guo-xing, HE Yang, et al. A new method for calculation of dynamic modulus and damping ratio based on theory of correlation function[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, **40**(4): 1368 – 1376. (in Chinese))
- [8] 李瑞山, 陈龙伟, 袁晓铭, 等. 荷载频率对动模量阻尼比影响的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(1): 71 – 80. (LI Rui-shan, CHEN Long-wei, YUAN Xiao-ming, et al. Experimental study on influences of different loading frequencies on dynamic modulus and damping ratio[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(1): 71 – 80. (in Chinese))
- [9] KUMAR S S, KRISHNA A M, DEY A. Evaluation of dynamic properties of sandy soil at high cyclic strains[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2017, **99**: 157-167.
- [10] 李晓飞. 土动力参数的测试误差与孔压影响研究[D]. 哈尔滨: 中国地震局工程力学研究所, 2017. (LI Xiao-fei. Study on the Test Error and Pore Pressure Influence of Soil Dynamic Parameters[D]. Harbin: Institute of Engineering Mechanics, China Earthquake Administration, 2017. (in Chinese))
- [11] YASUHARA K, HIRAO K, HYDE A F L. Effects of cyclic loading on undrained strength and compressibility of clay[J]. Soils and Foundations, 1992, **32**(1): 100 – 116.

(编校: 孙振远)

DOI: 10.11779/CJGE2020S1037

# 原状软黏土空心圆柱试样制备技术改进及应用

丁 智<sup>1, 2</sup>, 虞健刚<sup>1</sup>, 孙苗苗<sup>\*1</sup>, 叶 科<sup>1</sup>, 陆 钊<sup>2</sup>

(1. 浙大城市学院土木工程系, 浙江 杭州 310015; 2. 澳门大学土木工程系, 澳门 999078)

**摘要:** 原状土空心试样的制备给土力学特性试验研究带来一系列棘手的问题, 受取芯扰动的影响, 目前在复杂应力条件下开展原状软黏土力学特性试验研究的可靠性有待进一步的提高。基于传统机械法设计了制备软黏土试样的新型装置及方法, 具有台式水钻机、可拆卸更换钻头、制样桶等部件, 操作便捷, 制样质量良好, 且对土样扰动较小, 可快速制备大量空心圆柱试样。采用空心扭剪仪(HCA)开展了原状土圆柱试样在主应力轴偏转路径下的不排水剪切试验, 得到了软黏土的孔压开展曲线和累积应变发展规律曲线。研究结果表明: 复杂应力条件下所制试样土样力学性态演变规律较为可靠, 满足试验要求。

**关键词:** 原状软黏土; 复杂应力路径; 空心圆柱试样; 传统机械法; 主应力轴偏转

**中图分类号:** TU43      **文献标识码:** A      **文章编号:** 1000-4548(2020)S1-0188-05

**作者简介:** 丁 智(1983—), 男, 安徽铜陵人, 副教授, 主要从事地铁施工及运营对周边环境影响方面的研究与教学工作。E-mail: dingz@zucc.edu.cn。

## Improvement and application of preparing technique for hollow cylinder samples of undisturbed soft clay

DING Zhi<sup>1, 2</sup>, YU Jian-gang<sup>1</sup>, SUN Miao-miao<sup>1</sup>, YE Ke<sup>1</sup>, LU Zhao<sup>2</sup>

(1. Department of Civil Engineering, Zhejiang University City College, Zhejiang Hangzhou 310015, China; 2. Department of Civil and Environmental Engineering, University of Macau 999078, China)

**Abstract:** Preparation of undisturbed soil hollow samples brings a series of difficult problems to the experimental researches on mechanical properties of soil. Due to the influences of coring operation disturbance, the reliability of experimental research on mechanical properties of undisturbed soft clay under complex stress path need to be further improved. A new device and method for preparing soft clay sample are designed based on the traditional mechanical method. It has a desktop water drill, a detachable drill bit, and a sample barrel. It is easy to operate, has good quality, and has less disturbance to soil samples. It can quickly prepare a large number of hollow cylindrical samples. An undrained shear test on the cylindrical specimen of undisturbed soil under the deflection path of the principal stress axis is carried out using the hollow torsional shear apparatus (HCA). The changing curve of pore pressure and cumulative strain through dynamic test can be plotted. The study shows that the mechanical properties of the soil samples produced under complex stress conditions are more reliable and meet the test requirements.

**Key words:** undisturbed soft clay; complex stress path; hollow cylindrical specimen; traditional mechanical method; principal stress rotation

## 0 引言

重塑土是在经过压密或者压实作用后形成的具有一定重度、含水率的人工制备的土样, 与原状土的各向异性相比, 其性质较为均一。目前已有很多学者对重塑土的制备进行了深入研究<sup>[1-6]</sup>, 但由于重塑土的结构性较弱, 在实践工作中会出现计算结果与实际值存在较大误差的现象。在岩土工程技术领域中, 随着交通流量的增加, 荷载的多样性和复杂性对高速公路、铁路的地基在受到波浪、交通循环荷载等作用下的承

载能力及稳定性的要求与日俱增, 开展各种与实际情况更相近的主应力轴偏转试验研究成了新的突破口。

一方面, 王杏杏等<sup>[7]</sup>指出土的应力状态是由其结构决定的, 而前期应力状态是由结构性来体现的。

基金项目: 浙江省自然科学基金项目(LY18E080024, LHZ20E080001)  
浙江省重点研发计划项目(2020C01102); 杭州市科技计划项目  
(20191203B44)

收稿日期: 2020-06-03

\*通信作者 (E-mail: sunmm@zucc.edu.cn)

Lerouei 等<sup>[8]</sup>认为各地土的结构性对其力学性质的影响存在显著差异。因此, 迫切需要对原状土进行相关室内试验研究。

另一方面, 土工试验成果的质量取决于试样的扰动程度, 试样的扰动主要由取样扰动和制样扰动两部分组成, 试样在采取过程中产生扰动是不可避免的。根据试验方案及土质情况, 采用水压式取土器对软土进行取样, 采用该装置进行采样, 不仅采样效率高, 取土质量也较好<sup>[8]</sup>, 一定程度上解决了取样过程中扰动的问题, 因此, 如何解决制样扰动问题就成了关注重点。

目前, 原状土空心试样制备方法主要有两种方法: 一种是以英国帝国理工大学为代表, 通过渐进式修正的方法成功制备了伦敦超固结黏土空心试样, 采用机械式进行制样, 利用 7 种不同直径的钻杆依次进行钻孔取芯; 另一种是以 Talesnick 等<sup>[10]</sup>为代表, 他们成功制备出了天然含水率高达 80%~100% 的高灵敏性软土空心试样, 采用电渗式方法进行制样, 利用一根穿通试样的电线切割试样内壁, 从而使得内壁变得光滑, 并且孔壁与内芯较易分离, 对试样的扰动也较小。

综上所述, 现有的制样方式仍存在一些缺陷, 如传统机械制样方式, 由于在钻孔的过程中需要更换不同直径的钻杆, 故不可避免地会对土样产生扰动; 而电渗法则需要利用电势降使试样中的水从正极流向负极, 很大程度的影响了试样含水情况, 且操作较为繁琐。因此, 鉴于现有装置和技术的尚可改进之处, 本文基于传统机械法提出了一种改进的空心圆柱试样的制备方法。

## 1 新型原状软黏土空心圆柱试样制备装置开发

### 1.1 试样制备用土

试样用土取自杭州市紫金港, 选择土质均匀、无杂质的处进行取土。测定土体基本物理特性指标, 见表 1。对现场取得的土样进行切削、钻芯等步骤后获得空心圆柱样, 操作过程严格按照《土工试验规程》的规定进行。

表 1 试样的物理特征指标

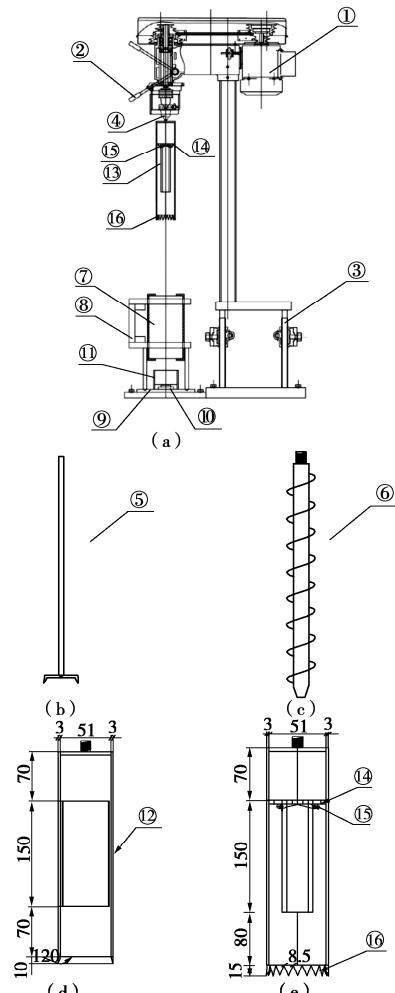
Table 1 Physical characteristics of samples

土样类型	含水率 w/%	干密度 $\rho_d/(g \cdot cm^{-3})$	颗粒相对密度 $G_s$	孔隙比 e	饱和度 $S_r/\%$	液限 $w_L/\%$	塑性指数 I <sub>P</sub>
淤泥质黏土	47.00	11.60	2.74	1.34	96.50	37.60	17.56

### 1.2 试样制备装置设计

试样制备装置主要由台式水钻机部分、可更换钻头部分、制样桶三部分组成(结构如图 1(a)所示); 其中台式水钻机包括水钻机、升降支架及调节手柄等

部件; 升降支架设置在水钻机的下部; 可更换钻头部分由转换接头及若干刀头组成, 转换接头是用来将刀头安装在水钻机上的连接部件, 通过调节手柄可以控制更换钻头部分的竖向移动; 刀头包括直杆旋转式刀头(见图 1(b))、螺旋杆刀头(见图 1(c))以及长筒型环刀, 其中长筒型环刀又分为侧向单开口式环刀(见图 1(d))和侧向双开口式环刀(见图 1(e))两种, 其皆为可拆卸式; 其中直杆旋转式刀头用于圆柱试样内孔的粗削, 螺旋杆刀头用于圆柱试样圆形孔的粗削成型及掏土加工, 而长筒型环刀用来对圆柱试样圆形孔进行精削; 侧向单开口式环刀或侧向双开口式环刀为无缝不锈钢管, 其外径略小于钻孔直径; 侧向单开口式环刀的开口处位于刀体的中部, 其开口弧度为环刀圆周长的 1/3; 侧向双开口式环刀的开口处位于刀体的中部, 开口方式为对向开口, 开口弧度为环刀圆周长的 1/8。制样桶设置在制样桶支架上, 而制样桶支架则固定在底部转盘上, 制样桶的正下方是废土桶, 转盘电机与底部转盘连接。



注: ①-水钻机; ②-调节手柄; ③-升降支架; ④-转换接头; ⑤-直杆旋转式刀头; ⑥-螺旋杆刀头; ⑦-制样桶; ⑧-制样桶支架; ⑨-底部转盘; ⑩-转盘电机; ⑪-废土桶; ⑫-侧向单开口式环刀; ⑬-侧向双开口式环刀; ⑭-推土刮片; ⑮-卡扣; ⑯-锯齿头

图 1 制样装置结构示意图

Fig. 1 Sketch of new sample preparation device

## 2 试样制备过程

为了减少土样扰动,本次采用不锈钢薄壁取土法进行取土制样。先将薄壁管内外壁均匀涂抹硅油,而后将直径 200 mm、高度 750 mm 的薄壁管压入土层中切取土样,土样切取完毕后,在土样筒的两端均匀的涂上黄油,并用塑料盖盖在土样筒上裹紧密封,随后蜡封保存,在标签上记录取样信息附于土样筒上,再用胶带密封。

下面结合图 2 具体介绍原状软黏土空心圆柱试样的制备流程:①将取样筒内土体按照原状实心圆柱土样削切方法成型,置于制样桶中,并采用推土器将所取土样缓慢进行推出,见图 2 (a)。②用钢丝锯将试样四周多余部分进行切除并修补土样外壁,为了防止在内壁钻孔过程中对土样产生扰动,采用三瓣膜将已修补完成后的外壁箍紧,如图 2 (b) 所示。③采用 3 种不同的规格的钻孔器对内壁进行钻孔,钻孔器见图 2 (c)。④箍紧三瓣膜并固定上下盖板,然后将试样与三瓣膜放入固定架上,如图 2 (d) 所示,安装完毕后见图 (e)。⑤调整水钻机的升降支架,直至达到合适高度停止,在钻机头上安装转换接头,首先接上直杆旋转式刀头,手动调整调节手柄,直至制样桶上部距 400 mm 以上停止调整,并按下水钻机开关,控制转速在 100~200 rad/m,下降速度 100 mm/min,逐渐下降进行实心圆柱土样的钻芯加工。⑥关闭水钻机,换下水钻机上的直杆旋转式刀头,安装上螺旋杆刀头,再次手动调整调节手柄手动调,直至制样桶上部距 400 mm 以上停止,开启水钻机,将转速控制在 60 rad/m,下降速度 100 mm/min,逐渐下降进行实心圆柱土样的圆形孔加工。⑦关闭水钻机,再次将水钻机转接头上的直杆旋转式刀头换下,装上长筒型环刀,并均匀的涂抹少许机油在长筒型环刀内外上,将调节手柄手动调整至制样桶上部距离 400 mm 以上,开启转盘电机,控制转速在 20~30 rad/m,同时开启水钻机,并控制转速低于 50 rad/m,以 50 mm 为每次的下降量,逐渐下降长筒型环刀,上升至试样外部,采用下拉推土刮片排出桶内的土体。⑧最后关闭水钻机和转盘电机,将制样桶和削切完成的土样从底部转盘上取下,这样就成功地完成了试样制备。通过上述制备流程所制试样外表面光滑,对试样土体扰动较小,能够满足试验需求。图 2 (f) 为所制试样与橡胶样的对比图。⑨将土样置于饱和器中进行真空饱和。

相较于之前的试样制备装置,该新型制样装置具有结构简单,操作便捷,脱模容易,可快速实现机械化制样等一系列优点,有效保证了制样的质量,为空

心圆柱扭剪试验奠定了基础。

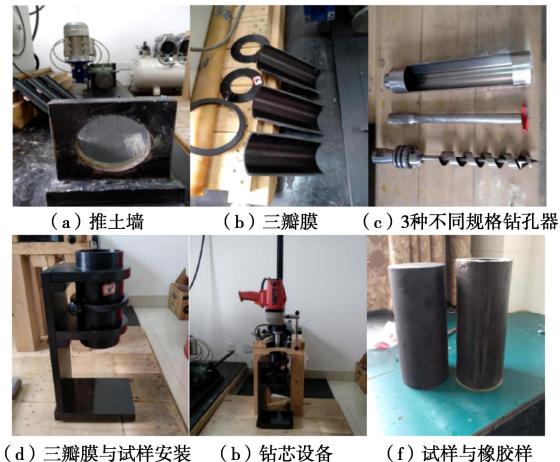


图 2 试样制备流程图

Fig. 2 Flowchart of sample preparation

## 3 原状试样力学性能均衡性验证

对上述所制试样采用空心圆柱扭剪仪来进行试验验证,通过测试同一条件下的一组平行试样来检验土体性状是否能够满足循环荷载下试验要求。

### 3.1 试验方案

空心圆柱扭剪仪 (GCTS HCA) 是目前公认的最符合实际受力情况的土动力学试验设备,能够很好地模拟循环荷载下的土样受荷复杂应力路径<sup>[9]</sup>。开展不排水循环剪切试验,在试验过程中施加大小相同的外围压,为了能够更加准确的模拟实际荷载状况,加载时保持循环扭矩 MT 和循环轴力的相位差,本次试验中有效围压均为 50 kPa,采用  $K_0$  固结,具体的试验方案见表 2。

表 2 不同频率下的空心扭剪试验方案

Table 2 Hollow torsion shear test programs under different frequencies

试样 编号	有效围压 /kPa	竖向循 环应力 幅值%	循环剪 应力幅 值%	竖向-扭 剪循环应 力耦合比	应 力 路 径	频 率	振 次 $N$
A-1	50	15	6	0.4	圆形	0.1	2500
A-2	50	15	6	0.4	圆形	0.1	2500
B-1	50	15	6	0.4	圆形	0.5	2500
B-2	50	15	6	0.4	圆形	0.5	2500

### 3.2 试验结果分析对比

图 3,4 分别为不同频率下试样累积轴向应变与时间的关系曲线图。从图中可以看出,在频率 0.1, 0.5 Hz 下试样轴向累积变形随振次的增加而逐渐增大,应变增长速率随振次的增大而逐渐减小,一定振次后,应变量逐渐趋于稳定,同一频率相同加载条件下,不同试样间的应变规律相同,试验结果较为一致。

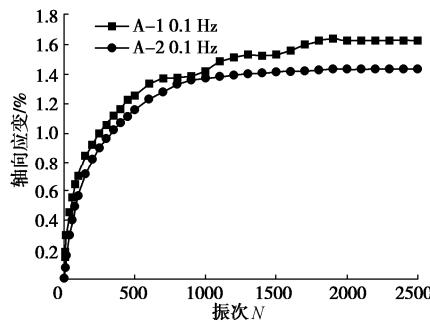


图 3 0.1 Hz 下试样 A-1, A-2 累积轴向应变发展曲线

Fig. 3 Variation curves of cumulative axial strain of samples under 0.1 Hz

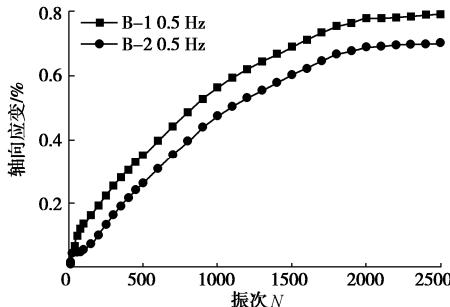


图 4 0.5 Hz 下试样 B-1, B-2 累积轴向应变发展曲线

Fig. 4 Variation curve of cumulative axial strain of samples under 0.5 Hz

图 5,6 分别为不同频率下试样孔压比与时间的关系曲线图。从图中可以看出, 其发展趋势大致与轴向累积变形发展规律类似, 在初始阶段时, 孔压比曲线增长速率较高, 随着振次的增加而逐渐降低, 在一定振次之后, 最终基本趋于稳定, 同一频率相同加载条件下, 不同试样间孔压累积发展曲线基本重合, 试验结果较为一致。

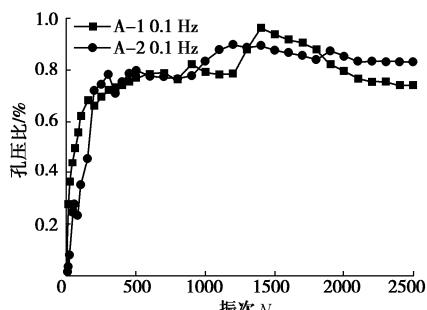


图 5 0.1 Hz 下试样 A-1, A-2 孔压发展规律

Fig. 5 Variation rules of pore pressure of samples under 0.1 Hz

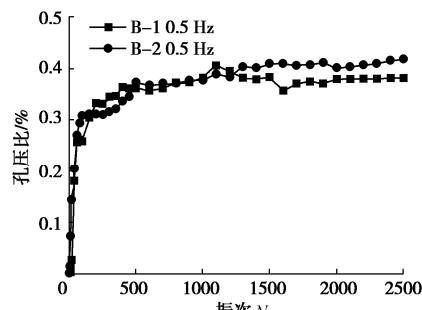


图 6 0.5 Hz 下试样 B-1, B-2 孔压发展规律

Fig. 6 Variation rules of pore pressure of samples under 0.5 Hz

图 7,8 分别为不同频率下试样软化指数与时间的关系曲线图, 其中软化指数采用王军等<sup>[11]</sup>定义的公式:

$$\frac{G_{SN}}{G_{SI}} = \frac{\frac{q_{\max} - q_{\min}}{\varepsilon_{N,\max} - \varepsilon_{N,\min}}}{\frac{2\sigma_d}{\varepsilon_{1,\max} - \varepsilon_{1,\min}}} = \frac{\frac{2\sigma_d}{\varepsilon_{1,\max} - \varepsilon_{1,\min}}}{\frac{\varepsilon_{N,\max} - \varepsilon_{N,\min}}{\varepsilon_{1,\max} - \varepsilon_{1,\min}}} = \frac{\varepsilon_{1,\max} - \varepsilon_{1,\min}}{\varepsilon_{N,\max} - \varepsilon_{N,\min}} \quad (1)$$

式中  $q_{\max}$  为每次循环中的最大偏应力,  $q_{\min}$  为每次循环中的最小偏应力;  $\varepsilon_{1,\max}$  为第一次循环中最大轴向应变,  $\varepsilon_{1,\min}$  为第一次循环中最小轴向应变;  $\varepsilon_{N,\max}$  为第  $N$  次循环中最大轴应变,  $\varepsilon_{N,\min}$  为第  $N$  次循环中最小轴应变。

从图 7,8 中可以看出, 总体上软化指数是随着振次的增加而减小, 其中频率 0.5 Hz 时土样软化指数衰减的速度是最快的, 0.5 Hz 下的最小软化指数为 0.55, 而当频率为 0.1 Hz 时, 试样的软化系数衰减速度较慢, 可以理解为土样在 0.1 Hz 时轴向应变较小。由此可知, 在同样的加载条件和频率下, 不同试样间的软化指数变化曲线基本重合, 试验结果较为一致。

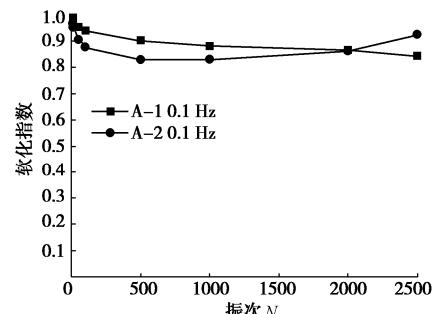


图 7 0.1 Hz 下试样 A-1, A-2 软化指数图

Fig. 7 Softening indices of dynamic stress ratio under 0.1 Hz

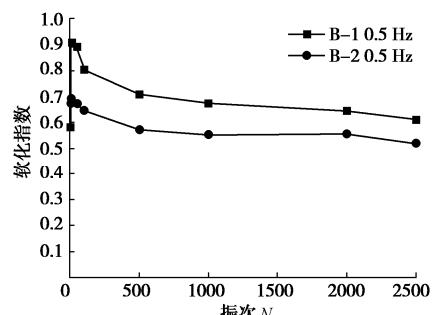


图 8 0.5 Hz 下试样 B-1, B-2 软化指数图

Fig. 8 Softening indices of dynamic stress ratio under 0.5 Hz

根据上述分析可知, 采用本技术所制备的试样即保证了试样的结构性, 也保证了试样内外壁光滑, 能够满足室内试验要求, 并且所得试验数据规律性良好, 为今后分析原状软黏土的试验结果提供了保障。

## 4 结 论

(1) 在对空心样进行掏孔时, 该装置采用 4 种不同的削切环刀, 先用直杆旋转式刀头进行粗削, 再用小于内孔径的螺旋杆刀头进行掏土, 可有效减小制样过程中对软黏土原状样的扰动。

(2) 在精细削土加工过程中采用长筒型薄壁环刀, 侧壁开口释放了削切附土内压, 开刃侧可用于最后手动刮壁, 使孔内壁光滑, 确保不坍孔。

(3) 采用转盘电机驱动的底部转盘上的制样桶, 形成一整套制样仪, 使得制样与成样过程统一, 相较传统的手动削土速度大幅提高, 成样内外径圆心一致。

(4) 从土体力学性能方面验证了该试样制备技术在复杂应力下研究土体性态演变规律的可行性, 为复杂应力路径下研究原状软黏土基本性状提供了保障, 具有很高的实用价值。

## 参 考 文 献:

- [1] 丁智, 魏新江, 庄家煌, 等. 地铁列车荷载下冻融土刚度软化试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2018, **37**(4): 987 - 995. (DING Zhi, WEI Xin-jiang, ZHUANG Jia-huang, et al. Experimental study on stiffness softening of frozen-thawed soil under subway loading[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2018, **37**(4): 987 - 995. (in Chinese))
- [2] 丁智, 张孟雅, 魏新江, 等. 地铁循环荷载下冻融软土孔压发展及微观结构研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, **35**(11): 2328 - 2336. (DING Zhi, ZHANG Meng-ya, WEI Xin-jiang, et al. Study on pore pressure and microstructure of frozen and thawed soft soil under subway cyclic loading[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, **35**(11): 2328 - 2336. (in Chinese))
- [3] 魏新江, 张涛, 丁智, 等. 地铁荷载下不同固结度软黏土的孔压试验模型[J]. 岩土力学, 2014, **35**(10): 2761 - - 2768, 2874. (WEI Xin-jiang, ZHANG Tao, DING Zhi, et al. Experimental study of pore pressure model of soft clay with different consolidation degrees under subway loading[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **35**(10): 2761 - 2768, 2874. (in Chinese))
- [4] 沈扬, 王保光, 陶明安, 等. 重塑黏土空心圆柱试样制备技术改进及应用[J]. 岩土力学, 2015, **36**(增刊 1): 697 - 701. (SHEN Yang, WANG Bao-guang, TAO Ming-an, et al. Improvement of preparing technique for hollow cylinder specimen of remolded clay and its application[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(S1): 697 - 701. (in Chinese))
- [5] 沈扬, 周建, 张金良, 等. 考虑主应力方向变化的原状黏土强度及超静孔压特性研究[J]. 岩土工程学报, 2007, **29**(6): 843 - 847. (SHEN Yang, ZHOU Jian, ZHANG Jin-liang, et al. Research on strength and pore pressure of intact clay considering variation of principal stress direction[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, **29**(6): 843 - 847. (in Chinese))
- [6] SHEAHAN T, LADD C, GERMAINE J. Rate-dependent undrained shear behavior of saturated clay[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1996, **122**(2): 99 - 108.
- [7] 王杏杏, 尚军, 夏锦红. 重塑土和原状土的应力状态和屈服准则[J]. 广西大学学报(自然科学版), 2016, **41**(1): 196 - 202. (WANG Xing-xing, SHANG Jun, XIA Jin-hong. Stress state and yield criterion of remolded soil and undisturbed soil[J]. Journal of Guangxi University (Natural Science Edition), 2016, **41**(1): 196 - 202. (in Chinese))
- [8] LEROUEI S, SAMSON L, BOZOZUK M. Laboratory and field determination of preconsolidation pressures at gloucester[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1983, **20**(3): 19 - 23.
- [9] 刘海刚. 薄壁取土器的结构及取样过程分析[J]. 岩土工程学报, 1990, **12**(6): 76 - 83. (LIU Hai-gang. Analysis of the structure and sampling process of the thin-walled soil extractor[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1990, **12**(6): 19 - 23. (in Chinese))
- [10] TALESNICK M, FRYDMAN S. The preparation of hollow cylinder specimens from undisturbed tube samples of soft clay[J]. Geotechnical Testing Journal, 1990, **13**(3): 7.
- [11] 王军, 蔡袁强. 循环荷载作用下饱和软黏土应变累积模型研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, **27**(2): 331 - 338. (WANG Jun, CAI Yuan-qiang. Study on accumulative plastic strain model of soft clay under cyclic loading[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, **27**(2): 331 - 338. (in Chinese))

(编校: 孙振远)

DOI: 10.11779/CJGE2020S1038

# 水平荷载作用下压力型扩大头锚杆承载特性试验研究

王 哲<sup>1</sup>, 陆柯颖<sup>1</sup>, 王乔坎<sup>2</sup>, 崔涵晟<sup>1</sup>, 任 康<sup>1</sup>, 马少俊<sup>2</sup>, 许四法<sup>\*1</sup>

(1. 浙江工业大学土木工程学院, 浙江 杭州 310023; 2. 浙江省建筑设计研究院, 浙江 杭州 310006)

**摘要:** 通过自行研制的模型试验装置, 利用 PIV 技术研究水平荷载作用下压力型扩大头锚杆力学特性以及周围土体位移发展机理。试验结果表明, 压力型扩大头锚杆的受力过程可分为侧摩阻力阶段、过渡阶段和端部阻力阶段, 在每个阶段转变之间荷载位移曲线会出现“拐点”。基于数字图像分析, 提出压力型扩大头锚杆扩大头锚固段近端土体临界位移场影响范围呈“灯泡型”, 且当扩大头锚固段长径比超过 3:1 后, 随着继续增大长径比对扩大头锚固段近端的位移场范围基本无影响。

**关键词:** 水平荷载; 压力型扩大头锚杆; 模型试验; 破坏特性; 土体发展机理

**中图分类号:** TU442      **文献标识码:** A      **文章编号:** 1000-4548(2020)S1-0193-05

**作者简介:** 王 哲(1978—), 男, 博士, 教授, 主要从事岩土工程的教学和科研工作。E-mail: wangzsd@zjut.edu.cn。

## Experimental study on failure characteristics of pressured under-reamed anchors under horizontal loads

WANG Zhe<sup>1</sup>, LU Ke-ying<sup>1</sup>, WANG Qiao-kan<sup>2</sup>, CUI Han-sheng<sup>1</sup>, REN Kang<sup>1</sup>, MA Shao-jun<sup>2</sup>, XU Si-fa<sup>1</sup>

(1. College of Civil Engineering and Architecture, Zhejiang University of Technology, Zhejiang 310023, China; 2. Zhejiang Province

Institute of Architectural Design and Research, Zhejiang 310006, China)

**Abstract:** Through a self-developed model test device and PIV technology, the mechanical characteristics of pressured under-reamed anchors under horizontal loads and the development mechanism of the surrounding soil displacement are studied. The test results show that the stress process of the pressured under-reamed anchors can be divided into lateral friction stage, transition stage and end resistance stage, and there will be an "inflection point" in the load-displacement curve between the transitions of each stage. According to the image analysis, it is proposed that the influence range of critical displacement field of soil around the under-reamed anchorage segment of pressured anchor is "bulb-shaped". When the length-diameter ratio of the enlarged head anchoring section exceeds 3:1, the displacement field at the proximal end of the under-reamed anchoring section is basically unaffected with the continuous increase of length-diameter ratio.

**Key words:** horizontal loading; pressured under-reamed anchor; model test; failure characteristic; development mechanism of surrounding soil

## 0 引言

近年来, 岩土锚固技术凭借其高效、经济等特点在地下空间开发过程中应用十分广泛<sup>[1]</sup>。随着东南沿海深厚软土地区地下空间开发深度的不断提升, 对锚固技术的要求也越来越高, 传统的锚杆的抗拔承载力已无法满足工程需求。为此, 国内外工程人员研发了一种压力型扩大头锚杆来解决传统锚杆在软土地区承载力低, 变形大等问题。

在压力型锚杆力学性能方面, 国内外学者近年来进行了大量的研究, 并取得了一些有益的成果<sup>[2-10]</sup>, 表明压力型锚杆极限承载力较拉力型锚杆在相同条件下有明显提高, 并能显著提高锚杆的可靠性。

而在扩大头锚杆的研究方面, 国内外学者也进行

了大量研究<sup>[11-15]</sup>, 得到许多有益的结论。而在基坑工程中, 用于支护体系的锚杆大多为近似水平向设置, 与竖直向设置的锚杆受力机理存在较大的差异。锚杆竖向拉拔试验仅体现了端部阻力对锚杆承载力的影响, 不能体现出锚固段末端端阻力的影响。王哲等<sup>[16]</sup>基于极限平衡原理, 推导出适用于扩大头可回收预应力锚杆的极限抗拔力计算公式, 并通过实际工程验证计算公式的适用性。

由于目前国内外学者对扩大头锚杆的研究大多为竖向拉拔试验, 对应用于基坑支护工程水平方向扩大

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51778585)

收稿日期: 2020-06-03

\*通信作者 (E-mail: xusifa@zjut.edu.cn)

头锚杆承载机理的研究较少, 实际工程中水平方向扩大头锚杆由于锚周土体自重影响而导致界面应力非对称分布, 且存在由于埋深造成的土拱效应。为此, 本文通过室内相似模型试验并结合粒子图像测速技术(PIV)对水平荷载作用下扩大头锚固段周围土体变形发展过程以及破坏模式进行研究。

## 1 室内模型试验

### 1.1 模型试验装置

考虑压力型扩大头锚杆模型的尺寸, 同时为避免模型试验产生边界影响效应, 本次模型试验主要考虑几何相似, 考虑实际锚杆尺寸, 选取相似系数为 1/10, 采用几何尺寸为 1.00 m(长)×0.45 m(宽)×0.80 m(高), 四周由角钢焊接及透明钢化玻璃组成的模型箱。在距离箱底 0.35 m 处的侧边角钢开有 10 mm 的圆孔, 以便钢螺纹钢杆穿出模型箱外侧。试验用到主要仪器为测定抗拔力的 DM-BS 型拉力传感器与测量位移的百分表、采集试验数据的数据采集仪、加载滑轮及砝码、带状光源等辅助设备。试验装置见图 1。



图 1 扩大头锚杆半模型试验装置

Fig. 1 Half-model test set-up of under-reamed anchor

### 1.2 土体材料参数

试验采用中国 ISO 标准砂, 模拟地基制备采用分层填筑并加以人工振捣压实的方法通过控制每层填土厚度的方法来确保填土的均匀性, 每层填土厚度 100 mm, 填土总高度为 700 mm。试验模拟地基土的颗粒级配曲线及其物理力学性能指标如表 1 所示。

表 1 标准砂物理力学参数表

Table 1 Physical and mechanical parameters of standard sand

重度 $\gamma$ /(kN·m <sup>-3</sup> )	密度 $\rho$ /(g·cm <sup>-3</sup> )	含水 率/%	黏聚 力 c/kPa	内摩擦 角 $\varphi$ / (°)	土粒相 对密度 $G_s$	不均匀 系数 $C_u$
17.25	1.76	0.037	0	33.2	2.67	4.77

### 1.3 模型锚杆制备

扩大头锚杆锚固段材料分别采用直径为 5 cm, 长度分别为 10, 15, 20 cm 的半圆形木块及橡胶模拟扩

大头锚固段, 同时采用直径为 5 mm, 长度为 100 cm 的钢螺纹杆模拟扩大头锚杆自由段, 具体参数如表 2 所示。为能够真实模拟扩大头锚固段-砂土界面接触, 在锚固段表面涂抹环氧树脂并将标准砂黏贴在锚固段侧表面, 并保持立面光滑平整。由于钢螺纹杆的弹性模量远大于锚固段材料。因此, 在荷载 - 位移曲线分析中忽略螺纹杆自身的弹性位移。

表 2 扩大头锚杆物理力学参数表

Table 2 Physical and mechanical parameters of under-reamed anchors

类型	重度 $\gamma$ /(kN·m <sup>-3</sup> )	弹性模量 $E/GPa$	抗压强度 /MPa	泊松比 $\nu$
扩大头锚	木块	6.9	7.5	24
固段	橡胶	12.5	4.4	—
	钢螺纹杆	79.3	206	—
				0.30

## 2 锚杆荷载 - 位移曲线分析

### 2.1 不同长度锚固段承载力影响分析

从图 2 中可知, 扩大头锚杆荷载 - 位移曲线大致可分为 3 个阶段, 其中橡胶锚固段的锚杆荷载 - 位移曲线, 第一阶段和第二阶段的区分不明显, 这可能是由于橡胶锚固段侧向膨胀以及橡胶锚固段与钢化玻璃之间存在不可忽略的摩擦等因素造成。

第一阶段为加载初期的侧摩阻力阶段 (oa 段)。此阶段内, 荷载 - 位移曲线基本呈线性增长, 位移增长速率较为缓慢, 抗拔承载力主要由锚固段的侧摩阻力提供, 并且锚杆的位移增量相对较小。当位移在 1.2 mm 左右时, 开始进入第二阶段, 此时 10, 15, 20 cm 木制锚固段对应的抗拔力分别为 160.15, 116.09, 163.77 N, 而橡胶锚固段对应的抗拔力分别为 61.02, 76.30, 81.21 N。

第二阶段为过渡阶段 (ab 段), 荷载 - 位移曲线的斜率减小, 位移增长速率略微增大, 扩大头锚固段近端土体开始形成局部的压密区, 近端土体提供的抗拔力逐渐增大, 锚杆的位移增量仍然相对较小。当木制锚固段位移在 2.2 mm 左右时, 荷载位移曲线出现一个拐点, 开始进入第三阶段, 此时对应的抗拔力分别为 206.72, 196.66, 232.29 N。而对于橡胶锚固段对应的锚固段位移在 4.4 mm 左右时, 开始进入第三阶段, 此时抗拔力分别为 198.90, 200.93, 215.98 N。

第三阶段为端部阻力阶段 (bc 段), 荷载 - 位移曲线斜率出现较大幅减小, 当木制锚固段位移在 5.30 mm 左右时, 荷载 - 位移曲线再次出现一个明显的拐点, 对应的抗拔力分别为 291.61, 323.93, 331.34 N。

而橡胶锚固段在锚固段位移在 10.90 mm 左右时, 荷载-位移曲线再次出现一个明显的拐点, 对应的抗拔力分别为 321.48, 367.66, 350.31 N。此后, 随着荷载的增大, 位移急剧增加, 表明锚杆发生破坏。

在两者锚杆发生破坏后继续增加荷载的过程中(c 段以后), 扩大头锚杆位移收敛, 并在锚杆荷载增长情况不大的情况下, 锚杆再次破坏。在整个加载过程中, 荷载位移曲线呈台阶状递增趋势, 每次破坏的荷载增加值不断减小。

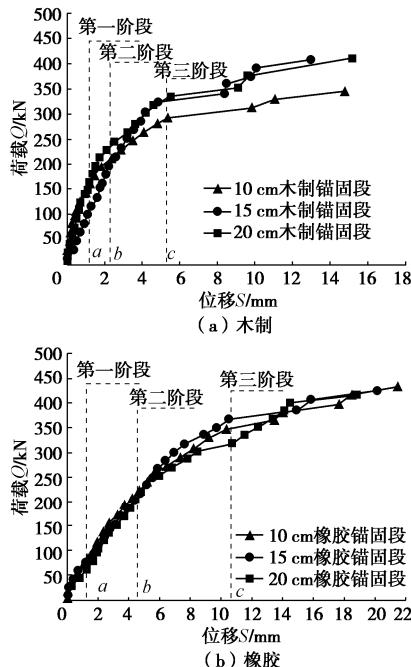


图 2 扩大头锚杆荷载 - 位移曲线

Fig. 2  $Q$ - $S$  curves of under-reamed anchors

当锚固段长度为 10, 15 cm 时, 木制锚固段的极限抗拔承载力提高 11.08%, 对应橡胶锚固段极限抗拔承载力提高 14.36%, 增加锚固段长度对锚杆极限抗拔承载力影响较大。当锚固段长度为 15 cm 与 20 cm 时, 木制锚固段的极限抗拔承载力提高 2.29%, 增加锚固段长度对锚杆极限抗拔承载力基本没有影响, 仅略微提高锚杆摩擦阻力阶段的荷载极限值。而对应橡胶锚固段极限抗拔承载力承载力相差不大, 因此可认为扩大头锚杆极限抗拔承载力大小主要取决于扩大头锚固段端部阻力大小, 且当长径比超过 3:1 时, 锚固段大小对锚杆极限抗拔承载力影响不大。

## 2.2 不同弹模对锚杆极限承载力影响分析

进一步对比分析相同长度的木制及橡胶锚固段的荷载 - 位移曲线, 并将数据列于表 3。当达到极限抗拔承载力时, 相同长度的橡胶锚固段极限抗拔承载力比木制锚固段承载力的增量为 10.24%, 13.50%, 5.72%。

表 3 锚固段对锚杆承载力的影响

Table 3 Effects of water content on bearing capacity of anchors

锚固段类型	锚固段长度/cm	第一阶段承载力/N	第二阶段承载力/N	第三阶段承载力/N
木制	10	160.15	206.72	296.61
	15	116.09	196.66	323.93
	20	163.77	232.29	331.34
橡胶	10	61.02	198.90	321.48
	15	76.30	200.93	367.66
	20	81.21	215.98	350.31

同时, 木制锚固段达到破坏时的位移为 5.3 mm, 约为锚固段直径的 10%, 而橡胶锚固段达到破坏时的位移为 10.9 mm, 约为木制锚固段的 2 倍。这主要是由于橡胶锚固段弹性模量相对较小, 当施加水平荷载后, 橡胶锚固段产生了较大的轴向压缩变形, 而木制锚固段的弹性模量相对较大, 轴向压缩变形相对较小, 因此锚固段长度对极限承载力状态下锚杆位移量的影响相对较小。橡胶锚固段受压后, 锚固段发生侧向膨胀, 进一步增大了锚固段侧表面所受的正向土压力, 使之相较于木制锚固段有着更大的围压, 进一步增强了锚杆的极限抗拔承载力。因此, 锚固段弹性模量的大小对锚杆变形和极限承载抗拔力均有影响, 对变形影响较大, 对极限抗拔承载力大小的影响相对较小。

## 3 锚周土体位移场发展过程分析

### 3.1 不同长度锚固段周边土体位移矢量图

针对不同长度扩大头锚固段模型材料对锚周土体位移场变化的影响进行研究, 如图 3, 4 所示。

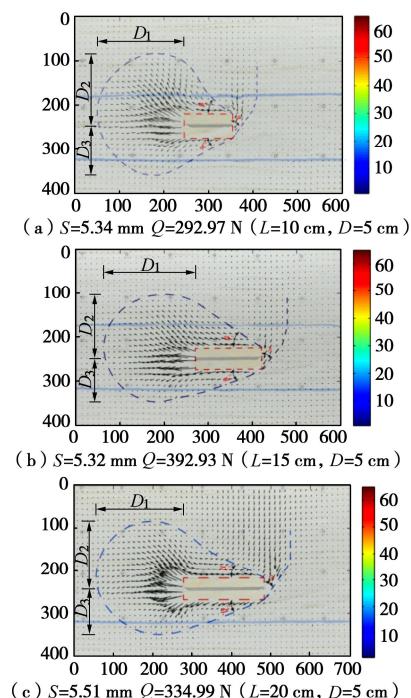


图 3 木制扩大头锚固段周边土体位移场

Fig. 3 Displacement fields of soil around wooden under-reamed bonding segment

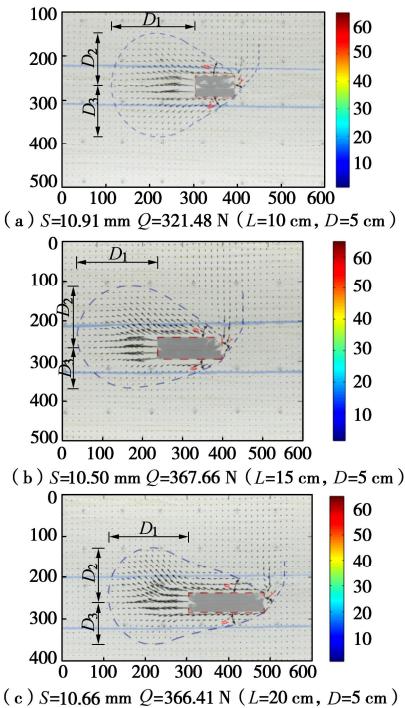


图4 橡胶扩大头锚固段周围土体位移场

Fig. 4 Displacement fields of soil around rubber under-reamed bonding segment

表4 临界位移场影响范围统计

Table 4 Influence ranges of critical displacement field

类别	长度/cm	$D_1/D$	$D_2/D$	$D_3/D$	$\beta_1$ /(°)	$\beta_2$ /(°)
木制 锚固 段	10	3.6	3.0	2.1	34	28
	15	4.3	3.0	2.0	35	28
	20	4.3	3.1	2.1	25	21
橡胶 锚固 段	10	4.0	2.5	2.4	35	34
	15	3.8	2.8	1.9	37	34
	20	3.9	2.8	2.1	32	28

对于不同长度的扩大头锚固段，当扩大头锚固段长度与直径的比例为3:1时，锚固段的临界位移场基本达到了稳定状态，即扩大头锚固段近端径向影响范围 $D_2$ 约为3D，轴向影响范围约 $D_1$ 为4.5D。若继续增大长径比，锚固段近端临界位移场的影响范围基本不变。这主要是由于锚杆到达极限抗拔力时，抗拔承载力主要由锚固段前端的土体提供，而土体压缩范围主要取决于锚固段的直径大小。

当木制锚固段和橡胶锚固段长度由15 cm增加到20 cm时，锚固段的侧面土体剪切破坏角 $\beta_1$ 、 $\beta_2$ 均出现减小的情况。这主要是由于锚固段近端土体压密区对锚固段的侧摩阻力存在增强作用，当锚固段长度较短时，压密区对锚固段远端的侧面剪切破坏角影响较为明显；当锚固段长径比超过3:1时，由于压密区影响范围基本不变，而锚固段的加长使得锚固段远端受到端部压密区的影响减弱，导致锚固段的侧面土体剪切破坏角出现了减小的趋势。同时，该图像验证了扩

大头锚杆荷载-位移曲线长径比超过3:1时极限抗拔承载力基本没有影响的分析。

### 3.2 不同弹模锚固段对锚周土体位移场影响分析

对于木制及橡胶两种弹性模量不同的扩大头锚固段，在相同长度条件下，当处于临界状态时橡胶锚固段的侧面土体剪切破坏角相较于木制锚固段有所增大。其中，对于长度为10 cm的锚固段，橡胶锚固段的侧面土体剪切破坏角 $\beta_1$ 、 $\beta_2$ 的大小为木制锚固段的103%、121%；对于长度为15 cm的锚固段，橡胶锚固段的 $\beta_1$ 、 $\beta_2$ 的大小较木制锚固段增大了6%和21%；对于长度为20 cm的锚固段，橡胶锚固段的 $\beta_1$ 、 $\beta_2$ 的大小较木制锚固段增大了28%和33%。这是由于橡胶弹性模量相对较小，当底部施加水平荷载后，锚固段远端轴向压缩并向侧面膨胀，使得作用在锚固段侧面的正向土压力增加，从而导致橡胶锚固段的侧面土体剪切破坏角相对木制锚固段有所增加。同时，当锚固段长度较短时，锚固段近端压密区对锚固段远端侧面土体剪切破坏角影响较明显，使得长度为10, 15 cm的橡胶锚固段与木制锚固段侧面土体剪切破坏角增量大于长度为20 cm的锚固段。

同时，通过对表4进行分析可知，锚固段的临界位移场在扩大头锚固段长径比为3:1时达到稳定状态，且木制及橡胶锚固段周边土体位移场影响范围基本一致，因此扩大头锚杆土体压缩范围主要取决于锚固段的直径大小，锚固段材料弹性模量的变化对最终的临界位移场影响范围的影响相对较小。

## 4 结论

(1) 压力型扩大头锚杆受力过程分为侧摩阻力阶段、过渡阶段和端部阻力3个阶段。在每个阶段转变之间会出现“拐点”。

(2) 相同长度的扩大头锚固段在达到极限承载力时，橡胶锚固段的极限承载力较于木制锚固段有小幅度的增加，但锚固段位移大于木制锚固段，说明锚固段弹性模量对锚杆极限承载力具有一定影响。试验过程中需考虑锚杆弹性模量对锚杆抗拔承载力的影响。

(3) 压力型扩大头锚杆临界位移场影响范围均呈“灯泡型”。当锚固段长径比达到3:1后即可充分发挥扩大头锚固段的近端土体压力。此时，近端径向影响范围约为3D，轴向影响范围约为4.5D。因此，建议在实际应用过程中，需合理设置锚杆间距，以减少锚固段之间相互影响。

## 参考文献：

- [1] 贾金青. 深基坑预应力锚杆柔性支护法的理论及实践[M].

- 北京: 中国建筑工业出版社, 2014. (JIA Jing-qing. Theory and Practice of Flexible Support Method of Pre-Stressed Anchor Rod in Deep Foundation Pit[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2014. (in Chinese))
- [2] 张乐文, 汪 稔. 岩土锚固理论研究之现状[J]. 岩土力学, 2002, 23(5): 627 - 631. (ZHANG Le-wen, WANG Ren. Research on status quo of anchorage theory of rock and soil[J]. Rock and Soil Mechanics, 2002, 23(5): 627 - 631. (in Chinese))
- [3] 尤春安. 锚固系统应力传递机理理论及应用研究[D]. 青岛: 山东科技大学, 2004. (YOU Chun-an. Study on the Theory and Application of Stress Transfer Mechanism of Anchorage System[D]. Qingdao: Shandong University of Science and Technology, 2004. (in Chinese))
- [4] 程良奎. 岩土锚固研究与新进展[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(21): 3803 - 3810. (CHENG Liang-kui. Research and new progress in ground anchorage[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(21): 3803 - 3810. (in Chinese))
- [5] 程良奎, 胡建林, 张培文. 岩土锚固技术新发展[J]. 工业建筑, 2010, 40(1): 98 - 101. (CHENG Liang-kui, HU Jian-lin, ZHANG Pei-wen. The new development of ground anchorage in China[J]. Industrial Construction, 2010, 40(1): 98 - 101. (in Chinese))
- [6] 尤志嘉, 付厚利, 尤春安, 等. 土层锚固体应力传递机制[J]. 岩土力学, 2018, 39(1): 85 - 92. (YOU Zhi-jia, FU Hou-li, YOU Chun-an, et al. Stress transfer mechanism of soil anchor body[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, 39(1): 85 - 92. (in Chinese))
- [7] 孙志峰. 高精度水平锚索技术研究及在三峡工程中的应用[D]. 长春: 吉林大学, 2006. (SUN Zhi-feng. 2006. Research on Technology of Horizontal Cables with High Accuracy and its Application in the Three Gorges Project[D]. Changchun: Jilin University. (in Chinese))
- [8] 张永兴, 卢 黎, 饶枭宇, 等. 压力型锚杆力学性能模型试验研究[J]. 岩土力学, 2010, 37(7): 2045 - 2050. (ZHANG Yong-xing, LU Li, RAO Xiao-yu, et al. Model test research on mechanical behavior of compression type-rock bolt[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 37(7): 2045 - 2050. (in Chinese))
- [9] 贺建清, 陈 清, 陈秋南. 压力型与拉力型锚杆工作性状的室内足尺模型对比试验研究[J]. 水文地质工程地质, 2013, 40(4): 50 - 55. (HE Jian-qing, CHEN Qing, CHEN Qiu-nan. A comparative study of work characteristics of pressure-type and tensile-type anchors based on indoor full-sized model tests[J]. Hydrogeology & Engineering Geology, 2013, 40(4): 50 - 55. (in Chinese))
- [10] LI Jian, LI Jie. Numerical analysis on a new pressure-type anchor cable with precast anchor head based on FLAC<sup>3D</sup>[C]// ACSR-Advances in Computer Science Research, 2016, 67: 237 - 241.
- [11] 夏柏如, 方铭东. 一种扩体头型土锚的试验[J]. 现代地质, 1997, 11(1): 91 - 94. (XIA Bo-ru, FANG Ming-dong. Test of one under-reamed ground anchor[J]. Modern Geology, 1997, 11(1): 91 - 94. (in Chinese))
- [12] 曾庆义, 杨晓阳, 杨昌亚. 扩大头锚杆的力学机制和计算方法[J]. 岩土力学, 2010, 31(5): 1359 - 1367. (ZENG Qing yi, YANG Xiao-yang, YANG Chang-ya. Mechanical mechanism and calculation method of bid expanded anchor rods[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(5): 1359 - 1367. (in Chinese))
- [13] 张慧乐, 刘 钟, 徐龚鑫, 等. 扩体锚杆尺寸效应模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(增刊 1): 468 - 472. (ZHANG Hui-le, LIU Zhong, XU Gong-xin, et al. Model tests on size effect of under-reamed ground anchors[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(S1): 468 - 472. (in Chinese))
- [14] 郭 钢, 刘 钟, 邓益兵, 等. 砂土中扩体锚杆承载特性模型试验研究[J]. 岩土力学, 2012, 33(12): 3645 - 3652. (GUO Gang, LIU Zhong, DENG Yi-bing, et al. Model test research on bearing capacity characteristics of underreamed ground anchor in sand[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, 33(12): 3645 - 3652. (in Chinese))
- [15] LIU J, LIU M, ZHU Z. Sand Deformation around an uplift plate anchor[J]. Journal of Geotechnical Geoenvironmental Engineering, 2012, 138(6): 728 - 737.
- [16] 王 哲, 王乔坎, 马少俊. 扩大头可回收预应力锚索极限抗拔力计算方法研究[J]. 岩土力学, 2018, 39(增刊 2): 202 - 208. (WANG Zhe, WANG Qiao-kan, MA Shao-jun. A method for calculating ultimate pullout force of recoverable under-reamed prestressed anchor cable[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, 39(S2): 201 - 208. (in Chinese))

(编校: 孙振远)

DOI: 10.11779/CJGE2020S1039

# 基于改进 SSRT 测试方法的砂土颗粒侵蚀特性试验

袁野, 王琛\*, 梁发云

(同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092)

**摘要:** 探究局部流场作用下土体颗粒起动后的运移规律, 建立其侵蚀过程的细观机理与宏观现象之间的联系是深入研究冲刷发生发展机理的重要手段之一。在已有的土体抗冲刷能力的简化测试方法( SSRT) 的基础上, 利用改进后的试验装置对颗粒粒径为 0.075, 0.25, 0.5, 2.0 mm 的 4 种砂土试样进行了室内试验。针对叶片转速为 50, 70, 90 r/min 时产生的局部流场, 分别测试了试样的侵蚀深度、堆积高度和堆积范围, 分析了土体颗粒起动后局部流场及颗粒粒径对泥沙运移的影响。根据砂土颗粒在水流作用下的不同特点, 利用计算得到的“普遍起动”流速及试验测试得到的界限流速, 将砂土分为不易侵蚀砂土、易侵蚀易堆积砂土和易侵蚀不易堆积砂土三类, 进而判断土体的抗冲刷性能。在此基础上, 根据侵蚀区及堆积区土体体积之比定义了土体颗粒保有率的概念, 建立了界限流速与“普遍起动”流速之间的定量关系。

**关键词:** 土体侵蚀; 室内试验; “普遍起动”流速; 界限流速; 泥沙运移

**中图分类号:** TU43      **文献标识码:** A      **文章编号:** 1000-4548(2020)S1-0198-05

**作者简介:** 袁野(1995—), 男, 硕士研究生, 主要从事土体冲刷力学特性的研究。E-mail: 1832385@tongji.edu.cn。

## Erosion resistance of sand particles based on improved device in simplified scour resistance tests

YUAN Ye, WANG Chen, LIANG Fa-yun

(Department of Geotechnical and Underground Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

**Abstract:** Establishing the relationships among the erosion process, development mechanism and macroscopic phenomena by exploring the movement of soil particles under the local flow field is one of the important methods to study the mechanism of scour. Four sand samples with particle sizes of 0.075, 0.25, 0.5 and 2.0 mm are tested in laboratory by using the improved test device based on the simplified scour resistance tests (SSRT). The erosion depth, deposit height and deposit range of the samples under the local flow field generated by the blade at the speed of 50, 70 and 90 r/min are recorded, and the influences of local flow field and particle size on sediment transport are analyzed. According to the different characteristics of sand particles under the flow condition, sand samples can be divided into three categories: non-erodible sand, sand which is erodible and easy to deposit, and sand which is erodible but not easy to deposit, with the calculated “universal start” velocity and the critical velocity obtained from the laboratory tests, so as to judge the scour resistance of soil. On this basis, the concept of soil particle retention ratio is defined based on the proportion of soil volume in the erosion area and the deposit area, and the quantitative relationship between the critical velocity and the “universal start” velocity is established.

**Key words:** soil erosion; laboratory test; universal start velocity; limit velocity; sediment transport

## 0 引言

随着中国江河流域经济的不断发展, 跨江海桥梁作为沿岸城市协同发展的关键环节, 其跨度和规模日益增大, 所处的环境和自然条件也愈发复杂。这些桥梁在建设和服役期间, 不可避免地会面临冲刷带来的安全隐患。统计表明, 作为涉水桥梁破坏的主要原因之一<sup>[1]</sup>, 冲刷现象对桥梁基础的稳定性有重要影响<sup>[2-4]</sup>, 近年来一直是学者们关注的重点。

为了探究冲刷这一复杂自然现象的内在机理, 国

内外学者对此学科交叉问题展开了大量研究。从岩土工程和水利工程的角度, 已有研究综合考虑河床材料及流水作用, 包括相对冲刷深度  $d_s/D$ , 水流强度  $v/v_c$ , 临界剪切应力  $\tau_c$  等, 分析了相关变量对冲刷结果的影响<sup>[5-6]</sup>。在上述研究的基础上, 各个国家或地区结合室内试验及当地现场实测结果, 从经验和半经验的角度

基金项目: 国家自然科学基金青年基金项目(51908421); 上海市教育委员会和上海市教育发展基金会“晨光计划”项目(19CG21)

收稿日期: 2020-06-02

\*通信作者 (E-mail: cwang33@tongji.edu.cn)

提出了多种冲刷预测模型，并不断进行修正，发展成为各地现行的设计规范<sup>[7-9]</sup>。特别地，研究泥沙运动方面的学者从土体颗粒入手，探究了水流作用下的泥沙起动及颗粒运移规律。窦国仁<sup>[10]</sup>通过对单颗粒的受力分析，提出了水流作用下的泥沙起动计算公式，并从起动概率的角度出发将泥沙起动状态分为“将动未动”、“部分起动”、“普遍起动”三类。Engelund<sup>[11]</sup>提出了泥沙起动剪切应力的概念，进一步完善了泥沙起动的判定和计算理念。由于江河流域水文地质条件的差别，不同地区泥沙起动过程中的颗粒运移规律也存在显著区别。为此，杨欧等<sup>[12]</sup>对长江口北支颗粒沉积的宏观分布规律进行了研究，验证了二维沉积物粒径趋势分析模型对于河口泥沙搬运研究的适用性。然而，已有研究主要从宏观角度出发，采用经验或半经验模型对泥沙运动和冲刷过程进行分析，很少从细观颗粒角度出发，揭示其起动过程中的运移规律。

为了进一步探究土体侵蚀的发展机理，揭示冲刷过程中泥沙的起动和运移规律，需要从细观颗粒角度出发，建立冲刷细观机理与宏观现象的内在联系。Briaud 着眼于土-水相互作用，针对土体抗冲刷性能与土体各参数间的关系开展了研究<sup>[13]</sup>。同样从细观颗粒角度出发，Wang 等<sup>[14]</sup>提出了土体抗冲刷能力的简化测试方法（SSRT），为冲刷机理分析提供了一种方便有效的室内试验手段。

本文在上述研究的基础上，对土体抗冲刷能力的简化测试方法（SSRT）中的装置进行了改进，并以此对多种粒径的砂土开展了室内试验，探究了土体特性及局部流场在颗粒起动过程中对泥沙运移的影响，并利用侵蚀区及堆积区的土体体积关系，提出了土体颗粒保有率的概念，用以评估流场和粒径对土体侵蚀的影响，并以此为依据对其冲刷性能进行分析。

## 1 试验概述

### 1.1 试验设备

在保证原有功能的基础上，本文对原有的 SSRT 装置进行了改进，加入了可产生稳定层流流场的试验装置，以便同时针对土体颗粒的起动和运移过程开展研究。此外，本试验装置采用可拆卸土样盒，便于试验中重塑土或原位土的制备和装卸。改进后的试验装置可根据试验方案生成漩涡和层流条件下的局部流场，观测待测土体在不同流场条件下的起动和堆积过程。

装置的主体部分由动力装置和试验发生器组成。其中，动力装置经传动装置与叶片相连，通过调节叶片转速模拟不同局部流场的涡流条件。所用的叶片宽

76 mm，高 22 mm，转速范围为 0~150 r/min，可以模拟 0~0.60 m/s 的流速范围；试验发生器为土样侵蚀过程的主要发生场所，其内径 90 mm，总高 128 mm，内部结构可分为紊流模拟器、层流模拟器和土样盒三部分，如图 1 所示。紊流模拟器位于试验发生器上部，用于生成局部涡流流场；层流模拟器为一方形管道，宽 90 mm，高 20 mm，两端与水循环系统相连接，用于生成稳定的层流流场；可拆卸土样盒用于装载试验土样，通过螺纹接口与层流模拟器相连。土样盒内的试样厚度均为 40 mm，自由液面在水-土交界面上方 30 mm 处。装置顶部及侧面架设有两台摄像机，用于记录水流作用下试验土样的动态侵蚀过程。

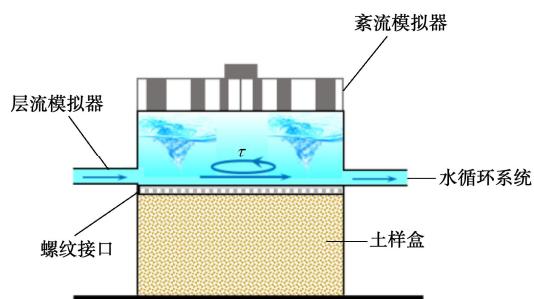


图 1 试验发生器示意图

Fig. 1 Schematic diagram of test generator

### 1.2 试验材料

本次试验土样均采用福建标准砂制备而成。试验开始前，先将试验用砂置于烤箱中干燥 24 h，待砂土完全干燥后，利用筛分机对砂土进行颗粒筛分，得到试验所需的 0.075, 0.25, 0.5, 2.0 mm 四种粒径的土体颗粒，其参数如表 1 所示。

表 1 单粒径土样参数

Table 1 Parameters for samples with a single particle size

编号	粒径/mm	干密度 /( $\text{g} \cdot \text{cm}^{-3}$ )	颗粒相对密度	休止角 /( $^{\circ}$ )
1	0.075	1.62	2.66	29
2	0.25	1.61	2.65	30
3	0.5	1.60	2.65	30
4	2.0	1.58	2.62	31

筛分完成后，采用落雨法进行试验土样制备。将筛分所得砂土在距离土体表面 15 cm 的高度逐层沉积至土样达到 40 mm 厚度。为保证试样初始条件的一致性，待土体沉积完成后，向土样盒内缓慢注水，确保土体仅受轻微影响，并将其静置 24 h。

### 1.3 试验方案设计

试验分别在叶片转速为 50, 70, 90 r/min（可产生的最大水流流速分别为 0.20, 0.28, 0.36 m/s）的三种条件下，对上述 4 种土样开展测试。本试验的操作过程遵循 SSRT 试验<sup>[14]</sup>的基本要求，但在细节上略有差异。

具体的试验步骤为：①将土样盒与试验发生器相连，通过输水管缓慢将蒸馏水注入容器中，待自由液面到达水-土交界面上方 30 mm 位置时停止注水。②启动装置。为避免因叶片转速提升过快产生局部流场突变，造成水-土分界面扰动，可在试验开始后逐步缓慢提高转速至既定值。③保持转速不变，记录土样开始发生侵蚀、达到最大侵蚀深度及平衡状态所需的时间，并记录对应时刻的土样状态。④待冲刷达到平衡状态，且侵蚀区及堆积区土样形态 30 s 内无明显变化后，关闭试验装置。⑤将土样静置 20 min，待水流中悬砂完全沉积后，测量土样侵蚀区深度，堆积区沉积物的高度及堆积区域半径。⑥采用其他土样重复上述试验步骤，整理并分析结果。

## 2 试验结果与分析

### 2.1 试验结果

根据窦国仁<sup>[10]</sup>的泥沙起动公式可知，局部最大流速为 0.28 m/s（叶片转速为 70 r/min）时，颗粒粒径为 0.075, 0.25, 0.5 mm 的砂土均已达到“普遍起动”状态，而颗粒粒径为 2.0 mm 的砂土在同样条件下处于“部分起动”状态。随着试验的进行，由于颗粒起动状态不同，稳定涡流作用下，试验土样出现了两种不同的颗粒迁移现象。

对于颗粒粒径较大的土样，水-土交界面处的颗粒受水流作用，在土体表面附近位置起动翻滚，逐渐向涡流中心流速较低处移动并堆积，试验过程中的形态如图 2 所示。根据与初始水-土界面相对位置的不同，可将土样形态分为侵蚀区和堆积区两部分。对于颗粒粒径较小的土样，大量土体颗粒将被水流带走，小部分颗粒在土体表面附近处翻滚，并向涡流内部堆积。

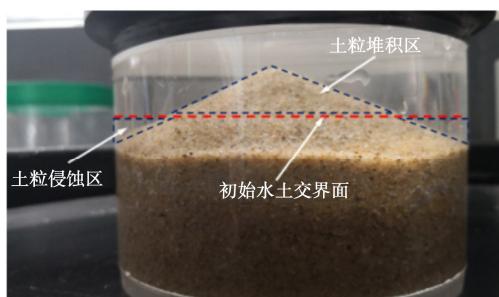


图 2 试验过程中的土样形态 ( $d=0.5 \text{ mm}$ , 转速为 70 r/min)

Fig. 2 Soil sample during tests ( $d=0.5 \text{ mm}$ , 70 r/min)

### 2.2 试验分析

以 70 r/min 转速条件下的试验为例，土样侵蚀随时间发展曲线如图 3 所示。从图中可以看出，试验初期，粒径为 0.25 mm 及 0.5 mm 的土样在水流作用下被侵蚀并逐渐形成侵蚀区。与此同时，部分回落土体在堆积区开始堆积，随后迅速发展，最终达到稳定状

态。期间，土样侵蚀区深度和堆积区高度基本同步增大。然而，当土体颗粒粒径较小时 ( $d=0.075 \text{ mm}$ )，水流作用下的土体颗粒易被卷扬带走却不易沉积。因此，在试验初期，侵蚀区迅速发展，而堆积区发展则较为缓慢，较侵蚀区的发展明显滞后，尽管最终形成的土样形态与大颗粒土样类似，但试验过程中出现了明显的悬砂及大量颗粒被卷扬带走的现象（下文中称为土体颗粒流失现象）。四种颗粒粒径的试验土样中，只有粒径为 2.0 mm 的土样处于“部分起动”状态。此时，水流作用下仅有部分颗粒发生了起动，发生土体侵蚀所需的时间较长，试验过程中侵蚀区及堆积区发展也较为缓慢，颗粒滚动是发生侵蚀和堆积的主要原因。

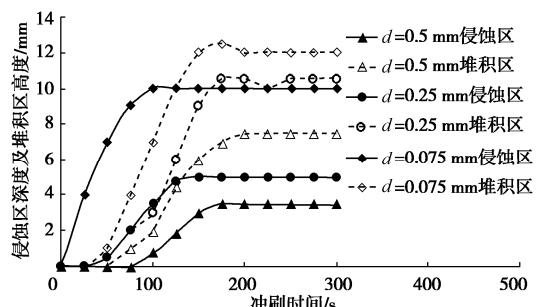


图 3 70 r/min 转速下的侵蚀/堆积发展曲线

Fig. 3 Curves of erosion/deposit development at 70 r/min

图 4 给出了局部最大流速为 0.36 m/s（叶片转速为 90 r/min）时，0.25, 0.5, 2.0 mm 颗粒粒径土样在水流作用下的侵蚀及堆积随时间发展曲线。在水流作用下，0.5 mm 及 2.0 mm 两种粒径土样的侵蚀区及堆积区基本同步发展，整体趋势与低流速情况类似，但发展速率更快。然而，与局部最大流速为 0.28 m/s 时不同，粒径为 0.25 mm 的土样在水流作用下出现了明显的悬砂及土体颗粒流失现象，其堆积区较侵蚀区的发展也明显滞后。由上述现象可知，除了土体颗粒粒径外，水流流速也对土体颗粒的起动运移产生较大影响。值得注意的是，由于粒径为 2.0 mm 的土样颗粒尺寸较大，水流作用下土体颗粒的微小运动都将对土样侵蚀区及堆积区发展产生明显影响。因此，其侵蚀区及堆积区发展曲线呈现阶梯状缓慢上升。

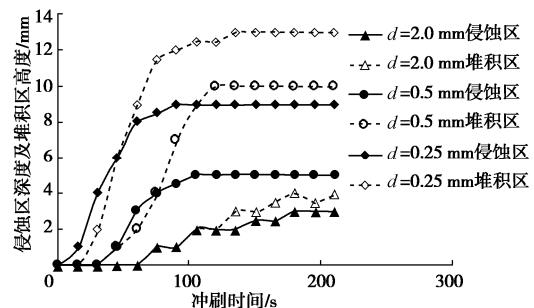


图 4 90 r/min 转速下的侵蚀/堆积发展曲线

Fig. 4 Curves of erosion/deposit development at 90 r/min

根据水流作用下砂土颗粒运移现象的不同, 大致可将砂土分为以下 3 种类型: (I) 不易侵蚀, 此类砂土在水流作用下没有或只有小部分颗粒发生运移堆积, 土体侵蚀所需时间较长; (II) 易侵蚀易堆积, 水流作用下, 该类土体颗粒在土体表面发生明显起动, 并在附近堆积, 土体侵蚀过程中侵蚀区及堆积区同步发展; (III) 易侵蚀不易堆积, 大量颗粒在水流作用下被卷扬带走, 无法在堆积区形成有效堆积。堆积区滞后于侵蚀区发展, 且冲刷过程中有明显的悬砂及土体颗粒流失现象。其中, I 类土为不易冲刷砂土, II 类土及 III 类砂土为易冲刷砂土。实际河流中, 局部流场复杂多变, 对于第 II 类砂土形成的冲刷坑, 其周围堆积的土体颗粒在复杂流场作用下会一定程度上补偿回填冲刷坑, 减小最大冲刷坑深度。然而, 第 III 类在水流作用下不会堆积, 冲刷过程将持续发展, 冲刷深度会持续增长直到达到平衡状态。

根据试验分析, 水流流速及颗粒粒径共同影响着土体颗粒起动与运移的细观过程。因此, 在对砂土进行分类时应综合考虑粒径及流速的影响。当流速较低时, 土体颗粒未达到“普遍起动”状态, 土体颗粒不易发生起动运移, 则土样属于 I 类砂土; 当流速达到颗粒“普遍起动”流速  $v_s$  时, 颗粒在土样表面起动翻滚, 随后在附近堆积, 则该土样属于 II 类砂土; 随着水流流速的进一步增大, 大量颗粒在这一过程中将被卷扬带走, 开始出现明显的悬砂及土体颗粒流失现象, 此时的土体为 III 类砂土。这种正好区别 II 类与 III 类砂土的水流流速称为界限流速, 记作  $v_L$ 。由此可得三种砂土所对应的水流流速范围:

$$\begin{cases} v \leq v_s & (\text{为 I 类土}), \\ v_s < v < v_L & (\text{为 II 类土}), \\ v_L \leq v & (\text{为 III 类土}), \end{cases} \quad (1)$$

式中,  $v_s$  为“普遍起动”流速,  $v_L$  为界限流速。

### 3 土体颗粒保有率

为了进一步对易冲刷砂土颗粒的流失情况进行定量探究, 明确 II 类及 III 类砂土间的界限流速, 本文将堆积区与侵蚀区土体颗粒体积之比定义为土体颗粒保有率, 记作  $R_s$ 。土体颗粒保有率越小, 堆积区与侵蚀区土体体积差异越大, 颗粒流失情况越严重, 反之同理。堆积区及侵蚀区土体颗粒体积可利用冲刷后地形的曲面函数计算得到, 其计算公式如下:

$$R_s = \frac{V_a}{V_e}, \quad (2)$$

$$V_a = \iint_{\Omega} \Psi(x, y) d\sigma, \quad (3)$$

$$V_e = \frac{\pi D^2}{4} - \iint_{\Omega} \Psi(x, y) d\sigma + \iint_{\Omega_2} \Psi(x, y) d\sigma, \quad (4)$$

式中,  $V_a$  为堆积区颗粒体积,  $V_e$  为侵蚀区颗粒体积,  $\Psi(x, y)$  为冲刷后地形的曲面函数,  $\Omega$  代表侵蚀区,  $\Omega_2$  代表试验区域,  $D$  为试验装置直径。

根据式(4)可分别计算得到水流流速  $v=0.20, 0.28, 0.36 \text{ m/s}$  (分别对应叶片转速为 50, 70, 90 r/min) 时不同土样的土体颗粒保有率。图 5 给出了不同流速条件下土样颗粒粒径与土体颗粒保有率之间的关系曲线。由图可知, 颗粒粒径较大时, 水流流速对土体颗粒保有率曲线的影响较小; 颗粒粒径较小时, 水流流速越小, 土体颗粒保有率曲线越陡, 相同颗粒粒径条件下的土体颗粒保有率越大。

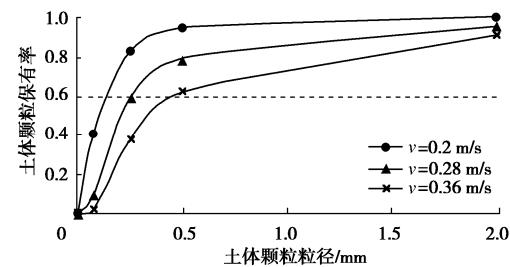


图 5 土体颗粒保有率随粒径变化曲线

Fig. 5 Curves of soil particle retention rate with particle size

流速一定时, 土体颗粒保留率随土体粒径的变化过程大致可分为两类。 $R_s$  小于 0.6 时, 以  $v=0.28 \text{ m/s}$  为例, 土样粒径为 0.25 mm 比粒径为 0.075 mm 的  $R_s$  提高 0.51。此时, 粒径增大使土体颗粒保留率迅速增大, 土体颗粒流失显著减小, 运移模式以卷扬运移为主, 呈现 III 类砂土的特点。当  $R_s$  达到 0.6 后, 粒径变化产生的影响减小, 颗粒运移形式以表面附近位置堆积为主, 土体呈现 II 类砂土的颗粒冲刷特性。因此,  $R_s=0.6$  所对应的流速可认为是 II 类砂土与 III 类砂土的界限流速。该界限流速与“普遍起动”流速的关系曲线如图 6 所示, 两者之间的关系为

$$v_L = 1.5v_s - 0.135, \quad (5)$$

式中,  $v_L$  为界限流速,  $v_s$  为“普遍起动”流速。

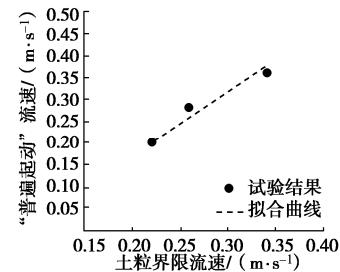


图 6 界限流速随“普遍起动”流速变化曲线

Fig. 6 Curves of limit velocity with “universal start” velocity

在实际工程中, 对于 I 类砂土, 由于水流流速并

未达到土体“普遍起动”流速，土体受水流冲刷作用影响较小，针对该类土体进行设计时，可视情况减少对冲刷影响的考虑；对于Ⅱ类砂土，水流流速已达到土体“普遍起动”流速，在实际涉水工程中，土体会发生较为明显的冲刷现象，在冲刷设计时可遵循现有规范进行计算，并在基础设计时充分考虑冲刷产生的影响；对于Ⅲ类砂土，由于砂土颗粒起动后无法在冲刷坑附近形成沉积，实际工程中由于冲刷所产生的影响更为明显，因此，进行设计时应增大安全储备，如采用抛石等增大河床表面颗粒粒径等方式提高其抵抗冲刷（特别是洪水期间）的能力。

## 4 结 论

本文在土体抗冲刷能力的简化测试方法（SSRT）基础上，对试验装置进行了改进，并以此对 0.075, 0.25, 0.5, 2.0 mm 四种粒径的土样进行了室内试验，得到了以下 4 点结论。

(1) 相同粒径条件下，土体的侵蚀发展速率随水流流速的增大而增大；相同流速条件下，小颗粒粒径土体更易侵蚀，大颗粒粒径更易沉积。

(2) 由于流场条件及土体颗粒粒径的不同，可将砂土分为不易侵蚀（Ⅰ类砂土），易侵蚀易堆积（Ⅱ类砂土）和易侵蚀不易堆积（Ⅲ类砂土）三类。

(3) 颗粒粒径较大时，水流流速对土体颗粒保有率曲线的影响较小；颗粒粒径较小时，水流流速越小，相同颗粒粒径条件下的土体颗粒保有率越大。

(4) 土体颗粒保有率达到 0.6 时，土体颗粒运移现象发生明显变化，由卷扬运移转变为表面附近位置堆积，土体类型由Ⅲ类土变为Ⅱ类土，其界限流速可由式(5)计算得到。

## 参 考 文 献：

- [1] 向琪芪, 李亚东, 魏 凯, 等. 桥梁基础冲刷研究综述[J]. 西南交通大学学报, 2019, 54(2): 21 - 34. (XIANG Qi-qi, LI Ya-dong, WEI Kai, et al. Review of research on bridge foundation erosion[J]. Journal of Southwest Jiaotong University, 2019, 54(2): 21 - 34. (in Chinese))
- [2] LIANG F Y, ZHANG H, HUANG M S. Extreme scour effects on the buckling of bridge piles considering the stress history of soft clay[J]. Natural Hazards, 2015, 77(2): 1143 - 1159.
- [3] LIN C, et al. Analysis of laterally loaded piles in soft clay considering scour-hole dimensions[J]. Ocean Engineering, 2016, 111(1): 461 - 70.
- [4] LEHANE B M, et al. Scour effects on p-y curves for shallowly embedded piles in sand[J]. Géotechnique, 2016.
- [5] MELVILLE B W, SUTHERLAND A J. Design method for local scour at bridge piers[J]. Journal of Hydraulic Research, 1988, 114(10): 1210 - 1226.
- [6] WHITE C M. The Equilibrium of Grains on the Bed of a Stream[J]. Mathematical and Physical Sciences, 1940, 174(958): 322 - 338.
- [7] RICHARDSON E V, DAVIS S R. Evaluating scour at bridge[R]. Washington D C: Federal Highway Administration, 2001.
- [8] 公路工程水文勘测设计规范：JTGC30—2015[S]. 北 2015. (Code for Hydrological Survey and Design of Highway Engineering: JTGC30—2015[S]. 2015. (in Chinese))
- [9] MELVILLE B W, COLEMAN S E. Bridge Scour[M]. Colorado: Water Resources Publications, 2000.
- [10] 窦国仁. 再论泥沙起动流速[J]. 泥沙研究, 1999(6): 1 - 9. (DOU Guo-ren. Incipient motion of coarse and fine sediment[J]. Journal of Sediment Research, 1999(6): 1 - 9. (in Chinese))
- [11] ENGELUND F. A sediment transport model for straight alluvial channels[J]. Nordic Hydrology, 1976(7): 293 - 376.
- [12] 杨 欧, 刘苍字. 长江口北支沉积物粒径趋势及泥沙来源研究[J]. 水利学报, 2002(2): 79 - 84. (YANG Ou, LIU Cang-zi. Study on particle size trend and sediment source of the North Branch of the Yangtze River Estuary[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2002(2): 79 - 84. (in Chinese))
- [13] BRIAUDJ L. Scour depth at bridges: method including soil properties. I: maximum scour depth prediction[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2015, 141(2): 04014104.
- [14] WANG C, YU X, LIANG F Y. A preliminary design of apparatus for scour resistance test in riverbed sediments[C]// Installation, Testing, and Analysis of Deep Foundations. Geotechnical Special Publication, 2018: 746 - 757.

（编校：孙振远）

DOI: 10.11779/CJGE2020S1040

# 潮位变化对江底大直径盾构管片受力影响现场测试研究

阳军生<sup>1</sup>, 戴勇<sup>1</sup>, 房中玉<sup>2</sup>, 章怡<sup>3</sup>, 龚方浩<sup>1</sup>

(1. 中南大学土木工程学院, 湖南 长沙 410075; 2. 中铁十四局集团大盾构工程有限公司, 江苏 南京 211899;  
3. 中铁第四勘察设计院集团有限公司, 湖北 武汉 430063)

**摘要:** 依托杭州望江路泥水盾构隧道工程, 针对钱塘江水位的潮汐变化特征进行了分析, 通过埋设测试元件, 监测了右线 375 环断面处管片衬砌的土压力、孔隙水压力以及管片内力。研究表明, 监测环离开挖面的距离达到 15 环以上地层才能基本稳定。水位与衬砌外水压力呈正相关变化, 对比理论计算值, 潮汐导致的水压力变化经该地层传递到隧道管片后有 45%~77% 的折减。潮位变化对管片结构安全系数的影响甚小。

**关键词:** 潮汐; 大直径盾构; 管片; 压力; 安全系数

中图分类号: TU459.5 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)S1-0203-05

作者简介: 阳军生(1969—), 男, 教授, 博士生导师, 主要从事隧道相关方面教学与研究。E-mail: jsyang@csu.edu.cn。

## Field tests on effects of changes of tidal level on stress of large-diameter shield segments under rivers

YANG Jun-sheng<sup>1</sup>, DAI Yong<sup>1</sup>, FANG Zhong-yu<sup>2</sup>, ZHANG Yi<sup>3</sup>, GONG Fang-hao<sup>1</sup>

(1. School of Civil Engineering, Central South University, Changsha 410075, China; 2. China Railway 14th Bureau Group Shield Engineering Co., Ltd., Nanjing 211899 China; 3. China Railway Fourth Survey and Design Institute Group Co., Ltd., Wuhan 430063, China)

**Abstract:** Relying on the slurry shield tunnel project of Wangjiang Road in Hangzhou, the tidal change characteristics of the water level of the Qiantang River are analyzed, the earth pressures, pore water pressures and segment internal forces of the segment linings at the section 375 of the right line are monitored by embedding test elements. The studies show that the formation can only be stabilized if the distance from the monitoring ring to the excavation face is more than 18 rings. There is a positive correlation between the water level and the external water pressure of the linings, and the tide-induced change in water pressure is reduced by 45% to 77% after passing through the stratum to the tunnel segment compared with the calculated values. The change of tide level has small effects on the safety factor of the segment structures.

**Key words:** tide; large-diameter shield; segment; pressure; safety factor

## 0 引言

大直径泥水平衡盾构水下隧道管片结构受力与上覆土体性质、埋深以及水头高度等因素密切相关。近年来不少长大隧道穿越江河湖海, 周期性涨落潮对水头高度造成直接影响, 掌握潮位变化对水下隧道衬砌的受力影响程度和对于结构安全性评价非常必要。

杭州望江路过江通道盾构段总长约 1837 m, 穿越钱塘江江面宽度约 1300 m, 采用两台泥水平衡盾构机施工<sup>[1]</sup>。盾构隧道管片外径 11300 mm, 内径 10300 mm, 厚 500 mm, 环宽 2000 mm; 管片强度等级 C50。江中盾构段里程为 K1+000—K2+830, 线路与钱塘江垂直, 埋深约 12~22 m, 沿线穿越地层特性差异性较大, 其中粉砂与圆砾等粗粒地层所占比例约为 14%, 粉土、黏土等细粒地层占比约为 86%。

目前针对施工期内潮汐对大直径盾构管片结构受力影响的现场测试较为少见。依托望江路过江隧道, 开展大直径盾构衬砌结构受潮汐影响的管片受力实测分析, 对其它穿越钱塘江隧道的设计具有参考价值。

## 1 钱塘江潮汐水位特征分析

钱塘江属于感潮型河流, 其水位受潮汐影响大。根据闸口站资料, 该段平均高潮位在 4.44~4.45 m, 低潮位 3.75~3.96 m, 平均潮差 0.49~0.69 m, 最大潮差 3.69~4.22 m<sup>[2]</sup>。

以 2018 年为例, 潮汐前后(公历 2018-09-15—10-16)的逐时水位变化规律如图 1 所示。

基金项目: 国家自然科学基金项目(51878669)

收稿日期: 2020-06-02

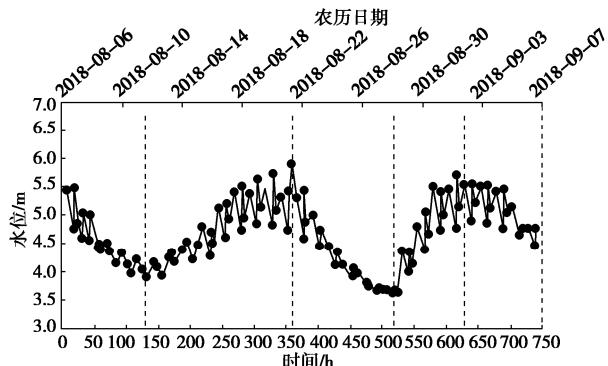


图 1 2018-08-06—2018-09-07(农历日)逐时水位图

Fig. 1 Chart of hourly water level for 2018-08-06 to 2018-09-07

(lunar day)

图 1 中最高与最低水位的变化趋势几乎完全一致,月初大约在 3, 4 号(以下均为农历日)达到第一个极大值然后下降;约 12 号达到极小值,在 17~20 号上升达到第二个极大值,到 26 号又下降至水位极小值。两次水位极大值和水位极小值间隔了 15 d 左右出现,相邻水位极大值与极小值间隔 7~9 d 出现。

根据历年潮汐规律,设定管片大潮测试期为 2018-09-25—09-30(农历为 2018-08-01—08-21)。在监测期内对钱塘江日水位变化情况作出记录如下图 2 所示。

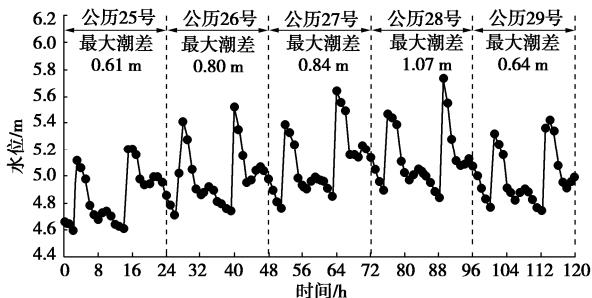


图 2 2018-09-25—2018-09-30 大潮前后逐时水位变化

Fig. 2 Change of hourly water level before and after spring tide from 2018-09-25 to 2018-09-30

潮汐期每日约有 2 次涨潮和落潮,两次高潮之间相隔大约为 12~13 h,涨潮时间历时短;且相邻高潮位与相邻低潮位的水位差约为 1 m。但根据水文资料统计,2018 年与 2016 年、2017 年相比,最大潮差相差达 1~1.5 m,几乎减小至一半。

## 2 管片受力测试方案

采取埋设测试仪器的方法,对隧道中管片的内力、衬砌外土压力和孔隙水压力进行监测。监测断面选择应考虑如下因素<sup>[3]</sup>:

(1) 断面埋深:右线约施工至 240 环以后达到埋深最大断面,且之后断面埋深变化较小,比较稳定。

(2) 潮汐时间:大潮测试期为 2018-09-25—09-30,在此之前管片受力需基本稳定,判断监测断面处管片应至少在大潮期前半个月安装完毕。

(3) 地层条件:为避免对测试结果的干扰,试验应尽量选在地层性质较单一、厚度较均匀的位置。

综上选取右线 375 环管片所在位置作为监测断面,该断面埋深约 21 m。如下图 3,该处地层上中部为淤泥质粉质黏土夹粉砂,隧道下卧层为粉质黏土。该环各管片关键块(F 块)的大致处于水平位置。

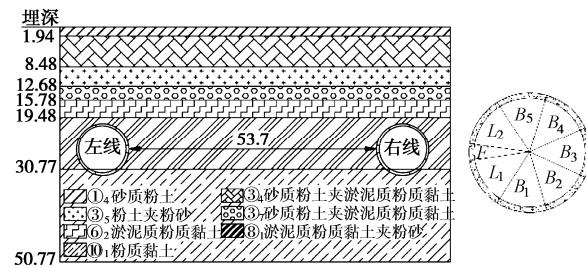


图 3 右线 375 环地质剖面图

Fig. 3 Geological section of ring 375 of right line

测试元件在管片分块中线附近分别进行埋设(如图 4)。一共布置了 8 个土压力计,8 个水压力计以及 16 个钢筋应变计。根据水文预报,闸口站潮汐水位变化于 2018 年 9 月 25 号开始,因此 375 环管片拼装完成后,间隔 1 h 读取 1 次数据,1 d 以后采用 3 h/次频率,3 d 后采用 4 次/d 读数,7 d 后采用 3 次/d 读数,15 d 后采用 2 次/d 读数。大潮期间现场监测频率定为 1 h/次连续测试至 9 月 30 日钱塘江大潮退去。

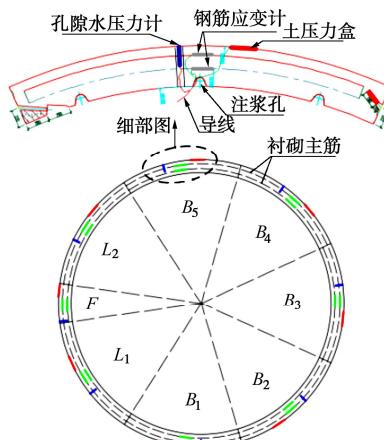


图 4 测试仪器布置图

Fig. 4 Layout of test instrument

## 3 监测结果及数据分析

375 环试验管片于 2018 年 9 月 7 日进行拼装,盾构推进 1 环之后开始数据采集。完整监测期为 8 日—29 日;其中观测潮期为 25 日—29 日(日潮位变化详见图 2)。监测期间盾构掘进参数基本上保持一致(见

表 1)。

表 1 监测期间盾构掘进参数表

Table 1 Main parameters of shield tunneling during monitoring

参数	值	参数	值
掘进速度/(mm·min <sup>-1</sup> )	16~25	顶推力/MN	56.2~58.6
刀盘转速/(r·min <sup>-1</sup> )	0.51~0.56	注浆压/MPa	0.35~0.38
刀盘扭矩/(MN·m)	2.8~3.1	注浆量/m <sup>3</sup>	22~25

### 3.1 管片外力变化及分布规律

土压力盒直接量测的周边围压称为界面压力。作用在管片上的有效土压力等于界面压力减水压力<sup>[4]</sup>。

#### (1) 监测期衬砌外力变化规律

图 5~7 表示外力监测时程曲线, 其中  $B_2$  处水、土压力元件以及  $B_3$  处土压力元件已被破坏。

如图 5 所示, 监测期第 1 天可看做刚脱环不久, 正处于同步注浆期, 各测点界面压力在管片脱环后立即陡增, 然后在 4 d 内逐渐回落, 最后趋于稳定。

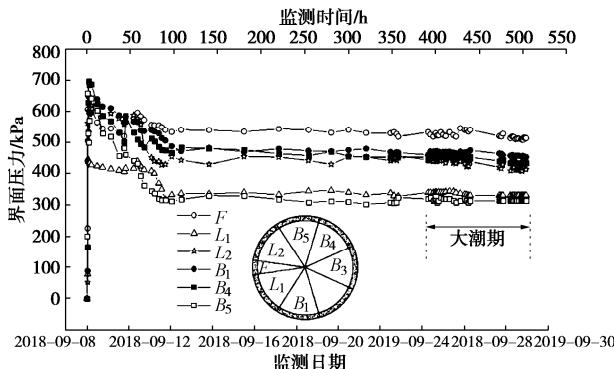


图 5 监测期各测点界面压力变化

Fig. 5 Change of interface pressure during monitoring period

从图 6, 7 可知, 0~4 d 各测点的水、土压力变化较大, 第 4 d 以后变化较小; 对于下部测点  $F$ ,  $L_1$ ,  $B_1$ ,  $B_3$ , 脱环后水压力迅速升高, 然后快速回落后趋于平稳; 对于顶部测点  $B_5$ , 水压力迅速升高至该点理论静水压力值附近后趋于稳定; 对于上部测点  $L_2$ ,  $B_4$ , 水压力先缓慢上升, 在监测期第 3 d 达到最大值后趋于稳定。因此在富水黏土地层中, 地层基本稳定的条件是离施工环的距离达 15 环以上; 大潮期间变化并不明显。

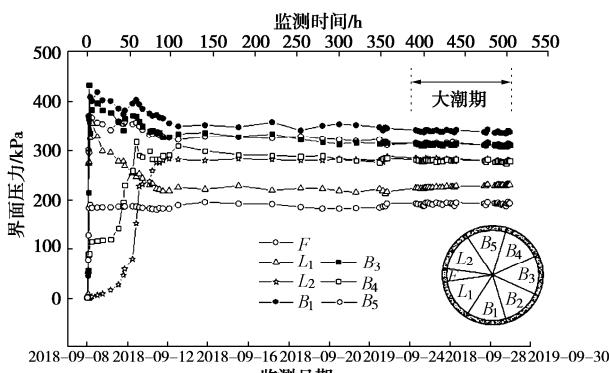


图 6 监测期各测点水压力变化

Fig. 6 Change of water pressure during monitoring period

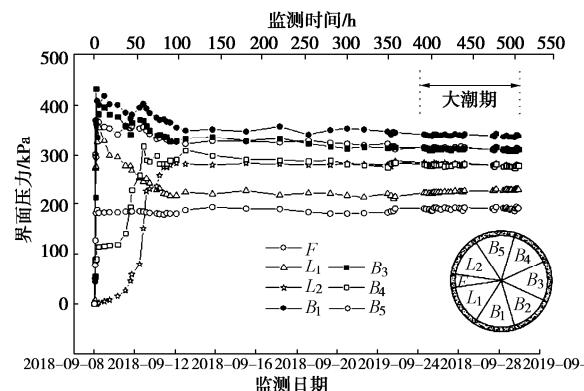


图 7 监测期各测点有效土压力变化

Fig. 7 Change of effective earth pressure during monitoring period

#### (2) 稳定后衬砌外力分布规律

提取各测点外力值进行全环分布图的绘制, 结果如图 8, 9 所示。由图可知, 全环水压力分布表现为上小下大的形式, 接近对称分布; 与静水压力理论值相比, 实测值大约为理论值的 80%~120% 之间。有效土压力分布呈现下小上大的形式。全环有效土压力大小在 100~210 kPa 之间, 其中最大有效土压力(204 kPa)位于  $F$  管片测点处。盾构隧道处于黏土地层中, 总土压力分布整体上较为对称、均匀, 黏性土地层中管片衬砌外的总压力荷载主要为水压力, 有效土压力较小, 约为对应位置处水压力的 35%~75%。

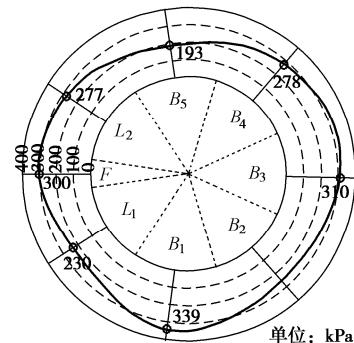


图 8 稳定后全环水压力分布规律

Fig. 8 Distribution rules of water pressure along ring

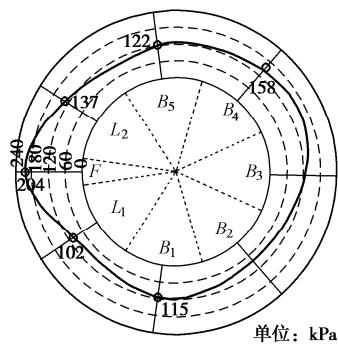


图 9 稳定后全环有效土压力分布规律

Fig. 9 Distribution rules of effective earth pressure along ring

#### (3) 潮位相关性分析

图 10 为大潮期间  $B_1$  处水压力随水位变化的时程

曲线, 可知  $B_1$  水压的变化范围在 10 kPa 之间; 由散点图发现水位与水压力之间呈现出一定的线性关系。对数据进行线性拟合, 图 11 中决定系数越接近 1 表示拟合程度越高;  $r$  绝对值越接近 1 表示变量相关性越强;  $P$  值小于 0.01 即表示方程极显著。因此可判断  $B_1$  水压力与潮位有较强正相关性, 其中斜率 7.7 表示涨潮时水位每上升 1 m, 水压力增大 7.7 kPa。因此潮位水压力变化传递到管片大概有 23% 损失。

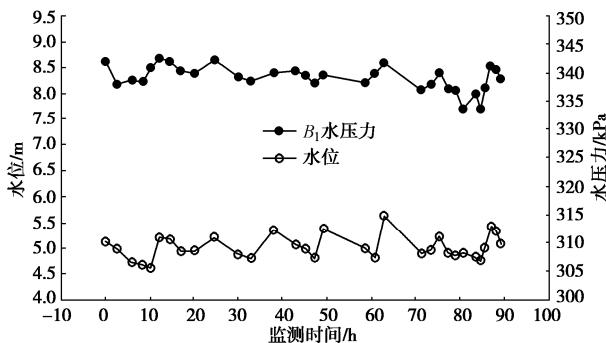


图 10 大潮期间水压力变化曲线

Fig. 10 Curves of water pressure during high tide

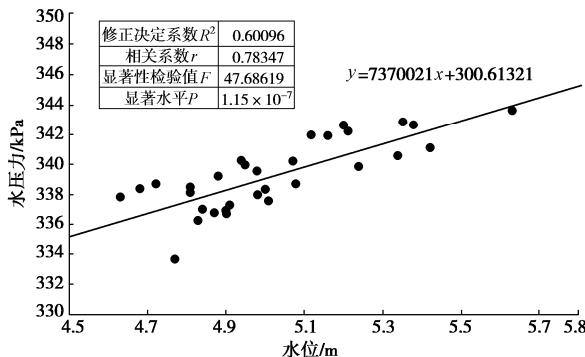


图 11 水压力与水位拟合图

Fig. 11 Fitting diagram of water pressure and water level

其余测点的水压力与水位经分析也具有强相关性, 具体参数见下表 2。其中  $B_5$  测点处拟合斜率最大, 水力损失最小 (19%);  $L_1$ ,  $L_2$ ,  $B_3$  和  $B_4$  测点处水力损失较大, 考虑上述几处位置接近同步注浆孔口, 浆体可能一定程度上减弱了管片与外界的水力联系。

表 2 拟合相关性参数统计表

Table 3 Statistical table of fitting correlation parameters

测点	斜率	相关系数	显著性检验值	显著水平
$F$	6.82	0.64594	21.47895	$6.526 \times 10^{-5}$
$B_1$	7.70	0.78347	47.68619	$1.145 \times 10^{-7}$
$B_3$	6.29	0.77141	44.08758	$2.368 \times 10^{-7}$
$B_4$	4.48	0.56829	14.31039	$6.909 \times 10^{-4}$
$B_5$	8.10	0.85668	82.73673	$3.963 \times 10^{-10}$
$L_1$	5.75	0.49406	9.68764	$4.051 \times 10^{-3}$
$L_2$	6.54	0.59712	16.6237	$3.087 \times 10^{-4}$

### 3.2 管片内力变化及分布规律

#### (1) 监测期衬砌内力变化规律

全阶段监测期内的各测点内力变化值见图 12, 13, 其中  $L_2$  元件被破坏无测试数据。

由图 12, 13 分析, 管片刚脱环不久后由于注浆压力、水土压力等对管片的共同作用, 使管片内力在短期内迅速调整变化; 之后由于浆液初凝以及流动导致浆液压力消散, 进而使得管片内力趋于平稳; 2~4 d 是注浆压力缓慢消散阶段; 至第 4 天以后管片内力基本稳定, 地层逐渐沉降固结, 至第 15 天时, 各测点内力基本不变。

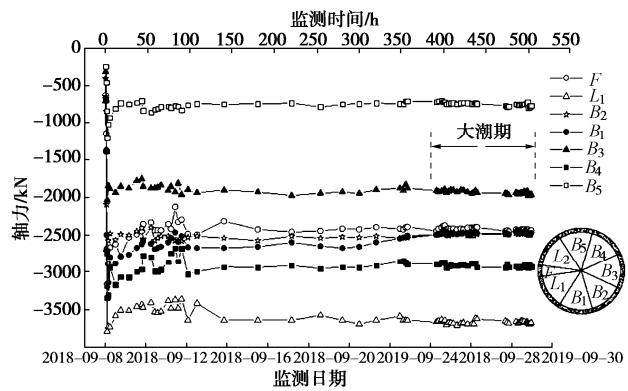


图 12 监测期各测点轴力变化

Fig. 12 Change of axial force during monitoring period

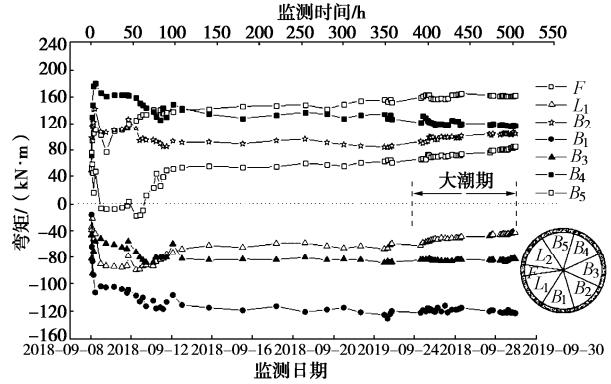


图 13 监测期各测点弯矩变化

Fig. 13 Change of bending moment during monitoring period

#### (2) 稳定后衬砌内力分布规律

全环内力分布图绘制如图 14, 15。图中管片全环受压, 具体表现在拱顶轴力最小 (780 kN), 拱底左墙脚最大 (3650 kN); 全环管片轴力表现为类矩形分布, 管片下部轴力普遍大于上部, 这可能是由于  $B_5$  处管片脱环后上部覆土迅速沉降充填了盾尾空隙,  $L_2$ ,  $B_4$  附近同步注浆孔口注浆后的浆液在中下部的管片环外周形成了浆液硬化包裹层, 使得浆体将压力分担给测点邻近衬砌结构。弯矩定义为管片内侧受拉为正, 图中所示弯矩分布不对称, 大小在 -170~160 kN 之间, 最大正弯矩 (161 kN·m) 位于左边墙  $F$  块处, 最大负弯矩 (-159 kN·m) 位于右边墙脚  $B_2$  块处。

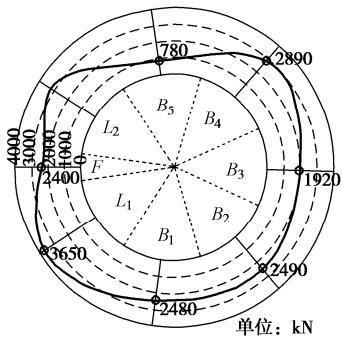


图 14 稳定后全环轴力分布规律

Fig. 14 Distribution laws of axial force along ring

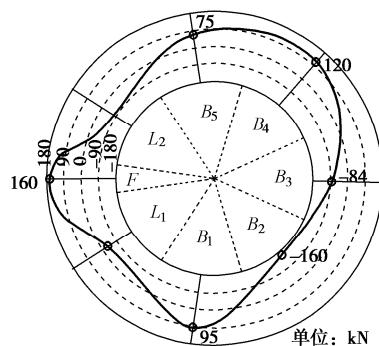


图 15 稳定后全环弯矩分布规律

Fig. 15 Distribution rules of bending moment along ring

### 3.3 管片结构安全性分析

选取监测期间水位最低(4.63 m)与水位最高(5.7 m)时各测点内力值进行安全系数检算<sup>[5]</sup>, 计算中按不利情况考虑仅主筋受力, 表 3 输出抗弯安全系数(小于 2.0 认为结构不安全)。说明涨潮会一定程度上削弱衬砌安全系数, 但大潮期间管片衬砌结构始终处于安全状态。

表 3 管片结构安全性检算表

Table 3 Safety check of segment structures

测点	水位最低			水位最高		
	弯矩 /(kN·m)	轴力 /kN	安全 系数	弯矩 /(kN·m)	轴力 /kN	安全 系数
F	163.2	-2370.6	6.04	161.6	-2453.4	5.89
L <sub>1</sub>	-56.0	-3641.8	4.72	-45.2	-3684.7	4.71
B <sub>1</sub>	102.3	-2468.5	6.34	104.4	-2497.0	6.26
B <sub>2</sub>	-159.0	-2148.6	6.56	-159.0	-2190.1	6.46
B <sub>3</sub>	-83.0	-1891.4	8.21	-83.7	-1966.1	7.93
B <sub>4</sub>	122.8	-2870.3	5.43	119.6	-2931.0	5.35
B <sub>5</sub>	72.4	-713.4	18.21	79.5	-771.8	16.76

## 4 结论

依托杭州望江路过江隧道，在大潮期前后对管片

内、外力进行了监测，主要得出以下几点结论：

(1) 富水黏土地层下浆液压力难以迅速消散,本工程监测环离开挖面的距离达到15环以上(或脱环5d以上)地层才能基本稳定。

(2) 黏土地层中总土压力分布较为对称、均匀, 稳定后管片衬砌外的总压力荷载主要为水压力, 有效土压力较小, 其值约为对应位置水压力的 35%~75%。

(3) 水压力与潮位近似呈线性正相关; 潮位的水压力变化传递到隧道 0.45~0.77 的折减, 注浆体可能在一定程度上减弱管片与外界的水力联系。

(4) 大潮期间的潮位变化会一定程度上削减管片结构的安全系数,但影响甚小,大潮期间管片衬砌结构始终处于安全状态。

参考文献

- [1] 中铁第四勘察设计院集团有限公司. 杭州市望江路过江隧道工程施工图变更设计[R]. 武汉: 中铁第四勘察设计院集团有限公司, 2017. (China Railway Fourth Survey and Design Institute Group Co., Ltd. Construction Drawing Change Design of Wangjiang Road Tunnel Project in Hangzhou[R]. Wuhan: China Railway Fourth Survey and Design Institute Group Co., Ltd., 2017. (in Chinese))
  - [2] 浙江水文局. 杭州市闸口水文站 2000~2018 年度水文报表 [R]. 杭州: 浙江水文局, 2018. (Zhejiang Hydrological Bureau. 2010~2018 Annual Hydrological Report of Hangzhou Zhakou Hydrological Station[R]. Hangzhou: Zhejiang Hydrological Bureau, 2018. (in Chinese))
  - [3] 章 怡. 潮汐作用下大直径盾构隧道管片结构内力实测与数值模拟研究[D]. 长沙: 中南大学, 2019. (ZHANG Yi. Analysis of the Internal Forces of Large Diameter Shield Tunnel Segments under Tides based on Field Measurement and Numerical Simulation[D]. Changsha: Central South University, 2019. (in Chinese))
  - [4] 李 雪, 周顺华, 王培鑫, 等. 盾构隧道实测土压力分布规律及影响因素研究[J]. 岩土力学, 2014, 35(增刊 2): 453 – 459. (LI Xue, ZHOU Shun-hua, WANG Pei-xin, et al. Study of distribution law of earth pressure acting on shield tunnel lining based on in-situ data[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, 35(S2): 453 – 459. (in Chinese))
  - [5] 铁路隧道设计规范: TB 10003—2016[S]. 2017. (Code for Design of Railway Tunnel: TB 10003—2016[S]. Beijing: China Railway Publishing House, 2017. (in Chinese))

(编校: 黄贤沙)

DOI: 10.11779/CJGE2020S1041

# 非接触测试技术在模型沉桩试验中的应用

姜 赘<sup>1</sup>, 陆 烨<sup>\*</sup>, 唐侨楚<sup>1</sup>, 王校勇<sup>2</sup>

(1. 上海大学土木工程系, 上海 200444; 2. 上海勘察设计研究院(集团)有限公司, 上海 200093)

**摘要:** 以数字图像相关技术为基础, 在不接触被测物体表面的情况下, 采用无标识点法捕捉室内静压桩模型试验中土体的位移信息, 分析并获得土体的位移规律。通过自行编制的 MATLAB 计算程序, 可以计算提取出压桩过程中土体所有位置在任意时刻的位移变化, 从而对不同桩型、不同排土体积产生的土体位移进行了动态分析, 拟合了土体的位移轨迹。同时, 通过设置局部摄像头, 观测分析了在桩土界面的扰动薄层位移特征。研究表明: 土体的水平位移随桩体的压入逐渐增大至稳定。当桩径一致时, 方桩具有比圆桩更强的挤土作用, 且在土体深处两者的差异更为明显。但当排土体积一致时, 方桩与圆桩之间的差异较小。桩-土界面扰动层厚度约为 5.7~8.6 倍平均粒径, 层内土体随桩体压入向下移动; 当桩体穿过观察区后, 扰动层位移逐渐减小。

**关键词:** 非接触测试技术; 静压桩; 土体位移; 桩-土界面

中图分类号: TU411.93 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)S1-0208-06

作者简介: 姜 赘(1994—), 男, 江苏常州人, 硕士, 研究方向为砂土室内试验及桩基础方面研究。E-mail: jiangyun7500@163.com。

## Application of non-contact testing technology in model tests on press-in piles

JIANG Yun<sup>1</sup>, LU Ye<sup>1</sup>, TANG Qiao-chu<sup>1</sup>, WANG Xiao-yong<sup>2</sup>

(1. Department of Civil Engineering, Shanghai University, Shanghai 200444, China; 2. SGIDI Engineering Consulting (Group) Co., Ltd., Shanghai 200093, China)

**Abstract:** Based on the digital image correlation technology, the displacement information of the soil in the model pile tests is obtained without marking and touching the surface, and the displacement laws of the soil is analyzed. The calculation program is compiled by using the MATLAB. The soil displacement and its change at any position and at any time in the tests can be extracted by calculation. In addition, the soil displacement caused by different pile types and different diameters is dynamically analyzed, and the displacement trajectory of the soil is fitted. At the same time, by setting up a local camera, the disturbance layer at the pile-soil interface is observed and analyzed. The study shows that the horizontal displacement of soil increases gradually to stability during pile press-in. When the diameter of the pile is the same, the soil-squeezing effect of the square pile is obviously stronger than that of the circular pile, and the difference between them is more obvious at the deep depth of the soil. But when the discharge volume is the same, the difference between the square pile and the circular pile is small. The thickness of the disturbance layer is about 5.7~8.6  $d_{50}$  and the soil in this layer moves downward when the pile passes through, the displacement of the layer gradually decreases.

**Key words:** non-contact testing technology; press-in pile; soil displacement; pile-soil interface

## 0 引言

静压桩在软土地区及一些不允许强烈振动的地方是一种有效的施工方法。沉桩过程中桩体与周围土体相互作用, 一方面会影响桩体的承载力, 另一方面会引起周围土体的变形, 对临近建筑物、基础或地下建筑产生不利影响<sup>[1]</sup>。目前很多学者对静压沉桩挤土效应开展了大量研究, 由于现场试验成本过高, 室内模型试验<sup>[2]</sup>对压桩过程土体位移的研究较多。

非接触测试技术是以光电、电磁等技术为基础,

在不接触被测物体表面的情况下, 得到物体表面参数信息的测量方法。岩土工程领域中, 可以通过数字图像相关技术(digital image correlation, DIC)对桩周土体位移场进行非接触测量。部分学者<sup>[3-4]</sup>采用半模桩并观测土体中标志点移动情况来得到土体的位移场, 但是这些试验中需要人为设置固定的标记点。相

基金项目: 上海市自然科学基金项目(16ZR1411900)

收稿日期: 2020-06-03

\*通信作者(E-mail: ye.lu@shu.edu.cn)

关学者基于粒子图像测速技术 (particle image velocity, PIV) 技术<sup>[5-6]</sup>, 采用透明土和自行设计的静压桩模型试验系统进行试验, 但由于透明土本身的性质, 模型箱和桩体尺寸受到限制。另外, 相关研究对不同桩型、不同排土体积下压桩对土体产生的扰动对比也较少。沉桩过程中, 土颗粒与桩体相互作用, 界面处会形成一层较薄的剪切扰动区, 该区域较难观测, 尽管可以借用界面剪切试验对类似的颗粒位移进行研究<sup>[7-8]</sup>, 但其与实际压桩时产生的扰动区规律并不完全相同。

基于 DIC 技术原理, 通过 MATLAB 软件自行编制计算程序, 对压桩过程中桩侧土体的连续变形过程采用无标示点方法进行采集并分析。与商业的 PIV 系统相比, 本系统经济实用、数据处理灵活, 通过计算可以提取出试验过程中所有位置任何时刻的位移变化, 并且可以导出矢量图以及位移平均值。采用这一非接触图像测量系统对多组工况下 (不同桩型、不同排土体积) 的土体位移进行了动态分析, 同时对剪切扰动区域的颗粒位移单独记录, 分析并得到了相应位移的规律。

## 1 试验概况

### 1.1 试验设备

图 1 展示了试验过程中的主要设备, 包括图像采集设备——数码相机、摄影灯等, 压桩试验设备——模型箱 ( $1\text{ m} \times 1\text{ m} \times 1\text{ m}$ )、加载系统、模型桩等。试验过程中利用高清数码相机对桩侧土体进行录像记录, 在玻璃近表面处安装微距摄像头记录桩-土界面剪切扰动层的情况。桩体最终贯入深度为 450 mm, 贯入速度为 2.5 mm/s。



图 1 模型装置示意图

Fig. 1 Schematic view of model test setup

### 1.2 试验材料

本文采用自然风干的建筑黄砂进行试验。在铺设砂土时, 采用雨落法分层铺设, 砂土层铺设总厚度为 800 mm。另外, 对试验用砂还进行了筛分试验, 确定

了试验用砂的级配曲线, 得到  $d_{10}=0.20\text{ mm}$ ,  $d_{30}=0.29\text{ mm}$ ,  $d_{50}=0.35\text{ mm}$ ,  $d_{60}=0.38\text{ mm}$ ,  $C_u=1.90$ ,  $C_c=1.05$ 。因此该试样为颗粒级配不良中细砂, 属于均粒土。

### 1.3 模型试验工况

模型桩紧贴玻璃面压入, 因此采用多组半模铝合金桩, 具体参数见表 1。与同样运用图像技术的研究<sup>[5-6]</sup> (桩径约 5.7~10 mm) 相比, 扩大了模型箱和桩的尺寸。本文共设计了 3 种桩型, 以研究不同桩型的挤土效应。其中, JY-1 为圆桩; JY-2 为方桩, 与 JY-1 等截面; JY-3 为方桩, 与 JY-1 等径。

表 1 模型试验工况

Table 1 Information of model tests on press-in piles

工况	桩型	桩直径 $D/\text{mm}$	桩靴角度/ $(^\circ)$	全场标定系数 $/( \text{mm/pixel})$
JY-1	圆桩	50	180	0.557
JY-2	方桩	44.3	180	0.563
JY-3	方桩	50	180	0.571

### 1.4 DIC 原理及操作软件

作为一种非接触测试技术, 数字图像相关技术有着全场测量、无损、对测量环境要求低的优点。近年来, 许多学者进行了大量的研究工作并取得了一系列的研究成果, DIC 技术在工程领域及模型试验中发挥越来越重要的作用。DIC 技术的原理是将获得的图像进行灰度处理, 并分成一个个小的图像子集, 通过互相关计算得到每个图像子集的位移, 从而最终获得整个图像的位移场。其原理如图 2 所示。

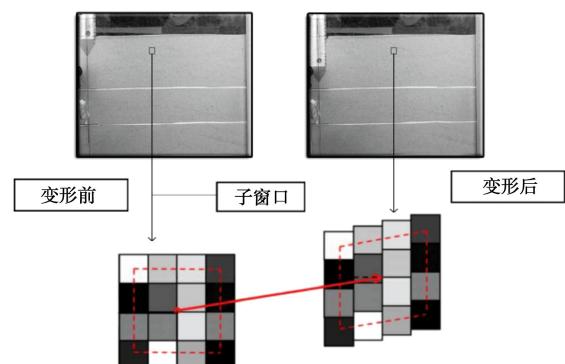


图 2 DIC 技术原理

Fig. 2 Principle of DIC technology

每个子窗口的灰度值分布可以定义为一个函数  $f(i, j)$ , 被拍摄对象变形或移动后的第二幅图像中对应子窗口的灰度值分布函数为  $g(i + \Delta x, j + \Delta y)$ 。 $\Delta x$  和  $\Delta y$  可以表示为  $i$  和  $j$  的位移<sup>[9]</sup>。图像匹配的标准函数为

$$C = \frac{\sum [f(i, j) - g(i + \Delta x, j + \Delta y)]^2}{\sum f^2(i, j)} \quad (1)$$

基于 DIC 原理, 本文利用 MATLAB 语言编制计算程序, 并与可视化的图形用户界面 (GUI) 相结合,

设计了一个可供反复使用并且操作简单的图像处理软件，从而可以快速处理大量的图像数据以及对处理得到的数据进行进一步的分析。该软件计算与分析的步骤如图 3 所示。

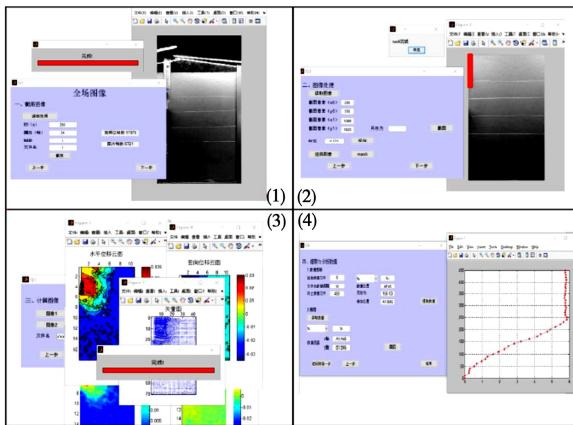


图 3 软件处理步骤

Fig. 3 Processing steps of software

计算程序主要功能分为 4 部分：①第一部分针对试验录制的视频提取具体时刻的图像（精确到每一帧）；②第二部分进行图像预处理，包括截图、标定以及 mask 掩码工作，为计算做好准备；③第三部分为图像相关计算，可便捷地选取需要计算的两张图像，并生成位移云图和位移数据；④第四部分是对图像数据计算结果的提取及分析，提取出需要分析的数据并进行整理，然后进行绘图和初步分析。整个程序操作较为灵活简单，可根据需要快速处理所需图像。

## 2 试验结果与分析

### 2.1 不同贯入深度下土体位移云图分析

通过 DIC 计算可以绘制压桩过程中桩周土体的水平和竖向位移的等值线图。图 4(a), (b) 列出了 JY-2 试验中，压桩深度为 250 mm 和 450 mm 时的土体水

平位移云图，土体向右移动为正。可以看到，沉桩过程中，土体受桩身的影响向四周挤开，并且随着贯入深度的增加，土体受影响范围越来越大：桩被压到 250 mm 深度处时，径向影响范围约 250 mm，即大约 5.7 倍桩径 (5.7D)。当桩被压到 450 mm 的位置时，径向影响范围已经达到 350 mm，即大约 8 倍桩径 (8D)。图 4(c), (d) 为 JY-2 试验中桩体不同深度时土体的竖向位移云图，土体向下移动为正。可以看到，土体的竖向位移分为两个部分，桩身上方的土体向上位移，桩身下方的土体受挤压向下位移，两者之间存在分界线，分界线上位移为“0”，分界线会随着桩体贯入相对于桩身逐渐向上移动。竖向位移的影响范围同水平位移的影响范围大致相当。

### 2.2 不同桩型之间土体水平位移差异

图 5~7 分别展示了距离桩表面 1D, 2D 和 3D 的不同深度处土体在沉桩过程中持续产生的水平位移。横轴为土体水平位移，规定向右移动为正，纵轴为桩体的贯入深度。由图可知，1D, 2D 和 3D 土体的位移由静止缓慢增加，随后逐渐稳定。当桩端达到某一位置时，该处的水平位移还未达到最大值，而当桩端超过这一位置时才达到最大值，最大水平挤土位移与压桩深度之间存在滞后效应。450 mm 处的土体由于深度较深，桩体并未穿过该区域，最大值还未体现。3D 处土体位移的稳定值比 1D 处小，说明水平位移会随着径向距离的增加而减小；450 mm 深度的位移比 150 mm 深度大，说明在一定沉桩深度内，水平位移随着深度增加而增加，深处土体受到的挤压效应也越大。

仔细对比圆桩 (50 mm)，方桩 (44 mm) 和方桩 (50 mm) 3 种不同工况的位移情况发现，50 mm 圆桩和 44 mm 圆桩位移相差不大，而 50 mm 方桩的位移比另外两者都要大一些，这说明相同排土体积下，

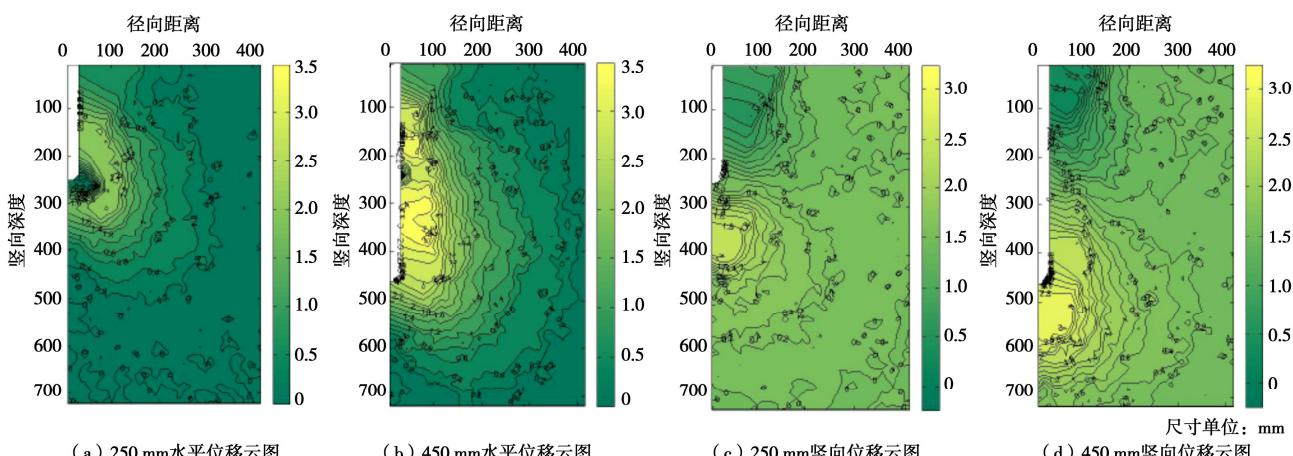


图 4 桩体不同深度时的水平和竖向位移云图

Fig. 4 Horizontal and vertical contour maps of soil displacements at different depths

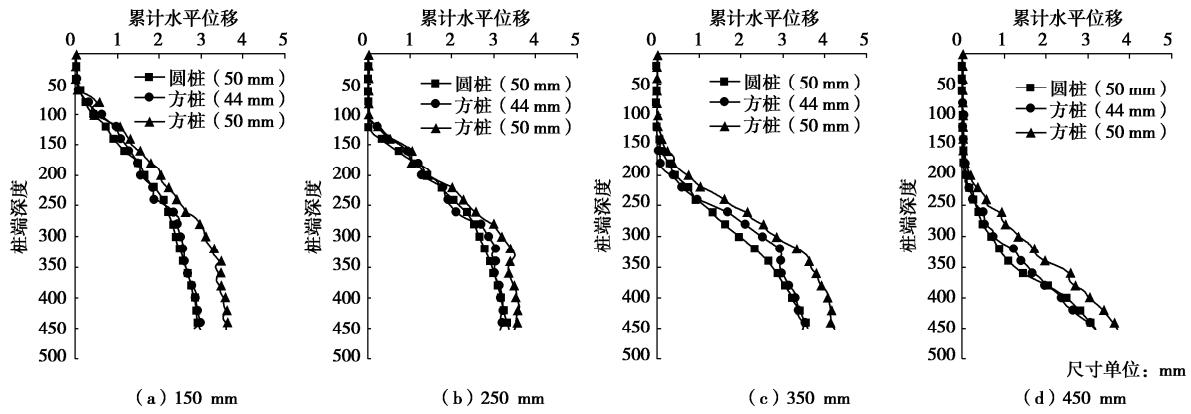


图 5 1D 距离处不同深度测点的水平累计位移发展规律图

Fig. 5 Horizontal cumulative displacements of measuring points at different depths at 1D

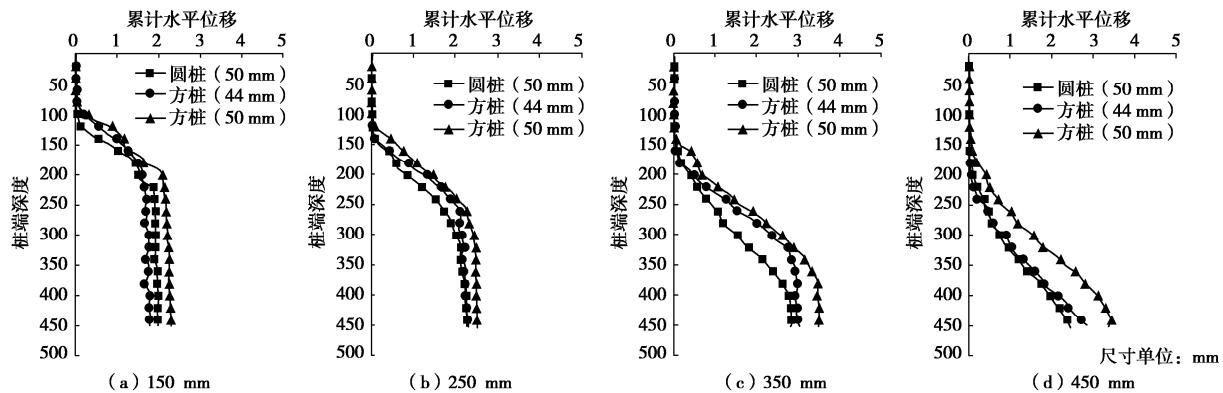


图 6 2D 距离处不同深度测点的水平累计位移发展规律图

Fig. 6 Horizontal cumulative displacements of measuring points at different depths at 2D

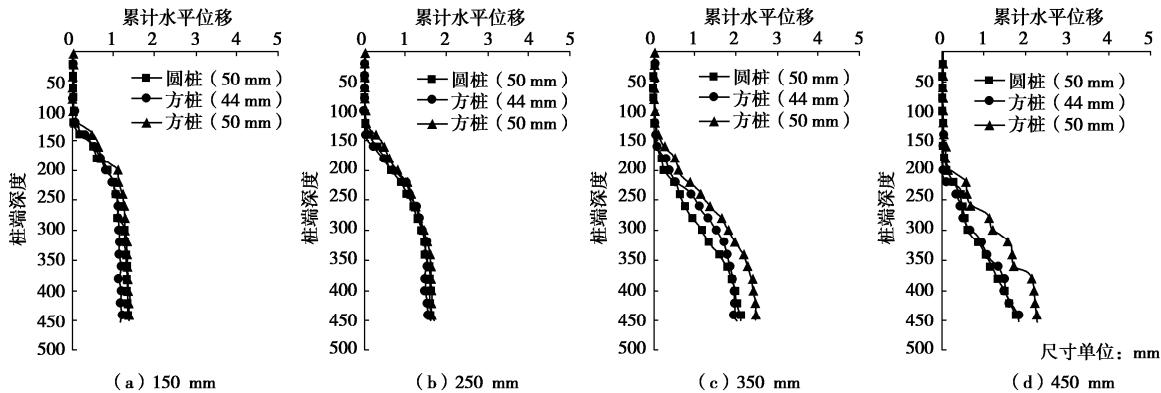


图 7 3D 距离处不同深度测点的水平累计位移发展规律图

Fig. 7 Horizontal cumulative displacements of measuring points at different depths at 3D

圆柱和方桩的对周围土体造成的影响差不多，不同的桩体型式的差别不大。而当桩径相同时，不同的桩型对土体挤压差异较大，方桩明显比圆柱挤压作用更强。当桩型相同时，随着直径的增大，排土体积逐渐增大，桩体对土的挤压效果也更加明显。据此认为，排土体积在桩体贯入过程中对周围土体的挤压影响至关重要。观察不同的深度发现，三者土体受到的挤压差异在深处比浅处更明显。另外，尽管 44 mm 方桩与 50 mm

圆柱的位移差异不大，但在 350 mm 深度处，两者有些许区别，44 mm 方桩比 50 mm 圆柱更早达到稳定值，这说明相同体积的圆柱和方桩在贯入过程，方桩比圆柱更早使周围土体稳定。

### 2.3 扰动薄层位移规律

在试验过程中，玻璃近表面处安装的微距摄像头可以记录桩-土界面剪切扰动层的情况。微距摄像头位置在距砂土表面 100 mm 深度处(见图 1)。图 8 为 JY-1

桩刚通过观察区域后大约 6 mm 时(桩体已用 mask 掩码掩去), 进行 DIC 计算之后得到的土颗粒的竖向位移云图。从图 8 中可以看到靠近桩体的一侧有明显的薄层, 此薄层中土体整体呈现明显的向下位移。薄层厚度为 2~3 mm 左右, 即 5.7~8.6 倍  $d_{50}$ , 这与张嘎等<sup>[8]</sup>等学者认为接触面剪切引起土颗粒变位大约 5~6 倍平均粒径范围内的结果吻合, 因此可确定该薄层为桩-土界面扰动层。为了更好地分析扰动层的位移情况, 对桩体每下压 2 mm 时扰动层的平均竖向位移进行了计算。图 9 为扰动层随桩端下压而变化的平均竖向位移值。可以发现, 在最开始桩端穿过 2 mm 后, 扰动层竖向位移迅速达到峰值, 在桩端下压大约 20 mm 后逐渐降至零, 说明扰动层刚出现时, 位移最大, 随着桩体不断贯入, 扰动层位移逐渐减小。

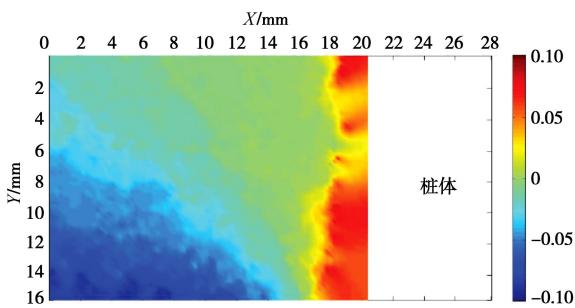


图 8 桩-土界面土体位移情况

Fig. 8 Soil displacements of pile-soil interface

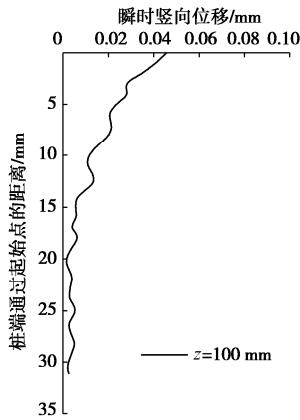


图 9 扰动层的竖向位移随桩体移动的变化情况

Fig. 9 Vertical downward displacements of disturbance layer during pile press-in

### 3 结 论

本文将非接触图像测试技术应用于室内静压桩模型试验中, 对多种工况模型桩压入过程的土体变形进行了全场和局部场的分析, 得出以下结论:

(1) 基于 DIC 技术开发的图像数据处理系统, 针对室内模型沉桩引起的桩周土体变形, 可以快速处

理大量的图像数据并进行分析, 操作简单灵活, 可以在桩模型试验中获取任意时刻任意位置的土体位移。并且类似试验可以通过该系统进行数据处理和分析。

(2) 桩体贯入过程中, 土体的水平位移逐渐增大随后趋于稳定, 深处土体和离桩体较近的土体水平位移的稳定值更大。当桩的直径相同时, 方桩明显比圆桩挤压作用更强, 且深处的土体受到的影响更明显。排土体积一致时, 不同桩型对土体挤压造成的位移差异不大。排土体积在桩体贯入过程中对周围土体的影晌起到了决定性的作用。

(3) 扰动薄层厚度约为 5.7~8.6 倍  $d_{50}$ , 层内土体在桩体带动下向下移动, 并且位移随着桩体的压入逐渐减小, 桩体穿过大约 20 mm 后, 扰动薄层的土体位移趋近 0。局部摄像头的设置为今后对扰动区的进一步测量提供了参考。

### 参 考 文 献:

- [1] 高广运, 周群立, 陈龙珠. 软土中静压桩挤土分析和防治措施[J]. 岩土力学, 2002, 23(增刊 1): 65~68. (GAO Guang-yun, ZHOU Qun-li, CHEN Long-zhu. Analysis of compacting effect and control for silent piling in soft soil[J]. Rock and Soil Mechanics, 2002, 23(S1): 65~68. (in Chinese))
- [2] JARDINE R J, ZHU B T, FORAY P, et al. Measurement of stresses around closed-ended displacement piles in sand[J]. Géotechnique, 2013, 63(1): 1~17.
- [3] 徐建平, 周健, 许朝阳, 等. 沉桩挤土效应的模型试验研究[J]. 岩土力学, 2000, 21(3): 235~238. (XU Jian-ping, ZHOU Jian, XU Zhao-yang, et al. Model test research on pile driving effect of squeezing against soil[J]. Rock and Soil Mechanics, 2000, 21(3): 235~238. (in Chinese))
- [4] 周健, 邓益兵, 叶建忠, 等. 砂土中静压桩沉桩过程试验研究与颗粒流模拟[J]. 岩土工程学报, 2009, 31(4): 501~507. (ZHOU Jian, DENG Yi-bing, YE Jian-zhong, et al. Experimental and numerical analysis of jacked piles during installation in sand[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, 31(4): 501~507. (in Chinese))
- [5] 孔纲强, 曹兆虎, 周航, 等. 水平荷载下扩底楔形桩承载力特性透明土模型试验[J]. 土木工程学报, 2015(5): 83~89. (KONG Gang-qiang, CAO Zhao-hu, ZHOU Hang, et al. Experimental study on lateral bearing capacity of enlarged wedge-shaped pile using transparent soil[J]. China Civil Engineering Journal, 2015(5): 83~89. (in Chinese))
- [6] 曹兆虎, 孔纲强, 刘汉龙, 等. 基于 PIV 技术的沉桩过程土

- 体位移场模型试验研究[J]. 工程力学, 2014, 31(8): 168 - 174.  
(CAO Zhao-hu, KONG Gang-qiang, LIU Han-long, et al.)  
Model test on deformation characteristic of pile driving in sand using PIV technique[J]. Engineering Mechanics, 2014, 31(8): 168 - 174. (in Chinese))
- [7] DEJONG J T, WHITE D J, RANDOLPH M F. Microscale observation and modelling of soil-structure interface behaviour using particle image velocimetry[J]. Soils and Foundations, 2013, 46(1): 15 - 28.
- [8] 张 嘎, 张建民, 梁东方. 土与结构接触面试验中的土颗粒细观运动测量[J]. 岩土工程学报, 2005, 27(8): 903 - 907.  
(ZHANG Ga, ZHANG Jian-min, LIANG Dong-fang. Measurement of soil particle movement in soil-structure interface test[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, 27(8): 903 - 907. (in Chinese))
- [9] YATES J R, ZANGANEH M, TAI Y H. Quantifying crack tip displacement fields with DIC[J]. Engineering Fracture Mechanics, 2010, 77(11): 2063 - 2076.

(编校: 黄贤沙)

(上接 166 页)

- [5] KONG X, LIU J, ZOU D, et al. Stress-dilatancy relationship of Zipingpu gravel under cyclic loading in triaxial stress states[J]. International Journal of Geomechanics, 2016, 16(4): 4016001.
- [6] MARACHI N D, CHAN C K, SEED H B. Evaluation of properties of rockfill materials[J]. Journal of Soil Mechanics & Foundations Div, 1972, 98(1): 95 - 114.
- [7] HUNTER G, FELL R. Rockfill modulus and settlement of concrete face rockfill dams[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2003, 129(10): 909 - 917.
- [8] VARADARAJAN A, SHARMA K G, ABBAS S M, et al. Constitutive model for rockfill materials and determination of material constants[J]. International Journal of Geomechanics, 2006, 6(4): 226 - 237.
- [9] VARADARAJAN A, SHARMA K G, VENKATACHALAM K, et al. Testing and modeling two rockfill materials[J]. Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, 2003, 129(3): 206 - 218.
- [10] 汪小刚. 高土石坝几个问题探讨[J]. 岩土工程学报, 2018, 40(2): 203 - 222. (WANG Xiao-gang. Discussion on some problems observed in high earth-rockfill dams[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, 40(2): 203 - 222. (in Chinese))

(编校: 黄贤沙)

DOI: 10.11779/CJGE2020S1042

# 适用于显微 CT 扫描的微型动三轴仪研制与试验验证

蒋明镜<sup>1, 2, 3, 4</sup>, 吕雷<sup>1, 2</sup>, 石安宁<sup>1, 2</sup>, 曹培<sup>3</sup>, 吴晓峰<sup>3</sup>

(1. 天津大学建筑工程学院土木系, 天津 300072; 2. 天津大学水利工程仿真与安全国家重点实验室, 天津 300072; 3. 同济大学土木工程学院地下建筑与工程系, 上海 200092; 4. 中国地震局地震工程综合模拟与城乡抗震韧性重点实验室(天津大学), 天津 300350)

**摘要:** 土体的微观结构对其宏观力学性质有着很大的影响, 为了能更深入研究土体在循环荷载作用下的微观结构演化与其宏观力学特性之间的联系, 研制了一种适用于工业显微 CT (computerized tomography) 扫描的微型动三轴仪。该仪器主要由控制采集箱系统、主机系统、气水转换器组成。其具有体积较小、试样小型化(直径×高=10 mm×20 mm)、便于操作、兼容性强等优点, 可在无需改装已有 CT 设备前提下对试样进行旋转扫描。以丰浦砂干砂样为材料, 采用微型和常规动三轴仪进行了不同围压(50, 100, 200, 300 kPa) 和循环荷载作用下的不固结不排水试验, 并对测得的初始动弹性模量  $E_0$ , 动剪切模量  $G_d$ , 阻尼比  $\lambda$  进行了对比分析。结果表明: 微型动三轴仪测得的初始动弹性模量  $E_0$ , 动剪切模量  $G_d$ , 阻尼比  $\lambda$  与常规动三轴仪测得的结果基本相近。试验结果误差较小, 验证了该仪器的可靠性。

**关键词:** 微型动三轴仪; 显微 CT; 无损检测; 循环荷载; 微观力学特性

中图分类号: TU435 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)S1-0214-05

**作者简介:** 蒋明镜(1965—), 男, 教授, 博士生导师, 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微观试验、本构模型和数值分析研究。E-mail: mingjing.jiang@tju.edu.cn。

## Development of miniature dynamic triaxial apparatus for microct scanning and its experimental verification

JIANG Ming-jing<sup>1, 2, 3, 4</sup>, LÜ Lei<sup>1, 2</sup>, SHI An-ning<sup>1, 2</sup>, CAO Pei<sup>3</sup>, WU Xiao-feng<sup>3</sup>

(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, College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 4. Key Laboratory of Earthquake Engineering Simulation and Seismic Resilience of China Earthquake Administration (Tianjin University), Tianjin 300350, China)

**Abstract:** The microstructure of soil has a great influence on the macroscopic mechanical properties. Therefore, to study the relationship between the macroscopic mechanical properties and the microstructure evolution of soil under the cyclic loading, a miniature dynamic triaxial apparatus is developed, which is suitable for industrial micro CT (computerized tomography) scanning. The apparatus is mainly composed of the acquisition control system, loading device system, and air-liquid converter. It has the advantages of small volume, miniaturization of the specimen (diameter × height=10 mm×20 mm), convenient to operate, strong compatibility, and the specimen can be rotating-scanned without refitting the existing CT equipment. By using the miniature dynamic triaxial apparatus and conventional dynamic triaxial apparatus, a series of unconsolidated-undrained triaxial tests on Toyoura sand under cyclic loading and different confining pressures (50, 100, 200 and 300 kPa) are carried out, and the initial dynamic elastic modulus ( $E_0$ ), dynamic shear modulus ( $G_d$ ) and damping ratio ( $\lambda$ ) are comparatively analyzed. The results show that the experimental curves of the initial dynamic elastic modulus ( $E_0$ ), dynamic shear modulus ( $G_d$ ) and damping ratio ( $\lambda$ ) exhibit a similar evolution. The difference of experimental data is small, thus, the reliability of the miniature dynamic triaxial apparatus is verified.

**Key words:** miniature dynamic triaxial apparatus; micro CT; non-destructive detection; cyclic loading; micro mechanical behavior

## 0 引言

随着岩土工程领域的不断拓展, 需要面对更加复杂的岩土材料, 而完全基于宏观现象而建立的土体本

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); 国家重点研发计划项目(2019YFC0312304)  
收稿日期: 2020-06-01

构关系大多是从宏观或唯象角度出发, 缺乏对微观结构的了解。笔者在第 22 讲黄文熙讲座中<sup>[1]</sup>总结了宏微观力学概念, 力图从本质上探究岩土材料复杂宏观特性背后的微细观机理, 如土体微观结构<sup>[2]</sup>, 颗粒转动<sup>[3]</sup>, 颗粒破碎<sup>[4]</sup>, 粒间接触影响<sup>[5]</sup>等, 用以建立基于微观机制的宏观本构模型, 为更好的解决实际工程问题服务。因此, 为了能准确高效的获取土体微观力学信息, 需要研发一种能适用于 CT(computerized tomography) 扫描的微型动三轴仪, 便于更深入研究土体宏微观力学特性背后的微观机理。

目前, 众多学者在利用 CT 技术观测土体的初始结构与微观结构演化方面开展了大量的研究, 取得了相应的成果。王艳丽等<sup>[6]</sup>总结了目前 CT 扫描技术在复杂土体土工试验中的应用, 指出 CT 扫描技术为土体微观结构定量描述提供了有效手段。胡波等<sup>[7]</sup>基于自主研发的单向冻结冻融循环三轴仪, 结合医用卧式 CT 扫描设备, 再现了单向冻结过程中冻结锋面迁移过程。郑剑锋等<sup>[8]</sup>对原有常规三轴加载压力仓进行了改造, 研制了适用于冻土且可置于医用 CT 中进行扫描的可控温度加载装置。以上医用卧式扫描法虽能完成土体的 CT 扫描, 研究微观结构演化规律, 但其仍存在成本高、效率低、穿透力弱、分辨率较低等缺点。程状等<sup>[9]</sup>研发了适用于工业显微 CT (microCT) 扫描的微型三轴试验仪, 该仪器将加载装置 (高 520 mm, 重约 20 kg) 及试样 (直径 8 mm×高 16 mm) 小型化, 便于使用分辨率精度可达微米级别的显微 CT 进行扫描, 实现对干砂试样在三轴剪切条件下微观特性的无损检测, 但该仪器为微型静三轴仪, 尚不能对土体进行微观动力学特性的相关研究。

基于上述原因, 在常规动三轴仪理论基础上设计并研发了适用于高分辨率工业显微 CT 扫描设备的微型动三轴仪, 该仪器具有体积较小、操作方便、无需改装现有 CT 设备等优点。在仪器主体设备完成后, 为验证其仪器的可靠性, 采用日本丰浦砂干砂样, 使用微型和常规动三轴仪在 0.2 Hz 的全波模式及不同围压 (50, 100, 200, 300 kPa) 下进行不固结不排水试验, 并将动剪切模量  $G_d$ , 初始弹性模量  $E_0$  和阻尼比  $\lambda$  等结果进行对比验证。

## 1 微型动三轴仪研制原则及结构

### 1.1 微型动三轴仪研制原则

基于常规动三轴仪试验原理, 设计研发了适用于工业显微 CT 扫描的微型动三轴仪。其研制原则如下:

(1) 适用于目前工业显微 CT 扫描设备内部空间大小, 方便操作, 且采用加强材料及高透光率压力室, 在满足一定的围压条件下, 保证 CT 扫描清晰度。

(2) 满足常规动三轴仪试验的基本要求外, 仪器主机具有结构紧凑、体积小、重量轻、操作方便、数据可靠等优点。

(3) 满足设备可在脱离电脑情况下自动完成试验数据记录, 内置 SD 卡 (secure digital memory card)。

(4) 价格合理, 适用于广大中青年研究人员对土体宏微观力学特性开展研究。

### 1.2 微型动三轴仪主体结构

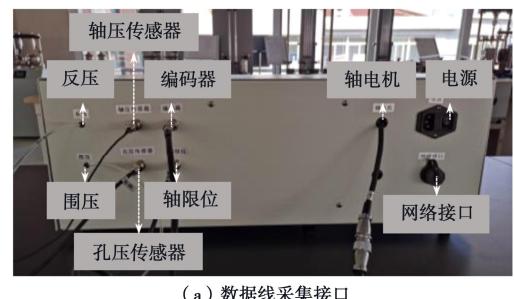
微型动三轴仪主要包括控制采集箱系统、主机系统、以及气水转换容器三部分, 如图 1 所示。



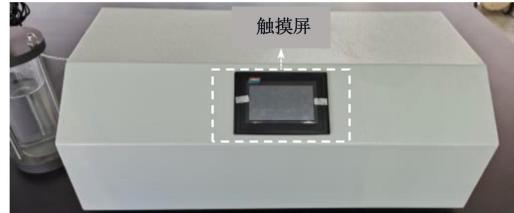
图 1 微型动三轴仪主体结构

Fig. 1 Main components of miniature dynamic triaxial apparatus

控制采集箱系统主要包括: 围压加载装置、反压加载装置及反压传感器、轴压传感器、轴电机、网络接口、以及彩色触摸显示屏等, 如图 2 所示。



(a) 数据线采集接口



(b) 触摸屏

图 2 控制采集箱系统

Fig. 2 Acquisition control system

主机系统主要包括: 仪器底座、压力室底座、试样底座、加强材料及高透光率的压力室外壳 (厚 5 mm)、试样帽、活塞、轴向循环加载装置及内置轴压传感器等。整个主机系统高度为 400 mm, 底座直径为 120 mm, 重量约为 10 kg, 试样尺寸为高为 20 mm, 直径为 10 mm, 体积  $V=1.571 \text{ cm}^3$ , 如图 3 所示。该装置整体尺寸较小, 且试样小型化, 压力室透明外壳较薄, 方便借助工业显微 CT 扫描设备测得较清晰的

土颗粒相对运动图像。该仪器主机系统尺寸与本团队研发的微型静三轴仪相近，且与微型静三轴仪具有同样方便工业显微 CT 扫描设备进行扫描的功能，试样 CT 扫描图像清晰度较高<sup>[10]</sup>。

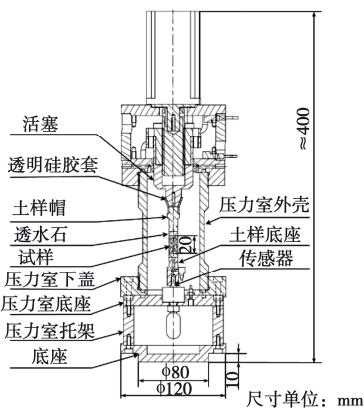


图 3 微型动三轴主机示意图

Fig. 3 Schematic of miniature dynamic triaxial apparatus

#### (1) 轴压控制系统

轴向加压采用伺服电机加载，选用试样顶部加载设计，该设计不同于常规动三轴底部加载方式，可有效避免底部加压普遍存在的无法解决在大压力情况下，传压杆与密封圈之间摩擦阻力较大的问题，从而提高了试验结果的准确性。加载方式分为应力控制和应变控制（不等幅值循环荷载时程曲线图，见图 4）两种方式，其加载频率为 0.01~2 Hz；轴压传感器量程为 0~1000 N，精度为 0.3%FS；轴向加载上下限位范围为 0~18 mm。激振装置采用机械传动式，由试样顶部进行循环加载，可模拟全波和半波两种循环模式。活塞与试样顶部采用锥形透明硅胶套联接，活塞内部设有通道与外部大气相通，在施加围压前将此通道的阀门关闭，围压施加完成后将活塞与试样顶部接触，打开阀门，此时压力室内的压力远大于外部气压，通过围压的压力使得锥形透明硅胶套紧贴合于活塞，清零数据后方可进行循环加载试验。

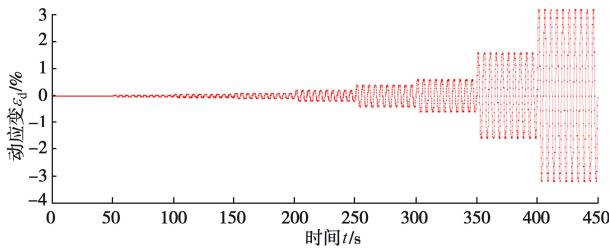


图 4 轴向动应变时程曲线示例图

Fig. 4 Curves of dynamic strain vs. time

#### (2) 围压控制系统

围压加载控制系统采用气压控制气水压力传递方式，加载范围 0~800 kPa。加载围压过程中，通过管路将气水转换容器的进气口与控制采集箱内围压加载装置连接，出气口与主机系统压力室连接，通过围压

加载装置将气水转换容器里的水压到压力室中，从而达到设定的围压数值。

#### (3) 反压控制系统

反压加载控制系统采用液压控制方式，控制采集系统内的反压调压仓通过管路与试样底部排水管路相连接，采用下排水方式，加载范围为 0~1000 kPa。试样在排水过程中，根据反压调压仓内的体积变化，测得试样在试验中的排水量。

#### (4) 数据采集处理系统

数据采集处理系统包括数据采集和数据处理两个子系统。试验过程中数据采集子系统通过网线接口传输并记录下数据，实时显示在电脑端屏幕上，并利用已编好的程序即时计算出数据结果，生成相应曲线。该曲线显示界面分为 4 个小窗口，每个窗口可根据需要调整坐标轴显示的变量，实时观察各变量之间的关系。数据处理子系统则是在数据采集完成后对数据进行微处理，可分段查看不同试验状态下的数据结果。

## 2 微型与常规动三轴仪对比试验

### 2.1 试验材料

本次对比试验使用材料为国际上广泛使用的日本丰浦砂 (Toyoura sand)，颗粒粒径为 0.1~1 mm，其具体物理性能参数见表 1 所示。

表 1 日本丰浦砂物理性能参数

试样	土粒相对密度 $G_s$	平均粒径 $D_{50}/\text{mm}$	不均匀系数 $C_u$	最大孔隙比 $e_{\max}$	最小孔隙比 $e_{\min}$
丰浦砂	2.65	0.2	1.32	0.977	0.597

本次试验的丰浦砂干砂样在相对密度  $D_f=50\%$  的条件下进行，根据不同动三轴试样的大小（微型动三轴试样尺寸：直径×高=10 mm×20 mm；常规动三轴尺寸：直径×高=39.1 mm×80 mm），配置相同干密度 (1.483 g/cm<sup>3</sup>) 的试样，如图 5 所示。



(a) 微型动三轴试样

(b) 常规动三轴试样

图 5 微型与常规动三轴仪试样

Fig. 5 Miniature and conventional dynamic triaxial specimens

### 2.2 试验方案

按照上述制样及其他操作步骤后，分别使用微型

和常规动三轴仪进行频率 0.2 Hz 的全波模式及不同围压 (50, 100, 200, 300 kPa) 条件下的不固结不排水试验, 两次试验方案一致, 每次试验分 4 组均采用应变式控制, 动应变幅值由小逐级增大, 每级动应变循环荷载次数共 10 次, 取每级最后一次循环荷载试验测得的最大动应力和与之对应的最大动应变进行计算, 具体试验方案见表 2。

表 2 试验方案

Table 2 Experimental schemes

序号	试验仪器	试样	干密度 $\rho_d$ /(g·cm <sup>-3</sup> )	频率 f/Hz	围压 $\sigma_3$ /kPa
1	微型	丰浦砂	1.483	0.2	50, 100, 200, 300
2	常规	丰浦砂	1.483	0.2	50, 100, 200, 300

### 3 试验结果对比分析

#### 3.1 动剪切模量 $G_d$ 与动剪应变 $\gamma_d$ 的关系

以围压 100 kPa 试验为例, 微型动三轴和常规动三轴测得的动剪切模量与动剪切应变关系曲线如图 6 所示。

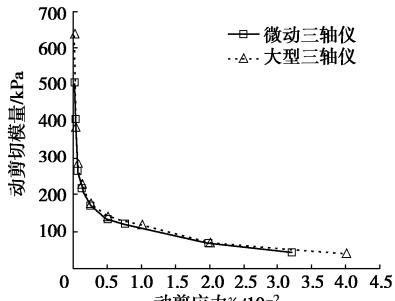


图 6 动剪切模量与动剪应变关系曲线

Fig. 6 Relationship between dynamic shear modulus and dynamic shear strains

由图 6 可知, 动剪切模量随动应变的增加而降低, 曲线大致呈反比趋势。理论上, 模量是表征土体自身变形特性的物理量, 只与土体种类和性质有关, 因此当动剪应变相同时, 曲线趋势基本相近, 符合经验规律。

由表 3 可知, 两台仪器测得数据经计算发现动剪切模量值基本接近, 且在循环荷载过程中微型动三轴仪最大误差为 7.5% (微型动三轴和常规动三轴试验结果的差值与常规动三轴试验结果的比值)。基于结果对比回分析, 微型动三轴仪在测量动剪切模量时具有较高的可靠性。

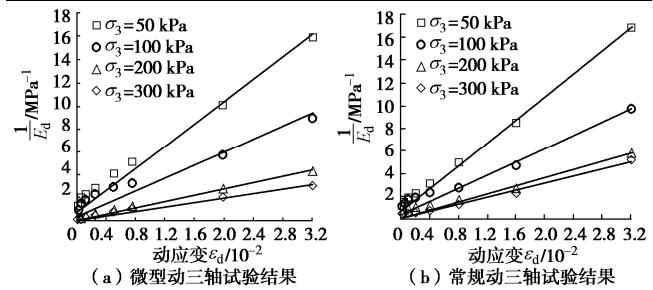
#### 3.2 $1/E_d$ 与动应变 $\varepsilon_d$ 的关系

绘制  $1/E_d - \varepsilon_d$  关系曲线图, 分析不同围压对初始动弹性模量  $E_0$  的影响, 由图 7 可知, 当达到同一应变时, 不同围压对试样测得的初始动模量有一定影响, 具体表现在初始动弹性模量  $E_0$  随着围压的增加而增加, 其中在小围压下尤其明显。图 7 (a), (b) 在四组围压下的拟合直线趋势大体相同。

表 3 动剪切模量与动剪应变

Table 3 Dynamic shear modulus and dynamic shear strains

微型动三轴仪 动剪应变 $\gamma_d$ %	动剪切模量 $G_d$ /kPa	常规三轴仪		相对误差 /%
		动剪应变 $\gamma_d$ %	动剪切模量 $G_d$ /kPa	
0.012	508	0.012	534.4	4.9
0.031	408	0.031	387.2	5.4
0.062	264.8	0.062	286.4	7.5
0.12	217.6	0.12	230	5.4
0.25	170	0.25	177.49	4.2
0.5	133.8	0.5	140.69	4.9
2	69.43	2	70.31	1.3

图 7  $1/E_d$  与  $\varepsilon_d$  关系曲线Fig. 7 Relationship between  $1/E_d$  and  $\varepsilon_d$ 

两台仪器测得的初始动模量  $E_0$  较接近, 如表 4 所示, 误差最大为 4.8%, 表明微型动三轴仪测得的试验结果具有较好的可靠性。

#### 3.4 初始动弹性模量

Table 4 Initial dynamic elastic moduli

围压	初始动弹性模量 $E_0$ /MPa		相对误差 /%
	微型动三轴仪	常规三轴仪	
50	1.43	1.37	4.2
100	2.50	2.38	4.8
200	14.29	13.70	4.1
300	17.86	17.83	0.2

#### 3.3 阻尼比 $\lambda$ 与围压 $\sigma_3$ 的关系

以相同动应变条件下循环荷载试验为例, 循环周期数为 10 周, 取最后一次循环周数进行分析, 比较微型与常规动三轴在不同围压情况下滞回圈的变化趋势。由图 8 可知, 在全波循环模式下卸载时, 砂样并无黏结力, 且所用试样为干砂样, 因此理论上动应力并不会出现负值, 所以滞回圈曲线呈现半幅形态。图 8 (a), (b) 中动应力出现负值可能是橡皮膜拉力导致, 两图中曲线趋势大体相同。

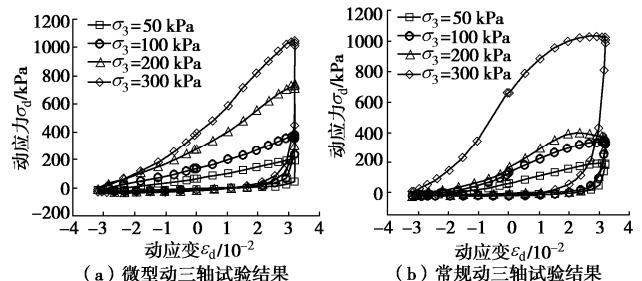


图 8 滞回圈曲线

Fig. 8 Curves of hysteresis loop

滞回圈曲线通过计算求得阻尼比结果见表 5。对

比两组计算出的阻尼比可知, 相同动应变条件下两者的结果较为接近, 误差最大为 6.3%, 对于阻尼比的确定, 仪器具有较高的可靠性。

表 5 不同围压条件下阻尼比

Table 5 Damping ratios under different confining pressures

围压	阻尼比 $\lambda$		相对误差 /%
	微型动三轴仪	常规动三轴仪	
50	0.2366	0.2349	0.6
100	0.2429	0.2527	3.8
200	0.2572	0.2745	6.3
300	0.2717	0.2831	4.0

## 4 结论及展望

本文对自行研发的微型动三轴仪进行了详细介绍, 并与常规动三轴仪在多级动应变及不同围压条件下的试验结果进行初步对比验证, 主要结论如下:

(1) 该微型动三轴仪具有主机结构紧凑、体积较小、试样小型化(直径×高=10 mm×20 mm)、便于操作、兼容性强等优点, 以及方便用于工业显微 CT 扫描设备。

(2) 通过多级动应变循环荷载试验, 测得丰浦砂的初始动弹性模量  $E_0$ , 动剪切模量  $G_d$ , 阻尼比  $\lambda$  与常规动三轴试验结果接近, 且各数据曲线整体变化趋势基本相同, 符合经验规律, 验证了多功能微型动三轴仪可以很好的测得相关动力学特性指标, 可靠性较高。

另外, 本文只针对干砂试样进行对比验证, 由于岩土材料种类繁多, 因此还需对饱和砂土进行更进一步的适用性验证, 为“三深”工程(深地、深海、深空工程)中的土体宏微观力学特性等相关研究提供可靠数据支撑。

**致 谢:** 感谢张家港晟泰克智能仪器有限公司对微型动三轴仪的加工制作, 及负责人蒋敏华, 软件研发部门黄兴、邵斌斌, 机械设计制作部门盛文佳、李志宏等对工作的协助和配合。感谢天津大学沈振义、庞红星、尹福顺和张仕伟硕士在论文修改中提出的宝贵意见。

## 参考文献:

- [1] 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))
- [2] AMOROSI A, RAMPELLO S. An experimental investigation into the mechanical behaviour of a structured stiff clay[J]. Géotechnique, 2007, 57(2): 153–166.
- [3] JIANG M J, YU H S, HARRIS D. A novel discrete model for granular material incorporating rolling resistance[J]. Computers and Geotechnics, 2005, 32(5): 340–357.
- [4] COOP M R, SORENSEN K K, FREITAS T B, et al. Particle breakage during shearing of a carbonate sand[J]. Géotechnique, 2004, 54(3): 157–163.
- [5] JIANG M J, SUN Y G, LI L Q, et al. Contact behavior of idealized granules bonded in two different interparticle distances: an experimental investigation[J]. Mechanics of Materials, 2012, 55(14): 1–15.
- [6] 王艳丽, 程展林. CT 扫描技术在我国土工试验中的应用研究进展[J]. 地震工程学报, 2015, 37(增刊 1): 35–39. (WANG Yan-li, CHENG Zhan-lin. Progress in the application of CT scanning technology in Chinese soil tests[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2015, 37(S1): 35–39. (in Chinese))
- [7] 胡波, 龚壁卫, 童军, 等. 单向冻结冻融循环三轴仪的研制及其应用[J]. 长江科学院院报, 2015, 32(2): 128–132. (HU Bo, GONG Bi-wei, TONG Jun, et al. Development and application of unilateral freezing triaxial apparatus for freeze-thaw cycle[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2015, 32(2): 128–132. (in Chinese))
- [8] 郑剑锋, 马巍, 赵淑萍, 等. 与 CT 机配套的便携式控温压力舱的研制与应用[J]. 冰川冻土, 2014, 36(4): 928–933. (ZHENG Jian-feng, MA Wei, ZHAO Shu-ping, et al. The portable three-terminal controlling temperature apparatus matched to computerized tomography: development and application[J]. Journal of Glaciology and Geocryology, 2014, 36(4): 928–933. (in Chinese))
- [9] 程壮, 王剑锋. 用于颗粒土微观力学行为试验的微型三轴试验仪[J]. 岩土力学, 2018, 39(3): 1123–1129. (CHENG Zhuang, WANG Jian-feng. A mini-triaxial apparatus for testing of micro-scale mechanical behavior of granular soils[J]. Rock and Soil Mechanics. 2018, 39(3): 1123–1129. (in Chinese))
- [10] 蒋明镜, 李光帅, 曹培, 等. 用于土体宏微观力学特性测试的微型三轴仪研制[C]// 第 29 届全国土工测试学术研讨会, 2020, 呼和浩特. (JIANG Ming-jing, LI Guang-shuai, CAO Pei, et al. Development of the miniature triaxial apparatus for testing of macro and micromechanical behavior of soils[C]// The 29th National Conference on Geotechnical Testing, 2020, Huhhot. (in Chinese))

(编校: 黄贤沙)

DOI: 10.11779/CJGE2020S1043

# 离岸多隔舱钢桶基础下沉和顶升原位试验

曹永勇

(上海市市政工程建设发展有限公司, 上海 200025)

**摘要:** 混凝土桶式基础结构是一种高效、节能、绿色、环保的新型结构, 已经广泛用于防波堤的建设中。多隔舱的钢桶基础结构是在该结构基础上的进一步优化, 为中国淤泥质海域防波堤和护岸建设提供了新的解决方案。利用海上离岸结构的测量技术, 开展钢桶的原位试验, 得到了桶体负压下沉和充气顶升过程中的结构位移、倾角、桶内气压以及桶壁应变的变化规律, 发现了抽水和抽气互相配合的高效作业方式。钢桶桶壁环向受力大于纵向受力, 靠近底部的位置易出现压应力, 靠近顶部的位置易出现拉应力。试验结果为结构的进一步优化提供了数据支撑。

**关键词:** 钢桶基础; 离岸结构; 负压下沉; 原位试验

中图分类号: TU196 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)S1-0219-05

作者简介: 曹永勇(1987—), 男, 博士, 高级工程师, 主要从事土木工程管理、试验与数值分析研究。E-mail: ctglcaoyy@chengtou.com。

## In-situ tests on sinking and lifting on offshore steel-bucket foundation with multi-bay

CAO Yong-yong

(Shanghai Municipal Engineering Construction Development Co., Ltd., Shanghai 200025, China)

**Abstract:** The concrete bucket foundation structure is a new structure with high efficiency, energy saving, green environmental protection, which has been widely used in the construction of breakwater. The steel-bucket foundation with multi-bay is further improved on basis of this structure, which is a new solution for the construction of breakwater and revetment in the muddy sea areas of China. The in-situ tests on the steel bucket are carried out through offshore structure measurement. The variation rules of structural displacement, dip angle, air pressure and wall strain in the process of negative-pressure sinking and air-inflation lifting are obtained and the efficient operation mode for water pumping and air pumping is provided. The hoop stress of the bucket wall is greater than the longitudinal stress, and the compressive stress is more likely to appear near the bottom, and the tensile stress is easy to appear near the top. The results may provide support for the further optimization of the structures.

**Key words:** steel-bucket foundation; offshore structure; negative-pressure sinking; in-situ test

## 0 引言

目前国内外沿海软土地基上一般采用抛石堤的方法建造防波堤和护岸工程, 需要进行大量的开山采石, 而且往往对环境造成严重的破坏。多隔舱的混凝土桶式基础结构是一种高效、节能、绿色、环保的新型结构, 已经广泛用于防波堤和护岸工程的建设中。这种结构在深水区域具有非常高的性价比, 但是在浅水区价格优势并不显著。采用多隔舱的钢桶结构可以进一步降低工程造价, 这种结构是在桶式基础结构的前期成果上进行的二次深化, 为中国淤泥质海域防波堤和护岸建设提供了新的解决方案, 促进了技术进步和技术推广应用, 同时也是实施创新驱动发展战略, 提高科技成果转化质量和水平需要, 积极响应习总书记实施创新驱动发展战略的重大部署。

对于钢桶基础结构, 国内外已经展开了大量研究。在模型试验方面, Watson 等<sup>[1]</sup>利用离心模型试验, 研究了钢桶基础在正常固结粉土受竖向、水平及弯矩荷载作用下的响应, 并对荷载施加速率与竖向承载力之间的关系进行了分析。在原位试验方面, 由于海上进行现场测试相当困难, 关于这方面的研究成果少之又少, 尤其是海上钢桶的实测数据。Nadim<sup>[2]</sup>、Villalobos 等<sup>[3]</sup>等对黏土中桶型基础在下沉安装、单调荷载及循环荷载作用下的位移和孔压进行了相应的研究, 发现筒型基础与结构体对受压过程的特征相应一致, 同时分析了在基础安装过程中孔压的变化对基础的荷载和

基金项目: 江苏省自然科学基金项目(BK20171129); 国家自然科学基金项目(51609147)

收稿日期: 2020-06-05

位移规律产生的影响。马文冠等<sup>[4]</sup>开展了粉土中钢桶基础的现场贯入试验,观测了自重下沉阶段与负压贯入阶段钢桶基础贯入阻力与贯入深度的关系,提出了粉土中计算沉贯阻力的方法,发现钢桶使用减阻环会破坏筒壁周围土体,形成渗流通道,导致负压失效。

由于模型试验采用较小比尺,无法真实还原土体的应力状态,所得结果也会有较大的偏差。海上原位试验可以得到最真实的数据,但是目前钢桶的监测技术受限于复杂多变的海洋环境以及长距离传输,相关监测手段昂贵,监测技术发展缓慢。钢桶结构的工作机理、计算方法的合理性、正确性还缺少原型观测资料的验证,实际的设计中可能偏于保守,这就导致钢桶结构的经济优势不是很突出,从而妨碍了其推广应用和经济、社会效益的发挥。因此,有必要研究海上离岸结构的测量技术,开展钢桶的原位试验,在保证钢桶在施工和运行过程中的安全的同时,还可以揭示桶式基础的稳定机理,验证新结构型式计算方法的正确性,有助于新型结构的推广应用,促进行业的发展和进步。

## 1 原位试验概况

### 1.1 多隔舱钢桶结构

如图1所示,多隔舱钢桶基础结构尺寸为19 m×19 m×17 m,由9个直径6.0 m钢质圆桶通过钢板连接,整体桶内形成13个独立舱体,包括9个圆桶舱体和4个异形舱体。桶身壁厚10~14 mm,盖板厚14 mm,桶身和盖板都进行了构造加强:每个小桶下部3 m采用20 cm高的T钢进行竖向加强,一圈共布置20道;桶身中上部进行了环向加强,加强间距2.0 m,采用高20 cm的L钢;盖板下方各分布5个工字钢主横梁、主纵梁和T字钢次纵梁。钢材材质采用Q345B。

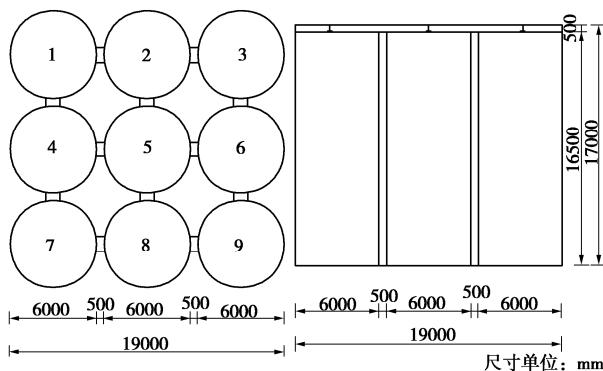


图1 多隔舱钢桶基础结构

Fig. 1 Steel-bucket foundation with multi-bay

钢桶在岸边预制场制作完成后,桶体先进行除锈处理,表面达到Sa2.5级,外露部分涂一道底漆(环氧富锌防锈底漆),涂膜厚度80 μm,二道中间层漆(环

氧云铁防锈漆),涂膜厚度120 μm,二道面漆(脂肪族聚氨酯面漆),涂膜厚度100 μm。工厂预制完毕后装船,运输采用水上船舶运输。钢桶每个隔舱均埋设1个气管、1个水管。采用桶体安装用的操作平台,平台上放置发电机一台,平台设控制系统、真空泵、排气管道、排水管道等。设置充气船,充气船上放置空压机和发电机,如图2所示。



图2 多隔舱钢桶基础结构现场安装

Fig. 2 Field installation of steel-bucket foundation with multi-bay

### 1.2 试验场地水文地质条件

钢桶下沉试验区设计高水位5.41 m,设计低水位0.47 m,极端高水位6.56 m,极端低水位-0.68 m。地基土层自上而下依次为:9.24 m淤泥层、5.80 m粉质黏土层和7.69 m粉砂层,表1列出这3层地基土的主要物理力学特性指标。

表1 地基土的物理力学特征指标

Table 1 Physical and mechanical characteristics of foundation soil

岩土名称	天然含水率w/%	重度γ/(kN·m⁻³)	天然孔隙比e₀	凝聚力c/kPa	快剪内摩擦角φ/(°)
淤泥层	64.8	15.8	1.819	6.7	2.5
粉质黏土层	27.1	19.2	0.77	37.8	10.7
粉砂层	20.0	20.0	0.587	—	—

从表1中所列指标数值结合钢桶所在位置可以发现,钢桶下沉处9 m厚度的淤泥层为典型的高含水率、高孔隙比、高压缩性和低抗剪强度的软黏土,其下卧的粉质黏土层和粉砂层为中等压缩性土,抗剪强度指标也好于淤泥层。根据地基淤泥和其下卧的粉质黏土层的土性和承载能力的不同特点,设计的钢桶结构的桶身将穿越淤泥层,让桶底触及下层粉质黏土层或者粉砂层。这几层土将与钢桶相互联为一体共同抵御回填荷载的作用,它们对钢桶的受力特性影响最大。

## 2 原位试验方案

### 2.1 试验目的

在下沉施工期对桶式结构的现场监测是确保结构安全可靠的重要手段。根据现场测试监控桶式基础结构在下沉和吹填过程中的安全性, 避免钢桶局部变形过大以及整体滑移、倾覆, 分析负压荷载对结构和地基稳定性的影响, 得到钢桶结构的受力性状。通过对监测结果进行数据分析, 进而优化设计方案。

## 2.2 测试内容

测试的内容主要包括 4 个部分: 水平位移和沉降、结构整体倾角、各隔舱内部的负压值、钢桶内力计算薄弱处的钢板应力, 具体的仪器类型和编号见表 2。由于该试验位于海上, 采用了离岸结构的分布式自动测量系统。该原位试验步骤为: 预制钢桶基础→预埋各种传感器→拖航定位→一阶段下沉 4 m→安装自动化采集设备→二阶段负压下沉→两次充气顶升试验→三阶段下沉→试验测试及分析。

表 2 仪器类型及编号

Table 2 Types and number of instrument

测试内容	沉降和水平位移	整体倾斜	负压值	桶壁应力
仪器名称	GNSS 系统	双向倾角仪	气压计	钢板应变计
数量	1	2	10	120
量程	全量程	$\pm 30^\circ$	1 个大气压	0~2500 $\mu\epsilon$
精度	2 mm	$\pm 0.1\%$ F.S	$\pm 0.1\%$ F.S	2.5 $\mu\epsilon$

结合某吹填区围堤的总平面布置, 试验段平面位置选择在围堤东端, 并与斜坡堤衔接段相接(图 3)。布置在该位置紧邻衔接段斜坡堤, 便于试验后的处理, 试验段将作为设计堤身的一部分, 可减少工程费用。为了便于描述, 对各个桶体进行编号。大多数仪器主要布置在 3 号、5 号和 6 号桶体上, 其他桶体上的仪器作对比分析使用。由于钢桶结构在水平面属于中心对称结构, 因此只需要得到部分桶体的应力状态和变形, 就可以了解所有桶体的应力状态和变形。

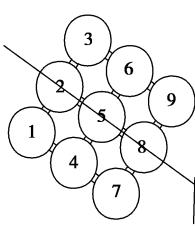


图 3 试验钢桶的位置和编号示意图

Fig. 3 Location and number of test steel bucket

## 2.3 测试方法

对于沉降、倾斜度和负压值的测量采用常规的测量方法<sup>[5]</sup>。通过在监测桶体上设置 GNSS 监测站, 可以实时测量并计算钢桶沉降位移和下沉速度。在盖板

上的工字钢上沿着两个对称的角各布置一个双向倾角仪, 可以测量轴线方向和垂直于轴线方向的倾角。在每个桶舱内盖板下面埋设一支振弦式气压力计, 可以测出该测点所在桶体的负压值。

钢桶基础结构在负压荷载、水压力和土压力共同作用下, 桶壁会发生变形。在钢桶桶壁关键部位埋设应变计可以了解受力分布, 判断钢桶结构可能发生屈曲的位置。在桶体高度范围内, 地基土有 2~3 层, 在布设钢板应变计时, 要保证每层土都布设有仪器。本试验在桶壁布置 29 条应变测线, 其中 Y1-Y22 测线沿着竖直方向布置, 每条测线上布置 4~5 支应变计, 各测点距桶壁底端的距离分别为 1.1, 4.1, 8.1, 12.1 m 和 16.6 m。测线 Y23~Y29 沿环向布置。钢板应变计的布置如图 4 所示。

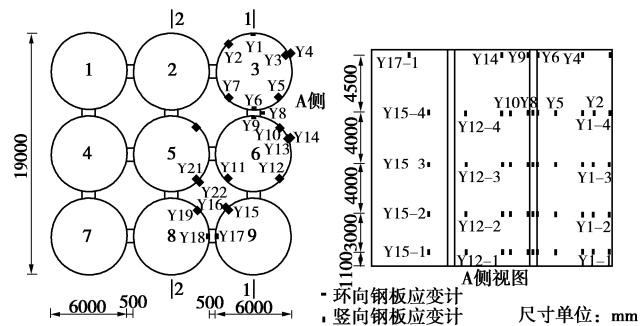


图 4 桶壁钢板应变计布置

Fig. 4 Location of steel plate strainometers on bucket wall

本项目采用特制的大量程振弦钢板式应变计, 其测试精度为 2.5  $\mu\epsilon$ , 量程为 2500  $\mu\epsilon$ 。安装时首先将特制夹具焊接在钢板的预定位置, 然后将钢板应变计安装在特制夹具中(图 5 (a)), 并在仪器底部涂一定量的环氧树脂或者结构胶对仪器进行保护, 仪器外部用钢板专用保护罩进行保护(图 5 (b))。



图 5 现场桶壁应变计安装

Fig. 5 Field installation of plate strainometers on bucket wall

## 3 试验结果分析

### 3.1 钢桶位移变化

由于试验钢桶的测试平台过高, 无法在下沉安装

前进行平台吊装。因此试验钢桶先靠自重下沉了4 m后，开始调试自动化监测系统并展开测量工作。钢桶的下沉作业要配合潮水，因此每天作业时间受到了限制。

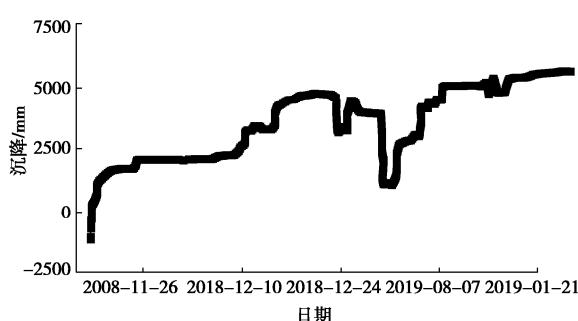


图6 钢桶沉降变化曲线

Fig. 6 Settlement curves of steel bucket

图6是钢桶沉降随时间的变化曲线，从图中可以看出钢桶自第二阶段下沉开始的前3 d沉降速度较大，随后下沉量变化幅度逐渐放缓，到2018年11月25日凌晨累计下沉量在3 m左右。接着对抽水和抽气管道进行为期两周的改造，于2018年12月8日18:30重新开始下沉试验，但是下沉速度仍然缓慢，15 d共沉降2.5 m。

2018年12月22日开始进行充气顶升试验，此时桶体开始进入充气顶升状态，之后钢桶随着桶内气压的升高而慢慢上升，8 h后顶升高度达到最大，累计上升幅度达到1.53 m，随后钢桶的沉降变化趋势逐渐趋于稳定。之后随着桶内气压慢慢释放，桶体在自重的作用下缓慢下沉。2018年12月29日开始第二次顶升试验，10 h后顶升高度达到最大，累计上升幅度达到2.89 m，随后钢桶的沉降变化趋势逐渐趋于稳定。两次顶升试验得到了相同的变化趋势。

在2019年1月6日，开始第三次下沉试验，到24日下沉试验结束，桶体沉入土中约9.5 m，桶底标高为-18 m，进入了粉质黏土层约0.8 m。钢桶在实际下沉过程中，由于结构下部钢板和T型板间出现了夹土现象，小桶与大桶之间产生了明显的挤土效应，使得结构端阻力大大增加。

### 3.2 钢桶倾角变化

图7是钢桶倾角随时间的变化曲线，从图中可以看出在东西方向上，这一阶段钢桶的倾角最小值为0.424°，最大值为4.425°。桶体倾角的波动范围为0.424°~4.425°，目前桶体倾角为正值，表示钢桶向防波堤侧倾斜。在南北方向这一阶段钢桶的倾角最小值为-1.122°，最大值为5.415°。桶体倾角的波动范围为-1.122°~5.415°，目前桶体倾角为正值，表示

钢桶向回填侧倾斜。值得注意的是，在2019年1月4日7:00到9:00之间的3 h内，由于舱内气压突然变化，使得该侧桶体沉降发生变化，倾角也随之变动，由1.174°变化至5.395°，变化幅度达到4.221°。

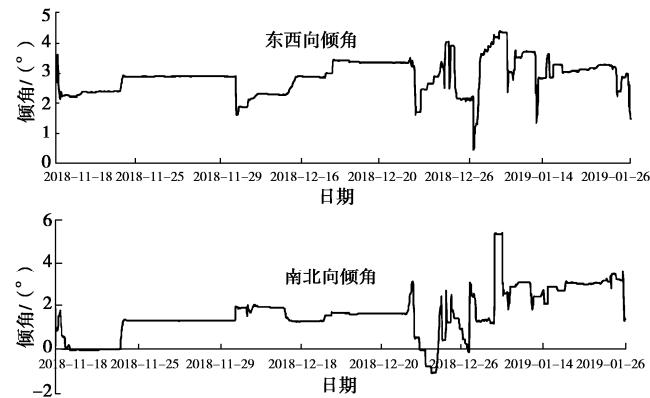


图7 钢桶倾角变化过程曲线

Fig. 7 Dip curves of steel bucket

下沉初期钢桶倾角变化较小，说明钢桶截面各部位受力较为均匀；在充气上浮和抽水下沉交替施工过程中，钢桶倾角变化较为剧烈，说明充气过程未能很好地控制桶体姿态，并进一步导致再次下沉过程中钢桶倾角无法保持稳定。钢桶内部充气对于结构整体姿态十分重要，建议在通过充气的方式进行姿态调整的过程中，需要进一步加强调控的精度和准度。

### 3.3 桶内气压变化

图8绘出了5号隔舱内气压在2018年11月18日至2019年1月26日期间的变化过程曲线。从图8中可以看出，桶体负压值并不稳定，一直在不断变化中。试验过程中发现，通过抽水的方式能够比抽气达到更大的负压，前者比后者大0.2~0.3个大气压。通过抽水的方式还可以比抽气更快地达到负压状态，在负压作用下，桶体被逐渐压入土体，内部气压随之逐渐升高，继续抽水可以继续该过程。抽气产生负压相对稳定，抽水产生的气压波动性较大。

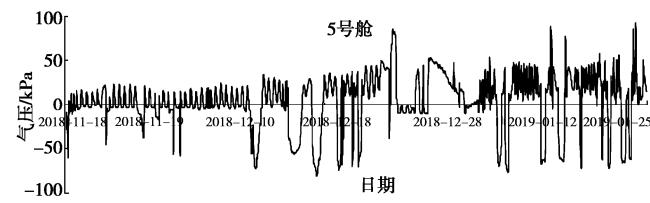


图8 5号隔舱内气压变化曲线

Fig. 8 Air pressure curves inside bay No. 5

### 3.4 侧壁应变分析

由图9可知，5号舱桶壁在2018年12月9日前变化比较稳定，结构的内部应力基本没发生变化，在2018年12月9日到2019年1月6日之间，应力值增加也呈现出稳定的状态，在之后的测量中发现结构内

部的应力值变化比较大, 此时现场进行了抽水下沉试验, 负压值也达到了最大。还可以看出同一条测线处在底部的两个测点值变化幅度相对于上部测点较为稳定, 这是因为下部测点入泥深度较深, 在土体约束作用下侧向变形较小, 而上部结构由于缺乏侧向约束容易出现较大变形。通过对测点值大小沿深度的变化来看, 应变值不是随深度单调变化的, 在距离底部约 4.1 m 处出现极值, 这说明桶体出现了屈曲变形, 因此侧向土压力在桶体下沉过程中起到十分重要的作用。从环向应变测值还可以看出桶壁环向受力大于纵向受力。

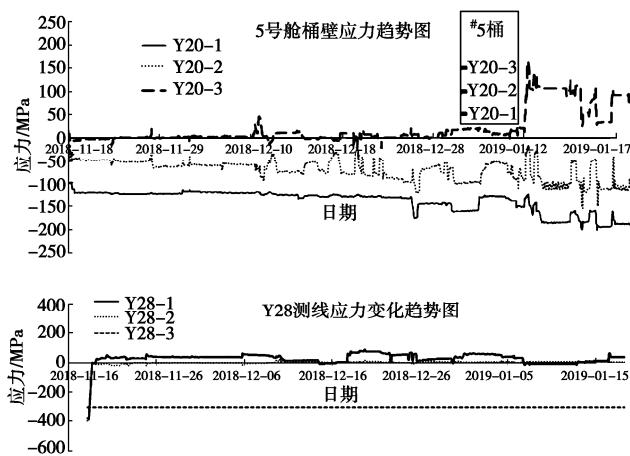


图 9 桶壁典型应力测点变化曲线

Fig. 9 Typical stress curves of bucket wall

## 4 结论与建议

本文通过原位试验观测了钢桶负压下沉过程中的整体位移、倾角、桶内气压以及钢桶应变等情况, 主要得出以下结论:

(1) 多隔舱钢桶结构下沉过程基本稳定, 试验钢桶可以穿过淤泥层进入粉质黏土层。但是钢桶在实际下沉过程中异形舱内产生了明显的挤土效应, 使得结构端阻力大大增加。钢桶内部充气顶升作业容易引起

结构整体姿态变化, 甚至造成结构倾斜失稳。

(2) 通过抽水的方式能够比抽气达到更大的负压, 抽气产生负压相对稳定, 抽水产生的气压波动性较大。钢桶下沉过程中建议采用先抽水, 到下沉后期, 再进一步结合抽气的负压施工方法, 可以使得下沉效率和效果最好。

(3) 钢桶在下沉过程中, 桶壁环向受力大于纵向受力, 容易出现屈曲变形, 最中间的隔舱变形最大。靠近底部的位置易出现压应力, 靠近顶部的位置易出现拉应力。

## 参考文献:

- [1] WATSON P G, RANDOLPH M F. Failure envelopes for caisson foundations in calcareous sediments[J]. Applied Ocean Research, 1998, **20**(1): 83 - 94.
- [2] NADIM F. Tools and Strategies for Dealing with Uncertainty in Geotechnics[M]// Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering. Springer Vienna, 2007: 71 - 95.
- [3] VILLALOBOS F A, BYRNE B W, HOULSBY G T. Model testing of suction caissons in clay subjected to vertical loading[J]. Applied Ocean Research, 2010, **32**(4): 414 - 424.
- [4] 马文冠, 刘润, 练继建, 等. 粉土中筒型基础贯入阻力的研究[J]. 岩土力学, 2019(4): 1307 - 1314. (MA Wen-guan, LIU Run, LIAN Ji-jian, GUO Shao-zeng. The study of penetration resistance of bucket foundation in silt[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019(4): 1307 - 1314. (in Chinese))
- [5] 曹永勇, 侯贺营, 张宁, 等. 回填荷载作用下桶式结构的内力变化研究[J]. 岩土工程学报, 2018, **40**(增刊 2): 107 - 111. (CAO Yong-yong, HOU He-ying, ZHANG Ning, et al. Study on internal force change of bucket-based structure under backfill load[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(S2): 107 - 111. (in Chinese))

(编校: 黄贤沙)

DOI: 10.11779/CJGE2020S1044

# 山岭隧道收敛变形无线感知及预测方法

王天宁<sup>1</sup>, 王利宁<sup>2</sup>, 薛亚东<sup>1</sup>, 张越<sup>2</sup>, 张东明<sup>1</sup>, 黄宏伟<sup>\*1</sup>

(1. 同济大学土木工程学院, 上海 200092; 2. 中建交通建设集团有限公司, 北京 100142)

**摘要:** 隧道施工过程中围岩的变形规律是施工安全的关键, 目前钻爆法施工隧道断面的变形检测多基于全站仪展开, 检测数据点数据量难以精细分析变形规律。借助无线传感网络 (wireless sensors network), 可以实现隧道重点部位的长时间连续监测。在营盘山隧道布设了基于微机电系统 (micro electro mechanical system) 传感器的 WSN 监测设备, 并构建了基于广域网 (Web) 的隧道施工安全风险动态管控系统平台, 实现隧道关键位置变形的连续监测, 所得变形时间序列, 通过长短时记忆 (long short-term memory) 网络, 更准确地预测隧道断面收敛变形值。实际工程应用结果证明了该方法的有效性。

**关键词:** 山岭隧道; 收敛变形; 无线传感网络 (WSN); 长短时记忆 (LSTM) 网络

**中图分类号:** TU431      **文献标识码:** A      **文章编号:** 1000-4548(2020)S1-0224-05

**作者简介:** 王天宁(1995—), 男, 硕士研究生, 主要从事隧道及地下工程等领域的科研工作。E-mail: wtnedu@126.com。

## Wireless sensing and prediction method for convergence deformation of mountain tunnels

WANG Tian-ning<sup>1</sup>, WANG Li-ning<sup>2</sup>, XUE Ya-dong<sup>1</sup>, ZHANG Yue<sup>2</sup>, ZHANG Dong-ming<sup>1</sup>, HUANG Hong-wei<sup>1</sup>

(1. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. China Construction Communications Engineering Group

Corp. Ltd., Beijing 100142, China)

**Abstract:** Mastering the deformation laws of the surrounding rock during tunnelling is the key to the safety of construction. At present, the deformation detection of the tunnel section in the drilling and blasting method is mostly based on the total stations. Nevertheless, the amount of monitoring data applied in the detection was difficult to complete the fine analysis of convergence deformation. The wireless wensors network (WSN) is employed to realize the long-term continuous monitoring of key regions of the rock tunnel. Meanwhile, by setting up WSN monitoring equipment based on micro-electrical mechanical system sensors, a dynamic risk management and control system platform during tunnel construction based on Web is developed in Yingpanshan tunnel, Yunnan, China. Thus, the continuous monitoring of the deformation at the key region of the tunnel is realized. In addition, in accordance with the time series of deformation, the convergence deformation value of tunnel section is then predicted more accurately by the long short-term memory network. In summary, the performance of practical engineering application proveds the effectiveness of the proposed method.

**Key words:** mountain tunnel; convergence deformation; wireless sensor network; long short-term memory network

## 0 引言

随着中国经济的稳步发展和综合国力的不断提高, 公路隧道的建设也日新月异。新奥法是目前山岭隧道建设的主要施工技术体系, 在新奥法的设计理念中, 对现场的监控量测是不可或缺的工作之一<sup>[1]</sup>。尤其在目前信息化、智能化的趋势下<sup>[2]</sup>, 隧道施工的动态设计和实时响应依赖于对隧道断面收敛变形的把握。目前在钻爆法施工隧道中, 主要使用全站仪对断面变形进行检测, 但是采用这种方法获得的数据量较小, 只能通过利用非线性函数对数据进行回归拟合分

析的方法对隧道断面收敛变形值进行预测, 然而由于数据量小, 单次检测误差对拟合函数的影响较大, 简单的函数曲线很难精确地反映出隧道断面的收敛变形情况。

而随着无线通信技术和智能传感器的高速发展, 精确把握隧道断面的收敛变形情况成为了可能。Straser 等<sup>[3]</sup>针对土木工程中结构的变形监测问题提出了无线传感网络 (WSN) 的概念。在此之后, WSN

收稿日期: 2020-06-02

\*通信作者 (E-mail: huanghw@tongji.edu.cn)

系统也被应用到了隧道变形的监控量测中<sup>[4-6]</sup>。WSN 是一种分布式传感网络, 它通过无线通信技术将各种传感器节点联系起来。相较于使用全站仪每天或多次的检测频率, WSN 系统可以对隧道重点部位进行每小时甚至更密集的长时间连续监测, 这样可以得到较大的监测数据量, 并且呈现时间序列的特点。近年来, 国内外众多学者针对时间序列提出了很多处理方法。赵洪波<sup>[7]</sup>基于支持向量机算法对围岩变形监测数据的非线性时间序列进行滚动预测。齐甦等<sup>[8]</sup>建立了灰色-马尔可夫链模型对围岩的变形进行预测。Yao 等<sup>[9]</sup>建立了递归神经网络的预测方法, 并采用插值的方法弥补了训练集不足的问题, 提高了预测模型的精度。Xu 等<sup>[10]</sup>利用长短时记忆网络预测了边坡位移的周期项时间序列。Yang 等<sup>[11]</sup>提出了一种基于长短时记忆网络的动态模型来预测三峡库区的边坡位移。但是, 对山岭隧道的实时无线感知和预测的研究尚少。

本文在营盘山隧道布设了一套 WSN 监测设备, 并构建了基于 Web 的隧道施工安全风险动态管控系统平台。通过 WSN 设备获得监控量测数据的时间序列, 用以此训练构造的长短时记忆 (long short-term memory, LSTM) 网络, 预测出监测位置的稳定变形值。

## 1 工程概况

营盘山隧道属于国家高速公路网 G4216 上海至成都高速公路工程华丽高速第 9 合同段, 位于云南省丽江市华坪县, 为双向四车道高速公路, 全长 11.31 km, 属特长公路隧道。隧道最大埋深约 877 m, 穿越地层条件复杂, 工程风险较高。

本文所监测的隧道段围岩属 IV 级围岩, 埋深约 450 m。营盘山隧道整体采用初期支护和二次衬砌相结合的复合式衬砌, 监测隧道段的监测时间为初期支护施作后至二次衬砌施作前的一段时间。

## 2 数据的采集及预处理

### 2.1 WSN 监测系统

无线传感网络 (WSN) 是一种分布式传感网络, 它通过无线通信技术将各种传感器节点联系起来。WSN 系统包括数据采集节点、中继节点、网关和云端服务器等。传感器节点使用 MEMS (micro electro mechanical system) 传感器, 具有体积小、成本低、功耗低和易于实现智能化等优点。数据采集节点采集该节点处所监测的数据, 基于 ZigBee 通讯协议通过中继节点传递给网关, 再通过 4G 网络从网关传递到云端服务器。在监测过程中, 用户可以使用个人电脑或移动终端等在云端对各传感节点的数据进行分析处理。

本文中布设的无线激光传感器属于数据采集节点 (图 1), 内置超低功耗的 CPU、RTC 芯片以及铁电存储器, 采用锂电池供电, 搭配高效 DC/DC 降压转换器, 并用 100 mm×100 mm×60 mm 大小的金属铸铝外壳封装, 具有 P6 防水能力。网关布设需要在 4G 信号良好的位置, 一般布设在隧道洞口。当数据采集节点与网关之间距离超过 500 m 时, 需要布设中继节点, 以便将监测数据由数据采集节点传输至网关。



图 1 无线激光传感器

Fig. 1 Wireless laser sensors

无线传感网络还可以调节其传感器节点的监控频率 (本文工程项目所采用的频率默认设定为每小时 1 次) 以适应不同的工程需求。凭借其小型化、无线化、实时性、灵活性等优势, 无线传感器网络将越来越多地应用于隧道结构的监控量测中。

### 2.2 WSN 系统布设

营盘山隧道采用上下台阶法钻爆开挖, 监测方案包含隧道左线的 3 个断面 (图 2), 其中, ZK23+080 断面下台阶已开挖, ZK23+110 和 ZK23+140 两个断面尚未进行下台阶开挖。本文选取较典型的 ZK23+080 里程断面的实际监测数据为研究对象, 共布设 3 个无线激光传感器 (图 3), 分别监测上台阶水平收敛值、下台阶水平收敛值和拱顶沉降值。为保护传感器设备不被钻爆施工破坏, 在初衬面施工前预留了 450 mm×300 mm×300 mm 大小的洞位, 用于布设无线激光传感器。另外, 施工粉尘沉积会对监测精度造成一定的影响, 本项目通过人工擦拭的方式除尘。

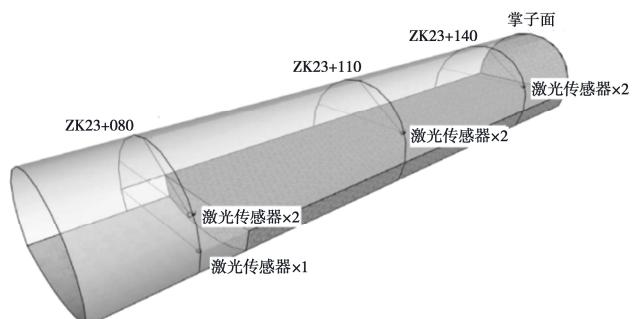


图 2 无线激光传感器布设位置

Fig. 2 Installation scheme of wireless laser sensors

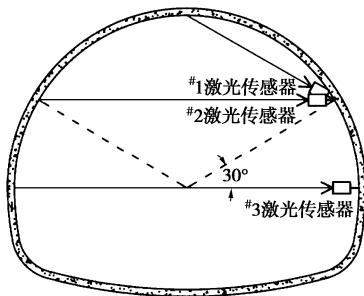


图 3 ZK23+080 断面布设位置

Fig. 3 Installation scheme of section ZK23+080

在监测断面洞周上, 布设了一条 LED 风险警示灯带(图 4), 基于隧道的收敛变形对现场工人进行预警、报警, 在隧道施工处于安全、预警和报警状态时, 灯带分别显示绿色、黄色和红色。根据《公路隧道设计规范》(JTGD70—2004), 各监测位置收敛变形的预警和报警值分别取 0.8% 和 2.0% 的洞周相对收敛值。



图 4 LED 风险警示灯带

Fig. 4 LED light strip as risk level sign

### 2.3 监测数据预处理

本文构建了基于 Web 的隧道施工安全风险动态管控系统平台, 平台上直观地展现了工程概况、地理位置、工程进度及传感器的工作情况等, 管理人员还可以填写项目的相关资料并对隧道段进行风险评估。



图 5 基于 Web 的管理平台

Fig. 5 Web-based management platform

由于初期支护的混凝土表面不平整等原因, 在平台上获得的实际施工中的监测数据不可避免地会产生一定的误差, 所以首先采用高斯滤波器对监测数据进

行降噪处理(图 6)。高斯滤波器是一种线性平滑滤波器, 可以有效消除噪声的影响。对于缺损的数据点, 采用线性插值的方法进行补全<sup>[9]</sup>。

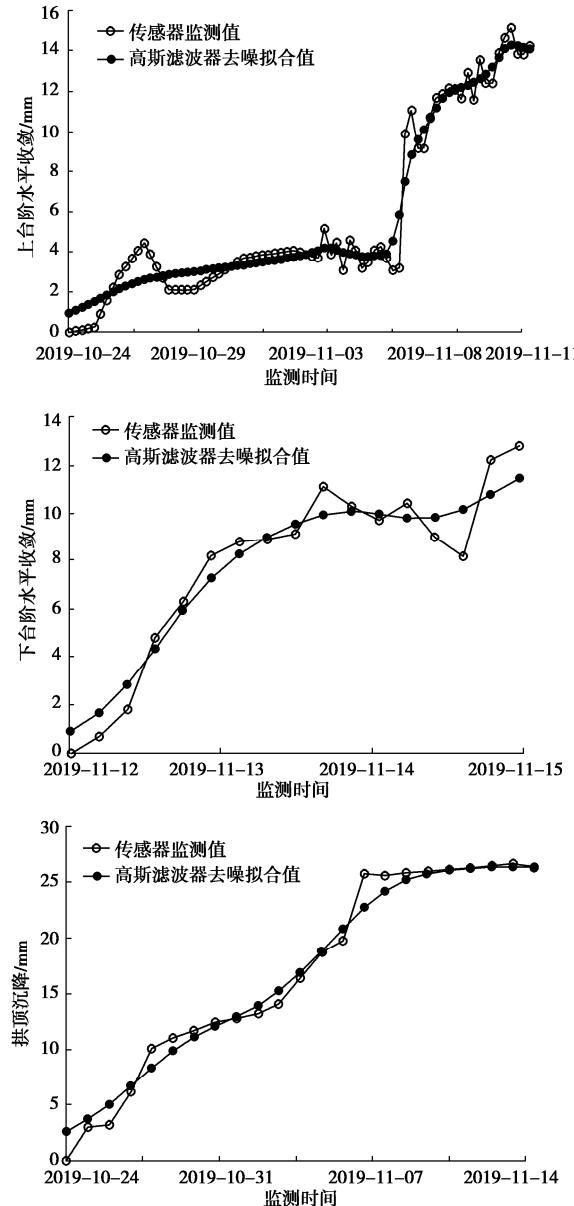


图 6 WSN 监测数据预处理

Fig. 6 Preprocessing of WSN monitoring data

无线激光传感器的监测精度为 1 mm, 去噪后的数据的误差都在可接受范围内。经过高斯滤波器去噪处理, 数据更加合理可信。

## 3 围岩变形时间序列预测

### 3.1 LSTM 网络介绍

长短时记忆(long short-term memory, LSTM)网络是循环神经网络(recurrent neural network, RNN)的一个变种, 它可以解决标准 RNN 神经网络对早期信息学习不足的问题<sup>[12]</sup>, 其核心是通过 3 个门来控制单元信息: 遗忘门、输入门和输出门。遗忘门决定丢

弃旧单元中的哪些信息, 输入门决定在新单元中存储哪些信息, 输出门决定输出哪些单元信息。LSTM 网络通过这种方式可以记住有用的信息, 也可以忘记无用的信息, 在时间序列的预测方面更具优势。

### 3.2 隧道监测位置变形预测

本文构建了 1 个 3 层 LSTM 网络来对隧道监测位置变形的时间序列进行预测, 其中输入层、隐藏层、输出层神经元个数分别为 1, 4, 1。在 LSTM 网络中对预处理后的数据进行训练, 训练集与测试集的比例为 2:1, 预测至收敛变形值接近稳定为止(图 7), 得到各预测曲线的误差(表 1)。由于训练样本的波动, 得到的预测曲线仍具有一定的波动, 故采用高斯滤波器进行去噪, 可以得到隧道变形趋于稳定的收敛变形值。

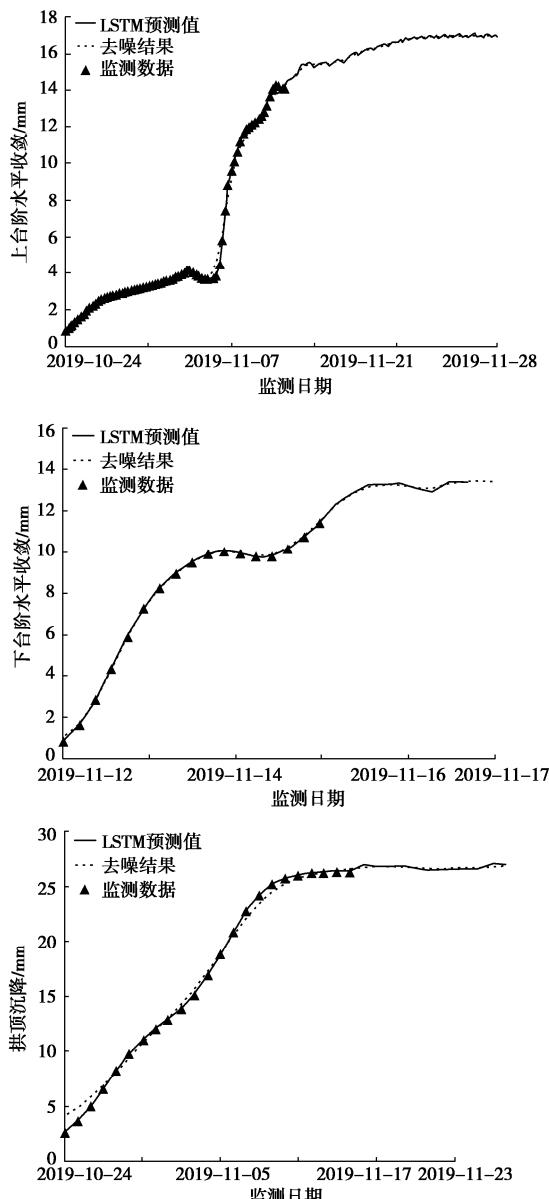


图 7 LSTM 时间序列预测

Fig. 7 Prediction of time series using LSTM

由此可以得到各监测位置稳定阶段的收敛变形值, 上台阶水平收敛值为 15.89 mm, 下台阶水平收敛值为 12.39 mm, 拱顶沉降值为 22.72 mm。

表 1 LSTM 网络的均方根误差(RMSE)

Table 1 RMSE of LSTM networks

监测项目	训练集误差	测试集误差
上台阶水平收敛	0.1310	0.1277
下台阶水平收敛	0.3570	0.4165
拱顶沉降	0.3012	0.2256

### 3.3 预测结果分析

模仿全站仪检测的模式, 对每个时间序列等间距取 6 个数据点作为基础数据点, 对于上台阶水平收敛和拱顶沉降, 取 11 月 6 日下台阶开挖之后的数据。每个监测位置用 3 种常用非线性函数曲线对基础数据点进行拟合(图 8), 拟合结果用均方根误差评价(表 2)。

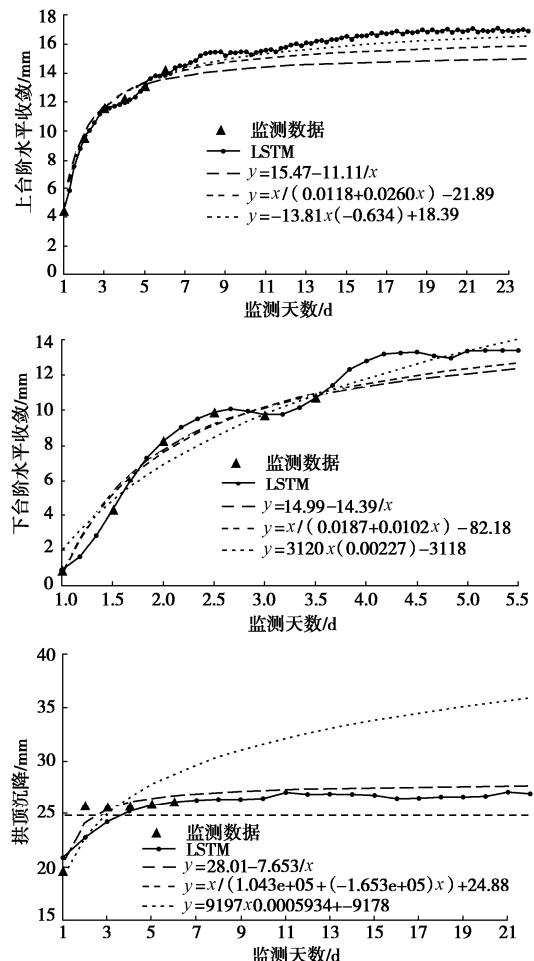


图 8 变形拟合曲线

Fig. 8 Fitting curves of deformation

在上、下台阶水平收敛的预测结果中可以看出, LSTM 网络对时间序列曲线的趋势预测更加准确, 在基础数据点较少的情况下, 相对于非线性曲线拟合的方法可以更加准确地反应隧道监测位置的变形细节。由于本文拱顶沉降的监测数据量过少, 选取的基础数

据点尚不能反映变形之规律, 因而不具有参考意义。

表 2 拟合曲线的均方根误差(RMSE)

Table 2 RMSE of fitting curves

监测位置	拟合曲线	RMSE
上台阶水平收敛	LSTM	0.1310
	$y=15.47-11.11/x$	0.4200
	$y=x/(0.0118+0.0260x)-21.89$	0.3347
下台阶水平收敛	$y=-13.81x^{(-0.634)}+18.39$	0.3105
	LSTM	0.3570
	$y=14.99-14.39/x$	0.7181
	$y=x/(0.00187+0.0102x)-82.18$	0.8091
	$y=3120x^{(0.00227)}-3118$	1.3605

## 4 结 论

本文在营盘山隧道布设 WSN 系统的基础上, 基于监测数据的时间序列, 采用 LSTM 网络对监测位置的收敛变形进行预测。主要结论如下:

(1) 将 WSN 系统布设在营盘山隧道中, 有效地监测了 ZK23+080 里程断面各位置的收敛变形, 证明 WSN 系统对山岭隧道施工期的形变监测具有一定的工程可行性和应用价值。

(2) 构建了基于 Web 的隧道施工安全风险动态管控系统平台, 管理人员可以在平台上获取项目的有关信息并实时查看传感器的工作情况。

(3) 提出了采用 LSTM 网络预测山岭隧道的收敛变形值, 利用机器学习方法结合 WSN 系统得到的大量数据, 可以更加准确地反映隧道断面变形的过程。

## 参 考 文 献:

- [1] 孙克国, 李术才, 张庆松, 等. 特长山岭隧道衬砌监测及模拟研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(增刊 2): 4465 - 4470. (SUN Ke-guo, LI Shu-cai, ZHANG Qing-song, et al. Study on monitoring and simulation of super-long mountain tunnel lining[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(S2): 4465 - 4470. (in Chinese))
- [2] 钱七虎. 隧道工程建设地质预报及信息化技术的主要进展及发展方向[J]. 隧道建设, 2017, 37(3): 251 - 263. (QIAN Qi-hu. Main developments and directions of geological prediction and informatized technology of tunnel construction[J]. Tunnel Construction, 2017, 37(3): 251 - 263. (in Chinese))
- [3] STRASER E G, KIREMDJIAN A S, MENG T H, et al. Modular, wireless network platform for monitoring structures[J]. Computer Standards & Interfaces, 1999, 21(2): 117.
- [4] 徐然. 地铁盾构隧道结构变形的无线 MEMS 倾角传感器研究[D]. 上海: 同济大学, 2013. (XU Ran. Study of Wireless MEMS Inclinometer for Structural Deformation Monitoring of Shield Subway Tunnel[D]. Shanghai: Tongji University, 2013. (in Chinese))
- [5] 王明卓, 黄宏伟. 土木工程风险可视化的监测预警方法[J]. 防灾减灾工程学报, 2015, 35(5): 612 - 616. (WANG Ming-zhuo, HUANG Hong-wei. Monitoring and pre-warning of risk visualization for civil engineering[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2017, 37(3): 251 - 263. (in Chinese))
- [6] 张东明, 黄宏伟, 王飞, 等. 盾构隧道结构安全智慧感知技术研究[C]// 中国土木工程学会 2016 年学术年会论文集, 2016 北京. (ZHANG Dong-ming, HUANG Hong-wei, WANG Fei, et al. Wireless sensing network based monitoring system for safety of shield tunnel structures[C]// Proceedings of the 2016 Annual Conference of the China Civil Engineering Society, 2016, Beijing. (in Chinese))
- [7] 赵洪波. 支持向量机在隧道围岩变形预测中的应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(4): 649 - 652. (ZHAO Hong-bo. Predicting the surrounding deformations of tunnel using support vector machine[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(4): 649 - 652. (in Chinese))
- [8] 齐甦, 周德军, 王立英, 等. 基于灰色-马尔可夫链的隧道围岩变形预测研究[J]. 现代隧道技术, 2013, 50(1): 80 - 86. (QI Su, ZHOU De-jun, WANG Li-ying, et al. Research on forecast of tunnel surrounding rock deformation based on Grey-Markov Chain[J]. Modern Tunnelling Technology, 2013, 50(1): 80 - 86. (in Chinese))
- [9] YAO W, ZENG Z, LIAN C, et al. Training enhanced reservoir computing predictor for landslide displacement[J]. Engineering Geology, 2015, 188: 101 - 109.
- [10] XU S, NIU R, et al. Displacement prediction of Baijiabao landslide based on empirical mode decomposition and long short-term memory neural network in Three Gorges area, China[J]. Computers and Geosciences, 2018, 111(1): 87 - 96.
- [11] YANG B, YIN K, LACASSE S, et al. Time series analysis and long short-term memory neural network to predict landslide displacement[J]. Landslides (Springer), 2019, 16: 677 - 694.
- [12] SCHMIDHUBER J. Gradient Flow in Recurrent Nets: the Difficulty of Learning Long-Term Dependencies[M]. Gradient Flow in Recurrent Nets: The Difficulty of Learning Long Term Dependencies, Wiley-IEEE Press, 2001.

(编校: 黄贤沙)

DOI: 10.11779/CJGE2020S1045

# 北疆白砂岩与泥岩的土水特征曲线及渗透曲线实验研究

谭志翔<sup>1</sup>, 王正中<sup>\*1, 2</sup>, 葛建锐<sup>1</sup>, 江浩源<sup>1</sup>, 刘铨鸿<sup>1</sup>, 孟晓栋<sup>1</sup>

(1. 西北农林科技大学旱区寒区水工程安全研究中心旱区农业水土工程教育部重点实验室, 陕西 杨凌 712100; 2. 中国科学院寒区旱区环境与工程研究所冻土工程国家重点实验室, 甘肃 兰州 730000)

**摘要:** 中国北疆地区大型渠道基土多为白砂岩和泥岩, 其水力特性决定着渠道结构病害的形成与发育。为此以新疆阿勒泰北屯灌区的白砂岩、泥岩为研究对象, 测试其物理力学和抗渗各项指标; 根据非饱和土理论, 采用滤纸法得到其土水特征曲线, 并基于 Gardner 模型、Van Genuchten 模型和 Fredlund & Xing 模型对土水特征曲线进行参数拟合并分析其持水特性; 结合其土水特征曲线进一步采用 Childs&Collis-Geroge 模型研究了其非饱和渗透曲线。试验结果表明: 白砂岩、泥岩具有膨胀性且为低渗透性土体。白砂岩抗剪强度高、压缩性低。白砂岩、泥岩土水特征曲线拟合效果最好的分别是 GA 模型、VG 模型, 泥岩较白砂岩的持水性能更好。相对渗透系数随基质吸力增加而急剧降低, 一定基质吸力范围内两者在双对数坐标系中呈直线型曲线。

**关键词:** 白砂岩与泥岩; 土水特征曲线; 滤纸法; 基质吸力; 渗透系数

中图分类号: TU431 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)S1-0229-05

作者简介: 谭志翔(1994—), 男, 硕士研究生, 主要从事寒区水工程安全研究。E-mail: tanzx1224@163.com。

## Experimental study on soil-water characteristic curve and permeability curve of white sandstone and mudstone in northern Xinjiang

TAN Zhi-xiang<sup>1</sup>, WANG Zheng-zhong<sup>1, 2</sup>, GE Jian-rui<sup>1</sup>, JIANG Hao-yuan<sup>1</sup>, LIU Quan-hong<sup>1</sup>, MENG Xiao-dong<sup>1</sup>

(1. Cold and Arid Regions Water Engineering Safety Research Center, Key Laboratory of Agricultural Soil and Water Engineering in Arid and Semiarid Areas of Ministry of Education, Northwest A&F University, Yangling 712100, China; 2. State Key Laboratory of Frozen Soil Engineering, CAS, Lanzhou 730000, China)

**Abstract:** The foundation soil of large channels in northern Xinjiang is mostly white sandstone and mudstone, and its hydraulic characteristics determine the formation and development of channel structural diseases. To this end, the white sandstone and mudstone of Beitan Irrigation in Altay, Xinjiang are taken as the objects to test their physical mechanics and impermeability indexes. According to the theory of unsaturated soil, the soil-water characteristic curve is obtained by the filter paper method, and based on the Gardner, Van Genuchten and Fredlund & Xing models the parameters of the soil-water characteristic curve is filled and their water-retention characteristics are analyzed; combined with the soil-water characteristic curve. Combined with its soil-water characteristic curve, the Childs & Collis-Geroge model is used to study the unsaturated permeability curve. The results show that the white sandstone and mudstone are expansive and low-permeability soil. The white sandstone has high shear strength and low compressibility. The best fitting effect of the SWCC of white sandstone and mudstone are the GA model and VG model, respectively, and mudstone has better water-retention performance than the white sandstone. The relative permeability coefficient decreases sharply with the increase of matrix suction. Within a certain range of matrix suction, they are linear curves in a double-logarithmic coordinate system.

**Key words:** white sandstone and mudstone; soil-water characteristic curve; filter paper method; matrix suction; permeability coefficient function

## 0 引言

中国西部大开发战略促进新疆地区的工程建设。北疆地区修建的众多输水渠道、工路及铁路等重大工程均穿越含泥岩、白砂岩的地基<sup>[1-2]</sup>。此类地基土具有吸水膨胀软化、失水收缩干裂等特性, 影响工程的安

基金项目: 国家重点研发计划项目(2017YFC0405102); 国家自然科学基金项目(51279168); 冻土工程国家重点实验室开放基金项目(SKLFSE201801)

收稿日期: 2020-06-03

\*通信作者(E-mail: wangzz0910@163.com)

全运行<sup>[3]</sup>。目前,通常采用非饱和土水力特征来预测非饱和土的工程特征<sup>[4]</sup>,研究其水力特性对保障工程安全运行十分必要。非饱和土水力特征包括土壤水分特征曲线和渗透系数曲线。土水特征曲线(SWCC)是描述土壤水的基质势随土壤水含量的变化曲线,反映了土壤水分能量和数量之间的关系,为研究非饱和土强度、渗透性以及本构理论的提供基础<sup>[5]</sup>。非饱和土的渗透系数是表征渗透系数与基质吸力的关系,是研究非饱和土渗流、沉降变形、结构稳定以及溶质运移等问题的重要参数<sup>[6]</sup>。

本文以阿勒泰北屯灌区总干渠渠基中白砂岩和泥岩这两种特殊土为研究对象,测试其物理力学和抗渗各项指标;根据非饱和土理论,采用滤纸法得到了土水特征曲线。基于3种典型土水特征曲线模型对试验结果进行参数拟合,得到反映土体吸力与含水率之间的关系及特征参数。基于SWCC试验数据,得到新疆北屯白砂岩和泥岩的Childs & Collis-Geroge渗透系数预测模型。以期为此类土地区水工程基土渗透特性及物理力学特性研究提供分析方法与定量数据支撑。

## 1 试验土样

试验土样为北疆北屯灌区某输水渠道表层的灰白色白砂岩和灰色泥岩。按照《土工试验方法标准》对土样进行室内试验。其中泥岩黏粒含量大于50%,塑形指数28,故泥岩属于黏性土。白砂岩压缩系数0.128 MPa<sup>-1</sup>,砂粒含量78%~84%,粗、中砂含量较高,细粒含量10.5%~16%,颗粒成分中胶粒含量1.5%~7%,故具有砂、黏性土的相关特性、低压缩性及胶结性。其物理参数、饱和渗透系数、抗剪强度指标,结果见表1。

表1 土样物理、渗透、力学指标

Table 1 Physics, permeability and mechanical indexes of soil

参数	白砂岩	泥岩
相对密度 $G_s$	2.68	2.70
自由膨胀率/%	43.0	96.0
膨胀力/kPa	75	320
最优含水率/%	10.0	17.0
最大干密度/(g·cm <sup>-3</sup> )	2.01	1.75
饱和渗透系数/(m·s <sup>-1</sup> )	$7.23 \times 10^{-7}$	$1.20 \times 10^{-8}$
黏聚力 $c/\text{kPa}$	48	24
内摩擦角 $\phi/(^\circ)$	35	5

## 2 土水特征曲线试验

### 2.1 试验仪器和材料

Whatman No.42型无灰定量分析滤纸( $\phi=55\text{ mm}$ );定性滤纸( $\phi=70\text{ mm}$ );电子天平(精度0.0001 g、0.01 g);烘箱(温度105°C);恒温箱(控制温度

25°C~27°C);密封塑料罐( $H=10\text{ cm}$ , $\phi=10\text{ cm}$ );直剪环刀;测量铝盒;镊子、防水胶带、保鲜袋等。

### 2.2 试验内容与步骤

土体压实标准取为96%,即白砂岩的干密度控制为1.90 g/cm<sup>3</sup>,泥岩的干密度控制为1.70 g/cm<sup>3</sup>。

#### (1) 试样制备

将土样(白砂岩、泥岩)碾压过筛,分散配置含水率,放入密封袋中闷24 h以便土水混合均匀。采用静压法制样,按照图1的方法在两土样中间依次放置滤纸,并采用防水胶带将两环刀黏结,装入密封袋,水平放置于塑料密封罐中,将密封罐放入25°C~27°C的恒温箱中,其试验过程见图2。

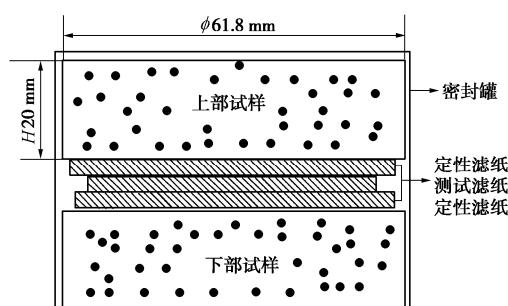


图1 滤纸法试验装置图

Fig. 1 Test devices of filter paper method



图2 试样制作过程

Fig. 2 Production process of sample

#### (2) 取样检测

待试样静置20 d后,土样和测试滤纸间水分平衡<sup>[7]</sup>。快速取出测试滤纸并迅速使用电子天平(精度0.0001 g)称量测试滤纸质量,取环刀中心处土样,采用烘干法称量“干土+铝盒”、“干滤纸+铝盒”质量。

鉴于滤纸具有重量轻、水分敏感性高、易挥发等特点,试验过程中需操作细致,称量迅速,避免用手直接触碰测试滤纸,防止测试滤纸水分发生变化。

### 2.3 试验结果与分析

本次试验采用Whatman No.42测试滤纸,其吸力率定曲线直接采用Leong等<sup>[8]</sup>的公式,如下:

$$\lg \psi_2 = \begin{cases} 5.327 - 0.0779w & w < 45.3\% \\ 2.412 - 0.0135w & w > 45.3\% \end{cases}, \quad (1)$$

式中,  $w$  为滤纸含水率 (%);  $\psi_2$  为土吸力值 (kPa)。

目前, 基于基质吸力和含水率试验数据点, 采用土水特征曲线拟合模型进行参数拟合, 常用的模型有: GA (Gardner) 模型、VG (Van Genuchten) 模型和 FX (Fredlund & Xing) 模型, 分别如下:

$$w = \frac{w_s - w_r}{1 + (\psi_2 / \alpha)^n} + w_r \quad , \quad (2)$$

$$w = \frac{w_s - w_r}{[1 + (\psi_2 / a)^m]^n} + w_r \quad , \quad (3)$$

$$w = \frac{w_s}{\{\ln[e + (\psi_2 / \alpha)^n]\}^m} + w_r \quad . \quad (4)$$

式中  $w$  是对应于吸力  $\psi_2$  的质量含水率;  $w_s$  为饱和质量含水率;  $w_r$  为残余质量含水率;  $a$ ,  $n$ ,  $m$  为模型拟合参数。其中  $a$  值与进气压力值有关,  $m$  值与曲线整体对称性有关,  $n$  值为曲线上弯点斜率有关的参数<sup>[9-10]</sup>。

根据白砂岩、泥岩的试验数据, 基于 VG 模型、FX 模型、GA 模型利用 Matlab 中的 Lsqcurvefit 函数进行参数拟合, 得到拟合参数和相关系数  $R^2$ , 白砂岩、泥岩土水特征曲线拟合参数见表 2, 3。

表 2 白砂岩 3 种模型拟合参数

Table 2 Fitting parameters for three models of white sandstone

拟合值	FX 模型	VG 模型	GA 模型
$a$	107.74	43.63	290.74
$n$	0.39	0.46	0.40
$m$	1.70	0.48	—
$W_r$	0.11	0	1.6
$R^2$	0.999	0.999	0.999

表 3 泥岩 3 种模型拟合参数

Table 3 Fitting parameters for three models of mudstone

拟合值	FX 模型	VG 模型	GA 模型
$a$	832.45	2088.37	1992.85
$n$	1.387	0.805	1.11
$m$	0.763	0.803	—
$W_r$	0	2.8	6.3
$R^2$	0.970	0.997	0.998

图 3 表示白砂岩、泥岩在宽广吸力范围内的持水曲线, 呈现单峰土水特征曲线 (“S”型”), 基质吸力随含水率增加而减小。3 种模型都可以较好的拟合白砂岩、泥岩的土水特征曲线, 除泥岩的 FX 模型  $R^2$  为 0.97, 其余模型  $R^2$  均达到 0.99 以上。但是, 从图形上来看, 泥岩 3 种模型在低吸力范围 (0~100 kPa) 拟合效果较差, VG 模型相对较好。结合模型  $R^2$  及各参数的物理意义, 白砂岩、泥岩土水特征曲线拟合效果最好的分别是 Gardner 模型、VG 模型。

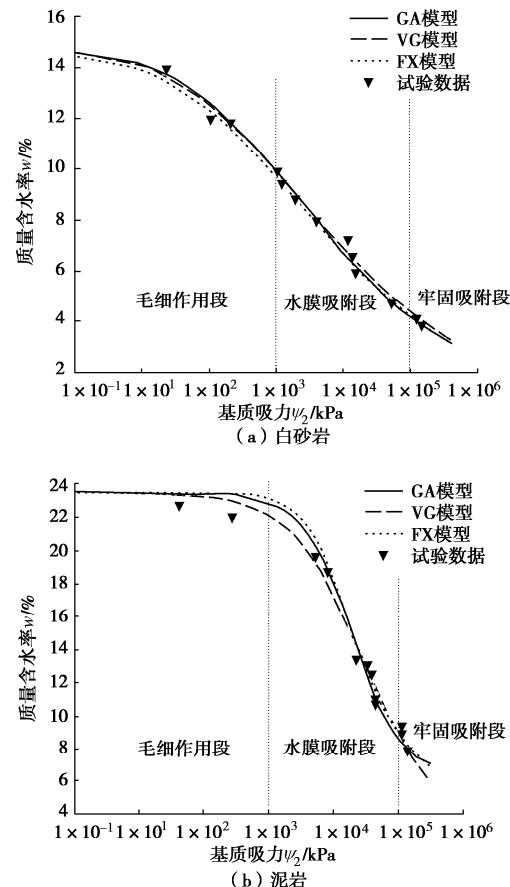


图 3 种模型的拟合效果

Fig. 3 Fitting effects of three models

McQueen 和 Miller 根据基质吸力值为  $0, 10^2, 10^4, 10^6$  kPa 将 SWCC 分为一个三段式模型<sup>[11]</sup>, 分别为毛细作用段、水膜吸附段、牢固吸附段。当基质吸力较大 ( $10^4 \sim 10^6$  kPa) 时, 孔隙水依靠氢键吸附在土颗粒表面; 当基质吸力处于  $10^2 \sim 10^4$  kPa 时, 孔隙水以薄膜形式吸附于土颗粒表面; 当基质吸力较小 ( $0 \sim 10^2$  kPa) 时, 土体含水率较大, 毛细作用将对孔隙水含量起主导作用, 土壤孔隙和土颗粒尺寸特征将决定土的持水能力<sup>[12]</sup>。土的持水能力在一定范围内主要受到土体孔隙大小的控制, 孔隙分布也可以用来解释宏观持水特征<sup>[13]</sup>。从图 3 可以看出, 两者持水曲线在整体上差异较大, 主要在于泥岩较白砂岩进气值更大。在毛细作用段, 白砂岩含水率随吸力增加呈线性下降趋势, 而泥岩呈水平稍微下降趋势。主要是由于泥岩中的大量黏粒具有较大的颗粒比表面积和颗粒表面电荷密度, 这使得在短程吸附作用条件下, 泥岩要比白砂岩能够持有大量水分, 具有较大的进气值, 毛细作用段含水率随吸力变化不明显; 而白砂岩中的粗、中砂粒颗粒间孔隙影响低吸力状态下的脱湿过程, 颗粒比表面积和表面电荷密度较低, 进而造成进气值较小, 毛细作用段含水率随吸力变化明显。同时, 相同基质吸

表 4 CCG 模型计算值

Table 4 Calculated values of CCG model

土样	饱和渗透系数 $k_s$ ( $\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$ )	$\theta_s$ / %	$\theta_r$ / %	黏度 $/(\text{N} \cdot \text{s} \cdot \text{m}^{-2})$	表面张力 $/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-1})$	$N$	调整系数 $A$ $/( \text{m} \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{kPa}^2)$	计算的饱和渗透 系数 $k_{sc}$ ( $\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$ )
白砂岩	$7.23 \times 10^{-7}$	28.88	3.04	$1.01 \times 10^{-3}$	$7.28 \times 10^{-5}$	22	$4.45 \times 10^{-9}$	$2.18 \times 10^{-6}$
泥岩	$1.2 \times 10^{-8}$	39.95	10.71	$1.01 \times 10^{-3}$	$7.28 \times 10^{-5}$	27	$5.52 \times 10^{-9}$	$4.78 \times 10^{-12}$

力作用下泥岩对应的含水率较白砂岩更大, 故泥岩的持水特性更好。

### 3 渗透系数曲线模型预测

由于非饱和土渗透系数的试验测定技术不成熟, 不仅耗时, 且测量精度较低, 难以准确获取非饱和土渗透系数。许多学者提出利用 SWCC 来预测非饱和渗透系数的间接方法<sup>[14]</sup>。Childs & Collis-Geroge (CCG) 模型是常用的预测模型<sup>[15]</sup>, 将孔径分布与基质吸力联系起来, 建立在任意孔径分布基础上的预测非饱和渗透系数。Fredlund 运用 CCG 模型预测的细砂的非饱和渗透系数与测量数据有很好的一致性。其计算步骤如下:

①将 SWCC 沿体积含水率轴分成  $b$  等分; ②根据水的特征系数按照式(5)计算调整系数  $A$ ; ③根据调整系数分段按照式(6)计算  $K_{sc}$ ; ④根据饱和渗透系数  $k_s$ 、 $k_{sc}$ 、等分中点的吸力值  $\psi_2$  按照式(7)计算吸力对应的非饱和渗透系数  $k(\psi_2)$  值。

$$A = \frac{T_s \rho_w g \theta_s^p}{2 \mu_w N^2}, \quad (5)$$

$$k_{sc} = A \sum_{j=1}^b [(2j+1-2i)(\psi_2)_j^{-2}] \quad (i=0), \quad (6)$$

$$k(\psi_2)_i = \frac{k_s}{k_{sc}} A \sum_{j=1}^b [(2j+1-2i)(\psi_2)_j^{-2}] \quad (i=1, 2 \cdots b) \quad (7)$$

式中  $\psi_2$  为基质吸力 (kPa);  $k_s$ 、 $k_{sc}$ 、 $k(\psi_2)_i$  为饱和渗透系数、计算的饱和渗透系数、非饱和渗透系数 ( $\text{m/s}$ );  $T_s$ 、 $\mu_w$ 、 $\rho_w$  为水的表面张力 ( $\text{kN/m}$ )、绝对黏度 ( $\text{N} \cdot \text{s} \cdot \text{m}^2$ )、密度 ( $\text{kg/m}^3$ );  $g=9.8 \text{ m/s}^2$ ;  $p$  为不同尺寸孔隙的相互作用系数, 取  $p=2$ ;  $\theta_s$  为饱和体积含水率 (%);  $N$  为  $\theta_s$  与  $\theta_r$  间的间断总数,  $N=b\theta_s/(\theta_s-\theta_r)$ ;  $i$  为间断编号;  $j$  为从  $i$  到  $b$  的计数。

基于 CCG 模型根据试验结果计算白砂岩、泥岩的非饱和渗透系数。取  $b=20$ , 水的特征参数按照温度以  $27^\circ\text{C}$  为标准, 计算的特征值见表 4。

取  $i=1 \sim 20$  分别计算第  $i$  个区间上的非饱和渗透系数。由于非饱和渗透系数变化值较大, 故引入相对渗透系数  $k_r$  (即  $k_r=k(\psi_2)/k_s$ ), 结果见图 4。

白砂岩、泥岩的饱和渗透系数均表征为低透水性

土体 ( $k_s < 10^{-6} \text{ m/s}$ )。从饱和状态变成非饱和状态时, 渗透系数变化明显。从图 4 能够看出, 白砂岩、泥岩相对渗透系数均随着基质吸力增加而减小, 且在一定吸力范围内两者在双对数坐标系中呈线性关系, 相关系数达 0.96 以上。但是泥岩在低吸力、高吸力范围内拟合效果较差。同一基质吸力下, 泥岩相对渗透系数大于白砂岩, 其比值达  $10^5$  数量级。白砂岩、泥岩非饱和渗透曲线的建立反映了白砂岩具有良好的抗渗、防渗性能, 为研究该地区非饱和土渗流、沉降变形、结构稳定以及溶质运移等问题提供重要参数。

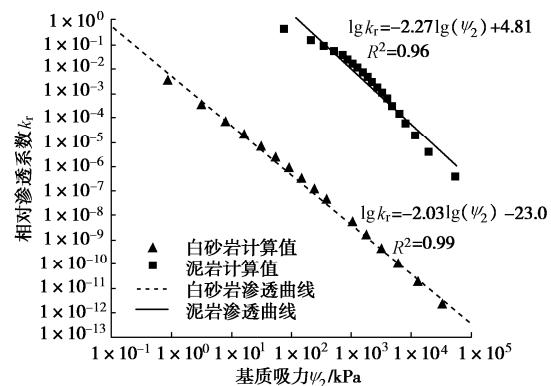


图 4 相对渗透系数曲线

Fig. 4 Curves of relative permeability coefficient

### 4 结 论

本文通过室内试验, 研究了新疆北屯输水渠基土白砂岩、泥岩的物理、力学以及土水特征曲线, 基于试验数据, 得出其非饱和渗透系数预测模型。可得到以下结论:

(1) 通过室内试验测定了泥岩、白砂岩的各项力学、抗渗、物理指标。两种土样均具有遇水膨胀且为低渗透性土体 ( $k_s < 10^{-6} \text{ m/s}$ )。白砂岩具有较高的抗剪强度指标、较低的压缩系数, 为后期该地区材料选择、安全评价提供依据。

(2) 对于北疆白砂岩、泥岩土水特征曲线拟合效果最好的分别是 Gardner 模型、VG 模型。泥岩持水性能优于白砂岩。白砂岩中的大颗粒间孔隙影响低吸力状态下的脱湿过程, 进而造成其具有较低的进气值。

(3) 采用 CCG 模型对两种土样进行非饱和渗透系数进行预测。两种土样相对渗透系数随基质吸力增

加而急剧减小,一定吸力范围内在双对数坐标系中可采用线性拟合,相关系数达0.96以上。同一基质吸力下,泥岩相对渗透系数大于白砂岩,其比值达 $10^5$ 数量级。非饱和渗透系数为研究该地区非饱和土渗流、沉降变形、结构稳定以及溶质运移等问题的提供重要参数。

### 参考文献:

- [1] 罗文灵,余勇,张恒.白砂岩在高填方工程中的应用[J].新疆水利,2001(6): 10-13. (LUO Wen-ling, YU Yong, ZHANG Heng. Application of white sandstone in high fill engineering[J]. Xinjiang Water Resources, 2001(6): 10-13. (in Chinese))
- [2] 李万逵,海来提,王凤民.新疆乌伦古河南干渠白砂岩的工程地质评价[J].新疆水利,2005(4): 24-28. (LI Wan-kui, HAI Lai-ti, WANG Feng-min. Engineering geological evaluation of white sandstone in Henan Main Canal, Wulungu, Xinjiang[J]. Xinjiang Water Resources, 2005(4): 24-28. (in Chinese))
- [3] 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 expansive 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))
- [4] RAO H R H, VENKATARAMANA K V, SINGH D N S N. Studies on the determination of swelling properties of soils from suction measurements[J]. Géotechnique, 2011, 48(3): 375-387.
- [5] 陈正汉,郭楠.非饱和土与特殊土力学及工程应用研究的新进展[J].岩土力学,2019,40(1): 1-54. (CHEN Zheng-han, GUO Nan. New advances in mechanics and engineering applications of unsaturated soils and special soils[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, 40(1): 1-54. (in Chinese))
- [6] NING LU, WILLIAM J L. 非饱和土力学[M]. 北京:高等教育出版社, 2012. (NING LU, WILLIAM J L. Unsaturated Soil Mechanics[M]. Beijing: Higher Education Press, 2012. (in Chinese))
- [7] 王柯,刘强,孙冲.滤纸法在多种土类吸力测量中的应用[J].人民长江,2019,50(9): 198-203, 227. (WANG Ke, LIU Qiang, SUN Chong. Application of filter paper method in suction measurement of various soils[J]. Yangtze River, 2019, 50(9): 198-203, 227. (in Chinese))
- [8] LEONG E C, HE L, RAHARDJO H. Factors affecting the filter paper method for total and matric suction measurements[J]. Geotechnical Testing Journal, 2002, 25(3): 322-333.
- [9] SIMMS P H, YANFUL E K. A pore-network model for hydromechanical coupling in unsaturated compacted clayey soils[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2005, 42(2): 499-514.
- [10] FREDLUND D G, XING ANQING. Equations for the soil-water characteristic curve[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1994, 31: 521-532.
- [11] MCQUEEN I S, MILLER R F. Approximating soil moisture characteristics from limited data: empirical evidence and tentative model[J]. Water Resources Research, 1974, 10(3): 521-527.
- [12] 谌文武,贾全全,童艳梅.莫高窟壁画地仗土-水特征曲线的测定与拟合[J].岩土力学,2020(5): 1-10. (CHEN Wen-wu, JIA Quan-quan, TONG Yan-mei. Determination and fitting of soil-water characteristic curves of the frescoes of Mogao Grottoes[J]. Rock and Soil Mechanics, 2020(5): 1-10. (in Chinese))
- [13] 姚海林.关于基质吸力及几个相关问题的一些思考[J].岩土力学,2005(1): 67-70. (YAO Hai-lin. Thinking about matric suction and several related issues[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005(1): 67-70. (in Chinese))
- [14] 温天德.非饱和土的渗透系数研究及其应用[D].大连:大连理工大学,2019. (WEN Tian-de. Study on the Permeability Coefficient of Unsaturated Soil and Its Application[D]. Dalian: Dalian University of Technology, 2019. (in Chinese))
- [15] CHILDS E C, COLLIS-GEORGE N. The permeability of porous materials[J]. Proceedings of the Royal Society of London. Series A, Mathematical and Physical Sciences, 1950, 201: 392-405.

(编校: 黄贤沙)

DOI: 10.11779/CJGE2020S1046

# 湿干冻融耦合作用下膨胀土裂隙发育方向性研究

张 晨, 朱 涣, 黄英豪, 郭万里, 韩 迅

(南京水利科学研究院岩土工程研究所, 江苏 南京 210024)

**摘要:** 湿干冻融耦合作用(WDFT)是导致寒区膨胀土地基发生劣化现象的重要因素,而膨胀土地基裂隙发育的方向对工程安全稳定存在长期影响。围绕膨胀土裂隙发育的方向性问题,采用自行设计的单向环境边界加载装置,开展了WDFT边界条件下表面裂隙发育特征的大尺寸试样单元试验,运用数字图像采集与处理方法得到了不同WDFT循环下的表面裂隙发育特征。试验结果表明,冻结过程中膨胀土内部液态水含量对表面裂隙的分布及形态产生重要影响,当临界饱和度较大时,冻结过程对裂隙起到促进作用,反之则为抑制作用;而在后期WDFT下的裂隙率逐渐趋于稳定。在此基础上,以裂隙图像灰度直方图为基础,通过梯度方向法对裂隙发育的局部方向性进行了统计,引入无量纲影响因子对裂隙角度进行了量化归纳,进一步探讨了膨胀土在下的裂隙演化规律。所采用的量化分析方法可为相关研究提供参考。

**关键词:** 膨胀土; 干湿、冻融循环耦合; 裂隙发育; 单元试验; 裂隙方向

**中图分类号:** TU431      **文献标识码:** A      **文章编号:** 1000-4548(2020)S1-0234-05

**作者简介:** 张 晨(1988—),男,高级工程师,博士,主要从事岩土工程测试方面的研究工作。E-mail: czhang@nhri.cn。

## Directionality of fissures in expansive soils under cyclic action of coupling wetting-drying and freeze-thaw

ZHANG Chen, ZHU Xun, HUANG Ying-hao, GUO Wan-li, HAN Xun

(Geotechnical Engineering Department, Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210024, China)

**Abstract:** The wetting-drying and freeze-thaw(WDFT) coupling effect is an important factor leading to the deterioration of the expansive soil foundation in the cold regions, and the direction of fissure development in the expansive soil foundation has a profound impact on the long-term safety and stability. Focusing on the directionality of crack development in expansive soils, a unit test of the characteristics of surface crack development under WDFT coupling boundary conditions is carried out using the self-designed unidirectional environmental boundary loading device, and the digital image acquisition and processing methods are used to obtain characteristics of surface fissure development under WDFT coupling cycle. The test results show that the liquid water content in the expansive soil during freezing has an important effect on the distribution and morphology of surface cracks. When the critical saturation is large, the freezing process promotes the cracks, and vice versa. The fracture rate gradually stabilizes at later stage of WDFT. Based on the gray histogram of the fissure image, the local directionality of fissure development is calculated by the gradient direction method, and the dimensionless influence factor is introduced to quantify and summarize the fissure angle. The crack evolution laws of expansive soil are further investigated. The quantitative analysis method used can provide reference for related researches.

**Key words:** expansive soil; coupling wetting-drying and freeze-thaw; fissure; sample test; directionality

## 1 研究背景

膨胀土在干湿循环作用下表现出的多裂隙性和强胀缩性,对相关工程的安全运行带来一定隐患<sup>[1]</sup>。一些位于北方寒区的建筑物,特别是水工建筑物,基础除受干湿循环作用外,还受到显著地冻融循环作用,使得地基的边界条件呈现出湿干冻融耦合循环作用的特点,导致膨胀土地基极易形成裂隙,影响地基的渗流、变形及强度特性<sup>[2]</sup>。

研究表明,复杂环境边界条件下膨胀土的裂隙发育存在一定的方向性规律<sup>[3-4]</sup>,这种特性对工程运行的长期稳定性有深刻影响。具体体现在部分直接暴露在边界条件作用的地基,入渗通道按一定方向扩展,造成通道附近基土强度劣化;随着运行时间增长,劣化

基金项目:国家重点研发计划项目(SQ2017YFSF020086);国家自然科学基金项目(51709185, 51879166);中央级公益性科研院所基金基本科研业务费项目(Y320010)

收稿日期: 2020-06-05

区域进一步扩大, 从而波及到相邻区域的建筑物。例如在一些防渗性较好寒冷地区的膨胀土渠道断面仍会发生垮塌。

国内外学者通常采用单元试验考察膨胀土试样在环境特征变化下的表面裂隙发育特征, 通过适宜的手段采集裂隙并进行关键参数的测定、提取等定量化处理, 以获取膨胀土裂隙演化规律, 一些学者也围绕湿干冻融耦合循环边界条件开展了相关研究, 得到了膨胀土裂隙发育的三维形态<sup>[5]</sup>。然而, 目前对湿干冻融耦合循环作用下的表面裂隙演化特征的研究仍相对缺乏, 更缺乏对这种特定边界下裂隙演化方向的规律性定量分析。

为此, 本文拟采用室内单元试验获取膨胀土在湿干冻融耦合循环作用下的裂隙发育特征, 在此基础上, 运用合适的方法表征裂隙发育的方向性, 进一步探讨膨胀土在湿干冻融耦合循环作用下的裂隙演化规律。

## 2 试验方案

### 2.1 试验材料

试验土样取自北疆供水一期工程某渠基, 外观呈黄色, 其基本物理性质如表 1 所示。通过 X 衍射仪确定土样的矿物成分, 按照《膨胀土地区建筑技术规范》的划分, 试验土样属中强膨胀土。该工程为季节性供水工程, 即每年 4~9 月通水, 秋冬季停水, 渠基的边界条件具有出显著干湿循环的特征。

表 1 膨胀土的基本物理性质

Table 1 Physical properties of sample

基本指标					
$G_s$	$w_p/\%$	$w_L/\%$	$\delta_{ef}/\%$	$\rho_{dmax}/(g \cdot cm^{-3})$	$w_{opt}/\%$
2.67	20.3	65.9	76	1.56	24.1
矿物成分					
蒙脱石	石英	长石	方解石	钠长石	
61.5%	31.9%	6.1%		0.5%	

### 2.2 边界条件设定

以工程原型在通水、停水、正温变负温、负温变正温 4 个时间节点为基础, 通过控制各阶段渠基土饱和度 ( $S_r$ ) 的方法实现 WDFT 全过程的模拟, 如图 1 所示。图中  $S_{rsat}$  对应渠基土的最大饱和状态;  $S_{rcr}$  表示渠基土经历干燥阶段后对应的饱和度 ( $S_{rcr}$  为现场实测, 数值上等于  $0.7S_{rsat}$ );  $S_{rf}$  和  $S_{rt}$  对应渠基土经历冻结和融化阶段后的饱和度, 各阶段饱和度的具体设置步骤可参考文献[5]。



图 1 简化的湿干冻融耦合循环过程示意图

Fig. 1 Simplified schematic diagram of cyclic action of WDFT

设计了一套可对试样加载湿干冻融耦合边界条件的装置, 如图 2 所示。加载装置由内到外, 依次为试样、有机玻璃、隔热海绵及隔热板。将该装置放置在环境试验箱中, 可实现冻结—融化过程的单向温度边界连续加载。

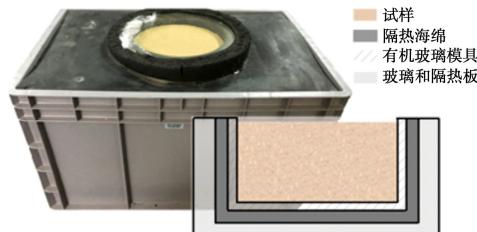


图 2 单向温度边界加载装置

Fig. 2 Schematic diagram of unidirectional boundary device

试验中湿干冻融耦合循环的具体施加过程如表 2 所示。试验采用抽气饱和法和低温干燥法模拟试样的湿润及干燥过程, 循环共进行 7 次。试验的干燥、冻结及融化温度按照工程原型全年地温特征确定。试验干燥阶段的时长由试样到达对应临界饱和度 ( $S_{rcr}$ ) 的时间控制 (称重法), 而冻结和融化阶段时长以试样整体冻结与融化为准。

表 2 湿干冻融耦合循环边界条件

Table 2 Details of WDFT in tests

条件	温度/°C	时间/h	循环次数	施加方式
湿润	室温	—	7	抽气饱和
干燥	40	至 $S_{rcr}$ 为止	7	称重法对
冻结	-20	24	7	试样质量
融化	20	36	7	进行监控

注: “—”表示持续时间以质量稳定为准; 温度指的是冷源或热源的温度。

### 2.3 试样尺寸选择及制作

研究表明, 传统环刀试样 (直径 61.8 mm、高 2 mm) 用作表面裂隙发育特征研究时, 分析结果易受尺寸效应影响<sup>[6]</sup>, 特别是在干燥及冻结阶段。为消减这一影响, 提升裂隙发育获取精度, 选择了不同直径试样进行尺寸选择试验, 边界设置参考表 2, 共进行 7 次湿干冻融耦合循环。对 7 次循环后不同直径膨胀土试样表面图像进行灰度化、降噪及二值化处理后得到的各尺寸试样对应的表面裂隙率, 如图 3 所示。通过对比不同试样尺寸  $r$  对应的表面裂隙率, 发现当  $r$  增至 190 mm 时, 其表面裂隙率逐渐趋于稳定。进一步地, 分别选取试样表面积的 50%, 60%, 70%, 80%, 90% 及 100% (同心圆) 进行表面裂隙率计算, 对试样表面裂隙的均匀性进行分析, 如图 3 所示。随试样尺寸的增加, 其表面各百分比的裂隙标准差逐渐降低,

即试样表面裂隙逐渐趋于均匀。初步确定试样的直径  $r=190 \text{ mm}$ , 这与 Lu 等<sup>[7]</sup>的研究结果类似。

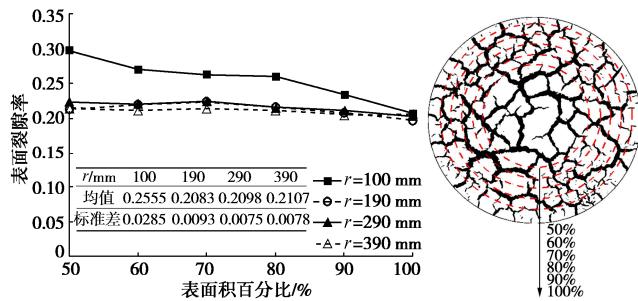


图 3 不同直径下膨胀土试样的裂隙分布统计

Fig. 3 Distribution of fissures with different sample sizes

考虑到模具制作等因素, 本次裂隙试验选用的试样直径为 200 mm, 高度为 105 mm。制样时采用一次成型两头压实的制样方法, 相比较而言, 这种方法制得试样的初始损伤较小, 且较其他制样方法(分层击实法和泥浆法)更易控制试样的均匀性。

## 2.4 数据采集

试样的表面裂隙通过数码相机(Olympus EM10)进行实时采集, 相机固定高度为 50 cm。为了使得试样表面裂隙清晰, 在试样两侧各设置一个白炽灯(35 W)。试样表面裂隙采集频率为 0.1 h/次。同时采用称重法(天平精度为 0.1 g)获取不同时刻试样质量, 干燥阶段初期采集频率为 0.5 h/次, 当接近试样临界饱和度时采集频率为 0.1 h/次; 而冻结、融化阶段的采集频率均为 0.5 h/次。

## 3 试验结果与分析

### 3.1 裂隙基本特征

图 4 为试样在经历多次湿干冻融耦合作用下的表面裂隙图像(限于篇幅, 仅列出  $WDFT_s=1$  和  $WDFT_s=2$  所对应的典型表面裂隙)。由图 4(a)可知, 试样在  $t_1=2.5 \text{ h}$  时刻试样表面左上角首先出现裂隙; 随后  $t_1=4.5 \text{ h}$  较  $t_1=2.5 \text{ h}$  时刻试样表面裂隙向下延伸, 同时在右下角区域也出现部分裂隙; 随着干燥时间的增加, 初期表面形成的独立裂隙逐渐贯通; 最终裂隙在  $t_1=15 \text{ h}$  时刻完全贯穿试样表面; 自  $t_1=15 \text{ h}$  起至干燥阶段完成( $t_1=34.2 \text{ h}$ ), 试样表面裂隙发育基本稳定。

试样进入冻结过程后, 伴随着试样水分的持续散失, 表面裂隙又继续拓展, 最终在  $t_1=65.7 \text{ h}$  趋于稳定。当  $t_1=94.2 \text{ h}$  时刻试样完成融化过程, 对应试样的第一次湿干冻融耦合循环完成。但注意到, 试样在经历第一次耦合循环中冻结过程前后(图 4(a)中 34.2 h 与 58.2 h)表面裂隙开度存在较大差异, 冻结过程结束试样表面裂隙开度较冻结阶段开始时刻明显降低, 土体在经历冻结过程后表面裂隙出现收缩现象。在第二

次湿干冻融耦合循环( $WDFT_s=2$ )过程中(见图 4(b)), 试样开裂模式与第一次循环类似, 干燥阶段试样表面裂隙均呈现出先局部形成, 后整体汇聚的发育模式。但第二次循环干燥阶段试样表面起裂时间( $t_2=9.5 \text{ h}$ )较第一次循环明显滞后( $t_1=2.5 \text{ h}$ ), 这主要是由于第一次循环过程中冻融过程对试样的影响。

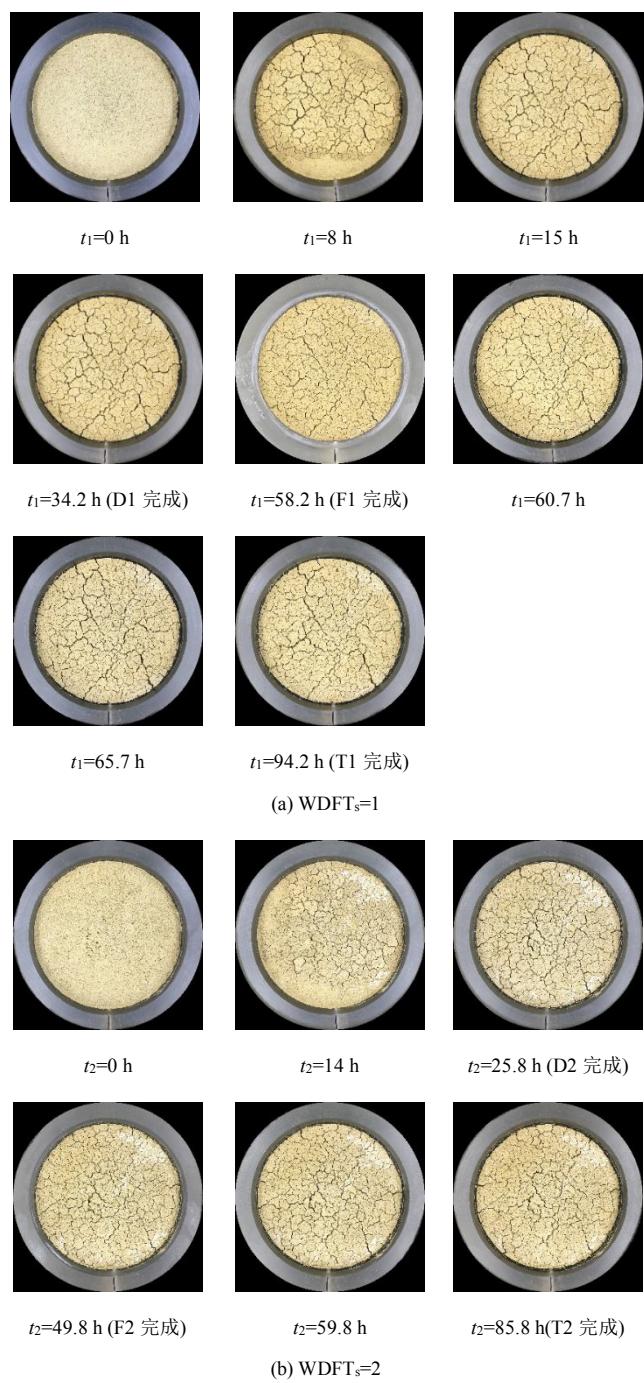


图 4 湿干冻融耦合循环作用下表面裂隙图像

Fig. 4 Images of surface fissures under WDFT

起初的冻结过程中, 试样土体在蒸发和冰升华的共同作用下含水率明显降低<sup>[8]</sup>, 致使表面裂隙逐渐增多。随着冻结作用的加剧, 冻结区域土体含水率的降低将导致其内部孔隙率减少, 从而导致干燥阶段生产

裂隙在冻结阶段逐渐闭合。此外, 刘振亚等<sup>[9]</sup>研究表明, 试样的水分含量对其冻结变形影响较大, 饱和度较低土体冰水相变影响较小, 土体呈冻缩特征, 而饱和度较高土体, 其内部冰水相变占主导作用, 土体结构破坏明显。试样在经历第一次循环中的冻、融阶段前干燥阶段已经完成, 初始高压实度试样(压实度100%)已形成一定深度的裂隙, 可认为此刻试样经过WD过程后压实度变低, 随后的FT阶段试样发生收缩压密, 最终导致了第二次循环干燥阶段试样表面起裂时间的滞后。

采用表面裂隙率( $R_{cr}$ )对试样在7个循环结束后的表面裂隙分布进行量化, 以考察多次WDFT循环对裂隙的影响, 如图5所示, 其中表面裂隙率( $R_{cr}$ )是指试样表面裂隙面积与初始面积的比值。循环次数与试样表面最终裂隙率间存在明显的幂函数分布特征, 最终试样表面裂隙率在经历4次循环后趋于定值(12.31%)。第7次循环约为第1次的1.65倍, 但较先前有所下降。造成这一现象的原因主要是随着试样在经历多次湿干循环后, 在试样表面裂隙出现塑性累积, 导致膨胀土裂隙的膨胀性的降低。

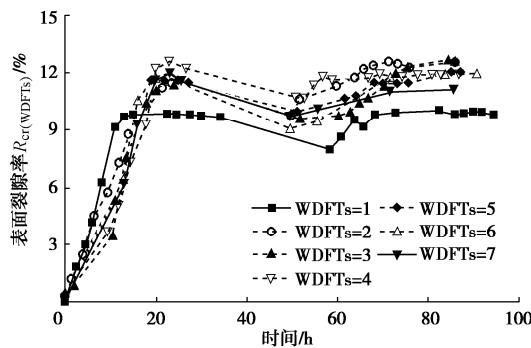


图5 湿干冻融耦合下试样表面裂隙率随时间分布

Fig. 5 Distribution of surface crack rate over time under WDFT

### 3.2 裂隙发育方向及演化特征

试验表明, 早期WDFT循环中膨胀土裂隙发育较为显著。为进一步研究裂隙发育的方向性, 在裂隙图像灰度直方图的基础上, 通过局部梯度方向法<sup>[10]</sup>对裂隙发育角度的出现频率进行统计。图6为干燥过程(WD)中4个时刻试样裂隙发育方向的统计结果(以WDFTs=1中的干燥过程为例)。由图6可知, 不同干燥时刻试样的表面裂隙发育方向统计分布规律类似, 统计峰值频率均集中分布在0°, 45°及90°方向, 即裂隙在这3个方向的发育最为充分。但对比不同干燥时刻对应的发育方向统计分布可知, 发现以45°方向角为界, (-45°, 45°)区间内裂隙的发育方向频率随干燥时间的增加逐渐上升, 而(45°, 135°)区间内裂隙的发育方向频率随干燥时间的增加逐渐下降。

总体上看, 随着循环次数的增加, 土体表面裂隙发育不同方向的裂隙角度出现频率趋于一致。

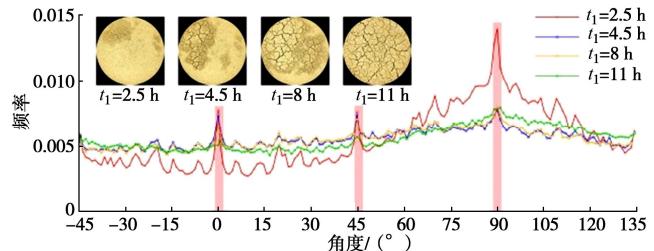


图6 干燥过程中不同时刻表面裂隙发育方向统计结果

Fig. 6 Statistical results of surface crack development direction at different moments under WD

考虑到湿干冻融耦合中不同过程对试样表面裂隙的发育方向存在影响, 这里对第一次耦合循环中的干燥、冻结、融化(DFT)3个过程对应的试样裂隙发育方向进行统计, 如图7所示。与单纯的干燥过程结果类似, 试样在经历干燥、冻结、融化后对应表面裂隙发育方向的统计峰值频率也呈现在0°, 45°及90°方向集中的分布特征。此外, 对比上述分布可以发现, 试样表面裂隙发育方向在经历冻结过程后已基本稳定, 随后的干燥过程对其后续发育方向影响不大。

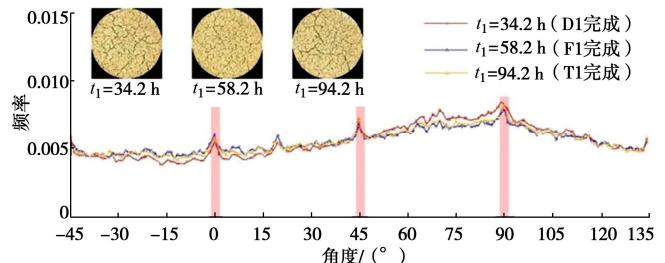


图7 干燥、冻结、融化完成时刻表面裂隙发育方向统计结果

Fig. 7 Statistical results of surface crack development direction at different moments under DFT

从本质来讲, 土体冻结本身也是未冻水向冻结锋面迁移的过程, 类似土体干燥过程。现引入无量纲影响因子 $f$ 量化裂隙的发育角度, 定义 $f$ 为湿干冻融耦合循环中每次冻结过程完成后与干燥过程完成后表面裂隙发育方向频率的差值 $\Delta f_i$ , 与对应的干燥过程完成后表面裂隙发育方向频率的比值, 即

$$f = \frac{f_{WD}^i - f_{WD}^i}{f_{WD}^i} \quad (1)$$

图8为影响因子 $F$ 与湿干冻融耦合循环次数 $N$ 之间的关系曲线。可以发现冻结过程对膨胀土表面裂隙发育方向的影响主要集中在前两次循环, 且不同裂隙方向角区间内影响因子 $F$ 对耦合循环的响应也存在差异。对于裂隙方向角位于-45°~0°区间(I区), 第一次冻结过程对应的影响因子 $F$ 为正, 即第一次冻结

过程加剧了方向 ( $-45^\circ$ ,  $0^\circ$ ) 区间内裂隙的发育, 而第二次冻结过程则造成方向 ( $-45^\circ$ ,  $0^\circ$ ) 区间内裂隙发育程度的降低; 对于裂隙方向角位于  $45^\circ \sim 90^\circ$  区间 (II 区), 两次冻结过程对该区间内裂隙发育方向的影响与  $-45^\circ \sim 0^\circ$  区间 (I 区) 情况相反。

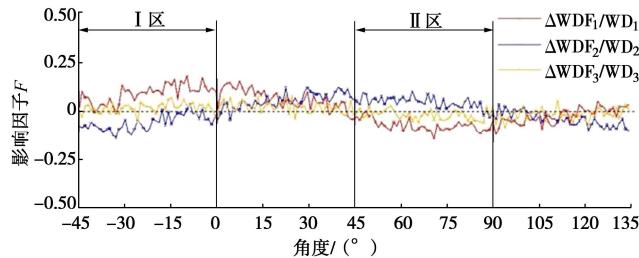


图 8 影响因子  $f$  随表面裂隙发育方向统计结果

Fig. 8 Statistical results with surface crack development direction by  $f$

## 4 结语

运用数字图像采集与处理方法, 采用自行设计的单向环境边界加载装置对膨胀土在经历 WDFT 作用下表面裂隙的发育方向及演化特征进行试验研究, 在此基础上, 以裂隙图像灰度直方图为基础, 通过梯度方向法对其局部方向性进行统计。研究取得如下结论:

冻结过程中膨胀土内部液态水含量对表面裂隙的分布及形态产生重要影响, 当临界饱和度较大时, 冻结过程对裂隙起到促进作用, 反之则为抑制作用。

湿干冻融耦合循环作用造成土体表面裂隙起裂时间的滞后, 主要原因在于冻融过程易造成膨胀土整体结构的发生收缩压密, 进而抑制了土体后续裂隙的生成。

湿干冻融耦合循环作用下裂隙在  $0^\circ$ ,  $45^\circ$  及  $90^\circ$  方向这 3 个方向的发育最为充分; 且随着循环次数的增加, 膨胀土表面裂隙不同发育方向的均匀性也逐渐提高; 前两次耦合循环中的冻结过程对膨胀土表面裂隙发育方向的影响较大, 且影响主要集中在 ( $-45^\circ$ ,  $0^\circ$ ) 及 ( $45^\circ$ ,  $90^\circ$ ) 两个区间内。

## 参考文献:

- [1] 包承钢. 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))
- [2] 蔡正银, 朱 涣, 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): 1–9. (CAI Zheng-yin, ZHU Xun, HUANG Ying-hao, et al. Influences of freeze-thaw process on evolution characteristics of fissures in expansive soils[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, 40(12): 1–9. (in Chinese))
- [3] R N TOLLENAAR, L A VAN PAASSEN, C JOMMI, et al. Observations on the desiccation and cracking of clay layers[J]. Engineering Geology, 2017, 230: 23–31.
- [4] 曾 浩, 唐朝生, 林 鑑, 等. 土体干缩裂隙发育方向及演化特征的层间摩擦效应研究[J]. 岩土工程学报, 2019, 41(6): 1172–1180. (ZENG Hao, TANG Chao-sheng, LIN Luan, et al. Interfacial friction dependence of propagation direction and evolution characteristics of soil desiccation cracks[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, 41(6): 1172–1180. (in Chinese))
- [5] 蔡正银, 朱 涣, 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))
- [6] LI J H, ZHANG L M. Geometric parameters and REV of a crack network in soil[J]. Computers & Geotechnics, 2010, 37(4): 466–475.
- [7] LU Y, LIU S H, WENG L P, et al. Fractal analysis of cracking in a clayey soil under freeze-thaw cycles[J]. Engineering Geology, 2016, 208: 93–99.
- [8] LU Y, LIU S, WENG L, et al. Fractal analysis of cracking in a clayey soil under freeze-thaw cycles[J]. Engineering Geology, 2016, 208: 93–99.
- [9] 刘振亚, 刘建坤, 李 旭, 等. 非饱和粉质黏土冻结温度和冻结变形特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2017, 39(8): 1381–1387. (LIU Zhen-ya, LIU Jian-kun, LI Xu, et al. Experimental study on freezing point and deformation characteristics of unsaturated silty clay subjected to freeze-thaw cycles[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, 39(8): 1381–1387. (in Chinese))
- [10] 靳华中, 万 方, 叶志伟. 结合路面深度影像梯度方向直方图和分水岭算法的裂缝检测[J]. 华中师范大学学报(自然科学版), 2017, 51(5): 715–722. (JIN Hua-zhong, WAN Fang, YE Zhi-wei. Pavement crack detection fused HOG and watershed algorithm of range image[J]. Journal of CCNU (Nat, Sci), 2017, 51(5): 715–722. (in Chinese))

(编校: 黄贤沙)

DOI: 10.11779/CJGE2020S1047

# 赤泥基土壤聚合物固化重金属的机理研究

周 显<sup>1</sup>, 胡 波<sup>1</sup>, 童 军<sup>1</sup>, 侯浩波<sup>2</sup>, 张 婷<sup>3</sup>, 万 沙<sup>2</sup>, 耿军军<sup>\*2</sup>

(1. 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; 2. 武汉大学资源与环境科学学院, 湖北 武汉 430010;  
3. 安徽建筑大学环境与能源工程学院, 安徽 合肥 230601)

**摘要:** 工业固体废弃物可以作为硅源和铝源, 参与土壤聚合物反应。为了同时实现废弃物资源化和污染控制, 通过机械力化学-碱激发赤泥-煤矸石土壤聚合物前驱体, 固化稳定化生活垃圾焚烧飞灰中的重金属。采用 TCLP 浸出试验和分布提取试验评价重金属固化效率, 并对固化体的结构采用 XRD、EDS、FTIR 等方法进行表征。结果表明: 当土壤聚合物前驱体掺量高于 60%时, 飞灰中重金属固化率超过 99.6%; 土壤聚合物对垃圾焚烧飞灰中的重金属固化效果为: Pb>Zn>Cr>Cd。除发生土壤聚合反应以外, 固化体中的飞灰也会参与水化反应生成 C-S-H 凝胶和沸石, 增加固化体的结构稳定性, 促进重金属由有效态转变为稳定态, 提高固化体的强度和重金属固化效率。赤泥-煤矸石土壤聚合物能用于垃圾焚烧飞灰的固化稳定化中, 降低重金属的有效性和浸出浓度。

**关键词:** 土壤聚合物; 赤泥; 生活垃圾焚烧飞灰; 重金属; 固化稳定化

中图分类号: X705 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)S1-0239-05

作者简介: 周 显(1988—), 男, 博士, 主要从事固体废弃物处理和环境岩土方面的科研工作。E-mail: zhouxian@whu.edu.cn。

## Mechanism of heavy metal stabilization by red mud-based geopolymers

ZHOU Xian<sup>1</sup>, HU Bo<sup>1</sup>, TONG Jun<sup>1</sup>, HOU Hao-bo<sup>2</sup>, ZHANG Ting<sup>3</sup>, WAN Sha<sup>2</sup>, GENG Jun-jun<sup>2</sup>

(1. Key Laboratory of Geotechnical Mechanics and Engineering of the Ministry of Water Resources, Changjiang River Scientific Research Institute, Wuhan 430010, China; 2. School of Resource and Environmental Science, Wuhan University, Wuhan 430079, China; 3. School of Environment and Energy Engineering, Anhui Jianzhu University, Hefei 230601, China)

**Abstract:** It has been shown that the industrial wastes as the sources of silica and alumina can participate in a geopolymers reaction. In this research, Bayer red mud and coal gangue is prepared as an geopolymers precursor (RG) through mechanochemistry-alkali activation, which is used for municipal solid waste incinerators fly ash (MSWIFA) solidification/stabilization (S/S) to achieve a win-win goal of waste recovery and pollution control. The TCLP tests and sequential extraction tests are used to evaluate the effectiveness and stability of the geopolymers S/S regent. The XRD, SEM-EDS and FTIR are conducted for characterization of the geopolymers S/S solid samples. The results show that more than 99.6 percent of the heavy metal in geopolymers S/S solid can be immobilized when the RG content exceeds 60%. The S/S effectiveness decreases in the order of Pb>Zn>Cr>Cd. According to the XRD results, MSWI fly ash can participate in the hydration process to generate C-S-H and zeolite phase which, together with the geopolymers, enhances the structural stability and improves the compressive strength of the geopolymers S/S solid. In consequence, most heavy metals in the geopolymers S/S solid are immobilized in the hydration phases and geopolymers structure, transform from the available fractions into the stable fractions. It is finally concluded that the Bayer red mud and coal gangue-based geopolymers are useful in reducing the availability and leaching of heavy metals in MSWIFA.

**Key words:** geopolymers; red mud; municipal solid waste incinerator fly ash; heavy metal; solidification/stabilization

## 0 引言

生活垃圾焚烧能缓解城市土地资源日益紧张的压力, 已逐渐成为许多城市生活垃圾的首选处置方式。垃圾焚烧产生的飞灰 (MSWIFA)<sup>[1]</sup>因富集多种重金属而被列为危险废物。许多国家都将飞灰都列入危险

废物管理名录, 需要进行无害化处理处置, 才能进入

基金项目: 中央级公益性科研院所基本科研业务费项目 (CKSF 2019168/YT, CKSF2019527/YT)

收稿日期: 2020-06-02

\*通信作者 (E-mail: whugenjunjun@163.com)

卫生填埋场。

固化稳定化技术一直以来被认为是处理重金属污染固体废弃物的最佳途径，也是国内外广泛使用的飞灰无害化处理手段<sup>[2]</sup>。近年来，土壤聚合物（简称土聚物）作为一种低碳胶凝材料，在重金属固化稳定化领域逐渐受到关注。以固体废弃物为原料开发土聚物固化重金属污染废弃，可同时实现工业废弃物的资源化和重金属污染治理的双重目标。赤泥作为大宗固体废弃物，具备一定活性态 Si 和 Al，成为制备土聚物的研究热点<sup>[3-4]</sup>。煤矸石激发可产生活性偏高岭土，调节体系 Si/Al 比，可以作为制备土聚物的辅料。固体废弃物的活性较低，因此往往需要对赤泥进行高温煅烧处理提高其活性<sup>[5]</sup>。煅烧能耗较高，限制了赤泥的利用，鲜有直接针对非煅烧的原料进行激发的研究。

本文采用赤泥和煤矸石为原料，以机械力化学的方式制备土聚物前驱体，采用水玻璃和 NaOH 激发制备土聚物，并用于 MSWIFA 中重金属的固化稳定化，研究固化体不同龄期抗压强度变化、重金属浸出毒性及形态分布特征，揭示该土聚物固化重金属的规律，并借助固化体物相分析、化学键分析及微观结构组成分析探究其材料固化稳定化机制，为赤泥-煤矸石基土聚物固化稳定化飞灰提供数据支撑和理论参考。

## 1 试验材料和方法

### 1.1 试验材料

赤泥（拜耳法，RM）取自中铝集团山东分公司，煤矸石（CG）取自山西省阳泉煤业集团，工业水玻璃（工业纯）及氢氧化钠颗粒（分析纯）购于国药集团。两种垃圾焚烧飞灰分别取自于重庆（M1）和广东（M2）某生活垃圾焚烧厂。原材料的化学组成见表 1。赤泥主要化学组成为  $\text{Al}_2\text{O}_3$ 、 $\text{SiO}_2$ 、 $\text{Na}_2\text{O}$  及  $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ，占比超过 70%，适合制备硅铝基土聚物；煤矸石中  $\text{Al}_2\text{O}_3$  和  $\text{SiO}_2$  占比接近 70%，同时还含有 11.37% 的碳；两种飞灰都属于高钙贫硅铝体系，富含氯化物和硫酸盐。

表 1 原材料的的化学组成

Table 1 Chemical composition of raw materials (%)

主要成分	RM	CG	M1	M2
$\text{Na}_2\text{O}$	10.85	0.33	7.26	9.07
$\text{MgO}$	0	0.40	1.30	1.53
$\text{Al}_2\text{O}_3$	20.26	22.21	1.97	2.18
$\text{SiO}_2$	12.83	45.69	8.22	3.35
$\text{P}_2\text{O}_5$	0.17	0.12	0.77	0.45
$\text{SO}_3$	0.60	3.06	7.25	9.04
$\text{K}_2\text{O}$	0	0	7.10	5.58
$\text{CaO}$	0.87	0.98	33.45	38.64
$\text{Fe}_2\text{O}_3$	33.39	5.49	1.42	0.69
Cl	0	0	24.45	28.32
烧失量 LOI	12.28	19.82	4.07	2.68

分别采用消解 ICP 元素分析和 TCLP 法测试飞灰中重金属含量分布和浸出特性，试验结果见表 2。飞

灰 M1 特征污染重金属是 Cr, Zn 和 Cd; M2 特征污染重金属是 Pb 和 Cd。因此，选取 Pb、Cr、Zn、Cd 为飞灰固化稳定化研究的特征重金属。

表 2 两种垃圾焚烧飞灰重金属污染特征

Table 2 Heavy metal pollution characteristics of two FA samples

重金属	总量/(mg·kg <sup>-1</sup> )		浸出浓度/(mg·L <sup>-1</sup> )		
	M1	M2	M1	M2	Limit*
Pb	88.4	$1.05 \times 10^3$	0.08	1.35	0.25
Cr	$3.98 \times 10^3$	385	35.1	2.35	4.5
Zn	$1.40 \times 10^4$	$8.59 \times 10^3$	135	97.2	100
Cd	230	203	1.01	0.76	0.15

注：\*生活垃圾填埋场污染控制标准 GB 16889—2008。

### 1.2 土聚物制备及自稳定性试验

土聚物制备工艺<sup>[6]</sup>为赤泥和煤矸石（8:2）在高速行星磨中以 2000 r/min 混磨 5 min 后，加入 3.4 mol/L 水玻璃与 5 mol/L NaOH 溶液共混溶液（1.66:1）作为碱激发剂；液固比为 0.4，倒入 2 cm×2 cm×2 cm 试模中成型。浆体预养护条件为 80℃恒温养护 24 h，将固化体脱模后，继续标准养护至 7, 14, 28 d，土聚物试样编号为 R8G2。在赤泥-煤矸石 8:2 共混体中直接投加质量为 0.5%, 1%, 1.5% 及 2% 的  $\text{Pb}(\text{NO}_3)_2$  和  $\text{K}_2\text{Cr}_2\text{O}_7$  粉末，编号为 F1、F2、F3、F4 和 F5、F6、F7、F8，进行土聚物自稳定性试验，其他过程与土聚物制备工艺相同，采用 TCLP 浸出毒性检测方法和 Tessier 五步连续提取法<sup>[7]</sup>研究不同龄期固化体的重金属固化效果。将重金属  $i$  浸出系数  $L_{ri}$  定义为

$$L_{ri} = \frac{\text{TCLP 浸出液中重金属 } i \text{ 的含量 (g)}}{\text{原始固体中重金属 } i \text{ 的含量 (g)}} \times 100\% \quad (1)$$

以不添加激发剂的赤泥-煤矸石共混前驱体 R8G2 作为对照组试验，添加同样的重金属进行浸出试验。

### 1.3 土聚物固化飞灰试验方法

两种垃圾焚烧飞灰（M1 与 M2）与土聚物前驱体的掺合比设置 5 个水平（8:2, 6:4, 5:5, 4:6, 2:8），试样编号为 M1-1、M1-2、M1-3、M1-4、M1-5 和 M2-1、M2-2、M2-3、M2-4、M2-5，其他过程与土聚物制备工艺相同，测试固化体各期抗压强度和 TCLP 浓度。分别采用 X 射线衍射仪（D8 Advance）、扫描电镜（JSM-5610LV）和傅里叶变换红外光谱仪（Nexus）测试原料和固化体的矿物组成、形貌及官能团。

## 2 结果与讨论

### 2.1 土聚物自固化性能

表 3 给出了土聚物前驱体和土聚物固化体中重金属 Pb 和 Cr 的浸出浓度及浸出系数。从表 3 中浸出系数可看出，未碱激发的土聚物前驱体也可捕集部分

表 3 土聚物前驱体及土聚物自固化的重金属 Pb 和 Cr 的浸出浓度

Table 3 Leaching concentrations of heavy metals Pb and Cr out of precursor and blend samples after TCLP tests

重金属	样品编号	重金 属含量 (mg·kg <sup>-1</sup> )	浸出浓度/(mg·L <sup>-1</sup> )			浸出系数/%		
			前驱体	土聚物	前驱体	土聚物	土聚物	土聚物
			7 d	14 d	28 d	7 d	14 d	28 d
Pb	F1	3156	42.07±1.266	10.11±0.303	未检出	未检出	26.68	6.41
	F2	6286	125.82±2.150	27.15±1.052	12.16±0.193	1.04±0.055	40.06	8.64
	F3	9416	194.12±1.620	41.26±1.280	30.93±0.210	1.84±0.021	41.26	8.77
	F4	12546	317.20±2.875	41.27±2.326	40.01±1.520	3.98±0.115	50.60	6.58
Cr	F5	2423	40.08±0.085	9.25±0.127	2.03±0.010	0.51±0.002	45.58	10.52
	F6	4193	91.76±0.762	11.44±0.085	3.15±0.022	1.87±0.032	64.07	7.99
	F7	5963	132.71±1.340	22.30±0.050	12.15±0.650	4.99±0.265	66.85	11.23
	F8	7733	213.40±1.265	26.83±0.140	19.57±0.432	12.69±0.035	84.09	10.57

重金属。这可能是因为原材料粉末颗粒在机械力化学作用下微细化和凝胶化, 产生晶体缺陷或畸变<sup>[8]</sup>, 部分重金属离子可以吸附在前驱体表面缺陷点位上, 或者与胶凝活化的物质发生化学反应, 从而难以浸出。

土聚物与其前驱体相比, 重金属 Pb 和 Cr 的浸出系数显著降低。各土聚物试样在不同龄期重金属的浸出系数均低于 10%。养护 28 d 后, 各试样重金属 Pb 和 Cr 的浸出系数分别低于 1% 和 5%。

R8G2 前驱体及土聚物中重金属形态分布见图 1。离子交换态和碳酸盐结合态重金属在酸性环境下可能向环境中释放, 可称为有效态; 可还原态和硫酸盐结合态与渣态较为稳定, 酸性环境中较难浸出, 可称为稳定态。从图 1 (a) 中可以看出, 随着土聚物养护龄期的增长, F2 和 F6 中有效态 Pb 和 Cr 逐渐向稳定态转变。与 Cr 相比, 土聚物中的 Pb 在稳定态分布的比例更高, 因此浸出系数也更低。土聚物中重金属的稳定态比例随着重金属掺量的增加而增加 (图 1 (b))。当 Cr 盐掺量高于 1% 时, 离子交换态和碳酸盐结合态的 Cr 显著增加。因此与 Pb 相比, Cr 更易从土聚物中浸出<sup>[9]</sup>。

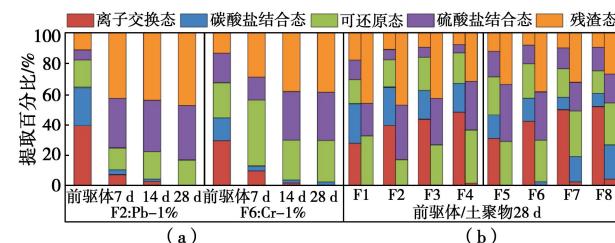


Fig. 1 Chemical speciation of heavy metals in F2/F6 precursor and blend samples at different curing ages, and F1-F8 precursor and blend samples curing for 28 d

重金属 Pb 和 Cr 添加的土聚物 XRD 见图 2。F2

试样中硅铝酸钠和霞石因参与土聚物反应<sup>[10]</sup>, 其特征峰随着养护龄期的增长逐渐消失。Pb 进入土聚物结构中被固化<sup>[11]</sup>, 含 Pb 的结晶物质峰消失。当 Pb 盐的添加量增加到 1.5% 时 (F3), 土聚物固化体矿物相中出现了难溶物  $Pb_3SiO_5$  的衍射峰, 表明 Pb 也可以难溶的硅酸盐形态被固化稳定化<sup>[12]</sup>。Cr 盐添加的土聚物 (图 2 (b)) 固化过程与 Pb 类似。然而, 当 Cr 盐的添加量增加到 1.5% 时 (F7), 土聚物固化体矿物相中出现了  $Na_2CrO_4$  的衍射峰, 尽管添加的是重铬酸盐, 在合适的 Eh-pH 条件下,  $CrO_4^{2-}$  会转化成  $Cr_2O_4^{2-}$ <sup>[13]</sup>, 在养护过程中与碱激发剂中的  $Na^+$  离子结合析出  $Na_2CrO_4$ 。 $Na_2CrO_4$  属于易溶盐, 是有效态 Cr, 容易浸出。

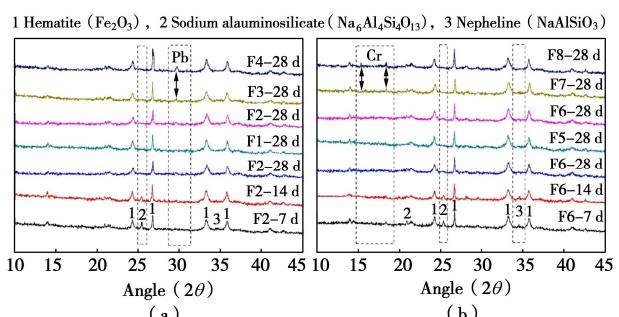


图 2 土聚物试样自固化重金属 Pb 和 Cr 的 XRD 图

Fig. 2 XRD patterns of geopolymers containing Pb and Cr

## 2.2 固化体的毒性浸出特征

固化体 TCLP 毒性浸出试验结果见图 3。随着龄期和土聚物掺量增加, 固化体中 4 种重金属浸出浓度均呈下降趋势。飞灰固化体养护 28 d 后, 当土聚物掺量  $\geq 50\%$  时, 各固化体重金属浸出浓度均能达到《生活垃圾填埋场污染控制标准 GB16889—2008》的要求。当土聚物掺量  $\geq 60\%$  时, 各固化体中重金属的浸出系数都低于 0.4%。M1 和 M2 固化体中特征重金属的浸出系数  $L_{ri}$  从小到大分别为  $Zn < Cr < Cd$  和  $Pb < Zn < Cd$ , 综合来看, 重金属浸出系数依次为  $Pb < Zn <$

Cr< Cd。

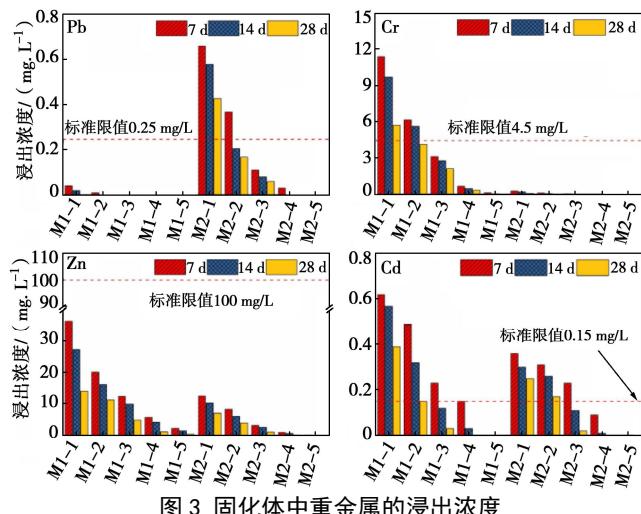


图 3 固化体中重金属的浸出浓度

Fig. 3 Concentrations of heavy metals leaching from S/S solid

### 2.3 固化体的力学性能

土聚物-飞灰固化体抗压强度试验结果见图 4。固化体的抗压强度随着龄期的增加而增大，随着飞灰掺量的增加而减小。因为飞灰掺入后会影响体系的 Si/Al 比和 Na/Al 比，从而影响土聚物缩聚反应。此外，飞灰中氯化物也会阻碍固化体强度的发展。值得注意的是，飞灰 M2 固化体强度大约是飞灰 M1 同土聚物掺量同龄期固化体强度的两倍，表明飞灰自身也有一定活性，可参与水化反应，有利强度发展。

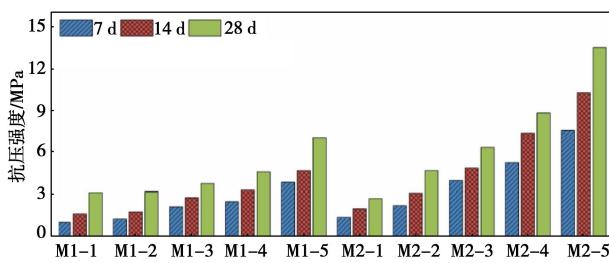


图 4 土聚物固化体不同龄期抗压强度的变化

Fig. 4 Development of compressive strength of the geopolymeric S/S solid samples curing for 7, 14, 28 d

### 2.4 固化体结构表征

飞灰原样及各固化体养护 28 d 的 XRD 见图 5。

1 Quartz ( $\text{SiO}_2$ ) , 2 Calcite ( $\text{CaCO}_3$ ) , 3 Anorthite ( $\text{CaAl}_2\text{Si}_2\text{O}_8$ ) , 4 Sylvite ( $\text{KCl}$ ) , 5 Halite ( $\text{NaCl}$ ) , 6 Hematite ( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ) , 7Nepheline ( $\text{NaAlSiO}_4$ ) , 8 Sodium aluminosilicate ( $\text{NaAlSiO}_4$ ) , 9 Calcium aluminate Hydrate ( $\text{Ca}_2\text{Al(OH)}_3\text{H}_2\text{O}$ ) , 10 C-S-H , 11 Anhydrite ( $\text{CaSO}_4$ )

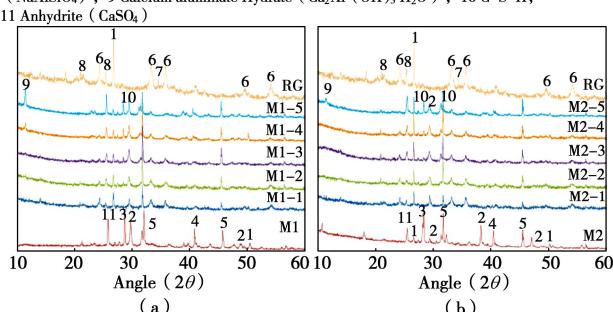


图 5 飞灰原样和土聚物固化体的 XRD 图谱

Fig. 5 XRD patterns of MSWI fly ash and S/S solid samples

两种飞灰的主要矿物相均为石英、碳酸钠、钙长石、氯化钾和氯化钠。土聚物中主要矿物相为原材料中未参与反应的赤铁矿、石英、霞石、硅铝酸钠以及无定型土聚物（22° ~ 40° 之间的驼峰）<sup>[14]</sup>。从 XRD 中可以看出，土聚物掺量≤40%，液态 Si 源趋向与飞灰中的  $\text{CaSO}_4$  反应生成 C-S-H 凝胶，原料中活性 Al 源与离子态的  $\text{Ca}^{2+}$  反应生成  $\text{CaAl(OH)}_3\text{H}_2\text{O}$ ；随着土聚合掺量增加，活性 Al 源和活性 Si 源趋向于再聚合形成无定型土聚物。

图 6 是试样 M1-3 和 M2-3 试样不同龄期的红外光谱曲线。位于  $450\text{--}470\text{ cm}^{-1}$  和  $960\text{--}1005\text{ cm}^{-1}$  附近的特征峰分别是  $[\text{SiO}_4]^{4-}$  或  $[\text{AlO}]^{5-}$  四面体中 Si-O-Si(Al) 的伸缩和不对称弯曲振动峰，常用来确定无定型物质的形成<sup>[15]</sup>。随着龄期的增长，M1-3 和 M2-3 两个试样的 Si-O-Si (Al) 伸缩及弯曲振动峰均逐渐加强，表明体系中生成的硅铝酸盐结构不断完善。M2-3 试样养护 28 天后 Si-O-Si (Al) 弯曲振动峰较 M1-3 更加尖锐，表明 M2-3 发生了从无定形态土聚物到沸石结构的转变。

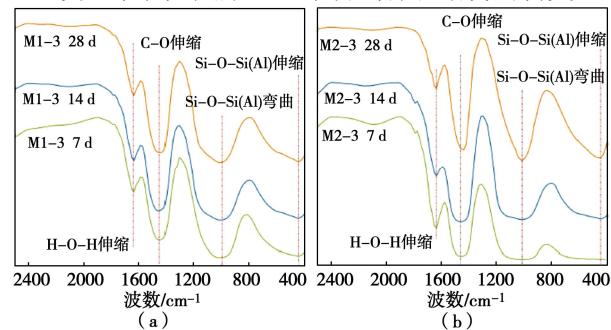


图 6 M1-3 和 M2-3 试样不同养护龄期红外光谱

Fig. 6 FT-IR patterns of M1-3 and M2-3 curing for 7, 14, 28 d

飞灰 M1 和 M2、土聚物及其飞灰固化体 M1-3 和 M2-3 的微观形貌见图 7。

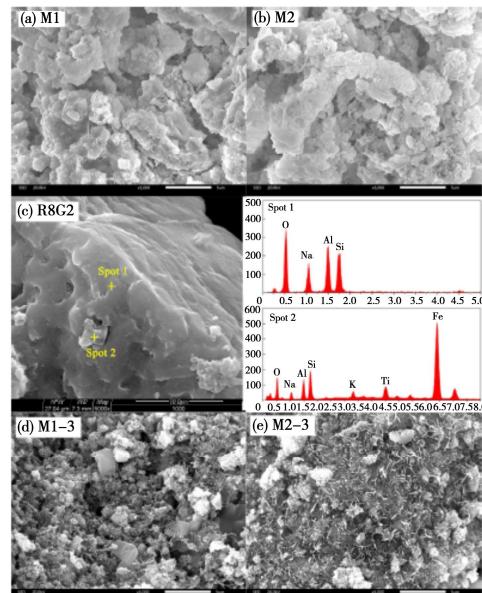


图 7 原飞灰及固化体 M1-3 和 M2-3 的扫描电镜图

Fig. 7 SEM images of fly ashes and geopolymeric S/S solids

图 7 (c) 中致密体 (Spot 1) 主要由 Na、Al、Si 和 O 组成, 是土聚物的主要构成元素<sup>[16]</sup>; 其表面镶嵌的颗粒 (Spot 2) 主要组成元素为 Fe 和 O 及微量的 Na、Al、Si 和 Ti, 可能是赤泥中赤铁矿微粒, 证明土聚物对其他矿物具有包裹作用。图 7 (d) 和 7 (e) 分别为 M1-3 和 M2-3 固化体养护 28 d 后的微观形貌。原始飞灰 M1 (图 7 (a)) 和 M2 (图 7 (b)) 中松散团聚结构的颗粒物已经镶嵌于土聚物的网状结构中。M2-3 的结构较 M1-3 更为致密, 因此 M2-3 具有更高的强度和更好的重金属稳定化效果。

### 3 结 论

(1) 赤泥-煤矸石共混形成的土聚物结构能有效固化重金属 Pb 和 Cr。Pb 还能与土聚物前驱体碱溶过程的活性 Si 反应生成难溶的  $Pb_3SiO_5$  被固定下来。

(2) 土聚物-飞灰固化体中飞灰掺量在 40% 以内时, 可满足《生活垃圾填埋场污染控制标准》GB16889—2008, 对飞灰中重金属的固化效果为  $Pb > Zn > Cr > Cd$ 。当土聚物掺量大于 60% 时, 飞灰固化体养护 28 d 后, 重金属的固化率都高于 99.6%。

(3) 赤泥-煤矸石共混土聚物对于飞灰中重金属的固化稳定化, 除了无定型态土聚物的稳定化作用以外, 飞灰 M2 中活性组分也能在碱激发作用下水化生成 C-S-H 凝胶和沸石相, 对飞灰中重金属起到包覆和吸附的作用, 使得飞灰中重金属由有效态向稳定态进行转变, 进一步降低其浸出浓度。

### 参考文献:

- [1] CHANDLER A J, EIGHMY T T, HARTLTN J, et al. Municipal Solid Waste Incinerator Residues[M]. The Netherlands: Elsevier Science, 1997: 15–21.
- [2] ZACCO A, BORGESE L, GIANONCELLI A, et al. Review of fly ash inertisation treatments and recycling[J]. Environmental Chemistry Letters, 2014, 12(1): 153–175.
- [3] ZHAN X, WANG L, HU C, et al. Co-disposal of MSWI fly ash and electrolytic manganese residue based on geopolymeric system[J]. Waste Management, 2018, 82: 62–70.
- [4] ZHANG M, EL-KORCHI T, ZHANG G P, et al. Synthesis factors affecting mechanical properties, microstructure, and chemical composition of red mud-fly ash based geopolymers[J]. Fuel, 2014, 134: 315–325.
- [5] SUN H H, FENG X P, LIU X M, et al. The influence of mechanochemistry on the structure speciality and cementitious performance of red mud[J]. Rare Metal Materials and Engineering, 2007, 36(S2): 568–570.
- [6] GENG J, ZHOU M, LI Y, et al. Comparison of red mud and coal gangue blended geopolymers synthesized through thermal activation and mechanical grinding preactivation[J]. Construction and Building Materials, 2017, 153: 185–192.
- [7] CHOU J D, WEY M Y, CHANG S H. Evaluation of the distribution patterns of Pb, Cu and Cd from MSWI fly ash during thermal treatment by sequential extraction procedure[J]. Journal of Hazardous Materials, 2009, 162(2/3): 1000–6.
- [8] LEE S, SEO M-D, KIM Y-J, et al. Unburned carbon removal effect on compressive strength development in a honeycomb briquette ash-based geopolymer[J]. International Journal of Mineral Processing, 2010, 97(1/2/3/4): 20–25.
- [9] DEJA J. Immobilization of Cr<sup>6+</sup>, Cd<sup>2+</sup>, Zn<sup>2+</sup> and Pb<sup>2+</sup> in alkali-activated slag binders[J]. Cement and Concrete Research, 2002, 32(12): 1971–1979.
- [10] LIEW Y M, HEAH C Y, MOHD MUSTAFA A B, et al. Structure and properties of clay-based geopolymer cements: A review[J]. Progress in Materials Science, 2016, 83: 595–629.
- [11] ZHENG L, WANG W, GAO X. Solidification and immobilization of MSWI fly ash through aluminate geopolymers: based on partial charge model analysis[J]. Waste Management, 2016, 58: 270–279.
- [12] PALOMO A, PALACIOS M. Alkali-activated cementitious materials: Alternative matrices for the immobilisation of hazardous wastes[J]. Cement and Concrete Research, 2003, 33(2): 289–295.
- [13] ZHOU X, ZHOU M, WU X, et al. Reductive solidification/stabilization of chromate in municipal solid waste incineration fly ash by ascorbic acid and blast furnace slag[J]. Chemosphere, 2017, 182: 76–84.
- [14] NIE Q, HU W, AI T, et al. Strength properties of geopolymers derived from original and desulfurized red mud cured at ambient temperature[J]. Construction and Building Materials, 2016, 125: 905–911.
- [15] GRANIZO M L, ALONSO S, BLANCO-VARELA M T, et al. Alkaline activation of metakaolin: effect of calcium hydroxide in the products of reaction[J]. Journal of the American Ceramic Society, 2010, 85(1): 225–231.
- [16] HE J, JIE Y X, ZHANG J H, et al. Synthesis and characterization of red mud and rice husk ash-based geopolymers composites[J]. Cement & Concrete Composites, 2013, 37: 108–118.

(编校: 黄贤沙)

DOI: 10.11779/CJGE2020S1048

# 压实度和含水率对非饱和土导热系数的影响

徐 洁<sup>1, 2</sup>, 胡海涛<sup>1, 2</sup>, 郑 植<sup>2</sup>

(1. 河海大学岩土力学与堤坝工程教育部重点实验室, 江苏 南京 210029; 2. 河海大学岩土工程科学研究所, 江苏 南京 210029)

**摘要:** 土体的导热系数是地下空间结合地热能开发等岩土工程重要的热物理参数。现场土往往处于非饱和状态, 研究其导热性能有重要工程价值。采用瞬态法测量了不同压实度和含水率下非饱和石英砂、石英粉和高岭土的导热系数, 研究这3种非饱和土体的导热系数与含水率和干密度的关系。研究结果表明, 在相同压实度下, 石英砂、石英粉和高岭土的导热系数在临界含水率之前随着含水率的增加而快速增加, 之后增势变缓趋于稳定; 临界含水率从大到小依次为: 高岭土、石英粉、石英砂; 在相同压实度和含水率下, 石英砂的导热系数最大, 石英粉次之, 高岭土最小; 相同含水率时, 3种土体的导热系数均随干密度的增加而线性增加。

**关键词:** 非饱和土; 导热系数; 压实度; 含水率

中图分类号: TU431 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)S1-0244-05

作者简介: 徐洁(1982—), 女, 副教授, 主要从事非饱和土力学、能源岩土工程等方面的研究工作。E-mail: cexujie@163.com。

## Effects of compaction and water content on thermal conductivity of unsaturated soils

XU Jie<sup>1, 2</sup>, HU Hai-tao<sup>1, 2</sup>, ZHENG Zhi<sup>2</sup>

(1. Key Laboratory of Ministry of Education for Geomechanics and Embankment Engineering, Hohai University, Nanjing 210029, China;

2. Geotechnical Research Institute, Hohai University, Nanjing 210029, China)

**Abstract:** The thermal conductivity of soils is an important thermal physical parameter for geotechnical engineering such as underground space and geothermal development. Field soils are generally under unsaturated state, and studying on the thermal conductivities of unsaturated soils has important engineering value. The thermal conductivities of quartz sand, quartz powder and kaolin clay under different degrees of compaction and different water contents are measured by using the transient state method, and the relationships between thermal conductivities of the three unsaturated soils with water content and dry density are studied. The results show that under the same degree of compaction, the thermal conductivities of quartz sand, quartz powder and kaolin clay all increase rapidly with the increase of water content before critical water contents, and then tend to be stable. The critical water content of kaolin clay is the highest, followed by quartz powder and then quartz sand. Under the same degree of compaction and the same water content, the thermal conductivity of quartz sand is the largest, followed by quartz powder and then kaolin clay. Under the same water content, the thermal conductivities of the three soils all increase linearly with the increase of dry density.

**Key words:** unsaturated soil; thermal conductivity; degree of compaction; water content

## 0 引言

地下空间开发是解决城市交通拥堵、用地紧张等问题的有效途径。地热能的开发利用是响应中国“绿色发展, 节能减排”科学理念的重要举措。地下空间结合地热能的开发利用具有重要工程意义, 也是当今国内外研究热点之一。工程现场土在自然条件下大多处于非饱和状态, 其工程特性与饱和土大不相同。非饱和土的力学特性和水力特性已经有众多学者进行了深入研究<sup>[1]</sup>, 而对于非饱和土热力学特性的研究相对较少且不够全面。土的热力学参数主要有导热系数、

热扩散系数和比热容, 其中导热系数可以影响和决定土体热量传播速度与温度场的分布<sup>[2]</sup>, 成为众多学者研究的重点因素。对非饱和土导热系数进行全面系统的研究有助于了解非饱和土的热力学特性, 为地下空间及地热能开发相关岩土工程设计提供参考依据。

岩土体为多孔隙介质, 其导热系数主要与矿物成

基金项目: 中央高校基本科研业务费专项资金项目(2019B13714); 河海大学岩土力学与堤坝工程教育部重点实验室开放基金项目(GHXN201903); 留学人员科技活动项目择优资助经费项目(2013) 收稿日期: 2020-06-04

分、含水率、干密度和温度等有关。Salomone 等<sup>[3]</sup>研究发现粉质黏土在不同干密度下低于临界含水率时, 含水率对导热系数有较大影响。陈守义<sup>[4]</sup>利用自制 HA-1 型土壤热参数测定仪得到了高岭土的导热系数随含水率的增加几乎呈线性增加, 且当含水率一定时随干容重增加而增加。谈云志等<sup>[5]</sup>通过推导岩土体材料非饱和状态下的导热系数预估模型验证岩土体的导热系数首先取决于固体颗粒导热系数, 其次取决于孔隙率的大小, 且随孔隙率的增加而急剧降低。叶万军等<sup>[6]</sup>、董西好等<sup>[7]</sup>研究发现在常温时黄土的导热系数与含水率和干密度呈正相关关系, 且含水率的影响较大。随后研究发现随着温度降低, 黄土的导热系数会经历 3 个阶段, 最后趋于稳定。Nguyen 等<sup>[8]</sup>研究发现法国北部黄土的导热系数与含水率间没有滞回效应。Boukelia 等<sup>[9]</sup>通过室内试验研究表明导热系数随温度变化在压实曲线干侧比湿侧更明显。国内外学者对非饱和土导热系数的研究多针对细粒土, 对砂土等粗颗粒土的相关研究相对缺乏。

本文以工程常用材料——石英砂、石英粉和高岭土为研究对象, 通过室内单元试验测定其在不同压实度和含水率下的导热系数, 研究压实度和含水率对这 3 种非饱和土导热系数的影响。

## 1 试验仪器与材料

### 1.1 试验仪器及原理

导热系数是表示物质导热能力的物理量, 其指单位厚度、单位温度梯度条件下 1 s 内通过面积为 1 m<sup>2</sup>范围内传递的热量, 用  $K$  表示, 单位 W/(m·K)。

本文测定非饱和土的导热系数利用 Hukseflux 公司的 TP08 小型瞬态导热系数探针, 如图 1 (a) 所示。测试范围为 0.2~6 W/(m·K)。图 1 (b) 为导热系数测量容器, 可为土样导热系数的测定创造一个更加稳定的测试环境, 提高测量的准确性。试验时将 TP08 探针从顶部插入土样, 其计算模型可简化为常功率线热源的径向一维导热问题, 求解公式<sup>[4]</sup>为

$$\Delta T = \frac{Q}{4\pi K} (\Delta \ln t) , \quad (1)$$

式中,  $T$  为温度,  $t$  为时间,  $K$  为导热系数,  $Q$  为单位时间单位长度线热源提供的热量。



图 1 TP08 小型瞬态导热系数探针及其测量容器

Fig. 1 TP08 small transient thermal conductivity probe and its measuring vessel

试验中控制  $Q$  为常量, 则热线源处温度  $T$  与时间对数  $\ln t$  呈线性关系, 由该直线斜率确定导热系数  $K$ 。

### 1.2 试验用土

为保证研究的基础性与重复性, 试验材料均采用商用土。砂土选用石英砂(20 目), 粉土选用石英粉(500 目)和石英粉(200 目), 黏土选用高岭土(800 目)。土样主要物理力学基本参数如表 1 所示。

表 1 试验用土的基本参数

Table 1 Basic properties of test soils

土类	类型	最大干密度 / (g·cm <sup>-3</sup> )	最优含水率/%	饱和含水率/%
石英砂 (20 目)	砂土	1.68	19	25
石英粉 (200 目)	粉土	1.68	19	30
石英粉 (500 目)	粉土	1.68	19	40
高岭土 (800 目)	黏土	1.29	37	45

## 2 试验方案与步骤

### 2.1 试验方案

本文主要研究压实度和含水率对石英砂、石英粉和高岭土导热系数的影响。根据不同土类的液塑限和最优含水率设定含水率梯度, 压实度分别为 80%, 90% 和 100%, 具体试验方案见表 2。每组编号做 3 个样进行平行试验, 通过计算分析各土类的导热系数与压实度、含水率的关系。

表 2 试验方案

Table 2 Test programs

编号	土类	压实度/%	质量含水率/%
1-6	石英砂	80	
7-12	(20 目)	90	0, 10, 15, 20, 25, 饱和
13-18		100	
19-23	石英粉	80	
14-28	(200 目)	90	10, 15, 20, 25, 30 (饱和)
29-33		100	
34-38	石英粉	80	
39-43	(500 目)	90	10, 15, 20, 25, 40 (饱和)
44-48		100	
49-54	高岭土	80	
55-60	(800 目)	90	20, 25, 30, 35, 40, 45
61-66		100	

### 2.2 试验步骤

(1) 对于砂土和粉土, 基于干土计算配制额定含水率土样。对长期暴露于空气中易吸水的黏性土样高岭土在配置额定含水率土样之前, 利用烘干法测定其初始含水率, 在此基础上配置所需含水率的土样。

(2) 称取适量干土, 采用喷雾器加水搅拌配土, 搅拌均匀后过 2 mm 筛(对于含水率较高的黏性土过 5 mm 筛), 后密封土样静置 24 h。

(3) 采用烘干法测定配土静置后的含水率。根

据试验所需干密度和含水率称取适量的湿土制样，放入高为65 mm，直径为50 mm的圆柱制样容器，分5层击实，以保证试样具有比较均匀的干密度，击实后试样再静置24 h，使试样中水分均匀分布。

(4) 将TP08探针从容器顶盖处的预留孔插入土样，为防止在插入时手部温度对传感器的冷端温度的影响，使用具有隔热功能的手套进行上述操作。

(5) 测试时间为3 min。测试过程中尽量控制恒温环境(20℃左右)，并关闭试验室门窗防止空气对流影响传感器冷端的温度。等待1 h后进行重复测试，3次测试后取平均值，即为所测得的导热系数。

### 3 试验结果与分析

#### 3.1 不同压实度下含水率对非饱和土导热系数的影响

图2~5是不同压实度下石英砂、石英粉和高岭土测得的导热系数与质量含水率的关系图，可以得出3种土类的导热系数在某一压实度下均随着含水率的增加而增加。如图2所示，当石英砂(20目)处于完全干燥状态时，在各压实度下的导热系数均很小，仅有0.16 W/(m·K)(压实度80%)、0.25 W/(m·K)(压实度90%)和0.32 W/(m·K)(压实度100%)。当石英砂的含水率增加到8.9%时，其导热系数快速增加到1.47 W/(m·K)(压实度80%)、1.60 W/(m·K)(压实度90%)和2.11 W/(m·K)(压实度100%)，为干燥时的8倍左右。随着含水率的继续增加，导热系数增加稍缓，当含水率超过15%后，石英砂的导热系数慢慢趋于稳定，直到达到饱和含水率。如图3和图4所示，当含水率小于25%时，粉土的导热系数与含水率呈现近似线性变化关系，但当含水率超过25%后，导热系数随含水率的变化趋于平缓。如图5所示，当含水率接近饱和时，高岭土导热系数仍有增加，但增势变缓。

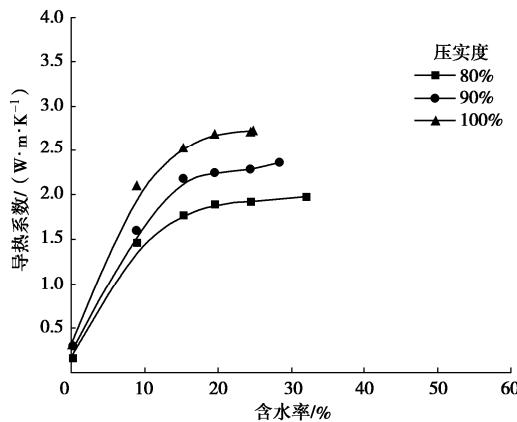


图2 石英砂(20目) 导热系数与含水率的关系

Fig. 2 Relationship between thermal conductivity and water content of quartz sand (20)

土体为多孔隙介质，土体的导热系数主要与其孔隙率和孔隙填充物有关。Gangadhara等<sup>[10]</sup>将导热系数

随含水率的变化过程分为两个阶段：急剧变化阶段和平缓变化阶段，这两个阶段的转折点对应的含水率定义为临界含水率。干燥状态下，热传导主要通过土颗粒间的接触。当含水率增加时，颗粒表面形成一层水膜，此时颗粒间的有效接触面明显增加，由于水的导热系数大于空气，导热性能迅速增加<sup>[11]</sup>，图2中石英砂从干燥状态曲线的陡增的现象与此相符。但当土颗粒被水膜接触完全，即达到临界含水率后，继续增加含水率土颗粒间有效接触面增加不明显，导热性能增加变缓并趋于稳定。图2~5各土类均反映了这种现象。

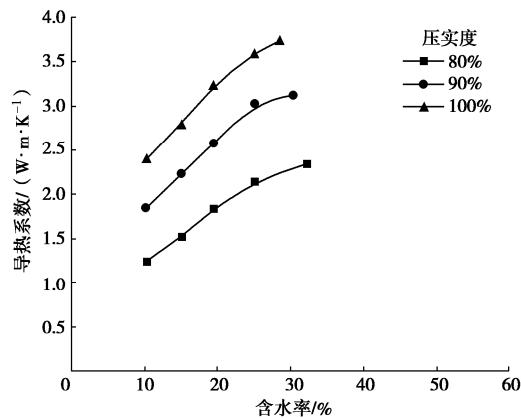


图3 石英粉(200目) 导热系数与含水率的关系

Fig. 3 Relationship between thermal conductivity and water content of quartz powder (200)

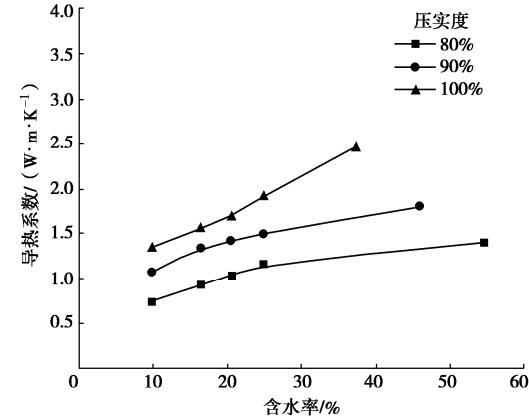


图4 石英粉(500目) 导热系数与含水率的关系

Fig. 4 Relationship between thermal conductivity and water content of quartz powder (500)

对于同一土类在不同的压实度下，其临界含水率稍有不同，但不同土类的临界含水率总体规律为  $w_{\text{石英砂}} < w_{\text{石英粉}} < w_{\text{高岭土}}$ 。其原因是土样颗粒越细，比表面积越大，颗粒表面形成水膜的水便越多。石英砂和石英粉颗粒的粒径较大，吸附能力差，颗粒周围的结合水相对少。而高岭土颗粒除比表面积大吸附能力强之外，其土体中的黏土矿物存在的静电引力能够使水分子与土粒结合，形成导热的水膜。因此黏土颗粒越多，就需要更多的水分来形成水膜，临界含水率就越大。

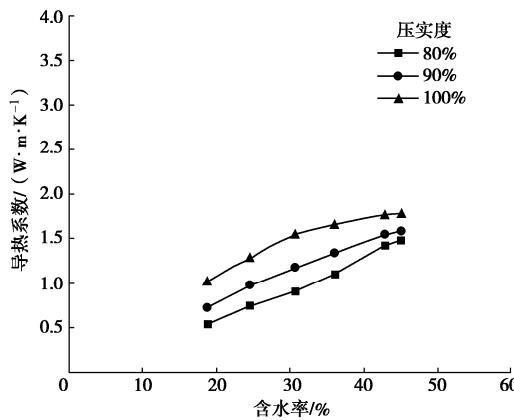


图 5 高岭土 (800 目) 导热系数与含水率的关系

Fig. 5 Relationship between thermal conductivity and water content of kaolin clay (800)

比较图 2~5 可以发现, 在相同含水率及压实度下, 导热系数  $K_{\text{石英砂}} > K_{\text{石英粉}} > K_{\text{高岭土}}$ , 对应土类导热系数  $K_{\text{砂土}} > K_{\text{粉土}} > K_{\text{黏土}}$ 。不同土体的导热系数与土体的矿物组成成分有很大关系。相关研究表明, 富含石英、长石等导热系数大的矿物的岩土体, 其导热系数明显大于富含黏粒的土类<sup>[12-13]</sup>。同时土颗粒尺寸越小, 导热系数越小<sup>[2]</sup>。本文试验用土中的砂土为石英砂 (20 目), 其主要成分为石英, 且颗粒尺寸最大, 所以其导热系数最大; 黏土为高岭土 (800 目), 是黏粒含量很高的土类, 且颗粒尺寸最小, 所以其导热系数最小。

### 3.2 干密度对非饱和土导热系数的影响

图 6~9 是不同含水率的高岭土、石英粉和石英砂的导热系数与干密度的关系图。由图可知, 在相同含水率下, 各土类的导热系数与干密度几乎成线性变化关系,  $R^2$  值均大于 0.97, 拟合度高。并且同一土类在不同含水率下导热系数与干密度的变化关系斜率相差不大。

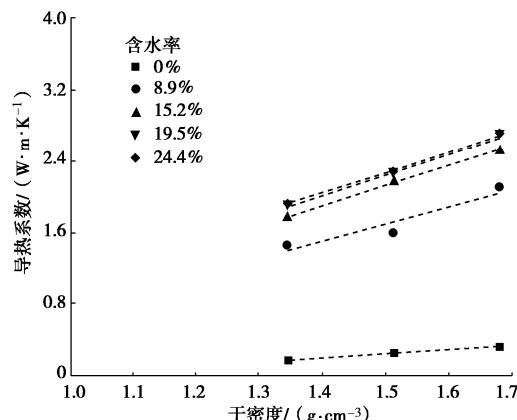


图 6 石英砂 (20 目) 导热系数与干密度的关系

Fig. 6 Relationship between thermal conductivity and dry density of quartz sand (20)

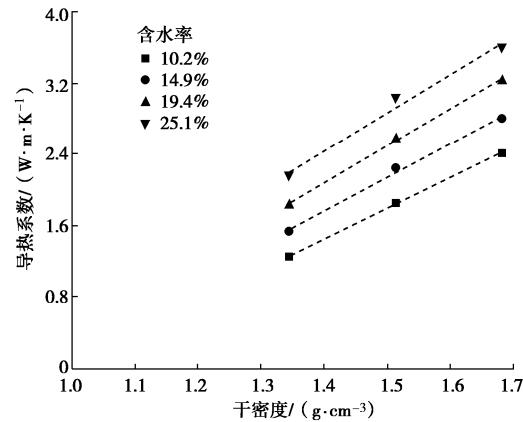


图 7 石英粉 (200 目) 导热系数与干密度的关系

Fig. 7 Relationship between thermal conductivity and dry density of quartz powder (200)

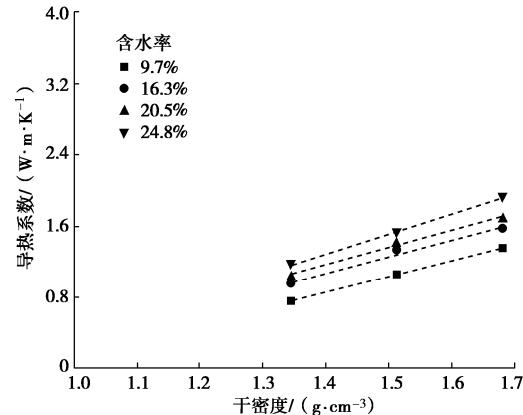


图 8 石英粉 (500 目) 导热系数与干密度的关系

Fig. 8 Relationship between thermal conductivity and dry density of quartz powder (500)

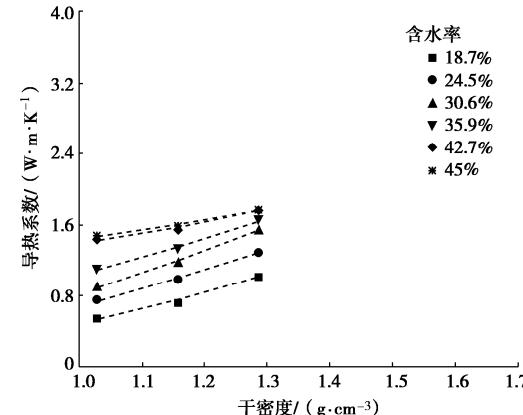


图 9 高岭土 (800 目) 导热系数与干密度的关系

Fig. 9 Relationship between thermal conductivity and dry density of kaolin clay (800)

土的干密度与土的压实度直接相关, 压实度越大, 非饱和土中的含气量就越少, 颗粒间有效接触面积增加, 单位体积的矿物质含量越高<sup>[6]</sup>, 则土体的导热系数越接近土颗粒固体的导热系数<sup>[2]</sup>。空气的导热系数约为  $0.02 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$ , 远小于土粒 (均大于  $1 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$ ) 和水的导热系数 ( $0.5 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$ )。因此, 在一定范围内, 压实度越大, 土体导热系数越大。

## 4 结 论

通过测定石英砂、石英粉和高岭土在不同压实度和含水率下的导热系数，研究了这3种不同非饱和土的导热系数与含水率和干密度的关系，得到结论如下：

(1) 在相同压实度下，石英砂、石英粉和高岭土的导热系数均随含水率增加而增大。含水率增加时，土颗粒表面形成水膜使土颗粒间的有效接触面增加，从而导热性能增大。但当土颗粒被水膜接触完全后，继续增加含水率土颗粒间有效接触面增加不明显，导热系数增势变缓并趋于稳定。

(2) 临界含水率从大到小依次为：高岭土、石英粉、石英砂。因为土颗粒越细，比表面积越大，颗粒表面形成水膜所需的水便越多。

(3) 在相同含水率和压实度下，石英砂的导热系数最大，石英粉次之，高岭土最小。因为石英的导热系数大于黏粒；且土颗粒尺寸越小，导热系数越小。

(4) 在相同含水率下，石英砂、石英粉和高岭土的导热系数均随干密度的增加呈线性增加。因为空气的导热系数远小于土粒与水的导热系数，而压实度越大，土中含气量越少，故导热系数越大。

## 参 考 文 献：

- [1] NG C W W, MENZIES B. Advanced Unsaturated Soil Mechanics and Engineering[M]. London: Taylor and Francis, 2007.
- [2] 张楠, 夏胜全, 侯新宇, 等. 土热传导系数及模型的研究现状和展望[J]. 岩土力学, 2016, 37(6): 1550–1562. (ZHANG Nan, XIA Sheng-quan, HOU Xin-yu, et al. Review on soil thermal conductivity and prediction model[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, 37(6): 1550–1562. (in Chinese))
- [3] SALOMONE L A, KOVACS W D, KUSUDA T. Thermal performance of fine-grained soils[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1984, 110(3): 359–374.
- [4] 陈守义. 用热针法测定土的导热热导率[J]. 岩土力学, 1989, 10(1): 60–65. (CHEN Shou-yi. Measurement of soil thermal conductivity with thermal needle method[J]. Rock and Soil Mechanics, 1989, 10(1): 60–65. (in Chinese))
- [5] 谈云志, 喻波, 胡新江, 等. 非饱和土热导率预估模型研究[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(增刊 1): 129–133. (TAN Yun-zhi, YU Bo, HU Xin-jiang, et al. Prediction model for thermal conductivity of unsaturated soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(S1): 129–133. (in Chinese))
- [6] 叶万军, 董西好, 杨更社, 等. 含水率和干密度对黄土热参数影响的试验研究[J]. 岩土力学, 2017, 38(3): 656–662. (YE Wan-jun, DONG Xi-hao, YANG Geng-she, et al. Effect of moisture content and dry density on the thermal parameters of loess[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, 38(3): 656–662. (in Chinese))
- [7] 董西好, 叶万军, 杨更社, 等. 温度对黄土热参数影响的试验研究[J]. 岩土力学, 2017, 38(10): 2888–2894, 2900. (DONG Xi-hao, YE Wan-jun, YANG Geng-she, et al. Experimental study of influence of temperature on thermal properties of loess[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, 38(10): 2888–2894, 2900. (in Chinese))
- [8] NGUYEN V T, HEINDL H, PEREIRA J M, et al. Frost, Water retention and thermal conductivity of a natural unsaturated loess[J]. Géotechnique, 2018, 7(4): 1–6.
- [9] BOUKELIA A, ESLAMI H, ROSIN-PAUMIER S, et al. Effect of temperature and initial state on variation of thermal parameters of fine compacted soils[J]. European Journal of Environmental and Civil Engineering, 2019, 23(9): 1125–1138.
- [10] GANGADHARA M S, KOLAY P K. Thermal characteristics of a Class F fly ash[J]. Cement and Concrete Research, 1998, 28(6): 841–846.
- [11] 肖琳, 李晓昭, 赵晓豹, 等. 含水量与孔隙率对土体热导率影响的室内实验研究[J]. 解放军理工大学学报(自然科学版), 2008, 9(3): 241–247. (XIAO Lin, LI Xiao-zhao, ZHAO Xiao-mao, et al. Laboratory on influences of moisture content and porosity on the thermal conductivity of soils[J]. Journal of PLA University of Science and Technology, 2008, 9(3): 241–247. (in Chinese))
- [12] HORAI K. Thermal conductivity of rock-forming minerals[J]. Journal of Geophysical Research, 1971, 76(5): 1278–1308.
- [13] 刘建军, 刘海蕾. 岩石热物理性质测试与分析[J]. 西部探矿工程, 2009, 21(4): 144–148. (LIU Jian-jun, LIU Hai-lei. Test and analysis of thermophysical properties of rocks[J]. West-China Exploration Engineering, 2009, 21(4): 144–148. (in Chinese))

(编校: 黄贤沙)

DOI: 10.11779/CJGE2020S1049

# 基于 MICP 技术的淤泥质土固化试验研究

蔡 红, 肖建章\*, 王子文, 李 洁

(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)

**摘要:** 当前微生物诱导碳酸钙 (MICP) 固化技术主要用于易于灌注的大孔隙、易连通的砂土, 应用于低渗透性淤泥质土还鲜见报道。基于 MICP 固化砂土的相关研究结果, 使用巴氏芽孢杆菌进行淤泥质土固化试验, 抗剪强度指标随着龄期增加提升明显, 固化过程中淤泥质土含水率也有较大降低, 淤泥固化后力学性质明显改善, 表明采用 MICP 技术对淤泥质土进行固化是可行和有效的。为了解巴氏芽孢杆菌对淤泥质土的固化机理, 通过矿化分析和电镜技术等技术手段, 对比淤泥质土在固化前后矿物成分含量变化, 确定巴氏芽孢杆菌在淤泥质土固化过程中与营养盐、淤泥质土中的矿物离子等的化学反应关系, 揭示了淤泥质土微生物固化的增强机制和作用机理。

**关键词:** 微生物固化; 淤泥质土; 固化机理; 固化反应式

中图分类号: TU431 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)S1-0249-05

作者简介: 蔡 红(1968—), 教授级高级工程师, 主要从事岩土工程研究工作。E-mail: caihong@iwhr.com.

## Experimental study on solidification of soft clay based on MICP

CAI Hong, XIAO Jian-zhang, WANG Zi-wen, LI Jie

(State Key Laboratory of Simulation and Regulation of Water Cycle in River Basin, China Institute of Water Resources and Hydropower Research, Beijing 100048, China)

**Abstract:** At present, the microbial-induced calcium carbonate (MICP) solidification technology is mainly used in porous sand which is easy to be grouted and connected, but rarely used in low-permeability silt. Based on the results of MICP solidification of sandy soil, using Sporosarcina pasteurii to solidify soft clay, the shear strength index increases obviously with the increase of curing time, the water content decreases greatly during the solidification process and the mechanical properties are improved obviously after solidification, which shows that it is feasible and effective to solidify soft clay by using the MICP technology. In order to understand the solidification mechanism of Sporosarcina pasteurii on the soft clay, the change rules of mineral composition before and after solidification are compared by means of XRD and SEM, and the chemical reaction relationship between Sporosarcina pasteurii and nutrient salts, mineral ions in the soft clay during solidification was determined, and revealed the strengthening mechanism of microbial solidification.

**Key words:** microbial solidification; soft clay; solidification mechanism; solidification reaction

## 0 引言

微生物是地球表层最强大的地质营力之一, 许多元素的分异、聚集、迁移及成矿都与微生物活动有密切联系, 对土力学及工程性质带来影响<sup>[1-3]</sup>。绝大多数微生物能很快适应新的环境条件, 能在快速矿化和析出碳酸钙结晶颗粒, 通过与周围土体胶凝可以改变材料强度、刚度与渗透性<sup>[4-6]</sup>。

当前MICP技术主要用于易于灌注的孔隙大、连通性好的砂土中<sup>[7-11]</sup>, 微生物在处理地下室渗漏中通过在背水面墙体形成覆盖于裂缝表面碳酸钙膜取得较好效果<sup>[12]</sup>; 基于微生物诱导碳酸钙实现对岩土材料渗透性的改变, 实现防渗和封堵<sup>[13-16]</sup>; 经过微生物砂砾土层灌注试验处理后的砂砾层结构稳定, 有效提高了

地基强度与承载力<sup>[17]</sup>。

淤泥质土是在静水或非常缓慢流水环境中沉积形成的未固结软弱细粒或极细粒土, 在中国分布广泛, 具有含水率高、强度低等不良特性, 利用晾晒、热处理等方法处理周期长, 成本也高; 采用水泥、石灰或粉煤灰等处理的效果也不甚理想, 水泥固化土干缩系数和温缩系数较大、易开裂, 石灰固化土强度增长慢, 影响施工进度。由于淤泥质土的低渗透性, 采用灌注方法难以实现菌液扩散, MICP技术在淤泥质土固化实践中受到一定限制。

基金项目: 中国水利科学研究院基本科研业务费项目 (GE0145B512016)

收稿日期: 2020-06-05

\*通信作者 (E-mail: xiaoqz@iwhr.com)

表1 MICP 固化试验淤泥质土物理性质指标

Table 1 Physical property indexes of solidified MICP-treated soft clay

土样名称	密度 $\rho$ ( $\text{g} \cdot \text{cm}^{-3}$ )	含水率 $w$ /%	渗透系数 $k$ ( $\text{cm} \cdot \text{s}^{-1}$ )	液限 $w_L$ /%	塑限 $w_P$ /%
青弋江淤泥质土	1.82	40	$1.0 \times 10^{-6}$	32.1	20.4

本文基于淤泥质土的材料特性,采用拌和制样法对淤泥质土进行了MICP固化试验研究,在效果分析基础上探讨了淤泥质土在固化过程中矿化成分的演化规律,揭示了MICP固化淤泥质土机理,为淤泥质土微生物固化处理与应用积累研究经验。

## 1 试验设计

### 1.1 淤泥质土选择

淤泥质土可分为河相、湖相和海相等沉积类型,图1为16条不同成因淤泥质土颗粒分曲线,颗粒基本分布在0.001~1 mm,粒径大于0.1 mm颗粒质量小于总质量20%。尽管沉积类型不同,颗粒曲线并没有明显分区。试验选用颗粒曲线位于上下包线中间的安徽青弋江淤泥质土,物理力学参数见表1。

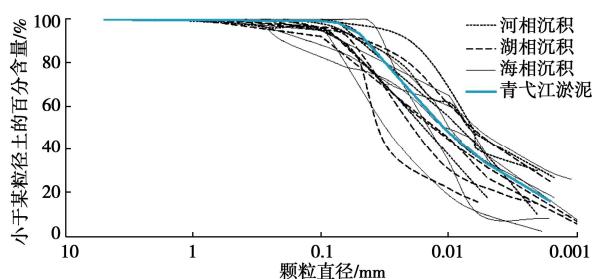


图1 国内不同沉积类型典型淤泥质土颗粒分曲线统计

Fig. 1 Statistics of gradation curves of typical soft clay in China

### 1.2 微生物选择

巴氏芽孢杆菌具有尿素水解机制简单、自由能变化量低、产脲酶能力高的优点,分布广泛,在微生物诱导生成碳酸钙研究中广为采用,反应式如下



可以看出,巴氏芽孢杆菌在代谢过程中能消耗被固化材料中水分,考虑淤泥质土高含水率特点,试验采用了巴氏芽孢杆菌。

### 1.3 试样制备与试验

(1) 菌液制备选用优化培养基,每1.0 L水中添加20.0 g酵母粉,10.0 g硫酸铵,1.0 mL氯化镍,将培养基的pH值调整为9.0,用高压蒸汽灭菌锅在121℃灭菌20 min,接种完成后培养24 h。

(2) 营养液制备营养液为等摩尔浓度钙源和尿素混合溶液,营养液浓度依次为0.5,1.0,1.5,2.0,3.0 mol/L。

(3) 试样含水率含水率控制在40%。

(4) 试样制备采用性拌和法制备试样,即将淤泥质土晾晒烘干,碾成细粉状,将菌液、营养盐和试验用水配置成所需含水率,均匀拌合10 min后装入剪切盒养护,通过直剪试验测试抗剪强度,并制备未添加任何菌液和营养液、含水率相同的试样来对比固化效果。

## 2 固化强度特征分析

菌液OD<sub>600</sub>为4.12,脲酶活性为1.62 mS/cm/min,营养液浓度为0.5,1.0,1.5,2.0,3.0 mol/L,养护龄期为0.5,1,2,3,5和7 d,各组试验测得强度、含水率以及干密度结果如下。

### 2.1 固化强度与营养液浓度

7 d龄期固化淤泥质土内摩擦角随营养盐浓度提高增加达到最大值后再逐渐降低(图2),试验在营养盐浓度1.5 mol/L时取得固化效果最优,营养盐浓度大于1.5 mol/L时,内摩擦角而逐渐降低,表明营养盐浓度过高对巴氏芽孢杆菌有抑制作用,合理菌液与营养盐配比是影响固化效果因素之一。

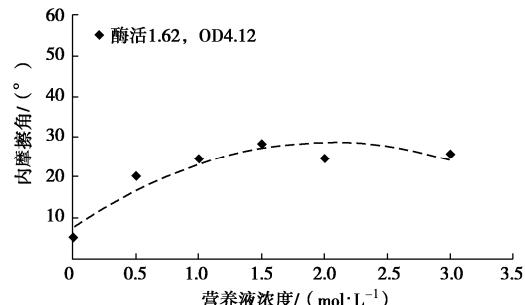


图2 固化淤泥质土内摩擦角与营养液浓度关系(7 d)

Fig. 2 Relationship between internal friction angle and nutrient solution concentration (7 d)

### 2.2 固化强度与龄期

营养盐浓度1.5 mol/L条件下,固化淤泥质土内摩擦角与龄期的关系如图3所示,可以看出固化反应主要发生在试验初期,固化12 h试样的内摩擦角比未固化5°提高到20°,达固化7 d测得28.10°的65%,养护7d后内摩擦角提高幅度为5.52倍,作用明显。

### 2.3 固化强度与含水率

淤泥质土含水率降低主要发生在固化初期(图4),12 h含水率从40%降至33.43%,7 d降至33.29%,绝对降幅6.71%,相对降幅达16.78%。这里,水分变

表 2 MICP 固化前后淤泥质土的矿物 X-射线衍射分析

Table 2 X-ray diffraction analysis of before and after MICP-treated soft clay

土类	石英/%	钾长石/%	斜长石/%	白云石/%	角闪石/%	黏土矿物总量/%
未固化淤泥质土	48.5	3.5	9.8	3.1	1.8	33.3
MICP 固化淤泥质土	48.0	3.5	9.8	5.9	4.0	28.8

化直接影响着力学强度, 采用巴氏芽孢杆菌固化淤泥质土提高强度的同时, 也从内部实现水分降低, 对淤泥质土有重要的工程意义。

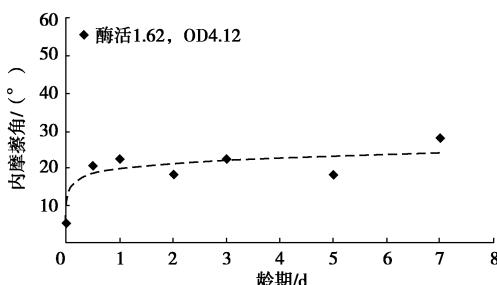


图 3 固化淤泥质土内摩擦角与龄期关系

Fig. 3 Relationship between internal friction angle and curing age

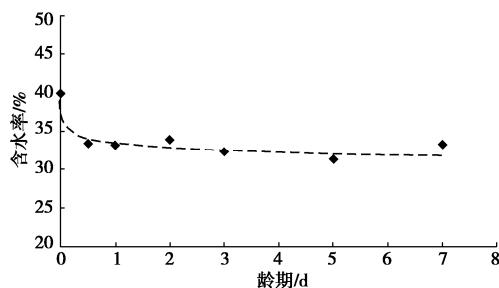


图 4 固化淤泥质土含水率随龄期变化曲线 (7 d)

Fig. 4 Relationship between water content and curing age (7 d)

## 2.4 固化强度与干密度

7 d 龄期淤泥质土固化试样干密度从  $1.35 \text{ g/cm}^3$  增加到  $1.41 \text{ g/cm}^3$ , 增幅为 4.44%, 表明微生物诱导碳酸钙胶结物逐渐累积能充填和挤密孔隙, 提高淤泥质土固化强度 (图 5)。

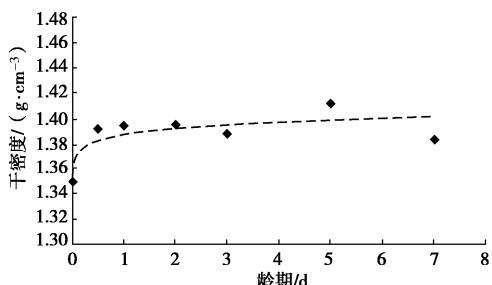


图 5 固化淤泥质土干密度随龄期变化曲线 (7 d)

Fig. 5 Relationship between dry density and curing age (7 d)

## 3 矿物测定与固化机理分析

为揭示淤泥质土中巴氏芽孢杆菌诱导生成碳酸钙反应及固化机理, 采用 X 射线衍射和电镜扫描对矿物成分及结晶情况进行测试分析。

### 3.1 XRD 测试

微生物个体很小, 仅  $1 \mu\text{m}$  左右, 诱导生成碳酸钙粒径基本也在微米级别, 为了解固化矿物成分改变, 采用 XRD 对淤泥质土固化前后矿物组成进行测定, 如图 6 和表 2 所示。

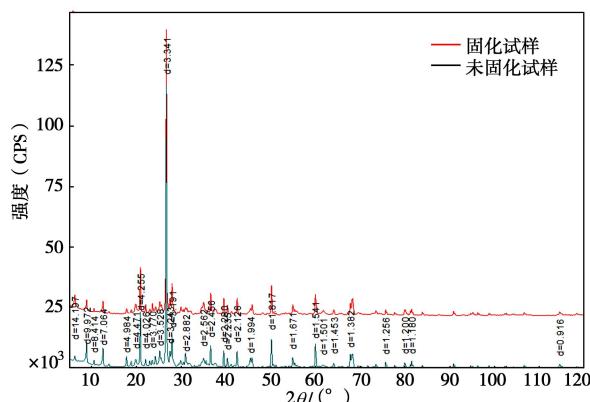


图 6 微生物固化前后淤泥质土试样 X 射线衍射图对比

Fig. 6 Comparison of X-ray diffraction patterns of MICP-treated soft clay

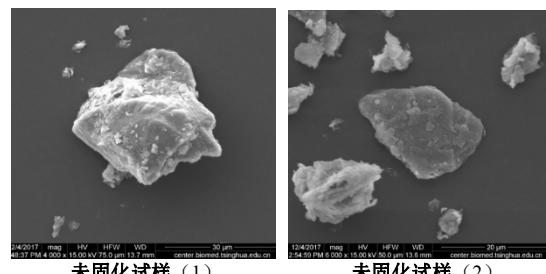
MICP 固化后淤泥质土试样中白云石含量由 3.1% 提高到了 5.9%, 角闪石由 1.8% 提高到了 4.0%, 表明淤泥质土自身包含有少量镁、铁、钠、钾和钙等也参与到 MICP 矿化过程中, 不仅生成了常见的方解石  $\text{CaCO}_3$ , 也生成了白云石  $\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$  和角闪石  $\text{NaCa}_2\text{Fe}_3(\text{AlSi})_8\text{O}_{22}(\text{OH})_7$ 。

### 3.2 SEM 测试

采用 SEM 分别测定不同龄期的原状和固化淤泥质土, 如图 7, 8 所示。

可以看出, 微生物固化后土颗粒表面细小晶体会随着龄期增加而增多, 说明微生物诱导碳酸钙成矿过程是逐渐发展的 (图 7)。

微生物诱导形成矿物晶体中明显存在孔洞 (图 8), 验证了微生物在淤泥质土 MICP 过程中充当晶核作用, 表明微生物确实发挥了作用。



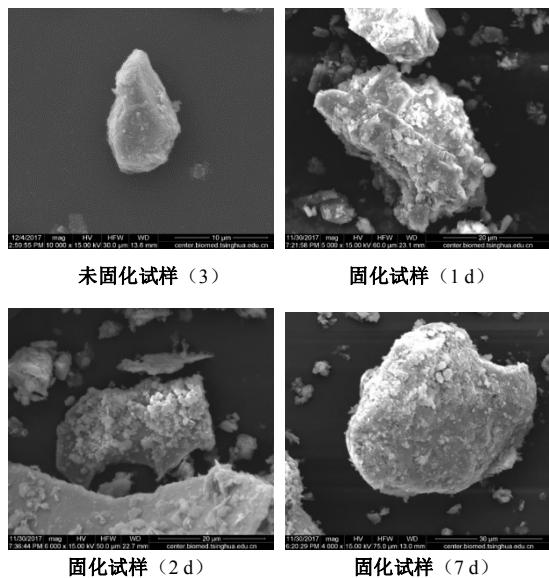


图 7 固化前后淤泥质土电镜扫描对比

Fig. 7 Images of MICP-treated soft clay under SEM

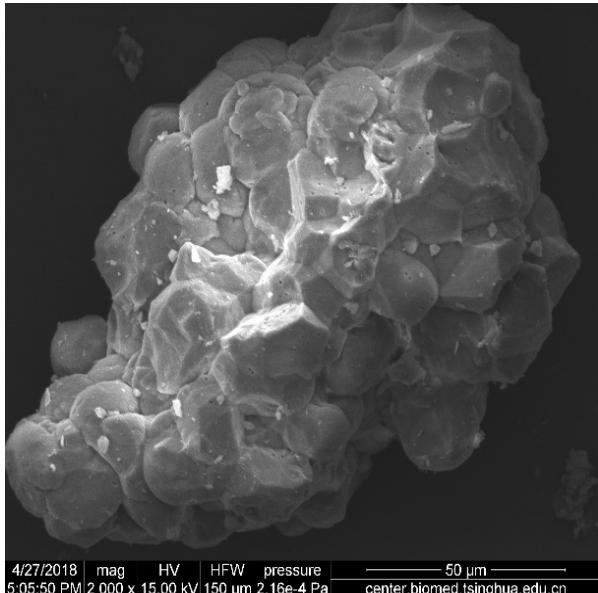
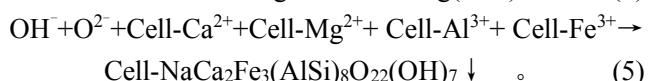
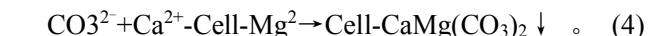


图 8 微生物固化淤泥质土形成的晶体孔洞

Fig. 8 Crystal holes formed by microbial solidification of softclay

### 3.3 固化反应式

试验中添加的营养盐中只有钙离子,没有镁离子,菌液除与营养盐中的钙离子生成常见的 Cell-CaCO<sub>3</sub>(方解石)外,白云石 CaMg(CO<sub>3</sub>)<sub>2</sub> 和角闪石 NaCa<sub>2</sub>Fe<sub>3</sub>(AlSi)<sub>8</sub>O<sub>22</sub>(OH)<sub>7</sub> 的增加必然是菌液与营养盐中的钙离子及淤泥质土中的 Ca<sup>2+</sup>、Mg<sup>2+</sup>、Fe<sup>3+</sup>、Na<sup>+</sup>、Al<sup>3+</sup>等共同反应结果,即巴氏芽孢杆菌在进行微生物固化过程中,微生物代谢产物胞外聚合物中含有的负离子基团能更快地吸附 Ca<sup>2+</sup>、Mg<sup>2+</sup>、Fe<sup>3+</sup>、Na<sup>+</sup>、Al<sup>3+</sup>等其它矿物,而生成了白云石和更为复杂的角闪石,矿化反应描述如下:



### 3.4 表观变化与固化机理

营养盐浓度不同,微生物诱导生成碳酸钙也不尽相同。养护 7 d 后,试样表面生成了白色圆点或团絮状斑点(图 9),浓度为 1.5 mol/L 试样表面斑点最密集;浓度 3.0 mol/L 试样表面未出现明显的白色斑点。

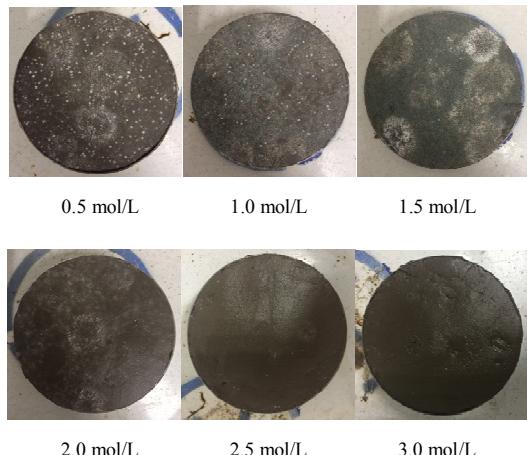


图 9 试样表观变化情况 (7 d)

Fig. 9 Apparent change of sample (7 d)

淤泥质土在不同的地质环境中形成多种板、絮状结构,颗粒组成主要为粉粒和黏粒,粒径与巴氏芽孢杆菌单体尺寸在一个数量级上。

由于巴氏芽孢杆菌固化生成方解石、白云石和角闪石的粒径与淤泥质土结构中的粉粒和黏粒相当,微观结构组成和机理可以概括为图 10 所示。

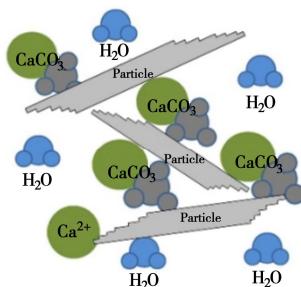


图 10 巴氏芽孢杆菌固化淤泥质土机理示意图

Fig. 10 Mechanism of Sporosarcina pasteurii on MICP-treated soft clay

## 4 结 论

(1)采用巴氏芽孢杆菌诱导生成碳酸盐来固化淤泥质土强度提高来源于生成碳酸盐胶结填充孔隙,以及微生物代谢过程中消耗土体中的水分。7 d 龄期内摩擦角由未固化 5° 提高到 28.10°,含水率由 40%降低为 33.29%。

(2) 菌液和营养盐浓度对固化效果有重要影响, 本次试验在菌液 OD<sub>600</sub> 为 4.12、脲酶活性为 1.62 mS/cm/min 条件下, 营养盐浓度 1.5 mol/L 时固化效果最优。

(3) 本次试验, 试样干密度从 1.35 g/cm<sup>3</sup> 增加到 1.41 g/cm<sup>3</sup>, 表明土体干密度增加也是强度增加的主要原因。

(4) XRD 和 SEM 表明巴氏芽孢杆菌固化过程中生成的产物除方解石外, 还有白云石和角闪石, 表明淤泥质土中矿物离子也参与了微生物矿化。

(5) 淤泥质土颗粒细小、含水率高, 适合采用拌合法制样。

## 参考文献:

- [1] 阎葆瑞, 张锡根. 微生物成矿学[M]. 北京: 科学出版社, 2000. (YAN Bao-rui, ZHANG Xi-gen. Microbial Metallogenesis[M]. Beijing: Science Press, 2000. (in Chinese))
- [2] 程晓辉, 杨 钻, 李 萌, 等. 岩土材料微生物改性的基本方法综述[J]. 工业建筑, 2015, 45(7): 1 - 7. (CHENG Xiao-hui, YANG Zuan, LI Meng, et al. Microbial modified geomaterials: a methodology review[J]. Industrial Construction, 2015, 45(7): 1 - 7. (in Chinese))
- [3] DEJONG J T, MORTENSEN B M, MARTINEZ BC, et al. Bio-mediated soil improvement[J]. Ecol Eng, 2010, 36(2): 197 - 210.
- [4] WHIFFIN V S, VAN PAASSEN L A, HARKES M P. Microbial carbonate precipitation as a soil improvement technique[J]. Geomicrobiology Journal, 2007, 24(5): 417 - 423.
- [5] MORTENSEN B M, HABER M J, DEJONG J T, et al. Nelson. Effects of environmental factors on microbial induced calcium carbonate precipitation[J]. Journal of Applied Microbiology, 2011, 111(2): 338 - 49.
- [6] AL Q A, SOGA K, SANTAMARINA C. Factors affecting efficiency of microbially induced calcite precipitation[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2012, 138(8): 992 - 1001.
- [7] MÁRCIA A S, KATIA K, VANDERLEY M J, et al. Sand bioconsolidation through the precipitation of calcium carbonate by two ureolytic bacteria[J]. Materials Letters, 2011, 65(11): 1730 - 1733.
- [8] CHOU C W, SEAGREN E A, AYDILEK A H, et al. Biocalcification of sand through ureolysis[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2011, 127(12): 1179 - 1189.
- [9] AZADI M, GHAYOOMI M, SHAMSKIA N, et al. Physical and mechanical properties of reconstructed bio-cemented sand[J]. Soils Found, 2017, 57(5): 698 - 706.
- [10] AAMIR M, ABDELMALEK B, WILL P G. Unconfined compressive strength and visualization of the microstructure of coarse sand subjected to different Biocementation levels[J]. J Geotech Geoenvir Eng, 2019, 145(8): 04019033
- [11] 张 越, 郭红仙, 程晓辉, 等. 微生物诱导碳酸钙沉淀技术治理某地下室渗漏的现场试验[J]. 工业建筑, 2013, 43(12): 138 - 143. (ZHANG Yue, GUO Hong-xian, CHENG Xiao-hui, et al. Field experiment of microbial induced carbonate precipitation technology in leakage treatment of a basement[J]. Industrial Construction, 2013, 43(12): 138 - 143. (in Chinese))
- [12] 程晓辉, 麻 强, 杨 钻, 等. 微生物灌浆加固液化砂土地基的动力反应研究[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(8): 1486 - 1495. (CHENG Xiao-hui, MA Qiang, YANG Zuan, et al. Dynamic response of liquefiable sand foundation improved by bio-grouting[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(8): 1486 - 1495. (in Chinese))
- [13] 张贺超, 郭红仙, 李 萌, 等. 砂土介质中微生物诱导封堵技术试验研究[J]. 工业建筑, 2015, 45(1): 139 - 142. (ZHANG He-chao, GUO Hong-xian, LI Meng, et al. Experimental research of microbial-induced clogging in sands[J]. Industrial Construction, 2015, 45(1): 139 - 142. (in Chinese))
- [14] 李 萌, 郭红仙, 程晓辉, 等. 自源型微生物在地基渗漏封堵过程中的群落变化分析[J]. 工业建筑, 2015, 45(7): 13 - 18. (LI Meng, GUO Hong-xian, CHENG Xiao-hui, et al. Analysis of the changes of microbial communities in process of biosealing grounds[J]. Industrial Construction, 2015, 45(7): 13 - 18. (in Chinese))
- [15] LEON A V P, RANAJIT G, THOMAS J M V D L, et al. Quantifying biomediated ground improvement by ureolysis: Large-scale biogrout experiment[J]. Geotech Geoenvir Eng, 2010, 136(12): 1721 - 1728.

(编校: 黄贤沙)

DOI: 10.11779/CJGE2020S1050

# 微生物诱导矿化风沙土的紫外侵蚀微观试验研究

高 瑜<sup>1, 2</sup>, 姚 德<sup>1</sup>, 韩宏伟<sup>2</sup>, 李 驰<sup>\*2</sup>

(1. 内蒙古工业大学化工学院, 内蒙古 呼和浩特 010051; 2. 内蒙古工业大学土木工程学院, 内蒙古 呼和浩特 010051)

**摘要:** 基于微生物诱导矿化(MICP)技术,以乌兰布和沙漠风沙土为岩土基质,对基于MICP技术诱导矿化风沙土的紫外侵蚀特性进行微观试验研究。模拟乌兰布和沙漠地区的冬季紫外线照射量,且将乌兰布和沙漠地区冬季室外紫外线照射总的有效时间等同于室内紫外线照射总有效时间,确定室内紫外侵蚀试验的紫外照射时间,并运用微观电镜扫描和核磁共振技术,在相同的紫外线照射强度下,研究矿化风沙土试件的孔隙特征随照射时间延长的变化规律。结果表明:经过紫外线照射后,微观电镜扫描显示MICP矿化试件在紫外线长时间照射下,碳酸钙晶体出现孔洞,此现象证明了紫外线的长期照射侵蚀弱化了碳酸钙的性能。当紫外侵蚀试验中照射时长为1046 h时,MICP矿化风沙土材料孔隙度变化率为23.6%;在核磁共振试验中,照射前试件的T<sub>2</sub>图谱呈多峰型,孔隙分布不均匀;试件的孔隙度随照射时间的延长而增大;随照射时间的增加,孔隙不断发育扩展,大孔隙逐渐减少,中孔隙逐渐增多,而小孔隙逐渐发育并与中型孔隙连接,大孔隙虽有残留,但大部分都转化为中型孔隙,材料的抗紫外侵蚀能力逐渐降低;孔隙主要分布在0.1~8 μm,以半径为1 μm的小孔隙为主。微生物矿化风沙土的紫外侵蚀研究为该技术在沙漠原位微生物覆膜的应用推广提供了基础研究和试验依据。

**关键词:** 生物岩土工程; 微生物诱导矿化; 紫外侵蚀; 微观孔隙; 核磁共振(NMR)

**中图分类号:** TU444      **文献标识码:** A      **文章编号:** 1000-4548(2020)S1-0254-05

**作者简介:** 高 瑜(1984—),女,讲师,主要从事生物岩土工程方面的科研工作。E-mail: yuyu\_183@126.com。

## Micro-experiment on MICP-treated Aeolian sandy soil under ultraviolet erosion environment

GAO Yu<sup>1, 2</sup>, YAO De<sup>1</sup>, HAN Hong-wei<sup>2</sup>, LI Chi<sup>2</sup>

(1. Chemical Engineering Institute, Inner Mongolia University of Technology, Hohhot 010051, China; 2. Civil Engineering Institute, Inner Mongolia University of Technology, Hohhot 010051, China)

**Abstract:** Based on the MICP technology and the aeolian sandy soil of Ulan Buh desert as geotechnical substrate materials, the ultraviolet erosion characteristics of mineralization aeolian sandy soil induced by MICP are studied. In addition, the total effective time of outdoor ultraviolet irradiation in winter in Ulan Buh desert area is equal to the total effective time of indoor ultraviolet irradiation, and the ultraviolet irradiation time of indoor UV-erosion tests is determined. Through the scanning electron microscopy and nuclear magnetic resonance technology, the pore characteristics of the mineralization samples are analyzed with the irradiation period under the same ultraviolet radiation intensity. The results show that after UV-erosion, the microscopic electron microscope scanning indicates that the MICP-mineralized specimen has pores in the calcium carbonate crystal under the ultraviolet erosion for a long time, which proves that the long-term irradiation erosion of ultraviolet weakens the property of calcium carbonate. When the ultraviolet erosion time is 1046 h, the porosity rate of MICP-mineralized aeolian sandy soil is 23.6%. In the nuclear magnetic resonance (NMR) tests, the T<sub>2</sub> spectra of the specimens before ultraviolet erosion have multiple peaks and the pore distribution is uneven. The porosity of the specimen increases with the increase of irradiation time. With the increase of irradiation time, the pores are developed and expanded constantly, the large pores were decrease and the medium-sized pores increase. However, the small pores gradually develop and connect with the medium-sized ones, although there are residual macropores, most of them are converted into medium-sized ones, and the ultraviolet erosion resistance of mineralization materials gradually decreases.

The pores of the three specimens are mostly distributed in the range of 0.1~8 μm, and the radius of small pores is mainly 1 μm. The study of ultraviolet erosion of bio-mineralization Aeolian sandy soil in the laboratory

基金项目: 国家自然科学基金项目(51668050, 51968057); 内蒙自然科学基金项目(2019MS05072, 2019MS05075); 内蒙古自治区重大科技计划项目(2019ZD002)

收稿日期: 2020-06-03

\*通信作者(E-mail: tjdxlch2003@126.com)

may provide a basic research and favorable experimental basis for the application of this technique in the in-situ microbial crust of desert.

**Key words:** bio-geotechnical engineering; microbial-induced calcite precipitation; ultraviolet radiation; microscopic pore; NMR; aeolian sandy soil

## 0 引言

微生物诱导矿化 (microbial induced calcite precipitation, 简称 MICP) 技术在国内外土木工程领域得到了广泛的应用。MICP 技术前期主要集中在多孔材料的修复改善, 岩土工程中在粗颗粒砂土中的应用成为该技术的研究热点<sup>[1-2]</sup>。目前随着该技术的逐渐推广, 在粉细沙中也取得了很好的研究成果, 改善土体的结构, 课题组多年来致力于研究沙漠风沙土风蚀机理及加固特性, 利用 MICP 技术矿化风沙土, 使生成的碳酸钙作为黏结剂填充于松散的砂颗粒间<sup>[3-5]</sup>, 对风沙土的矿化性能进行了研究, 并将该技术应用于乌兰布和沙漠现场覆膜取得了较大的突破, 能够很好地阻止并降低沙漠土壤的风蚀<sup>[6]</sup>。内蒙古沙漠地区气候恶劣干燥, 昼夜温差较大, 紫外线强。岩土材料受到高温、干湿、冻融、紫外线的交替循环作用后, 材料内部结构发生变化。呼和浩特市的紫外线照射具有明显的季节性变化: 夏季最强, 冬季最弱<sup>[7]</sup>。在紫外线抗老化的研究上, 学者们主要集中在研究紫外线照射对沥青抗紫外线老化的影响性能研究<sup>[8-9]</sup>, 但是对矿化风沙土材料的紫外侵蚀微观的检测研究甚少。

本研究中基于 MICP 技术以乌兰布和沙漠原位微生物覆膜为工程应用背景, 室内试验模拟乌兰布和沙漠地区的紫外线照射量, 将 MICP 矿化风沙土试件进行紫外线照射研究, 并运用 SEM 电镜扫描和微观孔隙核磁共振测试手段, 从微观孔隙特征角度阐述 MICP 试件在相同紫外照射强度下微观孔隙随照射周期的变化规律, 并评价矿化材料的抗紫外侵蚀性能。

## 1 试验材料

### 1.1 岩土基质

试验中所用岩土基质材料来自内蒙古自治区境内乌兰布和沙漠风沙土。该风沙土天然密度为  $1.615 \text{ g/cm}^3$ , 土粒相对密度为 2.64, 颗粒中值粒径 ( $d_{50}$ ) 为 0.17 mm, 粒径小于 0.25 mm 的土颗粒占总质量的 91.7%, 属于级配不良的细砂土, 见图 1。

### 1.2 菌株及胶结营养液

本次所用菌种购于美国菌种保藏中心的巴氏芽孢杆菌 (*Sporosarcina pasteurii*) (ATCC11859)。液体培养基的主要成分有酵母粉,  $(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$ , Tris buffer, Agar 等。巴氏芽孢杆菌在新陈代谢过程中会产生脲

酶, 利用脲酶可以将尿素分解, 形成碳酸根离子, 且溶液中含有一定浓度钙离子。胶结营养液主要为  $\text{CaCl}_2 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ 、Urea, 为细菌的生长繁殖提供营养物质, 菌种的详细使用方法及胶结营养液的使用参考文献 [5~7]。

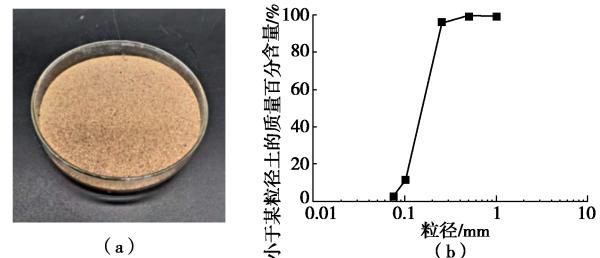


图 1 风沙土及颗粒级配曲线  
Fig. 1 Aeolian sandy soil grading curve

## 2 试验方法

### 2.1 试验装置及风沙土矿化试件的制备

试验利用土工模具固定试样, 采用浸泡法使胶结营养液自由渗透至试样中, 使营养液与脲酶发生反应, 在细菌周围形成具有胶凝作用的碳酸钙结晶, 提高风砂土的强度<sup>[5-7]</sup>, 利用 MICP 技术形成“矿化风沙土试件”(以下简称“矿化试件”), 见图 2。图 2(a)是在扫描电镜下松散的风沙土, 可以从图 2(b)中清晰的看到砂土颗粒表面被生成的碳酸钙覆盖, 颗粒与颗粒被碳酸钙胶结生成了矿化试件, 尺寸为 2 cm ( $H$ )  $\times$  4 cm ( $D$ ), 见图 2(c), (d)。

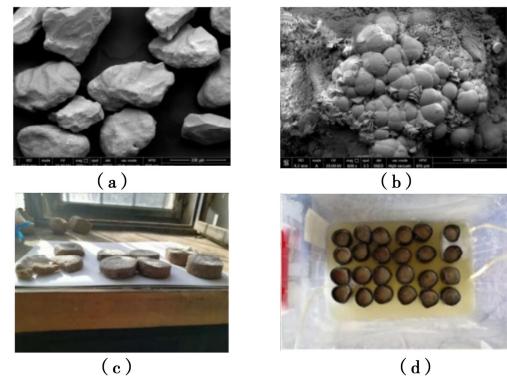


图 2 矿化试件  
Fig. 2 Mineralized specimens

### 2.2 自制室内紫外侵蚀试验箱

紫外侵蚀箱的箱体结构示意图, 见图 3(a), 箱体尺寸为 1 m ( $L$ )  $\times$  1 m ( $W$ )  $\times$  1.8 m ( $H$ ), 紫外线箱内由不锈钢架、UVA340 紫外灯管 (直径 38 mm,

表 1 呼和浩特地区基本气象资料  
Table 1 Basic meteorological data for Hohhot

地区	纬度		气温/℃			日照时长 /h	太阳年照 射量 /(MJ·m <sup>-2</sup> )	太阳照射 强度 /(MJ·m <sup>-2</sup> )	紫外线年照 射量 /(MJ·m <sup>-2</sup> )	紫外线照 射强度 /(MJ·m <sup>-2</sup> )
	北纬	东经	一月	七月	平均					
呼和浩特	381.27	11.52	-9.9	25	8.2	2636.7	6054.5	191.98	381.27	11.52

总长 1200 mm, 功率 40 W, 图 3 (b))、不锈钢板、温度传感器、鼓风机等组成, 利用紫外线测量照度仪(图 3 (c))照射, 照射温度≤50℃ (紫外线 UVA 波段具有很强的穿透力, 长时间接触会对皮肤造成伤害。) 箱体内外 50 mm 厚的双层铁皮, 中间填充岩棉保温材料可有效的降低紫外线的穿透力。

紫外线测量照度仪 (UV-340A 型) (见图 3 (c)) 的技术性能参数如下: 光谱范围: 290~390 nm; 紫外强度范围: 0~19990 μW/cm<sup>2</sup>; 采样时间 0.3 s。

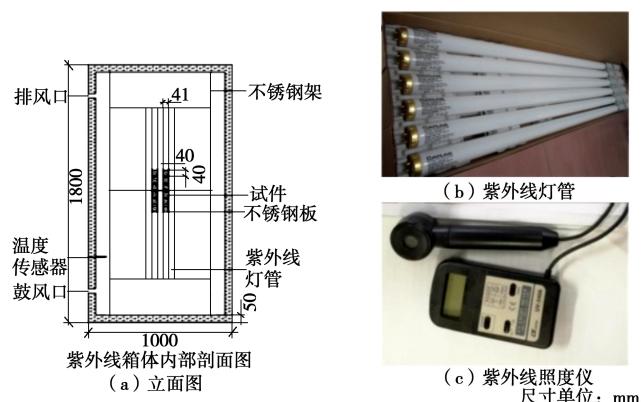


图 3 紫外线箱示意图

Fig. 3 Schematic diagram of ultraviolet box

### 2.3 室内试验中紫外线照射量的确定

根据《中国气象年鉴》<sup>[10]</sup>呼和浩特的基本气象资料, 见表 1, 由于乌兰布和沙漠地区日照强度大, 太阳照射的年照射总量要比同纬度地区高出 10%以上, 由此推算出乌兰布和沙漠地区的年太阳照射量为  $6054.5 \times (1+10\%) = 6659.95 \text{ MJ/m}^2$ , 并根据参考文献 [8] 计算出的到达地面上的紫外线照射总量约为太阳总照射的 5%~7%。本试验取 6% 计算自然紫外线年照射总量, 则乌兰布和沙漠地区的紫外线年照射总量约为 400 MJ/m<sup>2</sup>; 在天文学上认为冬季 (12 月份一次年 2 月) 紫外照射最弱, 试验中由于灯管功率, 照射时的温度, 照射时长等多重因素的考虑, 所以在试验初期只模拟冬季紫外线照射总量, 乌兰布和沙漠地区冬季紫外线照射量约为 64 MJ/m<sup>2</sup>。

本试验采用的是将室外乌兰布和沙漠地区冬季室外紫外线照射总的有效时间等同于室内紫外线照射总有效时间, 即能量等效的原则: 实验室紫外线照射强度×室内照射时间=自然紫外线照射强度×室外照射

时间; 通过紫外线照度仪测得箱内平均紫外线照射强度为 17 W/m<sup>2</sup>, 箱内 1 h 的紫外线照射强度为  $17 \times 3600 = 61200 \text{ J/m}^2$ , 紫外线照射侵蚀时长为 23 h/d, 箱体内每天的紫外线照射量为  $61200 \times 23 = 1407600 \text{ J/m}^2 = 1.4076 \text{ MJ/m}^2$ , 所以室内模拟情况下, 乌兰布和沙漠地区冬季的室内照射时间为 45.5 d, 试件实际的照射时间为 43.5 d, 即 1045.7 h。(为延长灯管的使用寿命, 灯管每 8 h 冷却 20 min 后继续使用)。根据照射量和照射时长, 试验时选择设置 15 个侵蚀周期, 按照能量照射总量相等的原则换算成的室内紫外线照射时长, 见表 2, 每 69.7 h (约 3 d) 为一个照射周期。

### 2.4 核磁共振试验

核磁共振技术 (NMR) 的原理是利用多孔介质的物质孔隙内流体中的氢原子的核磁共振信号与其孔隙大小成正比的特性, 实现对物质微观孔隙结构的分析, 试验前试件需在去离子水中饱和 24 h。试验所用仪器型号 MacroMR12-150H-1 的纽迈核磁共振分析系统, 共振频率为 12.534 MHz, 磁体温度控制在 32.00±0.02℃, 探头线圈直径 70 mm, 射频功率 300W, 分析矿化试件经历紫外线侵蚀后每个的 T<sub>2</sub> 谱、孔径分布和孔隙度的变化。

表 2 室内紫外线照射时长

Table 2 Indoor ultraviolet radiation time

周期	室内照射时长 /h	紫外线照射总量 /(MJ·m <sup>-2</sup> )
1	69.7	4.27
3	209	12.8
5	348.67	21.33
7	488.13	28.87
10	697	42.67
15	1046	64

## 3 试验结果与分析

### 3.1 紫外侵蚀后矿化试件的微观形貌变化

经过不同周期的紫外侵蚀后, 矿化风沙土试件宏观上无明显剥落现象, 故从试件表面取少许块体利用电镜扫描 (SEM) 试验观察试件表面微观变化。经过 15 个周期的紫外侵蚀后矿化试件的微观电镜扫描图, 见图 4。

由图 4 (a) 可以清晰的看出, 矿化后的试件颗粒表面被生成的碳酸钙覆盖, 碳酸钙的存在增强了砂粒间的密实度, 填充了粒间孔隙, 很好的改善了砂土

的内部结构;但在图 4 (b) 中可以看到 MICP 矿化试件在紫外线长时间照射下,碳酸钙晶体上出现多孔现象,此现象证明了紫外线的长期照射侵蚀弱化了碳酸钙的性能。

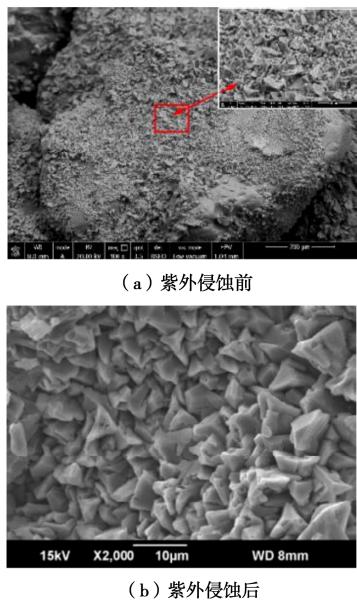


图 4 SEM 图

Fig. 4 Diagram of SEM

### 3.2 紫外侵蚀后矿化试件的孔隙度变化

孔隙度是在核磁共振试验中利用标定曲线计算得到,是对饱水测量数据的计算结果,分析试件照射前后孔隙度随照射周期的变化规律,孔隙度越大,试件内部孔隙多,材料越松散。矿化试件在紫外线照射后孔隙度变化见图 5。

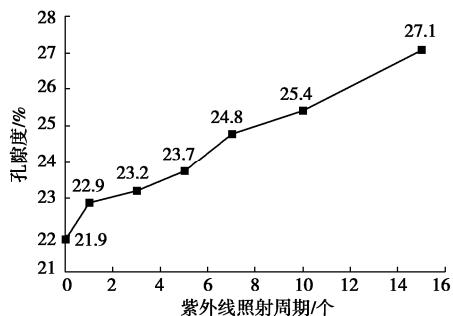


图 5 紫外线照射后试件孔隙度的变化图

Fig. 5 Change of porosity of specimens after UV-irradiated

由图 5 可知,矿化风沙土试件经历 15 次不同周期的紫外线侵蚀后,孔隙度随照射周期的增加而逐渐增加,整体曲线较缓,每个周期照射后相对于上一周期的孔隙度平均以 4% 的速度增加。试件由 0~15 个照射周期的孔隙度变化率分别为 4.59%, 6%, 8.53%, 13.14%, 16.1%, 23.6%。紫外照射前期从 0 至第 5 周期时,孔隙度增加较慢,从第 7 个周期开始,孔隙度矿化试件损伤老化,碳酸钙晶体出现孔洞,随着照射

周期的延长,风沙土矿化试件的抗紫外侵蚀能力在逐渐的减弱。

### 3.3 紫外侵蚀后矿化试件的 T<sub>2</sub> 谱与孔径分布

本次试验采用核磁共振试验研究试件经历紫外侵蚀后在饱和状态下矿化试件内部结构的微观变化,考察不同 T<sub>2</sub> 谱变化规律,并结合 T<sub>2</sub> 谱分布曲线从微观角度分析孔隙半径与孔隙分布,见图 6。T<sub>2</sub> 谱是试件内部不同大小孔隙内水的信号的叠加,经过复杂的数学拟合而得到的。T<sub>2</sub> 谱的分布反映试件内部孔隙的分布,不同的谱峰对应不同的孔径类型,峰的数量可以表示各类型孔径的连通性,谱图中的面积与试件中的孔隙含量成正比,孔径分布是指材料中各种类型的孔的孔径按数量或是体积计算的百分率。

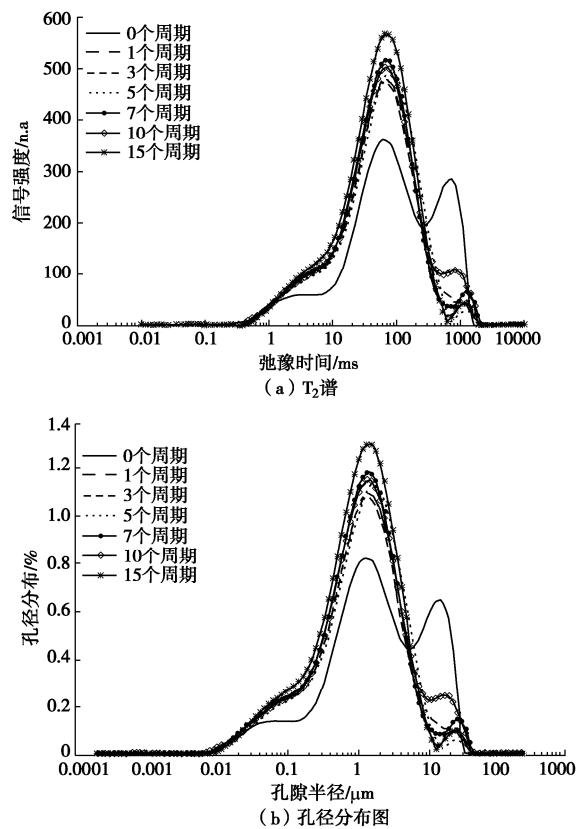


图 6 核磁信号图

Fig. 6 Diagram of nuclear magnetic signal of specimens after UV-irradiated

从图 6 中可清楚看到,矿化试件在紫外侵蚀前,试件内部的孔隙分布不均匀,有大有小,经过紫外侵蚀后矿化试件在不同周期内 T<sub>2</sub> 谱曲线的变化趋势相似,所含的孔类型基本一致,孔径半径分布在 0.1~8 μm 的最多。随着照射周期的增加,T<sub>2</sub> 图谱的面积逐渐增大,中型孔隙增多,到 15 个周期时面积最大,中型孔隙含量最多,试件的孔隙度从初始 22% 达到最大 27.1%。

试件经历不同周期的紫外侵蚀后矿化风沙土试件

的 T<sub>2</sub> 谱图和孔径分布图均有所变化，均呈多峰型。未经紫外线侵蚀的试件 T<sub>2</sub> 谱图出现为 3 个弛豫峰，3 个弛豫峰对应的孔隙半径范围 0.005~0.095 μm, 0.123~7.022 μm, 9.283~24.657 μm, 其中主峰值分布在 65 ms 左右。经过紫外侵蚀后，试件的 T<sub>2</sub> 谱图的主峰值没变，第 1 个弛豫峰变大，但变化的最少，即大孔隙明显减少，小孔隙含量增多；第 2 个弛豫峰要明显远高于未经侵蚀的，也就是说未经紫外侵蚀的试件中小孔隙含量少，经过紫外侵蚀后，小孔隙含量增多，在弛豫时间为 10~70 ms 时这种类型的孔径面积较大，且此类型孔隙含量增多；第 3 个弛豫峰明显的随照射周期的增加而减小，孔隙不断发育扩展，中型孔隙越来越多，大孔隙逐渐减少，而小孔隙逐渐发育和中型孔隙连接，分化状况减小，随着照射周期的增加，试件中大孔隙虽有残留，但大部分都转化为中型孔隙。

## 4 结 论

研究中从微观角度分析了经历不同周期的紫外线侵蚀后试件的孔隙结构变化，得出以下结论：

(1) 从 SEM 微观形貌上观察，经过紫外侵蚀后风沙土矿化试件被损伤老化，碳酸钙晶体上产生多孔现象。

(2) 通过核磁共振技术分析得出，经过紫外侵蚀后矿化风沙土试件的微观孔隙度随照射周期(时长)的增加而逐渐地增大，15 个周期(照射时长 1046 h)紫外侵蚀后的试件的孔隙度增加了 23.6%，抗紫外线侵蚀能力在逐渐地减弱。

(3) 随着紫外侵蚀周期(时长)的增加，孔隙结构持续劣化，孔径分布逐渐增大，孔隙半径的范围变化较小多分布在 0.1~8 μm，且以半径为 1 μm 的小孔隙为主；孔隙不断发育扩展，中型孔隙越来越多，大孔隙逐渐减少，而小孔隙逐渐发育与中型孔隙连接，分化状况减小。

## 参考文献：

- [1] CHU J, STABNIKOV V, IVANOV V. Microbially induced calcium carbonate precipitation on surface or in the bulk of soil[J]. Geomicrobiology Journal, 2012, **29**(6): 544~549.
- [2] DEJONY JT, FRITAGES MB, NUSSLEIN K. Microbially induced cementation to control sand response to undrained shear[J]. Journal of Geotechnical and Environmental Engineering, 2006, **132**(11): 1381~1392.
- [3] 李 驰, 刘世慧, 周团结, 等. 微生物矿化风沙土强度及孔隙特性的试验研究[J]. 力学与实践, 2017, **39**(2): 165~171, 184. (LI Chi, LIU Shi-hui, ZHOU Tuan-jie, et al. A study on strength and porosity properties for MICP-treated Aeolian sandy soil[J]. Mechanics and Practice, 2017, **39**(2): 165~171, 184. (in Chinese))
- [4] LI Chi DE Yao, LIU Shi-hui, et al. Improvement of geomechanical properties of bio-remediated Aeolian sand[J]. Geomicro Biology Journal, 2017, **35**(2): 132~140.
- [5] 高 瑜, 姚 德, 秦 肖, 等. 盐蚀环境下微生物矿化岩土材料的冻融特性研究[J]. 防灾减灾工程学报, 2018, **38**(5): 787~794. (GAO Yu, YAO De, QIN Xiao, et al. Study on freeze-thaw properties for microbial materials in salt corrosion environment[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2018, **38**(5): 787~794. (in Chinese))
- [6] 李 驰, 王 硕, 王燕星, 等. 沙漠微生物矿化覆膜及其稳定性的现场试验研究[J]. 岩土力学, 2019, **40**(4): 1292~1298. (LI Chi, WANG Shuo, WANG Yan-xing, et al. Field experimental study on stability of bio-mineralization crust in the desert[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, **40**(4): 1292~1298. (in Chinese))
- [7] 谷新波, 王 佳, 张 军. 呼和浩特市紫外线照射强度变化特征及相关因子分析[J]. 内蒙古气象, 2007(2): 27~29. (GU Xin-bo, WANG Jia, ZHANG Jun. Variation characteristics and correlation factor analysis of ultraviolet radiation intensity in Hohhot[J]. Inner Mongolia Meteorology, 2007(2): 27~29. (in Chinese))
- [8] 赵大勇. 基于灰色关联分析的沥青混合料紫外线老化影响因素研究[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2015: 24~27. (ZHAO Da-yong. The Influence Factors of Ultraviolet Aging of Asphalt Mixture Based on Grey Correlation Analysis[D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture Technology, 2015: 24~27. (in Chinese))
- [9] 梁止水, 吴智仁, 杨才干, 等. 硅砂岩固结体防水抗蚀及紫外耐久性能研究[J]. 人民黄河, 2016, **38**(6): 46~48(54). (LIANG Zhi-shui, WU Zhi-ren, YANG Cai-qian. Experimental study on affecting factors about sorting effect of the improved sediment sorting device[J]. Yellow River. 2016, **38**(6): 46~48(54). (in Chinese))
- [10] 毛耀顺. 中国气象年鉴 2001[M]. 北京: 气象出版社, 2001. (MAO Yao-shun. China Meteorological Yearbook 2001[M]. Beijing: Meteorological Publishing House, 2001. (in 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](http://www.cgejournal.com)）全文发布本刊所有刊载文章。

## 1 宗旨及内容

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

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

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

## 2 来 稿

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

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

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

(4) 署名者应为稿件执笔人或稿件内容的主要责任者。

(5) 稿件可能涉及机密资料时应由作者单位出具非泄密证明。

(6) 凡被海内外正式出版物公开发表或已录用的稿件本刊不再受理。

## 3 稿件选用和清稿体例

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

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

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

(4) 稿件一经发表即付稿酬，并按发表文章页数收取版面费。

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

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

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

(8) 图表设计恰当，具自明性；先见引文，后见图表；表名和图名一律中英文并列。表格用三线表。单栏图幅宽为8.0 cm，双栏图幅宽为17.0 cm。插图比例宜适当，图面宜清晰，线条宜均匀，主线选5号线，坐

标线选4号线，辅助线选3号线，图中汉字为小5号宋体字，图中字符务必与正文一致。

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

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

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

a) 专著（普通图书、会议文集、学位论文、报告、汇编、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](mailto:ge@nhri.cn)，网址：[www.cgejournal.com](http://www.cgejournal.com)。  
(2019年12月修订)

# 《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 编:	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 1 (总 357) 2020 年 11 月出版  
增刊备案号: 321124202001

Chinese Journal of Geotechnical Engineering

(Monthly, Started in 1979)

Vol. 42, Supp. 1 (Total No. 357) 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@nhric.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		

### 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@nhric.cn

### Editor-in-Chief:

CAI Zheng-yin

Printed by Jiangsu Hohai Printing Limited Company

### Overseas Distributor:

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

Web Site: www.cgejournal.com

广告登记 江苏省工商行政管理局登记编号: 广登 32000000054