

岩土工程学报

Chinese Journal of Geotechnical Engineering

第41卷 增刊1 (总338期)
Vol.41 Supp.1 (Total 338)

增刊 1

2019

主 办

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

ISSN 1000-4548



9 771000 454186

前 言

四年一度的中国土木工程学会全国土力学及岩土工程学术大会是我国岩土工程领域历史最为悠久、影响最为深远的学术会议。第十三届全国土力学及岩土工程学术大会是继天津（1962）、武汉（1966）、杭州（1979）、武汉（1983）、厦门（1987）、上海（1991）、西安（1994）、南京（1999）、北京（2003）、重庆（2007）、兰州（2011）和上海（2015）召开的前12届系列会议之后我国土力学与岩土工程领域的又一次学术盛会。1962年12月3日~9日，第一届全国土力学及基础工程学术会议在天津召开，茅以升主持了会议，代表共70人出席，收到论文194篇。时隔57年，这一学术盛会重回天津，届时将有逾2000名岩土界工作者齐聚津门，共同研讨我国岩土工程成就和问题，共同展望中国岩土工程的发展与未来，此次会议也必将成为土力学与岩土工程发展史上面向未来、具有里程碑意义的高水平学术盛会。

几十年来的工程建设给我国岩土工程的发展带来了巨大的机遇，也使岩土界工作者积累了丰富的经验。然而，人们已经认识到，可持续发展是当前面临的重大问题，因此提升岩土工程品质与实现可持续发展成为广大岩土工作者的使命，也是我国由岩土工程大国发展为岩土工程强国的必由之路。在此岩土工程发展的历史机遇期，第十三届全国土力学及岩土工程学术大会将以“岩土工程品质提升与可持续发展”为主题，对我国近年来土力学与岩土工程领域最新研究进展进行广泛的学术交流。

本届会议自通知发出后，得到国内业界专家学者的积极响应，共计收到投稿935篇，经过同行专家的严格评审和推荐后，共有125篇论文被录用至《岩土工程学报》增刊，另有400余篇稿件被录用至国内其他高水平期刊及大会论文集。本届会议投稿数量创历届会议新高，反映出我国岩土工程技术和科研的蓬勃发展，体现了我国岩土工程从业者和学者对行业发展的关心和关注。

本届会议由中国土木工程学会土力学及岩土工程分会主办，天津大学等单位承办，近20家大型企事业单位联合承办及协办，于2019年7月18日—21日在天津召开。大会的组织和召开还得到了《岩土工程学报》等国内十余家知名学术期刊编辑部的大力支持。

感谢对本届会议鼎力相助的各有关单位，感谢向本届会议投稿的作者和莅临本届会议的同行，感谢投稿论文审稿专家为评审论文付出的辛劳。谨向所有关心与支持本届会议的单位与个人表示诚挚的感谢！

第十三届全国土力学及岩土工程学术大会组织委员会
2019年仲夏于天津大学北洋园

主办单位：中国土木工程学会土力学及岩土工程分会

承办单位：天津大学；天津市土木工程学会；天津市建筑学会岩土力学与地下工程专业委员会

联合承办单位：中国建筑第六工程局有限公司；中建三局集团有限公司工程总承包公司；中国建筑第八工程局有限公司华北公司；天津建城基业集团有限公司；建华建材(天津)有限公司；上海广联环境岩土工程股份有限公司；北京中岩大地科技股份有限公司；中国水电基础局有限公司科研设计院；天津城建大学

协办单位：天津市勘察院；天津深大工程科技有限公司；天津华北工程勘察设计有限公司；中国市政工程华北设计研究总院有限公司；中国建筑第五工程局有限公司天津公司；天津致远爆破工程有限公司；天津天大建设工程科技有限公司；天津市地下工程建造与安全工程技术中心；天津中建岩土工程技术有限公司；中铁一局集团天津建设工程有限公司；天津鼎元软地基科技发展股份有限公司

顾问委员会：

主席：陈祖煜

委员：（以姓氏笔画为序）

目 次

考虑土体强度不均匀性时宽窄基坑坑底隆起稳定研究	郑 刚, 俞丹瑶, 程雪松, 潘 军, 王若展 (1)
强度和变形双控条件下基础尺寸的设计及优化	杨光华, 孙树楷, 刘清华, 贾 恺, 姜 燕 (5)
预留土基坑支护性状的有限元分析	秦会来, 周予启, 周同和, 李冬晓 (9)
软土地区偏压基坑抗隆起稳定安全系数的强度折减法研究	史 吏, 倪定宇, 闫自海, 陈 娟, 胡敏云 (13)
基于影像源法的基坑开挖引起的土体水平位移预测	徐日庆, 程 康, 应宏伟, 冯苏阳, 林存刚, 杨鸿玉 (17)
管廊隧道开挖对上覆在建深基坑影响的三维有限元分析	戴 轩, 徐管应, 霍海峰, 程雪松, 闫晓荣 (21)
珠海软土工程特性空间异性规律研究	宋许根, 王志勇, 柏威伟, 王 哲, 谢书萌, 夏开宗 (25)
挥发性有机污染场地原位评价的膜界面探测器 MIP 研究综述 ...	武 猛, 蔡国军, 刘松玉, 李学鹏, 王 水, 钟道旭, 戴济群 (29)
降水井错位布置对基坑预降水引发围护结构侧移的影响	曾超峰, 袁志成, 薛秀丽 (33)
逆作法基坑支护结构三维 m 法及工程应用	应宏伟, 王小刚, 郭 跃, 胡亚元, 杨学林 (37)
邻近地铁隧道的软土深基坑变形实测分析	徐中华, 宗露丹, 沈 健, 王卫东 (41)
快速地铁列车荷载下软土地基沉降数值模拟研究	雷华阳, 张 磊, 许英刚, 梁建文, 巴振宁 (45)
桩体刚度对复合地基支路堤失稳破坏模式的影响研究	郑 刚, 郭知一, 杨新煜, 周海祚, 于晓旋, 赵佳鹏, 夏博洋 (49)
基坑围护 SMW 工法桩施工对下卧盾构隧道变形影响分析	王占生, 潘皇宋, 庄群虎, 刘建国, 陈秀鸣, 童立元 (53)
盾构隧道在可液化场地中的地震响应分析	朱 彤, 王 睿, 张建民 (57)
狭窄基坑条件下基于普朗德地基极限承载力公式的隆起稳定性研究	陈艳平 (61)
设置 EPS 柔性垫层的刚性挡土墙土压力研究	谢明星, 郑俊杰, 邵安迪, 景 丹 (65)
天津市基坑抽排地下水量计量研究	刁 钰, 高泽东, 郑 刚, 褚振西, 郭勇志, 贾镇阳 (69)
基坑倾斜桩支护的变形数值分析	王思钰, 周海祚, 郑 刚, 何晓佩, 杨石飞, 魏建华 (73)
微型钢管灌注桩的竖向承载性状研究	潘 健, 袁文俊, 韦莎丽, 程 赛 (77)
基于尖端坡降变化的双层堤基渗透破坏通道上溯研究	贾 恺, 汤连生, 曹 洪, 杨光华 (81)
南京软土地区基坑墙体变形性状研究	万 星, 戈 铭, 贺智江, 邓 松, 丁建文 (85)
黏性土复合地基挡墙侧压力研究	李连祥, 黄佳佳, 季相凯 (89)
预应力型钢组合支撑受力性能分析及试验研究	胡 琦, 施 坚, 黄天明, 方华建, 李健平, 陈 赟, 张 凯 (93)
基坑斜-直交替支护桩工作机理分析	郑 刚, 何晓佩, 周海祚, 王思钰, 杨石飞, 魏建华 (97)
飞机移动荷载作用下跑道地基响应范围变化规律	张甲峰, 钱建固, 吕玺琳, 李 帅, 李军世, 苏尔好 (101)
基于 Biot 理论多种简化模型的适用性研究	胡 丹, 李 芬, 张开银 (105)
黄土地区平山造地岩土工程设计方法浅析	曹 杰, 张继文, 郑建国, 梁小龙, 刘 智, 李 攀 (109)
天津滨海 Z2 号线盾构隧道接头螺栓比选及抗弯刚度研究	张稳军, 张 琪, 张高乐 (113)
云母石英片岩片理面力学特征试验研究	吴福宝 (117)
刚柔性法向接触对混凝土防渗墙应力的影响研究	徐 晗, 潘家军, 江泊洧, 谭 凡, 杨昕光 (121)

考虑注浆压力影响锚-土界面剪切蠕变 Kriging 模型	陈昌富, 朱世民, 高 傑, 温永凯, 毛凤山 (125)
深厚软土地层紧邻地铁深大基坑分区设计与实践	殷一弘 (129)
AC-14 大抓力锚在无黏性土中的拖锚运动研究	任宇晓, 郭炳川, 高 鑫, 庄道坤, 闫澍旺, 王彦颀 (133)
碱激发高炉矿渣固化铅污染土酸缓能力、强度及微观特性研究	伍浩良, 薄煜琳, 杜延军, 魏明俐, 薛 强 (137)
高铁路基粗颗粒土非饱和水力学及微观特性研究	刘 鹏, 康 馨, 陈 卓, 陈仁朋 (141)
粒径对尾矿抗剪强度及坝体稳定性影响	张 超, 马昌坤, 杨春和, 陈青林, 潘振凯 (145)
化学电渗法加固软基位移场观测透明土模型试验	孔纲强, 刘大鹏, 傅钧义, 周 杨, 文 磊 (149)
复合地基侧向开挖上覆荷载影响规律离心机试验研究	李连祥, 季相凯, 刘嘉典, 贾 斌 (153)
断丝 PCCP 管道外贴 CFRP 修复足尺模型试验研究	翟科杰, 方宏远, 付 兵, 王复明, 胡本月, 雷新海 (157)
主动式斜直交替倾斜桩支护基坑数值研究	刁 钰, 苏奕铭, 郑 刚 (161)
基于流固耦合分析的富水隧道外水压力与限量排放标准研究	郭鸿雁, 纪亚英, 方 林, 李 科, 唐承平, 王世法 (165)
软土地层大直径泥水盾构掘进引起的地面变形分析	吴昌胜, 朱志铎, 宋世攻, 张 军, 彭宇一 (169)
基于扰动状态概念理论的固化淤泥一维压缩模型	饶春义, 朱剑锋, 潘斌杰, 刘浩旭, 周志军 (173)
考虑颗粒破碎影响的吸力贯入式平板锚安装过程研究	谭慧明, 于淙洋, 王 中 (177)
基于分子动力学模拟技术的黏土矿物微观行为研究应用	杨 微, 陈仁朋, 康 馨 (181)
土工格栅-土体界面特性大型直剪试验研究	刘开富, 许家培, 周青松, 谢新宇, 胡 意 (185)
坝基不同倾角软弱夹层的破坏模式及 D-C 模型参数研究	吕 布, 杨之俊, 韦秀东, 卢继忠, 傅旭东 (189)
天津 Z2 线地铁运营对沿线地面振动的影响分析	刘一文, 巴振宁, 高愈辉, 田巧焕 (193)
饱和细粒土固结过程中三维微观空架结构研究	李 学, 宋 晶, 赵 洲, 李志杰, 黄伟标 (197)
软土地区管幕群顶管施工地面沉降监测与分析	潘伟强 (201)
基于粒子群与 Markov 优化的 PMIGM (1,1) 模型预测路基沉降方法研究 ...	刘海明, 周小贵, 王忠伟, 黄 涛, 杨怀皓 (205)
基于高斯过程回归的响应面法及边坡可靠度分析	朱 彬, 裴华富, 杨 庆 (209)
一个非饱和结构性黄土三维胶结接触模型	蒋明镜, 孙若晗, 李 涛, 刘 俊 (213)
基于温度变化的路基盐渍土动强度参数试验研究	赵福堂, 常立君, 张吾渝 (217)
土工格栅加筋粘土复合体极限承载能力分析	徐 超, 梁 程 (221)
电磁波 CT 技术在钻孔灌注桩后压浆效果检测中的应用研究	黄生根, 胡永健, 付 卓, 李忠爽 (225)
约束固化土承载特性和机理初探	刘金龙, 李世洋, 刘兴华, 李建平, 高政国, 黄 新 (229)
基坑改造中应注意的问题	王宏民, 吴梦龙 (233)
高填方土石混合料强夯振动响应及加固机理研究	魏迎奇, 蔡 红, 吴帅峰, 肖建章, 宋建正 (237)
考虑上覆水综合作用的水下真空预压沉降分析	林 澍, 闫澍旺, 付登峰 (241)
地表堆载下盾构隧道纵向非线性变形简化解析解	柯宅邦, 梁荣柱, 童智能, 乐腾胜, 郭 杨 (245)
软土地区基坑对周边环境空间效应分析	楼春晖, 夏唐代, 刘念武 (249)

CONTENTS

Basal heave stability of wide and narrow excavations considering non-homogeneous features of soft clay	
.....	ZHENG Gang, YU Dan-yao, CHENG Xue-song, PAN Jun, WANG Ruo-zhan (1)
Design and optimization of foundation sizes under dual control conditions of strength and deformation	
.....	YANG Guang-hua, SUN Shu-kai, LIU Qing-hua, JIA Kai, JIANG Yan (5)
Retaining traits of berm-retained excavations by FEM	QIN Hui-lai, ZHOU Yu-qi, ZHOU Tong-he, LI Dong-xiao (9)
Strength reduction method for safety coefficient of heave-resistant stability of asymmetrically-loaded excavations in soft soil areas ...	
.....	SHI Li, NI Ding-yu, YAN Zi-hai, CHEN Juan, HU Min-yun (13)
Prediction of horizontal displacement of soils caused by excavation of foundation pits based on virtual mirror technology	
.....	XU Ri-qing, CHENG Kang, YING Hong-wei, FENG Su-yang, LIN Cun-gang, YANG Hong-yu (17)
Three-dimensional finite element analysis of impact of utility tunnel construction on overlying deep excavations	
.....	DAI Xuan, XU Guan-ying, HUO Hai-feng, CHENG Xue-song, YAN Xiao-rong (21)
Spatial heterogeneity of engineering properties of Zhuhai soft soils	
.....	SONG Xu-gen, WANG Zhi-yong, BAI Wei-wei, WANG Zhe, XIE Shu-meng, XIA Kai-zong (25)
Review of membrane interface probe for in-situ investigation of volatile organic compounds-contaminated sites	
.....	WU Meng, CAI Guo-jun, LIU Song-yu, LI Xue-peng, WANG Shui, ZHONG Dao-xu, DAI Ji-qun (29)
Behavior of retaining wall during dewatering before soil excavation under layout of staggered wells	
.....	ZENG Chao-feng, YUAN Zhi-cheng, XUE Xiu-li (33)
Three-dimensional m method for retaining structures and its application for top-down construction of excavations	
.....	YING Hong-wei, WANG Xiao-gang, GUO Yue, HU Ya-yuan, YANG Xue-lin (37)
Deformation of a deep excavation adjacent to metro tunnels in soft soils	
.....	XU Zhong-hua, ZONG Lu-dan, SHEN Jian, WANG Wei-dong (41)
Numerical simulation of settlement of soft soil foundation under fast metro train loads	
.....	LEI Hua-yang, ZHANG Lei, XU Ying-gang, LIANG Jian-wen, BA Zhen-ning (45)
Influences of stiffness of piles on failure modes of embankment of composite foundation	
.....	ZHENG Gang, GUO Zhi-yi, YANG Xin-yu, ZHOU Hai-zuo, YU Xiao-xuan, ZHAO Jia-peng, XIA Bo-yang (49)
Impact of pit supporting SMW pile construction on underneath shield tunnel deformation	
.....	WANG Zhan-sheng, PAN Huang-song, ZHUANG Qun-hu, LIU Jian-guo, TONG Li-yuan, CHEN Xiu-ming (53)
Seismic response analysis of shield tunnels in liquefiable soils	ZHU Tong, WANG Rui, ZHANG Jian-min (57)
Uplift stability of narrow foundation pits based on Prandtl formula	CHEN Yan-ping (61)
Lateral earth pressure on rigid retaining walls with EPS deformable geofabric inclusions	
.....	XIE Ming-xing, ZHENG Jun-jie, SHAO An-di, JING Dan (65)
Measurement of groundwater dewatering in excavations in Tianjin	
.....	DIAO Yu, GAO Ze-dong, ZHENG Gang, CHU Zhen-xi, GUO Yong-zhi, JIA Zhen-yang (69)
Numerical analyses of deformation of inclined pile-retained excavations	
.....	WANG En-yu, ZHOU Hai-zuo, ZHENG Gang, HE Xiao-pei, YANG Shi-fei, WEI Jian-hua (73)
Shaft bearing behaviors of micro cast-in-place piles with steel tubes ...	PAN Jian, YUAN Wen-jun, VAISHALI Sharma, CHENG Sai (77)
Upstream movement of piping channel of double-layer dike foundation based on tip hydraulic gradient	
.....	JIA Kai, TANG Lian-sheng, CAO Hong, YANG Guang-hua (81)
Characteristics of deformation of retaining wall due to deep excavation in Nanjing	
.....	WAN Xing, GE Ming, HE Zhi-jiang, DENG Song, DING Jian-wen (85)
Lateral pressures on retaining wall of composite foundation in clayey soils	LI Lian-xiang, HUANG Jia-jia, JI Xiang-kai (89)
Experimental study on prestressed assembly steel strut system in foundation excavations	
.....	HU Qi, SHI Jian, HUANG Tian-ming, FANG Hua-jian, LI Jian-ping, CHEN Yun, ZHANG Kai (93)
Working mechanism of inclined-vertical retaining piles in excavations	
.....	ZHENG Gang, HE Xiao-pei, ZHOU Hai-zuo, WANG En-yu, YANG Shi-fei, WEI Jian-hua (97)
Influence scope of airport runway ground under aircraft moving loads	
.....	ZHANG Jia-feng, QIAN Jian-gu, LÜ Xi-lin, LI Shuai, LI Jun-shi, SU Er-hao (101)
Applicability of simplified formulations based on Biot's theory	HU Dan, LI Fen, ZHANG Kai-yin (105)
Design of high-fill reclamation projects in loess areas	
.....	CAO Jie, ZHANG Ji-wen, ZHENG Jian-guo, LIANG Xiao-long, LIU Zhi, LI Pan (109)
Selection of bolted joints and bending stiffness of shield tunnel of Z2 metro line in Tianjin Binhai New Area	
.....	ZHANG Wen-jun, ZHANG Qi, ZHANG Gao-le (113)
Experimental study on mechanical characteristics of mica quartz schist foliation surface	WU Fu-bao (117)
Influences of rigid and flexible normal contacts on stress of concrete cut-off walls	
.....	XU Han, PAN Jia-jun, JIANG Ji-wei, TAN Fan, YANG Xin-guang (121)
Kriging method-based creep model for anchor-soil interface considering grouting pressure	

.....	CHEN Chang-fu, ZHU Shi-min, GAO Jie, WEN Yong-kai, MAO Feng-shan (125)
Design and practice of partitioning of deep large foundation pits close to subway in thick soft soils	YIN Yi-hong (129)
Motion of dragging AC-14 anchor in cohesionless soil	
.....	REN Yu-xiao, GUO Bing-chuan, GAO Xin, ZHUANG Dao-kun, YAN Shu-wang, WANG Yan-di (133)
Acid neutralization capacity, strength properties and micro-mechanism of Pb-contaminated soils stabilized by alkali-activated GGBS	
.....	WU Hao-liang, BO Yu-ling, DU Yan-jun, WEI Ming-li, XUE Qiang (137)
Microstructural and hydraulic properties of compacted high-speed rail subgrade coarse soils	
.....	LIU Peng, KANG Xing, CHEN Zhuo, CHEN Ren-peng (141)
Effects of particle diameter on shear strength of tailings and stability of tailings dams	
.....	ZHANG Chao, MA Chang-kun, YANG Chun-he, CHEN Qing-lin, PAN Zhen-kai (145)
Transparent model tests on displacement field measurement of soft ground reinforcement by electro-osmotic chemical method	
.....	KONG Gang-qiang, LIU Da-peng, FU Jun-yi, ZHOU Yang, WEN Lei (149)
Centrifugal model tests on lateral mechanical properties of composite foundation under different additional loads	
.....	LI Lian-xiang, JI Xiang-kai, LIU Jia-dian, JIA Bin (153)
CFRP wrapping to retrofit a deteriorated prestressed cylinder concrete pipe: full-scale experiments	
.....	ZHAI Ke-jie, FANG Hong-yuan, FU Bing, WANG Fu-ming, HU Ben-yue, LEI Xin-hai (157)
Numerical study on oblique-straight alternate piles for active support of excavations	DIAO Yu, SU Yi-ming, ZHENG Gang (161)
External water pressures and limited emission standards of water-rich tunnels based on fluid-solid coupling analysis	
.....	GUO Hong-yan, JI Ya-ying, FANG Lin, LI Ke, TANG Cheng-ping, WANG Shi-fa (165)
Ground settlement caused by large-diameter slurry shield during tunnel construction in soft soils	
.....	WU Chang-sheng, ZHU Zhi-duo, SONG Shi-gong, ZHANG Jun, PENG Yu-yi (169)
One-dimensional compression model for solidified silt based on theory of disturbed state concept	
.....	RAO Chun-yi, ZHU Jian-feng, PAN Bin-jie, LIU Hao-xu, ZHOU Zhi-jun (173)
Simulation on installation process of suction embedded plate anchor considering effect of particle breakage	
.....	TAN Hui-ming, YU Cong-yang, WANG Zhong (177)
Application of molecular dynamics simulation method in micro-properties of clay minerals	
.....	YANG Wei, CHEN Ren-peng, KANG Xin (181)
Large-scale direct shear tests on properties of geogrid-soil interfaces	
.....	LIU Kai-fu, XU Jia-pei, ZHOU Qing-song, XIE Xin-yu, HU Yi (185)
Failure modes and constitutive model for weak interlayer of dam foundation with different inclination angles	
.....	LÜ Bu, YANG Zhi-jun, WEI Xiu-dong, LU Ji-zhong, FU Xu-dong (189)
Influences of metro operation on ground vibration along Tianjin Z2 line	
.....	LIU Yi-wen, BA Zhen-ning, GAO Yu-hui, TIAN Qiao-huan (193)
Three-dimensional pore evolution analysis in consolidation of saturated fine-grained soil	
.....	LI Xue, SONG Jing, ZHAO Zhou, LI Zhi-jie, HUANG Wei-biao (197)
Monitoring and analysis of ground settlement during pipe roof construction of pipe-jacking groups in soft soil areas ...	PAN Wei-qiang (201)
Prediction of subgrade settlement using PMIGM(1,1) model based on particle swarm optimization and Markov optimization	
.....	LIU Hai-ming, ZHOU Xiao-gui, WANG Zhong-wei, HUANG Di, YANG Huai-hao (205)
Gaussian process regression-based response surface method and reliability analysis of slopes ...	ZHU Bin, PEI Hua-fu, YANG Qing (209)
A three-dimensional cementation contact model for unsaturated structural loess	
.....	JIANG Ming-jing, SUN Ruo-han, LI Tao, LIU Jun (213)
Experimental study on dynamic strength parameters of subgrade saline soil under temperature variation	
.....	ZHAO Fu-tang, CHANG Li-jun, ZHANG Wu-yu (217)
Ultimate bearing capacity of geogrid-reinforced sand composite	XU Chao, LIANG Cheng (221)
Application of cross-hole electromagnetic wave CT in detection of post-grouting effect	
.....	HUANG Sheng-gen, HU Yong-jian, FU Zhuo, LI Zhong-shuang (225)
Bearing characteristics and mechanism of confined stabilized soils	
.....	LIU Jin-long, LI Shi-yang, LIU Xing-hua, LI Jian-ping, GAO Zheng-guo, HUANG Xin (229)
Problems for reconstruction of foundation pits	WANG Hong-min, WU Meng-long (233)
Vibration response and reinforcement mechanism of high-fill soil-stone mixtures by dynamic compaction	
.....	WEI Ying-qi, CAI Hong, WU Shuai-feng, XIAO Jian-zhang, SONG Jian-zheng (237)
Settlement analysis by considering combined effect of covering water in underwater vacuum preloading	
.....	LIN Shu, YAN Shu-wang, FU Deng-feng (241)
Simplified analytical solution for nonlinear longitudinal deformation of shield tunnels under surface surcharge	
.....	KE Zhai-bang, LIANG Rong-zhu, TONG Zhi-neng, YUE Teng-sheng, GUO Yang (245)
Spatial effects of deformation due to excavation in soft clay	LOU Chun-hui, XIA Tang-dai, LIU Nian-wu (249)

DOI: 10.11779/CJGE2019S1001

考虑土体强度不均匀性时宽窄基坑坑底隆起稳定研究

郑刚^{1,2}, 俞丹瑶², 程雪松^{1,2}, 潘军², 王若展²

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

摘要: 在基坑坑底隆起稳定性分析中, 准确的破坏模式及滑动面是确定安全系数的基础。然而, 基坑坑底隆起破坏模式种类繁多且形式各异。传统的经典基坑坑底隆起稳定分析以及规范分析方法在破坏模式及滑动面的选取上均存在差异和局限性。基于不连续布局优化法, 首先研究了土体强度不均匀性对不同宽度基坑坑底隆起稳定性的影响。结果表明, 软土层厚度较大且土体强度沿深度逐渐增长时, 宽基坑坑底隆起滑动面并不覆盖整个坑底, 即相当于软土层下部存在一硬土层, 限制了滑动面向下延伸。进一步, 分析了围护结构长度及抗弯强度对破坏模式及安全系数的影响, 并提出以滑动面触碰围护结构来区分宽窄基坑。在宽基坑中, 当围护结构嵌固深度较小时, 失稳破坏滑动面并不通过桩底, 此时应用绕最下道支撑的圆弧滑动模式时应适当修正滑动面半径。对于窄基坑, 应用圆弧滑动模式时需修正坑内滑动面, 以考虑窄基坑的空间效应对安全系数的提高作用。

关键词: 基坑; 极限分析; 非均质软黏土; 滑动面; 抗隆起稳定性

中图分类号: TU433

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)S1-0001-04

作者简介: 郑刚(1967—), 男, 贵州贵阳人, 博士, 教授, 博士生导师, 从事土力学及岩土工程的教学与科研工作。

E-mail: zhenggang1967@163.com。

Basal heave stability of wide and narrow excavations considering non-homogeneous features of soft clay

ZHENG Gang^{1,2}, YU Dan-yao², CHENG Xue-song^{1,2}, PAN Jun², WANG Ruo-zhan²

(1. MOE Key Laboratory of Coast Civil Structure Safety, Tianjin 300072, China; 2. Department of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, China)

Abstract: In the analysis of the basal heave stability of excavations, the reasonable failure mode and the slip surface are the basis for determining the safety factor. However, there are many different types of basal heave failures. The traditional stability analysis methods and the existing codes have differences and limitations in terms of the failure mode and slip surface. Based on the discontinuity layout optimization method (DLO), the influences of non-homogeneous soil strength and excavation width on the basal heave failure mode are investigated. The results show that the soil inhomogeneity should be considered in the basal heave stability analysis. Furthermore, the influences of the length and bending strength of the retaining piles on the slip surface are analyzed, and the method to distinguish the wide and narrow excavations is proposed. For the wide excavations, when the retaining structures are short, the slip surface is below the toe of the retaining structures, and the slip surface should be adjusted when the circular slip method is used. For the narrow excavations, the slip surface should also be modified to consider that the space effect is benefit for the basal heave stability.

Key words: excavation; upper bound analysis; non-homogeneous soft clay; slip surface; basal heave stability

0 引言

沿海地区通常广泛分布强度低、变形能力差以及渗透性低的深厚软黏土, 此类地层中的深基坑工程开挖失稳事故时有发生^[1-2]。在基坑工程在朝着“深、大、长”方向发展的同时, 基坑失稳垮塌案例的破坏模式及滑动面难以确定, 传统的基坑隆起稳定性分析方法存在着诸多局限。因此, 研究深基坑开挖的安全稳定性具有重要的理论意义和实践意义。

传统基坑坑底隆起稳定性分析方法中的 Terzaghi 等^[3]公式和 Bjerrum 等公式^[4]采用均质黏土不排水抗剪强度进行分析。然而, 天然土体的沉积作用导致土体强度沿深度方向存在不均匀性。秦会来等^[5]选用

基金项目: 国家重点研发计划项目(2017YFC0805407); 天津市自然科学基金项目(18JCQNJC07900); 天津市科技计划项目(16YDLJJSF00040)

收稿日期: 2019-04-30

*通讯作者 (E-mail: cheng_xuesong@163.com)

Prandtl 机构建立了考虑两层土的非均质软土基坑坑底隆起稳定性分析的计算公式。

在基坑工程实践中,中国规范采用同时考虑了土体 c - φ 强度的基坑隆起稳定性分析方法^[6],包含 Prandtl 等地基承载力模式和基于圆弧滑动模式的分析法,计算中没有考虑基坑宽度的影响^[7]。工程经验表明,有利的空间效应可使窄基坑围护结构的入土深度适当减小^[7]。同时,对于失稳滑动面及滑动面中心位置等问题,规范仍存在不同规定,有待进一步研究。

本文采用不连续布局优化法(DLO)对软土基坑坑底隆起稳定性进行研究,对基坑宽度、围护结构嵌固深度、土体不排水抗剪强度分布等对基坑坑底隆起稳定性及其破坏模式的影响进行了探讨。

1 不连续布局优化法与模型验证

不连续性布局优化法(DLO)的工作原理为:通过潜在不连续滑移线连接域内节点,根据材料达到极限状态,沿最小能量耗散路径破坏的方法,确定临界不连续滑移线。

本文对比了 Faheem 等^[8]建立的强度折减有限元模型。由图 1 及图 2 可知,两种模型的数值和滑动面形态及大小基本一致。

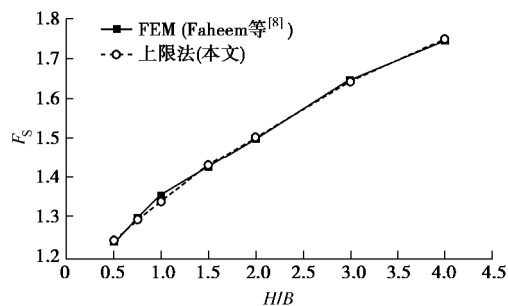


图 1 安全系数 F_s 随 H/B 的变化规律

Fig. 1 Variation of safety factor F_s with H/B

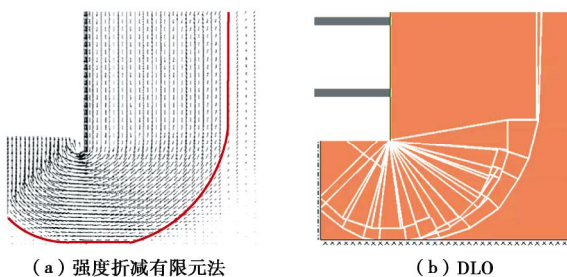


图 2 强度折减法得到节点位移场与 DLO 得到的滑动面对比
Fig. 2 Comparison between strength reduction method and DLO

2 无嵌固深度时土体强度分布对坑底隆起破坏的影响

Faheem 等^[8]模型的土体不排水强度均为常数,但在天然土体中,不排水强度沿深度呈增长趋势^[9]。因此,为合理考虑实际情况,认为土体不排水抗剪强度

S_u 沿深度线性增长,表达公式为

$$S_u = c_{ref} + c_{inc} \times Z, \quad (1)$$

其中, c_{ref} 为初值, c_{inc} 为增长率, Z 为土体深度。

本文模型的几何参数如图 3 所示。为探究土体强度对基坑坑底隆起稳定性分析的影响,本节共分析 3 种工况,计算工况如表 1 所示。

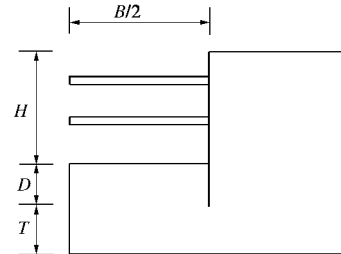


图 3 模型示意图

Fig. 3 Schematic diagram of model

表 1 考虑不同工况的模型参数

Table 1 Model parameters considering different conditions

参数	S_u 为常数	S_u 沿深度线性增长	S_u 的初值和增长率变化
H/m	9	9	9
H/B	0.05, 0.1, 0.15, 0.2, 0.25, 1.0	0.01, 0.1, 0.15, 0.2, 0.25, 1.0	0.05, 1.0
S_u/kPa	35	$S_u = 0.92h + 22.2$	见图 6, 7

2.1 土体抗剪强度 S_u 为常数

均质土体条件下,不同基坑宽度的滑动面如图 4 所示。由于软土层足够厚,滑动面均覆盖整个坑底。当 $B=180\text{ m}$ 时,滑动面底部位于坑底以下约 145 m,向坑外延伸已达 300 m。显然,在软土层厚度较大时,均质土体条件在基坑较宽时并不合理。

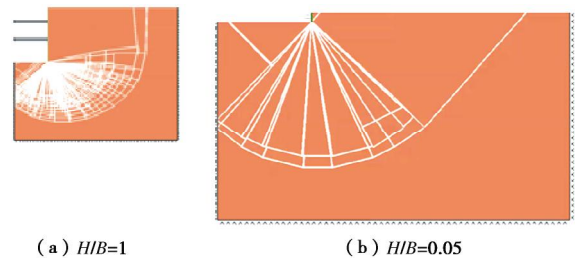


图 4 S_u 为常数,不同 H/B 条件下的滑动面

Fig. 4 Sliding surfaces for different H/B when $S_u = \text{constant}$

2.2 土体抗剪强度 S_u 沿深度线性增长

当取 $S_u = 0.92y + 22.2$ ^[10],如图 5 所示,滑动面不再随基坑宽度的增加而持续增大。由于土体深度越大,强度越高,基坑失稳破坏的滑动面穿越较深土层时遇到的阻力越大,与软土层下部存在硬土层类似。

2.3 S_u 的初值和增长率变化对抗隆起稳定性的影响

当 S_u 的初值和增长率变化时,由图 6 可见,对于宽基坑 ($H/B=0.05$),随着不排水强度增长率提高,即下卧硬土层埋深更浅,基坑滑动面半径迅速减小并趋于定值。然而对于窄基坑 ($H/B=1.0$),由图 7 可见,虽然整体规律与宽基坑相同,但其基坑滑动面半径本

身较小, 因此影响程度远小于宽基坑。该现象再次验证了分析基坑稳定性时 (尤其针对宽基坑), 考虑土体不排水强度 S_u 随深度变化的必要性。

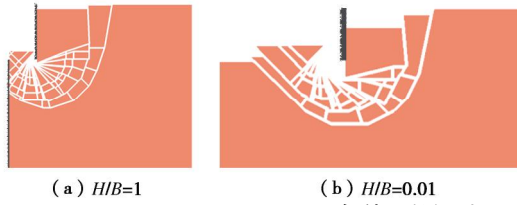


图 5 $S_u=0.92y+22.2$, 不同 H/B 条件下的滑动面

Fig. 5 Sliding surfaces for different H/B when $S_u=0.92y+22.2$

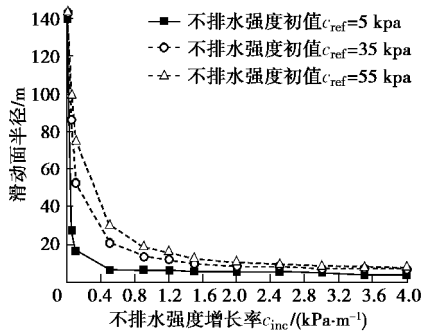


图 6 滑动面半径随增长率 c_{inc} 的变化规律

Fig. 6 Variation of radius of sliding surfaces with c_{inc}

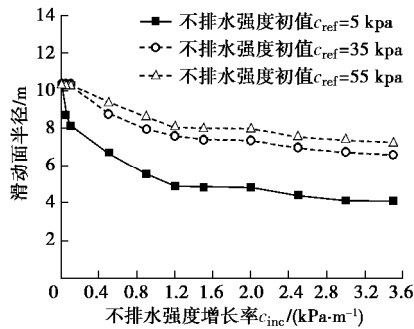


图 7 滑动面半径随增长率 c_{inc} 的变化规律

Fig. 7 Variation of radius of sliding surfaces with c_{inc}

3 考虑嵌固深度时宽基坑的破坏模式

本节对不同支护结构嵌固深度对基坑坑底隆起失稳破坏滑动面的影响进行分析。由工程经验可知, 不考虑围护桩的破坏可能会高估基坑坑底隆起稳定安全系数, 且破坏模式存在误差。因此, 考虑工程常用范围内的围护桩抗弯强度, 取为 $M_p=1000 \sim 3000$ kN·m/m, 土体不排水抗剪强度 $S_u=0.92y+22.2$ 。不同嵌固深度及抗弯强度下的失稳滑动面如图 8 所示。

可以看出: ①随着嵌固深度增加, 滑动面增大。当围护桩较短时, 滑动面位于桩底以下一定距离; 桩较长时, 滑动面接近桩底; ②随着桩抗弯强度增大, 滑动面增大; ③围护桩较长且抗弯强度较小时, 桩在最下道支撑及坑底以下各有一个塑性铰。

对比地基承载力模式计算方法可以看出, 各类不考虑墙体破坏而仅考虑桩底部土体强度的地基承载

力模式与实际破坏形态不符, 该模式具有一定局限性。

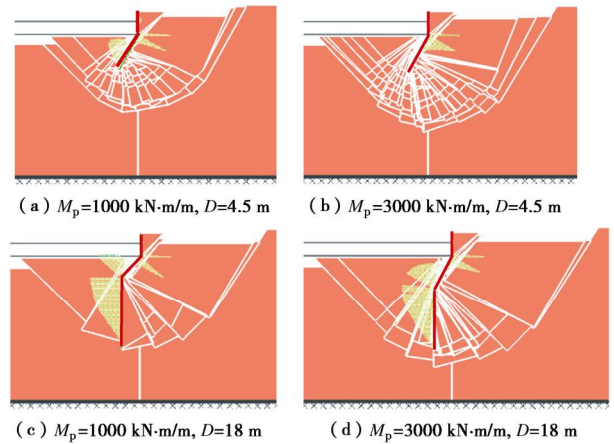


图 8 不同条件下的滑动面

Fig. 8 Sliding surfaces under different conditions

对比圆弧滑动模式计算方法下的滑动面可以看出: 绕坑底旋转的圆弧滑动模式不适合; 绕最下道支撑旋转且滑动面过桩底的圆弧滑动模式在嵌固深度较大时适合, 较小时不适合。

4 考虑嵌固深度时窄基坑的破坏模式

如图 9 所示, 围护结构具有一定的插入深度时, 例如 $D/H=1.0$, 随着基坑宽度逐渐变窄, 基坑内的滑动面与坑底交点逐渐靠近对称轴, 大约 $B=55.2$ m 时, 滑动面碰到基坑中部。随后滑动面向对侧延伸, 大约 $B=18$ m 时, 滑动面碰到对侧墙体。随后继续减小基坑宽度, 滑动面安全系数迅速大幅度增加。因此, 可以按照滑动面是否碰到另一侧墙体作为宽窄基坑的判断依据。以滑动面碰到对侧墙体为临界宽度基坑, 左侧为窄基坑, 右侧为宽基坑。在基坑设计中, 抗隆起稳定验算公式忽略基坑宽度这个影响因素是不合理的。

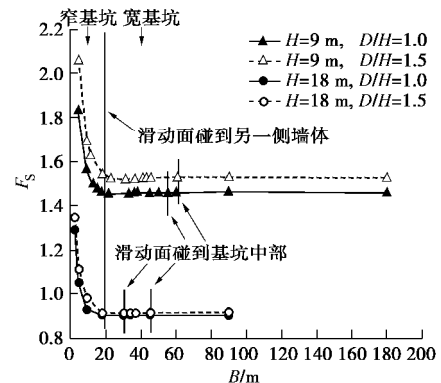


图 9 安全系数 F_s 随基坑宽度的变化规律

Fig. 9 Variation of safety factor F_s with excavation width

在窄基坑条件下, 取土体不排水抗剪强度 $S_u=0.92h+22.2$, 不同围护桩嵌固深度及抗弯强度下的失稳滑动面如图 10 所示。可以看出, 窄基坑与宽基坑的变化规律相似; 但由于窄基坑的空间效应, 桩始终只在最下道支撑处有一个塑性铰。

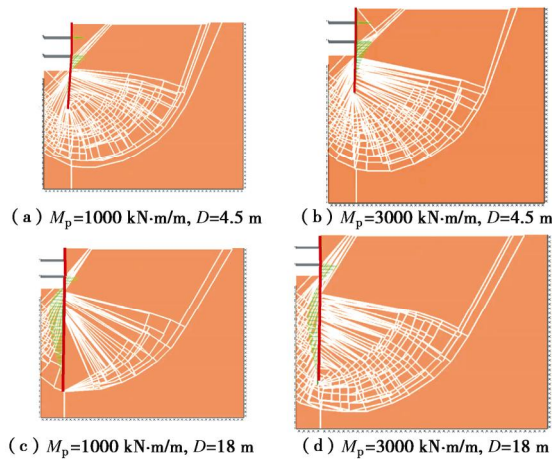


图 10 不同条件下的滑动面

Fig. 10 Sliding surfaces under different conditions

与宽基坑相同, 各类不考虑墙体破坏而仅考虑桩底下部土体强度的地基承载力模式均不适合。同时, 绕坑底旋转的圆弧滑动模式不适合, 绕最下道支撑旋转且滑动面过桩底圆弧滑动模式在嵌固深度较大时适合, 较小时不适合, 但整体不能反映基坑宽度对滑动面的影响。

5 结 论

本文在已有关于基坑坑底隆起稳定性分析的基础上, 通过研究土体强度、基坑宽度、围护结构参数变化对基坑坑底隆起稳定性的影响, 主要考虑了滑动面形态及安全系数两方面, 可得主要结论如下:

(1) 对于均质且无限厚度的软土, 无论基坑宽度多大, 滑动面均覆盖整个坑底, 这一结果在基坑较宽时是不合理的。因此, 软土层厚度及基坑宽度均较大时, 需要考虑土体强度在深度上的不均匀性。

(2) 当土体不排水强度随深度增长时, 基坑失稳破坏的滑动面穿越较深的土层时遇到的阻滑力较大, 此时滑动面将不再随基坑宽度的增加而无限增大, 类似于软土层下部存在一个虚拟硬土层, 不同宽度基坑的滑动面半径趋于一致。此外, 基坑安全系数与土体强度基本为线性关系。

(3) 当研究基坑坑底隆起破坏时, 可以按照滑动面是否碰到另一侧墙体作为宽窄基坑的判断依据。对于宽基坑, 基坑隆起破坏形式与绕最下道撑圆弧滑动模式接近, 滑动面在围护桩嵌固深度较大时过桩底, 较小时在桩底以下一定深度。因此, 对于围护桩嵌固深度较小的情况, 应用绕最下道支撑的圆弧滑动模式时应适当修正滑动面半径。对于窄基坑, 应用绕最下道支撑的圆弧滑动模式时, 需要进一步修正坑内滑动面, 以考虑窄基坑的空间效应对安全系数的提高作用。

参考文献:

[1] 郑 刚, 程雪松, 刁 钰, 等. 无支撑多级支护结构稳定性

与破坏机理分析[J]. 天津大学学报(自然科学与工程技术版), 2013, **46**(4): 304 - 314. (ZHENG Gang, CHENG Xue-song, DIAO Yu, et al. Analysis of the stability and collapse mechanism of Non-Prop and Multi-Stage retaining structure[J]. Journal of Tianjin University (Science and Technology), 2013, **46**(4): 304 - 314. (in Chinese))

[2] 郑 刚, 王凡俊, 孙宏宾, 等. 软土地区 CFG 桩群孔效应引发的地表沉降[J]. 天津大学学报(自然科学与工程技术版), 2017(8): 20 - 29. (ZHENG Gang, WANG Fan-jun, SUN Hong-bin, et al. Surface settlement caused by borehole group effect of CFG piles in soft soil[J]. Journal of Tianjin University (Science and Technology), 2017(8): 20 - 29. (in Chinese))

[3] TERZAGHI K, PECK R B. Soil mechanics in engineering practice[M]. New York: Wiley, 1948.

[4] BJERRUM L, EIDE O. Stability of strutted excavations in clay[J]. Géotechnique, 1956, **6**(1): 32 - 47.

[5] 秦会来, 黄茂松, 王卫东. 非均质软土基坑抗隆起稳定性的极限分析方法[J]. 岩土力学, 2008, **29**(10): 2719 - 2724. (QIN H L, HUANG M S, WANG W D. Limit analysis method for basal stability of braced excavation against upheaval in heterogeneous soft clay[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, **29**(10): 2719 - 2724. (in Chinese))

[6] 刘国彬, 王卫东. 基坑工程手册[M]. 2 版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009: 136 - 142. (LIU Guo-bin, WANG Wei-dong. Excavation engineering handbook[M]. 2nd ed. Beijing: China Architecture and Building Press, 2009: 136 - 142. (in Chinese))

[7] 王洪新. 基坑的尺寸效应及考虑开挖宽度的抗隆起稳定安全系数计算方法[J]. 岩土力学, 2016(增刊 2): 433 - 441. (WANG Hong-xin. Size effect of foundation pits and calculation method of safety factor of heave-resistant stability considering excavation width[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016(S2): 433 - 441. (in Chinese))

[8] FAHEEM H, CAI F, UGAI K, et al. Two-dimensional base stability of excavations in soft soils using FEM[J]. Computers and Geotechnics, 2003, **30**: 141 - 163.

[9] 王洪新. 对基坑抗隆起稳定安全系数的改进[J]. 岩土力学, 2014, **35**(增刊 2): 30 - 36. (WANG Hong-xin, Improvement on safety coefficient of heave-resistant stability of excavations[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **35**(S2): 30 - 36. (in Chinese))

[10] CHEN R P, LI Z C, CHEN Y M, et al. Failure investigation at a collapsed deep excavation in very sensitive organic soft clay[J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 2015, **29**(3): 04014078.

(责编: 黄贤沙)

DOI: 10.11779/CJGE2019S1002

强度和变形双控条件下基础尺寸的设计及优化

杨光华^{1, 2, 3}, 孙树楷¹, 刘清华¹, 贾 恺^{2, 3}, 姜 燕^{2, 3}

(1. 华南理工大学土木与交通学院, 广东 广州 510640; 2. 广东省水利水电科学研究院, 广东 广州 510610;

3. 广东省岩土工程技术研究中心, 广东 广州 510610)

摘 要: 新的地基设计理论提出了依据基底荷载与沉降的 $p-s$ 曲线, 按照强度和变形双控的原则进行基础设计, 但不同的基础尺寸其对应的 $p-s$ 曲线也是不同的, 如何依据基底荷载与沉降的 $p-s$ 曲线确定基础的合理尺寸, 以满足地基强度和变形双控的原则, 这是一个很具体和有意义的工作。本文基于原位压板试验的 $p-s$ 曲线反算出土体参数, 然后采用切线模量法计算出不同基础宽度的 $p-s$ 曲线, 通过沉降要求和地基强度安全系数要求得到不同尺寸下基础对应的地基承载力, 然后根据基底压力确定满足强度和变形要求的最小基础尺寸, 并通过案例将该方法与现行规范方法进行比较, 说明该方法的合理性。

关键词: 原位压板荷载试验; 地基承载力; 切线模量法; 基础底面尺寸; $p-s$ 曲线

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)S1-0005-04

作者简介: 杨光华(1962—), 男, 广东罗定人, 博士, 教授级高工, 博士生导师, 主要从事本构理论、基础工程、岩土工程及基坑工程等方面的研究、设计及咨询工作。E-mail: 1084242143@qq.com。

Design and optimization of foundation sizes under dual control conditions of strength and deformation

YANG Guang-hua^{1, 2, 3}, SUN Shu-kai¹, LIU Qing-hua¹, JIA Kai^{2, 3}, JIANG Yan^{2, 3}

(1. School of Civil Engineering and Transportation, South China University of Technology, Guangzhou 510640, 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)

Abstract: The new foundation design theory proposes a method for foundation design based on the $p-s$ curves of base load and settlement with the principle of dual control conditions of strength and deformation. However, the corresponding $p-s$ curves of different foundation sizes are also different. How to determine the reasonable sizes of the foundation according to the $p-s$ curves of base load and settlement to meet the principle of dual control conditions of foundation strength and deformation is a very specific and meaningful work. The soil parameters are calculated based on the $p-s$ curves of the in-situ plate loading tests. Then, the $p-s$ curves of different foundation widths are calculated by the tangent modulus method, and the bearing capacities corresponding to different foundation sizes are obtained by the requirements of settlement and safety factor of foundation strength. Finally, combined with the foundation pressure to determine the minimum foundation size that meets the strength and deformation requirements, the proposed method is compared with the current codes of China through cases, which shows the rationality of this new method.

Key words: in-situ plate loading test; foundation bearing capacity; tangent modulus method; foundation size; $p-s$ curve

0 引 言

关于浅基础的设计, 是基础工程中一个基本的问题, 目前规范^[1-2]给出的浅基础的设计方法均是通过上部荷载和承载力特征值来确定基础底面积, 再通过沉降要求来进行验算。这些设计方法以满足强度来控制基础底面积, 再进行沉降验算。传统方法比较困难的地方在于沉降难以计算准确, 而地基承载力特征值又与沉降控制有关, 以致实际中地基承载力特征值都难

以严格准确的确定, 极大的影响地基设计的科学性。例如认为用现场压板荷载试验确定地基承载力是最可靠的方法, 但通常较多情况的地基承载力特征值是取压板试验沉降曲线的沉降比为 $s/b=0.01\sim 0.015$ 所对应的压力值^[1], 这个沉降比不是一个定值, 是一个范围

基金项目: 国家自然科学基金项目(51778152); 广东省水利科研及技术推广项目(2005-06)

收稿日期: 2019-04-28

值,这样有可能同一个试验曲线,不同的人取不同的沉降比对应得到的承载力特征值就会不同。同时,这个沉降比不同的规范也可能不同,例如国家标准^[1]的沉降比为0.01~0.015,而广东省的地基规范^[2]则取为0.015~0.02。因此,如何合理确定地基承载力的问题其实目前还没有很好解决的。

为此,新的地基设计方法提出采用原位压板试验获取土层强度参数和变形参数,而不是直接用压板试验确定地基的承载力。以压板试验得到的土层参数用切线模量法来计算实际基础的 $p-s$ 曲线,根据实际基础的沉降控制和地基强度安全系数要求双控原则,确定地基允许承载力,既保证了地基强度安全,又保证了基础沉降要求,这才是正确合理的地基设计方法。

新的地基设计理论^[3-4]提出了依据基础荷载与沉降的 $p-s$ 曲线,按照强度和变形双控原则进行基础设计^[5]。在基础设计时,基础底面尺寸需要通过 $p-s$ 曲线求出,但不同基础尺寸对应的 $p-s$ 曲线是不同的,在基础底面尺寸未知情况下无法得到确定的 $p-s$ 曲线。因此,如何在基础底面尺寸未知情况下依据基底荷载与沉降的 $p-s$ 曲线来确定基础的合理尺寸,以满足地基强度和变形双控的原则,这是一个很有意义同时还有待解决的问题。为此,基于新的地基设计理论,我们确定满足强度要求的地基承载力和满足沉降要求的地基承载力,再根据不同基础底面尺寸下对应的基底压力,确定出满足强度要求和变形要求的最小基础底面尺寸,解决了新方法确定最优化的基础底面尺寸问题,并与传统方法进行比较,说明新方法更科学合理。

1 依据切线模量法进行基础尺寸设计

由于地基承载力与沉降计算都与基础尺寸有关,而基础尺寸又是设计求解的,这可能需要不断的试算。为此提出以下解决的方法。

(1) 求出不同基础尺寸满足强度要求的地基承载力,建立基础尺寸宽度 b 与地基承载力关系 $b-f_{ak}$ 。

(2) 依据切线模量法计算不同基础尺寸对应的基底压力与沉降的曲线,得到满足沉降要求的不同基础尺寸对应的地基承载力,建立基础宽度与满足沉降要求的地基承载力关系 $b-f_{as}$ 。

(3) 计算不同基础尺寸对应的基础基底压力 p_k ,建立基底压力与基础尺寸关系 $b-p_k$ 。

(4) 确定最优基础尺寸。根据以上结果,可以作出基础宽度与基底压力、强度承载力及变形承载力的关系曲线,如图1所示。由图1,当基底压力 p_k 等于按变形控制允许的基底压力 f_{as} ,同时小于强度允许的压力 f_{ak} ,对应的基础宽度 b_m 即为确定的最优基础尺寸。

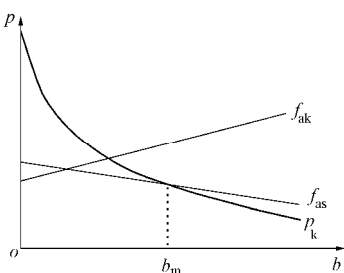


图1 不同条件下基底压力与基础宽度关系
Fig. 1 Relationship between foundation pressure and foundation width under different conditions

2 工程案例

2.1 工程概况

以东莞莞城工程为案例^[4],针对某一柱下基础进行设计,上部荷载为5000 kN,沉降要求 $s \leq 40$ mm,在场区内选择3个点进行压板载荷试验,选取#1试验点的试验结果进行分析设计。该点地质剖面图如图2所示,物理力学参数如表1所示,压板直径为0.8 m,压板载荷试验曲线如图3所示,压板试验数据如表2所示。

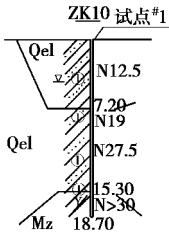


图2 地质剖面图
Fig. 2 Geological profile

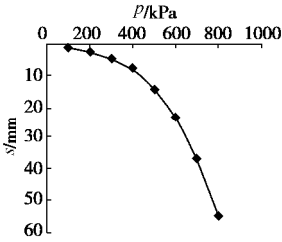


图3 $p-s$ 曲线
Fig. 3 $p-s$ curve

表1 #1 试验点土层物理力学参数

Table 1 Physical and mechanical parameters of test point							
编号	塑性指数	黏聚力 /kPa	摩擦角 /(°)	压缩模量 /MPa	取样深度/m	典型土名	标贯击数
#1	16.7	50	16.6	5.71	1.5	粉质黏土	11

表2 压板试验数据

Table 2 Records of plate load tests								
p/kPa	100	200	300	400	500	600	700	800
s/mm	1.01	2.58	4.51	8.03	14.25	23.44	36.71	54.56

2.2 按照规范方法设计

第一步, 进行地基承载力验算。按照《地基基础设计规范GB50007—2011》^[1], 地基承载力特征值可取沉降比 $s/b=0.01\sim 0.015$ 所对应的压力值, 并小于最大试验荷载值的一半, 为此取 $s/b=0.01$ 对应的承载力为地基的承载力特征值时, $s=8\text{ mm}$, 根据图3, 则 $f_{ak}=399.14\text{ kPa}<$ 最大试验荷载值 800 kPa 的一半, 因此地基承载力特征值 $f_{ak}=399.14\text{ kPa}$ 。设基础埋深 $d=2\text{ m}$, 先对地基承载力特征值进行深度修正, 则按地基规范可得地基修正后的承载力特征值为 $f_a=444.14\text{ kPa}$, $b=\sqrt{F_k/f_a-g_c d}=3.52\text{ m}$, 取 $b=4\text{ m}$, 宽度修正后承载力特征值 $f_a=450.14\text{ kPa}$ 。膜 $p_k=(F_k+G_k)/A=352.5\text{ kPa}<f_a$, 故当 $b\geq 4\text{ m}$, 地基强度承载力满足要求。

第二步, 进行沉降验算。采用分层总和法, 查表知沉降经验系数 $y_s=0.865$, 该基础尺寸下地基最终沉降量 $s=y_s\sum_{i=1}^n p_0/E_{si}\cdot(z_i a_i-z_{i-1} a_{i-1})=159.5437\text{ mm}$, 大于 40 mm , 不满足沉降要求, 需加大基础底面尺寸。经过试算, 得到不同基础尺寸下沉降如表3所示。

表 3 不同基础宽度下的沉降

Table 3 Settlements under different foundation widths									
b/m	5	6	7	8	9	10	11	12	13
s/mm	119.29	95.43	78.91	68.42	59.13	50.70	45.05	40.45	35.77

由表3可知, 当 $b\geq 13\text{ m}$ 时, 沉降满足小于 40 mm 的要求, 地基沉降满足要求。

该计算过程存在反复验算过程, 若不满足沉降要求, 则需扩大基础底面积, 再进行沉降计算, 且把地基承载力与沉降计算分离计算, 无法直观明了地得到基础宽度、地基承载力与沉降的关系。

2.3 按新方法进行设计

新方法根据压板试验求得地基强度和变形参数, 然后用切线模量法计算基础的荷载与沉降关系曲线 $p-s$ 曲线, 根据 $p-s$ 曲线由强度和变形双控确定合理的基础尺寸。具体做法如下:

(1) 由压板试验求地基土的强度和变形参数。根据切线模量法, 假设压板的荷载与沉降曲线符合双曲线, 由压板试验拟合可得, $s/p=a+bs=0.011+0.0011$ 。故 $a=0.011$, $b=0.0011$, $p_u=909.09\text{ kN}$, 得到土的初始切线模量: $E_0=D(1-m^2)w/a=52.28364$, 假设 $j=20^\circ$, 根据Terzaghi承载力公式 $P_u=cN_c+g_0dN_q+0.5gbN_r$, 查表可得 $N_r=4$, $N_q=7.44$, $N_c=17.7$, 反算出黏聚力 $c=49.55316$ 。

(2) 求出不同基础尺寸的基底压力 p_k 与强度控制承载力 f_{ak} 。假设基础埋深 2 m , 假定不同基础的宽度, 为简便, 按方形基础计算不同基础宽度的地基极

限承载力, 地基强度允许承载力取安全系数为2, 同时求得不同基础宽度下对应的基底压力。比如, 假定 $b=2\text{ m}$, $p_k=F_k/A+gd=5000/2^2+20\times 2=1290\text{ kPa}$, $f_{ak}=p_u/K=(cN_c+g_0dN_q+0.5gbN_r)/K=627\text{ kPa}$ 。

显然, $p_k>f_{ak}$, 不满足强度要求, 应将基础进一步扩大。将不同基础尺寸下的强度控制的允许承载力、基底压力列于表4。由表4可见, 基础宽度大于 3 m 时, 地基强度允许承载力大于基底压力, 满足要求。

表 4 不同基础尺寸下基底压力与强度控制承载力

Table 4 Foundation pressures and strength-control bearing capacities under different foundation sizes									
b	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0
p_k/kPa	1290	840	595.6	448	352.5	286.9	240	205	178.9
f_{ak}/kPa	627	637	647	657	667	677	687	697	707

(3) 用切线模量法计算不同基础的荷载与沉降曲线。根据前面求得的土体参数 c , j , E_0 及切线模量法, 求出各基础尺寸下的 $p-s$ 曲线, 这里基础尺寸的增量仍为 0.5 m 。我们以基础尺寸 $b=2\text{ m}$, 在第一级增量 $p=100\text{ kN}$ 下的 $p-s$ 曲线计算为例。设每级荷载增量为 100 kPa , 分层厚度为 0.5 m , 计算深度 h 取 20 m , 埋深 2 m 。计算过程中, 计算深度 h 取 20 m 大于2倍最大基础宽度, 且最后一层土沉降均满足 $\Delta s\leq 0.025s$, 计算深度满足要求。

第一层土: 计算深度 $z_1=0.25\text{ m}$, 对应的附加应力系数 $K_c=0.98916$, 该深度处附加应力 $s_1=98.916\text{ kPa}$, 根据Terzaghi承载力公式 $P_{u1}=1291.90\text{ kPa}$, $E_{t1}=\left(1-R_t\frac{s_1}{p_u}\right)^2\times E_0=44.5838$, $\Delta s_1=\Delta s_1\times \Delta h/E_{t1}=1.1093\text{ mm}$ 。

依次计算各层土的沉降, 可得基础尺寸 $b=2\text{ m}$ 在第一级增量 $p=100\text{ kN}$ 下的最终沉降量 $s=\Delta s_1+\Delta s_2+K+\Delta s_{40}=4.4707\text{ mm}$ 。重复以上步骤, 计算出每级荷载下的最终沉降量, 可得 $b=2\text{ m}$ 对应的 $p-s$ 曲线。同理可得不同基础宽度对应的 $p-s$ 曲线, 取不同基础尺寸对应沉降小于 45 mm 的 $p-s$ 曲线如图4所示。

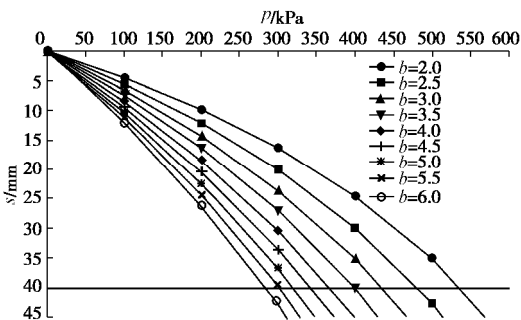


图 4 不同基础尺寸下的 $p-s$ 曲线
Fig. 4 $p-s$ curves under different foundations sizes

由图4, 当沉降要求为 $[s] \leq 40$ mm时, 由 $p-s$ 曲线可得到不同基础尺寸对应的由变形控制的承载力 f_{as} , 比如当基础尺寸 $b=2$ m, 其变形控制承载力为532 kPa, 将不同基础尺寸下按变形控制确定的承载力 f_{as} 、基底压力 p_k (不考虑基础及上覆土自重) 列于表5。

表5 不同基础尺寸下基底压力与变形控制承载力

Table 5 Foundation pressures and deformation-control bearing capacities under different foundation sizes

b	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5	5.5	6
p_k /kPa	1250	800	545.6	408	312.5	246.9	200	165	138.9
f_{as} /kPa	533.2	478.2	432.3	398.2	365.4	339.5	318.5	301	283.5

由表5可见, 按变形控制基础宽度4 m时, 变形控制允许的承载力 $f_{as}=365.4$ kPa, 已大于基底压力 $p_k=312.5$ kPa。而由表4, 此时的强度控制承载力 $f_{ak}=667$ kPa, 强度控制承载力和变形控制承载力均大于基底压力, 可以满足要求。由表4, 5制图, 可得到不同基础尺寸下基底压力 (不考虑基础及上覆土自重)、强度控制承载力、变形控制承载力关系, 如图5所示。由图5可直观看出, 强度控制的承载力 f_{ak} 大于变形控制的承载力 f_{as} 。若要满足基底压力小于强度承载力与变形控制承载力, 即 $p_k \leq f_{ak}$ $p_k = f_{as}$, 则 $b=3.6$ m, 即最优化的基础尺寸为3.6 m。

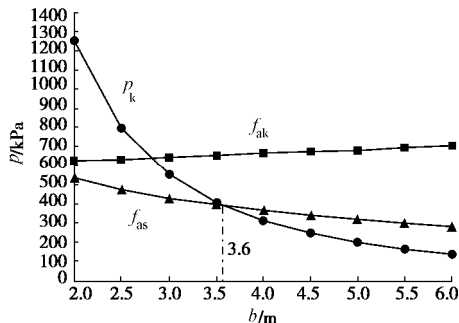


图5 基底压力、强度控制承载力及变形控制承载力关系

Fig. 5 Relationship among strength-control bearing capacity, deformation-control bearing capacity and foundation pressure

当取基础宽度为3.6 m时, 采用新方法计算出其对应的基底压力 p_k , 地基变形控制承载力 f_{as} , 验证可得基底压力约等于地基变形控制承载力, 故当取基础宽度为3.6 m时, 满足强度和变形控制的要求。

由以上设计结果可知, 若按规范法进行设计, 则基础宽度至少为13 m才能满足设计要求, 而若按新方法进行设计, 基础宽度只需3.6 m就能满足强度和沉降的要求, 大大节省了造价。造成差异性大主要是沉降计算差异大, 规范法计算沉降以室内压缩模量计算乘以经验系数修正, 误差大, 切线模量法以现场原位压板试验求取变形计算参数, 结果比较符合实际。这也

是广东、深圳地基规范^[2, 6]对残积土这种结构性强的地基沉降建议采用压板试验求取变形模量用于计算沉降的原因。

3 结 论

(1) 规范法由于沉降计算的误差较大, 用于变形控制设计会有较大的误差, 结果可能是不合理的。

(2) 新的地基设计理论提出用强度和变形双控原则来确定地基承载力并采用切线模量法计算基础的沉降, 可得到比较符合实际的结果, 也是地基设计的发展方向。本文提出了解决新方法如何确定基础底面最优尺寸的方法, 可使新的地基设计理论可以更好的应用于工程实践。

参考文献:

- [1] GB50007—2011 建筑地基基础设计规范[S]. 2012. (GB50007—2011 Code for design of building foundation[S]. 2012. (in Chinese))
- [2] DBJ15—31—2016 广东省地方标准. 建筑地基基础设计规范[S]. 2016. (DBJ15—31—2016 The local standards of Guangdong province. Design code for building foundation[S]. 2016. (in Chinese))
- [3] 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))
- [4] 杨光华, 姜 燕, 张玉成, 等. 确定地基承载力的新方法[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(4): 597 - 603. (YANG Guang-hua, JIANG Yan, ZHANG Yu-cheng, et al. New method for determination of bearing capacity of soil foundation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, 36(4): 597 - 603. (in Chinese))
- [5] 杨光华, 黄致兴, 姜 燕, 等. 地基承载力确定的双控方法[J]. 岩土力学, 2016(增刊 2): 323 - 242. (YANG Guang-hua, HUANG Zhi-xing, JIANG Yan, et al. Double controlling method for determining bearing capacity of foundation soils[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016(S2): 323 - 242. (in Chinese))
- [6] SJG 01—2010 地基基础勘察设计规范[S]. 2010. (SJG 01—2010 Code for investigation and design of foundation[S]. 2010. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE2019S1003

预留土基坑支护性状的有限元分析

秦会来¹, 周予启¹, 周同和², 李冬晓¹

(1. 中建一局集团建设发展有限公司, 北京 100102; 2. 郑州大学综合设计研究院, 河南 郑州 450002)

摘要:应用小应变硬化土本构模型对郑州典型粉土地层中的预留土支护基坑的支护性状进行有限元分析, 探讨预留土形状参数——顶部宽度、底部宽度等对基坑支护体系变形以及支护桩墙最大弯矩等的影响规律。借助强度折减有限元技术对各工况下支护体系的稳定性进行分析, 通过分析强度折减安全系数, 支护体系整体失稳与预留土局部失稳的先后关系等, 揭示预留土形状参数对基坑支护性状影响的内在原因。并基于有限元计算结果对其它文献中的论断进行研判, 分析其正确性和适用范围。分析结论对今后预留土支护基坑的设计以及优化设计颇具指导意义。

关键词: 预留土; 有限元法; 强度折减; 基坑支护

中图分类号: TU463

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)S1-0009-04

作者简介: 秦会来(1979—), 男, 博士、博士后, 主要从事岩土工程的研究、设计与施工。E-mail: huilaiqin@163.com。

Retaining traits of berm-retained excavations by FEM

QIN Hui-lai¹, ZHOU Yu-qi¹, ZHOU Tong-he², LI Dong-xiao¹

(1. China Construction First Group Construction & Development Co., Ltd., Beijing 100102, China; 2. Comprehensive Design Institute, Zhengzhou University, Zhengzhou 450002, China)

Abstract: Based on the model for hardening soils with small-strain stiffness, the retaining traits of the berm-supported excavations in silt in Zhengzhou are studied by means of the finite element method. The influences of the berm shape, including the top width and bottom width of berms, on the retaining traits of the retained excavations, such as the maximum horizontal displacement and the maximum bending moment, are studied by analyzing the finite element results. The strength reduction method is employed to deduce the stability of the berm-retained excavations. The laws of influences of berm shape on the retaining traits are studied by analyzing the safety factor obtained by the strength reduction method. Some arguments obtained by the finite element method in available literatures are evaluated by the results obtained here. The conclusions may provide valuable guidance for the design and optimization of embedded retaining walls using earth berms as temporary supports.

Key words: earth berm; FEM; strength reduction method; retained excavation

0 引言

预留土作为基坑支护的一种手段, 可以有效地控制支护体系的稳定和变形^[1]。近年来在工程实践中出现了预留土支护与主体结构相结合的支护模式, 也即基坑大开挖阶段留设原状土墩对围护结构支护, 待地下结构施工到满足设计要求后, 在主体地下结构与围护结构之间设置型钢支撑, 挖除预留土, 施工该区域的地下结构, 地下结构施工可顺做也可逆做。预留土与主体结构相结合的支护模式可以解决不能设置预应力锚杆区域的支护问题, 同时显著降低内支撑设置的规模和难度, 应用效果良好, 引起工程界广泛关注。

预留土与主体结构相结合的支护模式中, 需要解决的关键问题就是预留土支护阶段支护体系的设计计算问题。在过去的几十年中, 许多学者运用不同方法对预留土的支护作用进行了分析探讨, 包括等效超载、

等效开挖面等经验方法^[2], 修正的极限平衡法^[3], 修正弹性地基梁法^[4], 数值分析方法^[5]等, 对预留土支护作用有了一定认识。但由于预留土为局部土体, 支护机理复杂, 其能提供的极限抗力与支护刚度, 以及对坑底部被动区土体抗力和支护刚度增强作用都难于定量分析。当前尚未找到预留土支护设计计算合理方法, 工程实践中的设计计算仍以设计者的经验为准。

本文应用小应变硬化土(HSS)本构模型, 结合郑州地区典型粉土的地层参数, 对预留土支护基坑进行有限元数值分析, 分析探讨预留土形状参数对基坑支护性状的影响, 与以往有限元分析研究文献不同, 本文通过分析强度折减技术所计算的预留土稳定安全

基金项目: 中建股份科技研发课题(CSCEC-2018-Z-11)

收稿日期: 2019-04-29

系数以及支护体系整体稳定安全系数揭示预留土形状参数对基坑支护性状影响的内在原因,并根据有限元计算结果对以往基于有限元分析的一些研究结论进行研判,分析其正确性与适用性。

1 有限元模型与参数

选择郑州地区典型粉土地层进行分析,地层参数见表 1 所示。表 1 中的强度参数取自该地区地勘报告,其它参数根据地勘报告的压缩模量以及郑州地区多个项目实测变形反演分析后确定。假定所考虑预留土支护基坑开挖深度 14 m,支护桩墙嵌固深度 17 m,等效厚度为 1.2 m,C30 混凝土,暂不考虑地下水的影响。建立有限元模型见图 1 所示。图中 b_t 、 b_b 及 h_b 分别为预留土的顶部宽度、底部宽度和高度, H 为基坑开挖深度, D 为支护桩墙的嵌固深度。本文计算中,考虑地面超载为 20 kPa,基坑每步开挖深度为 1 m,考虑 b_t 的变化范围为 0~14 m, b_b 的变化范围为 6~26 m, h_b 的变化范围为 6~14 m。

表 1 土层计算参数

Table 1 Soil parameters

c'	j'	E_{50}^{ref}	E_{oed}^{ref}	E_{ur}^{ref}	$g_{0.7}$	G_0^{ref}	m
/kPa	/(°)	/MPa	/MPa	/MPa		/MPa	
15	24	15	15	90	1.0×10^{-4}	200	0.7

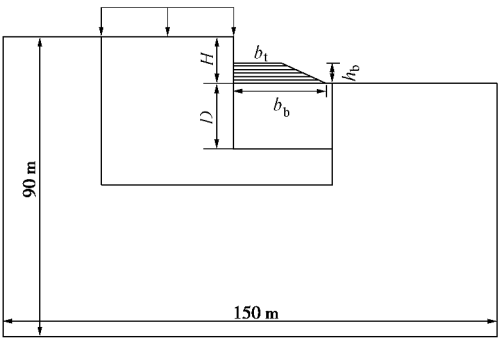


图 1 有限元模型

Fig. 1 Finite element model

2 预留土形状参数影响分析

2.1 预留土底部宽度参数影响

图 2 中给出了 h_b 为 10 m、顶部宽度 b_t 为 0~6 m 时, d_h 以及 M 随预留土底部宽度 b_b 的变化曲线。图 2 (a) 给出了曲线上各工况安全系数的变化范围。由图 2 可见,当预留土稳定安全系数较大时(图中最小为 1.22), d_h 以及 M 均随 b_b 的增加而降低,但当 b_b 较大时,降低幅度逐步减小。 M 的变化规律与 d_h 相应变化规律类似。从图 2 也可以发现,当 b_b 较小时,增加预

留土顶部宽度 b_t 对改善支护性状不如 b_b 较大时。

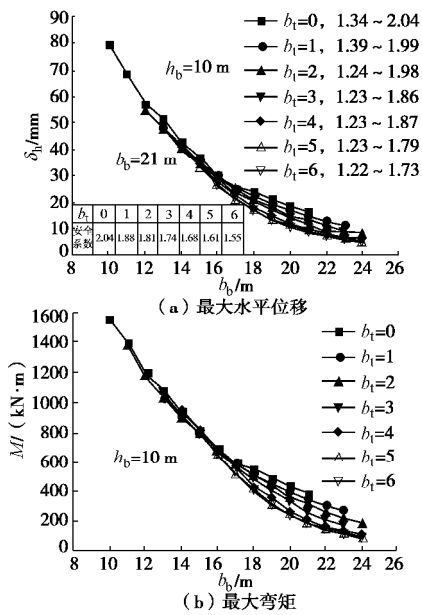


图 2 预留土底部宽度对支护性状的影响 ($h_b=10\text{ m}$)

Fig. 2 Influences of bottom width of berm on retaining traits ($h_b=10\text{ m}$)

2.2 预留土顶部宽度参数影响

图 3 给出了 $h_b=12, 6\text{ m}$, $b_b=18, 20, 24\text{ m}$ 时,支护体系最大水平位移 d_h 随预留土顶部宽度 b_t 的变化曲线。图中曲线上各点位所标注的数字为由强度折减法计算所得支护体系或预留土的稳定安全系数。由图 3 (a) 可见,对于一定的预留土底部宽度 b_b ,随着预留土顶部宽度 b_t 的增加,强度折减所得的稳定安全系数降低。由强度折减所得的图 3 (a) 中所对应工况的典型失稳破坏面如图 4 所示,也即图 3 (a) 所对应工况中,预留土自身稳定性差于支护体系的整体稳定性。不难理解,对于一定的预留土底部宽度 b_b 和预留土高度 h_b ,随着预留土顶部宽度 b_t 的增加,预留土边坡变陡,稳定性变差,但此时预留土的体积是增加的。由图 3 (a) 可见,当预留土稳定系数低于 1.4 左右时,支护体系最大水平位移 d_h 随预留土顶部宽度的增加而增大,当安全系数大于 1.4 时,随预留土顶部宽度的增加,支护体系最大水平位移 d_h 减小,但减小速率逐步下降。可见,对于同一预留土底部宽度,当预留土稳定性安全系数低于一定值时,增加预留土顶部宽度对支护性状反而不利。从本文计算的近 600 个工况来看,该稳定性安全系数的分界点大约为 1.4。

图 3(b)中对应的预留土高度 h_b 为 6 m,当 $b_b=18, 20, 24\text{ m}$ 时,预留土自身稳定性安全系数较高,此时可能出现支护体系整体稳定安全系数低于预留土局部稳定安全系数的情况。图 3 (b) 中标识的强度折减安

全系数也可以说明这一点, 当支护体系整体失稳先于预留土局部失稳时, 预留土顶部宽度的增加虽然会造成预留土边坡变陡, 但会增大预留土体积和重量, 对支护体系的整体稳定来说, 预留土形状和重量才是控制因素, 因此预留土顶部宽度的增加会提高支护体系的稳定安全系数。当预留土顶部宽度较大时, 预留土的稳定安全系数也可能低于支护体系的整体稳定性, 如图 3 (b) 中 $b_b=18, 20\text{ m}$ 时曲线的后面部分所示。

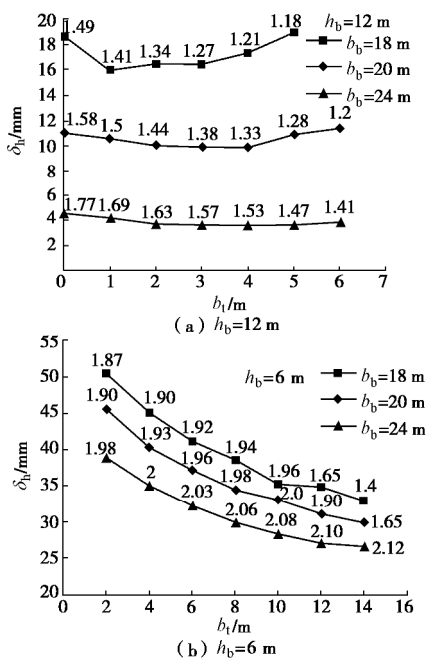


图 3 同一底部宽度时预留土顶部宽度对水平位移的影响
Fig. 3 Influences of top width of berm on horizontal displacement under same bottom width

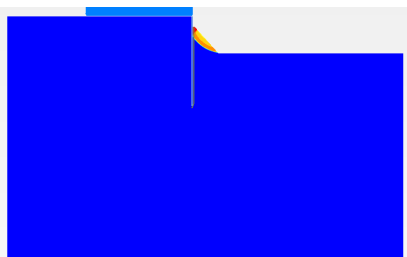
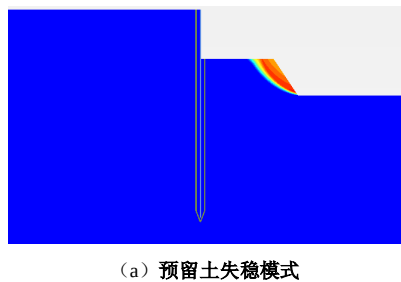
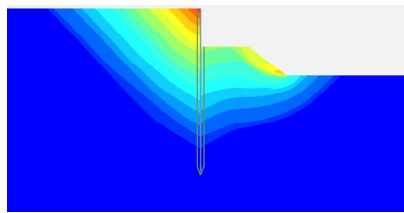


图 4 强度折减法所得预留土典型失稳模式
Fig. 4 Typical failure mode of berms by strength reduction method

图 5 给出了与图 3 (b) 工况对应的典型的支护体系整体失稳模式和预留土失稳模式。



(a) 预留土失稳模式



(b) 支护体系整体失稳模式

图 5 强度折减法所得典型失稳模式 ($h_b=6\text{ m}$)
Fig. 5 Typical failure modes of berms by strength reduction method ($h_b=6\text{ m}$)

3 现有分析结论的验证

GEORGIADIS^[6]基于以 Mohr Coulomb 为屈服准则的理想弹塑性本构模型, 借助 Plaxis 有限元软件对预留土支护基坑的支护性状进行了多工况下的分析计算。根据对有限元计算结果的统计回归分析, GEORGIADIS 提出了无量纲折减系数 R 与参数 $2(H-h_b/2)/(b_t+b_b)$ 和墙土相对刚度参数 K 之间具有确定的函数关系, R 和 K 的计算公式如下:

$$R = \frac{d - d_b}{d - d_1} \quad (1)$$

$$K = \frac{EI}{E_s L^4} \quad (2)$$

式中 d 为开挖深度为 H 的无预留土支护基坑的最大位移; d_b 为预留土支护基坑的最大位移; d_1 为基坑开挖深度为 $(H-h_b)$ 时基坑的最大位移; EI 为支护桩墙的抗弯刚度; E_s 为土体杨氏模量; L 为支护桩墙总长。

在本文近 600 计算工况中, 选取预留土参数满足以下条件的各计算工况: 高度 $h_b=6\text{ m}$, 预留土顶部宽度 b_t 和底部宽度 b_b 之和满足 $(b_t+b_b)/2=14\text{ m}$ 条件。所选各工况中, 参数 $2(H-h_b/2)/(b_t+b_b)$ 为定值 2.33, 根据 GEORGIADIS 的结论, 此时应该具有相同的 R 值或者说 d_b 值, 而本文有限元计算结果见表 2 所示。

表 2 同一 R 值时的支护性状

Table 2 Retaining traits under same values of R			
m	d_b/mm	d_v/mm	安全系数
0.67	39.53	33.13	1.40
1.33	35.20	28.92	1.96
2.00	34.50	27.81	1.98
2.67	34.49	27.89	2.00
3.33	35.07	28.37	2.00

由表 2 可见, 当预留土边坡坡度系数 m 在 1.33~3.33 之间变化时, 支护体系的最大位移基本相等, 与 GEORGIADIS 的结论相符, 但当 m 为 0.67 时, 支护体系的变形明显增大 10% 以上, 查看强度折减计算结

果可以发现,当 $m=0.67$ 时,发生的是如图 5(a) 中所示的预留土的稳定失稳,而表 2 中的其它工况发生的是如图 5(b) 中所示的支护体系整体稳定失稳。

选择本文中强度折减后发生预留土失稳的工况进行分析,预留土参数如下:高度 $h_b=10$ m,预留土顶部宽度 b_t 和底部宽度 b_b 之和满足 $(b_t+b_b)/2=10$ m,参数 $2(H-h_b/2)/(b_t+b_b)$ 为定值 1.0。所选各工况支护体系最大位移计算结果见图 6 所示,由图 6 可见对于相同的折减系数 R ,支护体系的最大水平位移和地面沉降并不相近,而是随预留土边坡的坡度系数增加而减小。

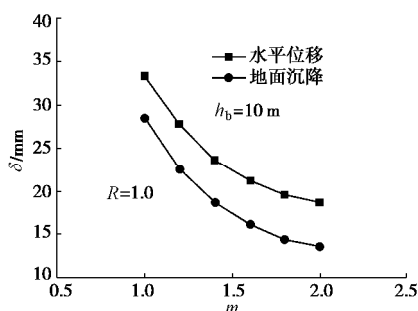


图 6 同一 R 值下基坑支护变形与 m 的关系

Fig. 6 Relationship between deformation and berm slope m under same value of R

现有文献中有限元计算结果还有另外一种观点,也就是预留土支护性状与预留土体积相关^[7],由上文对 GEORGIADIS 论断的检验过程可以发现,这一观点同样是有局限性的,因为对于上文验证案例中当参数 $2(H-h_b/2)/(b_t+b_b)$ 相同时,预留土的体积也是相同的。可见对于预留土支护基坑,用单参数(预留土体积)、两参数 $[H-h_b/2, (b_t+b_b)/2]$ 都是不合适的。预留土的支护作用与 h_b 、 b_t 、 b_b 均相关。

4 结 论

本文采用有限元方法对预留土支护基坑的支护性状进行了分析,并从强度折减所得支护体系或预留土的失稳情况着手,分析探讨了预留土参数对基坑支护性状影响的内在规律和原因。通过分析,得出如下结论。

(1) 当预留土自身稳定能力较好,支护体系的最大水平位移 d_h 及支护桩墙最大弯矩 M 随预留土底部宽度 b_b 增大而减小,但减小幅度逐步降低。

(2) 当预留土稳定安全系数不大于 1.4 时,对于同一预留土底部宽度 b_b ,增加预留土顶部宽度 b_t 会降低预留土稳定安全系数,从而引起预留土支护效果变差。

(3) 当支护体系及预留土稳定安全系数大于 1.4 时,对于同一预留土底部宽度 b_b , d_h 以及 M 随预留土顶部宽度 b_t 的增加会减小,但减小幅度逐步降低。

(4) 当支护体系整体稳定安全系数高于预留土稳定安全系数时,GEORGIADIS 的论断以及支护性状与预留土面积相关论断是可行的,但当预留土稳定安全系数低于支护体系整体稳定安全系数时,GEORGIADIS 的论断以及预留土面积相关论断是错误的。

参考文献:

- [1] 李顺群, 郑刚, 王英红. 反压土对悬臂式支护结构嵌固深度的影响研究[J]. 岩土力学, 2011, 32(11): 3427 - 3431. (LI Shun-qun, ZHENG Gang, WANG Ying-hong. Influence of earth berm on embedment depth of cantilever retaining structure for pit excavation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(11): 3427 - 3431. (in Chinese))
- [2] FLEMING W G K, WELTMAN A J, RANDOLPH M F, et al. Piling Engineering[M]. 3rd. Taylor & Francis, 2008.
- [3] DALY M P, POWRIE W. Undrained analysis of earthberms as temporary supports for embedded retaining walls[J]. Proceeding of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering, 2001, 149(4): 237 - 248.
- [4] 张浩, 郭院成, 石名磊, 等. 坑内预留土作用下多支点支护结构的变形内力计算[J]. 岩土工程学报, 2018, 40(1): 162 - 168. (ZHANG Hao, GUO Yuan-cheng, SHI Ming-lei. Calculation of deformation and internal force of multi-pivot retaining structure considering influence of earth berm[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, 40(1): 162 - 168. (in Chinese))
- [5] 刘畅, 孙盼盼, 赵露伟, 等. 基坑开挖反压土截面特性对基坑性状影响的有限元分析[J]. 地下空间与工程学报, 2017, 13(3): 788 - 795. (LIU Chang, SUN Pan-pan, ZHAO Lu-wei, et al. Finite element analysis of earth berm excavation pit traits affect section properties[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2017, 13(3): 788 - 795. (in Chinese))
- [6] GEORGIADIS M, ANAGNOSTOPOULOS C. Effect of berms on sheet pile wall behavior[J]. Géotechnique, 1998, 48(4): 569 - 574.
- [7] SMETHURST J A, POWRIE W. Effective-stress analysis of berm-supported retaining walls[J]. Proceeding of the Institution of Civil Engineers—Geotechnical Engineering, 2008, 161(1): 39 - 48.

DOI: 10.11779/CJGE2019S1004

软土地区偏压基坑抗隆起稳定安全系数的 强度折减法研究

史 吏¹, 倪定宇¹, 闫自海², 陈 娟², 胡敏云¹

(1. 浙江工业大学建筑工程学院, 浙江 杭州 310014; 2. 中国电建集团华东勘测设计研究院有限公司, 浙江 杭州 311122)

摘 要: 针对偏压工况下软土地区基坑开挖的坑底隆起问题, 建立了二维有限元强度折减分析模型。对偏压范围、偏压距离以及偏压荷载大小对抗隆起稳定安全系数的影响进行了数值模拟分析, 同时对比了极限平衡法、极限分析法和上述数值方法在偏压工况下的抗隆起稳定安全系数。结果表明: 偏压范围越大或偏压距离越小, 基坑抗隆起稳定安全系数越小; 不同深宽比下的基坑抗隆起稳定安全系数均随偏压荷载大小增加而线性减小; Terzaghi 极限平衡法和极限分析法均高估了偏压基坑的抗隆起稳定性, 偏危险; Bjerrum&Eide 极限平衡法和基于 Prandtl 机构的规范法低估了偏压基坑的抗隆起稳定性, 偏保守。

关键词: 基坑; 偏压荷载; 抗隆起稳定性; 有限元法; 强度折减法

中图分类号: TU432; TU473.2

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)S1-0013-04

作者简介: 史 吏(1987—), 男, 博士, 副教授, 主要从事土与结构相互作用和地基处理研究工作。E-mail: 418194187@qq.com。

Strength reduction method for safety coefficient of heave-resistant stability of asymmetrically-loaded excavations in soft soil areas

SHI Li¹, NI Ding-yu¹, YAN Zi-hai², CHEN Juan², HU Min-yun¹

(1. College of Civil Engineering and Architecture, Zhejiang University of Technology, Hangzhou 310014, China; 2. PowerChina Huadong Engineering Corporation Limited, Hangzhou 311122, China)

Abstract: A two-dimensional finite element model incorporating the strength reduction method is established to study the base heave problem encountered in asymmetrically-loaded excavations in soft soils. The parametric studies are conducted to investigate the influences of distribution range, distance from the bracing structures and amplitude of the asymmetric loading on the base-heave resistance factor. Meanwhile, comparisons are made among the above numerical results, the limit equilibrium method and the limit analysis method. The analysis results show that the heave-resistance factor decreases when the distribution range of the asymmetric loading increases or the distance between the asymmetric loading and the bracing structures decreases. The base-heave resistance factors of excavations with different depth/width ratios all show a linear decrease with the increasing amplitude of asymmetric loading. Compared to the strength reduction method, both the Terzaghi limit equilibrium method and the limit analysis method overestimate the base-heave resistance factor of an asymmetrically-loaded excavation, while both the Bjerrum & Eide limit equilibrium method and the code method (based on Prandtl mode) are conservative since they underestimate the factor.

Key words: excavation; asymmetric loading; heave-resistant stability; finite element method; strength reduction method

0 引 言

基坑开挖时被动区土体卸载, 同时坑边材料、弃土堆放以及施工机械移动等地表因素会在基坑一侧形成偏压荷载, 如图 1 所示的单侧超载及坑底卸载使得基坑处于偏压状态, 可能引起坑底回弹变形甚至发生坑底隆起破坏。这一工程问题在沿海软土地区尤为突出, 因而有必要针对偏压工况开展软土地区基坑抗隆起稳定性研究。现有基坑抗隆起稳定问题的数值分析,

多是基于强度折减法。该法被广泛用于分析不同基坑开挖工况 (H. Faheem 等^[1])、土体强度 (李忠超等^[2]) 和本构模型 (胡安峰等^[3]) 下的基坑抗隆起稳定性问题。Do 等^[4]采用有限元强度折减法分析了基坑隆起变形, 计算结果与现场测试结果基本一致, 表明了有限

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51608482, 51879234)

收稿日期: 2019-04-29

*通讯作者 (E-mail: huminyun@zjut.edu.cn)

元强度折减法分析基坑抗隆起问题的有效性。

结合基坑工程实际应用现状, 本文采用有限元强度折减法分析了不同偏压范围、距离和偏压荷载大小下的软土基坑抗隆起稳定性问题, 并与极限平衡法和极限分析法的理论计算结果进行了对比, 初步明确了二者理论在偏压基坑开挖抗隆起稳定性判断中适用性。

1 无偏压基坑数值模型验证

H. Faheem 等^[1]采用强度折减法研究了基坑深宽比对抗隆起稳定性的影响。该基坑土体基本参数(见表 1)和开挖参数(挖深 $H=9\text{ m}$, 挡墙入土深度 $D=0\text{ m}$, 坑底软土厚度 $T=T_c$, T_c 为软土层临界深度, 取 $T_c=B/\sqrt{2}$) 均与 H. Faheem 等^[1]所采用的算例相同。

表 1 土体基本参数

Table 1 Basic parameters of soils	
参数	取值
不排水抗剪强度 s_u/kPa	35.0
卸荷模量 E/kPa	$250 s_u$
泊松比 ν	0.49
土体重度 $g/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	20.0

在 Plaxis 2D 中, 采用 15 节点高阶三角形平面应变单元离散土体, 采用板单元模拟支护结构, 土体单元和板单元之间的接触采用 Plaxis 界面强度折减因子定义, 有限元离散网格如图 1 所示。

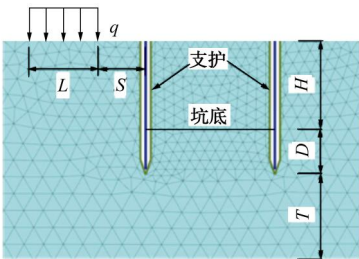


图 1 基坑有限元模型及网格划分

Fig. 1 Finite element model for excavations

在基坑开挖时, 坑底土体处于卸荷状态, 选用的土体本构模型需合理反映卸荷应力路径下的土体变形。已有基坑开挖数值模拟分析中, 多采用 HS 土体硬化模型^[3]和 M-C 模型^[2]进行分析。其中, HS 模型中定义了卸荷模量, 比较适用于卸荷工况, 但该模型参数偏多, 且部分参数测定困难^[5]。与之相对, M-C 模型的本构参数少且易于室内测定, 本文采用该模型模拟软黏土, 并将土体的卸荷模量赋值给模型中的模量参数, 从而反映卸荷模量区别于弹性模量的土体特征, 类似处理方法可参见文献[6]。

强度折减法分析坑底隆起时特征点位置的选择目前尚无定论。H. Faheem 等^[1]认为特征点为位移最大的节点, 一般取在坑底中心或支护结构内侧土体附近。胡安峰等^[3]认为, 挡墙内侧土体各点的安全系数取值

接近, 更适合作为强度折减法的特征点。Do 等^[4]分析结果表明三个特征点的节点位移 - 折减系数关系曲线拐点相近。本文取坑底中心点作为特征点分析。

在 Plaxis 中对 M-C 模型中的不排水抗剪强度 s_u 进行折减分析, 可得基坑不同深宽比 H/B 条件下, 坑底中心特征点位移随强度折减系数的变化曲线, 如图 2 所示。图中, 纵坐标 D 为特征点的无量纲节点位移。由图可知, 本文模型计算结果与 H. Faheem 结果基本一致, 说明了本文强度折减法的合理性。

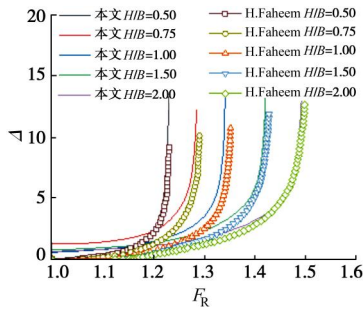


图 2 节点位移 - 折减系数变化对比曲线

Fig. 2 Variation curves of nodal displacement vs. SRR curves

2 偏压范围、距离以及偏压大小的影响

在 H. Faheem 算例^[1]的基础上施加偏压荷载, 如图 1 所示。其中, H 为基坑开挖深度, D 为支护结构嵌固深度, T 为支护结构底端至硬土层的距离。在基坑左侧施加均布荷载 q , L 为偏压荷载的分布范围, S 为偏压荷载边缘至基坑护壁外侧的距离。土体参数见表 1。

研究偏压范围对基坑抗隆起稳定安全系数 F_s 的影响, 取不同偏压荷载范围 L/H , 偏压距离 $S=0$, 偏压荷载大小 $q/s_u=0.57$, 基坑深宽比 $H/B=0.75, 1.50$ 。

不同基坑深宽比取值下的坑底中心节点位移随强度折减系数的变化情况分别如图 3 (a), (b) 所示, 各曲线均存在明显拐点, 随着偏压范围增大, 拐点对应的折减系数减小。不同深宽比 H/B 条件下, 拐点分布范围随 H/B 增大而变窄 ($0.084 \rightarrow 0.070$), 说明偏压范围对宽浅基坑 (即 H/B 小) 抗隆起稳定性的影响更大。

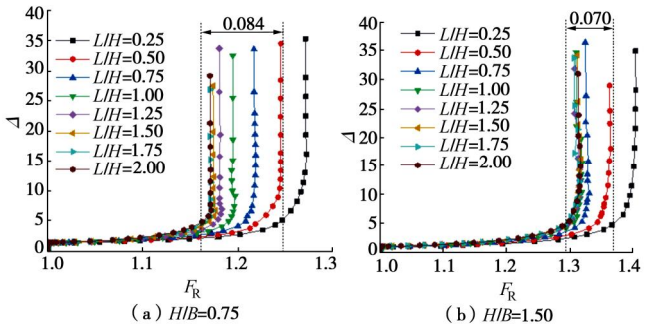


图 3 不同偏压范围 L/H 下的节点位移 - 折减系数变化曲线

Fig. 3 Nodal displacement vs. SRR curves under different asymmetrically-loaded ranges L/H

研究偏压距离对基坑抗隆起稳定安全系数 F_s 的影响, 取不同偏压距离 S/H , 偏压范围 $L=H$, 偏压荷载大小 $q/s_u=0.57$, 基坑深宽比 $H/B=0.75, 1.50$ 。如图 4 (a), (b) 所示, 各曲线均存在明显拐点, 相同深宽比 H/B 条件下, 随着偏压距离 S 增大, 拐点对应的折减系数增大。不同深宽比 H/B 条件下, 拐点分布范围随 H/B 增大而变窄 ($0.076 \rightarrow 0.065$), 说明偏压距离对宽浅基坑的影响更大。

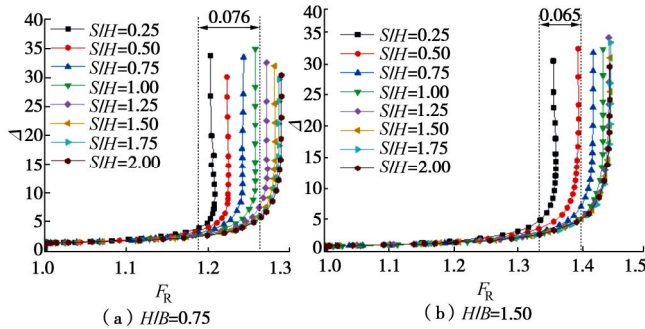


图 4 不同偏压距离 S/H 下节点位移 - 折减系数关系曲线
Fig. 4 Nodal displacement vs. SRR curves under different asymmetrically-loaded distances S/H

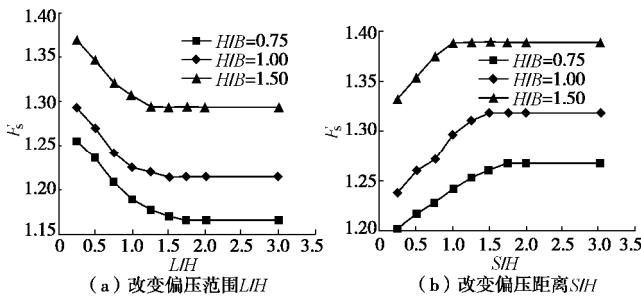


图 5 抗隆起稳定安全系数结果汇总

Fig. 5 Results of safety factor of heave-resistant stability

将图 3, 4 各曲线的拐点对应的安全系数汇总于图 5。图 5 (a) 表明: 当偏压范围较小 ($L/H < 1$) 时, 抗隆起稳定安全系数随偏压范围增大而线性减小; 偏压范围继续增大时, 安全系数则变化较小。当 $H/B=0.75, 1.00, 1.50$ 时, 偏压范围分别达到 $1.75H, 1.50H, 1.25H$ 后, 继续增大偏压范围而安全系数保持不变, 说明对于窄深基坑 (即 H/B 大) 偏压范围的影响更小。图 5 (b) 表明: 偏压距离较小 ($S/H < 1$) 时, 抗隆起稳定安全系数随偏压距离增大而线性增大; 偏压距离继续增大时, 抗隆起稳定安全系数保持不变。当 $H/B=0.75, 1.00, 1.50$, 偏压距离分别达到 $1.75H, 1.5H, 1.25H$ 后, 继续增大偏压距离而安全系数保持不变, 说明对于窄深基坑 (即 H/B 大) 偏压距离的影响更小。

分别取偏压荷载 $q/s_u=0, 0.29, 0.57, 0.86, 1.14$, 取偏压距离 $S=0$, 偏压范围 $L=H$, 基坑深宽比 $H/B=1.00$ 。图 6 呈现了不同偏压荷载下的基坑抗隆起稳定安全系数 F_s 随深宽比 H/B 变化的情况。由图 6 可知, F_s 随 H/B 增大而增大, 不同偏压大小 q/s_u 下各条

变化曲线是近似相互平行的, 表明深宽比不会影响 F_s 随偏压荷载增大而线性减小的总体规律。

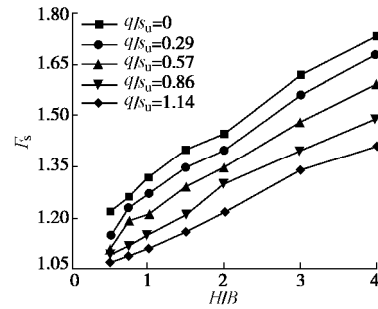


图 6 不同偏压荷载大小 q/s_u 下安全系数随 H/B 变化曲线

Fig. 6 Variation curves of safety factor with H/B under different asymmetrically-loaded values of q/s_u

3 偏压工况下抗隆起稳定安全系数计算方法对比

常用的极限平衡法和极限分析法无法考虑偏压范围和距离, 而图 5 结论表明 $L/H > 1$ 时偏压范围影响减小。故以下算例取 $L=H, S=0, q/s_u=0.57$, 由图 7 可知, $H/B < 1$ 时, Bjerrum&Eide 法结果明显偏小, 而其他方法结果接近; 当 $H/B > 1$ 时, Terzaghi 极限平衡法计算结果迅速增大, 说明 Terzaghi 极限平衡法高估了窄深基坑的稳定性; Bjerrum&Eide 法计算结果仍然小于极限分析法和有限元强度折减法; 两种机构场的极限分析法安全系数与有限元强度折减法计算结果较为接近, 但随 H/B 增大, 极限分析法的安全系数普遍大于有限元强度折减法, 表明极限分析法可能高估了偏压工况下窄深基坑的抗隆起稳定性。

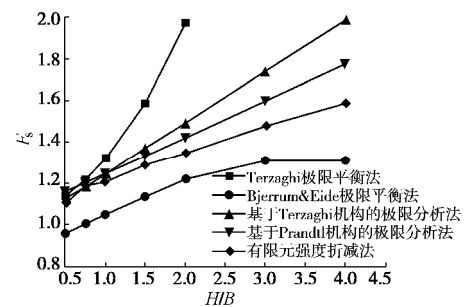


图 7 安全系数随 H/B 变化结果对比

Fig. 7 Comparison of safety factors under different values of H/B

图 8 为 $H/B=0.75$ 时基坑抗隆起稳定安全系数随偏压荷载的变化情况。由图 8 可知三种分析方法均正确预测了抗隆起稳定系数随偏压荷载增大而线性减小的规律, 但基于 Terzaghi 模式的极限平衡法以及基于 Terzaghi 机构和 Prandtl 机构的极限分析法的安全系数均大于本文强度折减法的安全系数, 说明了上述计算方法可能偏危险。而 Bjerrum & Eide 法计算结果明显小于 Terzaghi 极限平衡法、极限分析法与有限元强度折减法的结果, 同样说明该法低估了偏压工况下基坑

抗隆起稳定性；同时基于 Prandtl 机构的极限平衡法（即规范法）的计算结果远小于其余方法，说明规范法在计算偏压工况下的基坑抗隆起稳定安全系数时是偏保守的。

相比较而言，极限分析法的结果比较接近强度折减法计算结果。同时，随着基坑深宽比增大，基于 Prandtl 机构的极限分析法结果更优，更适合用于偏压工况下窄深基坑抗隆起稳定性的理论分析。

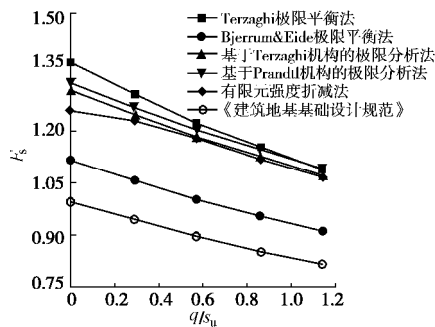


图8 安全系数随 q/s_u 变化曲线

Fig. 8 The variation curve of safety coefficient with q/s_u

分别将 $H/B=0.75, 1.00, 1.50$ 时有限元强度折减法的 F_s 除以规范法的 F_s 作为纵坐标，偏压大小 q/s_u 为横坐标，得图9。随着偏压大小 q/s_u 增大，两方法的安全系数比值增大；随 H/B 增大，有限元强度折减法与规范法的 F_s 差距增大。结果表明：偏压荷载较大时规范法比有限元强度折减法更加保守；用规范法计算窄深基坑（即 H/B 大）抗隆起稳定安全系数时，可将结果提高一定比例。

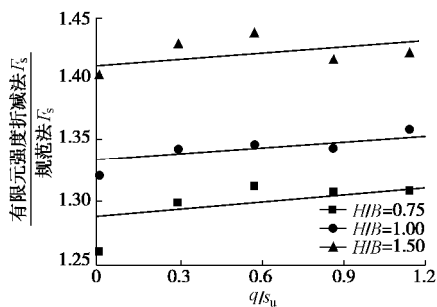


图9 有限元强度折减法与规范法的 F_s 比值对比曲线

Fig. 9 Comparison curves between the results of FEM strength reduction method and the code method

4 结论与建议

本文通过强度折减法对不同偏压工况下（偏压大小、偏压距离和偏压范围）的基坑抗隆起稳定安全系数进行了参数分析，并与极限平衡法、极限分析法以及规范法进行了对比分析，可得如下主要结论：

（1）偏压范围越大或偏压距离离坑边越近，基坑抗隆起稳定安全系数越小。相对窄深基坑，偏压范围和

偏压距离对宽浅基坑抗隆起稳定性的影响更大。

（2）不同基坑深宽比下的基坑抗隆起稳定安全系数均呈现出随偏压荷载大小的增加而线性减小的规律。

（3）基于 Terzaghi 模式的极限平衡法以及基于 Terzaghi 机构和 Prandtl 机构的极限分析法均可能高估了偏压基坑的抗隆起稳定安全系数，偏危险；基于 Bjerrum & Eide 模式和规范法明显低估了偏压基坑的抗隆起稳定安全系数，两者相比较时，规范法更保守。

（4）在几种常用的基坑抗隆起稳定性分析方法中，基于 Prandtl 机构的极限分析法更适用于偏压工况下的基坑抗隆起稳定性分析。

参考文献:

- [1] H FAHEEM H, CAI F, UGAI K, et al. Two-dimensional base stability of excavations in soft soils using FEM [J]. Computers and Geotechnics, 2003, 30(2): 141 - 163.
- [2] 李忠超, 陈仁朋, 陈云敏, 等. 软黏土中某内支撑式深基坑稳定性安全系数分析[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(5): 669 - 775. (LI Zhong-chao, CHEN Ren-peng, CHEN Yun-min, et al. Factor of safety of a braced deep excavation in soft clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, 37(5): 669 - 775. (in Chinese))
- [3] 胡安峰, 陈博浪, 应宏伟. 土体本构模型对强度折减法分析基坑整体稳定性的影响[J]. 岩土力学, 2011, 32(2): 592 - 597. (HU An-feng, CHEN Bo-lang, YING Hong-wei. Influences of constitutive models on overall stability analysis of deep excavations using strength reduction method[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(2): 592 - 597. (in Chinese))
- [4] DO T N, OU C Y, LIM A. Evaluation of factors of safety against basal heave for deep excavations in soft clay using the finite element method[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2013, 139(12): 2125 - 2135.
- [5] 徐中华, 王卫东. 敏感环境下基坑数值分析中土体本构模型的选择[J]. 岩土力学, 2010, 31(1): 258 - 264. (XU Zhong-hua, WANG Wei-dong. Selection of soil constitutive models for numerical analysis of deep excavations in close proximity to sensitive properties[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(1): 258 - 264. (in Chinese))
- [6] 宋广, 宋二祥. 基坑开挖数值模拟中土体本构模型的选择[J]. 工程力学, 2014, 31(5): 86 - 94. (SONG Guang, SONG Er-xiang. Selection of soil constitutive models for numerical simulation of foundation pit excavation[J]. Engineering Mechanics, 2014, 31(5): 86 - 94. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE2019S1005

基于影像源法的基坑开挖引起的土体水平位移预测

徐日庆^{1,2}, 程康^{1,2}, 应宏伟^{1,2}, 冯苏阳^{1,2}, 林存刚^{3,4}, 杨鸿玉⁵

(1. 浙江大学建筑工程学院, 浙江 杭州 310058; 2. 浙江大学滨海和城市岩土工程研究中心, 浙江 杭州 310058; 3. 挪威岩土工程研究所, 奥斯陆 0806, 挪威; 4. 同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室; 5. 中国建筑第八工程局有限公司, 上海 200135)

摘要: 基坑开挖将使土体产生附加水平位移, 过大的水平位移会使邻近地下结构物受到破坏。基于影像源法, 并充分发挥基坑围护结构易于实测的优势, 推导了在基坑开挖下的坑外土体水平位移半解析式, 分析中, 通过定义土体的不均匀收敛系数, 考虑了当前研究中大都忽略的土体收敛非均匀性, 与实际情况更接近。同工程实测数据的对比验证了所提方法的准确性。进一步参数分析表明: 不考虑土体收敛非均匀性的坑外土体水平位移计算值同实测相比, 会低估上部土体水平位移, 高估下部土体水平位移, 因而同实测出现一定偏差, 且当土体愈靠近基坑, 偏差愈明显, 可见考虑土体的非均匀收敛愈有必要。计算发现, 当不均匀系数介于3~6时, 计算结果同实测吻合较好。本文研究成果可为预测基坑开挖诱发土体水平位移提供一种新的探究思路。

关键词: 基坑开挖; 影像源法; 不均匀收敛系数; 土体收敛

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)S1-0017-04

作者简介: 徐日庆(1962—), 男, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事土与结构相互作用方面的研究与学习。E-mail: xurq@zju.edu.cn。

Prediction of horizontal displacement of soils caused by excavation of foundation pits based on virtual mirror technology

XU Ri-qing^{1,2}, CHENG Kang^{1,2}, YING Hong-wei^{1,2}, FENG Su-yang^{1,2}, LIN Cun-gang^{3,4}, YANG Hong-yu⁵

(1. College of Civil Engineering and Architecture, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 2. Research Center of Coastal and Urban

Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou, Zhejiang 310058, China; 3. Norwegian Geotechnical Institute, Oslo 0806,

Norway; 4. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092,

China; 5. China Construction Eighth Engineering Division, Co., Ltd., Shanghai 200135, China)

Abstract: The excavation of foundation pits will cause additional horizontal displacement of soils, and the excessive horizontal displacement will damage the adjacent underground structures. Thus, based on the virtual mirror technology and taking full advantages of the easy measurement of deformation of retaining structures, the semi-analytical formula for horizontal displacement of soils outside pits under excavation is derived, during which the uneven shrinkage coefficient of soils is defined, so the non-uniform convergence of soils, neglected in the current researches, is considered. Then, the measured results from the published case are selected to be compared with the proposed analytical solutions. Fairly good agreements are obtained between the proposed method and the measurements. And further parameter analysis shows for the horizontal displacement of soils outside the foundation pits, the calculated results without considering the uneven shrinkage of the soils will underestimate that of the upper soil and overestimate that of the lower soil. Therefore, there is a certain deviation from the measured values. And when the soils are nearer to the foundation pits, the deviation is more obvious, so to consider the uneven shrinkage of the soils is necessary. When the non-uniform coefficient is between 3 and 6, the calculated value is in good agreement with the measured one. The proposed method can provide a new way to predict the horizontal displacement of soils induced by excavation of foundation pits.

Key words: excavation of foundation pit; virtual mirror technology; uneven shrinkage coefficient; soil shrinkage

0 引言

城市的快速发展加之土地资源的日益紧缺使得越

基金项目: 浙江省重点研发计划项目(2018C03G2010707); 国家自然科学基金项目(41672264, 41702313)

收稿日期: 2019-04-28

*通讯作者(E-mail: ice@zju.edu.cn)

来越多的地下空间得到开发,由此引发的一系列环境问题也愈发突出,在这之中,土体开挖诱发的坑外土体水平位移不得不引起重视。当前,在有关解析理论的研究中,Sagaseta^[1]结合影像源法和固体力学解推导了半无限空间内一定土体损失所引起的土体位移解析公式;之后 Xu 等^[2]用二次函数拟合围护结构的挠曲变形,利用“面积等效”的思想再结合 Sagaseta^[1]所提出的地层位移解析式,即给出了坑外土体水平位移计算式。然而基坑围护结构挠曲变形形态各异,一律采用二次函数拟合难免误差较大,再就是当围护结构底部土体有不可忽略的位移时,忽略结构底部的位移也会造成一定误差。

事实上,Sagaseta^[1]解的推导建立在土体均匀收敛的位移模式下,然而由于重力等诸多外界因素的存在,土体均匀收敛的位移模式偏于理想,当前既有文献中有关从 Sagaseta^[1]解思想出发进一步衍生而来的解析式并不少见^[3],且被较为广泛地应用到诸如基坑开挖、隧道掘进等土方开挖所引起的土体位移场的解析计算中。其中,在有关探究盾构掘进引起土体位移解析计算中,土体收敛的非均匀性已引起了较多的注意,如林存刚等^[3]指出土体的均匀收敛与实际不符,接着针对该不足,林存刚等^[3]进一步考虑了土体的不同收敛模式,发现考虑土体非均匀收敛后的计算结果较有限元法更接近实测。然而,同样是基于 Sagaseta^[1]解,其在计算基坑开挖所引起的土体位移中,土体收敛过程的非均匀性却鲜见报道,显然这是值得关注的。

综上所述,本文在 Sagaseta^[1]解、Xu 等^[2]的研究基础上,从实际情况出发,结合林存刚等^[3]的建议,充分考虑土体收敛的非均匀性,定义了能够描述土体非均匀收敛程度的非均匀系数,在此之上,推导出基坑开挖引起的坑外土体水平位移解析式,从而为预测基坑开挖诱发土体水平位移提供一种新的理论途径。

1 基坑开挖引起坑外土体水平位移的理论解析

1.1 圆孔非均匀收敛下地层位移公式推导

“虚拟镜像技术”被广泛应用于求解由地层损失引起的土体位移场,由 Sagaseta^[1]于 1987 年最先引入。

首先做如下假定:①土体为各向同性、均质且不可压缩弹性体。②圆孔外部土体的收敛始终保持径向。图 1 为圆孔非均匀径向收敛示意图,图 2 为圆孔非均匀收敛模式下的土体位移计算示意图。

如图 2,在土体均匀径向收敛模式下,半径为 δ 的圆孔 o_1 收敛完全时,距离圆心 o_1 为 r_1 的外部土体,相应也会发生径向均匀收敛,且其收敛中心及收敛值

为 o_1 和 u_0 ;而在土体非均匀径向收敛模式下,圆孔 o_1 收敛完全时,距圆心 o_1 为 r_1 的外部土体,相应则会发生非均匀收敛,此时收敛中心则变为 o_2 ,圆 o_1 顶、底部的径向收敛位移分别为 u_1 和 u_2 ,而对圆上任意圆心角 θ 处的土体,其径向收敛位移为 $u_{r\theta}$ 。

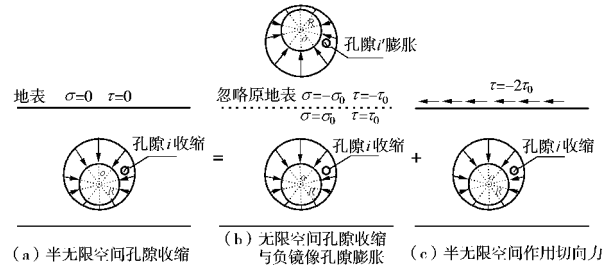


图 1 土层非均匀收敛模型

Fig. 1 Model for uneven intrusion of surrounding soils

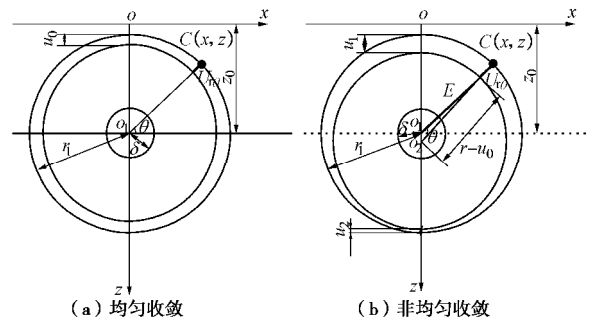


图 2 非均匀收敛模式下土体位移计算模型

Fig. 2 Model of soil movements under uneven intrusion mode

由圆孔面积等于土收敛面积,可得

$$\pi d^2 = \pi [r_1^2 - (r_1 - u_0)^2] \quad (1)$$

$$u_0 \approx \frac{d^2}{2r_1} \quad (2)$$

式中 以 o_1 为圆心的两圆半径分别为 δ , r_1 ; u_0 为半径为 δ 的小圆完全收敛时,对半径为 r_1 的大圆,其上任意位置土体发生径向均匀收敛时的土体收敛位移。

非均匀收敛时,定义半径为 r_1 的大圆顶部收敛位移 u_1 与底部收敛位移 u_2 之比为非均匀收缩系数 n :

$$n = u_1/u_2 \quad (3)$$

以三角形 o_1o_2E 为研究对象, $o_1E = r_1 - u_{r\theta}$, $o_1o_2 = u_1 - u_2$, $o_2E = r_1 - u_0$, $\angle Eo_1o_2 = \theta + \pi$,由余弦定理可得

$$(r_1 - u_0)^2 = (u_1 - u_0)^2 + (r_1 - u_{rq})^2 - 2(u_1 - u_0)(r_1 - u_{rq}) \cdot \cos\left(q + \frac{\pi}{2}\right) \quad (4)$$

结合式 (1) ~ (4),解得在非均匀收敛模式下,半径为 r_1 ,圆心角为 θ 位置处的土体径向收敛值为

$$u_{rq} = \frac{d^2}{2r_1} \frac{n-1}{n+1} \sin q + r_1 - \sqrt{\frac{d^4}{4r_1^2} \left[1 - \left(\frac{n-1}{n+1} \right)^2 \cos^2 q \right] - d^2 + r_1^2} \quad (5)$$

令不均匀系数 n 等于 1, 即由非均匀收敛退化为均匀收敛, 式 (5) 退化为 $u_{r10}=u_0$ 。

由式 (5) 可获得其水平以及竖向位移分量 u_{1x1} ,

u_{1z1} :

$$u_{1x1} = \frac{-x_1 d^2 (z_0 - z_1) \frac{n-1}{n+1}}{2r_1^3} - x_1 + \sqrt{\frac{d^4 x_1^2}{4r_1^4} \left[1 - \left(\frac{n-1}{n+1} \right)^2 \frac{x_1^2}{r_1^2} \right] + x_1^2 - \frac{d^2 x_1^2}{r_1^2}} \quad (6)$$

$$u_{1z1} = \frac{d^2 (z_0 - z_1)^2 \frac{n-1}{n+1}}{2r_1^3} + (z_0 - z_1) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{d^4}{4r_1^4} \left[1 - \left(\frac{n-1}{n+1} \right)^2 \frac{x_1^2}{r_1^2} \right] - \frac{d^2}{r_1^2} + 1} \right] \quad (7)$$

类似地, 在无限空间内由负镜像圆孔膨胀在点 $C(x_1, z_1)$ 处产生的水平及竖向位移分量分别为

$$u_{2x1} = \frac{x_1 d^2 (z_0 - z_1) \frac{n-1}{n+1}}{2r_2^3} + x_1 - \sqrt{\frac{d^4 x_1^2}{4r_2^4} \left[1 - \left(\frac{n-1}{n+1} \right)^2 \frac{x_1^2}{r_2^2} \right] + x_1^2 - \frac{d^2 x_1^2}{r_2^2}} \quad (8)$$

$$u_{2z1} = \frac{d^2 (z_0 - z_1)^2 \frac{n-1}{n+1}}{2r_2^3} + (z_0 - z_1) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{d^4}{4r_2^4} \left[1 - \left(\frac{n-1}{n+1} \right)^2 \frac{x_1^2}{r_2^2} \right] - \frac{d^2}{r_2^2} + 1} \right] \quad (9)$$

$$r_2 = \sqrt{x_1^2 + (z_0 + z_1)^2} \quad (10)$$

叠加圆 o_1 及其负镜像圆分别产生的水平位移、竖向位移, 即可完成图 1 (b) 部分产生的位移。

$$\left. \begin{aligned} u_{x1} &= u_{1x1} + u_{2x1} \\ u_{z1} &= u_{1z1} + u_{2z1} \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

下面继续求图 1 (c) 产生的位移, 即在地表剪应力作用下, 土体内部任意点处产生的水平向位移。式 (11) 给出了图 1 (b) 下的点 $C(x_1, z_1)$ 处的土体水平及竖向位移 u_{x1} , u_{z1} 。类似地, 对土体内任意点 (x, z) 处的位移 u_x , u_z 同理可求, 之后再利用 u_x , u_z 来求解由圆孔 o_1 的收敛于地表 $(x, 0)$ 处产生剪应力 τ_x :

$$t_x = Gg = -3Gd^2 \frac{n-1}{n+1} \frac{xz_0^2}{(x^2 + z_0^2)^{2.5}} \quad (12)$$

式中, G 为土体剪切模量, 图 3 给出了不同不均匀收缩系数 n 下的地表剪应力 τ_x 的分布, 可见: 地表剪应力在圆孔两侧呈对称分布, 同时随 n 的增大, 圆孔不均匀收缩的程度加剧, 地表剪应力 τ_x 显著增大, 即呈正相关, 但与此同时剪应力的“增幅”会显著减小, 渐趋于 0, 计算表明: 当 n 取 9 时, 继续增大 n , 剪应力大小已近乎无明显变化; 其次, 地表剪应力 τ_x 峰值出现在中心 $x=0$ 位置处, 之后剪应力 τ_x 向两边急速衰

减。

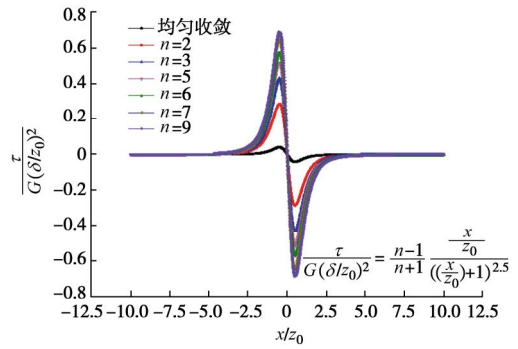


图 3 地表剪应力分布

Fig. 3 Distribution of surface shear stresses

再由由平面应变条件下的 Cerrutti 应力解^[4]及数值积分求解地表剪应力作用下的土体水平位移即可。

1.2 平面应变条件下的 Cerrutti 解^[4]

图 4 为全局坐标系及局部坐标系下的 Cerrutti 解示意图, 在局部坐标系 $x'o'z'$ 下, 由 Cerrutti 解^[4]可得当剪应力 τ_x 作用于 $o'(0, 0)$ 时, 引起土体任意点 $C(x'_1, z'_1)$ 处 x, z 方向的应力 s_x, s_z 分别为

$$\left. \begin{aligned} s_x &= \frac{-2}{\pi} t_x \frac{x_1^3}{(x_1^2 + z_1^2)^2} \\ s_z &= \frac{-2}{\pi} t_x \frac{x_1 z_1^2}{(x_1^2 + z_1^2)^2} \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

再由应力推导 x 方向的应变 ϵ_x :

$$e_x = \frac{1-n^2}{E} \left(s_x - \frac{n}{1-n} s_z \right) \quad (14)$$

式中, n 为泊松比。

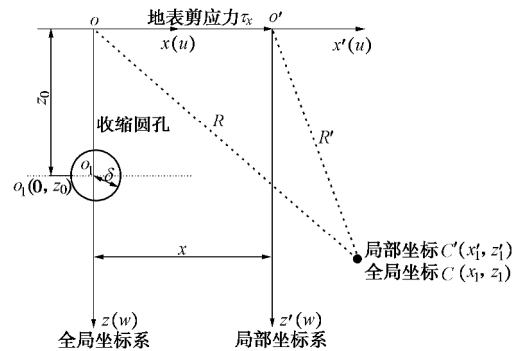


图 4 Cerrutti 解示意图

Fig. 4 Sketch of Cerrutti's solution

由应变 e_x 积分求位移 u_x :

$$u_x = \int e_x dx = (1+n) \frac{-t_x}{E \cdot \pi} \left[\frac{z_1^2}{x_1^2 + z_1^2} + (1-n) \ln(x_1^2 + z_1^2) \right] \quad (15)$$

需要说明的是, 通常在应用 Cerrutti 基本解时, 需水平集中力作用于局部坐标系, 即 $x'o'z'$ 的原点 $o'(0, 0)$, 实际应用并不方便, 需通过坐标变换进一步推导出水平集中力作用于全局坐标系 xoz 任意点 $(x, 0)$ 时的 Cerrutti 解的一般形式。如图 5 所示, 全局坐标 xoz 与

局部坐标 $x'o'z'$ 两坐标系相互平行, 且局部坐标系 x' 轴偏移全局坐标系 z 坐标原点 $o(0, 0)$ 的距离为 x , 满足 $x'_1 = x'_1 - x$, $z'_1 = z_1$, 由此可得全局坐标系下任意点 $C(x_1, z_1)$ 处水平向位移:

$$u_x = (1+n) \frac{-t_x}{E \cdot \pi} \left[\frac{z_1^2}{(x_1 - x)^2 + z_1^2} + (1-n) \ln[(x_1 - x)^2 + z_1^2] \right] \quad (16)$$

对式 (16) 沿整个地表剪应力范围内数值积分, 即可得在地表剪应力作用下, 土体内某点 $C(x_1, z_1)$ 处产生的水平向位移 u_{3x_1} :

$$u_{3x_1} = \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{3d^2}{2\pi} \cdot \frac{n-1}{n+1} \cdot \frac{xz_0^2}{(x^2 + z_0^2)^{2.5}} \cdot \left[\frac{z_1^2}{(x_1 - x)^2 + z_1^2} + (1-n) \ln[(x_1 - x)^2 + z_1^2] \right] dx \quad (17)$$

最后叠加可得总的水平向位移 U_x :

$$U_x = u_{1x_1} + u_{2x_1} + u_{3x_1} \quad (18)$$

式 (18) 的物理意义: 在全局坐标系 xoz 下, 圆心位于 $(0, z_0)$ 处, 半径为 δ 的圆 o_1 发生非均匀径向收敛时, 土体中任意点 $C(x_1, z_1)$ 处产生的总水平位移。

1.3 基坑开挖下坑外土体水平位移场推导

利用面积等效思想, 将实测围护结构挠曲变形化分为足够多的微段, 对任意微单元 dh , 其面积近似为 $f(h_i)dh$, 则镜像处理后的微段总面积为 $2f(h_i)dh$, 由面积等效原则, 等效圆的半径为 $(2f(h_i)dh/\pi)^{0.5}$, 计算每一微段对该任意点的位移贡献并叠加, 即可获坑外土体水平位移:

$$S_z(x, z) = \sum_{i=1}^{i=n} S_{zi}(x, z) \quad (19)$$

2 和实测对比^[5]

天津弘泽城 PLOT2 项目基坑位于天津塘沽区洞庭路, 场地土层由第四系填土、全新统陆相冲积层和海相沉积层等组成。该基坑整体挖深 7 m, 采用双排灌注桩为支护结构, 如图 5 所示, 限于篇幅所限, 基坑围护桩挠曲变形实测等其它详尽信息见文献[5]。

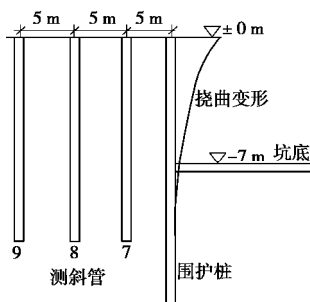


图5 基坑监测剖面示意图

Fig. 5 Schematic diagram of pit and monitoring profile

如图 6 所示, 分别给出了在不同不均匀系数 n 下, 实测值和用本文方法计算出的坑外土体侧移值, 整体而言, 3 种不同系数下的计算值与实测值均较为接近, 这在一定程度上验证了 Xu 等^[2]方法的可行性; 其次, 当 n 分别取 1, 3, 6, 1000 时, 其中, n 取 1 时非均匀收敛可退化为均匀收敛, 而 n 取 1000 可认为是土体非均匀收敛的极限。计算出的表层土体位移值会逐渐增大, 而深层位移则是逐渐减小, 产生上述现象的原因在于: 对每一个“等效积分小圆孔”而言, 当 $n=1$ 时, 圆孔为均匀收敛, 当 n 大于 1 时, 等效小圆孔顶部的收敛将会大于底部, 按本文理论计算出的土体表层的位移会变大, 底部减小, 且 n 越大, 这种不均匀性将越强; 另一方面随着距围护结构的距离 x 逐渐从 15 m 减到 10, 5 m, 坑外水平位移会越大, 故不同系数 n 下的土体位移计算值与实测值的差异也将会愈加明显。综合来看, 实测值更接近 n 取 3~6 的计算结果。

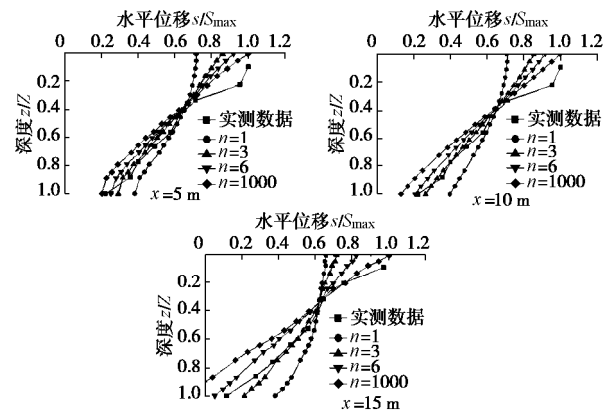


图6 土体水平位移对比分析

Fig. 6 Comparative analysis of horizontal displacements of soils

3 结 论

(1) 基于土体均匀收敛推导而来的坑外土体水平位移计算值在土体上部会出现低估, 而在土体下部会出现高估, 算例分析表明, 且当土体离基坑愈近, 偏差愈明显, 考虑土体收缩的不均匀性愈有必要, 不均匀系数介于 3~6 时, 计算值与实测值吻合较好。

(2) 不均匀收敛系数 n 越大, 由推导出的基坑位移公式计算出的表层土体水平位移值越大, 底层随位移值越小。随坑外土体距围护结构由远及近, 考虑圆孔不均匀收敛的计算值同均匀收敛的计算值差异越大。

参考文献:

- [1] SAGASETA C. Analysis of undrained soil deformation due to ground loss[J]. Géotechnique, 1987, 37(3): 301 - 320.

(下转第 72 页)

DOI: 10.11779/CJGE2019S1006

管廊隧道开挖对上覆在建深基坑影响的三维有限元分析

戴 轩¹, 徐管应², 霍海峰^{1*}, 程雪松³, 闫晓荣¹

(1. 中国民航大学机场学院, 天津 300300; 2. 天津市市政工程设计研究院, 天津 300392;

3. 天津大学滨海土木工程结构与安全教育部重点实验室, 天津 300072)

摘 要: 以沈阳某盾构法综合管廊隧道下穿在建盖挖顺做法基坑为工程实例, 在对工程实测数据进行分析基础上, 利用小应变硬化本构模型进行三维有限元数值模拟研究, 分析了盾构隧道下穿在建基坑引发的围护结构位移、水平支撑变形和基坑内既有结构变形。研究表明, 利用小应变硬化本构模型可对盾构隧道下穿在建基坑问题进行较好的模拟; 盾构隧道下穿基坑将引发围护结构顶部产生差异沉降; 基坑内已施工完成的结构和水平支撑将发生“两边沉降大, 中间沉降小”的上凸型变形; 合理设计的立柱可有效控制盾构下穿引发的水平支撑沉降。

关键词: 盾构隧道; 深基坑; 风险工程; 综合管廊; 三维有限元分析; 小应变硬化本构

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)S1-0021-04

作者简介: 戴 轩(1988—), 男, 讲师, 博士, 主要从事岩土工程灾害、机场岩土工程等方面的教学和科研工作。E-mail: tianjindaixuan@126.com。

Three-dimensional finite element analysis of impact of utility tunnel construction on overlying deep excavations

DAI Xuan¹, XU Guan-ying², HUO Hai-feng¹, CHENG Xue-song³, YAN Xiao-rong¹

(1. College of Airport Engineering, Civil Aviation University of China, Tianjin 300300, China; 2. Tianjin Municipal Engineering Design and Research Institute, Tianjin 300392, China; 3. MOE Key Laboratory of Coast Civil Structure Safety, Tianjin University, Tianjin 300072, China)

Abstract: A shielding method utility tunnel is constructed underneath the foundation pit using the cover-excavation method in Shenyang. Based on the analysis and comparison of the measured data of this project, a three-dimensional finite element model is established using the HSS constitutive model. The deformation of the retaining structures, the strut settlement and the deformation of the finished structures in the pit caused by tunnelling are analyzed. The research shows that the characteristics of the tunnelling underneath the foundation pit can be described appropriately using the HSS model. The underneath tunnelling will induce differential settlement at the top of the retaining structures. The settlement of the finished structures and struts in the foundation pit increases gradually from the middle part to the two sides near the retaining structures. The reasonably designed columns can control the settlement of the struts effectively.

Key words: shield tunnel; deep excavation; risk engineering; utility tunnel; 3D FEM; HSS model

0 引 言

城市地下空间开发是城市发展的必然趋势。以城市综合管廊建设为例, 其可以提升城市基础设施水平和城市综合排水能力, 对优化城市环境和提高城市生活质量起到至关重要的作用^[1]。在城市地下空间开发过程中, 必然会遇到不同开挖工程(如隧道工程、基坑工程)交叉作业和相互影响的情况。此外, 受到既有建(构)筑物(如建筑基础、桥梁基础、地铁隧道等)的制约, 近接施工和穿越工程逐渐增多, 这些均为地下工程的发展带来了极高的风险与挑战, 甚至引发工程事故。

盾构法在城市综合管廊建设工程中被广泛采用,

关于盾构法施工对于地层的影响, 已有很多国内外学者进行了相关研究^[2-3]。在此基础上, 盾构隧道施工对已建成的地下建(构)筑物的影响被大量研究^[4-5]。然而, 在盾构施工对在建的开挖工程的影响方面, 目前工程实例和相关研究均较少。随着地下空间愈发紧张, 以基坑开挖和隧道开挖为代表的城市开挖工程间的交叉作业越来越多, 隧道工程和基坑工程之间的相互影响问题越来越突出。

基金项目: 国家自然科学基金青年基金项目(51808548, 51508558); 中央高校基本科研业务费中国民航大学专项资助项目(3122018C017)

收稿日期: 2019-04-28

***通讯作者** (E-mail: hbf_1117@126.com)

对于隧道工程与基坑工程相互影响问题, 现有研究大部分集中于基坑开挖对于邻近隧道的影响及保护^[6], 对于盾构下穿在建的基坑工程尚缺乏相关工程经验与深入研究。

本文以实际工程为背景, 介绍了沈阳某盾构法综合管廊隧道下穿明挖法公路隧道基坑的工程案例, 并对实测数据进行了分析。采用小应变硬化本构模型对该工程进行了三维有限元数值模拟, 在利用实测数据验证模拟可靠性的基础上, 分析了盾构隧道下穿在建深基坑对于支护结构和基坑内既有结构的影响。随着地下空间的开发, 隧道与基坑工程间的交叉作业将会越来越多, 研究成果对于此类工程问题具有一定参考意义。

1 工程概况

沈阳某综合管廊工程采用盾构法施工, 全长约 12.8 km。管廊采用两个单圆的盾构工法, 管片内径为 5.4 m, 外径为 6.2 m, 开挖直径为 6.3 m。两管廊中心线距离约为 12 m, 覆土为 6~22.5 m, 底板埋深 12~28.5 m。

管廊在两条主干道交口处需下穿在建公路隧道基坑, 公路隧道基坑采用盖挖顺做法施工。基坑围护结构为钻孔灌注桩加内支撑的形式, 管廊工程与隧道基坑的位置关系如图 1 所示, 管廊隧道与基坑斜交, 夹角约为 67°, 相交处管廊纵断坡度约为 30%, 管廊覆土约为 20.5 m。

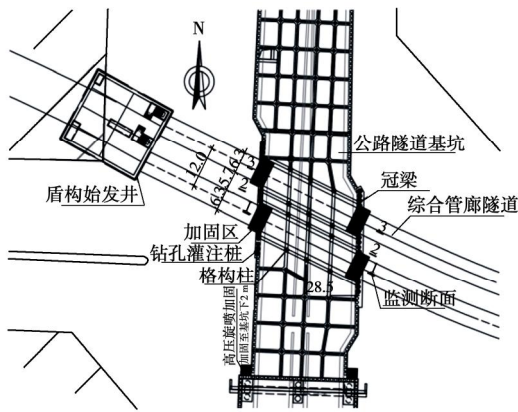


图 1 管廊隧道下穿基坑平面图

Fig. 1 Plan view of utility tunnel underneath excavations

管廊隧道与公路隧道基坑纵剖面及地质剖面如图 2 所示。基坑中公路隧道在负二层, 上部为合建的南北走向管廊。盾构施工时将穿越基坑底部以下地层且穿越围护桩, 坑底距离盾构隧道顶约为 3 m。盾构穿越基坑围护桩时需要对其进行切割。为满足穿越要求, 竖向钢管柱(立柱)布置时已避开管廊隧道。

根据公路隧道基坑的工期安排, 2016 年 6 月基坑

施工及土方开挖完成, 同年 7 月开始施工主体结构, 10 月负二层主体结构完成。盾构法管廊隧道计划工期为 2016 年 10 月盾构始发, 11 月盾构推进至公路隧道基坑时, 基坑中仅完成了负二层主体结构, 两个在建工程存在交叉作业, 互为风险源。

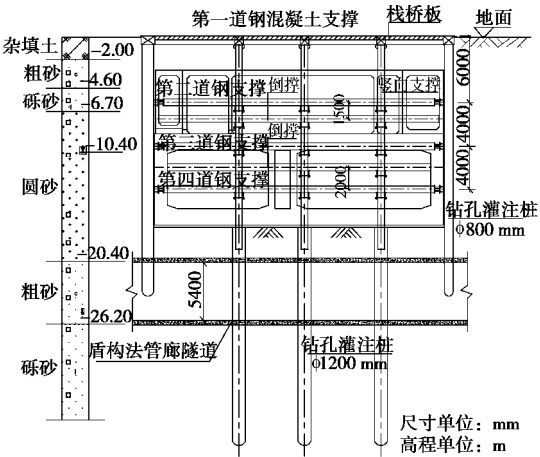


图 2 管廊隧道下穿在建基坑剖面图

Fig. 2 Profile of utility tunnel underneath foundation pit under construction

2 盾构隧道下穿在建深基坑的三维有限元模型及验证

数值模拟采用 Plaxis^{3D} 进行分析。模型网格如图 3 所示, 基坑最宽处为 28.5 m, 下穿隧道底部埋深 27 m, 模型尺寸为 180 m×100 m×50 m 以消除边界条件的影响, 模型生成单元数约为 200000 个。基坑与下穿管廊隧道位置关系见图 4。

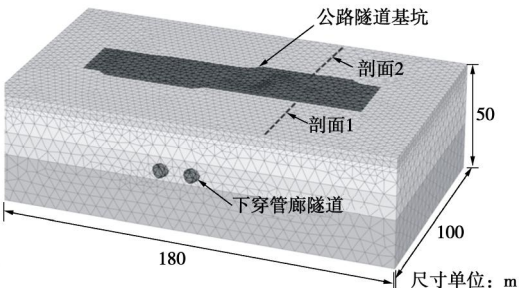


图 3 数值分析模型网格图

Fig. 3 Mesh of model for numerical simulation

模型中围护结构、负二层公路隧道结构、盾构隧道管片、首层栈桥板采用六节点三角形 Plate 单元进行模拟; 钢支撑、钢围檩、立柱采用 Beam 单元进行模拟; 立柱桩采用 Embedded-pile 单元进行模拟, 数值模型结构尺寸均与实际工程保持一致, 数值模拟的土体参数如表 1 所示。

按照实际施工顺序, 首先模拟基坑开挖(坑内已施工完毕负二层结构), 再对盾构下穿进行模拟。为验证 HS-Small 模型的可靠性, 选取两个典型剖面(见图 3),

表 1 土体分层及物理力学指标
Table 1 Physical and mechanical properties of soils

土层	g /(kN·m ⁻³)	c' /(kN·m ⁻²)	φ' /(°)	G_0^{ref} /(kN·m ⁻²)	$g_{0.7}$ /(10 ⁻³)	E_{50}^{ref} /(kN·m ⁻²)	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ /(kN·m ⁻²)	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ /(kN·m ⁻²)
① 杂填土	19.2	25.7	15.2	32232	0.2	3950	3950	11850
④ ₄ 粗砂	19.1	15.2	27.4	44798	0.2	5490	5490	16470
④ ₅ 砾砂	19.6	28.5	29.9	62750	0.2	7690	7690	23070
④ ₆ 圆砾	19.3	25.1	30.6	55243	0.2	6770	6770	20310
⑤ ₄ 粗砂	20.3	26.0	20.6	40963	0.2	5020	5020	15060
⑤ ₅ 砾砂	20.5	14.4	24.1	105508	0.2	12930	12930	38790

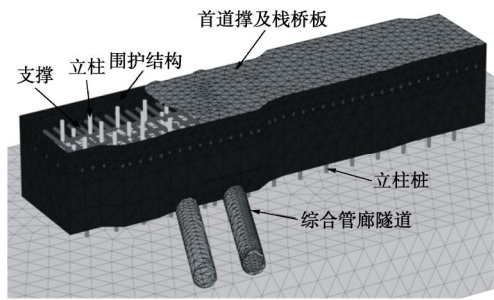


图 4 基坑与隧道位置关系

Fig. 4 Relative position between tunnel and excavations

将本文基坑开挖得到的地表沉降曲线与 Hsieh 等^[7]提出的经验曲线进行对比如图 5 所示 (d 为距基坑边距离, H_e 为基坑深度), 可以看出 HS-Small 模型的模拟结果与经验公式拟合的较好, 数值模拟得到的地表沉降槽范围略小于经验公式解。

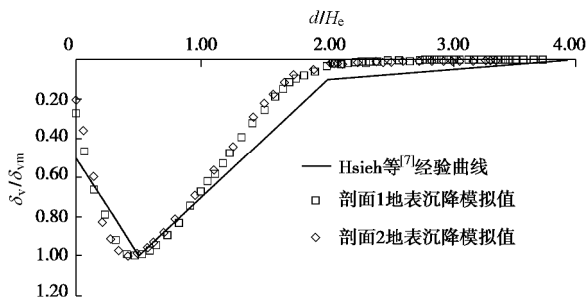


图 5 基坑外地表沉降模拟值与经验公式对比

Fig. 5 Comparison of ground surface settlement outside pit between numerical results and empirical solutions

盾构管廊工程下穿基坑时, 坑内公路隧道施工完成了负二层结构, 下穿过程中对公路隧道进行了 24 小时自动化监测, 监测断面见图 1 (共 3 个断面)。管廊盾构下穿后 1—1 断面变形的数值模拟和实测结果对比如图 6 所示。可以看出, 数值模拟和实测值得到的基坑内结构变形均以竖向沉降为主, 且均呈现出“两边大、中间小”的上凸型沉降变形模式 (具体原因见后文分析), 此时对基坑内结构底板和中板的上皮钢筋应予以加强。数值模拟和工程实测值得到的隧道结构变形的结果较为一致。

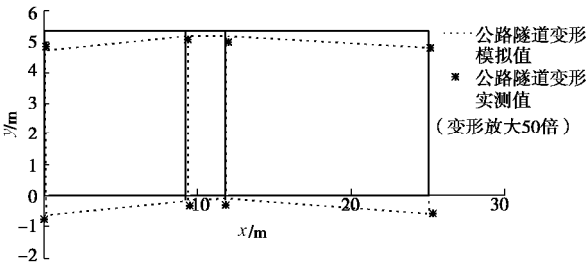


图 6 盾构下穿后基坑内隧道结构计算值和实测值对比

Fig. 6 Comparison of highway tunnel deformation between numerical simulations and measured data

3 数值模拟结果分析

管廊隧道施工穿越基坑围护结构, 需要切割部分灌注桩, 加之盾构施工本身的扰动, 将引起围护结构发生变形, 因此有必要对其进行分析。图 7 为盾构穿越引起的围护结构顶部 (冠梁处) 的沉降, 可以看出, 盾构施工围护结构顶部同样会形成“沉降槽”, 且沉降最大值在两管廊隧道中心处, 最大沉降值为 3.3 mm。

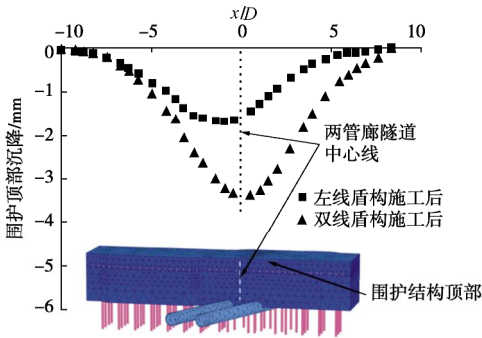


图 7 管廊隧道施工引起的围护结构顶部沉降

Fig. 7 Settlements of top of cast-in-place pile induced by construction of subjacent utility tunnel

图 8 为管廊隧道下穿引发的水平支撑竖向位移 (图中标记的管廊隧道边界为右线隧道)。由于管廊隧道穿越基坑时, 与基坑形成一定的角度 (夹角约 67°), 因此水平支撑沉降曲线并非完全对称。总体上看, 水平支撑竖向位移曲线呈现出“两边大、中间小”的趋势, 这主要是由于采用“盖挖顺作法”施工, 立柱桩

桩长较长(桩底位于坑底以下 20 m),可以较好地控制水平支撑的竖向沉降,而围护桩由于下部盾构施工时被切割了一部分,竖向承载力被削弱,故水平支撑两侧沉降较大。这种变形趋势与已施工完成的基坑内负二层结构的变形一致(见图 7)。

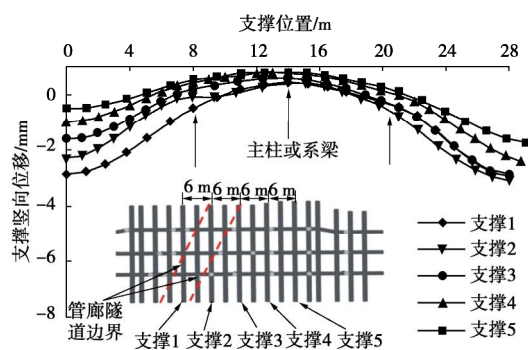


图 8 管廊隧道施工引起水平支撑竖向位移

Fig. 8 Vertical movements of horizontal support induced by construction of subjacent utility tunnel

4 结 论

本文以沈阳某盾构法综合管廊隧道下穿在建盖挖顺作法基坑为工程实例,首先对工程实测数据进行了分析,并利用实测数据对三维有限元数值分析结果进行验证;在此基础上,分析了盾构法管廊隧道下穿在建基坑引发的基坑和基坑内既有结构变形规律。主要结论如下:

(1) 管廊隧道下穿公路隧道基坑后,基坑内已施工的负二层结构以沉降变形为主,且在盾构下穿后出现“两边沉降大,中间沉降小”的上凸型变形模式。

(2) 利用小应变硬化本构模型可对盾构隧道下穿在建基坑问题进行较好的模拟,数值模拟与实测结果得到的公路隧道变形模式较为一致。盾构隧道横穿围护结构,围护结构顶部会产生差异沉降,因此对于盾构穿越处的围护结构顶部冠梁的竖向受力应进行校核。

(3) 基坑内设置的立柱对于水平支撑的竖向沉降具有较好的控制作用,水平支撑在管廊隧道下穿后同样出现“两边沉降大,中间沉降小”的变形模式。对于基坑内部的立柱及立柱桩进行合理设计可提高基坑的整体性,从而提升其抗扰动力。

本文仅对沈阳市某盾构隧道下穿盖挖顺做法基坑进行了初步分析,实际上不同地层情况、不同基坑施

工方法、不同隧道下穿角度、不同基坑平面形状都会对此类问题带来影响;此外尚应进行一系列模型试验以对其变形机理和控制方法进行更为深入的研究。

参考文献:

- [1] 余常俊. 城市地下综合管廊浅析[J]. 公路, 2016, 10: 153 - 157. (YU Chang-jun. Brief analysis of city underground utility gallery[J]. Highway, 2016, 10: 153 - 157. (in Chinese))
- [2] CHAKERI H, OZCELIK Y, UNVER B. Effects of important factors on surface settlement prediction for metro tunnel excavated by EPB[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2013, 36: 14 - 23.
- [3] DIAS D, KASTNER R. Movements caused by the excavation of tunnels using face pressurized shields — Analysis of monitoring and numerical modeling results[J]. Engineering Geology, 2013, 152(1): 17 - 25.
- [4] 陈江, 陈思明, 傅金阳, 等. 盾构侧穿邻近桥桩施工影响及加固措施研究[J]. 公路交通科技, 2016, 33(7): 97 - 102. (CHEN Jiang, CHEN Si-ming, FU Jin-yang, et al. Study on effect of shield tunneling side-crossing adjacent piles and reinforcement Measures[J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development, 2016, 33(7): 97 - 102. (in Chinese))
- [5] 王国富, 孙捷城, 路林海, 等. 盾构隧道近距离下穿高架桥主动预支护研究[J]. 现代隧道技术, 2017, 54(6): 195 - 202. (WANG Guo-fu, SUN Jie-cheng, LU Lin-hai, et al. Active pre-support technology for a shield tunnel approaching to a proposed viaduct pile[J]. Modern Tunnelling Technology, 2017, 54(6): 195 - 202. (in Chinese))
- [6] 郑刚, 杜一鸣, 刁钰, 等. 基坑开挖引起邻近既有隧道变形的影响区研究[J]. 岩土工程学报, 2016, 38(4): 599 - 612. (ZHENG Gang, DU Yi-ming, DIAO Yu, et al. Influenced zones for deformation of existing tunnels adjacent to excavations[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, 38(4): 599 - 612. (in Chinese))
- [7] HSIEH P, OU C. Shape of ground surface settlement profiles caused by excavation[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1998, 35(6): 1004 - 1017.

(责编: 胡海霞)

DOI: 10.11779/CJGE2019S1007

珠海软土工程特性空间异性规律研究

宋许根¹, 王志勇¹, 柏威伟¹, 王哲¹, 谢书萌¹, 夏开宗²

(1. 中铁第四勘察设计院集团有限公司道路交通设计研究院, 湖北 武汉 430063; 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: 软土的物理力学参数是软基处理设计的基本依据。以珠海市西部中心城区首期开发项目(A片区)大量资料分析为基础, 通过实验测试数据统计来探讨珠海市西部中心城区软土的分布和参数的空间异性规律。研究结果如下: 通过对勘探数据处理, 得到珠海西部中心城区A片区软土厚度分布等值线图; 先期固结压力, 无侧限抗压强度随深度的增加而增加, 灵敏度和有机质含量不受深度变化影响; 含水率、液限、塑限和塑性指数随深度的变化规律为先增大后减小; 直剪强度指标随深度变化规律与含水率、液限、塑限等指标相反, 呈先减小后增大的规律; 原位试验结果与室内实验所得的结果有一致性又有区别, 在使用室内试验强度指标设计时应充分参考原位试验结果。

关键词: 珠海软土; 软土参数; 统计规律; 软土分布; 空间异性

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2019)S1-0025-04

作者简介: 宋许根(1992—), 男, 江西吉安人, 硕士, 助理工程师, 主要从事边坡稳定性、软土工程特性和软基处理方面的研究与勘察设计工作。E-mail: songxugen@qq.com。

Spatial heterogeneity of engineering properties of Zhuhai soft soils

SONG Xu-gen¹, WANG Zhi-yong¹, BAI Wei-wei¹, WANG Zhe¹, XIE Shu-meng¹, XIA Kai-zong²

(1. Institute of Road Planning and Design, China Railway Siyuan Survey and Design Group Co., Ltd., Wuhan 430063, China; 2. State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071, China)

Abstract: The physical and mechanical parameters of soft soils are the fundamental basis for the design of soft roadbeds. Based on the analysis of amounts of test data in the central area of western Zhuhai, the distribution of soft soils and the laws of spatial anisotropy of parameters are discussed. The distribution contour map of the soft soils is obtained. The pre-consolidation pressure and the unconfined compressive strength increase with depth. The sensitivity and organic matter content are not affected by the change of depth. The water content, liquid limit, plastic limit and plasticity index changing with depth increase first and then decrease. The laws of direct shear strength indexes changing with depth are opposite to those with the water content, liquid limit and plastic limit, and they decrease first and then increase. The results of the in-situ tests are consistent with those obtained by the laboratory experiments, and there are also differences. When using the intensity indexes of laboratory experiments in design, the in-situ test results should be referred to.

Key words: Zhuhai soft soil; soft soil parameter; statistical analysis; soft soil distribution; spatial anisotropy

0 引言

软土在中国沿海等地区广泛分布, 具有含水率高、压缩率高、孔隙比高、灵敏度高、渗透系数低、承载力低和欠固结等特性^[1-2], 成为工程建设领域关注的热点问题之一, 针对上述问题, 国内外学者开展了大量研究, 并取得了许多有益的成果。龚晓南^[3]针对软土地区工程事故典型案例, 分析了导致事故发生的原因, 提出了相应预防措施; 孔令伟等^[4]通过系统的室内实验, 从有机质含量、矿物成分、物理化学特性和孔隙结构等方面, 分析了湛江与海口软土的工程特性及其微观机制; 雷华阳等^[5]利用微观定量化技术, 从微观

角度对软土的加速蠕变机制进行了解释。然而由于受沉积年代、赋存环境(围压)和排水条件等因素的影响^[6], 软土物理力学参数表现出较强的地域性和空间异性, 目前对于软土参数的空间异性的研究成果较少, 且大多采用岩土工程常用的随机场理论^[7]。即参数统计特性值(均值和方差等)不随空间位置的推移而变化。这种假设对于岩体比较适用, 而对于软土, 在实际工

基金项目: 中铁第四勘察设计院重点科研攻关项目(2015K84)

收稿日期: 2019-04-28

通讯作者(E-mail: 358799558@qq.com)

程中, 这种假设往往很难成立, 例如, Lumb^[8]和 Vanmarcke 等^[9]曾通过研究得出, 在岩土工程分析中不能忽略土体参数统计特性值均值和方差等随空间位置的变化。因此, 通过室内试验和原位测试数据来分析软土参数的空间异性规律, 就显得尤为重要。

1 工程概况

1.1 项目概况

珠海西部中心城区位于珠海市西部, 规划区总面积约为 247.03 km², 是珠海市计划 5 a 在基础设施投资千亿元建设的城市副中心, 区内有软土覆盖, 且软土埋深大。其中, 珠海市西部中心城区 A 片区是珠海市西部中心城区重大启动项目, 面积约 11.35 km², 总投资约 50 亿元。

1.2 工程地质条件

珠海西部中心城区 A 片区第四系海陆交互相沉积层 (Q₄^{mc}) 在场内广泛分布, 由淤泥、淤泥质黏土、粉质黏土、中砂和粗砂共 5 个亚层组成。珠海西部中心城区软土面积达到约 200 km², 目前钻孔已揭露的最大深度达到 56.1 m, 淤泥层最大厚度达到 55.1 m, 平均 30.37 m, 其层顶埋深 0~5.30 m, 层顶高程 -4.48~-0.26 m。典型地质剖面如图 1 所示。

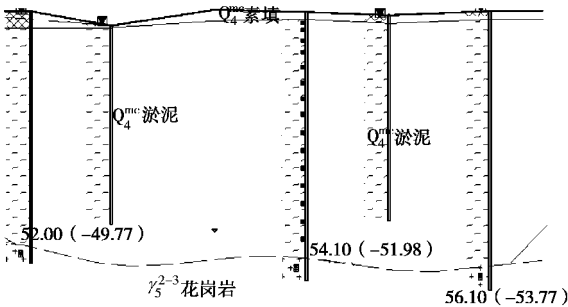


图 1 典型地质剖面图

Fig. 1 Typical geological section

2 软土特性与分布规律

为了全面掌握珠海西部中心城区 A 片区工程地质情况、软土工程特性及分布规律, 进行了大量钻探、室内试验和现场原位试验, 其中室内土工试验试样 1100 余个, 钻孔数 403 个, 钻探进尺约为 19279 m, 静力触探 162 孔, 总进尺约 5300 m, 十字板剪切孔数 29 个, 剪切试验 601 次, 标准贯入试验次数 3197 次, 得到了大量一手珍贵资料, 统计珠海西部中心城区 A 片区物理力学指标如表 1 所示, 并根据钻孔揭露的土层与岩性资料, 通过分析处理, 得到了珠海西部中心城区 A 片区软土分布等值线图, 如图 2 所示。

从表 1 可以看出, 珠海西部中心城区软土具有如下特点: 天然含水率高, 软土的平均含水率高达

68.05%, 最大含水率高达 98.8%, 液性指数位于 1.02~1.690, 软土处于流动状态; 孔隙比高、天然密度低, 孔隙比均值高达 1.79, 天然密度分布范围为 1.42~1.86 g/cm³, 均值为 1.59 g/cm³; 压缩性高, 压缩系数均值为 1.55, 属于高压缩性土; 抗剪强度低, 快剪黏聚力的均值为 4.93 kPa, 内摩擦角的均值为 3.26°。

从图 2 可以看出, 珠海西部中心城区 A 片软土厚度分部不均匀。从软土平面分布来看, 软土厚度在 28 m 以上的区域占珠海西部中心城区 A 片面积的 2/3 左右, 厚度大于 40 m 区域约占 1/3。

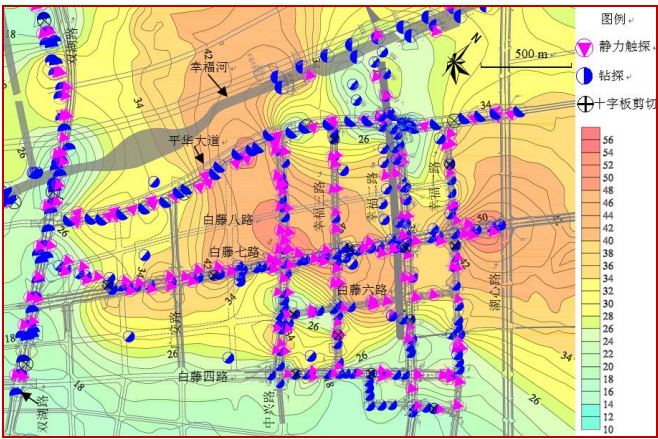


图 2 珠海西部中心城区 A 片软土分布等值线图

Fig. 2 Contour map of part A in central area of western Zhuhai

表 1 物理力学性质统计表

Table 1 Physical and mechanical properties of Zhuhai soft soils

统计项	样本容量	平均值	标准差	变异系数
含水率 $w/\%$	890	68.05	9.08	0.133
天然密度 $\rho/(g \cdot cm^{-3})$	890	1.59	0.07	0.041
孔隙比 e	890	1.79	0.25	0.138
孔隙度 $n/\%$	890	63.89	3.21	0.050
液限 $w_L/\%$	890	63.02	7.77	0.123
塑限 $w_p/\%$	890	34.86	4.86	0.139
塑性指数 I_p	890	28.16	4.69	0.166
液性指数 I_L	890	1.18	0.14	0.121
快剪 c/kPa	149	4.93	1.04	0.210
快剪 $\varphi/(^\circ)$	149	3.26	0.61	0.186
压缩系数 $\alpha_v/(MPa^{-1})$	890	1.55	0.52	0.336
压缩模量 E_s/MPa	890	1.71	0.49	0.287
渗透系数 $k_v/(cm \cdot s^{-1})$	7	3.53×10^{-6}	7.73×10^{-6}	2.187
有机质含量 $O_m/\%$	124	3.58	1.11	0.309

3 物理参数空间异性规律

根据钻探取得原状土样进行大量室内试验结果, 作出了代表钻孔的软土物理参数随深度变化曲线 (图 3)。从图 3 可以看出, 珠海西部中心城区软土含水率、液限、塑限呈先增大后减小的趋势。含水率在 15.6 m 处达到最大值 90.30%, 在 13.6 m 处为 80.30%, 在 17.7 m 为 90.10%, 到 19.7 m 处为 83.00%, 在 13.6~19.7 m

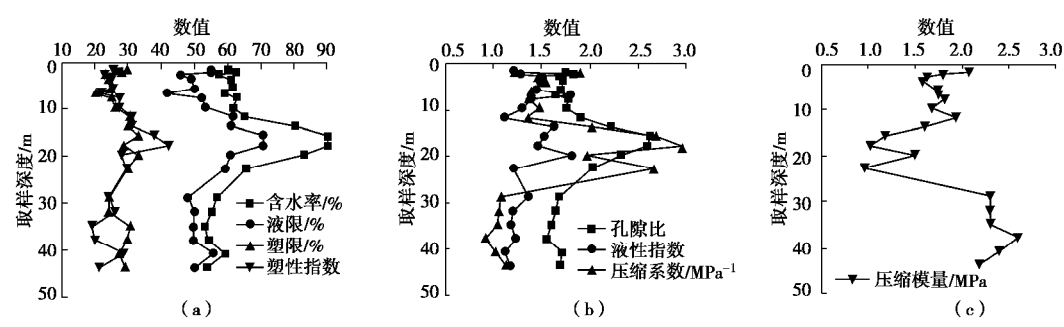


图 3 钻孔 XZK-3 物理参数随深度变化规律

Fig. 3 Variation of physical parameters of drilling hole XZK-3 with depth

含水率均值为 85.90%，是其他深度含水率均值的 1.45 倍；液限和塑限随深度变化的规律与含水率基本一致，液限在 15.6 m 处为 70.60%，在 17.7 m 处为 70.70%，在 13.6~19.7 m 液限均值为 65.70%，是其他深度液限均值的 1.27 倍，塑限在 15.6 m 处为 32.90%，在 19.7 m 处为 32.80%，在 11.6~19.7 m 塑限均值为 30.92%，是其他深度含水率均值的 1.18 倍。塑性指数、孔隙比、液性指数、压缩系数随深度也呈先增大，后减小的趋势，分别在深度 17.7，15.6，13.8，17.7 m 位置处达到最大值。压缩模量与深度变化规律与含水率等指标相反，在 22.7 m 软土中间处达到最小值 0.96 MPa。

到 36.37 kPa；先期固结压力在 0~5 m 处均值为 38.37 kPa，到 40~45 m 均值达到 67.70 kPa。

4 力学参数空间异性规律

根据钻探取得原状土样进行大量室内试验结果，作出了代表钻孔力学参数随深度变化曲线（图 4，5）。根据十字板剪切试验结果，作出了测孔（SZB-III 14-XF1[#]02 和 SZB-III14-XF2[#]03）原状土和重塑土抗剪强度随深度变化曲线，如图 6 所示。

图 5 力学参数均值随深度变化规律
Fig. 5 Variation of average value of mechanical parameters of drilling hole ZK-III14-XF2[#]03 with depth

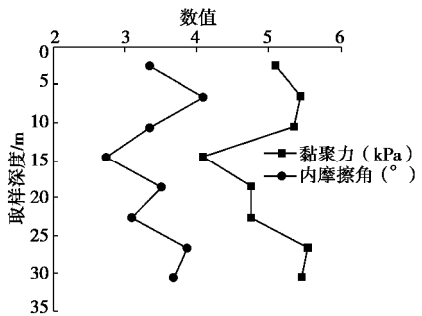


图 4 钻孔 ZK-III14-XF2[#]03 力学参数随深度变化规律

Fig. 4 Variation of mechanical parameters of drilling hole ZK-III 14-XF2[#]03 with depth

从图 4 可以看出，钻孔 ZK-III14-XF2[#]03 的黏聚力和内摩擦角随深度变化的规律为先减小后增大，黏聚力和内摩擦角分别在软土层中间位置深度 14.5 m 处达到最小值 4.1 kPa 和 2.75°。从图 5 可以看出无侧限抗压强度和先期固结压力随深度增加而增大，无侧限抗压强度在 0~5 m 处为 12.6 kPa，到 40~45 m 达

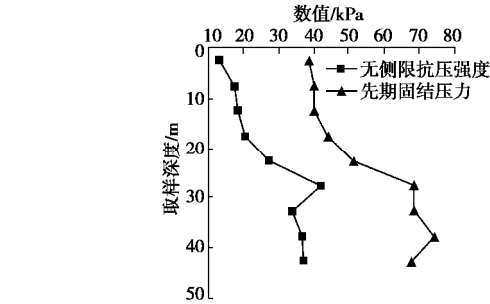


图 5 力学参数均值随深度变化规律

Fig. 5 Variation of average value of mechanical parameters of drilling hole ZK-III14-XF2[#]03 with depth

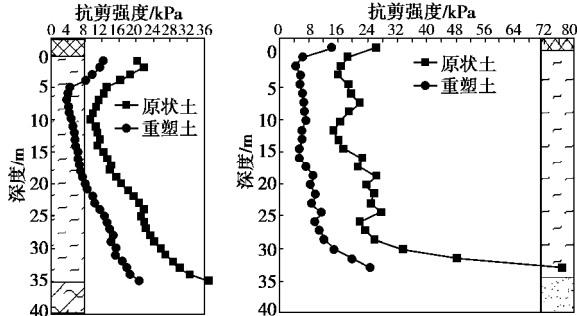


图 6 十字板剪切试验曲线图

Fig. 6 Variation of results of vane shear tests with depth

从现场十字板剪切试验结果来看（图 6），测孔 SZB-III14-XF1[#]02 的原状土在 8~10 m 处的抗剪强度达到最小值 9.2 kPa，重塑土抗剪强度在 7~8 m 处达到最小值 3.8 kPa；测孔 SZB-III14-XF2[#]03 的原状土在 9~11 m 处的抗剪强度达到最小值 14.6 kPa，重塑土抗剪强度在 11~13 m 处达到最小值 5.3 kPa。

原位静力触探和十字板剪切试验结果与室内实验所得的结果有一致性又有区别，一致性为力学指标随深度先增大后减小，区别在于最小值位置不完全相同，在使用室内试验强度指标设计时应充分参考原位试验结果。

5 结 论

通过对珠海西部中心城区A片区软土大量资料分析,较为全面系统的分析了珠海西部中心城区软土的物理力学参数空间异性规律,研究成果对于指导珠海西部中心城区软基处理及工程建设具有重要意义,所得结论如下:

(1)通过对地勘资料处理分析,得到珠海西部中心城区A片区软土厚度分布等值线图,从图中可以直观的看出软土的分布范围和厚度,可为珠海西部中心城区A片区一级土地开发提供指导,对今后二级土地开发也有重要参考价值。

(2)先期固结压力,无侧限抗压强度随深度的增加而增加。含水率、液限、塑限和塑性指数随深度的变化规律为先增大后减小,在钻孔深度15~20 m处达到最大值,因此,在进行软基处理时,处理深度应穿过含水率最大位置,达到20 m以下。

(3)直剪强度指标随深度变化规律与含水率、液限、塑限等指标相反,为先减小后增大,在进行软土边坡和基坑支护设计时,要注意软土层中间这一深度的稳定性。

(4)原位静力触探和十字板剪切试验结果与室内实验所得的结果有一致性又有区别,一致性为力学指标随深度先增大后减小,区别在于最小值位置不完全相同,在使用室内试验强度指标设计时应充分参考原位试验结果。

参考文献:

- [1] 沈珠江. 软土工程特性和软土地基设计[J]. 岩土工程学报, 1998, 20(1): 100 - 111. (SHEN Zhu-jiang. Engineering properties of soft soils and design of soft ground[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1998, 20(1): 100 - 111. (in Chinese))
- [2] XIA J, HUANG G L, YAN S B. Behaviour and engineering implications of recent floodplain soft soil along lower reaches of the Yangtze River in Western Nanjing, China[J]. Engineering Geology, 2006, 87(1): 48 - 59.
- [3] 龚晓南. 软土地区建筑地基工程事故原因分析及对策[C]// 中国土木工程学会年会. 西安, 2000. (GONG Xiao-nan. Analysis of cause and countermeasures for accidents of building foundation engineering in soft soil area[C]// China Civil Engineering Society Annual Meeting. Xi'an, 2000. (in Chinese))
- [4] 孔令伟, 吕海波, 汪 稔, 等. 某防波堤下卧层软土的工程特性状态分析[J]. 岩土工程学报, 2004, 26(4): 454 - 458. (KONG Ling-wei, LÜ Hai-bo, WANG Ren, et al. Analysis on engineering property of underlying soft soil stratum of a breakwater[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, 26(4): 454 - 458. (in Chinese))
- [5] 雷华阳, 贾亚芳, 李 肖. 滨海软土非线性蠕变特性的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32(增刊 1): 2806 - 2816. (LEI Hua-yang, JIA Ya-fang, LI Xiao. Experimental study of nonlinear creep property of soft soil in littoral area[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, 32(S1): 2806 - 2816. (in Chinese))
- [6] 宋许根, 王志勇, 柏威伟, 等. 珠海西部中心城区大面积深厚软土工程特性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2019, 38(7): 1434 - 1451. (SONG Xu-gen, WANG Zhi-yong, BAI Wei-wei, et al. Study on engineering characteristics of large-scale deep soft soil in central area of western Zhuhai[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2019, 38(7): 1434 - 1451. (in Chinese))
- [7] 蒋水华, 李典庆, 周创兵, 等. 考虑参数空间变异性的非饱和土坡可靠度分析[J]. 岩土力学, 2014, 35(9): 2569 - 2578. (JIANG Shui-hua, LI Dian-qing, ZHOU Chuang-bing, et al. Reliability analysis of unsaturated slope considering spatial variability[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, 35(9): 2569 - 2578. (in Chinese))
- [8] LUMB P. The variability of natural soils[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1966, 3(2): 74 - 97.
- [9] VANMARCKE Erik. Random fields: analysis and synthesis[M]. Cambridge: MIT Press, 1983.

(责编: 胡海霞)

DOI: 10.11779/CJGE2019S1008

挥发性有机污染场地原位评价的膜界面探测器 MIP 研究综述

武 猛^{1,2}, 蔡国军^{1,2}, 刘松玉^{1,2}, 李学鹏^{1,2}, 王 水³, 钟道旭³, 戴济群⁴

(1. 东南大学岩土工程研究所, 江苏 南京 210096; 2. 江苏省城市地下工程与环境安全重点实验室, 江苏 南京 210096;
3. 江苏省环境科学研究院, 江苏 南京 210036; 4. 南京水利科学研究院, 江苏 南京 210029)

摘 要: 膜界面探测器 (Membrane Interface Probe, MIP) 是应用与土壤和地下水挥发性有机污染场地原位勘测的技术设备。近年来被广泛应用于 VOCs 污染场地勘测中。对 MIP 的结构、测试原理以及与其相匹配的气相色谱检测器进行了介绍, 综述了 MIP 在国内外污染场地勘测的应用案例, 总结了国外学者针对 MIP 测试精度进行的研究结果。分析表明, MIP 原位测试能全面地、真实地反应污染场地挥发性有机物分布状况, 减少污染场地勘查成本, 提高污染场地勘查效率。通过与其它原位测试探头的结合, 可同时对污染场地岩土工程特性进行评价, 进而为后续污染场地治理方案的制定提供依据。
关键词: 膜界面探测器(MIP); 挥发性有机物; 污染场地勘查

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)S1-0029-04

作者简介: 武 猛 (1993—), 男, 硕士, 主要从事 CPTU 及膜界面探测器等方面的科研。E-mail: 542779989@qq.com。

Review of membrane interface probe for in-situ investigation of volatile organic compounds-contaminated sites

WU Meng^{1,2}, CAI Guo-jun^{1,2}, LIU Song-yu^{1,2}, LI Xue-peng^{1,2}, WANG Shui³, ZHONG Dao-xu³, DAI Ji-qun⁴

(1. Institute of Geotechnical Engineering, Southeast University, Nanjing 210096, China; 2. Jiangsu Key Laboratory of Urban Underground Engineering and Environmental Safety, Nanjing 210096, China; 3. Jiangsu Academy of Environmental Sciences, Nanjing 210036, China;
4. Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210029, China)

Abstract: The membrane interface probe (MIP) is a technical device for in-situ investigation of volatile organic-contaminated sites in soil and groundwater. In recent years, it has been widely used for volatile organic compounds-contaminated sites. The structure of MIP, testing principle and matching gas chromatograph detector are introduced. The application cases of MIP in the investigation of contaminated sites in China and abroad are reviewed. The research results of foreign scholars on MIP testing accuracy are summarized. The analysis shows that the MIP in-situ test can comprehensively and realistically reveal the distribution of volatile organic compounds in contaminated sites, reduce the investigation cost of contaminated sites, and improve the investigation efficiency of contaminated sites. Through the combination with other in-situ test probes, the geotechnical characteristics of the contaminated sites can be evaluated at the same time, which provides basic geotechnical information for the implement of subsequent contaminated site treatment.

Key words: membrane interface probe; volatile organic compound; contaminated site investigation

0 引 言

土地作为一种不可再生资源, 是当代社会经济发展的基础。21 世纪以来, 随着中国经济的快速发展, 土地承受的环境压力越来越大, 工业搬迁遗留的污染场地不断涌现, 防治土壤和地下水污染已成为中国环境保护工作的重要任务之一, 其中污染场地调查与评价则是防治工作的前提和基础, 显得尤为重要^[1]。传统的物理探测技术难以查清有机污染物的分布特征。获取高分辨率的污染物分布特征和地层各向异性数据

可以更加真实的了解污染场地^[2]。常规的场地调查工作包括土壤取样分析、筛选、地下水监测井安装和采样等。通常土壤取样分析被作为污染场地勘察的重要手段, 高密度的土壤取样分析可量化评价污染物种类、浓度及分布却会耗费大量的时间、人力和财力。

基金项目: 国家重点研发计划课题 (2016YFC0800200); 国家自然科学基金项目 (41672294, 41877231)

收稿日期: 2019-04-29

*通讯作者 (E-mail: focuscai@163.com)

目前有几种快速数据采集工具可用来进行更经济、更具有针对性的污染场地调查。膜界面探测器 (Membrane Interface Probe, MIP) 便是其中一种。

MIP 的出现源于直接推进技术 (Direct Push Technology, DPT) 在环境岩土工程领域的应用发展。包括膜界面探测器在内, 已有多种直接推进技术被成功开发应用, 提高了污染场地调查的质量与准确性^[3]。主要有手持式 X 射线荧光光谱仪、激光诱导击穿光谱仪 (Laser Induced Breakdown Spectroscopy, LIBS)、激光荧光探头技术 (Laser Induced Fluorescence) 等。

MIP 主要用于探测地下挥发性有机物(VOCs)位置和浓度, 形成对土壤、地下水中有有机物浓度分布的实时、连续记录。国内外学者对膜界面探测器的应用案例进行了分析研究, 证实了 MIP 应用于污染场地勘察的可行性与高效性。并针对 MIP 对不同污染物的检测限, 及其在探测过程在可能出现的残留效应进行了研究。对检测过程中可能出现的误差进行分析, 提高其检测精度。由于 MIP 在有机物污染场地勘察中的巨大应用价值, 美国材料与试验协会 (American Society for Testing Materials, ASTM) 在 2012 年总结发布了利用 MIP 进行土壤、土壤气体及地下水有机物含量检测的技术指南^[4], 以指导其在有机物污染场地勘察中的推广应用。目前, MIP 探测技术仍作为一种半定量评价方法应用与污染场地勘察。

1 膜界面探测器介绍

1.1 膜界面探测器

膜界面探测器是一种 1.5 英寸 (1 英寸=0.0254 m) 直径的污染物检测装置, 由美国 Geoprobe Systems 公司设计和制造, 利用锤击或压入的方式贯入地下。图 1 为 MIP 测试示意图。MIP 探头如图 2 所示, 包括加热模块、界面复合薄膜、气室、惰性载气传输通道、电阻率传感器组成。其中, 界面复合薄膜是膜界面探测器的核心部件, 允许 VOCs 蒸汽透过而液体被阻隔在外。探头装配点式电阻率电极, 贯入过程中监测土壤电导率变化来初步判断土壤类型。近年来, MIP 与其它原位测试探头例如 CPT (Cone Penetration Test) 探头、HPT (Hydraulic Profile Tool) 探头等相结合, 同时进行污染场地岩土工程特性评价, 对地下土层进行初步判断, 进而提高 MIP 数据解译精度。

MIP 测试原理为与膜接触介质中的 VOCs 含量高于检测限而可被各种检测器测量。可测试介质包括受污染土壤与地下水。MIP 探头每次在 15 s 内以 1 英尺 (0.3 m) 的增量贯入。在每个深度增量处, 探针将停留 45 s 进行测试。探头内部的加热元件将与探头接触的土壤和/或地下水加热到 100℃~120℃。使周围

的 (半) 挥发性有机化合物受热脱附后蒸发渗透进入钻头侧壁的薄膜内。利用循环的携带气体 (高浓度氮气), 以 35~45 mL/min 的流量传输至地面检测器进行有机化合物总量分析。污染物穿过膜的转移效率是污染物蒸汽压力的直接函数, 其受到诸如温度和压力梯度变量的影响。有关此转移机制的深入讨论可参阅 Costanza 等^[5]的文献。存在于任何相中的 VOCs 蒸汽可穿过复合薄膜而液体则被隔离, 该特点使 MIP 可应用于饱和土壤与非饱和土壤。MIP 本身并不是检测系统, 只是连接土壤与检测器的连接器。MIP 系统及其组件如图 1 所示, 图 2 为 MIP 探头结构示意图, 详细描述可参考 Rogge 等^[6]或 www.geoprobe.com。在每次进行贯入测试前需对 MIP 进行灵敏度测试。通过灵敏度测试数据与实际测试数据的对比, 可更精确评价土壤 VOCs 含量。随着探头的贯入, 地表的气相色谱仪、电导率和温度传感器进行实时数据采集, 提供连续的土壤 VOCs 含量记录。

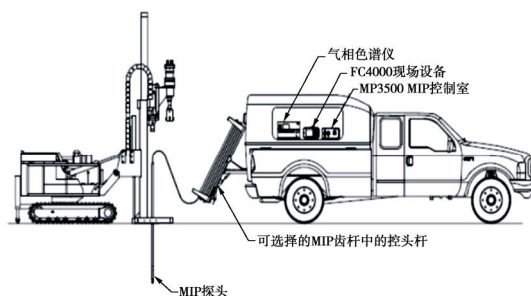


图 1 MIP 测试系统

Fig. 1 MIP test system

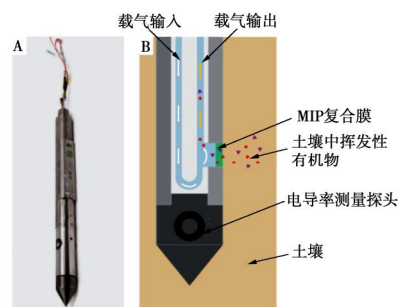


图 2 MIP 探头结构示意图

Fig. 2 Structural diagram of MIP

1.2 检测器介绍

在 MIP 测试中, 由惰性载气携带的 VOCs 蒸汽需要实验室级气相色谱仪进行分析检测。气相色谱仪通常安装在气相色谱仪 (Gas Chromatograph, GC) 上。MIP 的标准检测器配置通常为光离子化检测器 (Photo Ionization Detector, PID), 火焰离子化检测器 (Flame Ionization Detector, FID) 和卤素特定检测器 (Halogen Specific Detector, XSD)。当来自探头的载气进入检测器系统时, 首先通过干燥器以从载气流中除去潜在的水蒸汽, 然后流入 PID。从 PID 中, 载气返回 GC, 并在 FID 和 XSD 之间分离。分析物响应被

视为每个检测器内的当前响应。使用多个检测器有助于确定化合物类别,但不能确定单个挥发性化合物。下面提供了 MIP 系统常用探测器的简要介绍。

PID 是一种非破坏性检测器,可以与其他检测器类型串联使用。通常用于检测芳香烃,如苯、甲苯,双键氯化化合物例如三氯乙烯和全氯乙烯。

FID 对任何浓度足够高的 VOCs 都将产生响应,是一种破坏性检测器。FID 的敏感度低于其他检测器,通常用作 PID 和 XSD 串联的确认检测器。

XSD 是一种破坏性检测器,用于检测 MIP 系统中的总卤化 VOCs。XSD 对非卤代烃类不敏感,使其成为混合燃料的优秀检测器。

电子捕获检测器 (electron capture detector, ECD) 对有机物分子上的卤素数量敏感,适用于含有低至中等水平的多卤化 VOCs (如 TCE, PCE 和四氯化碳) 的单一污染物场地。

2 污染场地调查应用与研究现状

2.1 MIP 场地调查应用现状

在过去的 10 多年的时间里,由 GeoprobeSystems 公司研发生产的膜界面探测器已在不同国家和地区应用于挥发性有机污染场地调查。现场实验设备如图 3 所示,图 4 为典型的 MIP 测试结果。



图 3 MIP 现场试验设备

Fig. 3 MIP in-situ test equipment

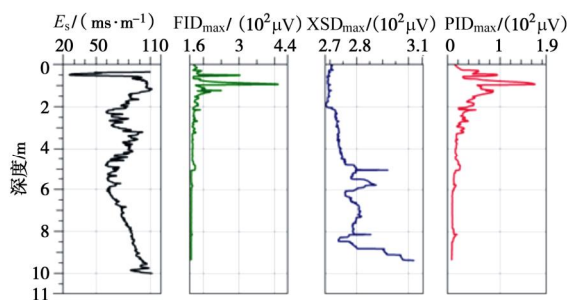


图 4 典型 MIP 测试结果

Fig. 4 Typical MIP test results

Lookman 等^[7]将 MIP 应用于大面积的汽油污染场地调查,避免了建设大量监测井所需时间费用与经济费用。朱煜^[8]通过 MIP 对上海的一总石油烃 (TPH) 污染场地进行调查,对场地内土壤和地下水中存在的 TPH 污染进行现场筛选检测工作。快速建立了全面性场地污染空间分布概况,为后续污染调查采样作业提

供参考依据。孔祥科等^[9]针对化工厂造成的土壤及地下水污染进行场地调查。根据区域地下水流场情况进行了 MIP 测试,并于 MIP 探测点附近进行土壤连续钻进取样佐证 MIP 测试结果。结果表明利用 MIP 进行半定量污染物分布特征及范围评价,结合取样分析结果,可快速、精确评价场地污染物种类、浓度与分布范围,为后续采样计划与治理提供重要依据。陈中轩等^[10]运用 MIP 测试技术结合传统 CPT 测试技术,并辅以其他地球物理探测方法,在东海舟山海域进行了海上试验,基于 MIP 数据成功识别了海底面以下 30 m 内的海底浅层气。McAndrews 等^[11]在美国的两个污染场地调查项目中进行了 MIP 测试,提出了 MIP 在工程应用中的局限性:①MIP 检测限较高使得其可运用于污染源检测而不适合应用于低污染物含量地区的检测。②MIP 检测数据的精确程度偏低,需要配合土壤、地下水分析数据作为补充来进行全面的污染场地风险评估和治理方法选择。

2.2 MIP 研究现状

根据大量的污染场地应用经验来看,对 MIP 测试数据的不当解译是常见问题。这主要是由于有机污染物成分复杂,相关技术人员缺少对膜界面探测技术的认知与了解,缺乏 MIP 数据解译、出具 MIP 技术报告的相关经验。同时由于检测器的技术限制和实验过程中的不当操作往往使实验数据往往不能直接用于定量评价土壤或地下水中污染物浓度。在 MIP 应用时常出现的一个问题是,在通过含有移动相或残余相的污染源区之后,检测显示异常高的 MIP 信号值。这种问题多为残留效应引起的,特别是由于传统的未加热传输线中的化合物特异性保留时间所引起的。Bumberger 等^[12]通过将移动质谱仪和 MIP 设备进行耦合,并与激光诱导荧光系统 (Laser Induced Fluorescence, LIF) 测试结果进行对比分析,针对 MIP 探测器的残留效应进行了定性分析研究。为进一步提高 MIP 测试的测试精度,使 MIP 测试数据能够更加精确地解译。国外的众多学者针对与 MIP 探测器相匹配的气相色谱检测器的检测限进行了大量的研究。Christy^[13]和 Ehle 等^[14]的研究结果显示 FID 和 PID 检测器对苯系物 (BTEX) 和氯代烃 (CAHs) 在土壤中的检测限为 1~5 ppm。针对 MIP 常用检测器 (干电解导电感检测器), Geoprobe System 公司^[15]则给出了误差控制在 0.25% 的不同有机污染物的检测限,可在其网站查阅。Ehle 等^[14]在不针对指定检测器类型的情况下给出了大约为 0.1 ppm 的检测限。Neuhaus^[16]指出 MIP 测试可达到更低的检测限 (大约 200~500 ppb),但是目前缺少相关研究数据的支持。Bronders 等^[17]针对不同污染物,检测了在不同的检测器配置下的污染

物检测限,测试结果可参考其文献。

3 结 语

MIP 在有机物污染场地调查中的应用经验表明, MIP 的应用可减少土壤取样数量,降低污染场地调查成本,确定污染源区。为污染场地修复方案的选择与制定提供支持。严格意义上讲, MIP 是连接土壤、地下水中有有机物染污与气相色谱仪的媒介,由于薄膜能透过有机物蒸汽隔绝液体的特性,可使饱和土壤与非饱和土壤内污染物相对含量得以确定。虽然,近年来国内外众多学者针对 MIP 在实际运用中遇到的残留效应、检测限等问题进行了定性或定量化的研究,使 MIP 的探测精度、数据解译精度得到了提高。但如要精确获取污染物种类与浓度,仍然需要进行土壤取样分析确定。MIP 可与 CPT、HPT 等其他探头结合使用,对污染场地岩土工程特性进行评价,为后续污染场地治理的风险评估与方案制定提供科学依据。

参考文献:

- [1] 黄文彦, 吴建辉, 黄于峰, 等. 污染场地地下环境调查方法的新思维[C]// 第一届海峡两岸土壤和地下水污染整治研讨会. 台北, 2002. (HUANG Wen-yan, WU Jian-hui, HUANG Yu-feng, et al. [C]// Proceedings First Cross-Strait Symposium on Soil and Groundwater Pollution Control. Taipei, 2002. (in Chinese))
- [2] COSTANZA J, PENNELL K D, ROSSABI J, et al. Effect of temperature and pressure on the MIP sample collection process[C]// Proceedings of the Third International Conference on Remediation of Chlorinated and Recalcitrant Compounds. Monterey CA, 2002: 367 - 372.
- [3] MCCALL W, NIELSEN D M, FARRINGTON S P, et al. Use of directpush technologies in environmental site characterization and ground-water monitoring[M]// Practical Handbook of Environmental Site Characterization and Ground-Water Monitoring. 2nd ed. Boca Raton: CRC Press, 2005: 355 - 482.
- [4] ASTM D7352-07 Standard practice for direct push technology for volatile contaminant logging with the membrane interface probe (MIP) [S]. 2012.
- [5] COSTANZA J, PENNELL K D, ROSSABI J, et al. Effect of temperature and pressure on the MIP sample collectionprocess[J]. Remediation of Chlorinated and Recalcitrant Compounds-2002: 1F-08.
- [6] ROGGE M, CHRISTY T M, DE Weirdt F. Site contamination fast delineation and screening using the membrane interface probe[M]// Field Screening Europe 2001. Dordrecht: Springer, 2002: 91 - 98.
- [7] LOOKMAN R, ROGGE M. Delineation of large soil pollutions with volatile compounds using probing techniques[C]// Proceedings of the 7th FZK/TNO Conference on Contaminated Soil 2000. Leipzig, 2000: 300 - 301.
- [8] 朱 煜. 薄膜界面探测器在污染场地调查中的应用实例探讨[J]. 城市道桥与防洪, 2015(6): 228 - 231. (ZHU Yu. Application of thin film interface detector in polluted site investigation[J]. Urban Road and Bridge and Flood Control, 2015(6): 228 - 231. (in Chinese))
- [9] 孔祥科, 马 骏, 韩占涛, 等. 直接推进技术在有机污染场地调查中的应用研究[J]. 水文地质工程地质, 2014(3): 115 - 119. (KONG Xiang-ke, MA Jun, HAN Zhan-tao, et al. Application of direct push technology in organic contamination site investigation[J]. Hydrogeology and Engineering Geology, 2014(3): 115 - 119. (in Chinese))
- [10] 陈中轩, 来向华, 廖林燕, 等. 基于 MIP-CPT 技术的海底浅层气探测方法——以东海舟山海域为例[J]. 石油学报, 2016, 37(2): 207 - 213, 229. (CHEN Zhong-xuan, LAI Xiang-hua, LIAO Lin-yan, et al. Submarine shallow gas detection method based on MIP-CPT technology——Taking Zhoushan sea area in the East China Sea as an example[J]. Journal of Petroleum, 2016, 37(2): 207 - 213, 229. (in Chinese))
- [11] MCANDREWS B, HEINZE K, DIGUISEPPI W. Defining TCE plume source areas using the membrane interface probe (MIP)[J]. Soil and Sediment Contamination, 2003, 12(6): 799 - 813.
- [12] BUMBERGER J, RADNY D, BERNDSEN A, et al. Carry-over effects of the membrane interface probe[J]. Groundwater, 2012, 50(4): 578 - 584.
- [13] CHRISTY T M. A permeable membrane sensor for the detection of volatile compounds in soil[C]// Symposium on the Application of Geophysics to Engineering and Environmental Problems 1998. Chicago, 1998: 65 - 72.
- [14] EHLE N, NEUHAUS M. Standortuntersuchungmit Drucksondentechnik und Membrane Interface Probe[J]. Ein Fallbeispiel, TerraTech, 1998, 5(98): 36 - 39.
- [15] Geoprobe System. Membrane interface probe standard operation procedure[EB/OL]. 2007, <https://geoprobe.com/mip-membrane-interface-probe>.
- [16] NEUHAUS M. In-situ investigation of contaminated soil and groundwater with MIPand ROSTtm—CPT[J]. Italian Journal of Engineering and Environment, Special, 2007(1): 59 - 63.
- [17] BRONDERS J, VAN KEER I, TOUCHANT K, et al. Application of the membrane interphase probe (MIP): an evaluation[J]. Journal of Soils and Sediments, 2009, 9(1): 74 - 82.

(责编: 胡海霞)

DOI: 10.11779/CJGE2019S1009

降水井错位布置对基坑预降水引发围护结构侧移的影响

曾超峰, 袁志成, 薛秀丽

(湖南科技大学岩土工程稳定控制与健康监测湖南省重点实验室, 湖南 湘潭 411201)

摘要: 基坑开挖前预降水是富水地层中深基坑施工的一项重要施工步骤, 其引起的围护结构及周边地层变形可以达到 cm 级。然而, 传统基坑设计理论与相关研究未提出基坑预降水引发基坑变形的控制方法。本文提出了一种降水井错位布置的方法用于控制预降水引起的围护结构变形, 指出可使距离围护结构越近的降水井相对越深、相邻降水井间距相对越小。数值计算结果表明, 这种方法相对于常规抽水方式(等间距等长布置降水井, 同时或随意开启)而言, 可以改变预降水过程中坑内渗流场分布, 使得在围护结构附近出现指向围护结构的渗流迹线, 从而限制了预降水过程中背离围护结构的坑内土体水平位移的发展, 最终起到减小围护结构侧移的作用。若合理地对降水井进行错位布置, 可较大程度限制基坑预降水引发围护结构的侧移。

关键词: 深基坑; 围护结构变形; 降水; 降水井错位布置; 有限元分析

中图分类号: TU463

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)S1-0033-04

作者简介: 曾超峰(1987—), 男, 博士后, 副教授, 从事岩土工程教学与科研工作。E-mail: cfzeng@hnust.edu.cn。

Behavior of retaining wall during dewatering before soil excavation under layout of staggered wells

ZENG Chao-feng, YUAN Zhi-cheng, XUE Xiu-li

(Hunan Provincial Key Laboratory of Geotechnical Engineering for Stability Control and Health Monitoring, Hunan University of Science and Technology, Xiangtan 411201, China)

Abstract: The dewatering conducted before soil excavation is an important stage in deep excavation. This dewatering construction is proved to be able to induce considerable deflection of retaining wall. However, how to control this type of deformation has not been proposed. A method called layout of staggered wells is proposed to control the dewatering-caused wall deformation. In this method, the uniformly-spaced and uniformly-buried layout of wells (i.e., the conventional layout of dewatering wells in practical engineering) is not advocated. It is recommended that (1) deeper wells should be employed near the retaining structures, and when the distance to the retaining structures increases, the wells depth should decrease gradually, and (2) smaller spacings of neighboring wells should adopted near the retaining structures, and when the distance to the retaining structures increases, the spacings of neighboring wells increase gradually. The numerical results show that the proposed method can lead to a smaller seepage flow velocity around the wall. Hence, the horizontal deformation of soil induced by seepage force will be relatively smaller, which eventually limit the deformation development of the retaining structures.

Key words: deep excavation; wall deflection; dewatering; well layout; numerical simulation

0 引言

随着中国地铁建设的快速推进, 城市环境中出现了大量的深基坑工程, 深基坑施工引起的环境变形需要严格控制^[1]。在实际工程中, 深基坑施工的整个过程都会造成环境的变形, 基坑开挖前预降水是富水地区基坑施工过程中一项十分重要的施工步骤^[2-3], 它常被用于基坑正式开挖前检查降水井的单井抽水量和降水井中水位降深是否能满足设计需求, 若不满足, 应及时补井以防止基坑开挖后出现降水井抽水效率低而不得不返工的问题。现场施工人员常根据预降水测试

的结果制定基坑正式降水方案(即基坑开挖期间的降水运行方案)^[2]。基于工程实测, Zheng 等^[4]建立了数值模型, 研究了基坑预降水引起围护结构变形的原因, 指出预降水诱发的渗流场可改变坑内土体的应力场, 引起坑内土体发生水平位移, 进而导致坑内围护结构侧土压力重分布, 围护结构两侧的土压力不平衡最终

基金项目: 国家自然科学基金项目(51708206); 中国博士后科学基金面上项目(2018M633297); 中国博士后基金特别项目(2019T120797); 广西博士后专项基金(BH2018054)

收稿日期: 2019-04-29

导致围护结构变形。曾超峰等^[5-6]进一步研究发现在不同的基坑宽度、降水深度和土体渗透性条件下,基坑预降水引发的基坑变形规律完全不同。然而,现有的深基坑变形研究主要集中在土方开挖过程中的一系列施工引起的变形,未充分关注基坑预降水引起的变形问题,且尚无研究提出基坑预降水引发变形的控制方法。为此,本文提出了一种降水井错位布置的对策,通过建立、验证数值计算模型,并开展一系列数值分析,研究了该方法对预降水引发围护结构变形的影响,并将计算结果与常规降水井布置条件下预降水引发的变形规律进行了对比,在此基础上,提出了若干降水井错位布置的优化策略,以期最大限度减小基坑预降水引起的围护结构变形。

1 工程背景

天津地铁3号线某车站基坑^[2],如图1所示,宽约20 m,开挖深度 H 约19 m,基坑主要分为A、B两段,在B段基坑南部距其仅8 m处有一幢年代久远的3层砖砌结构建筑,其支撑在浅基础之上,由于各种原因,该建筑最终沉降被要求不能超过 $1\%H$,即约19 mm。该工程场地潜水水位埋深0.8~2.9 m,潜水层底板埋深约11 m;场区埋深50 m以内存在两层承压含水层,其水头埋深分别为3.26,和4.12 m,其顶、底板埋深分别约为19,33,37,42 m。A段基坑在土方开挖前进行了10天的群井预降水,最大降水深度为16 m。过程中各测斜孔均显示出现悬臂式侧移,而C3测斜孔侧移最大,达到约10 mm。由此可知,在基坑预降水过程中,墙体会发生指向坑内的侧移,且侧移达到厘米级。所以,研究基坑预降水过程引发围护结构侧移的控制措施是非常必要的,下文中将提出一种降水井错位布置的方案,并分析其对基坑预降水过程引发围护结构侧移的影响。

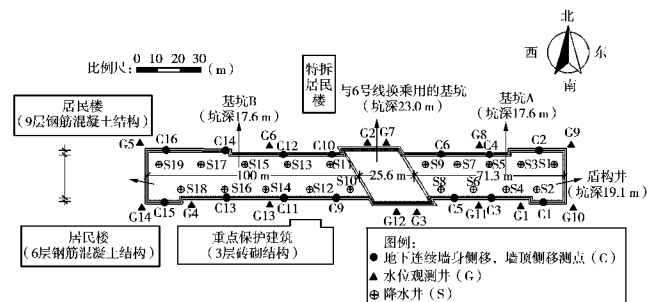


图1 基坑平面及测点布置

Fig. 1 Plane view of excavation and layout of instrumentation

2 数值模型及其验证

2.1 模型建立

本节基于上述工程背景中的场地条件,建立了二

维数值模型,模型土层概化为9层,其厚度为50 m,假定土体应力应变关系服从修正剑桥本构模型理论,土体计算参数可参照文献[2];地连墙厚度设置为1 m,墙体深度设置为33 m,降水井深度设置为27 m,假定地连墙和降水井的受力变形满足线弹性理论要求,其弹性模量分别为30, 210 GPa。由于模型的对称性,仅模拟了1/2的基坑,基坑宽度(b)为120 m的有限元模型见图2(图中标红部分为降水井几何埋深(27 m)^[2],这是按照实际工程降水井深度设置的,但实际降水深度并非27 m,具体见第3节)。模型中各土层的初始地下水位同第1节描述,在模型土体的两个侧向边界上设置水平方向的位移约束,而在土体底部则设置水平方向及竖直方向的位移约束。同时,在侧向对称面和模型底部设置不透水边界,在非对称侧向边界上设置水头在各土层初始水位处的常水头水力补给边界。本模型采用的降水方法为在降水井过滤管位置处设置 drainage-only flow 渗流边界条件,关于该边界条件的详细介绍见文献[3]。有限元模型的预降水过程是参照文献[3]进行的,即,让所有降水井同时降水,降水时间为21 d。假定墙与地基土间的接触关系服从库伦摩擦定律^[3],摩擦系数取值为0.3。

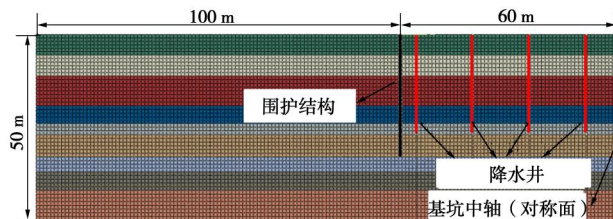


图2 有限元模型网格

Fig. 2 Mesh of FE model

2.2 模型验证

图3为降水深度分别为11, 16, 21 m的模型计算结果与文献[3]中120 m宽基坑预降水的实测与计算结果的对比。可以看出,在相同的条件下,本文模型计算出的地下连续墙最大侧移及其变化规律与文献[3]中的结果基本相符,即,随着降水深度的增加,地下连续墙最大侧移随之增大,而当发生不可接受的变形时,应采取对策控制变形。

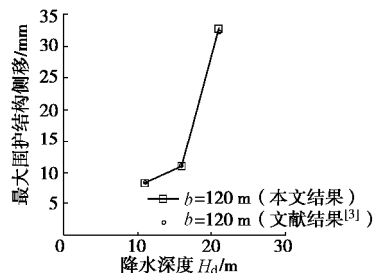


图3 本文计算围护结构变形与文献[3]中结果对比

Fig. 3 Calculated wall deflections and their comparisons with results in Reference[3]

3 降水井错位布置的影响

图 4 为基坑内降水井的常规布置与本文所提的降水井错位布置的对比图(以 4 根降水井为例)。从图 4 中可以看出,在降水井错位布置中:①越靠近基坑围护结构,降水井布置越深,随着井与围护结构距离的增加,井深逐渐减小;②越靠近基坑围护结构,相邻降水井间距越小,随着井与围护结构距离的增加,相邻井间距逐渐增大。利用第 2 节建立的数值模型模拟了 4 个工况的预降水过程,计算工况见表 1,各工况的降水时间均为 21 d。图 5 为不同工况下预降水结束后坑内围护结构侧孔隙水压力(p_w)分布。从图 5 中可以看出,4 种工况下的孔隙水压力分布基本一致,水位降深均可达到约 20 m,这表明各工况的降水强度都是相同的。

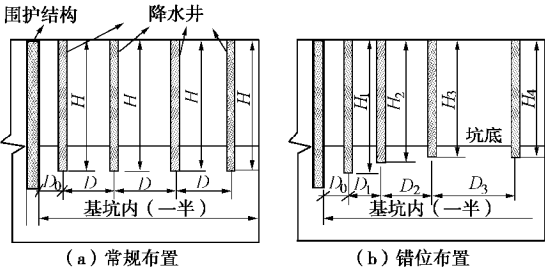


图 4 降水井布置方式
Fig. 4 Layout of dewatering wells

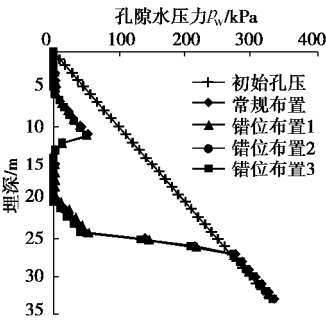


图 5 不同工况下预降水后坑内围护结构侧孔隙水压力分布
Fig. 5 Distribution of p_w at excavated side of wall after PED under different cases

图 6 为不同工况下预降水引起的围护结构侧移,从图中可以看出,采用降水井错位布置时围护结构侧移(δ_w)明显小于常规布置时的 δ_w ,通过采用错位布置 3,可以使最大 δ_w 从 32 mm 减小到 18 mm,侧移量减小了 44%,说明通过降水井错位布置的方案来控制基坑预降水对围护结构侧移的影响效果显著。值得一提的是,在施工过程中,还可以根据所提出的方案进一步的调整降水井的间距和深度,从而更有效地降低基坑预降水对围护结构侧移的影响。此外,与调整降

水井深度相比,调整相邻降水井的间距的控制效果更佳。根据 Zheng 等^[4]的报道,在基坑预降水过程中,围护结构侧移与其两侧的土体变形及应力状态有很大关系,预降水过程中降水井周围的渗流力可使坑内土体发生指向坑内的水平位移,围护结构由于变形协调随之发生侧移,同时,造成了围护结构侧土压力重分布,进一步影响围护结构侧移发展。采用降水井错位布置的方法可以减小预降水引起围护结构侧移的原因是:与常规降水井布置情况下的降水过程相比,错位布置预降水条件下基坑内部的渗流场和土体位移场的分布发生了变化。

表 1 计算工况

Table 1 Calculation cases			
序号	深度 H_i /m	间距 D_i /m	备注
1	$H_1=H_2=H_3=H_4=21$	$D_1=D_2=D_3=15.7$	常规布置
2	$H_1=23; H_2=20; H_3=H_4=19$	$D_1=D_2=D_3=15.7$	错位布置 1
3	$H_1=H_2=H_3=H_4=H_5=21$	$D_0=1; D_1=5; D_2=9; D_3=14; D_4=20$	错位布置 2
4	$H_1=23; H_2=20; H_3=H_4=H_5=19$	$D_0=1; D_1=5; D_2=9; D_3=14; D_4=20$	错位布置 3

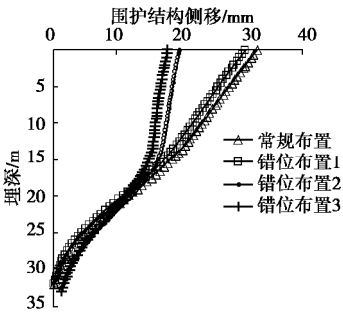


图 6 不同工况下预降水引起的围护结构变形
Fig. 6 PED-induced wall deflections under different cases

图 7,8 分别为工况 1 和工况 4 下预降水引起的地下水渗流迹线图 and 基坑内部土体水平变形云图(图中红色矩形条为实际降水深度),从图 7 可以看出,在围护结构附近(尤其是围护结构与降水井之间),工况 1 中出现了明显的背离围护结构的渗流迹线,而工况 4 中在同样位置则出现指向围护结构的渗流迹线,由于地下水渗流过程中将对土体施加渗流力作用并进而引起土体变形,这使得采用降水井错位布置的工况 4 在预降水过程中的坑内土体水平位移将小于工况 1 的情况,这可由图 8 看出来,这一渗流和土体变形机制最终限制了工况 4 中围护结构的变形发展。由图 6 可知,3 种错位布置方案控制基坑预降水对围护结构侧移的影响规律类似,且工况 4 的影响效果最为显著,所以图 7 和图 8 只对工况 1 和工况 4 做相应探究,不再对

工况2和工况3做过多探讨。

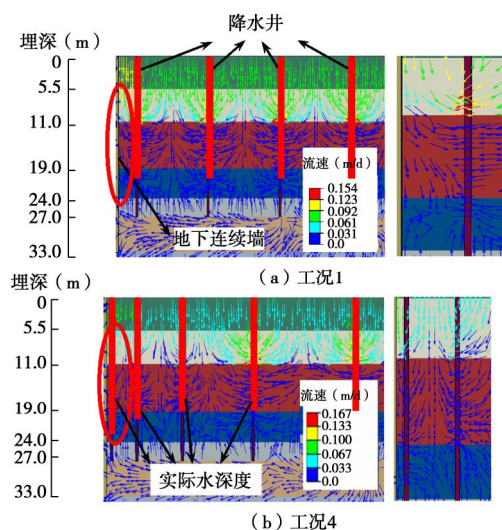


图7 预降水引起的坑内渗流迹线图

Fig. 7 PED-induced seepage traces in caused by dewatering

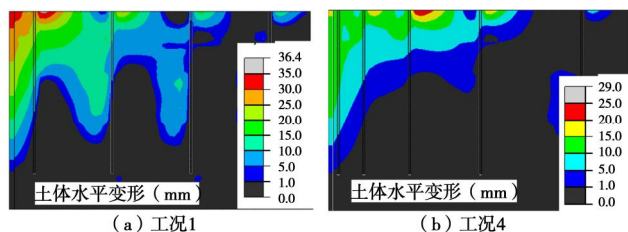


图8 预降水引起的坑内土体水平位移云图

Fig. 8 Horizontal deformations of soil inside excavation

4 结论与建议

(1) 本文提出了一种降水井错位布置的方法以减小基坑预降水引起的围护结构侧移。在该方法中, 在围护结构附近采用较深的降水井和较小的相邻井的间距, 随着井与围护结构距离的增加, 井深逐渐减小, 相邻井间距逐渐增大。这种方法可以使得预降水过程中在围护结构附近出现指向围护结构的渗流迹线, 从而限制了预降水过程中坑内土体水平位移的发展, 最终起到减小围护结构侧移的作用。

(2) 根据所提出的方法, 可以进一步对降水井的间距和深度进行优化, 以更有效地减小基坑预降水过程引起的围护结构侧移, 此外, 相比于调整降水井深度, 调整相邻降水井的间距对于减小基坑预降水引发

围护结构的变形更有效。

参考文献:

- [1] ZENG C F, XUE X L, ZHENG G, et al. Responses of retaining wall and surrounding ground to pre-excavation dewatering in an alternated multi-aquifer-aquitard system[J]. Journal of Hydrology, 2018, **559**: 609 - 626.
- [2] 郑刚, 曾超峰. 基坑开挖前潜水降水引起的地下连续墙侧移研究[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(12): 2153 - 2163. (ZHENG Gang, ZENG Chao-feng. Lateral displacement of diaphragm wall by dewatering of phreatic water before excavation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(12): 2153 - 2163. (in Chinese))
- [3] 曾超峰, 郑刚, 薛秀丽. 大面积基坑开挖前预降水对支护墙变形的影响研究[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(6): 1012 - 1021. (ZENG Chao-feng, ZHENG Gang, XUE Xiu-li. Study of wall deflection induced by pre-excavation dewatering in large-scale excavation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(6): 1012 - 1021. (in Chinese))
- [4] ZHENG G, ZENG C F, DIAO Y, et al. Test and numerical research on wall deflections induced by pre-excavation dewatering[J]. Computers and Geotechnics, 2014, **62**: 244 - 256.
- [5] 曾超峰, 薛秀丽, 郑刚. 软土地基渗透性条件对基坑预降水过程中支护墙侧移的影响研究[J]. 岩土力学, 2017, **38**(10): 3039 - 3047. (ZENG Chao-feng, XUE Xiu-li, ZHENG Gang. Effect of soil permeability on wall deflection during pre-excavation dewatering in soft ground[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, **38**(10): 3039 - 3047. (in Chinese))
- [6] 曾超峰, 薛秀丽, 郑刚. 软土区基坑预降水引起支护墙侧移的典型参数影响研究[J]. 岩土力学, 2017, **38**(11): 3295 - 3303, 3318. (ZENG Chao-feng, XUE Xiu-li, ZHENG Gang. A parametric study of lateral displacement of support wall induced by foundation pre-dewatering in soft ground[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, **38**(11): 3295 - 3303, 3318. (in Chinese))

(责编: 孙振远)

DOI: 10.11779/CJGE2019S1010

逆作法基坑支护结构三维 m 法及工程应用

应宏伟^{1, 2, 3}, 王小刚⁴, 郭跃⁵, 胡亚元^{1, 3}, 杨学林⁶

(1. 浙江大学滨海和城市岩土工程研究中心, 浙江 杭州 310058; 2. 河海大学岩土工程科学研究所, 江苏 南京 210098;

3. 浙江省城市地下空间开发工程技术研究中心, 浙江 杭州 310058; 4. 中铁二院华东勘察设计院有限责任公司, 浙江 杭州 310004;

5. 汉嘉设计集团股份有限公司, 浙江 杭州 310000; 6. 浙江省建筑设计研究院, 浙江 杭州 310006)

摘要: 逆作法技术广泛应用于软土地区敏感环境下的深大基坑工程施工。虽然基于连续介质力学的三维实体有限元方法已逐渐被用于分析评估深开挖对周围环境的影响, 工程实用中支护结构的内力变形分析仍采用基于梁-土弹簧体系的弹性抗力法, 而传统的支护结构弹性抗力法不能考虑逆作法基坑复杂施工因素的影响。以杭州某逆作法深大基坑工程为案例, 结合现场实测数据, 通过 PLAXIS 平面有限元分析与弹性抗力法反分析, 得到逆作法深大基坑中盆边留土、坑底工程桩作用和蠕变影响的杭州软黏土等效水平基床比例系数 m 的拟合公式, 提出了考虑逆作法复杂施工因素影响的基坑三维梁系有限元分析方法。研究表明, 该方法的计算结果比现有方法更合理; 对于深厚软黏土逆作法基坑工程, 土体蠕变对基坑变形影响显著。

关键词: 逆作法; 盆边留土; 工程桩; 蠕变; 三维弹性抗力法

中图分类号: TU435

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)S1-0037-04

作者简介: 应宏伟(1971—), 男, 博士, 副教授, 从事岩土工程的教学和科研工作。E-mail: ice898@zju.edu.cn。

Three-dimensional m method for retaining structures and its application for top-down construction of excavations

YING Hong-wei^{1, 2, 3}, WANG Xiao-gang⁴, GUO Yue⁵, HU Ya-yuan^{1, 3}, YANG Xue-lin⁶

(1. Research Center of Coastal and Urban Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 2. Institute of

Geotechnical Engineering Science, Hohai University, Nanjing 210098, China; 3. Engineering Research Center of Urban Underground

Development of Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 4. CREC East China Survey and Design Co., Ltd., Hangzhou 310004,

China; 5. Hanjia Design Group Co., Ltd., Hangzhou 310000, China; 6. Zhejiang Province Institute of Architectural Design And Research,

Hangzhou 310006, China)

Abstract: The top-down method is widely used in construction of deep and large foundation pits under sensitive environment in soft soil areas. Although the three-dimensional finite element method based on the continuum mechanics has been gradually used to analyze and evaluate the impact of deep excavation on the surrounding environment, the elastic resistance method based on the beam-soil spring system is still used to analyze the internal force and deformation of retaining structures in engineering practice, while the traditional elastic resistance method cannot consider the influence of complex construction factors of foundation pits by the top-down construction method. Based on a deep and large foundation pit project with top-down method in Hangzhou, combined with the field measured data, the fitting formula for the equivalent horizontal resistance coefficient m is obtained through PLAXIS analysis of plane finite element and back analysis of elastic resistance method. The formula can consider the effect of the earth berm, the working pile close to the retaining wall and the creep of soft clay. A 3D finite element method for beam-spring system considering these complex factors due to top-down construction is proposed. It is shown that the calculated results of this method are more reasonable than those of the existing methods. For the deep soft clay foundation pits with top-down construction method, the creep of soils has a significant effect on the deformation of the retaining walls.

Key words: top-down method; earth berm; working pile; creep; 3D beam-spring model method

0 引言

基坑变形控制是基坑支护结构设计的重要内容之一。逆作法施工技术因其能较有效地控制基坑变形等

基金项目: 国家自然科学基金项目(51678523); 浙江省科技计划项目(2019C03103)

收稿日期: 2019-04-30

优点,已成为软土地区深大基坑的常用施工方法。虽然基于连续介质力学的有限元方法已开始被广泛用于深基坑性状和开挖对周围环境的影响分析^[1-4],但土体模型参数的选取与行业基坑规程^[5]要求的工程勘察试验指标不一致,目前工程实用中支护结构的内力变形计算仍采用基于梁-土弹簧的弹性抗力法。经典的平面弹性抗力法(m 法)应用于复杂基坑工程时,在设计中有可能会造成资源浪费或安全隐患。不少学者对传统的平面弹性抗力法做了改进^[6-8],并建立了三维或准三维计算分析模型。文献[9]改进了“空气单元法”,研制了可考虑分段施工影响的基坑三维有限元计算程序。

逆作法基坑通常水平与竖向支护结构同时逐渐受荷,为控制基坑变形,还可能同时结合盆式挖土坑边预留土堤技术,与敞开挖土方式相比,逆作基坑挖土和支撑浇筑时间更长,软黏土蠕变更明显,主楼临近坑壁时坑底工程桩与被动土共同工作,目前已有的平面或空间弹性抗力法尚无法考虑逆作基坑这些复杂因素的影响。本文建立了考虑盆边留土、坑底工程桩及软土蠕变影响的逆作法基坑支护结构三维弹性抗力分析方法,并应用于杭州武林广场地下商城逆作法基坑工程。

1 工程概况

杭州武林广场地下商城位于繁华的市中心武林广场下方,用地面积为3.98公顷,为三层纯地下建筑,其中地下一、二层为商场,层高分别为6.3 m和5.4 m,地下三层为停车库及地铁区间,除地铁1号线及3号线区间外,其余大部分层高为7.5 m,基坑大面积开挖深度达22.3 m。

基坑北侧紧临浙江省展览馆,最小净距16.0 m。展览馆为地上2~3层框架结构,基础为筏型与条形相结合,基础下方设砂桩;其余三侧均为市政道路;西南角为既有体育场路地下过街通道,距基坑最小净距为12.8 m。邻近道路分布大量的地下市政管线。基坑环境平面图见图1示。

场地浅部土层主要为海相沉积的软黏土,厚度约20 m,中部为河流湖相、海相和冲洪积相沉积的黏性土、砂性土和碎石类土,基岩为白垩系的泥质粉砂岩、侏罗系的凝灰岩。

2 基坑围护方案

地下结构采用周边盖挖逆作与中间部分明挖顺作相结合的施工方法,围护墙采用1.2 m厚地下连续墙,与内衬墙共同做为地下室结构的永久外墙。盖挖逆作

利用各地下室楼板形成基坑围护结构的三道水平支撑(图2),其中最下一大层土采用盆式挖土、坑边预留反压土堤,利用中部先浇筑的底板设置附加斜抛撑,然后再挖除反压土堤的措施。

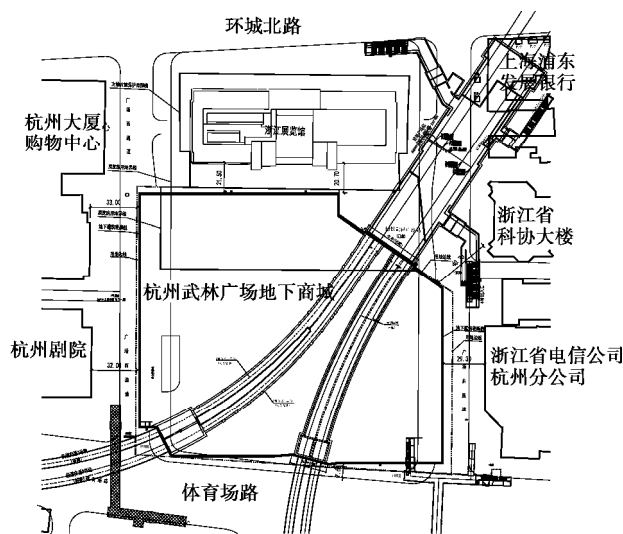


图1 基坑环境平面图

Fig. 1 General layout of excavation

地下室底板采用平板式筏型基础,主体结构下基础采用柱下AM桩基础,一柱一桩,桩径1.6 m,扩底直径均为2.8 m,基础底板下另设直径1.0 m钻孔灌注桩作为抗拔桩。

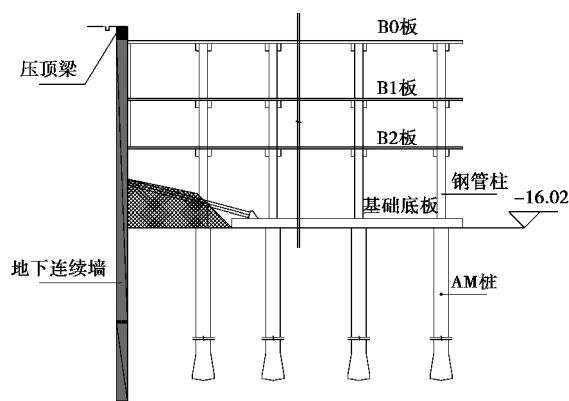


图2 基坑支护剖面图

Fig. 2 Profile of retaining structures

为确保逆作法楼板浇筑质量及施工开挖土方便,结构顶板及地下一、二层楼板均开设东西两个大洞。

3 考虑逆作法施工的三维弹性地基梁法

在笔者已有三维梁系有限元法^[9]的基础上,为实现逆作法施工条件下竖向和水平结构的施工模拟分析,做以下改进:

(1) 增加竖向与水平向内力及变形协同计算

逆作法工程中,竖向荷载除了结构梁、板自重外,还有大量的施工荷载,支护体系的竖向变形对整个结

构的受力有很大的关系。立柱主要受轴力以及弯矩作用, 因此可将立柱简化成空间梁。立柱桩端设置弹性支座约束或固定约束, 具体视桩端支承情况而定。

(2) 增加时空效应的计算

逆作法施工时间长, 施工工况复杂, 在逆作法基坑三维弹性地基梁法计算中, 增加了考虑坑边留土、工程桩作用及无支撑暴露时间等因素的影响。

(3) 坑外土压力采用与变形有关的土压力

逆作法基坑对变形控制严格, 坑外土体一般较难达到主动极限状态, 采用与围护墙变形有关的中间土压力更符合实际。基于文献[10]提出的土压力计算方法, 初始步采用静止土压力计算围护体变形, 然后进行主动土压力与围护体变形的迭代计算, 即得到当前工况的土压力和墙体变形。

4 考虑逆作法施工特点的杭州软黏土等效 m 参数

以上述基坑实例为背景, 为简化问题, 采用 Plaxis2D 分析软件建立二维有限元模型, 把多层地基简化为双层地基, 上层土厚 20 m, 为淤泥质黏土, 下层土厚度 30 m, 土体的本构模型采用土体硬化 (HS) 模型, 和规范推荐的平面弹性抗力杆系有限元法的支护墙水平变形分析结果相结合进行正分析和反分析, 获得反映逆作法基坑盆边留土、坑内工程桩作用和无支撑暴露时间等复杂施工因素影响的杭州软黏土等效地基水平基床比例系数 m 值拟合公式:

$$m = \left[1.97e^{0.3983\left(\frac{b}{h_0}\right)} + 0.7877\left(\frac{h}{h_0}\right)^2 + 0.1634\frac{h}{h_0} + 0.248n - 1.714 + \left[1.208\left(\frac{S}{D}\right)^{-1.318} \right] \times \frac{h}{H} - 0.094\ln(1 + 6.71\frac{t}{t_0}) \right] m_0 \quad (1)$$

其中 m_0 为杭州淤泥质黏土初始基床系数的比例系数, 一般 $m_0=1.0 \text{ MN/m}^4$; h_0 为当前工况基坑开挖深度; b 为盆边留土的顶宽 (m); h 为盆边留土高度 (m); n 为留土坡率; S 为工程桩间距 (m); D 为桩径 (m); h_i 为当前第 i 个工况的基坑深度 (m), H 为基坑最终开挖深度 (m); t 为某开挖工况无支撑暴露时间 (d), t_0 为单位时间 (1 d)。

5 计算结果分析

根据本方案例实际的施工工况, 用上述逆作法基坑三维弹性地基梁法进行全过程计算分析, 计算模型见图 3。

图 4 为开挖至基底、基础底板全部完成、拆除斜支撑的工况计算得到的地下连续墙最大水平位移的平

面分布图。周边墙体计算变形在 87.5~106.8 mm, 其中地下室角部约 90 mm, 各边中部以及靠近洞口附近计算变形为 101.4~106.8 mm。根据监测资料, 实测最大位移普遍在 83~117 mm 之间, 计算值与实测资料较为吻合。

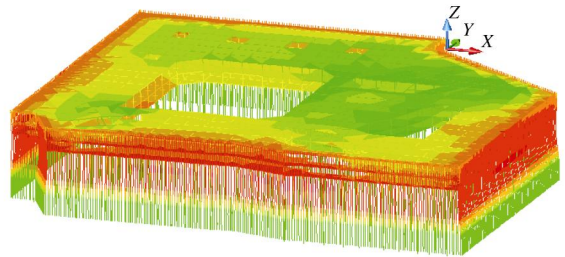


图 3 实例三维计算模型图

Fig. 3 3D model

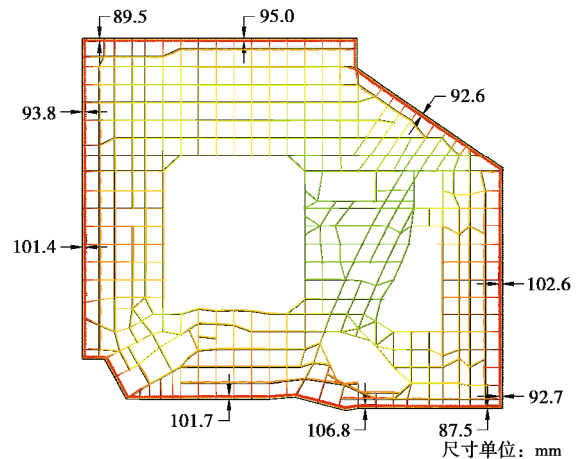


图 4 墙体最大变形平面分布图

Fig. 4 Plane distribution of maximum wall deformation

图 5 为本文方法得到的基坑西侧中部附近围护墙变形和弯矩与现有方法及实测值的对比。从图中可以看出, 现有方法未能考虑逆作法施工复杂的施工因素影响, 特别是忽略了逆作基坑楼板支撑有效形成之前土体蠕变的影响, 计算变形最大值仅约 57 mm, 与实测值差距巨大。本文方法计算变形最大值约 101 mm, 除墙顶部附近外, 计算位移与实测值比较接近。

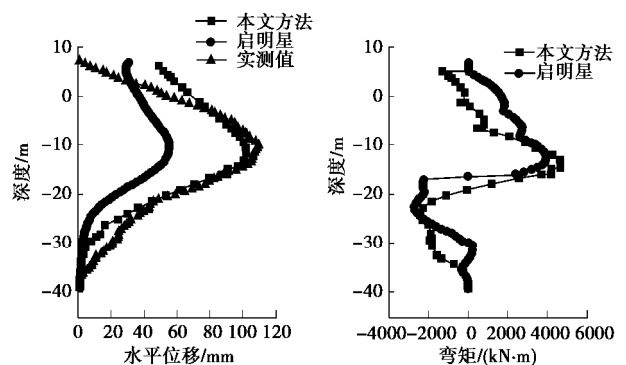


图 5 西侧中部墙体变形、弯矩计算结果与实测值的对比

Fig. 5 Comparison between computed and measured wall deflections and bending moments at west side of excavation

6 结 论

(1) 结合工程实例,通过连续介质平面有限元法和弹性地基梁杆系有限元分析与反分析,得到了考虑盆边留土、坑底工程桩及软土蠕变影响杭州软黏土等效 m 值拟合公式,提出了逆作法基坑支护结构三维弹性地基梁分析方法,应用于杭州武林广场地下商城基坑工程的实例分析,与现有方法相比,计算结果更为合理。

(2) 深厚软黏土逆作法基坑工程中土体蠕变对基坑变形影响显著。

参考文献:

- [1] CLOUGH G W, DUNCAN J M. Finite element analyses of retaining wall behavior[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 1971, **97**(12): 1657 - 1673.
- [2] CLOUGH G W, DENBY G M. Stabilizing berm design for temporary walls in clay[J]. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1977, **103**(GT2): 75 - 90.
- [3] GOURVENEC S M, POWRIE W. Three-dimensional finite element analysis of embedded retaining walls supported by discontinuous earth berms[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2000, **37**(5): 1062 - 1077.
- [4] POWRIE W, DALY M P. Centrifuge model tests on embedded retaining walls supported by earth berms[J]. Géotechnique, 2002, **52**(2): 89 - 106.
- [5] JGJ120—2012 建筑基坑支护技术规程[S]. 2012. (JGJ120—2012 Technical specification for retaining and protection of building foundation excavations[S]. 2012. (in Chinese))
- [6] 陆培毅, 刘畅, 顾晓鲁. 深基坑支护结构支撑系统简化空间分析方法的研究[J]. 岩土工程学报, 2002, **24**(4): 471 - 474. (LU Pei-yi, LIU Chang, GU Xiao-lu. Researches on bracing system of foundation pit using simplified space analytical method[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2002, **24**(4): 471 - 474. (in Chinese))
- [7] 陆新征, 宋二祥, 吉林, 等. 某特深基坑考虑支护结构与土体共同作用的三维有限元分析[J]. 岩土工程学报, 2003, **25**(4): 487 - 491. (LU Xin-zheng, SONG Er-xiang, JI Lin, et al. 3-Dimensional FEA for the interaction between supporting structure of excavation and soil in a very deep pit[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2003, **25**(4): 487 - 491. (in Chinese))
- [8] 王建华, 范巍, 王卫东, 等. 空间 m 法在深基坑支护结构分析中的应用[J]. 岩土工程学报, 2006, **28**(增刊): 1332 - 1335. (WANG Jian-hua, FAN Wei, WANG Wei-dong, et al. Application of 3D m method to analysis of retaining structures of deep excavation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, **28**(S): 1332 - 1335. (in Chinese))
- [9] 应宏伟, 郭跃. 某梁板支撑体系的深大基坑三维全过程分析[J]. 岩土工程学报, 2007, **29**(11): 1670 - 1675. (YING Hong-wei, GUO Yue. 3D analysis on a deep beam-slab braced foundation pit considering effect of construction process[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, **29**(11): 1670 - 1675. (in Chinese))
- [10] 应宏伟, 朱伟, 郑贝贝, 等. 柔性挡墙的主动土压力计算及分布研究[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(增刊 2): 1 - 6. (YING Hong-wei, ZHU Wei, ZHENG Bei-bei, et al. Calculation and distribution of active earth pressure against flexible retaining walls[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(S2): 1 - 6. (in Chinese))

(责编: 黄贤沙)

DOI: 10.11779/CJGE2019S1011

邻近地铁隧道的软土深基坑变形实测分析

徐中华^{1,2}, 宗露丹^{1,2}, 沈健^{1,2}, 王卫东^{1,2}

(1. 华东建筑设计研究院有限公司上海地下空间与工程设计研究院, 上海 200002; 2. 上海基坑工程环境安全控制工程技术研究中心, 上海 200002)

摘要: 上海外滩 596 地块超深基坑紧邻地铁 9 号线区间隧道及一系列管线和建筑物。为控制基坑施工对周边环境(尤其地铁隧道)的影响, 本项目设计采取分坑顺作、两墙合一地下连续墙、钢支撑轴力补偿体系、被动区加固、抽条分块开挖等系列措施。实测结果表明, 远离地铁侧的地下连续墙最大变形为 45.6 mm, 邻近地铁侧地下连续墙最大变形为 17.2 mm, 邻近地铁隧道的最大隆起量为 12.9 mm。所采用的设计方案满足了地铁的变形控制要求。

关键词: 基坑工程; 地铁隧道; 顺作法; 分坑实施; 实测分析

中图分类号: TU433 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2019)S1-0041-04

作者简介: 徐中华(1976—), 男, 博士, 教授级高级工程师, 主要从事地下空间工程、深基坑工程的设计与研究工作。

E-mail: zhonghua_xu@arcplus.com.cn

Deformation of a deep excavation adjacent to metro tunnels in soft soils

XU Zhong-hua^{1,2}, ZONG Lu-dan^{1,2}, SHEN Jian^{1,2}, WANG Wei-dong^{1,2}

(1. Shanghai Underground Space Engineering Design & Research Institute, East China Architecture Design & Research Institute Co., Ltd.,

Shanghai 200002, China; 2. Shanghai Engineering Research Center of Safety Control for Facilities Adjacent to Deep Excavations,

Shanghai 200002, China)

Abstract: The deep excavation of Shanghai Bund 596 Plot is adjacent to the metro tunnels of Line 9, pipelines and buildings. In order to control the impact of excavation construction on the metro tunnels, many measures are adopted in the design of the project. The deep excavation is divided into four small pits, and the block excavation method was adopted. Dual-purpose diaphragm walls are used as retaining walls. The steel struts with automatic axial force compensation system are adopted in the small pits just adjacent to the metro tunnels. The soils in the passive zone are reinforced by triaxial cement-soil mixing piles. The monitored results show that the maximum lateral displacement of the diaphragm walls far away from the tunnels and that just adjacent to the tunnels are 45.6 and 17.2 mm, respectively. The maximum upheaving of the tunnels is about 12.9 mm. The design scheme satisfies the requirements of deformation control of the adjacent tunnels.

Key words: excavation; metro tunnel; bottom-up method; sub-pitting; measurement analysis

0 引言

近年来, 邻近既有运营地铁车站及隧道的基坑工程活动日益频繁, 为保证地铁隧道结构安全以及运营的舒适性, 地铁隧道对基坑引起的变形要求极其严格。为此, 正确评估软土地区基坑开挖对邻近地铁隧道影响, 是岩土工程中一项亟待解决的任务。

现场监测能够综合体现各种因素的影响, 实时反馈隧道的稳定与安全性, 也是分析基坑工程变形规律的基本依据。目前, 已有诸多学者对基坑开挖影响下的邻近地铁隧道变形特性进行研究。Burford^[1]最早分析了挖深 12 m 的基坑施工引起邻近隧道的隆起位移及工后隆起。况龙川^[2]、蒋洪胜等^[3]对距地铁隧道仅 4 m 的上海广场深基坑工程项目监测, 发现基坑开挖导致隧道发生明显侧移及竖向收敛变形, 且位移量与基

坑开挖范围相关。

本文以邻近地铁 9 号线隧道的上海外滩 596 地块超深基坑项目为依据, 对基坑及邻近隧道监测数据进行分析, 研究多种设计、施工措施下的隧道保护情况, 为该类型基坑工程项目提供参考。

1 工程简介

1.1 工程概况

上海外滩 596 地块项目位于上海黄浦区, 项目地面以上为 2 幢高度为 80 m 的办公塔楼 S1、S2, 整体设置三层地下室。S1、S2 基坑面积分别约为 4626,

基金项目: 上海市科学技术委员会科研计划项目(13231201006)

收稿日期: 2019-04-30

3144 m², 基坑普遍区域挖深约为 17.0~17.15 m, S2 基坑降板区域挖深为 18.15 m。基坑地块中部下方为地铁 9 号线区间隧道, 9 号线隧道距基坑最近距离约 8 m。基坑平面如图 1 所示。

1.2 工程地质概况

本工程场地从地表至约 29 m 深主要以淤泥质黏土和粉质黏土为主, 且浅层分布较厚的杂填土和江滩土(超过 10 m), 其下为砂质粉土和粉砂层。

场地浅部地下水属潜水类型, 水位埋深约 0.3~2.5 m。深部第⑦、第⑨层为承压含水层, 第⑦层承压水水位埋深约为 4.1~7.6 m, 且局部区域⑦层、⑨层相对连通, 水量补给丰富, 无法将承压水隔断, 因此基坑实施期间需采取降承压水措施。各层土参数如图 2 所示。

2 基坑支护设计

为确保满足基坑开挖工程中对 9 号线区间隧道的

保护, 596 地块基坑围护总体设计方案采取以下保护措施。基坑支护结构 A—A 剖面图如图 2 所示。

(1) 分坑顺作: 将 S1 基坑分为 S1-A 区、S1-B 区, S2 基坑分为 S2-A 区、S2-B 区, 先后分别实施, 具体分区如图 1 所示。

(2) 基坑周边采用“两墙合一”地下连续墙: S1-A、S2-A 区地连墙厚度为 0.8 m, S1-B、S2-B 区地连墙厚度为 1 m。S1-A 区、S2-A 区地墙深度为 49.65 m, S1-B 区、S2-B 区地墙深度为 53.65 m。

(3) 被动区加固: 采用三轴水泥土搅拌桩进行坑内被动区土体进行加固。S1-A 区、S2-A 区邻近地铁侧的加固宽度为 8.05 m, 加固深度自地表至基底以下 5 m。S1-B 区、S2-B 区及 S2-A 区邻近复兴东路侧的加固深度自地表至基底以下 10 m, 满堂布置。

(4) 支撑体系: S1-A 区和 S2-A 区竖向设置四道钢筋混凝土支撑, 同时对邻近 9 号线区间隧道侧土方“抽条、分块”开挖。S1-B 区和 S2-B 区竖向设置

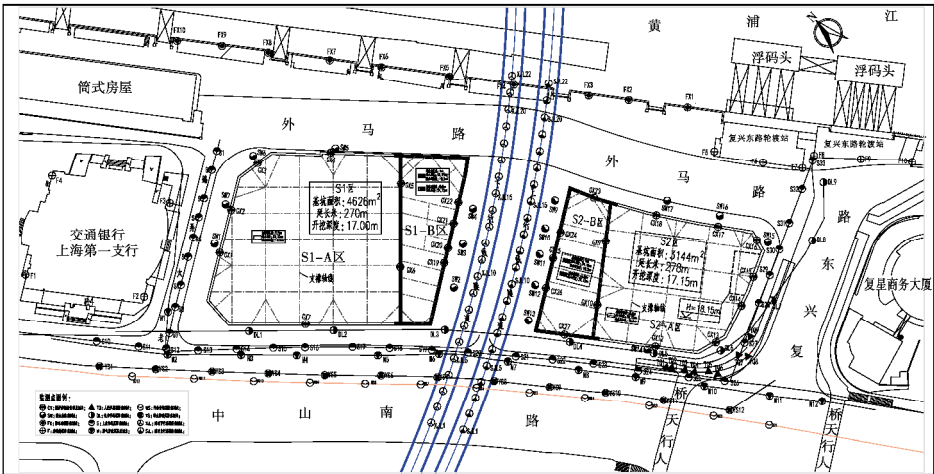


图 1 基坑平面及监测点布置图

Fig. 1 Plan view of excavation and layout of monitoring points

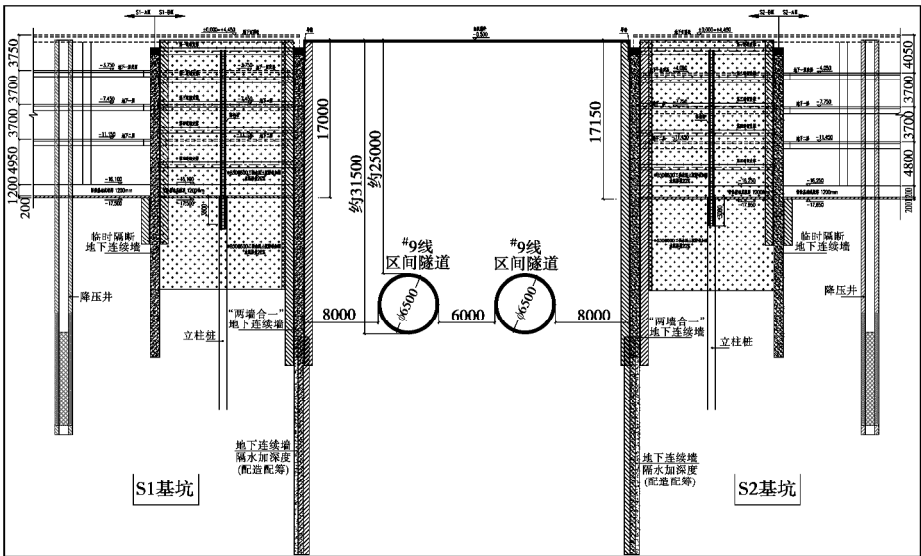


图 2 基坑支护体系剖面图

Fig. 2 Sectional view of supporting system

五道支撑, 第一道采用钢筋混凝土支撑, 第二至第五道采用钢管支撑, 钢支撑体系采用可自动施加轴力补偿的装置。

3 工程实施与监测

3.1 施工工况

本工程的施工流程为: 首先施工周边地下连续墙、内部临时隔断以及坑内加固, 接着施工面积较大、离地铁隧道较远的 S1-A (S2-A) 区, 待 S1-A (S2-A) 区地下结构完成后进行 S1-B (S2-B) 区基坑的施工。本工程根据实际施工步划分为 38 个工况, 如表 1 所示。

表 1 施工工况

Table 1 Construction stages

工况	施工内容	完成时间
步骤 0	地下连续墙、立柱与立柱桩、坑内加固施工;	2014.5.13
步骤 1	S2-A 区开挖至 -1.7 m, 形成第一道支撑;	2014.6.16
步骤 2	S1-A 区开挖至 -1.7 m, 形成第一道支撑;	2014.7.10
步骤 3	S2-A 区开挖至 -6.0 m, 形成第二道支撑;	2014.7.12
步骤 4	S2-A 区开挖至 -10.1 m, 形成第三道支撑;	2014.7.26
步骤 5	S1-A 区开挖至 -5.9 m, 形成第二道支撑;	2014.8.5
步骤 6	S2-A 区开挖至 -13.85 m, 形成第四道支撑;	2014.8.8
步骤 7	S1-A 区开挖至 -9.9 m, 形成第三道支撑;	2014.8.20
步骤 8	S2-A 区开挖至坑底, 形成基础底板;	2014.9.2
步骤 9	S1-A 区开挖至 -13.7 m, 形成第四道支撑;	2014.9.10
步骤 10~11	S2-A 区拆除第四、第三道钢筋混凝土支撑;	2014.10.5
步骤 12	S1-A 区开挖至坑底, 形成基础底板;	2014.10.11
步骤 13	S1-A 区拆除第四道支撑;	2014.10.12
步骤 14	S2-A 区拆除第二道支撑;	2014.10.26
步骤 15	S2-B 区开挖至 -1.7 m, 形成第一道支撑;	2014.11.1
步骤 16	S2-B 区开挖至 -4.8 m, 形成第二道支撑;	2014.11.3
步骤 17	S2-B 区开挖至 -7.65 m, 形成第三道支撑;	2014.11.5
步骤 18	S2-B 区开挖至 -10.5 m, 形成第四道支撑; S2-A 区拆除第一道支撑;	2014.11.9
步骤 19	S1-A 区拆除第三道支撑;	2014.11.10
步骤 20	S2-B 区开挖至 -14.25 m, 形成第五道支撑;	2014.11.12
步骤 21	S2-B 区开挖至坑底, 形成基础底板;	2014.11.21
步骤 22	S2-B 区拆除第五道支撑;	2014.11.23
步骤 23	S1-A 区拆除第二道支撑;	2014.11.26
步骤 24	S1-B 区开挖至 -1.7 m, 形成第一道支撑;	2014.11.29
步骤 25	S1-B 区开挖至 -4.8 m, 形成第二道支撑;	2014.11.30
步骤 26	S1-B 区开挖至 -7.5 m, 形成第三道支撑;	2014.12.1
步骤 27	S2-B 区拆除第四道支撑;	2014.12.4
步骤 28	S2-B 区拆除第三道支撑;	2014.12.5
步骤 29	S1-B 区开挖至 -10.2 m, 形成第四道支撑;	2014.12.7
步骤 30	S1-B 区开挖至 -14.0 m, 形成第五道支撑;	2014.12.10
步骤 31	S1-A、S2-B 区分别拆除第一道、第二道支撑;	2014.12.16
步骤 32	S1-B 区开挖至坑底, 形成基础底板;	2014.12.19
步骤 33	S2-B 区拆除第一道支撑;	2014.12.20
步骤 34~38	S1-B 区依次拆除第五至第一道支撑;	2015.1.28

3.2 现场监测

为了及时收集和反馈围护结构、周边土体及环境在施工中的变形信息, 基坑施工过程中对各分区设置了围护结构及周边环境监测项目, 各测点平面布置如图 1 所示。

4 实测变形分析

4.1 墙体侧移分析

图 3 为各分区的地连墙侧向位移监测点在第二皮土方开挖至开挖到基底的工况下的墙体侧向位移变化

情况。由图可知, 各测点的变形量均随着开挖深度增加而逐步增大, 且最大变形发生的位置逐渐下移, 变形整体形态为“纺锤型”。

(1) A 区墙体侧移分析

CX1~CX7 位于 S1-A 分区地连墙内 (图 1), CX9~CX18 位于 S2-A 分区地连墙内。从图 3 可看出, S1-A、S2-A 分区基坑最大侧向位移分别发生在测点 CX1 和 CX12, 最大侧移量分别为 45.7, 24.3 mm, 均发生在基坑开挖面附近, 最大侧移与开挖深度比值分别为 0.27%, 0.14%。尽管两个分区基坑挖深相近, 但 S1-A 分区开挖时间相对偏长, 且 S2-A 分区南侧靠近隧道处地墙厚度增厚且增加了坑内裙边加固, 因此 S1-A 分区最大变形量明显较 S2-A 分区的变形量大。

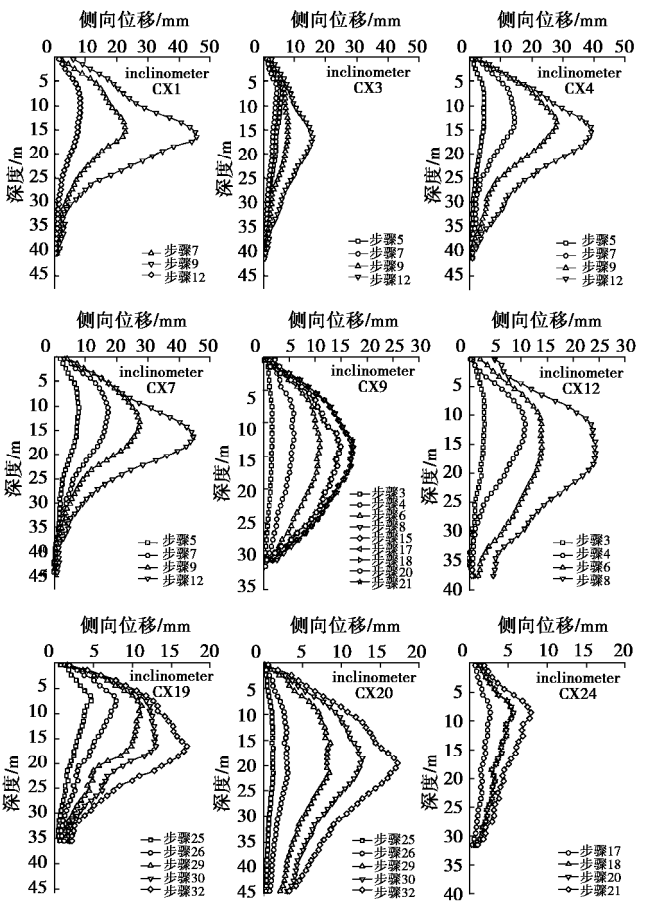


图 3 地下连续墙在各工况下的侧向变形

Fig. 3 Deformation of lateral wall at various stages

受基坑变形的空间效应影响, 位于各侧墙体角部测点的侧移普遍小于基坑中部的测点, 如 CX3 测点小于邻近 CX4 测点。此外, 基坑长边墙体中部测点变形量较短边侧移量偏大, 如 CX7 测点较测点 CX4 变形偏大。S1-A、S2-A 分区中坑内被动区加固区域较未加固区域变形量更小。邻近地铁 9 号线区间隧道的墙体最大侧移量位于测点 CX9, 侧移量为 17.2 mm, 与开挖深度的比值分别约为 0.1%, 表明邻近隧道侧变形量控制显著。

(2) B区墙体侧移分析

图3中S1-B区、S2-B区基坑最大侧向位移分别发生在测点CX20、CX24,最大侧移量分别为17.2 mm、11.6 mm,最大侧移与开挖深度比值分别为0.1%、0.07%。由于邻近隧道的S1-B区、S2-B区基坑规模较小,且S1-B区、S2-B区基坑各侧均采用1m厚地墙及坑内满堂加固措施,故S1-B区、S2-B区基坑地墙侧向变形量明显小于S1-A区、S2-A区基坑,对控制邻近9号线隧道变形提供有利作用。

对于中隔墙而言,在S1-A区、S2-A区开挖时其变形向S1-A区、S2-A区坑内逐渐增大,而在S1-B区、S2-B区开挖时,由于S1-B区、S2-B区的卸土逐步减小了中隔墙后的土压力,因此中隔墙的变形在此期间的增量为负值,即变形有向逆作区方向回复的趋势。以CX9测点为例,两者在步骤12至步骤16期间的位移量减小值分别为1.6 mm,减小了9%。

4.2 坑外潜水水位变化分析

图4是坑外地下水位随时间的变化情况。可以看出坑外地下水位变化很小,基坑最大水位变化值仅为1.1 m,说明地下连续墙的施工质量很好,对邻近地铁隧道变形影响也有很好的控制作用。

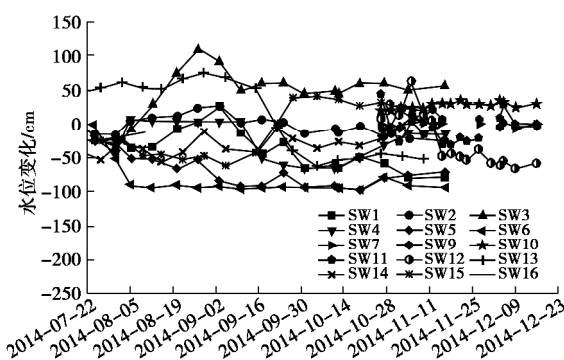


图4 坑外潜水水位变化曲线

Fig. 4 Curves of water level variation outside excavation

4.3 邻近建(构)筑物变形分析

距基坑最近的人行天桥在基坑开挖期间的沉降监测结果如图5所示,人行天桥路最大沉降量仅为5.8 mm,可见在基坑开挖期间,对邻近建(构)筑物的沉降影响均较小。

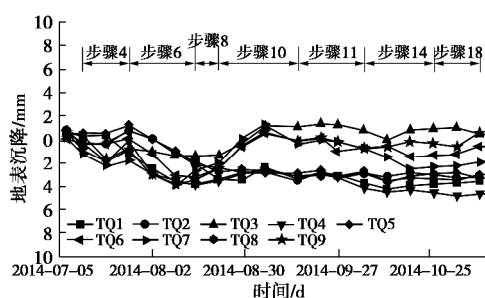


图5 邻近人行天桥历时沉降曲线

Fig. 5 Settlement curves of adjacent structures

4.4 邻近地铁隧道变形分析

图6是9号线隧道在各阶段的变形空间分布曲线,可看出靠近分区中部的竖向位移大于角部,体现出空间变形效应。由于隧道位于基坑底标高以下,受土体开挖卸荷的影响,隧道的竖向位移表现为隆起,最大隆起量为12.9 mm,表明基坑开挖对邻近9号线地铁隧道影响可控。

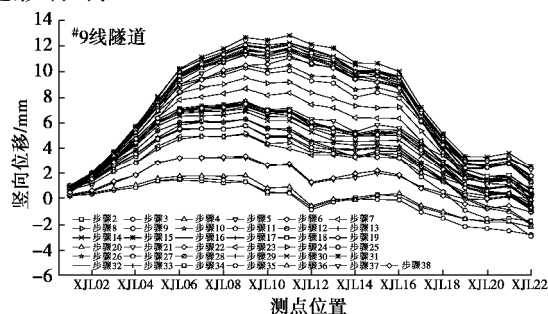


图6 9号线隧道各阶段的变形空间曲线

Fig. 6 Spatial distribution of settlement of metro tunnels

5 结 语

上海外滩596地块项目紧邻地铁9号线隧道,为减小基坑施工对地铁隧道的影响,采用“分坑顺作”方案,周边围护体采用“两墙合一”地下连续墙,邻近地铁侧的基坑分区采用可自动施加轴力补偿的钢支撑体系、满堂加固、采用“抽条、分块”开挖方式。据基坑工程监测结果可知,远离地铁侧的地下连续墙最大变形为45.6 mm,而邻近地铁侧地下连续墙最大变形仅为17.2 mm,有效控制了邻近地铁侧基坑围护体变形。受基坑开挖卸荷的影响,邻近的9号线地铁隧道的最大隆起量为12.9 mm。基坑外侧潜水水位变化很小,基坑四周建(构)筑物沉降量均较小,表明所采用的设计方案满足了苛刻的环境变形控制要求。

参考文献:

- [1] BURFORD D. Heave of tunnels beneath the shell centre[J]. Géotechnique, 1988, 38(1): 135 - 137.
- [2] 况龙川. 深基坑施工对地铁隧道的影响[J]. 岩土工程学报, 2000, 3: 284 - 288. (KUANG Long-chuan. Influence of construction of deep foundation pit on tunnels of metro[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2000, 3: 284 - 288. (in Chinese))
- [3] 蒋洪胜, 侯学渊. 基坑开挖对临近软土地铁隧道的影响[J]. 工业建筑, 2002, 5: 53 - 56. (JIANG Hong-sheng, HOU Xue-yuan. The influence of deep excavation on adjacent metro tunnel in soft ground[J]. Industrial Construction, 2002, 5: 53 - 56. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE2019S1012

快速地铁列车荷载下软土地基沉降数值模拟研究

雷华阳^{1,2}, 张磊¹, 许英刚¹, 梁建文^{1,2}, 巴振宁^{1,2}

(1. 天津大学土木工程系, 天津 300354; 2. 天津大学滨海土木工程结构与安全教育部重点实验室, 天津 300354)

摘要: 地铁列车荷载作用下软土地基会产生沉降, 如工后沉降和不均匀沉降等, 影响其使用性能和使用寿命。为研究不同速度地铁列车荷载作用下软土地基的沉降特性, 采用有限元软件 ABAQUS 建立三维动力有限元模型, 对比分析了常规时速 (80 km/h) 和较快时速 (120 km/h) 下土体的沉降规律, 并结合理论经验修改公式预测地铁运营工后沉降量。研究表明: 列车运行速度越大, 隧道下卧土体的波动越大, 沉降曲线轮轨分布现象越明显, 地表沉降槽的横向影响范围也越大, 约为隧道轴线两侧各 4.5 倍隧道直径, 但其工后沉降随地铁行车速度的增大而减小; 在快速地铁列车荷载作用下土体竖向沉降的影响范围为 3 倍隧道直径; 线路运营后一年沉降量约为 57 mm, 占累积沉降量的 30%, 20 年后的累计沉降量约为 190 mm。

关键词: 软土地基; 快速地铁; 列车荷载; 沉降; 数值模拟; 预测公式

中图分类号: TU43 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2019)S1-0045-04

作者简介: 雷华阳(1974—), 女, 河北冀州人, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事岩土工程等方面的教学和科研工作。E-mail: leihuayang74@163.com。

Numerical simulation of settlement of soft soil foundation under fast metro train loads

LEI Hua-yang^{1,2}, ZHANG Lei¹, XU Ying-gang¹, LIANG Jian-wen^{1,2}, BA Zhen-ning^{1,2}

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

Abstract: The soft soil foundation will have settlement under the action of subway train load, such as post-construction settlement and uneven settlement, which will affect its service performance and service life. In order to study the settlement characteristics of soft soil foundation under different speed subway train loads, the finite element software ABAQUS is used to establish a three-dimensional dynamic finite element model. The settlement laws of the soil at normal speed (80km/h) and faster speed (120 km/h) are compared and analyzed, and by combining with the theoretical experience, the formula is modified to predict the post-construction settlement of the subway operation. The results show that, the greater the running speed of the train, the greater the fluctuation of the soil under the tunnel, the more obvious the distribution of the wheel-rail of the settlement curve, and the greater the lateral influence range of the surface settlement trough, which is about 4.5 times the diameter of the tunnel at both sides of the tunnel axis, but its post-construction settlement decreases with the increase of subway speed. The influences of vertical settlement of the soil under the action of fast subway train is 3 times the tunnel diameter. After the operation of the line, the settlement is about 57 mm in one year, accounting for 30% of the accumulated settlement, and the accumulated settlement after 20 years is about 190 mm..

Key words: soft soil foundation; fast subway; train load; settlement; numerical simulation; prediction formula

0 引言

伴随着中国经济社会的快速发展和城市化进程的日益加快, 城市交通拥堵问题已成为全社会关注的焦点, 地下轨道交通作为一种城市公共交通方式, 地铁以其运量大、速度快、安全可靠、准点舒适等优点成为缓解大城市交通拥挤的有效方式。但是在软土地区, 随着城市地铁建设规模的扩大, 地铁列车时速不断提

升, 引发的工程问题得到了人们的普遍重视, 投入运营的地铁盾构隧道会因各种原因产生长期沉降, 隧道纵向也呈现出沉降的不均匀性, 这种长期沉降成为影

基金项目: 国家重点研发计划 (2017YFC0805402); 土木工程防灾国家重点实验室开放课题基金项目 (SLDRCE17-01); 国家自然科学基金项目 (51578371)

收稿日期: 2019-04-28

表 1 各土层物理力学参数统计表
Table 1 Physical and mechanical parameters of soil layers

土层 编号	岩土 名称	含水率 w/%	密度 ρ /(g·cm ⁻³)	孔隙 比 e_0	泊松 比 μ	塑性指 数 I_p	液性指 数 I_L	压缩指标		CU	
								$a_{0.1-0.2}$ /(MPa ⁻¹)	$E_{s0.1-0.2}$ /MPa	c_{CU} /kPa	j_{CU} /(°)
④1	黏土	33.1	1.88	0.932	0.35	18.7	0.57	0.57	3.33	21.00	20.00
⑥2 ₁	淤泥质 黏土	44.3	1.78	1.220	0.25	19.3	1.10	0.81	2.60	22.73	14.74
⑥4	粉质黏土	28.7	1.92	0.822	0.35	12.5	0.89	0.42	4.42	20.64	26.21
⑧2	粉土	22.0	1.99	0.649	0.25	8.4	0.95	0.17	10.54	18.00	36.50
⑧2 ₄	粉细砂	20.5	2.01	0.620	0.25	—	—	0.13	12.52	48.00	40.00
⑨1	粉质黏土	27.1	1.97	0.754	0.35	13.7	0.62	0.36	4.77	32.44	18.61
⑩2	粉砂	17.3	2.04	0.557	0.25	—	—	0.13	12.40	58.00	38.00
1	粉质黏土	22.4	2.02	0.649	0.30	12.7	0.42	0.31	5.43	34.50	24.48
2	细粉砂	18.1	1.96	0.619	0.25	—	—	0.11	14.80	33.24	35.30
1	粉质黏土	22.6	2.04	0.635	0.30	13.9	0.31	0.29	5.55	30.20	22.50

响隧道结构和运营安全的关键问题，而地铁列车循环荷载被认为是重要的因素之一。例如广州地铁 2 号线 2003 年沉降量最大为 16 cm，其中个别区段不均匀沉降量最大达到 30 cm^[1]；上海地铁 1 号线在地铁列车荷载作用下部分区段隧道轴线沉降量已超过 20 cm，并引发了一系列环境地质问题^[2]。

目前针对列车循环荷载作用下土体沉降问题常用的研究手段有理论计算方法、结合现场实测的经验方法，室内模型试验方法及数值模拟方法等。Kaynia 等^[3]将列车荷载简化为存在一定间距的若干移动荷载，采用梁模型模拟成层黏弹性半空间的地基振动，有效模拟了列车荷载的空间移动。Xie 等^[4]针对长时间地铁移动荷载引起的地基沉降问题进行研究，得出基础沉降的主要原因是列车初始运行，地面比其他部分更不稳定。Carter 等^[5]、张学钢等^[6]、黄茂松等^[7]、Chai 等^[8]、杨兵明^[9]、唐益群等^[10]、Fang 等^[11]、Jiang 等^[12]、高广运等^[13]也进行了关于地铁列车荷载下软土沉降的相关研究。

本文利用大型有限元软件 ABAQUS，建立了列车—衬砌—道床—土体相互作用的三维有限元计算模型，通过荷载子程序 DLOAD 来实现地铁列车荷载的模拟，运用地铁列车激振力函数法计算得到地铁列车荷载时程，分析了常规时速（80 km/h）和较快时速（120 km/h）下软土地基的沉降变化规律，结合理论经验公式预测运营期间地基的沉降量，为软土地区地铁工程的设计及长期服役安全性评价提供参考。

1 工程地质条件

选取软土地基地铁工程典型地质剖面，在勘察钻孔 55 m 深度范围内均为第四纪松散沉积物，勘察深度范围内土层共计 10 层，典型区间地质断面图如图 1 所示。隧道埋深约为 20 m，地下水位埋深为 0.5~2.5 m。

对勘察样本进行室内土工试验并进行结果统计

分析，各土层物理力学指标见表 1 所示。

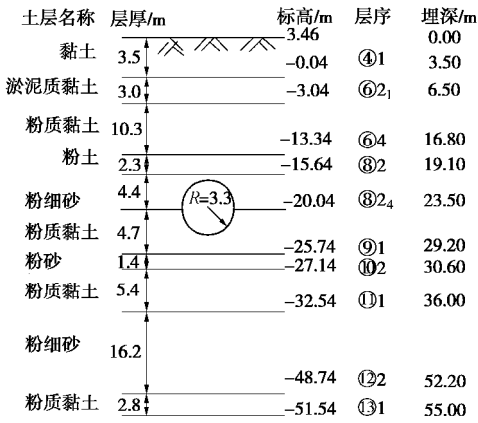


图 1 典型区间地质断面图

Fig. 1 Typical interval geological section

2 数值模拟

地铁线路盾构隧道外径 D 为 6.6 m，内径 5.9 m，管片厚度为 0.350 m，道床厚度为 0.450 m，轨道结构高度为 0.840 m，正线及配线钢轨采用 60 kg/m 钢轨，标准轨距为 1.435 m，预制混凝土衬砌管片强度等级为 C50。土体模型如图 2 所示，衬砌、钢轨及道床的隧道结构模型如图 3 所示。

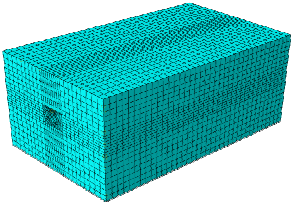


图 2 土体模型图

Fig. 2 Soil model

选取典型地段，建立了速度 80 km/h 和 120 km/h 的单线地铁轨道—衬砌—道床—土体非线性耦合系统的拟，计算了列车循环五次的情况，模型参数如表 1 所示。数值模拟的模型范围为：水平 X 方向取 10 倍隧

道外径 66 m, 竖直 Y 方向为钻孔勘察深度 55 m, 纵向 Z 上取 120 m。地铁线路采用 A 型车辆, 采用人工激振力函数模拟列车竖向荷载, 表达式为

$$F(t) = P_0 + P_1 \sin(w_1 t) + P_2 \sin(w_2 t) + P_3 \sin(w_3 t), \quad (1)$$

式中, P_0 为轮对静载, P_1 , P_2 , P_3 分别表示控制标准中的某一特定典型值产生的动载幅值。

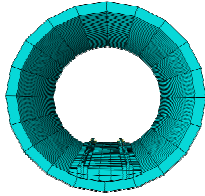


图 3 隧道结构模型图

Fig. 3 Tunnel structural model

3 计算结果分析

3.1 隧道底部土体竖向沉降

不同时速下列车荷载循环后土体沉降如图 4~6 所示。

由图对比可知, 随着深度的增加, 土体的竖向累积沉降量逐渐减小, 同一深度处的土体平均沉降值, 常规时速的沉降量反而大于较快时速, 这时因为常规时速的列车荷载频率相对低些, 频率越低, 荷载变化越慢, 荷载作用时间就越长, 更有利于土体的压密, 作用在土体上能量就越多, 频率越低产生的土体累积应变就越大, 因此使土体产生更大的变形。

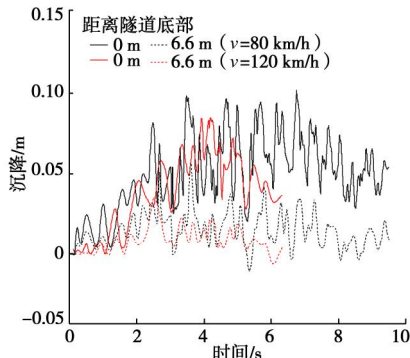


图 4 不同速度下土体沉降 (第 1 次)

Fig. 4 Soil settlements at different speeds (1st time)

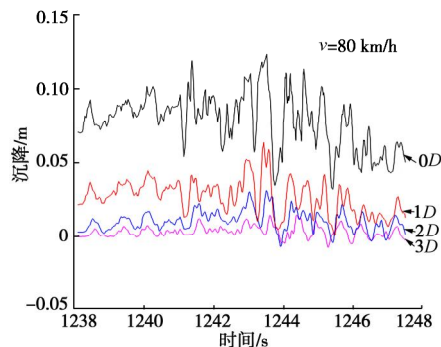


图 5 常规时速隧道底部沉降 (第 5 次)

Fig. 5 Normal speed settlements at bottom of tunnel (5th time)

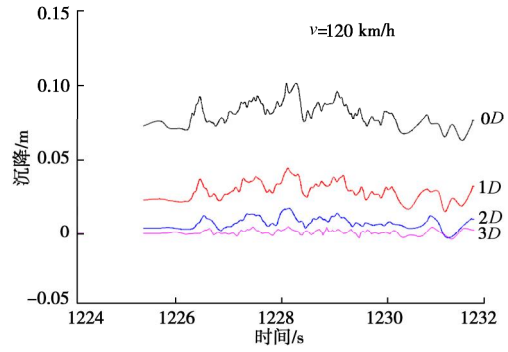


图 6 较快时速隧道底部沉降 (第 5 次)

Fig. 6 Faster speed settlements at bottom of tunnel (5th time)

3.2 地表横向土体竖向沉降

图 7 为不同时速下, 地表横向沉降槽土体竖向沉降曲线图。

由图可知, 常规时速下的地表沉降槽更加明显, 沉降槽中心深度明显大于较快时速, 沉降随着距隧道轴线距离增大而减小。当列车增加到较快时速时, 沉降槽的横向影响范围由“深而窄”逐渐发展为“浅而宽”。

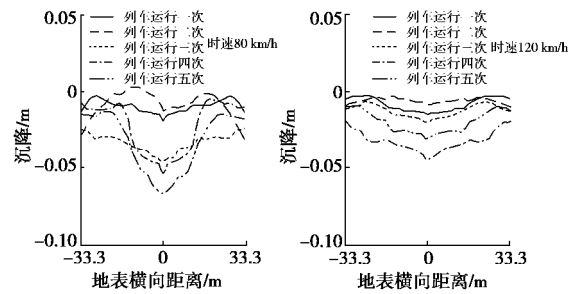


图 7 地表横向沉降

Fig. 7 Horizontal settlements of ground surface

4 工后沉降预测

本文结合数值模拟计算结果和经验预测公式提出了工后运营期沉降的经验预测模型:

$$e = 0.96 N^{0.085}, \quad (2)$$

$$s = g \sum_{i=1}^n e h_i. \quad (3)$$

式中 e 为计算土层的累计塑性应变; N 为振动次数; s 为预测的沉降值 (mm); g 为考虑经验的修正系数, 一般可取 0.85; h_i 为计算土层的厚度; 一般可考虑 3~4 倍隧道直径下卧深度, 或最大 20 m。

根据提出的沉降预测经验模型, 进行工后运营期沉降预测, 图 8 为运营 20 a 本线路的沉降演化曲线。

由图可知, 第一年的沉降预测值为 57 mm, 20 a 运营期的沉降预测值达到了 190 mm, 沉降预测曲线的增长幅度和增长速率逐渐减小, 最后趋于 0, 运营后期在相当长的时间增量里, 沉降增量很小。

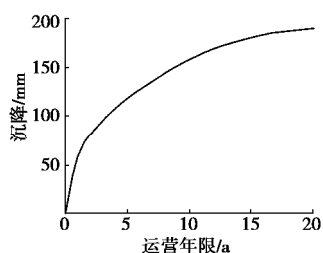


图8 20 a 隧道沉降预测发展曲线

Fig. 8 20 years development curve of predicted tunnel settlement

5 结 论

本文探讨了不同时速列车荷载下软土地基的沉降特征,分析了列车荷载作用下典型土层的累积塑性变形规律,建立了盾构隧道沉降预测模型,对隧道下卧软土地基的工后沉降进行了预测分析。主要结论如下:

(1) 土体同一深度处的竖向沉降值,常规时速的沉降量反而大于较快时速,常规时速下隧道下卧土体的应变响应较为明显,沉降曲线相对“高陡”。相比于常规时速,较快时速的地铁列车荷载引起的工后运营沉降较小。

(2) 当列车由常规时速增加到较快时速时,沉降槽的横向影响范围由“深而窄”逐渐发展为“浅而宽”,地表沉降槽横向影响范围更大,但其最大沉降值反而相对减少。

(3) 列车振动荷载作用下隧道长期沉降发展符合指数型增长规律,随着运营时间的增加,列车荷载对隧道周边软土沉降的影响逐渐趋于稳定。运营后一年沉降量约为 57 mm,占累积沉降量的 30%。在 20 a 运营期预测沉降可达 190 mm,为工程决策提供参考。

参考文献:

- [1] 陈德智. 广州地铁隧道运营期沉降监测及分析[J]. 都市轨道交通, 2011, 24(4): 94 - 98. (CHEN De-zhi. Subsidence monitoring and analysis for guangzhou subway tunnels[J]. Urban Rapid Rail Transit, 2011, 24(4): 94 - 98. (in Chinese))
- [2] 张冬梅, 李 钰. 地铁荷载引起的盾构隧道及土层长期沉降研究[J]. 防灾减灾工程学报, 2015(5): 563 - 567. (ZHANG Dong-mei, LI Yu. Long-term settlement of shield tunnel in soft clay due to vehicle vibration[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2015(5): 563 - 567. (in Chinese))
- [3] KAYNIA A M, MADSHUS C, ZACKRISSON P. Ground vibration from high-speed trains: prediction and countermeasure[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2000, 126(6): 531 - 537.
- [4] XIE Wei-ping, LUO Qiang, WANG Guo-bo. Elastic-plastic analysis of Foundation settlement caused by subway load[C]// The First International Symposium on Innovation & Sustainability of Modern Railway. Nanchang, 2008: 56 - 62.
- [5] CARTER J P, BOOKER J R. Elastic consolidation around a deep circular tunnel[J]. International Journal of Solids and Structures, 1982, 18(12): 1059 - 1074.
- [6] 张学钢, 黄阿岗, 郭旺军. 列车荷载长期作用下隧道地基固结变形的数值分析[J]. 铁道工程学报, 2011(4): 22 - 26. (ZHANG Xue-gang, HUANG A-gang, GUO Wang-jun. Numerical analysis of consolidation deformation of tunnel foundation under effect of long-term train load[J]. Journal of Railway Engineering Society, 2011(4): 22 - 26. (in Chinese))
- [7] 黄茂松, 姚兆明. 循环荷载下饱和软黏土的累积变形显式模型[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(3): 325 - 331. (HUANG Mao-song, YAO Zhao-ming. Explicit model for saturated clay behavior subjected to cyclic loading[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(3): 325 - 331. (in Chinese))
- [8] CHAI J C, MIURA N, ZHU H H, et al. Compression and consolidation characteristics of structured natural clay[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2004, 41(6): 1250 - 1258.
- [9] 杨兵明. 软土地层盾构隧道长期沉降规律及预测研究[J]. 铁道工程学报, 2015, 32(11): 87 - 92. (YANG Bing-ming. Research on law and prediction of long-term settlement of shield tunnel in soft soil stratum[J]. Journal of Railway Engineering Society, 2015, 32(11): 87 - 92. (in Chinese))
- [10] 唐益群, 栾长青, 张 曦, 等. 地铁振动荷载作用下隧道土体变形数值模拟[J]. 地下空间与工程学报, 2008, 4(1): 105 - 110. (TANG Yi-qun, LUAN Chang-qing, ZHANG Xi, et al. Numerical simulation of saturated soft clay's deformation around tunnel under subway vibrational loading[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2008, 4(1): 105 - 110. (in Chinese))
- [11] FANG Y S, LIN J S, SU C S. An estimation of ground settlement due to shield tunneling by the Peck-Fujita method[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1994, 31(3): 431 - 443.
- [12] JIANG Zhou, GAO Guang-yun, ZHAO Hong, et al. Long-term settlement of tunnels induced by subway moving load in soft soil districts[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 2013(35): 301 - 307.
- [13] 高广运, 徐大为, 张先林, 等. 地铁循环荷载作用下上海软土路基的长期沉降计算[J]. 桂林理工大学学报, 2012, 32(3): 370 - 374. (GAO Guang-yun, XU Da-wei, ZHANG Xian-lin, et al. Long-term settlement calculation of Shanghai metro soft soil foundation under cyclic loading[J]. Journal of Guilin University of Technology, 2012, 32(3): 370 - 374. (in Chinese))

(责编: 胡海霞)

DOI: 10.11779/CJGE2019S1013

桩体刚度对复合地基支承路堤失稳破坏模式的影响研究

郑刚^{1,2}, 郭知一^{1,2}, 杨新煜^{1,2}, 周海祚^{1,2}, 于晓旋^{1,2}, 赵佳鹏^{1,2}, 夏博洋^{1,2}

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

摘要: 在已有研究基础上, 对理想塑性、脆性拉裂两种破坏后性状对应桩体的抗弯、抗剪承载力的进行了分析比较, 脆性拉裂破坏后性状可以更好地反映桩体弯曲破坏后抗弯及抗剪承载力的降低。对于复合地基支承路堤的有限差分数值模拟表明, 路堤荷载、桩体材料弹性模量不同时桩体受力以及路堤失稳时桩体的破坏模式并不相同, 当桩体弹性模量、路堤荷载较大时, 桩体发生受拉弯曲破坏, 需考虑桩体的脆性拉裂破坏后性状以描述桩体抗弯、抗剪承载力的降低以及不同位置桩的连续破坏。

关键词: 复合地基; 破坏后性状; 破坏模式; 稳定性

中图分类号: TU473

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)S1-0049-04

作者简介: 郑刚(1967—), 男, 贵州贵阳人, 博士, 教授, 博士生导师, 从事土力学及岩土工程的教学与科研工作。

E-mail: zhenggang1967@163.com。

Influences of stiffness of piles on failure modes of embankment of composite foundation

ZHENG Gang^{1,2}, GUO Zhi-yi^{1,2}, YANG Xin-yu^{1,2}, ZHOU Hai-zuo^{1,2}, YU Xiao-xuan^{1,2}, ZHAO Jia-peng^{1,2}, XIA Bo-yang^{1,2}

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

Abstract: The post-failure simulations of ideal elastic-plastic and brittle cracks are adopted to analyze the bearing capacities of piles based on the existing researches. The weakening of flexural and shear capacities when cracks are generated can be better reflected by the brittle crack model. A finite difference method is adopted to analyze the stability of pile-supported embankment. The analysis reveals the failure modes of piles are different under different elastic moduli of materials and embankment loads. When the stiffness and strength of piles reach a certain value, bending-tensile failure happens. The brittle crack model should be used to describe the weakening of the flexural and shear capacities of piles as well as the progressive failure of different piles.

Key words: composite foundation; post-failure simulation; failure mode; stability

0 引言

在软土地基上修筑路堤时, 必须提高路堤的稳定性^[1-2]。为此, 砂桩、碎石桩等散体材料柱状加固体以及水泥土搅拌桩、CFG桩、素混凝土桩等刚性桩、半刚性桩常被用来加固路堤。然而, 近年来, 中国部分软土地区发生了一些由加固体破坏引发的路堤滑坡事故^[3-5]。

不同类型的桩体, 由于桩身强度、布置方式等的不同, 在路堤失稳时会呈现不同的破坏模式。对于传统的散体材料桩复合地基, 桩体式加固体沿滑动面发生剪切破坏是最常见的破坏模式^[6]。对于刚性桩、半刚性桩, 可能发生桩体剪切破坏、弯曲破坏、受压破坏、倾斜、侧移以及桩间土绕流等多种形式的破坏^[8-10]。例如, Broms^[7]研究发现路堤下不同位置的水泥土搅拌桩可能发生弯曲破坏或拉伸破坏。Kitazume等^[9]通过离

心机试验观察到了路堤荷载较大时桩体弯曲破坏的现象, 并提出了相应的路堤稳定计算公式。郑刚等^[10]通过离心机试验发现, 刚性桩的弯曲破坏具有明显的脆性特征, 且桩体之间存在连续破坏的现象。

本文提出了可以较为精确表现刚性桩、半刚性桩弯曲破坏时破坏后性状的脆性拉裂模型, 通过该模型研究了不同弹性模量桩体的破坏模式, 揭示了桩体弹性模量以及路堤荷载对于桩体破坏模式及路堤稳定性的影响。

基金项目: 国家重点研发计划项目(2017YFC0805407); 国家自然科学基金项目(41630641); 天津市科技计划项目(16YDLJJSF00040)

收稿日期: 2019-04-30

*通讯作者(E-mail: zhzrobby@163.com)

1 计算模型及破坏后性状的模拟

由上文分析可知，桩体破坏后性状可以分为理想弹塑性、受拉软化型、脆性拉裂型。不同类型桩体的黏聚力、弹性模量等相差较大，因而破坏模式并不相同，对应的破坏后性状也不相同。为了研究复合地基失稳时不同类型桩体的破坏模式及破坏后性状的适用性，利用有限差分软件 Flac^{3D} 建立如图 1 所示三维路堤算例。土体及桩体参数如表 1 所示，为分析路堤失稳破坏模式，在路堤顶面分级施加均布荷载作为路堤超载，以 1 kPa 为一级。

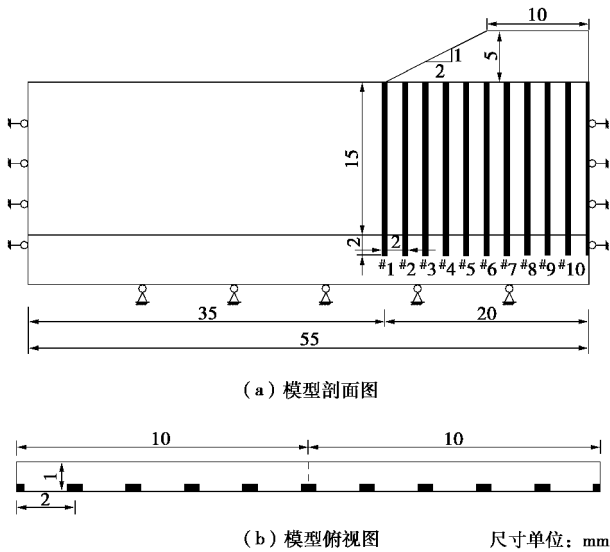


图 1 数值模型示意图

Fig. 1 Numerical model

已往对于复合地基稳定性的研究^[11]，大都采用莫尔库仑屈服准则描述桩体的弹性极限，在软土地区，短期荷载作用下桩体呈不排水状态，取摩擦角 $\varphi=0$ ，并根据桩体强度选取相应黏聚力 c ^[13]。计算模型中桩体采用莫尔库仑屈服准则，考虑了理想弹塑性、受拉软化、脆性拉裂 3 种破坏后性状^[14]。

表 1 土体及桩体材料^[14]

Table 1 Properties of soils and materials						
材料	E /MPa	n	c_u /kPa	f_t /kPa	j /($^\circ$)	g /($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)
填土	200 c_u	0.3	10	—	32	18
黏土	200 c_u	0.45	15	—	0	18.1
砂土	100	0.3	0	—	30	17.9
水泥搅拌桩 1	200	0.2	500	100	0	25
水泥搅拌桩 2	800	0.2	2000	400	0	25
素混凝土桩	25500	0.2	6700	1540	0	25

2 不同桩型稳定性及破坏模式

2.1 不同桩型及破坏后性状下极限超载

为研究 3 种破坏后性状对不同类型桩体的适用性，对表 1 所述 3 种桩体分别按照理想弹塑性、受拉软化、脆性拉裂 3 种模型进行模拟，得到 9 种工况下极限路堤荷载如表 2 所示。对于水泥土搅拌桩 1，3 种模型下的稳定极限路堤荷载基本相同；对于水泥土搅拌桩 2，采用受拉软化及脆性拉裂模型得到的稳定极限路堤荷载相同，略低于理想弹塑性模型；对于素混凝土搅拌桩，不同模型得到的稳定极限路堤荷载相差较大，考虑脆性拉裂破坏后性状的拉裂破坏模型得到的极限荷载较低，仅为 76 kPa，而理想弹塑性及受拉软化模型分别为 140，111 kPa。

表 2 不同破坏后性状下极限超载

Table 2 Limit overloads with different post-failure behaviors		
桩体类型	破坏后性状	极限超载/kPa
水泥搅拌桩 1	理想弹塑性	58
	受拉软化	57
	脆性拉裂	56
水泥搅拌桩 2	理想弹塑性	119
	受拉软化	106
	脆性拉裂	106
素混凝土桩	理想弹塑性	140
	受拉软化	111
	脆性拉裂	76

2.2 不同桩型桩体受力特性

由上文分析可知，桩体破坏后性状对于水泥土搅拌桩复合地基极限荷载影响不大，而对素混凝土桩复合地基影响很大，为进一步研究不同类型桩体的受力特性，对表 1 中 3 种桩体发生脆性拉裂破坏后性状过程中的受力情况进行分析。

路堤顶面均布荷载为 20 kPa 时，分别采用 3 种类型桩体得到的各桩最大剪应力及竖向拉应力（桩体在弯矩、轴力共同作用下竖直方向拉应力最大，因而本文仅研究竖向拉应力，后文简称拉应力）的分布情况如图 2、图 3 所示。3 种类型桩体均是#5~#10 桩剪应力较大，#1~#4 桩剪应力较小且数值相近。水泥搅拌桩 1 中#5~#10 桩剪应力相同并低于其余两个模型，这是由于低强度水泥土搅拌桩剪切进入塑性，剪应力无法进一步增加。相比于水泥搅拌桩 2，素混凝土桩剪应力更大，但是相差幅度很小。

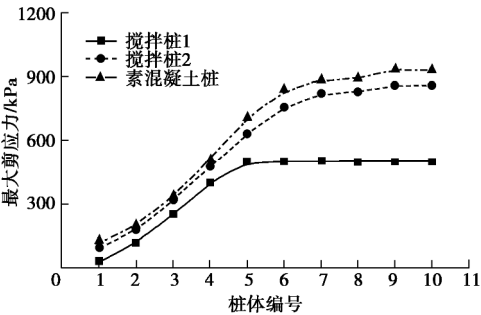


图 2 各桩最大剪应力

Fig. 2 Maximum shear stresses of various piles

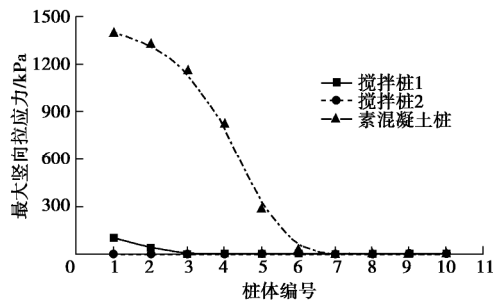


图3 各桩最大竖向拉应力

Fig. 3 Maximum tensile stresses of various piles

不同类型桩体的拉应力空间分布具有很大不同。采用素混凝土桩 3 的模型中, #1~#5 桩均承受了很大的拉应力, 其中#1 桩拉应力最大; 采用水泥搅拌桩 1 的模型中, #1、#2 桩有一定的拉应力, 但远小于素混凝土桩; 采用强度、弹性模量介于上述两种桩体之间的水泥搅拌桩 2 的模型中, 各桩均不存在拉应力。

综上可得, 素混凝土桩承受更大的拉应力, 更易发生弯曲破坏, 水泥土搅拌桩承受拉应力较小, 不易发生受拉破坏, 因此桩体破坏后性状对素混凝土桩极限超载影响较大, 对水泥土搅拌桩影响较小。

2.3 不同桩型桩体受力随荷载变化情况

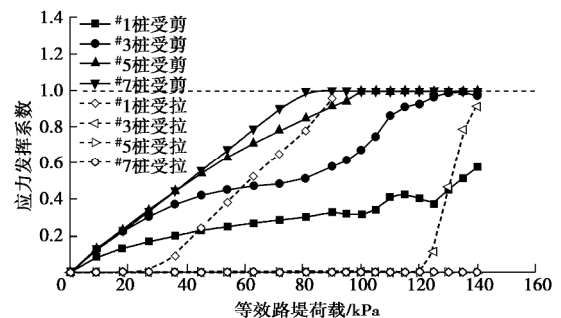
由上文分析可知, 不同类型桩体的受力情况在空间分布上具有很大不同。桩体拉应力、剪应力随路堤填筑高度及超载的变化也可能具有不同的趋势。为了统一路堤填筑高度及路堤超载, 将路堤自重与路堤超载的加和称为路堤荷载。

对低强度水泥搅拌桩 1、高强度水泥搅拌桩 2 及素混凝土桩 3 考虑脆性拉裂破坏后性状时, 桩体拉应力及剪应力随路堤荷载变化情况进行分析。为了更为直观地反映桩体剪应力及拉应力的应力水平, 令剪应力与极限剪应力之比为剪应力发挥系数, 拉应力与极限拉应力之比为拉应力发挥系数, 当应力发挥系数到 1 时, 表明桩体发生破坏。采用上述 3 种桩体材料得到的#1、#3、#5、#7 桩剪应力及拉应力发挥系数随等效路堤荷载变化情况如图 4 所示。

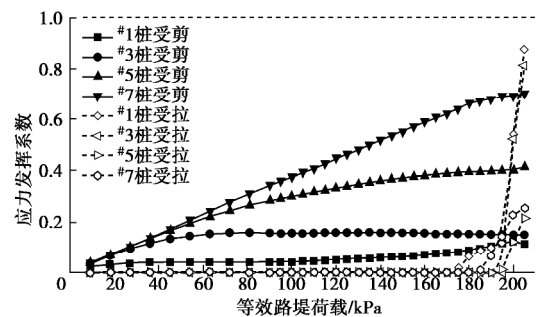
由图 4 (a) 可知, 对于低强度水泥土搅拌桩 1, 自填土开始即存在剪应力, 随着路堤荷载的增加, 各桩剪应力发挥系数近似正比例增加, 其中#5、#7 桩剪应力增长较快, #1、#3 桩剪应力增长较慢, 最终#3、#5、#7 桩剪应力发挥系数都达到 1, 发生剪切破坏。但仅有#1、#3 桩存在拉应力, 且在路堤荷载达到一定值后依次出现, 与剪应力发挥系数相比, 拉应力发挥系数增加较快, 受拉破坏具有突然性。当#1 桩和#3 桩发生受拉破坏时, 其剪应力均有一定的减小, 体现了受拉破坏对桩体抗剪承载力的削弱作用。

由图 4 (b) 可知, 高强度水泥搅拌桩 2 剪应力发挥系数变化规律与水泥搅拌桩 1 基本相同, 但是由于

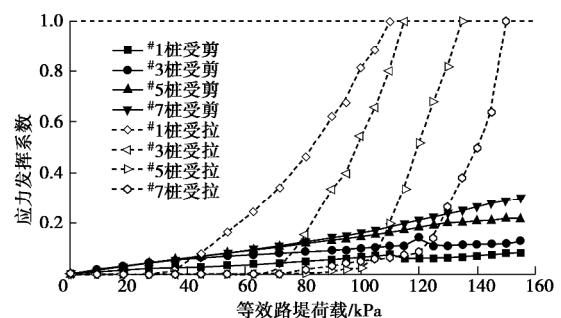
其桩体黏聚力较大、抗剪承载力较高, 剪应力发挥系数增长相对较缓慢。当路堤荷载达到 170 kPa 时, #1 桩开始受拉, 路堤荷载达到 180 kPa 时, #3 桩开始受拉, 随后#1、#3 桩拉应力迅速增加并接近发生受拉破坏, 此时#7 桩也接近发生受剪破坏, 呈现为#1、#3 桩受拉破坏, #5、#7 桩受剪破坏的混合型破坏模式, 因此采用理想弹塑性破坏后性状高估了路堤坡脚处桩体的抗拉承载力, 略微高估了路堤稳定性。



(a) 水泥土搅拌桩1



(b) 水泥土搅拌桩2



(c) 素混凝土桩

图4 应力发挥系数随路堤荷载变化情况

Fig. 4 Relationship between efficiency factor of stress and embankment load

由图 4 (c) 可知, 随着路堤荷载不断增加, 素混凝土桩的剪应力发挥系数一直较低, 路堤荷载为 160 kPa 时, #7 桩剪应力最大, 但数值仅为其极限剪应力的 30%。然而路堤坡脚处#1 桩在路堤荷载 30 kPa 时即出现拉应力, 并当路堤荷载达到 110 kPa 时迅速增加至极限拉应力发生受拉破坏, 之后#2~#7 桩也发生连续破坏。因而素混凝土桩复合地基各桩均首先发生受拉破坏, 且坡脚处桩体先受拉破坏后引发其余位置桩

体受拉连续破坏,路堤稳定性受桩体抗拉承载力控制,必须考虑桩体的脆性拉裂破坏后性状。

3 结 论

本文对桩体受拉破坏后性状进行了研究,计算了不同桩体破坏后性状下桩体承载能力,对比了不同类型桩体是路堤失稳过程中发生的破坏类型,评估了不同破坏后性状的适用性,并提出了判别桩体破坏类型的方法以选择合适的桩体破坏后性状,得出以下结论:

(1) 对于水泥土搅拌桩复合地基,采用理想弹塑性破坏后性状及脆性拉裂破坏后性状得到的极限路堤超载基本一致,而对于素混凝土桩复合地基,两者差别很大,理想弹塑性破坏后性状显著高估了路堤稳定性。

(2) 相同荷载下,不同类型桩体剪应力分布比较接近,拉应力大小及分布均有较大不同,这主要是由于不同弹性模量桩体承受弯矩有很大不同,桩体弹性模量越高,越靠近路堤边坡承受拉应力越大。

(3) 在路堤荷载作用下,水泥土搅拌桩易在路堤中心处首先发生弯剪破坏,并逐渐向边坡处发展,素混凝土桩易在边坡下部首先发生弯曲破坏,并向路堤中心处发展形成渐进破坏。

参考文献:

- [1] 龚晓南. 广义复合地基理论及工程应用[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(1): 1 - 13. (GONG Xiao-nan. Generalized composite foundation theory and engineering application[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, 29(1): 1 - 13. (in Chinese))
- [2] 郑 刚, 龚晓南, 谢永利, 等. 地基处理技术发展综述[J]. 土木工程学报, 2012, 45(2): 127 - 146. (ZHENG Gang, GONG Xiao-nan, XIE Yong-li, et al. State of the art techniques for ground improvement in China[J]. China Civil Engineering Journal, 2012, 45(2): 127 - 146. (in Chinese))
- [3] 刘吉福. 沉管灌注桩断桩率减小措施试验研究[J]. 公路, 2012, 6(6): 96 - 103. (LIU Ji-fu. Experiment and study on measures to deduce broken pile of sinking-pipe concrete piles[J]. Highway, 2012, 6(6): 96 - 103. (in Chinese))
- [4] 刘吉福, 郑 刚, 安关峰. 刚性桩复合地基路基绕流滑动稳定分析[J]. 工程勘察, 2013(6): 17 - 22. (LIU Ji-fu, ZHENG Gang, AN Guan-feng. Stability analysis of flow-slide of embankment on rigid-piles composite ground[J]. Geotechnical Investigation and Surveying, 2013(6): 17 - 22. (in Chinese))
- [5] 莫景逸, 黄向平. 某矿料堆场地基失稳原因分析[J]. 水运工程, 2013(10): 212 - 217. (MO Jing-yi, HUANG Xiang-ping. Analysis of foundation failure of mineral ore yard[J]. Port and Waterway Engineering, 2013(10): 212 - 217. (in Chinese))
- [6] ABUSHARAR S W, HAN J. Two-dimensional deep-seated slope stability analysis of embankments over stone column-improved soft clay[J]. Engineering Geology, 2011, 120: 103 - 110.
- [7] BROMS B B. Can lime/cement columns be sued in Singapore and Southeast Asia 3rd GRC Lecture[R]. Singapore: Nanyang Technological University and NTU-PWD Geotechnical Research Centre, 1999.
- [8] HAN J, HUANG J, PORBAHA A. 2D numerical modeling of a constructed geosynthetic-reinforced embankment over deep mixed columns[C]// ASCE GSP 131, Contemporary Issues in Foundation Engineering. Singapore, 2005.
- [9] KITAZUME M, KENJI MARUYAMA. Internal stability of group column type deep mixing improved ground under embankment loading[J]. Soils and Foundations, 2007, 47(3): 437 - 455.
- [10] 郑 刚, 李 帅, 刁 珏. 刚性桩复合地基支承路堤破坏机理的离心模型试验[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(11): 1977 - 1989. (ZHENG Gang, LI Shuai, DIAO Yu. Centrifugal model tests on failure mechanisms of embankments on soft ground reinforced by rigid piles[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(11): 1977 - 1989. (in Chinese))
- [11] ZHANG Z, HAN J, YE G B. Numerical analysis of failure modes of deep mixed column-supported embankments on soft soils[J]. Ground Improvement and Geosynthetics, 2014, 168: 78 - 87.
- [12] SADRNEJAD S A. Numerical modelling for the evaluation of progressive damage to plain concrete structures[J]. Journal of the South African Institution of Civil Engineering, 2010, 52(2): 19 - 30.
- [13] NAVIN M P, FILZ G M. Numerical stability of embankments supported on deep mixed columns[C]// ASCE Geotechnical Special Publication No.152: Ground Modification and Seismic Mitigation. Shanghai, 2006.
- [14] 郑 刚, 杨新煜, 周海祚, 等. 基于连续破坏的刚性桩支承路堤的稳定性分析和稳定性控制[J]. 岩土工程学报, 2017, 39(4): 581 - 591. (ZHENG Gang, YANG Xin-yu, ZHOU Hai-zuo, et al. Researches on stability and control strategy of embankments reinforced by rigid piles based on the concept of progressive failure[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, 39(4): 581 - 591. (in Chinese))

(责编: 黄贤沙)

DOI: 10.11779/CJGE2019S1014

基坑围护 SMW 工法桩施工对下卧盾构隧道变形影响分析

王占生¹, 潘皇宋^{2*}, 庄群虎¹, 刘建国¹, 陈秀鸣¹, 童立元²

(1. 苏州市轨道交通集团有限公司, 江苏 苏州 400045; 2. 东南大学岩土工程研究所, 江苏 南京 210096)

摘要:以苏州星港街隧道从上部近距离穿越地铁1号线盾构隧道工程为依托,对SMW工法桩围护加固过程中下卧盾构隧道变形监测数据进行分析,探讨基坑围护加固过程中下卧地铁盾构隧道结构的纵横向变形规律。分析结果表明,盾构隧道变形与SMW工法桩施工扰动、施工机械荷载有关,SMW工法桩施工期间下卧盾构隧道逐渐下沉,尤其是隧道两侧工法桩施工阶段下沉速率较大,隧道正上方施工期间隧道变形很小,围护加固结束后隧道变形稍有回弹;加固区内盾构隧道受影响比加固区外大,盾构隧道在横断面上呈竖向压缩、水平方向伸长状态,隧道变形轮廓为长轴近水平方向的椭圆。

关键词:盾构隧道;三轴搅拌桩;SMW工法;围护施工;变形分析

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)S1-0053-04

作者简介:王占生(1974—),男,教授级高级工程师,主要从事轨道交通工程的建设管理工作。E-mail: wzspeter@sina.com。

Impact of pit supporting SMW pile construction on underneath shield tunnel deformation

WANG Zhan-sheng¹, PAN Huang-song², ZHUANG Qun-hu¹, LIU Jian-guo¹, CHEN Xiu-ming¹, TONG Li-yuan²

(1. Suzhou Rail Transit Group Co., Ltd., Suzhou 400045, China; 2. Institute of Geotechnical Engineering, Southeast University, Nanjing 210096, China)

Abstract: Taking the project of Xinggangjie tunnel up-crossing No. 1 subway shield tunnel in Suzhou as the research object, the deformation data of underneath shield tunnel during SMW pile construction are analyzed, and the deformation rules during SMW pile construction process, cross-sectional and longitudinal deformation characteristics, are discussed during and after SMW pile construction. The results indicate that the deformation of shield tunnel is influenced by the disturbance of SMW pile construction and the mechanical loads. The subsidence of underneath shield tunnel gradually increase during SMW pile construction process, especially at the stage of SMW pile construction at both sides of shield tunnels, the subsidence rate is, a small deformation occurs above the tunnel, and a slight rebound occurs at the end of SMW pile construction. The deformation of shield tunnel in reinforcement area is larger than that in non-reinforcement area, the transverse shape is in a state of vertical compression and horizontal elongation, and the contour of the tunnel is an ellipse whose long axis is nearly horizontal.

Key words: shield tunnel; triaxial mixing column; SMW method; supporting construction; deformation analysis

0 引言

城市地下新建交通隧道往往不可避免地上下叠交穿越已有交通隧道,这种复杂穿越施工往往存在极大的安全风险。深入研究新建隧道明挖基坑围护加固对已有下卧隧道的影响规律,对确保已有隧道的正常运营以及新建隧道安全施工都具有重要的指导意义。

搅拌桩和SMW工法桩围护加固施工都会对周围土体及邻近隧道结构产生一定影响。有关搅拌桩对桩周土体的扰动研究表明,搅拌桩施工过程2~3倍桩径

范围内桩周土的空隙水压力明显增大,土体抗剪强度减小^[1-2]。搅拌桩对临近盾构隧道影响研究方面,大部分学者认为搅拌桩施工使得下方隧道产生局部卸荷作用,大面积搅拌桩施工引起下卧盾构隧道的隆起^[3-4]。然而,SMW工法桩施工和普通的搅拌桩施工有一定

基金项目:国家自然科学基金项目(41572273, 51878157);苏州市轨道交通集团有限公司科研项目(SZZG06YJ1030013)

收稿日期: 2019-04-29

*通讯作者(E-mail: gz_phs@163.com)

的差异, 不仅考虑三轴搅拌桩施工的影响, 同时型钢自重、型钢插入荷载、三轴搅拌机质量 (约 80 t) 对地层及下卧隧道变形也有一定的影响。关于 SMW 工法桩施工对邻近盾构隧道影响的研究还很少见, 朱蕾^[5]通过变形监测发现, SMW 工法桩对土体加固会造成相邻隧道结构产生隆起沉降。因此, 需要进一步深入研究 SMW 工法桩施工对邻近盾构隧道影响。

本文依托苏州星港街隧道工程, 对 SMW 工法桩围护加固阶段的下卧盾构隧道变形监测数据进行处理, 分析下卧盾构隧道的纵横向变形规律, 研究成果可供今后类似工程参加借鉴。

1 工程概况

苏州市新建星港街隧道以近 90° 正交方式上穿轨道交通 1 号线, 两者结构最小竖向净距为 4.5 m。新建上跨隧道采用明挖法施工, 为了基坑施工安全以及保护下部地铁 1 号线安全运营, 采用 SMW 工法进行基坑围护加固以及下卧盾构隧道遮拦。地层自上而下依次为素填土、黏土、粉质黏土、粉土、粉质黏土。工程概况如图 1, 2 所示。

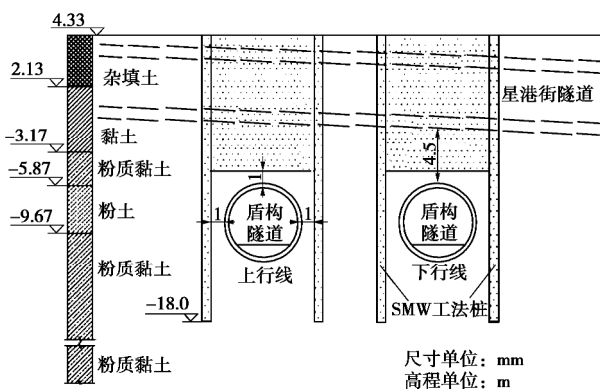
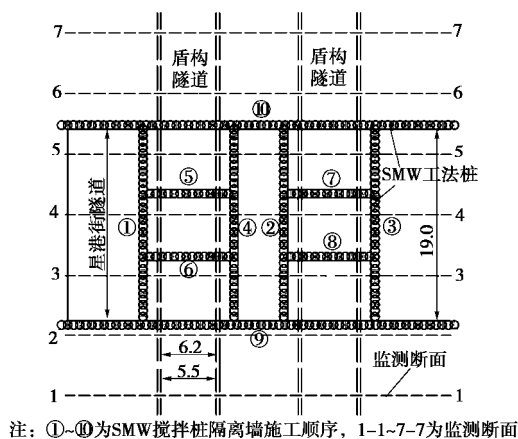


图 1 星港街隧道工程剖面图

Fig. 1 Profile of Xinggangjie tunnel



注: ①~⑩为SMW搅拌桩隔离墙施工顺序, 1~7~7为监测断面

图 2 星港街隧道工程平面图

Fig. 2 Plan of Xinggangjie tunnel

2 围护加固参数

基坑围护结构以及下卧盾构隧道隔离结构采用 $\phi 850$ 三轴搅拌桩结合插入型钢的 SMW 工法桩, 隔一根水泥搅拌桩插一根型钢。SMW 工法桩分布如图 1、图 2 所示, 盾构隧道两侧距隧道结构外侧 1 m 分别设 4 排 SMW 隔离桩, 深度为盾构隧道底部高程以下 5 m; 隧道正上方设 4 道横向 SMW 工法桩, 深度为距离盾构隧道顶部 1 m; 基坑两边界设一长排 SMW 围护桩, 深度为盾构隧道底部高程以下 5 m。SMW 工法桩施工参数为: 水灰比为 1.6, 提升速度为 0.4 m/min, 下沉速度为 0.25 m/min、水泥掺量为 22%, 泵送流量为 90 L/min。施工采用隔五打一的施工方法, 加固顺序如图 2 中①~⑩。变形监测横断面布置如图 2 中断面 1-1~7-7 所示, 共设 7 个监测断面, 每个断面间距 6 m。位移监测点布置如图 3 所示。

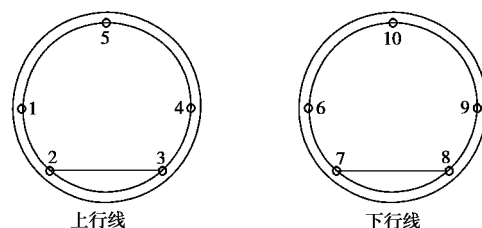


图 3 位移监测点布置图

Fig. 3 Layout of monitoring points for displacement

3 盾构隧道变形分析

3.1 加固过程变形分析

盾构隧道拱顶竖向位移如图 4 所示, 图中 1~10 区间对应图 2 中围护桩施工顺序①~⑩。监测表明, 上行线盾构隧道拱顶竖向位移在围护加固刚开始时表现为隆起, 之后在两侧围护桩加固期间 (①~④阶段) 逐渐沉降, 在隧道正上方加固期间 (⑤~⑥阶段) 沉降已趋于稳定, 在边界围护加固阶段 (⑨~⑩阶段) 拱顶竖向位移小范围波动后稍有上浮。拱顶沉降较大断面为断面 3, 4, 5, 最小为断面 1, 7, 即围护加固中部变形比加固区两边大, 最大沉降量 (断面 5) 近 4.2 mm。

下行线盾构隧道拱顶竖向位移在两侧围护加固期间 (①~④阶段) 于 -1.5~1.5 mm 间波动, 在隧道正上方加固期间 (⑤~⑧阶段) 变形逐渐增大, 加固区两侧的断面 1, 2, 6, 7 逐渐上浮, 加固区中部的断面 3, 4, 5 逐渐沉降。在边界围护加固期间 (⑨~⑩阶段) 所有监测断面小范围波动后稍有上浮, 最大沉降量 (断面 4) 近 3.6 mm。

两盾构隧道在围护加固期间拱顶沉降整体表现为

下沉, 但均小于预警值 (5 mm), 在可控范围内。其中隧道两侧深入隧道底部以下的围护加固阶段隧道沉降增大, 隧道上方加固阶段隧道沉降量很小。两隧道拱顶竖向变形有所差异, 邻近最早加固区的上行线沉降量比下行线大, 上行线整体表现为下沉, 下行线加固区中部下沉加固区两侧上浮, 并且下行线波动较大。

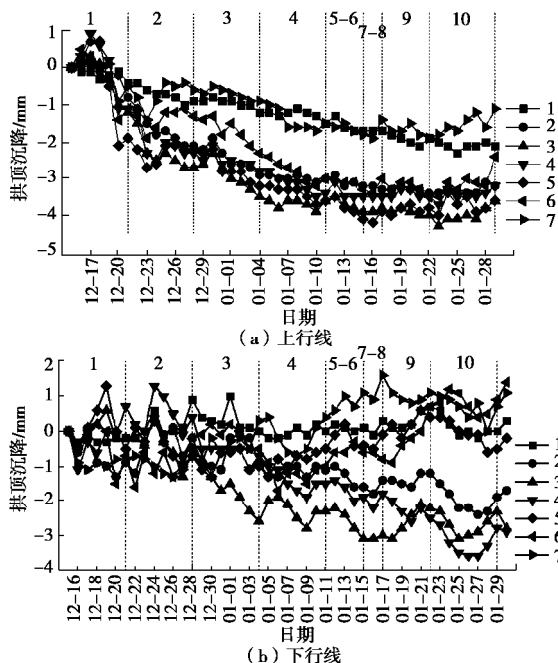


图 4 围护加固过程中盾构隧道拱顶竖向位移

Fig. 4 Vertical displacements of crown during construction

拱墙水平收敛曲线如图 5 所示, 图 5 中①~⑩区间对应图 2 中围护桩施工顺序①~⑩, 图中水平收敛值为正表示隧道拱墙向外扩张, 直径增大。两盾构隧道的拱墙水平位移均表现为向外扩展位移的趋势, 在隧道两侧围护加固期间 (①~④阶段) 水平收敛值逐渐增大, 在隧道正上方及基坑边界围护加固期 (⑤~⑩) 间趋于稳定并在小范围波动, 在加固结束后期, 收敛值所减小。上行线和下行线拱墙水平收敛最大值均在 4 mm 左右, 在可控范围内 (小于预警值 5 mm)。加固初期 (①~③阶段) 上行线收敛增长速率较下行线大, 加固后期的下行线收敛值波动较大。对比图 4, 5 发现, 拱墙收敛和拱顶沉降的增长和稳定区相对应, 盾构隧道拱顶下沉造成隧道竖向压缩, 隧道拱墙位移向外扩张导致隧道横向直径增大。

结合现场施工及 SMW 工法桩特点 (插入的型钢重度很大), 隧道变形除了搅拌桩施工影响外, 插入型钢及施工机械荷载有关。一方面, 型钢重量造成的荷载, 以及型钢插入需要施加静压荷载; 其次, 三轴搅拌桩机械质量达 80 t 左右, 于隧道上方长期作业。三轴搅拌桩机械荷载对隧道沉降的影响在加固前期较大, 该阶段地层加固面积小并处于变形速率较大阶段,

如加固①~③阶段; 加固后期随着加固范围增大, 地层变形速率减小并趋于稳定。

此外, 盾构隧道变形和三轴搅拌桩机械的摆放位置有一定关系, 如加固②区期间, 搅拌机械尾部置于上行线盾构隧道上方, 因此 2 阶段上行线变形速率较下行线大; 加固③区期间三轴搅拌桩机械对下行线影响较大, 第 3 阶段下行线变形速率比上行线大; 在加固结束时, 隧道沉降和水平收敛均有所减小, 这和三轴搅拌桩机械移出加固区有关。

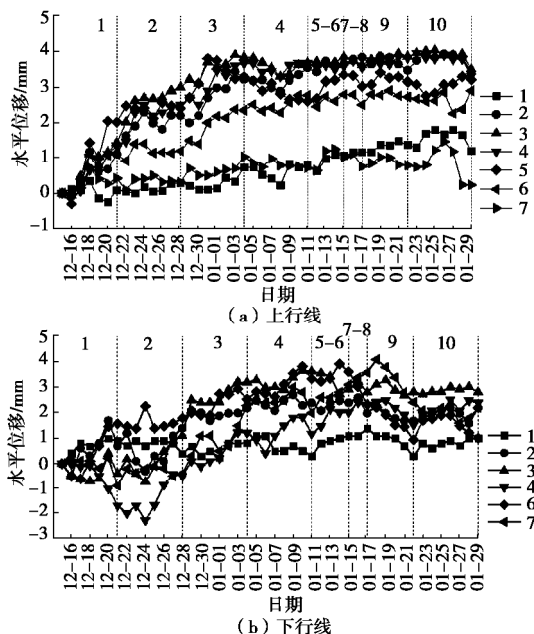


图 5 加固过程拱墙水平收敛

Fig. 5 Horizontal convergence of arch wall during construction

3.2 纵向变形分析

SMW 工法桩施工结束时, 各监测断面拱顶沉降及拱墙水平位移随隧道纵向分布如图 6, 7 所示。

拱顶沉降以及拱墙水平位移呈加固区中间大、两侧小的趋势。上行线拱顶整体表现为沉降, 下行线加固区以外表现为上浮, 加固区内表现为沉降, 并且上行线沉降量比下行线大。图 7 可形象地看出两隧道拱墙向隧道外位移, 同样, 上行线位移比下行线大, 说明围护加固对上行线影响比下行线大。

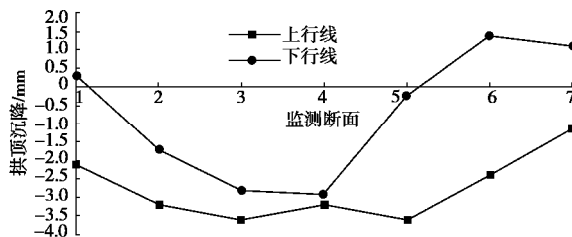


图 6 监测断面拱顶沉降

Fig. 6 Crown settlements of monitoring sections

3.3 横向变形分析

SMW 工法桩施工结束时, 加固区范围内各监测断面隧道横断面变形如图 8 所示, 图中虚线表示原轮

廓,实线表示变形后轮廓,正收敛值表示隧道受压缩,为负表示隧道伸长。各断面均为竖向压缩、水平向伸长状态,整体轮廓呈长轴为水平向的椭圆形。上行线隧道轮廓变形比下行线稍大,最大水平收敛值-4.0 mm,最大垂直收敛为 2.8 mm;下行线最大水平收敛值-2.9 mm,最大垂直收敛为 1.6 mm,可见两盾构隧道的水平变形大于竖向变形。

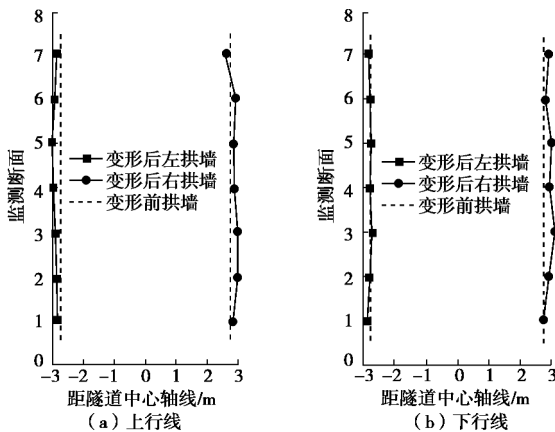


图7 监测断面拱墙水平位移(位移放大100倍)

Fig. 7 Horizontal displacements of arch wall of monitoring sections

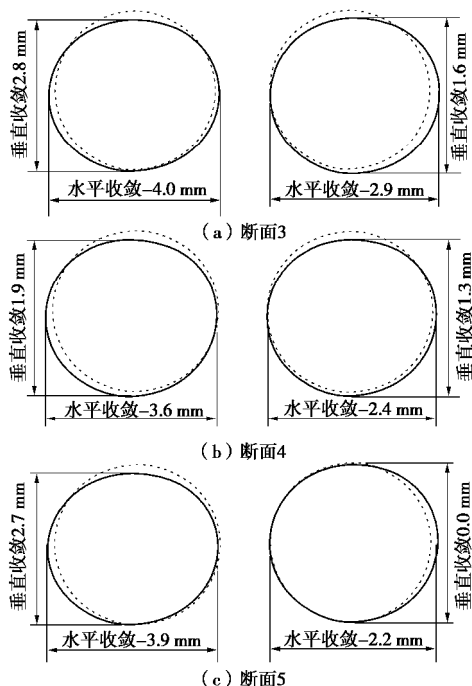


图8 隧道横断面轮廓变形(放大100倍)

Fig. 8 Cross-section shapes before and after displacement

4 结 语

通过对苏州星港街隧道明挖基坑围护加固期间下卧盾构隧道纵横向变形规律分析,得出以下结论:

三轴水泥搅拌桩加固破坏了桩周土体结构,软化搅拌区内土体,型钢及三轴搅拌机械造成的上覆荷载增大,在围护加固期间隧道拱顶变形整体表现为下沉,尤其是隧道两侧深层(加固深度大于盾构隧道底部)围护加固阶段隧道沉降速率最大。加固结束后,三轴搅拌设备移出加固区后下卧盾构隧道变形有所回弹。

SMW 工法桩加固顺序、施工荷载、加固范围对隧道变形有一定的影响,邻近最先加固区域的上行线沉降量比下行线大;离三轴搅拌桩机械最近的盾构隧道变形比另一侧大;围护加固范围内下卧盾隧道变形比加固区外大,随着加固范围增大变形速率逐渐减小。

隧道横断面变形呈竖向压缩水平方向伸长状态,整个隧道变形后的轮廓呈长轴为水平方向的椭圆形,水平变形大于竖向变形。

参考文献:

- [1] SHEN S L, MIURA N, KOGA H. Interaction mechanism between deep mixing column and surrounding clay during installation[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2003, 40(2): 293 - 307.
- [2] 邓永锋, 刘松玉, 洪振舜. 水泥土搅拌桩施工扰动评价的一种方法[J]. 岩土力学, 2009, 30(3): 717 - 720. (DENG Yong-feng, LIU Song-yu, HONG Zhen-shun. Disturbance degree of surrounding soil induced by deep mixing column installation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, 30(3): 717 - 720. (in Chinese))
- [3] 史世雍, 蒋峰平, 刘 涛. 深层搅拌桩施工对邻近运营地铁隧道影响的研究[J]. 建筑结构, 2007(11): 36 - 38. (SHI Shi-yong, JIANG Feng-ping, LIU Tao. research on influence of adjacent running subway tunnel due to construction of deep-mixing-piles[J]. Architecture Structure, 2007(11): 36 - 38. (in Chinese))
- [4] 付艳斌, 张自太, 贾勤波, 等. 深层水泥土搅拌桩在运营地铁隧道上方加固中的应用[J]. 建筑技术, 2009(5): 422 - 424. (FU Yan-bin, ZHANG Zi-tai, JIA Qin-bo, et al. Application of dcm in strengthening above running metro[J]. Architecture Technology, 2009(5): 422 - 424. (in Chinese))
- [5] 朱 蕾. SMW 工法水泥土搅拌桩施工期间相邻隧道的变形监测[J]. 铁道建筑, 2007(2): 46 - 47. (ZHU Lei. Deformation monitoring of adjacent tunnel during construction of SMW mixing column[J]. Railway Engineering, 2007(2): 46 - 47. (in Chinese))

(责编: 孙振远)

DOI: 10.11779/CJGE2019S1015

盾构隧道在可液化场地中的地震响应分析

朱彤^{1,2}, 王睿^{1,2}, 张建民^{*1,2}

(1. 清华大学水沙科学与水利水电工程国家重点实验室, 北京 100084; 2. 清华大学土木水利学院岩土工程研究所, 北京 100084)

摘要: 盾构隧道的装配式管片是其显著的结构特点, 目前的抗震研究主要采用简化方法, 少有能有效反映管片和接头细部特征的动力反应分析方法, 对其在可液化场地中的地震响应规律也需要进一步研究。本文建立了一种精细化装配式管片结构计算模型, 并基于砂土液化大变形统一本构模型, 采用弹塑性有限元动力时程分析, 分析了盾构隧道在可液化场地中的地震响应特征及规律。结果表明接头处响应是盾构隧道抗震的重要考虑因素。装配式管片结构相比于整体式结构柔度更大, 受力较小, 变形较大。在可液化场地中盾构隧道由于水平向作用力显著增加, 在水平向被挤压, 受力分布和抗震不利位置相比非液化场地有明显区别。

关键词: 盾构隧道; 有限元法; 可液化场地

中图分类号: TU435; U455.43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)S1-0057-04

作者简介: 朱彤(1994—), 男, 博士研究生, 主要从事地下结构抗震的相关研究工作。E-mail: zhut1994@163.com。

Seismic response analysis of shield tunnels in liquefiable soils

ZHU Tong^{1,2}, WANG Rui^{1,2}, ZHANG Jian-min^{1,2}

(1. State Key Laboratory of Hydroscience & Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China; 2. Institute of Geotechnical

Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China)

Abstract: The prefabricated lining segments of shield tunnels are their most significant structural feature. The current researches on the seismic response of shield tunnels mainly adopt simplified methods, lack of dynamic response analysis, which can reflect the characteristics of tunnel segments and joints effectively. Further researches are needed to understand the seismic response of shield tunnels in liquefiable soils. A computational model for prefabricated tunnel linings is proposed in FEM program. A unified constitutive model for large post-liquefaction deformation of sand is used for liquefiable ground. The analysis results show that the joint is a key aspect of the seismic design of shield tunneling. The fabricated tunnel segment structure is more flexible than the monolithic structure under seismic loading. The tunnel is horizontally compressed in liquefiable soil, and the seismic response is distinctly different from that in the non-liquefiable soils.

Key words: shield tunnel; FEM; liquefiable soil

0 引言

地下空间的科学开发是未来城市发展的重要方向, 其中, 地铁作为重要的城市基础设施, 也处于新的建设热潮之中。盾构法施工由于具有受环境制约因素少、安全程度高、施工速度快等优点成为地铁隧道修建中应用最广泛的施工技术。在各大城市的地铁规划中, 地铁车站和区间隧道时常不可避免地穿越可液化地层, 在地下结构抗震设计中增加了很大的安全隐患^[1]。目前隧道工程抗震设计中多采用简化的拟静力方法进行分析, 不能合理反映包括可液化场地在内的复杂地层中的动力响应, 对于隧道结构在可液化地层中地震响应规律的认识还需要做进一步的研究^[2-3]。目前, 针对可液化场地中的盾构隧道, 鲜有既能精确地描述管片及接头结构特征, 又能科学合理地描述

液化土的动力响应的方法。本文建立了精细化装配式管片结构模型, 并基于砂土液化大变形统一本构模型^[4-5], 采用弹塑性有限元动力时程分析, 分析了盾构隧道在可液化场地与非可液化场地中的地震响应特征及规律, 并与整体式隧道结构做了对比分析, 对比了不同隧道结构形式在不同场地中地震响应规律的机理。

1 计算模型

1.1 盾构管片和接头模型

由接头拼装而成的盾构管片相比整体浇筑的衬砌

基金项目: 国家自然科学基金青年基金项目(51708332); 国家自然科学基金面上项目(51678346)

收稿日期: 2019-04-29

*通讯作者(E-mail: zhangjm@tsinghua.edu.cn)

环,整体性和抗弯刚度都有所不同,影响到隧道结构的受力和变形,同时接头部位也是盾构隧道的薄弱环节,因此,管片及接头的力学性能研究及在数值计算中的合理模拟,是盾构隧道研究领域中的重点内容。

目前考虑接头性能的管片环计算模型有均质圆环模型、多铰圆环模型、梁-弹簧模型等,多用于荷载-结构法等抗震设计方法中,而这些计算模型也具有接头抗弯刚度参数取值复杂、梁单元无法反映管片结构细部响应特征等问题。对于能充分考虑结构、场地动力反应及其相互作用的动力时程有限元计算方法,尚需在计算条件允许下进行精细化建模,从而更好地揭示盾构隧道结构的地震响应规律。

本文基于 OpenSees 开源有限元计算程序,建立了可以反映接头力学特征的管片模型并用于动力时程计算。模型采用 10 层四节点单元模拟管片,接头处两侧管片上对应的节点对采用零长单元连接,其中螺栓位置处选取钢筋材料模型,其余位置处选取抗压不抗拉材料模型,以模拟接头处抗压衬垫的接触力学作用;由于抵抗错台能力的因素较多,故未考虑错台变形,通过绑定节点对错动方向自由度来处理。何川等^[6]开发了多功能盾构隧道结构原型组合加载试验系统,对南京长江隧道的管片接头进行了加载试验。本文也相应建立了图 1 所示的计算模型,根据试验材料信息,取混凝土管片弹性模量为 36 GPa,轴心抗压强度为 45 MPa,螺栓取 M36 高强螺栓,弹性模量为 200 GPa,屈服强度为 480 MPa,在相同加载条件下进行计算,通过得到的接头张开量及张开缝隙高度计算接头转角,结果如图 2,可见整体上接头力学响应与试验结果吻合良好,说明该计算模型具备可靠性。

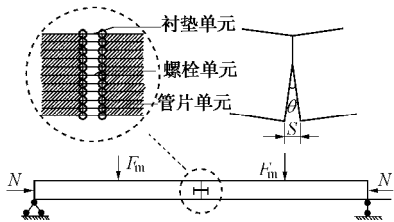


图 1 管片及接头计算模型

Fig. 1 Computational model for segments and joints

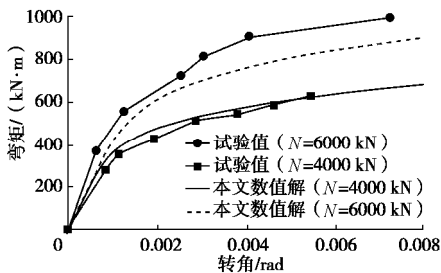


图 2 接头弯矩-转角关系

Fig. 2 Relationship between joint moment and rotation

1.2 几何模型

场地与隧道模型如图 3,基岩深度取 50 m,隧道埋深为 15 m,隧道断面内径为 6.4 m,外径为 7 m,管片厚为 0.3 m,分为 6 片圆心角 60° 的管片,顶部分缝,从右上方接头起逆时针顺序顺次编号为 1 到 6 号接头,每个管片径向分 10 层单元,环向 12 层单元,地基土采用四节点流固耦合单元,结构采用四节点实体单元,在隧道周围设置一层 0.05 m 厚的土-结构接触面单元。

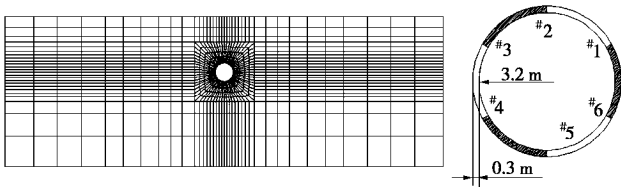


图 3 隧道结构示意图

Fig. 3 Schematic diagram of tunnel structures

1.3 材料模型

可液化土采用三维砂土液化大变形统一本构模型进行模拟,在 OpenSees 中为 CycLiqCPSP 模型^[7-8],模型参数见表 1。管片结构采用 D-P 本构模型,选用 C50 混凝土参数。接头处选用两根 4.8 级 M24 螺栓,长度 500 mm,材质为 HRB335 钢,采用可考虑屈服的滞回本构模型 Giuffre-Menegotto-Pinto 模型。土-结构接触面采用 Clough-Duncan 本构模型。此外,也计算了隧道结构在非可液化场地中的地震响应作为对比,非液化地基土采用线弹性模型进行简化,变形模量分别取 50, 100, 150 MPa。

表 1 可液化土 CycLiqCPSP 材料模型参数

Table 1 Parameters of CycLiqCPSP material model

G_0	κ	h	M	$d_{re,1}$	$d_{re,2}$	d_{ir}	α
125	0.006	0.6	1.25	0.02	40	0.5	90
$\gamma_{d,r}$	n^p	n^d	λ_c	e_0	ζ	$\rho/(g \cdot cm^{-3})$	$k/(m \cdot s^{-1})$
0.05	1.1	8	0.023	0.837	0.7	1.961	0.002

1.4 地震波与分析步

本文在 Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER)地震动数据库中选择匹配目标反应谱的地震波,设计反应谱选取 8 度设防区罕遇地震,II 类场地,第一组,在 PEER 数据库以设计谱为目标函数进行检索,选择均方差较小的地震动记录,本文中选取 1971 年 San Fernando 地震中 Palmdale Fire Station 测站的地震动记录,加速度峰值为 0.4g。

计算步骤模拟暗挖法施工过程,先对土体进行重力步计算,得到初始自重应力场,再进行土体开挖并安装管片结构,再次进行重力步计算,稳定后进行地震动加载,在基岩面均匀一致输入动荷载。

2 计算结果与分析

2.1 盾构隧道在可液化场地中地震响应一般规律

图 4 为场地液化范围最大时刻 23.6 s 的超静孔压比分布与远场近场 6 个观测点的超静孔压比时程。地震过程中场地上层液化程度高, 且更早达到液化; 结构下方土体液化程度高, 结构两侧土体液化程度低。

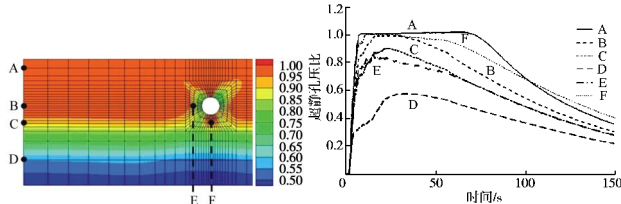


图 4 超静孔压比分布 (23.6 s)

Fig. 4 Contours of excess pore water pressure ratio (23.6 s)

地下结构地震反应主要受土体变形控制, 计算发现结构存在两种协调变形作用: 用顶、底板水平位移差表征的剪切作用, 用左、右顶点水平位移差表征的挤压作用。结果表明, 剪切变形最大值为 23.5 mm, 挤压变形最大值为 10.6 mm (水平向受压为正), 关于两种作用的受力机理将在后文 2.3 中论述。

规定外侧受弯为结构弯矩正方向, 绘制结构弯矩时程图和包络图如图 5, 可见结构弯矩分布为典型的“花生形”, 受力成中心对称分布, 顶底板处外侧受弯, 左右顶点处内侧受弯, 侧方位处内外弯矩交替分布, 其中 45° 处正负弯矩近分布对称, 最大正弯矩出现在 60° 附近, 最大负弯矩出现在 30° 附近。

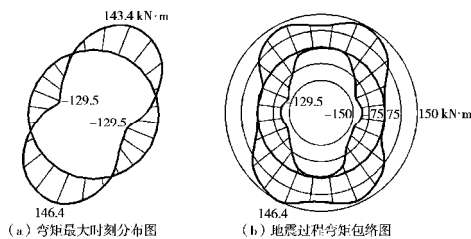


图 5 隧道弯矩最大时刻分布图与地震过程包络图

Fig. 5 Distribution of maximum moment of tunnel moment and envelopes of dynamic moment

接头响应由所在位置处弯矩和抗弯刚度共同决定, 图 6 为 6 个接头地震过程中内外侧张开量最大值, 结合接头位置及弯矩分布, 可见在本文的接头位置下, 侧方位#3 接头内侧张开量最大, 是该工况下抗震不利位置, 而顶底板位置处的#2, #5 接头张开量较小。进一步以#2 接头和#3 接头为例进行分析, 接头外侧、内侧张开量时程如图 7, 对比图 5 可见接头响应特征应与弯矩保持一致, #2 接头位于顶板处, 始终外侧受弯, 故始终外侧张开, #3 接头处张开量交替分布, 且由于负弯矩作用显著, 因此内侧张开量更大。两接头处螺栓应力时程如图 8, 可见螺栓响应与所在接头受力规

律一致, 初始时刻结构受周围土体压力, 螺栓均处于受压状态, #2 接头地震过程中张开量较小, 该位置螺栓始终处于受压状态, 应力变化幅度不大, #3 接头地震过程张开量较大, 该位置螺栓会承受较大拉应力, 最大值达到 139 MPa, 但也未达到屈服。

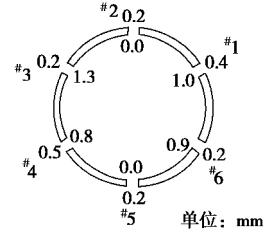


图 6 接头内外侧最大张开量

Fig. 6 Maximum openings of joints

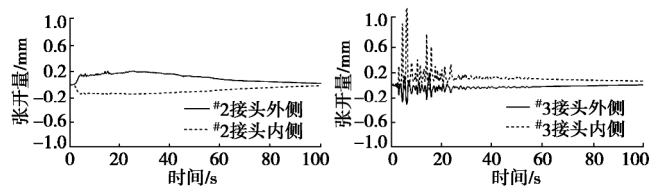


图 7 #2, #3 接头张开量

Fig. 7 Openings of joint No.2 and 3

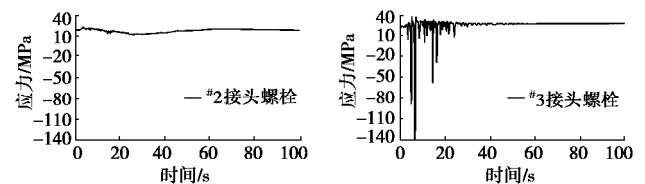


图 8 #2, #3 接头螺栓应力

Fig. 8 Stresses of joint bolt No.2 and 3

2.2 管片隧道与整体式隧道地震响应规律对比

分析装配式管片隧道和整体式隧道的差异。整体式隧道计算模型中除结构环不分成管片外其余条件均相同。整体式隧道剪切变形为 22.0 mm, 挤压变形为 10.4 mm, 均小于管片隧道; 弯矩图如图 9, 可见整体式隧道受力更小。盾构隧道装配式管片结构由于接头处刚度折减, 相比整体式结构整体性减弱、不均匀性增强, 因此更偏向于柔性结构, 形成三个特点: ①变形协调性更强, 受力减弱, 最大正负弯矩分别减小 8.7%和 23.1%; ②结构变形量相应增大; ③接头成为结构薄弱部位, 管片受力减弱的同时牺牲的是接头处抗震安全性, 而接头在同样弯矩下更容易破坏。

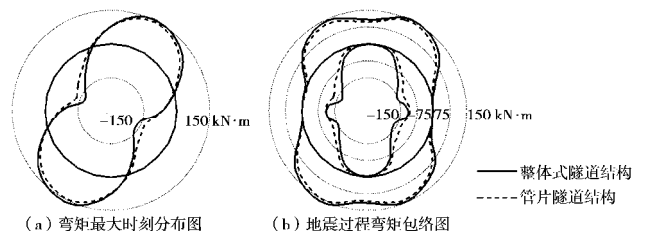


图 9 两种结构弯矩最大时刻分布图与地震过程包络图对比

Fig. 9 Distribution of maximum moment and envelopes of dynamic moment for two kinds of structures

2.3 可液化场地与非液化场地中地震响应规律对比

图 10 是结构在非液化场地中的弯矩包络图,变形模量为 50, 100, 150 MPa 的土层中,最大弯矩值分别为 170.2, 136.6, 124.7 kN·m, 剪切变形分别为 40.6, 31.6, 15.6 mm, 可见土层模量越小, 结构受力和变形越大。隧道结构在两种场地中受力分布不同, 非液化场地中最大正负弯矩均在共轭 45° 处, 拱肩和墙角处是地震作用下最不利位置, 顶底板、左右顶点处受弯矩较小, 即无明显挤压变形作用影响。受力分布影响接头响应, 非液化场中结构各位置接头内外侧张开量较均衡对称, 规律不同于液化场, 因此在接头抗震设防上有所差异。

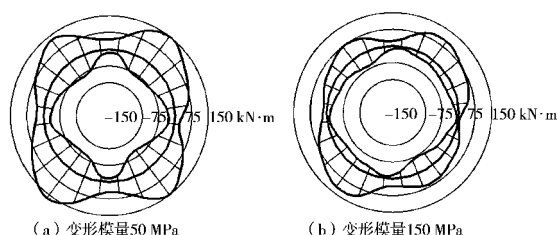


图 10 非可液化场地中结构弯矩包络图

Fig. 10 Distribution of maximum moment of structures in non-liquefiable soils

对于不同场地中的隧道响应差异, 进一步分析机理。液化场在地震过程中, 由于结构周围土超静孔压累积和土体侧压力系数变化, 土对结构作用力也会发生变化。分析地震过程中结构四个顶点处所受法向土水压力, 如图 11, 可液化场中左右顶点处土对结构的平均压力增量远大于上下顶点处的平均压力增量, 这个受力差值远大于非可液化场地, 从而在液化场中, 土对结构会产生左右两侧向中间的挤压作用, 这也是结构在可液化场与非可液化场中地震响应的主要区别, 这也会直接影响结构受力、变形和接头响应。

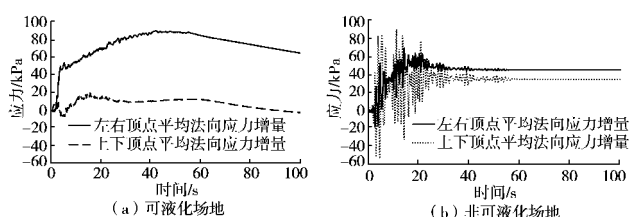


图 11 周围土对结构法向作用力

Fig. 11 Normal forces of surrounding soils on structures

3 结 论

本文建立了盾构隧道装配式管片结构模型, 通过有限元计算分析了盾构隧道在可液化场地中的地震响应规律, 并分别以整体式结构和非液化场地作对比分析, 在该计算条件下得到以下几点结论。

(1) 本文计算模型可以有效模拟盾构隧道管片及

接头的地震动力响应, 如结构变形、受力, 接头张开量, 螺栓应力等, 其中接头处是抗震不利位置, 张开量取决于所在位置处结构弯矩, 进而影响螺栓受力。

(2) 装配式管片隧道结构和整体式隧道结构在液化场地中变形和受力形式相似, 前者更偏向于柔性结构, 在管片接头处造成刚度折减, 整体性下降, 相比后者变形增大, 受力减小, 其中负弯矩减小更显著。

(3) 可液化场中, 盾构隧道结构在地震过程中除受周围土层的剪切作用外, 还受到由于超静孔压累积引起的挤压作用, 造成结构变形和受力的差异, 相应地, 接头响应也产生差异, 抗震设防上有不同要求。

参考文献:

- [1] CHEN R R, TAIEBAT M, WANG R, et al. Effects of layered liquefiable deposits on the seismic response of an underground structure[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2018, 113: 124 - 135.
- [2] 施仲衡. 地下铁道设计与施工[M]. 西安: 陕西科学技术出版社, 1997. (SHI Zhong-heng. Design and construction of metro[M]. Xi'an: Shaanxi Scientific and Technical Publishers, 1997. (in Chinese))
- [3] THOMAS R. Earthquake design criteria for subways[J]. Journal of the Structural Division, 1969, 9(6): 1213 - 1231.
- [4] ZHANG J M. Cyclic critical stress state theory of sand with its application to geotechnical problems[R]. Tokyo: Research Report of Tokyo Institute of Technology, 1997.
- [5] ZHANG J M, WANG G. Large post-liquefaction deformation of sand, part I: physical mechanism, constitutive description and numerical algorithm[J]. Acta Geotechnica, 2012, 7(2): 69 - 113.
- [6] 何 川, 张建刚, 苏宗贤. 大断面水下盾构隧道结构力学特性[M]. 北京: 科学出版社, 2010. (HE Chuan, ZHANG Jian-gang, SU Zong-xian. Structural mechanical characteristics of underwater shield tunnel with large cross section[M]. Beijing: Science Press, 2010.
- [7] 王 睿, 张建民, 王 刚. 砂土液化大变形本构模型的三维化及其数值实现[J]. 地震工程学报, 2013, 35(1): 91 - 97. (WANG Rui, ZHANG Jian-min, WANG Gang. Multiaxial formulation and numerical implementation of a constitutive model for the evaluation of large liquefaction-induced deformation[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2013, 35(1): 91 - 97. (in Chinese))
- [8] WANG R, ZHANG J M, WANG G. A unified plasticity model for large post-liquefaction shear deformation of sand[J]. Computers and Geotechnics, 2014, 59: 54 - 66.

(责编: 明经平)

DOI: 10.11779/CJGE2019S1016

狭窄基坑条件下基于普朗德尔地基极限承载力公式的隆起稳定性研究

陈艳平

(广东省建筑设计研究院, 广东 广州 510635)

摘要: 在市政行业的基坑支护工程中, 支护桩+内支撑支护是广泛使用的支护形式。传统的基坑隆起稳定性分析方法是采用普朗德尔地基极限承载力计算公式分析, 但是该地基极限承载力计算公式不适用于狭窄基坑。本文从提出狭窄基坑的定义出发, 根据普朗德尔地基极限承载力计算公式的基本原理, 重新假定了狭窄基坑条件下的破坏模式及相关参数, 并推导了相应的地基极限承载力计算公式。算例显示, 该公式能较好的反映狭窄基坑的实际条件, 安全系数有适当提高。

关键词: 狭窄基坑; 极限承载力; 抗隆起稳定性

中图分类号: TU473.2

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)S1-0061-04

作者简介: 陈艳平(1977—), 男, 硕士, 高级工程师, 主要从事市政工程中的岩土工程、隧道工程等方面的设计研究。

E-mail: 3686488@qq.com。

Uplift stability of narrow foundation pits based on Prandtl formula

CHEN Yan-ping

(Architectural Design and Research Institute of Guangdong Province, Guangzhou 510635, China)

Abstract: Drilled piles and internal supporting structures are widely used at present especially in the foundation pit supporting works of municipal industry. The traditional uplift stability analysis method based on the the Prandtl formula for calculating the ultimate bearing capacity which, however, is not suitable for narrow foundation pits. Starting from the definition of the narrow foundation pit and according to the basic principle of the Prandtl formula for calculating the ultimate bearing capacity, the failure modes and relevant parameters suitable for the narrow foundation pit are reassumed, and the corresponding formula for calculating the ultimate bearing capacity of foundation is derived. Example shows that the proposed formula can better reflect the actual conditions of narrow foundation pits, and the safety factor is appropriately raised.

Key words: narrow foundation pit; ultimate bearing capacity; uplift stability

0 引言

支护桩加内支撑支护是目前基坑工程中, 尤其是在市政类基坑工程中应用最为广泛的支护技术方案之一, 该方案在分析计算时, 需要分析支护桩的抗隆起稳定性^[1], 以便确定支护桩需要进入基坑底以下的长度(即嵌固长度 L_d)。目前, 对于嵌固长度的确定, 建筑行业内主要是根据现行规范^[1]进行分析, 抗隆起稳定性分析分两种情况: ①采用汪炳鉴和夏明耀^[2]基于地基极限承载力的 Prandtl (普朗德尔) 极限平衡理论公式, 对土体丧失竖向平衡状态的稳定性进行验算(对应文献[1]4.2.4条); ②以最下层内支撑和支护桩的交点(简称最下层支点)为圆心, 且绕过支护桩底端的圆弧滑动面进行的稳定性进行验算(对应文献[1]4.2.5条)。

本文讨论第①种情况, 即普朗德尔地基极限承载力计算公式在狭窄基坑条件下的适用性问题, 以及如何根据狭窄基坑的具体条件和适当的假定, 通过理论推导出狭窄基坑条件下的地基极限承载力计算公式, 进而根据新公式分析抗隆起稳定性。

图1为现有规范^[1]基于普朗德尔地基极限承载力的抗隆起稳定性分析模型示意图, 该分析方法存在以下问题: 该方法有一个适用的前提条件, 即假定基坑为半无限体, 极限荷载下扇形平衡区II和被动区III除受上覆土层荷载($g_{m2}L_d$)影响外, 不受其它因素影响, 这种假设比较符合建筑类基坑, 因为建筑类基坑的平面尺寸相对较大, 对向侧支护结构距离较远。但现实

工程中有大量市政类基坑,比如综合管廊、电力隧道、地下人行通道以及各类给排水管道等的基坑工程,其宽度从二三米至十多米不等,当这类基坑出现极限平衡状态时,对向侧支护结构极有可能位于基坑土体应力应变影响区域范围内,支护结构对土体应力应变存在一定的影响,主要影响是对变形的约束作用,显然这样的情况与半无限体假定是不相符的,不宜再直接应用规范公式^[1]分析(图1中的虚线部分,是在传统分析假定中被忽略的对向侧支护结构)。

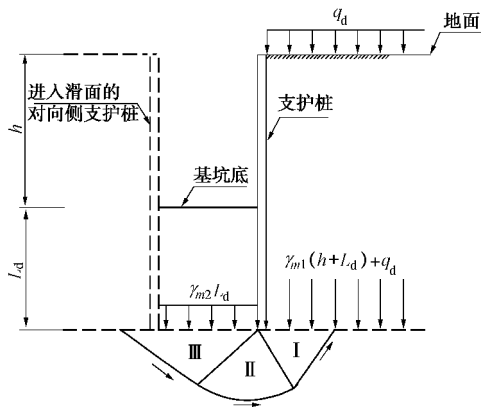


图1 基于普朗德尔公式的抗隆起稳定性分析图示

Fig. 1 Diagram of uplift stability analysis based on Prandtl formula

1 狭窄基坑条件下普朗德尔地基极限承载力计算公式的推导

首先要解决狭窄基坑的定义问题,王洪新^[3-4]、王成华等^[5-6]分别做过深入研究,并提出了临界宽度的概念或判别公式。在分析上述文献并结合多年工程经验的基础上,本文认为,狭窄基坑的定义是比较宽泛的,不同的地质条件,不同的基坑深度和宽度比值,不同的嵌固深度,和不同的安全系数条件下,狭窄基坑可能有不同的定义,总的来说,判定为狭窄基坑与否在于稳定分析中是否考虑对向侧支护结构的影响,由于普朗德尔地基极限承载力计算公式与滑移线深度无关,无法建立与基坑宽度的关系,为工程应用简便起见,本文考虑借用规范^[1]4.2.5条的定义,当通过常规的以最下层支点为圆心的圆弧滑动稳定性分析,对向侧支护桩位于滑动圆弧范围内时,可以认为此时不宜忽略对向侧支护结构的影响,此时基坑的极限平衡模式应作适应性调整,这种情况下的基坑可以判断为狭窄基坑。

为把对向侧支护结构影响纳入考虑,结合狭窄基坑的实际条件重新合理假定破坏模式是非常必要的。由于狭窄基坑条件下,当发生坑底隆起破坏的极限平衡状态时,支护桩底端以下土体进入极限状态,其向

上隆起的趋势,使得此时支护结构与坑内土体之间的摩阻力也达到极限平衡状态,若非如此,则坑底以下土体还存在一定的承载力潜力可以发挥。假定达到极限平衡状态时,破坏面与坑底水平面夹角为 $45^\circ + j/2$,且破坏面沿支护桩与土体的交界面穿过坑内土体。根据普朗德尔地基极限承载力计算的基本原理,如图2所示,图中III区为被动区,I区为主动区,II区为静力平衡区,根据上述假定,可以通过莫尔应力圆求解主动区和被动区的应力状态,通过扇形区的平衡条件推导出狭窄基坑条件下的地基极限地基承载力计算公式^[7]。具体推导过程如下。

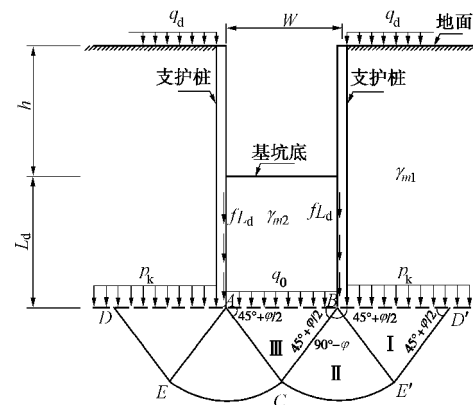


图2 狭窄基坑条件下的地基极限承载力破坏模式

Fig. 2 Failure mode of ultimate bearing capacity under narrow foundation pit condition

如图2所示,假设地基无自重(即 $g=0$,为普朗德尔地基承载力计算时的假定),研究主动区I应力状态。作用在该区域顶面 BD' 上的竖向压力 p_k (也就是地基极限承载力)是大主应力 s_1 (基底光滑,剪应力为零),由于 $g=0$,所以III区中任何位置上的主应力均相等,故滑面 BE' 上任意点的大主应力也是 p_k ,作用在该滑面 BE' 上的法向应力 s_a 可以用应力圆求解(见图3)。

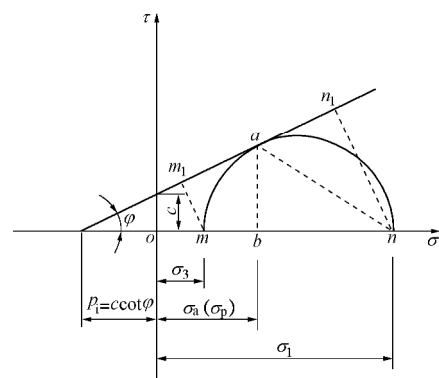


图3 土体应力状态的莫尔应力圆

Fig. 3 Mohr's stress circle of soil stress state

根据图3所示的莫尔应力圆所示,有如下公式成

立:

$$s_a = ob = on - bn = on - nn_1 = s_1 - (p_i + s_1) \sin j = p_k - (p_i + p_k) \sin j = p_k (1 - \sin j) - p_i \sin j, \quad (1)$$

式中, $p_i = c \cot j$ 。

再研究被动区III应力状态,在该区顶面有荷载 q_0 (坑内土自重+坑底以下桩侧摩阻力),该荷载即为最小主应力 s_3 ,由于不计重力,故在滑面 BC 上任意点的小主应力亦等于 q_0 ,作用在该面上的法向应力 s_p 同样可用应力圆求解,不过这时的极限应力圆应代表被动区的应力状态。在该图中设 $om = q_0 = s_3$,过 m 点做强度线的垂线并交该线于 m_1 点,则由图3可以推导出如下关系:

$$s_p = ob = om + mb = om + mm_1 = s_3 + (p_i + s_3) \sin j = q_0 (1 + \sin j) + p_i \sin j. \quad (2)$$

极限状态下,扇形体II上的所有外力共同处于静力平衡状态,他们对极点 B 的力矩之和应等于零,即 $\sum M_B = 0$,见图4所示^[2]。作用在 BC 和 BE' 滑面上的剪应力 t 以及曲面 CE' 上的反力 f 都是通过 B 点,相应的力矩为零,可以不计。

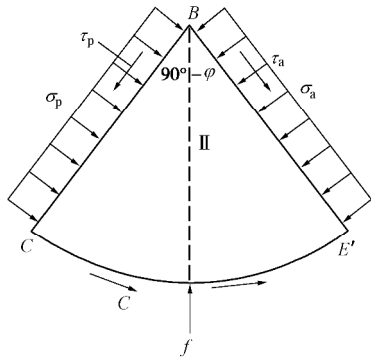


图4 静力平衡区受力图示

Fig. 4 Force diagram of static equilibrium zone

根据 $\sum M_B = 0$ 有如下公式成立:

$$s_p \cdot BC^2/2 + c \cdot CE' \cdot R = s_a \cdot BE'^2/2, \text{ 其中, } BC = R = W / (2 \cos(45^\circ + j/2)), \text{ 从而有以下公式成立:}$$

$$(q_0 (1 + \sin j) + c \cot j \sin j) \cdot R^2/2 + c \cdot 2\pi R (90^\circ + j/2) / 360 \cdot R = (p_k (1 - \sin j) - c \cot j \sin j) \cdot R^2/2, \quad (3)$$

从而得出

$$p_k = \frac{q_0 (1 + \sin j) + 2c \cot j \sin j + 4\pi c (90^\circ + j/2) / 360^\circ}{1 - \sin j}. \quad (4)$$

式(4)中, c 为基坑挡土构件底面以下土体的黏聚力, j 为基坑挡土构件底面以下土体的内摩擦角, q_0 为基坑挡土构件底面以上坑内土自重加上支护桩与坑内土体之间的摩阻力, p_k 为地基极限承载力。根据所推导的狭窄基坑条件下地基承载力 p_k 的计算公式,按照规范^[1]公式4.4.4-1所述,得出抗隆起安全系数 K_b 计算

公式:

$$\frac{p_k}{g_{m1}(h + L_d) + q_d} \geq K_b. \quad (5)$$

式(5)中: h 为基坑深度, p_k 为地基极限承载力, q_d 为地面超载; g_{m1} 为基坑外挡土构件底面以上土的天然重度, K_b 为抗隆起安全系数。由于考虑了狭窄基坑的实际条件,由上述公式计算出的安全系数,一般情况下比传统算法有所提高,经验认为,同等条件下,狭窄基坑的安全性更高,所需要的嵌固长度更短,因此该算法更符合工程实际情况。

2 算 例

基坑深度为4 m,宽度为2 m,基坑安全等级定义为一类(即 $K_b = 1.8$,本算例只是示范,实际上类似工程可以定义为三类),土层为均质土,支护结构底以上坑内土体天然重度 $g_{m1} = 18 \text{ kN/m}^3$,支护结构底端以上坑外土体天然重度 $g_{m2} = 18 \text{ kN/m}^3$,挡土构件底面以下 $c = 7.5 \text{ kPa}$,内摩擦角 $j = 10^\circ$,采用钢板桩支护,设2道内支撑,最下层内支撑中心距离基坑底部0.6 m,为计算简便,超载 $q_d = 10 \text{ kPa}$,钢板支护桩与土体之间的摩阻力 $f = 10 \text{ kPa}$,具体见图5。

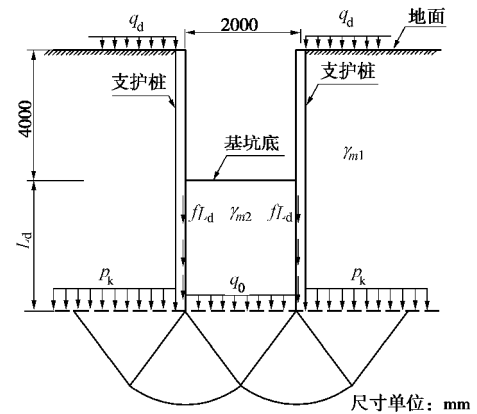


图5 算例图示

Fig. 5 Illustration of example

经试算(基于文献[1]4.2.5条,过程不列出),嵌固长度5 m时,则对向侧支护桩位于以最下层支点为圆心的滑动面范围内,因此判定该基坑属于狭窄基坑,此时按文献[1]4.2.4条和按本文公式分别计算,计算过程列表见表1所示。

从以上结果可以看出,本文所提出的计算方法所需要嵌固长度更为经济,当嵌固长度为5 m时,安全系数为1.85,满足一级基坑规范的要求。如果按照规范的方法安全系数只有1.66,要加长至7 m以上满足安全系数为1.8的要求。

表 1 计算过程表格
Table 1 Calculation process table

项目		数值
支护桩与坑内土体	侧摩阻力 f/kPa	10
	地面超载 q_d/kPa	10
	基坑深度 h/m	4
支护结构底以上坑内土体	天然重度 $g/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	18
	天然重度 $g/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	18
支护结构底以上坑外土体	黏聚力 c/kPa	7.5
	内摩擦角 $j/(^{\circ})$	10
	$\tan^2(45+j/2)$	1.42
	$\sin(j)$	0.17
	$\tan(j)$	0.18
	$\cot(\varphi)$	5.67
	试算时假设的嵌固长度 L_d/m	5
规范公式 4.2.4-1 的	承载力系数 N_q	2.47
	承载力系数 N_c	8.34
	极限承载力 p_k/kN	285.02
根据本文计算公式所计算的 p_k/kN		317.83
基坑所承受的荷载 $\gamma_{m1}(h+L_d)+q_d/\text{kN}$		172
按规范公式的安全系数 K_b		1.66
按本文公式的安全系数 K_b		1.85

3 结 论

本文根据狭窄基坑的实际情况，采用简便的办法判断工程是否属于狭窄基坑范畴，并基于普朗德尔地基承载力理论的基本原理，推导了狭窄基坑实际条件下的理论计算公式，试算表明，该公式的安全系数有一定的提高。需要指出的时，由于普朗德尔地基承载力理论公式应用于分析基坑工程抗隆起稳定性时，由于其理论局限性，往往该安全系数并不是起控制性的安全系数，本文虽然推导了公式并证明了其具有一定的价值，但要使得该公式具有更大的实用价值，还需要做更多研究。

参考文献:

[1] JGJ120—2012 建筑基坑支护技术规程[S]. 2012. (JGJ120—

2012 Technical specification for retaining and protection of building[S]. 2012. (in Chinese))

[2] 汪炳鉴, 夏明耀. 地下连续墙的墙体内力及入土深度问题[J]. 岩土工程学报, 1983, 5(3): 103 - 114. (WANG Bing-jian, XIA Ming-yao. Embedment depth and internal force of diaphragm wall[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1983, 5(3): 103 - 114. (in Chinese))

[3] 王洪新. 考虑基坑形状和平面尺寸的抗隆起稳定安全系数及异形基坑的稳定性分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, 34(12): 2560 - 2571. (WANG Hong-xin. A coefficient of heave-resistant stability considering shapes and plane sizes and its application to the stability analysis of shaped excavations[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, 34(12): 2560 - 2571. (in Chinese))

[4] 王洪新. 基坑宽度对围护结构稳定性的影响[J]. 土木工程学报, 2011, 44(6): 120 - 126. (WANG Hong-xin. Influence of excavation width on enclosure-structure stability of foundation pits[J]. China Civil Engineering, 2011, 44(6): 120 - 126. (in Chinese))

[5] 王成华, 张天宝. 窄长基坑隆起破坏模式及其稳定性分析[J]. 科学技术与工程, 2017, 17(8): 276 - 281. (WANG Cheng-hua, ZHANG Tian-bao. The failure patters and stability analysis of basal heave of long narrow foundation pits[J]. Science Technology and Engineering, 2017, 17(8): 276 - 281. (in Chinese))

[6] 王成华, 鹿 群, 孙 鹏. 基坑抗隆起稳定分析的临界宽度法. 岩土工程学报, 2006, 28(3): 295 - 300. (WANG Cheng-hua, LU Qun, SUN Peng. Critical width method for analyzing stability of foundation pits against basal heave failure[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28(3): 295 - 300. (in Chinese))

[7] 马建林. 土力学[M]. 3 版. 北京: 中国铁道出版社, 2011. (MA Jian-lin. Soil mechanics[M]. 3 rd. Beijing: China Railway Publishing House, 2011. (in Chinese))

(责编: 明经平)

DOI: 10.11779/CJGE2019S1017

设置 EPS 柔性垫层的刚性挡土墙土压力研究

谢明星, 郑俊杰*, 邵安迪, 景 丹

(华中科技大学岩土与地下工程研究所, 湖北 武汉 430074)

摘 要: 建立有限差分数值模型对设置 EPS (发泡聚苯乙烯) 柔性垫层的刚性挡土墙的土压力进行研究, 分别对挡土墙后填土的静止、主动及被动三种位移状态进行了研究, 并对不同挡土墙位移时 EPS 垫层减小土压力的效果进行了分析。研究表明: EPS 对主动状态所需要的位移影响较小。静止-主动状态时, EPS 减小土压力的效果随着位移的增大而减弱; 静止-被动状态时, EPS 减小土压力的效果随着位移的增大先增强后减弱。

关键词: 土压力; 刚性挡土墙; EPS 垫层; 主动状态; 被动状态; 挡土墙位移

中图分类号: TU432; TU476.4

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)S1-0065-04

作者简介: 谢明星(1988—), 男, 博士研究生, 主要从事路堤支挡结构方面的研究工作。E-mail: xiemingxing@hust.edu.cn。

Lateral earth pressure on rigid retaining walls with EPS deformable geofoam inclusions

XIE Ming-xing, ZHENG Jun-jie, SHAO An-di, JING Dan

(Institute of Geotechnical and Underground Engineering, Huazhong University of Science and Technology, Wuhan 430074, China)

Abstract: The finite difference program, FLAC^{3D}, is used to model the rigid retaining wall with EPS (expanded polystyrene) deformable geofoam inclusions, and the lateral earth pressure on the wall is obtained from numerical results. The at-rest state, active state and passive state of the retained soil behind the wall are studied, and the reductions of EPS on the lateral earth pressure with different wall displacements are also analyzed. The results indicate that EPS has little influence on the wall displacement required by the active state. The reduction of EPS on the lateral earth pressure decreases with the increase of the wall displacement in the retained soil between at-rest state and active state, while that increases firstly and then decreases with the increase of wall displacement in the retained soil between at-rest state and passive state.

Key words: earth pressure; rigid retaining wall; EPS inclusion; active state; passive state; wall displacement

0 引 言

挡土墙作为一种支挡结构, 广泛地应用于土木建筑、公路交通等工程中, 侧向土压力计算是挡土墙设计的重要内容。主动/被动状态为挡土墙后填土的两种极限平衡状态。对于墙高为 H 的挡土墙, 达到主动状态所需的位移约为背离填土方向的 $(0.001 \sim 0.004)H$, 而达到被动状态所需的位移约为靠近填土方向的 $(0.05 \sim 0.10)H^{[1]}$ 。但实际工程中作用于墙背的土压力往往介于主动/被动土压力与静止土压力之间。

EPS (发泡聚苯乙烯) 是一种具有密度小、压缩变形大、强度高和减振性能好等优点的柔性材料。Horvath^[2]提出在填土和挡土墙之间设置 EPS 垫层可以使位移较小的刚性挡土墙具有变形能力, 从而使土体由静止状态接近主动状态。Ertugrul 等^[3-4]通过室内试验和 FLAC 数值模拟对设置 EPS 垫层的悬臂式挡土墙进行了研究, 结果表明作用于挡土墙下半部分的土

压力显著减小。郑俊杰等^[5]提出在刚性桩基挡墙结构中设置 EPS 垫层, 研究表明: 设置柔性垫层后, 墙背土压力、抗滑桩桩身弯矩和剪力均明显减小。

然而上述成果并未对设置 EPS 垫层挡土墙的静止、主动及被动这三种受力状态进行研究。对于设置 EPS 垫层的刚性挡土墙, 墙后填土的实际位移由挡土墙的位移和 EPS 垫层的压缩量两部分组成。而 EPS 垫层的压缩量与作用于柔性垫层的土压力密切相关。本文通过建立三维数值模型, 分析了有/无 EPS 垫层挡土墙的静止、主动及被动三种位移状态, 并对不同挡土墙位移时 EPS 垫层减小土压力的效果进行了研究, 以期能够对该类挡土墙设计起到一定的指导作用。

基金项目: 国家重点研发计划项目 (2016YFC0800200); 国家自然科学基金项目 (51678267, 51878313, 51808243)

收稿日期: 2019-04-30

***通讯作者** (E-mail: zhengji@hust.edu.cn)

1 数值分析的方法和模型

采用有限差分软件 FLAC^{3D} 建立如图 1 所示的数值模型。填土采用莫尔-库仑模型, 抗剪强度指标依据文献[4]选取, 黏聚力 $c=0$ kPa, 内摩擦角 $\varphi=43.5^{\circ}$, 剪胀角 $\psi=\varphi$ 。挡土墙墙高 H 为 10 m, 顶宽为 3 m, 底宽为 4 m, 采用线弹性模型。为忽略地基的沉降对挡土墙及填土应力状态的影响, 地基采用线弹性模型, 并取较大的弹性模量值。EPS 柔性垫层的密度 ρ 为 18 kg/m³, 宽度 t 为 1 m, 设置于挡土墙与填土之间。模型中 EPS 为线弹性模型, 弹性模量 E 和泊松比 ν 均依据文献[4]选取。模型中各材料的参数取值见表 1。同时也建立了未设置 EPS 垫层的挡土墙模型 ($t=0$ m)。



图 1 设置 EPS 的重力式挡土墙数值模型

Fig. 1 Numerical model for gravity retaining wall with EPS

表 1 物理力学参数

Table 1 Physico-mechanical parameters

材料	弹性模量/MPa	泊松比	重度/(kN·m ⁻³)
地基	11000	0.20	23.00
EPS	5.4	0.16	0.18
挡土墙	21000	0.20	24.00
填土	60	0.33	20.00

在模型中以下位置设置接触面: 挡土墙-EPS (W-E)、挡土墙-地基 (W-F)、挡土墙-填土 (W-S)、EPS-填土 (E-S)、EPS-地基 (E-F)、填土-地基 (S-F)。文献[4]采用 FLAC 对设置 EPS 的挡土墙进行数值模拟, W-E 和 E-S 界面摩擦角均基于直剪试验取值。本研究中接触面摩擦角 δ 按文献[4]选取 (见表 2)。

表 2 接触面摩擦角

Table 2 Friction angles of interfaces

接触面	W-E	W-F	W-S	E-S	E-F	S-F
摩擦角/(°)	15	42	35	24	24	42

本文中挡土墙的位移为平移模式。求解主动土压力时, 对挡土墙赋予 1×10^{-7} m/步^[6]的背离土体的水平位移速率, 监测每求解 10000 步即挡土墙水平移动 0.1 cm 时的土压力, 挡土墙的土压力达到最小值时, 即达到主动状态。求解被动土压力时, 对挡土墙赋予 1×10^{-6} m/步的靠近土体的水平位移速率, 监测每求解 50000 步即挡土墙水平移动 5.0 cm 时的土压力, 挡土墙的土压力达到最大值时, 即达到被动状态。定义背离土体的挡土墙位移为正, 靠近土体的挡土墙位移为负。

2 数值计算结果

2.1 静止土压力

$t=0$ m 时, 静止土压力系数 K_{01} 可按式 (1) 求得:

$$K_{01}=1-\sin j', \tag{1}$$

其中, φ' 为填土有效内摩擦角。然而对于摩擦角较大的土体, 式 (1) 将明显低估静止土压力系数^[7]。沈靠山^[7]对 $\varphi=43.6^{\circ}$ 的土体进行了室内试验和现场试验, 得出的静止土压力系数 K_{01} 的取值范围为 0.39~0.46。

图 2 为 $t=0$ m 和 $t=1$ m 两种工况中挡土墙静止状态下水平土压力数值解的分布曲线。图中 z 为挡土墙上某点距离墙踵的垂直距离。 $t=0$ m 时, 土压力数值解近似于线性分布, 静止土压力系数数值解 $K_{01N}=0.43$, 符合试验值。 $t=1$ m 时, 土压力的数值解近似于抛物线分布, $K_{02N}=0.31$ 。在墙后设置 $t=1$ m 的 EPS, 将减小墙后静止土压力, $K_{02N}=0.72K_{01N}$ 。

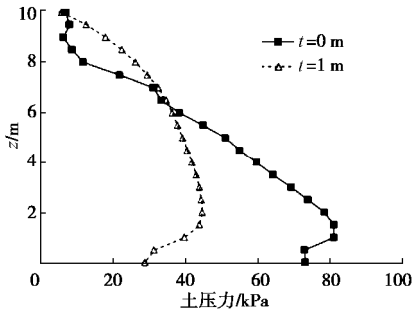


图 2 挡土墙静止土压力分布图

Fig. 2 Distribution of lateral earth pressure at rest state

2.2 主动土压力

在挡土墙墙背上选取 9 个点 ($z=1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9$ m) 进行土压力监测。图 3 为 $t=0$ m 和 $t=1$ m 两种工况中不同高度处水平土压力随位移的变化曲线。可以看出两种工况中, 均在挡土墙位移达到 1.4 cm 时, 各个监测点的土压力都达到其最小值。这一数值与室内试验得出的主动状态所需要的挡土墙位移量相符合^[8], 即两种工况中墙后填土均在挡土墙位移为 0.0014H 时达到主动状态。

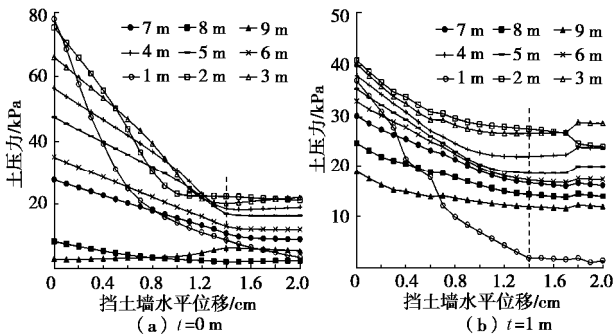


图 3 静止—主动状态下不同高度处水平土压力随位移变化规律

Fig. 3 Relationship between lateral earth pressure and lateral displacement at different depths at intermediate active state

朗肯土压力理论适用于 W-S/E-S 界面摩擦角为 0 的情况, 而库仑主动土压力理论则考虑了 W-S/E-S 界面的摩擦角。依据库仑土压力理论可计算求得 $K_{a1} = 0.14$, $K_{a2} = 0.16$ 。图 4 为 $t = 0$ m 和 $t = 1$ m 两种工况中主动状态下水平土压力数值解的分布曲线。 $t = 0$ m 时, 主动土压力在距墙踵 2~10 m 范围内呈近似线性分布, 而在距墙踵 0~2 m 范围内急剧减小并趋近于 0, 主动状态时水平土压力系数数值解 $K_{a1N} = 0.14$, 近似等于理论解。主动土压力的分布规律符合室内试验结果^[8]。 $t = 1$ m 时, 主动土压力的分布规律与 $t = 0$ m 时近似相同, 但在距墙踵 2~10 m 范围内的土压力值均大于 $t = 0$ m 时的值, 土压力系数数值解 $K_{a2N} = 0.16$, 近似等于理论解。墙后设置 $t = 1$ m 的 EPS 后, 主动土压力大于 $t = 0$ m 时的主动土压力, $K_{a2N} = 1.14K_{a1N}$ 。

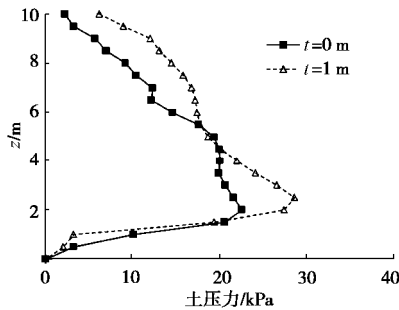


图 4 主动状态下水平土压力分布图

Fig. 4 Distribution of lateral earth pressure at active state

2.3 被动土压力

图 5 为 $t = 0$ m 和 $t = 1$ m 两种工况中挡土墙不同高度处水平土压力随位移的变化曲线。可以看出墙后填土达到被动状态需要的挡土墙位移： $t = 0$ m 时约为 80 cm， $t = 1$ m 时约为 90 cm，符合室内试验得出的被动状态所需要的挡土墙位移量^[1]。不同于主动状态，EPS 垫层小幅地增加了被动状态所需要的位移。

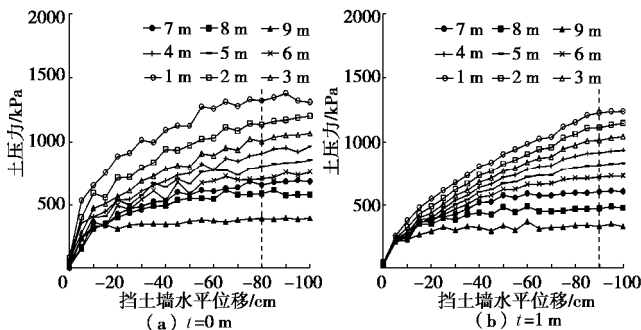


图 5 静止—被动状态下不同高度处水平土压力随位移变化规律

Fig. 5 Relationship between lateral earth pressure and lateral wall

displacement at different depths at intermediate passive state

使用库仑被动土压力理论将高估挡土墙被动土压力, 尤其当 φ 和 δ 均较大时, 库仑被动土压力解与实际值相差更多, 因此不适用于本文中的算例^[9]。图 6

为 $t = 0$ m 和 $t = 1$ m 两种工况中被动状态下水平土压力数值解的分布曲线。被动土压力在距墙踵 2~10 m 范围内呈近似线性分布, 而在距墙踵 0~2 m 范围内大幅增大, 符合已有研究中的被动土压力分布规律^[1]。 $t = 0$ m 时, 被动状态时水平土压力系数数值解 $K_{p1N} = 8.53$; $t = 1$ m 时, 被动状态时水平土压力系数数值解 $K_{p2N} = 8.08$ 。设置 $t = 1$ m 的 EPS 后, 被动土压力略小于 $t = 1$ m 时的主动土压力, $K_{p2N} = 0.95K_{p1N}$ 。

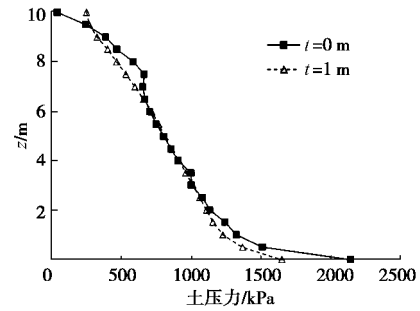


图 6 被动状态下水平土压力分布图

Fig. 6 Distribution of lateral earth pressure at passive state

3 EPS 减小墙背土压力的效果

挡土墙与填土间设置 EPS 后, 土体的实际位移 s 由挡土墙的位移 Δ_1 和 EPS 的压缩量 Δ_2 组成。为进一步分析 EPS 减小土压力的效果, 将 Δ_1 和 Δ_2 的值单独列出进行研究。由于 Δ_2 沿 EPS 高度方向分布不均匀, 为便于对比, Δ_2 取 EPS 压缩量的平均值进行对比。

3.1 静止—主动状态

图 7 为静止—主动状态下土压力系数和 EPS 平均压缩量随挡土墙水平位移的变化规律。当 Δ_1 较小时, 由于 $\Delta_2 > 0$, $t = 1$ m 工况下的土体实际位移将明显大于 $t = 0$ m 工况, 对应的 $t = 1$ m 工况下的土压力系数将小于 $t = 0$ m 工况。当 Δ_1 增大到一定量时, 由于土压力系数的减小, 相应地 Δ_2 也有所减小, 两种工况下土体的实际位移差值逐渐趋于不明显。且土压力随位移增大而减小的幅度也逐渐减小, 因而两种工况下土压力系数的差值逐渐减小。而由于填土与 EPS/挡土墙界面摩擦角的差值较大, $t = 1$ m 工况下主动土压力系数大于 $t = 0$ m 工况。因此随着 Δ_1 接近于主动状态(本工况为 $\Delta_1 = 1.0$ cm 时), $t = 1$ m 工况下的土压力系数开始大于 $t = 0$ m 工况。此时 EPS 垫层将失去减小土压力的效果, 甚至会随着 Δ_1 的增加而增大土压力。

3.2 静止—被动状态

图 8 为静止—被动状态下土压力系数和 EPS 平均压缩量随挡土墙水平位移的变化规律。随着土压力系数逐渐增大, Δ_2 也将逐渐增大。 $|\Delta_1|$ 值较小时, 由于 $\Delta_1 < 0$, $\Delta_2 > 0$, $t = 1$ m 工况下的土体实际位移将明显小

于 $t = 0$ m 工况, 对应的 $t = 1$ m 工况下的土压力系数将小于 $t = 0$ m 工况。静止—被动状态中, 相同 Δ_1 下, $t = 1$ m 工况的土压力系数恒小于 $t = 0$ m 工况。这可能是由于静止—被动状态中的 Δ_2 远大于静止—主动状态, 且随着 $|\Delta_1|$ 的增大 Δ_2 仍保持较大的增幅, 即两种工况的位移差一直保持为较大值, 从而使得摩擦角对土压力系数的影响未被体现出来。当 $\Delta_1 = -80$ cm 时, $\Delta_2 = 14$ cm, 这也是导致 $t = 1$ m 工况下被动状态所需的位移比 $t = 0$ m 工况下相差 10 cm 的主要原因。

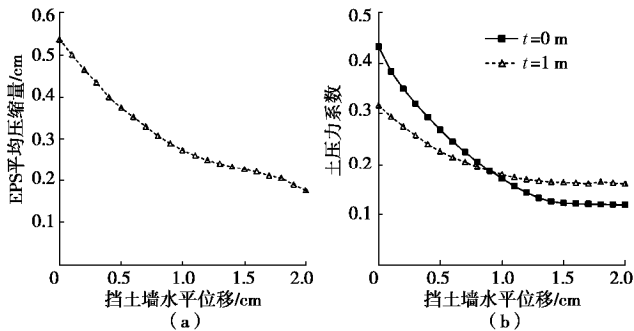


图7 静止—主动状态下 EPS 平均压缩量和土压力系数随挡土墙水平位移的变化曲线

Fig. 7 Variation of EPS average compression and earth pressure coefficient with wall displacement at intermediate active state

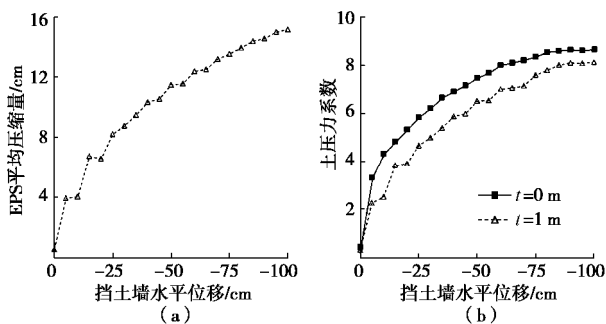


图8 静止—被动状态下 EPS 平均压缩量和土压力系数随挡土墙水平位移的变化曲线

Fig. 8 Variation of EPS average compression and earth pressure coefficient with wall displacement at intermediate passive state

4 结 论

本文通过有限差分软件 FLAC^{3D} 对设置 EPS 垫层的刚性挡土墙的静止、主动及被动三种位移状态进行了研究, 并针对不同挡土墙位移量下 EPS 减小土压力的效果进行了分析, 主要得出以下结论:

(1) 静止状态时, EPS 垫层可以大幅减小墙背土压力; 被动状态时, EPS 减小土压力的效果有所减弱; 而主动状态时, EPS 垫层则有可能会增大墙背土压力。

(2) 设置 EPS 垫层对刚性挡土墙后填土达到主

动状态所需位移的影响较小, 但会增大达到被动状态所需要的位移。

(3) 静止—主动状态时, EPS 减小挡土墙墙背土压力的效果随着挡土墙位移的增大而逐渐减弱; 静止—被动状态时, EPS 减小挡土墙墙背土压力的效果随着挡土墙位移的增大先增强而后减弱。

参考文献:

- [1] CLOUGH G W, DUNCAN J M. Earth pressures[M]// Foundation Engineering Handbook. 2nd ed. FANG H Y, van Nostrand Reinhold. New York, 1991: 223 - 235.
- [2] HORVATH J S. Compressible inclusion function of EPS geofam[J]. Geotextiles and Geomembranes, 1997, 15(1): 77 - 120.
- [3] ERTUGRUL O L, TRANDAFIR A C. Reduction of lateral earth forces acting on rigid non-yielding retaining walls by EPS geofam inclusions[J]. Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE, 2011, 23(12): 1711 - 1718.
- [4] ERTUGRUL O L, TRANDAFIR A C. Lateral earth pressures on flexible cantilever retaining walls with deformable geofam inclusions[J]. Engineering Geology, 2013, 158: 23 - 33.
- [5] 郑俊杰, 吕思祺, 曹文昭, 等. 高填方膨胀土作用下刚柔复合桩基挡墙结构数值模拟[J]. 岩土力学, 2019, 40(1): 1 - 8. (ZHENG Jun-jie, LÜ Si-qi, CAO Wen-zhao, et al. Numerical simulation of composite rigid-flexible pile-supported retaining wall under the action of high-filled expansive soil[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, 40(1): 1 - 8. (in Chinese))
- [6] BENMEDDOUR D, MELLAS M, FRANK R, et al. Numerical study of passive and active earth pressures of sands[J]. Computers and Geotechnics, 2012, 40: 34 - 44.
- [7] 沈靠山. 覆盖层砂卵石料静止侧压力系数研究[D]. 南京: 河海大学, 2009. (SHEN Kao-shan. Study of coefficient of earth pressure at rest on gravel soil[D]. Nanjing: Hohai University, 2009. (in Chinese))
- [8] FANG Y S, ISHIBASHI I. Static earth pressures with various wall movements[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1986, 112(3): 317 - 333.
- [9] 东南大学, 浙江大学, 湖南大学, 等. 土力学[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010. (Southeast University, Zhejiang University, Hunan University, et al. Soil mechanics[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010. (in Chinese))

(责编: 明经平)

DOI: 10.11779/CJGE2019S1018

天津市基坑抽排地下水量计量研究

刁钰^{1,2}, 高泽东^{1,2}, 郑刚^{1,2}, 褚振西^{1,2}, 郭勇志^{1,2}, 贾镇阳^{1,2}

(1. 天津大学土木工程系, 天津 300072; 2. 天津大学滨海土木工程结构与安全教育部重点实验室, 天津 300072)

摘要: 基于天津工程地质特点和水文地质特点, 通过对天津市内多个基坑降水工程全方位、全过程的监测, 运用不同测量方法, 通过抽样与全面对比, 研究了基坑疏干井与降压井抽水量变化关系, 并结合已有工程实例, 确定了不同类型基坑适用的降水水量计量方式, 取得了基坑降水水量计算的经验公式。同时, 根据不同计量方式下抽水过程中电量水量监测数据, 总结了气泵降水和潜水泵降水抽水量与耗电量之间的关系。根据典型工程的测量结果并结合理论推导, 提出3种基坑工程地下水抽排量估算方法, 即井流量计算法、体积计算法和电量推测法。

关键词: 地下水; 基坑; 抽水量; 耗电量

中图分类号: TU46

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)S1-0069-04

作者简介: 刁钰(1982—), 男, 副教授, 从事岩土与地下工程的教学与研究工作。E-mail: yudiao@tju.edu.cn。

Measurement of groundwater dewatering in excavations in Tianjin

DIAO Yu^{1,2}, GAO Ze-dong^{1,2}, ZHENG Gang^{1,2}, CHU Zhen-xi^{1,2}, GUO Yong-zhi^{1,2}, JIA Zhen-yang^{1,2}

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

Abstract: Based on the characteristics of engineering geology and hydrogeological characteristics in Tianjin, multiple excavation dewatering projects are monitored comprehensively in the entire process. Using different measurement methods, the pumping volume change relationships of excavation dewatering well and step-down well are studied through the sampling and comprehensive comparison. Combined with the existing engineering examples, the measurement methods and methods of precipitation water for different types of excavations are determined, and the empirical formula for calculating the precipitation water volume of excavations is obtained. At the same time, according to the monitoring data of water quantity in the process of pumping in different metering methods, the relationship between pumping water pumping and submersible pumping water pumping capacity and power consumption is summarized. According to the measured results of typical engineering and theoretical derivation, three methods for estimating groundwater pumping displacement in excavation engineering are proposed, namely well flowmeter method, volume calculation method and electricity estimation method.

Key words: groundwater; excavation; pumping amount; power consumption

0 引言

伴随着高层建筑、地铁的大规模建设和地下空间的大力开发, 基坑降水对地下水的抽排也愈加明显。降水过程对地下水的抽降, 引发地面及土层沉降, 对于建筑物和构筑物密集的城市, 引发地面沉降的影响更加显著, 很多城市多个大型基坑群施工^[1-2]引起周边地面较大的沉降也已经证明了这一点。同时降水工程作为一种地下隐蔽工程, 对于存在复杂越流的情况, 不能正确认识其概念模型, 可能造成重大工程事故^[3]。

合理规范基坑降水是控制其引发地面沉降及其他环境问题的根本方法^[4], 然而, 目前基坑降水规范化的瓶颈是抽水量无法量化。一方面, 由于缺乏有效的计算手段, 理论计算值与工程中观察值相差一个量级,

实测值远大于计算值, 造成了地下水的浪费和地面沉降的低估。另一方面, 由于缺乏精确、高效、经济的测量手段, 无法有效地对基坑降水进行监控, 也无法对已有计算方法进行验证和修正, 更无法得到可靠的工程统计数据。

针对这些问题, 本文依托天津市十余个典型基坑工程, 研究了不同阶段、不同抽水条件下基坑工程地下水抽排规律, 同时研究了不同抽水方式下所对应的抽水量与耗电量之间的关系, 提出天津市基坑工程地下水抽排量估算方法, 以期为更好地量化基坑抽水量

基金项目: 国家重点研发计划项目(2016YFC0802008); 国家自然科学基金重点项目(41630641); 天津市科技计划项目(16YDLSF00040)
收稿日期: 2019-04-29

提供科学依据。

1 工程实测

1.1 基坑抽水量实测分析

本文通过对天津市 5 个典型基坑项目(曲阜道站, 肿瘤医院, 海上花园, 张贵庄站, 新兴村站)降水过程的全方位、全过程监测, 运用不同测量方法, 通过抽样与全面对比, 测算基坑疏干与降压抽水量, 同时结合已有的 6 个基坑工程抽水量实测数据^[5]进行对比分析, 确定不同类型基坑适用的降水量计量方式与方法。

5 个典型基坑项目抽水量统计情况如下:

对张贵庄站基坑内 45 口疏干井和海上花园基坑内 16 口疏干井抽水量的变化情况进行监测, 所得统计结果如图 1 所示。

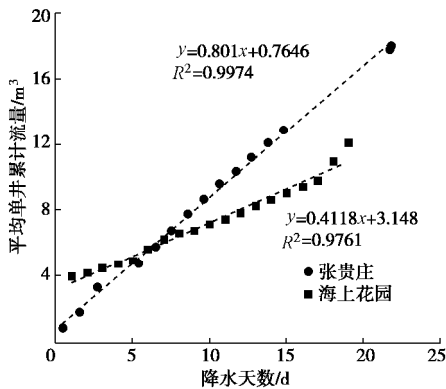


图 1 张贵庄和海上花园单井累计流量

Fig. 1 Single-well cumulative flow of Zhangguizhuang excavation and Marine Garden excavation

对曲阜道基坑工程和肿瘤医院左侧有代表性的 3 口井进行统计, 所得单井累计流量如图 2 所示。

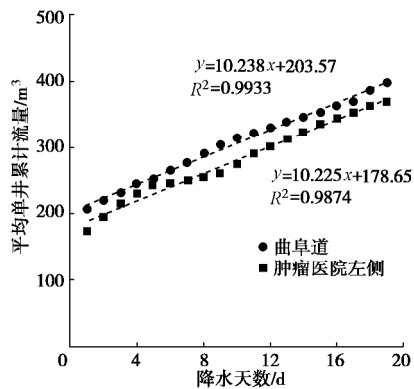


图 2 曲阜道和肿瘤医院左侧基坑单井累计流量

Fig. 2 Single-well cumulative flow of Qufu Road excavation and left side of Tumor Hospital excavation

肿瘤医院右侧基坑也采取 3 口有代表性的井进行监测, 所得抽水量变化如图 3 所示。

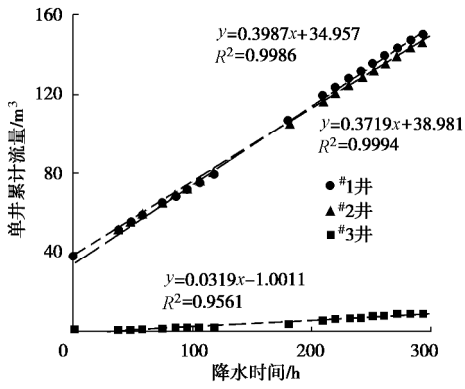


图 3 肿瘤医院右侧开挖阶段单井累计流量

Fig. 3 Single-well cumulative flow during excavation stage of right side of Tumor Hospital excavation

为方便对比分析, 将各测量工程所得的水量分析结果与其对应的降水阶段整理如表 1 所示。

表 1 疏干井抽水量汇总表

Table 1 Pumping volume of drainage well

工程名称	面积/m ²	深度/m	降水阶段	疏干含水层	止水帷幕情况	单井流量/(m ³ ·d ⁻¹)	测井数
辽河北道站	10000	17	预降水	潜水、第一承压含水层	未截断第二承压含水层	50.7	8
凌宾路站	5800	19	预降水	潜水、第一承压含水层	未截断第二承压含水层	44.9	5
北站站小里程	2000	17	预降水	潜水、第一承压含水层	未截断第二承压含水层	44.8	3
张贵庄站	10000	25	预降水	潜水、第一承压含水层	截断第二承压含水层	19.2	45
宾馆西路站	6500	26	预降水	潜水、第一承压含水层	未截断第二承压含水层	12.4	21
新兴村站	6000	13	预降水	潜水	截断第一承压含水层	12.2	29
北站站小里程	2000	17	预降水	潜水、第一承压含水层	截断第二承压含水层	9.1	10
大都会	29000	23	开挖前期	潜水、第一承压含水层	截断第二承压含水层	19.2	6
肿瘤医院左侧	19000	15	开挖前期	潜水	截断第一承压含水层	10.2	3
大都会	29000	23	开挖前期	潜水、第一承压含水层	截断第二承压含水层	9.0	5
肿瘤医院右侧	7000	15	开挖前期	潜水	截断第一承压含水层	6.4	3
宾馆西路站	6500	26	开挖前期	潜水、第一承压含水层	未截断第二承压含水层	4.8	21
宾馆西路站	6500	26	开挖后期	潜水、第一承压含水层	未截断第二承压含水层	2.9	21
新兴村站	6000	13	开挖后期	潜水	截断第一承压含水层	2.3	29
名门	16000	12	维持	潜水	未截断第一承压含水层	15.0	5
宾馆西路站	6500	26	维持	潜水、第一承压含水层	未截断第二承压含水层	1.4	21
曲阜道站	2300	17	维持	第二承压含水层	截断第一承压含水层	10.2	2
海上花园	31000	9.8	维持	—	—	0.4	16

1.2 基坑抽水量实测小结

- (1) 疏干井抽水量在预降水阶段、开挖阶段、维持阶段逐渐减小。
- (2) 当疏干层为潜水层, 且止水帷幕截断第一承压含水层时, 在预降水阶段、开挖阶段、维持阶段, 单井排水量保守取值分别为 15, 10, 3 m³/d。
- (3) 当疏干层为潜水层, 且止水帷幕未截断第一承压含水层时, 且第一、第二承压含水层水力联系较强时, 在维持水阶段, 单井排水量最大值可达 15m³/d。
- (4) 当疏干层为潜水层和第一承压含水层, 且止水帷幕未截断第二承压含水层, 但第一、第二承压含水层水力联系较弱, 在预降水阶段、开挖阶段、维持阶段, 单井排水量保守取值 15, 10, 3 m³/d。
- (5) 当疏干层为潜水层和第一承压含水层, 且止水帷幕未截断第二承压含水层, 且第一、第二承压含水层水力联系较强时, 在预降水阶段, 单井排水量最大值可达 50 m³/d。
- (6) 当疏干层为潜水层和第一承压含水层, 止水帷幕截断第二承压含水层, 即使第一、第二承压含水层水力联系较强时, 在预降水阶段, 单井排水量保守取值为 10 m³/d。
- (7) 在第二承压含水层降压井, 单井排水量稳定值为 10 m³/d。

2 基坑抽水量与耗电量的关系

为实现地下水开采量的量化管理, 研究了基坑抽水过程中不同降水方式下抽水量与耗电量的关系。

2.1 气泵降水

新兴村站基坑工程采用气泵降水, 该工程单井耗电量为 8.3 kW·h/d。所得该工程开挖维持阶段平均单井出水量与耗电量变化如图 4 所示。

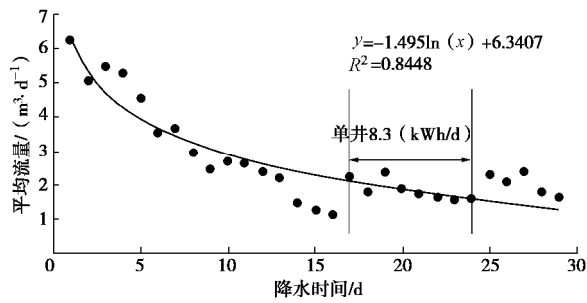


图 4 新兴村-单井水量及耗电量关系

Fig. 4 Relationship between pumping volume of single well and electricity consumption of Xinxingcun excavation

对应基坑抽水量与耗电量之间的关系式为

$$Q = cW \quad (1)$$

式中, Q 为抽水量, c 为气泵系数, W 为用电量。对

于新兴村站基坑工程 $c=0.25$ (m³/(kW·h))。

对于气泵降水, 由于不存在空转现象, 即转动时均为排水, 因此耗电量与抽水量之间有明确关系。

2.2 潜水泵降水

肿瘤医院右侧基坑工程项目也采用潜水泵降水, 耗电量变化如图 5 所示。

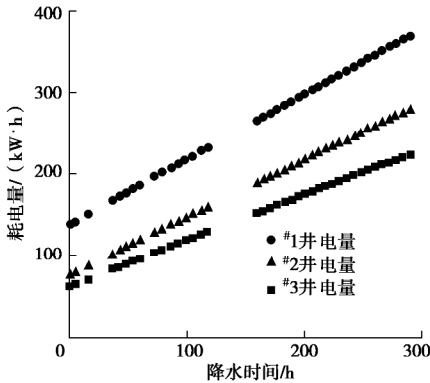


图 5 肿瘤医院右侧基坑三口井耗电量变化

Fig. 5 Electricity consumptions of three wells at the right side of Tumor Hospital excavation

需要特别说明的是, 3 号井虽出水量和其余两口井相比差一个数量级, 但耗电量和 1,2 号井相比差别不大。汇总该工程电量水量关系如表 2 所示。

表 2 肿瘤医院基坑电量水量关系对应表

Table 2 Relationship between electricity and pumping volume in Tumor Hospital excavation

位置	井号	单井耗电量/(kW·h/d)	单井出水量/(m ³ ·d ⁻¹)	潜水泵系数/(m ³ (kW·h) ⁻¹)
右侧基坑	1	19.19	9.569	0.500
	2	16.83	8.926	0.530
	3	13.35	0.7656	0.057
左侧基坑	7	33.91	0.442	0.013
	8	44.56	25.055	0.562
	9	51.54	24.026	0.466

综上可以发现常规潜水泵空转过程中的耗电量基本与抽水过程中相同, 而且由于潜水泵可能存在空转现象, 耗电量与抽水量之间没有明确关系。对应不同的基坑工程, 潜水泵系数也会不同。

3 基坑抽水量的体积估算方法

针对不同的水文地质情况, 分别提出不同情况下抽水时基坑抽水量的体积估算方法。

3.1 潜水层

对于潜水层, 可按照下面体积估算的方法对各工程的总抽水量 Q 进行估计:

$$Q = sAH \quad (2)$$

式中, A 为基坑的面积, H 为基坑的抽水深度, s 为各土层对应的给水度。

天津地区各土层给水度统计值可参见文献[5]表 3-1。

3.2 承压含水层

对于承压含水层,可采用下面的体积估算公式:

$$Q = S_s M \Delta h \quad (3)$$

式中, A 为基坑面积, Δh 为承压含水层水头的降低值, M 为承压含水层厚度, S_s 为各土层对应的单位释水系数。天津地区各土层单位释水系数统计值可参见文献[5]表 3-2。

3.3 有越流情况

若所抽取地下水潜水与承压含水层之间由一弱透水层,则不可避免的会产生阶跃情形,此时可采用如下公式来估算抽水体积:

$$Q = kAt\Delta h / L \quad (4)$$

式中, k 为弱透水层的渗透系数,建议隔水层渗透系数取 0.05 m/d, A 为基坑面积, L 为弱透水层厚度, Δh 为水头降低值, t 为降水时间。

4 结 论

(1)总结了天津市不同基坑类型、不同降水深度、不同降水阶段、不同降水类型情况下,基坑工程地下水抽排规律,并提出了相应的典型特征值。

(2)通过现场大量数据的分析,研究了目前天津市常用的气泵与潜水泵的耗电量与排水量的关系。潜水泵由于空转现象,耗电量与抽水量无明确关系;而气泵耗电量与排水量存在定量关系。

(3)根据典型工程的测量结果,结合理论推导,提出 3 种基坑工程地下水抽排量估算方法,即井流量计算法、体积计算法和电量推测法。

参考文献:

[1] 杨 敏, 卢俊义. 基坑开挖引起的地面沉降估算[J]. 岩土

工程学报, 2010, 32(12): 1821 - 1828. (YANG Min, LU Jun-yi. Estimation of land subsidence caused by foundation pit excavation [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(12): 1821 - 1828. (in Chinese))

[2] 吴意谦. 潜水地区地铁车站深基坑降水开挖引起的变形研究[D]. 兰州: 兰州理工大学, 2016. (WU Yi-qian. Study on deformation caused by precipitation excavation of deep foundation pit of subway station in diving area[D]. Lanzhou: Lanzhou University of Technology, 2016. (in Chinese))

[3] 王建秀, 吴林高, 胡力绳, 等. 复杂越流条件下超深基坑抽水试验及工程应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(增刊 1): 3082 - 3087. (WANG Jian-xiu, WU Lin-gao, HU Li-sheng, et al. Pumping test and engineering application of ultra-deep foundation pit under complicated over-flow conditions[J]. Journal of Rock Mechanics and Engineering 2010, 29(S1): 3082 - 3087. (in Chinese))

[4] 作彦卿, 张建山, 李 哲. 基坑抽水引起周围地面沉降机理及防治措施[J]. 岩土力学, 2005, 36(10): 61 - 65. (CHU Yan-qing, ZHANG Jian-shan, LI Zhe. Mechanism and prevention measures of surrounding ground subsidence caused by pumping of foundation pit[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, 36(10): 61 - 65. (in Chinese))

[5] 梁赫玮. 天津地区基坑降水抽水量计算方法研究[D]. 天津: 天津大学, 2016. (LIANG He-wei. Study on calculation method of precipitation pumping amount of foundation pit in Tianjin area[D]. Tianjin: Tianjin university, 2016. (in Chinese))

(责编: 孙振远)

(上接第 20 页)

[2] XU K J, POULOS H. Theoretical study of pile behaviour induced by a soil cut[C]// Proceedings of Geotechnical Engineering. Melbourne, 2000: 1 - 6.

[3] 林存刚, 夏唐代, 梁荣柱, 等. 盾构掘进地面沉降虚拟镜像算法[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(8): 1438 - 1446. (LIN Cun-gang, XIA Tang-dai, LIANG Rong-zhu, et al. Estimation of shield tunneling-induced ground surface settlements by virtual image technique[J]. Chinese Journal of Geotechnical

Engineering, 2014, 36(8): 1438 - 1446. (in Chinese))

[4] POULOS H, CHEN L T. Pile response due to excavation induced lateral soil movement[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1997, 123(2): 94 - 99.

[5] 尹盛斌. 软土地区基坑周围土体位移预测研究[D]. 天津: 天津大学, 2011. (YIN Sheng-bin. Research on prediction of ground movement due to excavation in soft-soil area[D]. Tianjin: Tianjin University, 2011. (in Chinese))

(责编: 胡海霞)

DOI: 10.11779/CJGE2019S1019

基坑倾斜桩支护的变形数值分析

王恩钰^{1,2}, 周海祚^{1,2}, 郑刚^{1,2}, 何晓佩^{1,2}, 杨石飞³, 魏建华³

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

3. 上海勘察设计院(集团)有限公司, 上海 200000)

摘要: 基坑倾斜桩支护技术具备控制变形效果佳, 施工速度快, 工程造价低等优点。然而, 目前缺乏对基坑倾斜桩支护技术在控制变形方面的系统研究和各种组合支护形式的效果验证。采用有限元软件 Plaxis3D, 对比了多种倾斜桩组合支护结构在控制桩身变形和坑外沉降方面的特性。

关键词: 基坑支护; 倾斜桩; 数值模型; 桩身水平变形; 坑外沉降

中图分类号: TU473

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)S1-0073-04

作者简介: 王恩钰(1995—), 男, 硕士, 主要从事基坑支护方面的研究。E-mail: wangenyu1995@tju.edu.cn。

Numerical analyses of deformation of inclined pile-retained excavations

WANG En-yu^{1,2}, ZHOU Hai-zuo^{1,2}, ZHENG Gang^{1,2}, HE Xiao-pei^{1,2}, YANG Shi-fei³, WEI Jian-hua³

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

Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, China; 3. SGIDI Engineering Consulting (Group) Co., Ltd., Shanghai 200000, China)

Abstract: The application of inclined piles can efficiently limit the deformation of retaining structures, save the cost and reduce the duration of the construction. However, there are few researches on the theories and technologies about the deformation and various forms of inclined piles. A series of inclined pile-retained excavation models simulated by FEM software Plaxis3D are employed to estimate the characteristics of pile deflection and ground settlement of several different inclined pile-retained excavations.

Key words: excavation support; inclined pile; numerical model; horizontal deformation of pile; ground settlement

0 引言

在软土地区, 基坑支护通常采用设置竖向支护结构加水平支撑的形式。但是对于大面积基坑以及用于建设综合管廊的长条形基坑, 水平支撑的布置会限制施工空间, 且支撑的施工和拆除也会增加成本, 导致工期延长, 造成一定的资源浪费和环境污染。

实际工程中, 通过将预制支护桩倾斜一定角度布置, 可在满足基坑变形要求的前提下实现无水平支撑支护。这种倾斜桩支护技术具有显著的工程应用价值和经济效益, 目前在国内外已被应用于工程实践中^[1]。郑刚等^[2]设计的单排倾斜桩支护室内模型试验结果显示, 对于单排倾斜桩, 随着倾斜角的增大, 桩顶水平位移减小。同时, 斜直交替单排桩控制桩顶水平位移的能力高于单排倾斜桩。Maeda 等^[1]的两组倾斜桩离心机试验结果表明, 相同开挖深度, 斜桩的水平位移、挠曲变形、土压力较垂直支护桩小, 且开挖深度越大, 斜桩作用越明显。对于基坑支护结构而言, 桩身变形和坑外沉降是基坑变形控制中最重要指标。相比于无支撑悬臂直桩支护技术, 倾斜桩支护技术在桩身位

移控制和坑外沉降控制方面都有着很好的优势。然而, 目前对多种形式倾斜桩支护变形规律的研究较少。

本文基于某实际倾斜桩支护工程, 利用有限元软件建立数值模型, 并对比验证了工程实测结果。在此基础上, 建立一系列不同形式的倾斜桩支护数值模型, 对比了多种倾斜桩支护模型与传统悬臂直桩支护模型的桩身水平变形与坑外沉降的差异。

1 工程概况与数值模型

1.1 工程概况

本文选取了一个应用倾斜桩支护的典型工程进行有限元数值分析。基坑平面图如图 1。住宅基坑开挖深度为 4.9 m。住宅基坑部分支护区段采用倾斜桩支护, A—A 截面的支护剖面图如图 1 所示。

基金项目: 国家重点研发计划项目(2017YFC0805407); 国家自然科学基金项目(41630641, 51708405); 天津市科技计划项目(16YDLSJF00040)

收稿日期: 2019-04-30

*通讯作者 (E-mail: zhzrobby@163.com)

A—A 剖面采用了放坡+倾斜桩支护的形式。倾斜桩为 375 mm×500 mm 的预制空心矩形桩，中心距为 900 mm，桩长 12 m，混凝土强度等级为 C80，倾斜角度为 8°。桩顶用帽梁连为一体，帽梁的混凝土强度等级为 C30。倾斜桩施工完成时在该区段布置桩身位移监测测点，测点位置详见图 1。该测点处基坑宽度为 85 m，按照该剖面支护形式建立数值模型。

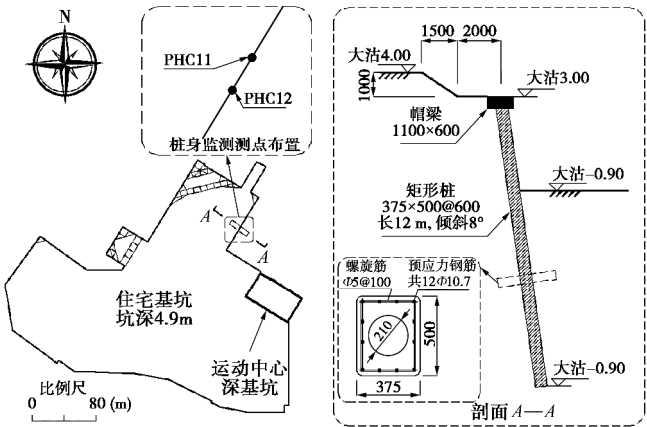


图 1 基坑平面图与 A—A 剖面图

Fig. 1 Layout of excavation and cross-section A—A

1.2 基坑工程数值模型与计算结果对比

本文采用有限元软件 Plaxis3D 进行数值分析。由于基坑较大，可以对测点 PHC11、PHC12 处采用平面应变模型进行分析。模型高度、模型左侧边界与支护桩水平距离均取为 25 m。该模型的边界条件为：模型顶面为自由面；模型 4 个侧面有法向约束；模型底面每个方向均约束^[3]。

土体本构模型采用小应变硬化土模型（HSS 模型）^[4]。土层信息及计算参数见表 1。土体用 53414 个 15 节点三角形单元模拟，帽梁按实际尺寸采用等截面梁单元模拟，重度为 25 kN/m³，弹性模量为 30 GPa，泊松比取为 0.2^[5]。支护桩按截面等刚度原则等效为弹性板单元，等效厚度取为 370 mm，重度为 25 kN/m³，弹性模量为 38 GPa，泊松比取为 0.2。计算模型剖面图如图 2。基坑施工过程按照实际施工顺序进行模拟。

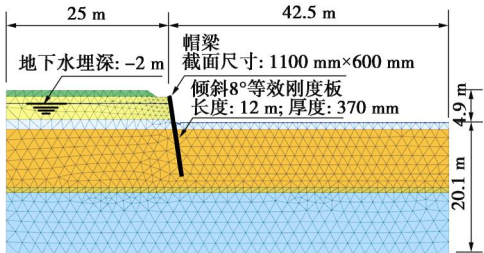


图 2 剖面 A—A 数值模型

Fig. 2 Numerical model of cross-section A—A

表 1 土体物理力学参数表

Table 1 Physical and mechanical parameters of soils

土层 参数	土层编号					
	① ₂ 素填土	③ ₁ 黏土	④ ₁ 黏土	⑥ ₁ 粉 质黏土	⑦粉质 黏土	⑧ ₁ 粉 质黏土
厚度/m	0.94	3.5	1.5	9.0	0.8	4.26
泊松比	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	18.88	18.61	19.42	19.24	20.36	20.64
$E_{50}^{\text{ref}}/(\text{N}\cdot\text{mm}^{-2})$	3.8	4.2	4.8	6.0	5.7	5.8
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}/(\text{N}\cdot\text{mm}^{-2})$	5.7	6.3	7.2	6.0	5.7	5.8
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}/(\text{N}\cdot\text{mm}^{-2})$	30.4	33.6	38.4	24.0	45.6	46.4
$G_0^{\text{ref}}/(\text{N}\cdot\text{mm}^{-2})$	65	63	76	72	109	104
c/kPa	20	16.45	18.06	13.74	15.86	13.87
$\phi/(^{\circ})$	8	12.52	11.27	21.19	9.49	13.54

图 3 为开挖至坑底时，桩身水平变形的实测数据与数值分析结果的对比。在该测点处，桩顶最大水平位移约为 28 mm，桩身最大变形值小于开挖深度的 0.6%，说明倾斜桩支护形式能较好地控制桩身变形。此外，数值模型计算的桩身位移与现场实测结果非常接近，证明了该数值分析方法可靠性。

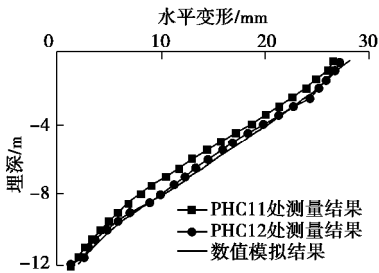


图 3 桩身水平变形的实测数据与数值模拟与结果对比

Fig. 3 Comparison between calculated and measured results

1.3 典型计算模型介绍

基于实测数据与数值模拟结果的对比，建立多种不同形式的三维倾斜桩支护模型，分析桩身和土体的变形规律。数值模型如图 4 所示，模型长度为 80 m，宽度为 7.2 m，高度为 40 m，基坑开挖深度为 6 m，坑底宽度为 40 m。模型土基于工程实测，选用⑥₁粉质黏土均质土，各参数取值见表 1。考虑此基坑开挖深度为 6 m，支护桩采用 375 mm×500 mm 的矩形方桩，桩间距为 600 mm，桩长取为 15 m。支护桩按截面等刚度原则用等效厚度为 424 mm 的弹性板单元模拟，帽梁采用等截面梁单元模拟。

本文分析了传统悬臂直桩支护工况和 5 种倾斜桩（倾斜桩倾斜角度均为 10°）支护工况。包括：单排倾斜桩、斜直交替内斜倾斜桩（斜桩向坑内倾斜）、斜直交替外斜倾斜桩（斜桩向坑外倾斜）、“个”字形倾斜桩以及“人”字形倾斜桩支护模型。每种工况大约包含 33000 个土体单元。具体支护形式见图 4。

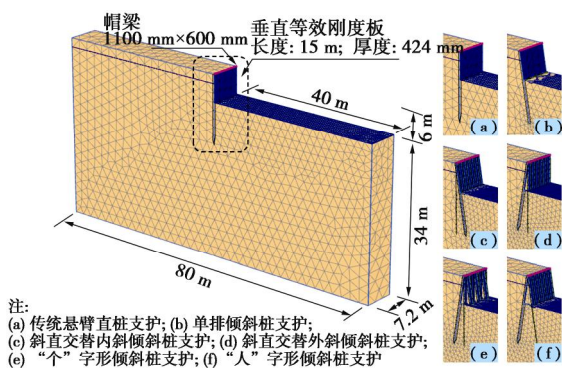


图 4 典型计算工况模型

Fig. 4 Typical numerical models

2 倾斜桩支护与传统支护的变形对比

2.1 单排倾斜桩支护与传统悬臂直桩支护变形对比

基于已建立的单排倾斜桩支护模型与传统悬臂直桩支护模型 (图 4 (a), (b)), 比较两者开挖至基坑坑底时的桩身水平变形差异与坑外沉降的差异。

由图 5 可以看出, 对于桩身水平变形, 传统悬臂直桩桩身最大平变形值达 107.34 mm, 单排倾斜桩桩身最大水平变形值仅为 60.55 mm, 较传统悬臂桩减小 43.6%。两种支护形式的桩身水平变形模式相近, 且桩身最大水平变形值都出现在桩顶处。单排倾斜桩桩身上部区段水平变形小于传统悬臂直桩, 仅桩底部分区段由于起到了限制坑内土体隆起的作用, 而导致水平变形稍大于传统悬臂直桩。同时, 单排倾斜桩支护的最大坑外沉降值为 34.02 mm, 较传统悬臂直桩支护的最大坑外沉降值 (62.65 mm) 减小 45.7%。此外, 单排倾斜桩的桩后土体沉降曲线形式为凹槽形, 类似于带支撑支护的土体沉降曲线形式, 不同于传统悬臂直桩支护的三角形沉降曲线形式。总体而言, 将传统悬臂直桩倾斜一定角度, 相当于对土体进行了一定角度的放坡, 对变形控制有利。且由于一定倾斜角度的存在, 桩身轴力的水平力分量可以限制桩身水平位移。使得在相同桩长的情况下, 单排倾斜桩支护较传统悬臂桩支护能更好地控制桩身位移与坑外沉降。

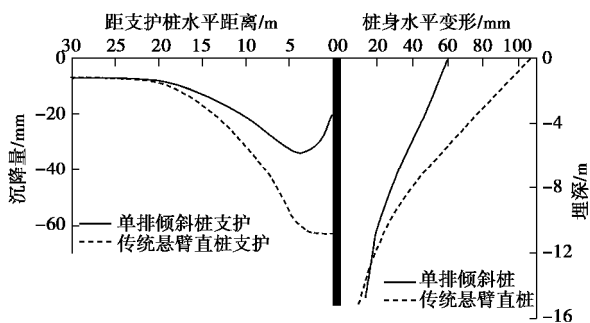


图 5 单排倾斜桩支护与传统悬臂直桩支护的桩身水平变形与坑外沉降对比

Fig. 5 Comparison between pile deflection and ground settlement

2.2 斜直交替内斜、外斜倾斜桩支护与传统悬臂直桩支护变形对比

本节对比了两种斜直交替内斜、外斜倾斜桩支护模型 (见图 4 (c), (d)) 与传统悬臂直桩支护模型的变形。“内斜”即倾斜桩向坑内倾斜布置, “外斜”即倾斜桩向坑外倾斜布置。

图 6 显示了两种斜直交替支护与传统悬臂直桩支护的桩身水平变形和坑外沉降的对比结果。斜直交替内斜倾斜桩支护可以很好地控制桩身变形, 其桩身最大水平位移值为 36.04 mm, 小于传统悬臂直桩支护和单排倾斜桩支护的变形结果。内斜桩与直桩相互交替布置, 能形成一个稳定的刚架, 使斜桩直桩共同发挥支护作用。斜桩向坑内倾斜时, 斜桩桩身受压力, 起到了一个斜撑的作用。被动区土体对桩底的端承力和作用于桩身的沿桩身摩擦力可以给支护结构提供水平向的支撑力, 限制支护桩变形。且斜桩桩后留的一定质量的土体也会起到抗倾覆的作用, 提升支护结构整体的抗变形能力。

斜直交替外斜倾斜桩支护的桩身最大水平变形值为 84.99 mm, 小于传统悬臂直桩的最大水平变形值。此时斜桩向坑外倾斜, 斜桩桩身受拉力, 对支护结构起到了一个类似锚杆的锚固作用, 进而限制桩身水平位移。但是斜直交替外斜倾斜桩支护的桩身水平变形大于斜直交替内斜倾斜桩支护, 说明外斜桩提供的拉力作用弱于内斜桩提供的支撑力作用。

斜直交替内斜倾斜桩支护在控制坑外沉降方面效果明显。该计算工况的最大坑外沉降值为 20.73 mm, 较传统悬臂直桩支护减小 66.9%, 坑外土体沉降影响范围较小, 仅为 20 m。与之相比, 斜直交替外斜倾斜桩支护最大坑外沉降值为 52.25 mm, 且其坑外土体沉降影响区域为 25 m, 与传统悬臂直桩相近。以上结果说明斜直交替内斜倾斜桩支护能较好地限制坑外沉降。

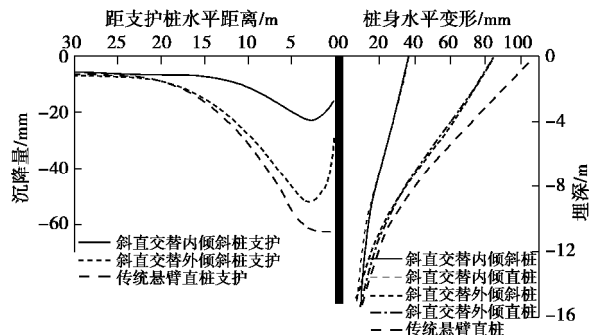


图 6 斜直交替内斜、外斜倾斜桩支护与传统悬臂直桩支护的桩身水平变形与坑外沉降对比

Fig. 6 Comparison between pile deflection and ground settlement

2.3 “个”字形、“人”字形倾斜桩支护与传统悬臂直桩支护变形对比

本节将“个”字形和“人”字形倾斜桩支护与传

统悬臂直桩支护形式对比。其支护形式见图 4(e), (f)。其数值计算的桩身水平变形和坑外沉降结果见图 7。

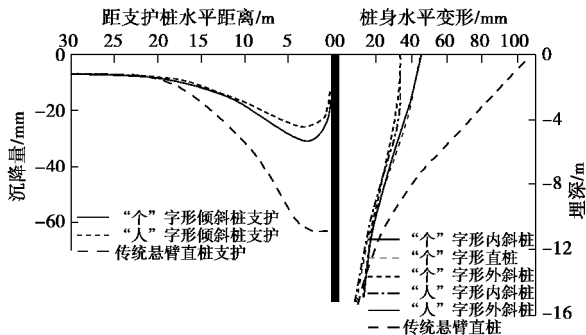


图 7 “个”字形、“人”字形倾斜桩支护与传统悬臂直桩支护的桩身水平变形与坑外沉降对比

Fig. 7 Comparison between pile deflection and ground settlement

“个”字形倾斜桩支护的最大桩身水平变形值为 45.12 mm, 小于单排倾斜桩支护 (60.55 mm), 但大于斜直交替内斜倾斜桩支护 (36.04 mm) 的变形结果。与之相比, “人”字形倾斜桩支护的桩身最大水平变形值为 33.79 mm, 小于上述 4 种倾斜桩支护工况。“人”字形倾斜桩布置形式可同时发挥内斜直桩的斜撑作用和外斜直桩的锚固作用, 使得在用桩量相同的情况下, 达到了最佳的限制桩身水平位移的效果。

在限制坑外沉降方面, “个”字形倾斜桩支护的最大坑外沉降值为 30.27 mm, “人”字形倾斜桩支护的最大坑外沉降值为 25.33 mm。两者结果均大于斜直交替内斜倾斜桩支护的最大坑外沉降值 (20.73 mm)。此外, 这两种工况的坑外土体沉降影响区域也为 25 m, 大于斜直交替内斜倾斜桩支护的影响区域。“人”字形倾斜桩支护的桩身最大水平变形值小于斜直交替内斜倾斜桩支护, 但坑外沉降却较大。因为对于“人”字形倾斜桩支护, 内斜桩和外斜桩之间间隙大于斜直交替内斜倾斜桩支护中内斜桩与直桩的间隙, 导致对桩间土约束作用不明显, 使得“人”字形倾斜桩支护的坑外沉降控制效果不如斜直交替内斜倾斜桩支护。

3 结 论

本文应用有限元软件建立了 5 种倾斜角度为 10° 的倾斜桩支护模型, 对比了这些模型与传统悬臂直桩支护模型的桩身水平变形与坑外沉降。得出以下结论:

(1) 相比于传统悬臂直桩支护, 在相同用桩量的情况下, 倾斜桩组合支护结构能较好地减小桩身水平变形与坑外沉降。倾斜桩支护坑外土体沉降曲线为凹槽形, 不同于悬臂直桩支护的三角形坑外沉降曲线。

(2) 采用斜直交替内斜、外斜、“个”字形、“人”字形支护形式都能起到减小桩身位移和坑外沉降的作用。内斜桩受压, 起斜撑作用; 外斜桩受拉, 起锚固作用。但是外斜桩的锚固作用弱于内斜桩的斜撑作用。

(3) 在控制桩身水平变形方面, “人”字形倾斜桩支护形式效果最佳。在控制坑外沉降方面, 斜直交替内斜倾斜桩支护形式效果最佳。

参考文献:

- [1] MAEDA T, SHIMADA Y, TAKAHASHI S, et al. Design and construction of inclined-braceless excavation support applicable to deep excavation[C]// International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Paris, 2013: 2051 - 2054.
- [2] 郑 刚, 白若虚. 倾斜单排桩在水平荷载作用下的性状研究[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(增刊 1): 39 - 45. (ZHENG Gang, BAI Ruo-xu. Behaviors study of inclined single row contiguous retaining piles under horizontal force[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(S1): 39 - 45. (in Chinese))
- [3] ZHENG G, YANG X, ZHOU H, et al. Numerical modeling of progressive failure of rigid piles under an embankment load[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2019, 56: 23 - 34.
- [4] ZHENG G, YANG X, ZHOU H, et al. A simplified prediction method for evaluating tunnel displacement induced by laterally adjacent excavations[J]. Computers and Geotechnics, 2018, 95: 119 - 128.
- [5] 周海祚, 郑 刚, 李笑穹, 等. 软土地铁结构非线性地震反应分析[J]. 天津大学学报 (自然科学与工程技术版), 2016, 49(4): 361 - 368. (ZHOU Hai-zuo, ZHENG Gang, LI Xiao-qiong, et al. Nonlinear seismic responses analysis of subway structure in soft soil[J]. Journal of Tianjin University (Science and Technology), 2016, 49(4): 361 - 368. (in Chinese))

(责编: 黄贤沙)

DOI: 10.11779/CJGE2019S1020

微型钢管灌注桩的竖向承载性状研究

潘 健, 袁文俊*, 韦莎丽, 程 赛

(华南理工大学土木与交通学院, 广东 广州 510640)

摘 要: 微型钢管灌注桩属于微型桩的一种, 经常用于建筑物的基础加固工程。基于广州市白云区金沙洲某基础加固工程的微型钢管灌注桩静载试验成果, 利用 ABAQUS 有限元软件建立钢管-核心混凝土-土-岩共同作用模型, 探讨了基岩模量、嵌岩深径比、钢管壁厚等因素对微型钢管灌注桩承载力的影响。静载试验的数值模拟表明: 对于上覆土层为软土的情况, 微型钢管灌注桩虽是超长桩, 但桩端阻力仍是承载力的主要部分; 桩的承载力随基岩的弹性模量增加而增加, 但并非线性关系, 其增长趋势最终变缓; 桩的竖向承载力随钢管壁厚增加而线性增加; 嵌岩深径比对桩的竖向承载力基本没有影响。

关键词: 基础加固; 微型钢管灌注桩; 承载性状; 钢管混凝土本构模型; ABAQUS

中图分类号: TU473.1

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)S1-0077-04

作者简介: 潘 健(1963—), 男, 副教授, 博士, 硕士生导师, 主要从事岩土工程设计方法和风险分析研究。E-mail: cvpan@scut.edu.cn。

Shaft bearing behaviors of micro cast-in-place piles with steel tubes

PAN Jian, YUAN Wen-jun, VAISHALI Sharma, CHENG Sai

(Department of Civil and Transportation Engineering, South China University of Technology, Guangzhou 510640, China)

Abstract: The micro cast-in-place pile with steel tubes is one of the micro-piles, which is often used in the foundation reinforcement of buildings. Based on the static load test results of micro cast-in-place piles with steel tubes in a foundation reinforcement project in Jinshazhou, Baiyun District, Guangzhou City, a model for the interaction between steel tubes, core concrete, soil and rock is established by using the ABAQUS finite element software. The influences of the modulus of foundation rock, the ratio of depth to diameter of rock socket and the thickness of steel tube on the bearing capacity of the micro cast-in-place piles with steel tubes are discussed. The numerical simulation of static load tests shows that the resistance of pile tip is still the main part of bearing capacity for super-long piles with overlying soft soil. The bearing capacity of piles increases with the increase of the elastic modulus of bedrock, but the nonlinear relationship leads to a slower growth trend. The vertical bearing capacity of piles increases linearly with the increase of the thickness of steel tube wall. It has little effect on the vertical bearing capacity of piles.

Key words: foundation reinforcement; micro cast-in-place pile with steel tube; shaft bearing behavior; constitutive model of concrete filled steel tube; ABAQUS

0 引 言

微型钢管灌注桩由于其桩径小、施工简便、引起附加下沉微小, 广泛用于基础托换等加固处理中。它是在小直径钢管中灌注混凝土(或水泥砂浆)形成的一种微型桩, 工程中其直径大多在 100~300 mm 范围内。黄小许等^[1]认为微型钢管灌注桩的承载力主要由桩底基岩承载力和桩周基岩黏结力组成, 可以不考虑上覆土层的侧阻力。

高旭^[2]认为, 微型钢管灌注桩上覆土层侧阻力、嵌岩段侧阻力、嵌岩桩端阻力对桩顶荷载的分担比例, 主要与土层性质、桩底沉渣及入岩深度有关, 其工作

机理类同一般摩擦端承桩, 一般可按嵌岩灌注桩设计。谷伟平等^[3]经过几个工程案例的现场测试结果分析, 建议当微型钢管桩的变形处于弹塑性阶段时, 各单桩的承载力设计值按桩的变形要求确定。黄穗欢等^[4]通过分析多项工程的现场试验结果, 认为由于微型钢管灌注桩入岩孔径小, 清孔质量易保证, 其承载力主要由嵌岩段桩身与岩层的黏结摩擦力提供。

以往的研究中大部分集中在施工工艺上, 而对于

收稿日期: 2019-04-29

*通讯作者 (E-mail: 1984604138@qq.com)

承载变形特性,大都认为与普通嵌岩桩类似,很少进行过单独的论证。本文基于广州市白云区金沙洲某基础加固工程的静载试验成果,通过 ABAQUS 建立三维有限元模型,对微型钢管灌注桩进行有限元模拟,探讨其竖向承载力的影响因素。

1 静载试验的有限元模拟

1.1 静载试验的有限元模型

广州市白云区金沙洲某项目为地下一层的下沉式结构,基础采用钢管桩。项目投入使用后,基础出现了显著不均匀下沉,勘察资料表明基础下存在较厚的高含水量淤泥。为了控制建筑物的沉降,最终采用 307 根 $\Phi 150\times 3.5\text{ mm}$ 的微型钢管灌注桩进行加固,并在现场进行单桩静载试验。

以静载试验中某长 15 m 试桩为研究对象,其嵌岩深度为 0.6 m,最大加载量为 400 kN,未达到极限承载力,本文采用 ABAQUS 有限元软件对该桩进行三维数值模拟,模型的网格划分如图 1 所示。



图 1 1/4 模型的网格划分

Fig. 1 Mesh generation of 1/4 model

由于微型钢管灌注桩桩径很小,在实际工作中其核心混凝土处于塑性工作阶段^[3],且钢管对混凝土有约束作用,故本文采用了清华大学韩林海^[5]提出的钢管混凝土本构模型。钢管采用等向弹塑性模型,使用 von-Mises 屈服准则,土层采用屈服准则,岩层采用 Drucker-Prager 屈服准则。为了考虑钢管-核心混凝土-岩-土之间的相互作用,本文采用基于 Mohr-Coulomb 模型的面-面接触算法,岩土参数取值参照表 1。

表 1 岩土参数

Table 1 Parameters of soil and rock

序号	土层	厚度/m	重度 ($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	黏聚力 /kPa	内摩擦 角/($^{\circ}$)	饱和单轴抗 压强度/MPa
①	杂填土	1.4.0	17.0	10	12	—
②	淤泥质土	13.0	17.2	8	7	—
③	微风化 灰岩	6.6	26.0	—	—	33.7~104.4

1.2 有限元模拟结果与实测值的比较

将实测的荷载-位移曲线与有限元数值模拟结果

进行对比可知,两条曲线的变化趋势较为一致,有限元模拟值与实测值比较吻合(如图 2),因此,可认为本文建立的微型钢管灌注桩有限元模型比较可靠。

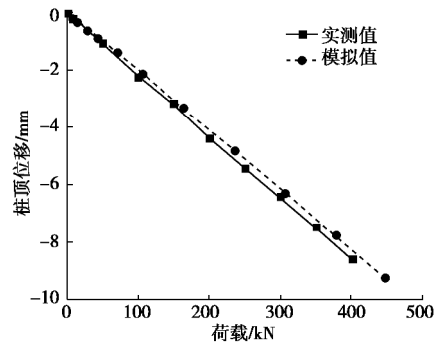


图 2 模拟值与实测值的对比

Fig. 2 Comparison between simulated and measured values

2 影响因素分析

基于上述静载试验的计算模型,本节将对微型钢管灌注桩竖向承载力的影响因素进行分析。由于大多数桩基础的首要问题是在于控制其沉降量^[6],故本文选取桩顶位移为控制标准,取桩顶沉降 0.1D 对应的荷载为其承载力进行研究。

为了初步了解微型钢管灌注桩承载性状的影响因素,基于其受力特点,可以将基岩简化为单位长度的弹簧,桩侧摩阻力以及钢管与核心混凝土切向的相互作用,用切向弹簧进行描述^[7],最终简化为如图 3 的杆系模型。

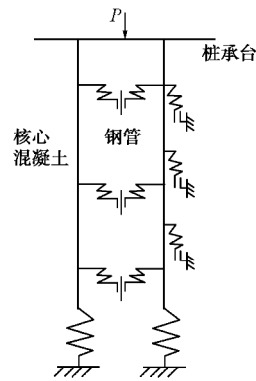


图 3 简化模型

Fig. 3 Simplified model

其中,钢管底部与核心混凝土底部基岩简化成单位长度弹簧后的刚度分别为 $E_r A_s$, $E_r A_c$ 。钢管的刚度为 $E_s A_s$,核心混凝土的刚度为 $E_c A_c$ 。则桩顶下沉 D 时对应的外荷载为

$$P = \frac{1}{L} \left(\frac{E_c A_c \cdot E_r A_c}{E_c A_c + E_r A_c} + \frac{E_s A_s \cdot E_r A_s}{E_s A_s + E_r A_s} \right) \cdot D + \sum u_s \cdot t_s(z) + \sum u_r \cdot t_r(z) \quad (1)$$

式中, E_c , E_s , E_r 分别为混凝土、钢管和基岩的弹性模量; A_c , A_s 分别为简化成杆系构件后各截面的面

积; L 为桩长; u_s 为土层段桩周面积, u_r 为嵌岩段桩周面积; $t_s(z)$ 为土层段桩周剪应力, $t_r(z)$ 为嵌岩段桩周剪应力, 其大小与桩和土、岩的相对位移有关。

从式 (1) 中可知, 当桩的桩径、桩长以及桩顶沉降一定时, 影响桩承载力的变量有 E_c , E_s , E_r , A_c , A_s , $t_s(z)$, $t_r(z)$ 。由于在工程使用中混凝土和钢管的弹性模量变化不大^[8], 钢管壁厚对混凝土面积的影响很小, 故本文主要探讨基岩模量、深径比和钢管壁厚对微型钢管灌注桩承载性状的影响, 采用单一变量的原则进行分析。

2.1 基岩模量的影响

深径比取 4、钢管壁厚为 3.5 mm, 基岩模量从 0.3 GPa 到 10 GPa 进行变化, 探讨基岩模量对承载力的影响。

从图 4、图 5 可知:

(1) 桩的承载力随着基岩模量的增加而增加, 但并非线性的关系, 其增加趋势逐渐变缓, 基岩模量增加至 10 GPa 时承载力的增加量甚微; 桩端阻力(Q_p)先增加后减小, 嵌岩段侧阻力(Q_r)逐渐增加, 土层侧阻力(Q_s)略微呈下降趋势。

(2) 桩端阻力分担的荷载大于桩侧摩阻力, 其占总荷载的比例超过 60%。这是因为上覆土层为软土, 钢管与土的摩擦系数较小, 且钢管桩直径过小, 导致桩周土体所提供的摩阻力偏小, 因此桩端阻力仍是承载力主要部分^[9]。

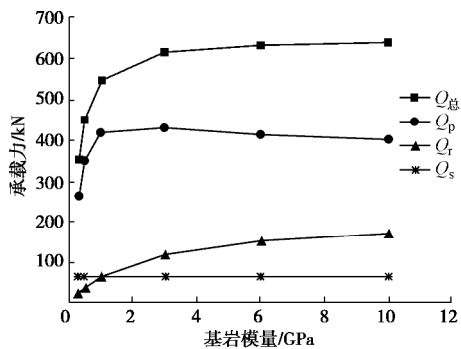


图 4 承载力随基岩模量变化

Fig. 4 Variation of bearing capacity with change of modulus of bedrock

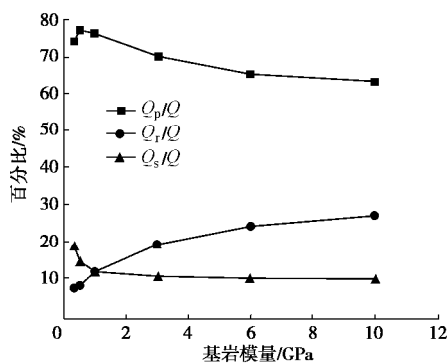


图 5 不同基岩模量下荷载占比

Fig. 5 Load distribution under different moduli of bedrock

2.2 嵌岩深径比的影响

基岩模量取 3 GPa、钢管壁厚为 3.5 mm, 深径比从 2 到 10 进行变化, 探讨深径比对承载力的影响。

由图 6 可知, 随着深径比的增加, 桩身承载力基本保持不变, 但是桩端阻力逐渐下降, 嵌岩段侧阻增加, 土层侧阻力基本没有变化。

故当桩顶沉降为控制因素时, 嵌岩深径比对桩身承载力基本没有影响。这是因为桩侧阻力先于桩端阻力发挥, 并且前者发挥的程度以及发挥所需的位移均比后者大。当嵌岩深度增加时, 嵌岩段侧阻首先增加, 且增加量大于桩端阻力, 但其增加的代价是消耗过多的桩顶沉降, 两者的综合作用最终导致在桩顶沉降一定时桩的承载力基本没有变化。

因此, 在工程设计中, 当要求以变形控制为目标时, 不必过分强调嵌岩的深度, 满足构造上的要求即可。一味地增加嵌岩深度, 既不能增加桩的承载力, 同时也加大施工难度以及增加工程造价^[10]。

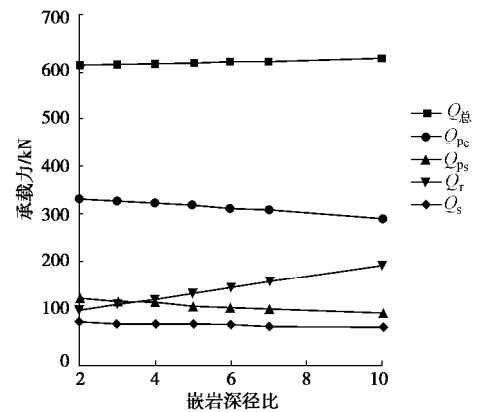


图 6 承载力随深径比变化

Fig. 6 Variation of bearing capacity with change of ratio of socket depth to pile diameter

2.3 钢管壁厚的影响

基岩模量取 3 GPa、深径比取 4, 钢管壁厚从 1 mm 到 5 mm 进行变化, 探讨钢管壁厚对承载力的影响。

从图 7 可以看出, 微型钢管灌注桩的承载力随钢管壁厚的增加而线性增加。由于微型钢管灌注桩中钢

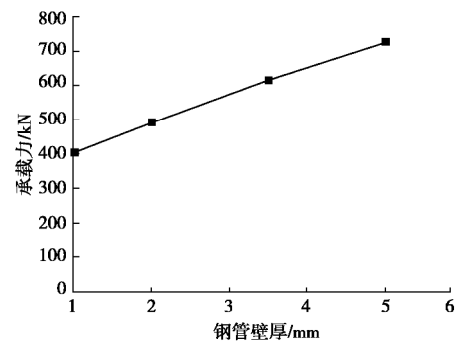


图 7 承载力随钢管壁厚变化

Fig. 7 Variation of bearing capacity with change of wall thickness

管与核心混凝土共同承担荷载,改变钢管壁厚,直接影响钢管的承载力;与此同时,钢管的厚度影响着核心混凝土的力学行为,当增加钢管壁厚时,钢管的约束作用加强,继而间接提高核心混凝土的承载力^[11]。因此,钢管壁厚对微型钢管灌注桩的承载力有着重要的影响。

3 结论与建议

本文利用有限元软件 ABAQUS 对微型钢管灌注桩进行了有限元仿真研究,计算结果表明模拟值与静载试验实测值较为吻合,在此基础上探讨了在基岩模量、嵌岩深径比和钢管壁厚下对桩身竖向承载力的影响,初步得到以下结果:

(1)基岩模量和钢管壁厚对微型钢管灌注桩的承载力影响较大,但基岩模量增加至一定程度后,承载力的增加幅度很小。嵌岩的深径比对微型钢管灌注桩的承载力几乎没有影响。

(2)微型钢管灌注桩一般属于超长桩,但对于上覆土层为软土的情况,桩侧摩阻力占总荷载比例较小,桩端阻力仍为承载力的主要部分。

参考文献:

- [1] 黄小许,李国雄.微型钢管灌注桩的研究与应用[J].地基基础工程,1995,5(4):19-22. (HUANG Xiao-xu, LI Guo-xiong. Research and application of small size bore steel tube cast-in-place pile[J]. Foundation Engineering, 1995, 5(4): 19-22. (in Chinese))
- [2] 高旭.微型钢管灌注桩在基拙加固工程中的设计与应用[J].铁道标准设计,1998,6(12):35-36. (GAO Xu. Design and application of small size bore steel tube cast-in-place pile in foundation reinforcement engineering[J]. Code Design of Railway, 1998, 6(12): 35-36. (in Chinese))
- [3] 谷伟平,李国雄,蒋利民,等.微型钻孔嵌岩钢管灌注桩[J].岩土工程学报,2000,22(3):344-347. (GU Wei-ping, LI Guo-xiong, JIANG Li-min, et al. The small size bore steel tube cast-in-place pile embedded in rock[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2000, 22(3): 344-347. (in Chinese))
- [4] 黄穗欢,赖凤葵,黄小许.钢管灌注桩在桥基托换工程中的应用[J].广东土木与建筑,2003,8(7):9-11. (HUANG Hui-huan, LAI Feng-kui, HUANG Xiao-xu. Application of bore steel tube cast-in-place pile in replacement of bridge foundation engineering[J]. Guang Dong Architecture Civil Engineering, 2003, 8(7): 9-11. (in Chinese))
- [5] 韩林海.钢管混凝土结构——理论与实践[M].北京:科学出版社,2004:68-70. (HAN Lin-hai. Concrete filled steel tube structure-theory and practice[M]. Beijing: Science Press, 2004: 68-70. (in Chinese))
- [6] 莫海鸿,杨小平.基础工程[M].北京:中国建筑工业出版社,2014:118-119. (MO Hai-hong, YANG Xiao-ping. Foundation engineering[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2014: 118-119. (in Chinese))
- [7] MISRA A, CHEN C H. Analytical solution for micropile design under tension and compression[J]. Geotechnical and Geological Engineering, 2004, 5(22): 199-225.
- [8] 潘健,周森,林培源,等.广州市白云区岩溶塌陷风险初探[J].岩土力学,2013,34(9):2589-2600. (PAN Jian, ZHOU Sen, LIN Pei-yuan, et al. Preliminary study of risks of karst collapse in Guangzhou Baiyun district[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, 34(9): 2589-2600. (in Chinese))
- [9] 程赛.微型钢管灌注桩的竖向承载性状研究[D].广州:华南理工大学,2018. (CHENG Sai. Shaft bearing behaviors of micro cast-place pile with steel tube[D]. Guangzhou: South China University of Technology, 2018. (in Chinese))
- [10] LIN Pei-yuan, CHENG Sai, PAN Jian. Construction technology of steel-pipe pile for the reinforcement in deep and soft silt layer foundation[J]. Electronic Journal of Geotechnical Engineering, 2016, 21(22): 7059-7071.
- [11] 康希良,赵鸿铁,薛建阳,等.钢管混凝土套箍机理及组合弹性模量的理论分析[J].工程力学,2007,24(11):121-125. (KANG Xi-liang, ZHAO Hong-tie, XUE Jian-bin, et al. Theoretic analysis for hooping mechanism and composite elastic modulus of CFST members[J]. Engineering Mechanics, 2007, 24(11): 121-125. (in Chinese))

(责编:明经平)

DOI: 10.11779/CJGE2019S1021

基于尖端坡降变化的双层堤基渗透破坏通道上溯研究

贾 恺^{1, 3, 4}, 汤连生^{*1}, 曹 洪², 杨光华^{2, 3, 4}

(1. 中山大学地球科学与工程学院, 广东 广州 510275; 2. 华南理工大学土木与交通学院, 广东 广州 510640,
3. 广东省水利水电科学研究院, 广东 广州 510625, 4. 广东省岩土工程技术研究中心, 广东 广州 510610)

摘 要: 双层堤基渗透破坏集中渗流通道产生后, 有继续上溯和保持稳定两种可能, 传统方法中外江与管涌口之间的整体水力坡降只能判定渗透破坏发生与否, 无法判定已有通道是否会继续上溯。是否继续上溯关键在通道尖端坡降的发展趋势, 其根源是尖端土体颗粒在尖端坡降作用下的稳定性。当通道上溯后, 其内沿程各处断面会发生冲淤变化, 进而影响尖端坡降, 在此作用下对尖端土体颗粒进行稳定性计算, 分析在进一步上溯后, 尖端坡降的变化趋势。若尖端坡降随着通道的上溯持续增长, 则说明该上溯会进一步发展, 若通道上溯后尖端坡降维持稳定, 则说明该通道不会持续上溯。编制有限元程序, 同时考虑通道断面扩展和上溯与尖端坡降之间的相互影响, 判定通道发展趋势。有限元程序中, 对集中渗流通道断面进行等效代替, 以加快计算速度。在室内进行模型试验, 观测预设渗流通道的发展, 通过数值模拟与室内试验数据对比, 证明本理论方法及所编制程序可行可用。

关键词: 管涌通道; 通道扩展; 通道上溯; 尖端水力坡降

中图分类号: TV131

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)S1-0081-04

作者简介: 贾 恺(1985—), 男, 高级工程师, 博士, 主要从事地下水渗流、基坑工程和边坡工程方面的工程和科研。

E-mail: kai.jia@foxmail.com。

Upstream movement of piping channel of double-layer dike foundation based on tip hydraulic gradient

JIA Kai^{1, 3, 4}, TANG Lian-sheng¹, CAO Hong², YANG Guang-hua^{2, 3, 4}

(1. School of Earth Science and Engineering, Sun Yat-sen University, Guangzhou 510275, China; 2. South China University of Technology, Guangzhou 510641, China; 3. Guangdong Institute of Water Resources and Hydropower Research, Guangzhou 510625, China; 4. Technical Research Center of Geotechnical Engineering in Guangdong Province, Guangzhou 510610, China)

Abstract: After piping channel appears, the length of the channel may elongate or remains stable. The traditional method is to calculate the hydraulic gradient between river and piping port, and it is not precise enough. In fact, the hydraulic gradient at the tip of the channel determines the results. Considering the effects of the channel expansion, the stability of particles at the tip of the channel is analyzed, and change of the hydraulic gradient at the channel tip after channel elongation is also investigated. If the hydraulic gradient continues to grow with the channel elongation, the channel will be extended. If the hydraulic gradient keeps steady, the channel will be stable. The finite element program is compiled, to simulate the cross-section expansion and up-tracking of the channel. The program speed is accelerated by the equivalent substitution of the channel section for concentrated seepage. The model tests are carried out to observe the development of the piping channel. By comparing with the laboratory test data, it is proved that the theoretical method and the finite element program are feasible and usable.

Key words: piping channel; channel expansion; axial expansion; tip hydraulic gradient

0 引 言

中国在20世纪50年代就开始了渗透破坏的探索性研究, 60年代已经对渗透破坏中的管涌、流土等形式进行了划分^[1], 并且给出了明确的区分方法, 现行规范方法与该方法非常相似, 同时该阶段的多数成果以经验总结为主, 70年代发展缓慢, 80年代到90年代初, 理论为主导的研究逐渐增多^[2-3], 并且出现了针

对性试验性研究^[4]。“九八”大洪水以后十余年, 渗流破坏受到空前的重视, 相关研究进入了繁盛期, 新的测试方法^[5]、试验方法^[6]、计算方法^[7]逐渐涌现。近

基金项目: 国家自然科学基金项目(41572277, 41877229); 广东省自然科学基金项目(2018B030311066)

收稿日期: 2019-04-30

*通讯作者(E-mail: ceestls@mail.sysu.edu.cn)

5 a 来的研究更趋向于精细化、细观化^[8-9]。

目前成果来看^[10], 双层堤基管涌通道在形成后可分两部分进行研究, 通道的扩展 (横断面的扩大) 和上溯 (长度的增加)。在几何尺度上, 通道的扩展与上溯相比是可以忽略的, 这也是传统的研究内容多集中在通道上溯上的原因, 但实际上, 通道扩展会对通道尖端的坡降造成影响, 进而影响通道尖端土体颗粒的稳定性, 这也就决定了通道上溯是稳定还是持续。这正是本文的关注点。

1 通道上溯试验模拟

1.1 试验模型

通道上溯的室内试验模型箱装砂部分长 600 mm, 宽 200 mm, 高 240 mm。模型上游设置稳水箱, 与定水头供水装置连接。

覆盖层根据模拟土层的不同分为两种, 分别标记为 A 和 B。A 类覆盖层为水袋, 模拟柔性覆盖层, 管涌通道位于砂槽中部; B 类覆盖层为砂袋, 具有一定的刚性, 预设管涌口位于砂槽壁。模型如图 1 所示。



图 1 室内试验模型箱

Fig. 1 Laboratory test model box

共进行 3 组试验。编号#1 试验和#2 试验采用 A 类覆盖层, 同时在砂层顶面放置柔性尺, 以测量通道发展长度; #3 试验采用 B 类覆盖层, 该试验可以观测通道剖面的发展情况。试验中, 通过逐级提高上游水头的方式增加上下游之间的水头差。

1.2 通道上溯与尖端坡降的试验关系

#1 试验~#3 试验的上下游水头差、通道上溯长度、与尖端坡降的关系如图 2~4 所示。

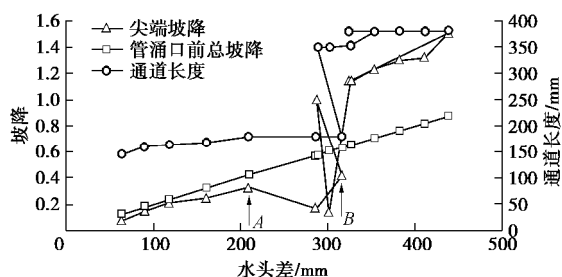


图 2 #1 试验通道长度 - 尖端坡降关系图

Fig. 2 Relationship between channel length and tip gradient of experiment 1

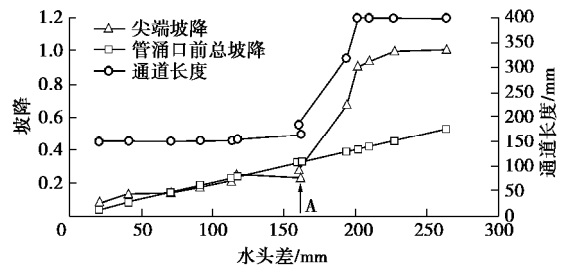


图 3 #2 试验通道长度 - 尖端坡降关系图

Fig. 3 Relationship between channel length and tip gradient of experiment 2

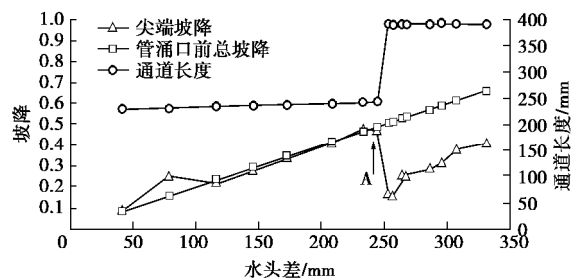


图 4 #3 试验通道长度 - 尖端坡降关系图

Fig. 4 Relationship between channel length and tip gradient of experiment 3

在水头差逐级加大的过程中总坡降是逐级加大的, 但从图 2~4 可以看到尖端坡降的变化与水头差的变化并不一致。在各图中 A 点以前, 总水头差较小, 此时尖端坡降与水头差 (总坡降) 的变化基本一致, 对应此时的试验现象为通道上溯非常缓慢; 随着尖端坡降的增长, 会出现一个临界值 (图 2 中的 B 点, 图 3, 4 中的 A 点), 在该临界值以后通道的长度迅速增长, 试验现象为管涌通道快速上溯, 最终贯穿堤基。

在#1 试验中, 通道长度急速增加以前, 尖端坡降就有一个明显的下降点 (A 点), 但是图中看到通道长度并未明显增加, 这说明堤基内产生了新的上溯通道, 与预设通道未重合。A 点以后尖端坡降下降, 随和总水头差的增加, 尖端坡降再度达到了临界点 (B 点), 此时预设通道发生急速上溯。所以#1 试验中看到的急速上溯点虽为 B 点, 但其值与 A 点基本一致。

从图 2~4 可以明显的看到通道的迅速上溯与尖端坡降密切相关, 与总坡降关联性不强。

2 通道上溯数值模拟

2.1 通道断面的等效代替

通道断面实际是类弓形断面, 但类弓形断面进行有限元计算时节点数过多, 可采用矩形断面进行等效代替, 以减少模型节点数, 进而加快计算速度。但是通道边壁的颗粒与通道的边壁坡度是密切相关的, 因此在等效的同时需要兼顾通道边壁颗粒稳定性计算的

准确性。断面等效需要满足两个条件：①等效前后通道内渗流量一致，以满足渗流场一致；②通道稳定计算时可提取真实断面的边壁形状参数及通道内冲刷流速，以满足通道断面稳定性计算的要求。

(1) 条件①等效性验证。建立半圆形剖面，剖面半径 $40a$ (a 为等效矩形的高度，其长度是高度的 2 倍)，模型外侧边界水头设为 $12a$ ，通道内设置水头为 0，该工况对应总坡降为 0.3。定义 L 为渗流场中某点等效前后地下水水头变化衡量系数：

$$L = \frac{H_F - H_G}{H_G - H_T}, \tag{1}$$

式中， L 为渗流场内某点等效前后变化衡量系数， H_F 为等效渗流场某点水头， H_G 为原渗流场某点水头， H_T 为管涌通道内的水头值。

按式 (1) 计算得到的 L 等值线如图 5 所示。

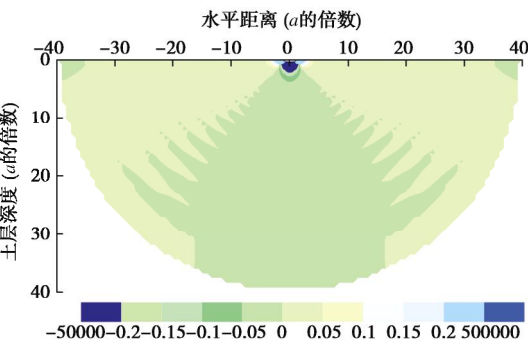


图 5 L 等值线图
Fig. 5 L equipotential line

从图 5 中可以看到，以通道中点为圆心，半径大于 $4a$ 处水头基本一致， L 为 $\pm 5\%$ ，在 $3a \sim 4a$ 区域， L 为 $\pm 5\% \sim 15\%$ 。这说明在通道中点 $4a$ 以外处渗流场基本一致。即其可以作为通道断面的远端边界进行研究。

(2) 条件②等效性的实现。针对某确定渗透系数的砂层，设定不同的渗流场最大水头差 H_j 和通道内冲刷流量 Q_i ，以此为基础计算出通道稳定时的形状参数，包括：类弓形通道面积 A_{ij} 、类弓形通道周长 C_{ij} ，等效矩形通道的深度 a_{ij} 。将上述成果存储为数据库，进行其他复杂三维渗流场计算时，可以采用矩形等效通道计算得到的 H_j ， Q_i 为指针，查询得到其对应的类弓形通道实际应有的断面形状，从而减少复杂渗流场计算时通道断面扩展的迭代次数。数据库制成等效表，如表 1 所示。

2.2 计算参数与模型

以前述室内试验模型为原型，建立三维渗流场有限元计算模型。模型平面网格、预设初始通道及边界如图 6 所示。

2.3 计算流程

采用有限元进行数值模拟。

(1) 初始数据。将通道设为矩形，假设通道有一个很小的初始深度 a_{0i} ，并将通道内赋予任意的初始渗透系数 k_{0i} 。

(2) 求解等效渗透系数。计算 (1) 的渗流场，利用上述查表方法，求得各段管涌段对应形状参数，按照类弓形几何参数计算等效渗透系数 k_i ，判定是否满足 $k_{0i} = k_i$ ，若不满足将 $\sqrt{k_i k_{0i}}$ 代替 k_{0i} 进行迭代求解。

(3) 根据 (2) 中计算的管涌通道的渗流量与 (2) 中迭代结果对应的查表流量进行比较，若实际流量小于查表流量，则断面稳定，否则将断面以一定步长进行上溯，上溯后返回 (1) 继续计算，直至该断面稳定。

(4) 当各段断面均稳定后读取尖端处的坡降值。

表 1 通道断面面积周长等效深度表

Table 1 Equivalent depths of perimeter of channel section

流量 $/(m^3 \cdot s^{-1})$	水头差/m			
	H_1	H_2	...	H_j ...
Q_1	$A_{11}/C_{11}/a_{11}$	$A_{12}/C_{12}/a_{12}$		$A_{1j}/C_{1j}/a_{1j}$
Q_2	$A_{21}/C_{21}/a_{21}$	$A_{22}/C_{22}/a_{22}$		$A_{2j}/C_{2j}/a_{2j}$
M	M	M	...	M ...
Q_i	$A_{i1}/C_{i1}/a_{i1}$	$A_{i2}/C_{i2}/a_{i2}$		$A_{ij}/C_{ij}/a_{ij}$

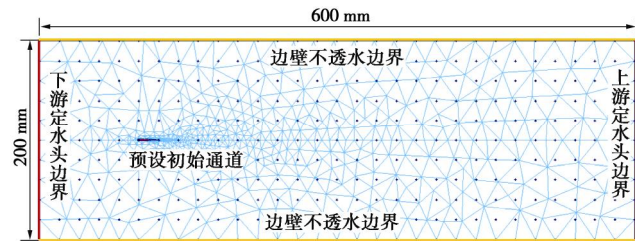


图 6 上溯试验数值模拟模型俯视图
Fig. 6 Numerical simulation model

3 分析与讨论

计算不同的总坡降 i 下，通道各断面稳定后尖端的坡降值。结果如图 7 所示。

图 7 中可以明显的看到， $i=0.1, 0.2, 0.24$ 时通道上溯在 9 mm (A 点)、7 mm (B 点) 和 3 mm (C 点) 范围内，通道稳定； $i=0.26$ 时不存在稳定上溯范围。图中的 A、B、C 和 D 点对应的通道长度逐渐减小，说明同一位置出现管涌口时，水头差的增加会导致通道稳定长度范围的减小，直至为 0 ($i=0.24$ 对应的 D 点)。

在图 7 中标出#1 试验~#3 试验的测量结果，#2 试验尖端坡降的试验值与计算值吻合较好，测量值与计算值都在 0.2 左右，具有相似性；#1 和#3 试验的临界值均大于计算值；3 个试验的稳定通道长度均大于计算值，该现象可能是室内试验砂槽边壁以及覆盖层的模拟造成的，导致该砂样具有更好的通道上溯稳定性。

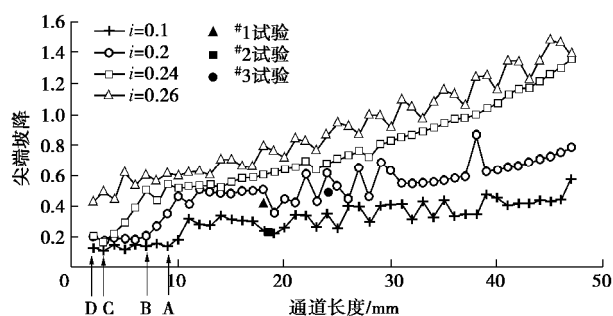


图7 管涌通道上溯结果图

Fig. 7 Results of piping channel expansion

4 结 论

本文通过管涌通道尖端坡降的发展趋势,探讨了已有通道的上溯问题。通过室内试验与数值方法的对比验证得出以下结论:

(1) 尖端坡降可用来判定已有管涌通道是否继续发展,该方法较传统的整体坡降判别更加直接有效。

(2) 管涌通道尖端坡降的变化与通道沿程各处断面的扩展密切相关。通道沿程各断面的扩展可能造成通道上溯后尖端坡降无明显上升,从而使已有通道不再继续上溯。

(3) 采用通道断面等效代替法进行有限元仿真计算,提高了有限元数值模拟的计算效率。该法在计算中保证了渗流场的一致性和通道沿程各处断面扩展的准确性。

参考文献:

- [1] 蒋国澄, 刘宏梅. 砂砾地基上土坝的渗流控制[J]. 水利学报, 1962(1): 33 - 43. (JIANG Guo-cheng, LIU Hong-mei. Seepage control of earth dam on gravel foundation[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1962(1): 33 - 43. (in Chinese))
- [2] 沙金焯. 多孔介质中的管涌研究[J]. 水利水运科学研究, 1981(3): 89 - 93. (SHA Jin-xuan. Piping study in porous media[J]. Hydro-Science and Engineering, 1981(3): 89 - 93. (in Chinese))
- [3] 刘杰. 土的渗透变形特性和控制[J]. 人民黄河, 1984(5): 24 - 28. (LIU Jie. Soil seepage deformation characteristics and control[J]. Yellow River, 1984(5): 24 - 28. (in Chinese))
- [4] 屈智炯, 吴剑明. 压实石碴料渗透变形的试验研究[J]. 成都科技大学学报, 1984(2): 67 - 76. (QU Zhi-jiong, WU Jian-ming. Experimental study on seepage deformation of

compacted stone[J]. Advanced Engineering Sciences, 1984(2): 67 - 76. (in Chinese))

- [5] 陈建生, 李兴文, 赵维炳. 堤防管涌产生集中渗漏通道机理与探测方法研究[J]. 水利学报, 2000(9): 48 - 54. (CHEN Jian-sheng, LI Xing-wen, ZHAO Wei-bing. Study on piping leakage mechanism[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2000(9): 48 - 54. (in Chinese))
- [6] 李广信, 周晓杰. 堤基管涌发生发展过程的试验模拟[J]. 水利水电科技进展, 2005(6): 21 - 24. (LI Guang-xin, ZHOU Xiao-jie. Experimental simulation of the development process of the embankment[J]. Advances in Science and Technology of Water Resources, 2005(6): 21 - 24. (in Chinese))
- [7] 张刚, 周健, 姚志雄. 堤坝管涌的室内试验与颗粒流细观模拟研究[J]. 水文地质工程地质, 2007(6): 83 - 86. (ZHANG Gang, ZHOU Jian, YAO Zhi-xiong. Study on mesomechanical simulation of piping with model tests and PFC^{2D}[J]. Hydrogeology & Engineering Geology, 2007(6): 83 - 86. (in Chinese))
- [8] 陈建生, 张华, 王霜, 等. 多层堤基中土层结构变化对管涌影响的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(12): 2213 - 2219. (CHEN Jian-sheng, ZHANG Hua, WANG Shuang, et al. Experimental researches on effect of foundation structure on piping in multilayer embankment[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, 36(12): 2213 - 2219. (in Chinese))
- [9] 刘昌军, 姚秋玲, 丁留谦, 等. 堤基管涌小尺寸模型的细观试验研究[J]. 水利学报, 2014, 45(增刊2): 90 - 97. (LIU Chang-jun, YAO Qiu-ling, DING Liu-qian, et al. Meso-experimental research on piping failure with small size model test for dike foundation[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2014, 45(S2): 90 - 97. (in Chinese))
- [10] 贾恺, 曹洪, 李兴华. 双层堤基管涌通道扩展机制和计算方法研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2013(11): 2368 - 2376. (JIA Kai, CAO Hong, LI Xing-hua. Research on mechanism and computational method of Piping channel expansion of double-layer dike foundation[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013(11): 2368 - 2376. (in Chinese))

(责编: 黄贤沙)

DOI: 10.11779/CJGE2019S1022

南京软土地区基坑墙体变形性状研究

万 星¹, 戈 铭², 贺智江¹, 邓 松¹, 丁建文¹

(1. 东南大学岩土工程研究所, 江苏 南京 210096 2. 江北新区枢纽经济发展管理办公室, 江苏 南京 211899)

摘 要: 依托南京江北地区某线形隧道基坑, 搜集了 35 个南京地区支撑结构加内支撑的明挖基坑案例, 对南京软土地区基坑开挖的墙体变形性状进行了比较系统的探讨。研究表明: 墙体的最大侧移量随基坑开挖深度的增大而明显增大, 变化范围为 $0.05\%H_e \sim 0.69\%H_e$, 平均值约为 $0.24\%H_e$; 最大侧移深度均位于 $H_e-8 \sim H_e+2$ 之间, 其中多数位于基坑开挖底面以上; 南京地区侧墙变形具有显著的时空效应, 施工过程应注意尽可能缩短坑底暴露时间; SMW 工法支护对于墙体侧移的控制能力相比地连墙及钻孔桩支护较弱。另外, 围护结构的插入比和基坑的长宽比亦会对墙体变形产生影响。

关键词: 基坑工程; 南京地区; 墙体变形性状; 现场实测

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)S1-0085-04

作者简介: 万 星(1994—), 男, 硕士研究生, 主要从事基坑工程、桩基工程等方面的研究。E-mail: 220162530@seu.edu.cn。

Characteristics of deformation of retaining wall due to deep excavation in Nanjing

WAN Xing¹, GE Ming², HE Zhi-jiang¹, DENG Song¹, DING Jian-wen¹

(1. Institute of Geotechnical Engineering, School of Transportation, Southeast University, Nanjing 210096, China; 2. Office of Economic

Development Management, District Jiangbei New Area, Nanjing 211899, China)

Abstract: Based on a linear foundation pit in Jiangbei, Region of Nanjing, a database of 35 case histories was collected. The characteristics of lateral displacement in Nanjing due to deep excavation are studied systematically. The research shows that the maximum lateral displacement increases with the excavation depth, which ranges from $0.05\%H_e$ to $0.69\%H_e$, with an average value of $0.24\%H_e$. The maximum lateral wall displacements along depth occur within the range from H_e-8 to H_e+2 and most are above the excavation surface. The effects of time-space characteristics are found remarkable in lateral displacement of excavation in Nanjing. Hence, the time of exposure of the pit bottom should be as short as possible in construction. The SMW engineering method is relatively weaker in restraining lateral displacement than diaphragm wall and bored pile wall. In addition, the insertion ratio and length-width ratio can both affect the lateral displacement.

Key words: foundation pit engineering; Nanjing; characteristic of lateral wall; field measurement

0 引 言

随着城市地下空间的开发, 基坑工程呈现密集化, 且开挖面积及深度均不断增大, 有学者指出中国基坑工程的设计与施工已经迎来了变形控制的重要阶段^[1], 基坑的受力变形是综合作用的结果, 现有理论难以系统地考虑支护形式、支护结构刚度、复杂周边环境等因素, 而有限元方法尽管可以考虑复杂的边界条件, 但因参数难以选取等问题存在很大局限性。现场监测数据是基坑实际变形情况的真实反映, 通过系统地分析某一地区的基坑实测数据, 进行统计归纳, 得出地区性、经验性的结论, 是一种非常有效的研究途径, 可以为后续该地区基坑的设计施工提供指导。国内学者^[2~4]分别对上海、北京、无锡等地区的基坑变形情况进行了研究, 得出许多有益的结论。

南京地区近年来在建大量地铁公路隧道, 该地区广泛分布的漫滩相软土使得基坑开挖的难度及风险较大, 因此对基坑的变形控制尤其是基坑侧移的控制尤为重要, 而有关于南京地区基坑开挖墙体变形规律系统的研究则相对较少。本文以南京江北地区某线形隧道基坑为依托, 并搜集了南京地区 35 个支撑结构加内支撑的明挖基坑案例实测数据, 对南京地区的基坑墙体变形性状进行了分析研究, 并对影响墙体变形的因素进行了探讨, 以期为该地区今后的基坑工程设计与施工提供参考。

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51378118); 国家科技支撑项目 (2015BAB07B06); 水利部公益性行业专项经费项目 (201401006-2)

收稿日期: 2019-04-28

*通讯作者 (E-mail: jwding@seu.edu.cn)

1 工程概况

南京扬子江隧道江北连接线位于江北新区中心区。本场地主要为长江漫滩沉积地貌单元,地势较平坦,地层岩性以全新统灰色、灰褐色粉质黏土及淤泥质土为主,典型围护结构型式如图1所示,本项目主要采用SMW工法支护加水平内支撑的组合形式,支护形式随纵向开挖深度做出调整。

搜集了南京地区35个支挡结构加内支撑的明挖基坑案例,其中13个案例采用地下连续墙作为支挡结构,17个采用钻孔灌注桩,5个采用SMW工法。本文结合该工程及统计案例对南京地区墙体的变形性状展开分析。

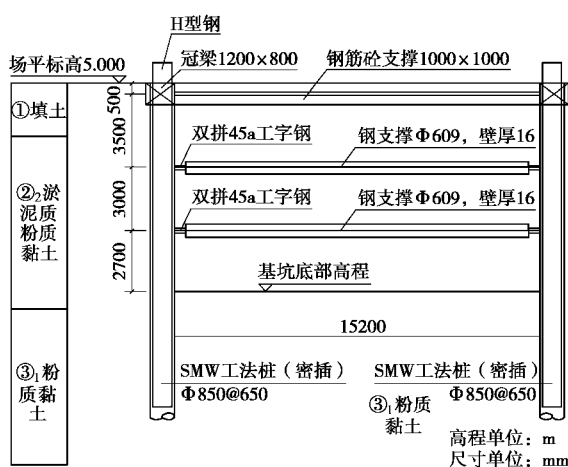


图1 典型围护结构示意图

Fig. 1 Typical schematic of supporting structures of excavation

2 侧墙变形性状分析

2.1 墙体最大侧移

从图2可以看出,南京地区基坑的最大侧移量随开挖深度增大而增大,变化范围为 $0.05\%H_e \sim 0.69\%H_e$,平均值约为 $0.24\%H_e$ 。本工程的最大侧移量约为 $0.35\%H_e$,大于统计平均值,主要是由于选用了刚度较低的SMW工法支护型式。由于土层差异,围护结构的侧向变形具有显著的区域性差异,上海地区流塑态软土对墙体变形的抑制作用弱,采用地下连续墙支护时,最大侧移量仍高达 $0.42\%H_e$ ^[2];相比之下,北京^[3]、无锡地区^[4]的地层条件则较好,侧移相对较小。

如图3所示,除了某3个地连墙支护的最大侧移发生在墙顶外,南京地区基坑的最大侧移位置均位于 $H_e-8 \sim H_e+2$,其中多数位于基坑开挖面以上。而本工程各测点的最大侧移深度均介于 $H_e+2 \sim H_e+7$,最大侧移位置均位于开挖面以下。Ou等^[5]对台湾地区基坑进行了研究,发现基坑的最大侧移点基本位于开挖面处,

徐中华等^[2]则发现上海地区基坑最大侧移深度基本介于 $H_e-5 \sim H_e+5$ 。尽管统计结果存在差异,但可以看出最大侧移点基本位于开挖面附近,土层条件、支护结构受力以及施工方法上的差异都会影响基坑的最大侧移位置。

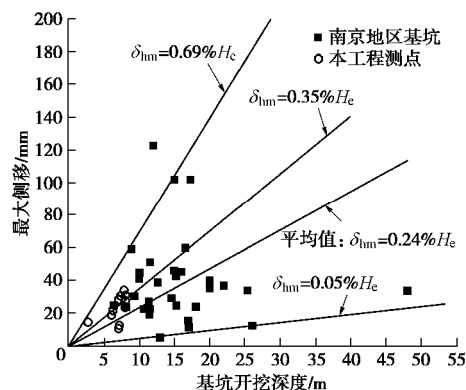


图2 墙体最大侧移与开挖深度关系

Fig. 2 Relationship between maximum lateral displacement of wall and excavation depth

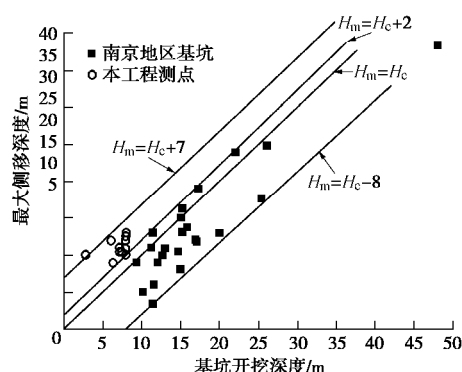


图3 基坑最大侧移深度与开挖深度关系

Fig. 3 Relationship between location of maximum lateral displacement of wall and excavation depth

2.2 侧墙变形规律

根据表1及图4可以看出在开挖3 m深时,墙体侧移较小,最大值为6~7 mm,且位移曲线呈“悬臂型”。当开挖至底时(7.4 m深),侧墙的最大位移值约为15 mm,同时侧移曲线变为“鼓胀型”,最大侧移深度为12 m左右,位于开挖面以下。在浇筑垫层及绑扎底层钢筋的阶段,侧墙发生了较大的变形,最大侧移量增加了约10 mm,且最大侧移深度略有下移。拆除混凝土支撑后,墙体的侧移值高达30 mm,远大于基坑开挖完成时的侧移量,这主要有两方面原因:①南京地区软土具有流变性,蠕变作用较强,时间效应显著^[6];②SMW工法支护型式侧墙刚度有限,在拆除支撑时整体刚度减小,侧移增大。以上表明拆除砼支撑时是侧移最大的阶段,危险程度较高,应给予重视。另外,在拆撑的两个阶段,基坑最大侧移位置发生了上移,这与基坑整体的受力状态改变有关。

由图 5 可以看到, 在浇筑垫层、绑扎钢筋及浇筑底板的约一个月时间中, 选取的某两仓侧移量高达 10~15 mm, 占最终变形量的 1/3 左右, 这表明由于时空效应的作用, 南京软土地区基坑围护结构的最终侧移量与坑底暴露时间密切相关。当需严格控制基坑侧移时, 可通过优化施工工艺等方法加快底板施工进度, 减小坑底暴露时间, 抑止围护结构的侧移。

表 1 主要施工工况

Table 1 Key construction stages	
日期	工况
2016-11-10	开挖 3 m 深
2016-11-12	开挖完成 (7.4 m 深), 架设钢支撑
2016-11-15	垫层完成
2016-11-20	铺筑底层钢筋
2016-11-30	底板完成
2016-12-14	拆除钢支撑
2017-01-10	拆除混凝土支撑

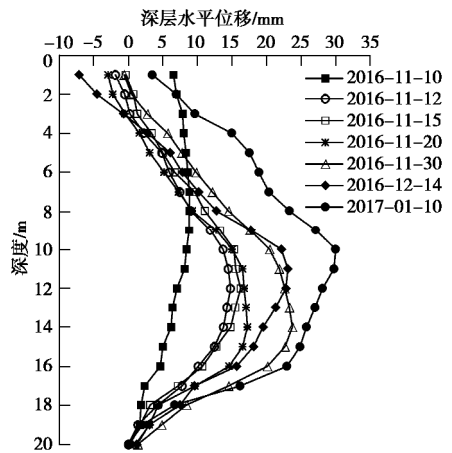


图 4 典型断面测点水平位移随时间变化曲线
Fig. 4 Change of lateral displacement with time

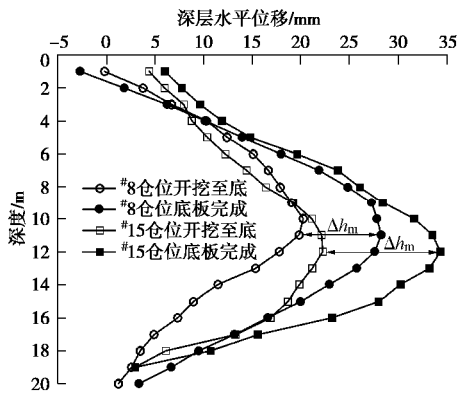


图 5 底板施工阶段围护结构变形情况
Fig. 5 Deformation of walls during construction of floor

3 侧墙变形影响因素探讨

3.1 不同围护结构的影响

不同围护结构由于其刚度、尺寸及施工工艺等方

面的差异, 对墙后土体变形的抑止能力各不相同。根据相关统计案例, 3 种支护型式在南京地区适用的基坑深度范围各不相同, 其中 SMW 工法约为 5~15 m, 钻孔灌注桩约为 10~20 m, 而地下连续墙适用范围最广, 在深度为 5~30 m 范围内均有选用。SMW 工法由于其挡土止水一体化、对环境的影响小、钢板桩可回收利用等优点, 近些年来应用广泛, 但相较于传统地连墙及钻孔桩等结构其变形控制能力偏弱, 相适应的基坑开挖深度也较浅。图 6 反映了上述 3 种不同围护结构最大侧移的情况, 可以看出, 地下连续墙与钻孔灌注桩在控制基坑侧移方面作用相当, 而 SMW 工法则远不及前两者, 最大侧移量高达 0.53% H_e , 为前两者的两倍之多。另外, 由上文可知本工程中 SMW 工法结构的侧移量为 0.35% H_e , 小于南京地区 SMW 工法的平均值, 这可能是由于该快速化改造工程是在原有路基上进行基坑开挖, 先期对原有路基土体进行了搅拌桩加固, 使得土体强度有所增大, 从而基坑开挖时产生的侧向位移则相对较小。

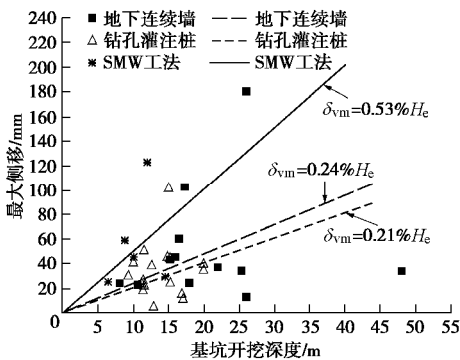


图 6 不同支护结构基坑最大侧移与开挖深度关系
Fig. 6 Relationship between maximum lateral displacement and excavation depth of different retaining system types

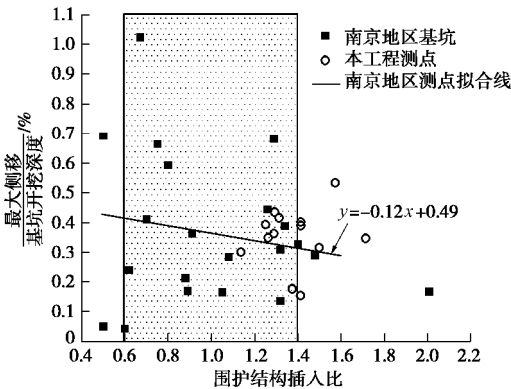


图 7 无量纲化最大侧移与围护结构插入比关系
Fig. 7 Relationship between normalized lateral displacement and embedded depth ratio

3.2 插入比的影响

从图 7 可以看出, 南京地区基坑的围护结构插入

比基本位于 0.6~1.4 之间, 平均值为 1.02, 稍大于上海地区的平均插入比 0.88^[2]。文献[7]认为增大插入比可以提高基坑的抗隆起稳定性, 在一定条件下可以减小基坑的侧移量。从图中可以看出基坑的无量纲化最大侧移随着插入比的增大呈减小的趋势, 这与李淑等^[3]得出的结论一致。本工程的围护结构插入比相对较大, 这主要是由于 SMW 工法支护刚度较低, 通过增大钢板桩入土深度可以提高基坑的整体稳定性。而本工程的最大侧移量与插入比未见明显相关性。

3.3 长宽比的影响

基坑工程是三维结构, 基坑的形状会对受力情况、施工工艺流程等方面产生影响, 从而带来基坑变形情况的差异。从图 8 可以看到, 无量纲化最大侧移量随着基坑长宽比的增大而增大。这与基坑开挖的空间效应有关, 一方面狭长型基坑的坑角效应较弱, 对基坑侧移的抑制作用较差; 另一方面狭长型基坑的施工周期较长, 时间效应明显。在基坑开挖的过程中, 应注意时空效应规律的应用, 做到分段分层开挖和隔舱开挖, 减少无支撑暴露时间及坑底暴露时间。

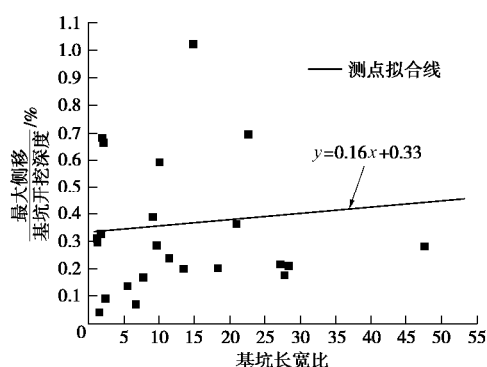


图 8 无量纲化最大侧移与基坑长宽比关系

Fig. 8 Relationship between normalized lateral displacement and length-width ratio

4 结 论

(1) 南京地区基坑的最大侧移量随开挖深度的增大而增大, 变化范围为 $0.05\%H_e \sim 0.69\%H_e$, 平均值约为 $0.24\%H_e$ 。最大侧移深度均位于 $H_e - 8 \sim H_e + 2$ 。本工程墙体最大侧移为 $0.35\%H_e$, 高于南京地区平均值, 主要由于采取了刚度较低的 SMW 工法支护。最大侧移深度均位于 $H_e + 2 \sim H_e + 7$ 。

(2) 南京地区基坑侧墙变形具有显著的时空效应, 本工程底板施工期间基坑侧移量高达最终侧移量的 1/3 左右, 施工过程应注意缩短坑底暴露时间, 抢浇垫层和底板。

(3) 地下连续墙与钻孔灌注桩在控制基坑侧移方面效果相当, 而 SMW 工法则明显较差, 平均最大侧移量为前两者的两倍之多。墙体最大侧移量随插入比的增大而减小, 随长宽比的增大而增大。

参考文献:

- [1] 郑刚, 朱合华, 刘新荣, 等. 基坑工程与地下工程安全及环境影响控制[J]. 土木工程学报, 2016, 49(6): 1 - 24. (ZHENG Gang, ZHU He-hua, LIU Xin-rong, et al. Control of safety of deep excavations and underground engineering and its impact on surrounding environment[J]. China Civil Engineering Journal, 2016, 49(6): 1 - 24. (in Chinese))
- [2] 徐中华, 王建华, 王卫东. 上海地区深基坑工程中地下连续墙的变形性状[J]. 土木工程学报, 2008, 41(8): 81 - 86. (XU Zhong-hua, WANG Jian-hua, WANG Wei-dong. Deformation behavior of diaphragm walls in deep excavations in Shanghai[J]. China Civil Engineering Journal, 2008, 41(8): 81 - 86. (in Chinese))
- [3] 李淑, 张顶立, 房倩, 等. 北京地区深基坑墙体变形特性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, 31(11): 2344 - 2353. (LI Shu, ZHANG Ding-li, FANG Qian, et al. Research on characteristics of retaining wall deformation due to deep excavation in Beijing[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, 31(11): 2344 - 2353. (in Chinese))
- [4] 乔亚飞, 丁文其, 王军, 等. 无锡地区地铁车站深基坑变形特性[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(增刊): 761 - 766. (QIAO Ya-fei, DING Wen-qi, WANG Jun, et al. Deformation characteristics of deep excavations for metro stations in Wuxi[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(S0): 761 - 766. (in Chinese))
- [5] OU C Y, HSIEH P G, CHIOU D C. Characteristics of ground surface settlement during excavation[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1993, 30(5): 758 - 767.
- [6] 李俊才, 张倬元, 罗国煜. 深基坑支护结构的时空效应研究[J]. 岩土力学, 2003, 24(5): 812 - 816. (LI Jun-cai, ZHANG Zhuo-yuan, LUO Guo-yu. Study on effects of time-space of retaining structures of the deep-foundation pit excavation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2003, 24(5): 812 - 816. (in Chinese))
- [7] 刘建航, 侯学渊. 基坑工程手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009. (LIU Jian-hang, HOU Xue-yuan. Handbook for foundation pit engineering[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2009. (in Chinese))

(责编: 胡海霞)

DOI: 10.11779/CJGE2019S1023

黏性土复合地基挡墙侧压力研究

李连祥^{1,2}, 黄佳佳^{1,2}, 季相凯^{1,2}

(1. 山东大学基坑与深基础工程技术研究中心, 山东 济南 250061; 2. 山东大学土建与水利学院, 山东 济南 250061)

摘要: 因技术进步和经济效益良好, 现有大量工程项目采用复合地基。复合地基因其桩土共同作用, 能有效减小地基变形和侧移。基于砂土复合地基侧向开挖离心试验和有限元分析模型获得的砂性土复合地基侧压力研究结果, 建立黏性土 ABAQUS 有限元分析模型, 分析附加荷载、黏聚力、内摩擦角和挡墙刚度对黏性土复合地基挡墙侧压力的影响, 得出其侧压力沿深度分布规律, 并与砂性土复合地基挡墙侧压力相比较。研究有助于支护结构有效设计, 控制复合地基及上部结构变形, 降低工程造价。

关键词: 黏性土; 侧压力; ABAQUS; 复合地基; 有限元分析

中图分类号: TU441.6

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)S1-0089-04

作者简介: 李连祥(1966—), 男, 博士, 研究员, 硕士生导师, 主要从事土力学及岩土工程的教学及科研工作。E-mail: jk_doctor@163.com。

Lateral pressures on retaining wall of composite foundation in clayey soils

LI Lian-xiang^{1,2}, HUANG Jia-jia^{1,2}, JI Xiang-kai^{1,2}

(1. Foundation Pit and Deep Foundation Engineering Research Center, Shandong University, Jinan 250061, China; 2. School of Civil Engineering, Shandong University, Jinan 250061, China)

Abstract: Due to the technological progress and good economic benefits, a large number of existing projects have adopted composite foundation. Because of the combined effects of piles and soils, the composite foundation can effectively reduce the deformation and lateral displacement of foundation. Based on the studies on the side pressures of composite foundation in sandy soil obtained by the centrifugal tests and finite element analysis models for sandy composite foundation, the ABAQUS finite element analysis models for composite foundation in clayey soils are established to analyze the influences of the additional loads, cohesive forces, internal friction angles and stiffnesses of retaining wall on the lateral pressures on the retaining wall, and the distribution of the lateral pressures along depth is obtained. The research is helpful to the effective design of supporting structures, to control the deformation of composite foundation and superstructure, and to save the cost of engineering projects.

Key words: clayey soil; lateral pressure; ABAQUS; composite foundation; finite element analysis

0 引言

当新建基坑邻近既有复合地基本建筑时, 临近既有复合地基基坑开挖, 地基侧移引起荷载转移, 复合地基桩产生附加弯矩和挠度, 影响既有建筑及复合地基安全; 同时, 邻近复合地基因土拱和遮拦效应的影响会减弱支护结构侧压力, 从而减少其弯矩和变形^[1]。复合地基相邻基坑开挖, 坑外土体卸荷, 引起边桩外侧土体首先变形, 推动支护结构产生侧移, 其实际条件远不同于经典土压力理论的基本假设。群桩对其后土体存在土拱效应和遮拦作用且相互影响, 抑制和减缓地基变形, 提高群桩复合土体侧向变形刚度, 减弱复合地基对支护结构土压力^[2]。国内现有基坑工程理论和相关规范未考虑邻近基坑复合地基群桩的有利影

响, 保守地进行此类基坑工程设计^[3]。

本文基于离心机试验成果基础, 将砂性土复合地基 ABAQUS 侧压力计算方法^[4], 进一步延展至黏性土复合地基, 综合考虑上覆荷载、黏聚力、内摩擦角和挡墙刚度对支护结构侧压力的影响, 得到支护结构所受侧压力沿深度分布规律, 并比较分析砂性土复合地基和黏性土复合地基侧压力。

1 砂性土复合地基有限元分析与离心试验结果验证

复合地基侧向开挖离心试验, 试验目的、方法、

基金项目: 国家自然科学基金项目(51508310); 山东省优秀中青年科学家科研基金项目(BS2013SF024); 济南市科技计划项目(201201145)

收稿日期: 2019-04-29

手段详见文献[5]。砂性土有限元分析模型分加载区和无载区,二者之间为挡墙。模型尺寸与离心试验一致,长为34 m,宽为16 m,高为26 m,其中加载区长27.2 m,无载区长6.8 m。复合地基基桩长14 m,桩径800 mm,桩中心距4 m,挡墙高22 m,宽16 m,厚0.38 m;褥垫层厚0.4 m,与挡墙及无载区齐平。地基土为福建标准砂,物理力学参数详见文献[5]。有限元计算采用D-P本构模型,其中换算内摩擦角为 42.0° ,流应力比为1,屈服应力为20 MPa,杨氏模量为56 MPa,泊松比为0.2。复合地基基桩和挡墙采用601铝合金材料,线弹性本构模型,弹性模量68.9 GPa,泊松比0.33。有限元分析模型分析为8步,地应力平衡及7级荷载加载步,各级累计荷载大小如图1。模型接触类型采用Penalty罚函数,切向摩擦系数为0.25,法向硬接触。模型边界条件为四周法向约束,底面固定,顶面自由。

(1) 桩轴力

图1为桩轴力的分析结果及有限元分析和试验的相互验证。桩轴力沿深度先增大后减小,在桩下部达到最大值,随荷载的增大而逐级增大,轴力增加量与荷载增加量大致相当,同样说明了复合地基桩处于弹性变化阶段。桩轴力的数值结果与试验结果的整体变化趋势和最大值一致。

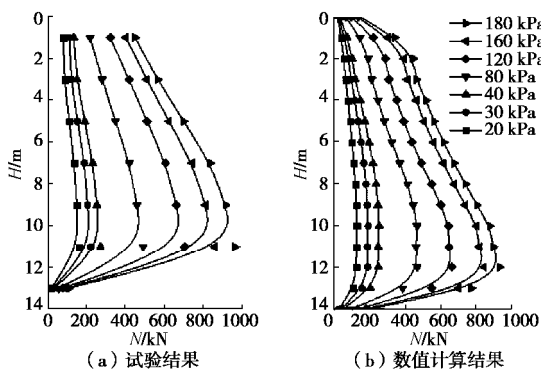


图1 桩轴力分析结果

Fig. 1 Comparison of results of axial forces of piles

(2) 侧压力

图2为180 kPa时侧压力的有限元分析与试验对比。无论有限元分析结果还是数值结果,侧压力沿深度均大致呈线性增大,有限元分析结果的线性关系更加明显,侧压力随荷载的增大而逐级增大,二者的整体变化趋势大体一致,数值基本吻合。

从上述桩轴力和侧压力的有限元分析结果和试验结果对比分析可知,离心模型试验和ABAQUS有限元分析结果大体一致,证明了ABAQUS有限元分析模型的有效性、正确性和科学性。

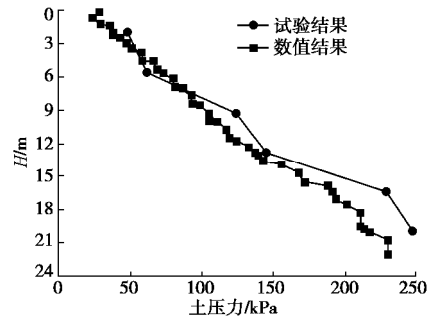


图2 180 kPa时侧压力分析结果对比

Fig. 2 Comparison of results of side pressure at 180 kPa

2 黏性土复合地基影响因素分析

2.1 附加荷载

基于砂性土有限元模型,改进黏性土ABAQUS有限元模型,采用莫尔-库仑本构模型,分析步为12步,地应力平衡及11级荷载加载步,其余不变。内摩擦角 φ 为 30° ,黏聚力 c 为20 kPa,经ABAQUS有限元分析模型计算可得黏性土复合地基侧压力,如图3所示。

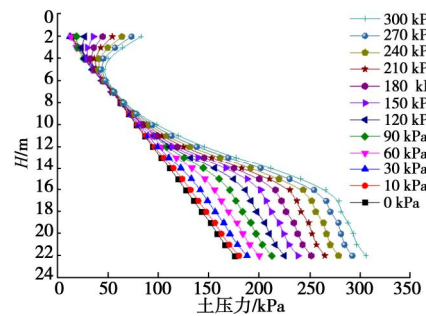


图3 黏性土复合地基侧压力

Fig. 3 Lateral pressures of composite foundation with load in clayey soils

当荷载较小时,黏性土复合地基侧压力沿深度方向基本上呈线性变化,与普通地基侧压力变化趋势一致。当荷载逐级增大,复合地基桩遮拦效应增强,其侧压力沿深度方向不再呈线性变化。荷载越大,侧压力非线性趋势越明显,复合地基桩遮拦效应越充分,表明复合地基的遮拦效应与上覆荷载大小密切相关。在地基中部,受复合地基遮拦效应影响最明显;在地基下部,未受到复合地基桩的影响,侧压力与普通黏土地基侧压力变化趋势一致。

设黏土复合地基侧压力为 s_{x2} ,相同条件下普通黏土地基侧压力为 $s_{x1}=k_0(gz+p_0)$, $k_0=0.95-\sin\varphi$,取二者差值 $s_{\Delta x}=s_{x1}-s_{x2}$ 为遮拦效应值,计算结果如图4(a)。在复合地基桩影响深度内且遮拦效应显著时,遮拦效应沿深度先增大后减小,遮拦效应最大值所在深度随荷载增大而下移。与普通黏土地基相比,黏性土复合地基侧压力较普通黏土地基侧压力最大可减小70%以上。取深度6 m处的遮拦效应值为参考点,可得遮拦效应与荷载关系,如图4(b)。在遮拦效应

最显著位置处, 遮拦效应与荷载呈良好的线性关系。

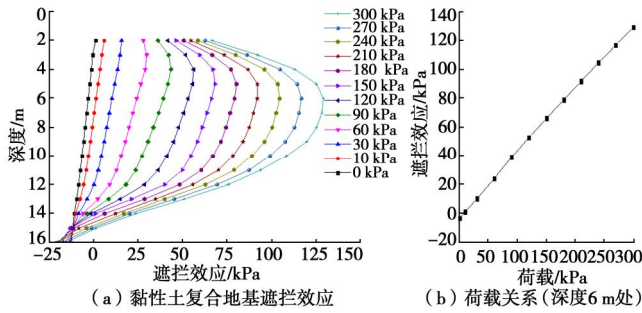


图 4 黏性土复合地基遮拦效应

Fig. 4 Shielding effects of composite foundation in clayey soils

2.2 黏聚力

同样基于上述 Abaqus 计算模型, 取 10 组不同黏聚力 c (5, 10, ..., 50 kPa), 内摩擦角 φ 取 30° , 其余条件不变。经计算可得黏性土复合地基侧压力在上覆荷载为 300 kPa 时随黏聚力变化关系 (图 5)。由图可知, 黏聚力 c 对黏性土复合地基侧压力影响较小, 相邻两组侧压力差值大约为 $k_0 \Delta c$, 且仅限于加固层深度内。在加固层深度内, 其侧压力随黏聚力的增大而减小, 这与经典侧压力理论结果一致 (朗肯土压力理论表明黏性土侧压力值等于无黏性土侧压力值减去侧压力系数与黏聚力的乘积); 在加固层深度以下, 黏聚力对其侧压力影响很小, 几乎可以忽略不计。

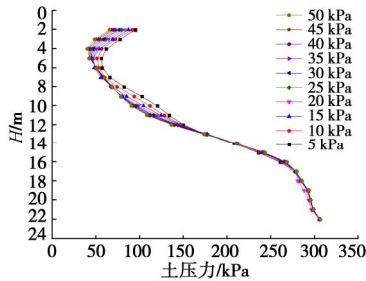


图 5 黏性土复合地基侧压力随黏聚力变化关系 (300 kPa)

Fig. 5 Variation of lateral pressures of composite foundation with cohesive force in clayey soils

2.3 内摩擦角

改变模型的内摩擦角 φ , 参数条件, 黏聚力取 20 kPa, 其余不变, 经计算可得黏性土复合地基侧压力随内摩擦角 φ 变化关系 (图 6)。内摩擦角对黏性土复合地基侧压力影响较大, 且随荷载不同、土层深度不同, 其影响程度也不同。荷载较小时, 如荷载为 0 kPa (图 6 (a)), 黏性土复合地基侧压力沿深度呈线性变化; 且在中上部土层, 内摩擦角 φ 对侧压力大小几乎没有影响; 在下部土层, 侧压力随内摩擦角 φ 增大而减小并随后趋于稳定。当荷载较大时, 如荷载为 300 kPa (图 6 (b)), 黏性土复合地基侧压力沿深度不再呈线性变化, 在加固层上部有一小段呈减小趋势, 因为荷载较大时, 复合地基遮拦效应发挥明显, 在加固层以下, 因未受到遮拦效应影响, 黏性土复合地基侧压力

再次呈线性变化。同时, 内摩擦角越大, 其侧压力越小, 且当内摩擦角较小时, 相同深度处的侧压力随内摩擦角近似线性减小, 当内摩擦角较大时, 侧压力趋于稳定, 不随内摩擦角变化。

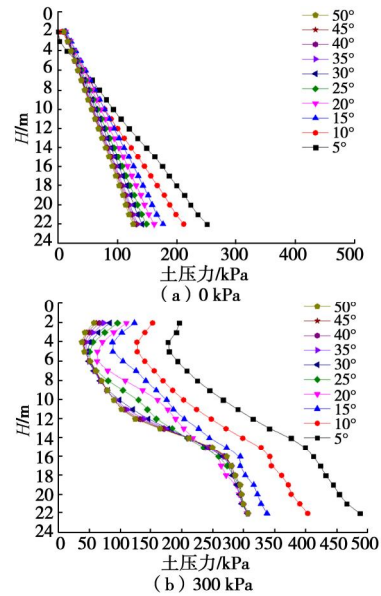


图 6 黏性土复合地基侧压力随内摩擦角变化关系

Fig. 6 Variation of lateral pressures of composite foundation with internal friction angle in clayey soils

2.4 挡墙刚度

同样基于上述 ABAQUS 计算模型, 取不同挡墙刚度参数, 内摩擦角 φ 取 30° , 黏聚力 c 取 20 kPa, 不限定挡墙侧移, 经计算可得黏性土复合地基侧压力随挡墙刚度变化关系 (图 7)。

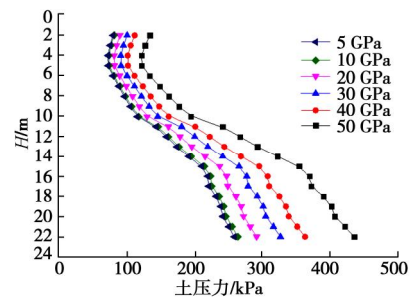


图 7 黏性土复合地基侧压力随挡墙刚度变化关系

Fig. 7 Variation of lateral pressures of composite foundation with stiffness of retaining wall in clayey soils

由图 7 可知, 非侧限条件下挡墙刚度对黏性土复合地基侧压力影响较大。不同荷载下侧压力沿深度分布大致一致, 上部受遮拦效应增加速率小, 下部增加速率大, 与上述所得结论一致。挡墙刚度对侧压力的影响主要通过土体侧向位移来体现, 当挡墙刚度较小时, 地基在附加荷载作用下侧向位移大, 土体应力释放充分, 从而挡墙侧压力较小, 反之, 侧压力较大。当挡墙刚度较小时, 挡墙刚度增大对侧压力影响较小,

因为挡墙刚度减小到一定程度后，土体因位移过大达到极限平衡状态。

3 讨 论

由文献[4]，基于砂性土复合地基挡墙侧压力分布规律研究结果可得黏性土复合地基挡墙侧压力分布规律。砂性土砂土、黏性土与一般土的侧压力曲线如图 8 所示，其中黏性土侧压力曲线沿深度分为四段线，在加固层中点处，侧压力因遮拦效应减小至静止侧压力水平处，各阶段侧压力系数如图 8，并可由下述公式得出。一般土根据砂土和黏性土（ c 为 50 kPa）得出，介于砂土和 c 为 50 kPa 的黏性土之间，其依据为黏聚力，如公式（2）所示，一般土的平均黏聚力可由公式（3）得出。

$$K'_1 = \frac{K_3(0.5gh_1 - p + c)}{0.5h_1}$$
$$K'_2 = \frac{K_2(0.75gh_1 + p) - K_3c - K_3gh_1}{0.25h_1} \quad (1)$$

$$s_{\text{一般土}} = s_{\text{砂土}}(h) \frac{50 - \bar{c}}{50} + s_{\text{黏性土}}(h) \frac{\bar{c}}{50} \quad (2)$$

$$\bar{c} = \sum_{i=1}^n a_i c_i \quad (3)$$

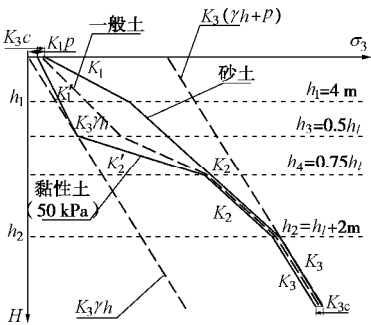


图 8 复合地基侧压力变化规律

Fig. 8 Variation of lateral pressures of composite foundation in sandy soils and clayey soils

与砂性土复合地基相比^[4]（如图 9），黏性土复合地基侧压力沿深度变化趋势大致相当，如荷载大小均能对复合地基遮拦效应发挥程度产生较大影响。同时，黏性土复合地基因黏聚力的存在而呈现一些不同的变化趋势，加固层段的遮拦效应相较于砂性土更大更明显，表明黏性土更有利于复合地基遮拦效应的发挥，同等条件下，其侧压力也比砂土复合地基略小。实际工程中黏性土地基远比砂土地基更常见，当开挖深度较浅且在加固层内时，黏性土复合地基的支护结构设计相对于砂土处于更有利的状态，可更进一步减小其经济造价；当深度大于加固层深度时，支护底端黏性

土和砂土的复合地基侧压力相差甚小，可忽略二者之间的差异。

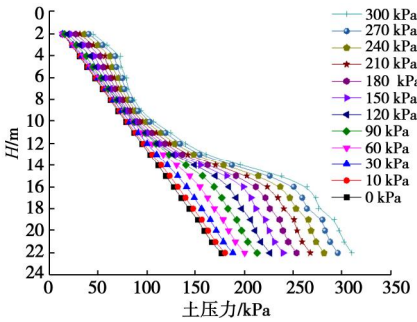


图 9 砂性土复合地基侧压力随荷载变化规律^[5]

Fig. 9 Lateral pressures of composite foundation with load in sandy soils

参考文献:

[1] 刘 燕, 聂淑敏, 刘 涛. 既有地下结构对基坑位移的遮拦效应研究[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(增刊 2): 400 - 403. (LIU Yan, NIE Shu-min, LIU Tao. Sheltering effect of existing subsurface structures on displacement of retaining wall of foundation pits[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, 36(S2): 400 - 403. (in Chinese))

[2] 张陈蓉, 黄茂松. 基坑开挖引起的邻近建筑物桩基变形受力响应[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(增刊): 565 - 570. (ZHANG Chen-rong, HUANG Mao-song. Behavior of pile foundation due to excavation-induced lateral soil movement[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(S0): 565 - 570. (in Chinese))

[3] JGJ120—2012 建筑基坑支护技术规程[S]. 2012. (JGJ120—2012 Technical Specification for Retaining and Protection for Building Foundation Excavations[S]. 2012. (in Chinese))

[4] 黄佳佳. 既有复合地基形成机制与支护开挖力学性状研究[D]. 济南: 山东大学, 2018. (HUANG Jia-jia. Study on formation mechanism and mechanical properties of existing composite foundation with adjacent excavation[D]. Jinan: Shandong University, 2018. (in Chinese))

[5] 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 test on foundation pit engineering[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, 35(4): 856 - 864. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE2019S1024

预应力型钢组合支撑受力性能分析及试验研究

胡琦^{1,2,3}, 施坚¹, 黄天明^{2,3}, 方华建^{2,3}, 李健平^{2,3}, 陈赟⁴, 张凯¹

(1. 浙江工业大学, 浙江 杭州 310014; 2. 浙江浙峰工程咨询有限公司, 浙江 杭州 310020; 3. 东通岩土科技股份有限公司, 浙江 杭州 310020;
4. 浙江大学建筑设计研究院有限公司, 浙江 杭州 310012)

摘要: 预应力型钢组合支撑是近年来国内出现的新型钢支撑, 该项技术除了具有可回收的优点外, 还具有高强连接、可施加预应力、可靠性高等优点, 因而在国内的应用不断增多。虽然该项技术已渐趋成熟, 但是仍有一些问题亟待研究。因而在支撑跨度较大、土质较差的杭州城西某工程进行多组支撑加压、观测试验。型钢组合支撑实际刚度略小于理论刚度, 支撑预应力锁定值是影响基坑变形的关键因素, 应采取措施保证支撑预应力满足要求; 型钢组合支撑的承载力取决于支撑的稳定性, 型钢组合支撑的承载力满足设计要求, 且有较高的冗余度; 型钢组合支撑的温度应力变化幅度约占实际轴力的 29.1%, 占设计轴力的 7.4%, 温度应力对支撑承载力的影响处于可控水平。

关键词: 稳定性; 钢支撑; 深基坑

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)S1-0093-04

作者简介: 胡琦(1978—), 男, 江西南城人, 博士, 副教授, 硕士生导师, 主要从事土力学、基坑工程等方面的研究与教学工作。E-mail: huqi@zju.edu.cn。

Experimental study on prestressed assembly steel strut system in foundation excavations

HU Qi^{1,2,3}, SHI Jian¹, HUANG Tian-ming^{2,3}, FANG Hua-jian^{2,3}, LI Jian-ping^{2,3}, CHEN Yun⁴, ZHANG Kai¹

(1. Zhejiang University of Technology, Hangzhou 310014, China; 2. Zhejiang Zhefeng Engineering Consulting Co., Ltd., Hangzhou 310020, China; 3. Dongtong Geotechnical Technology Limited Co., Ltd., Hangzhou 310020, China; 4. The Architectural Design & Research Institute of Zhejiang University Co., Ltd., 310012, China)

Abstract: The prestressed assemble steel support system (PASS) is an innovative steel support which can be recycled and prestressed and has a lot of advantages, such as high-strength connection and high reliability, so it has been used more and more in China. To solve some problems urgently, a series of PASS pressure and observation experiments are carried out in a project with large span and poor soil in the west of Hangzhou. The experiment shows that the measured stiffness of PASS is slightly less than that in theory, and the critical factor for deformation of the foundation pit is the supporting prestress. The carrying capacity of PASS depends on the stability of support, so it should meet the design requirements and has a certain redundancy. The maximum stress of PASS varying with temperature is about 29.1% of the actual axial force or 7.4% of the design axial force, and the influences of temperature stress are controllable.

Key words: stability; steel struts; deep excavation

0 引言

近些年来, 随着国家对环境问题越来越重视, 作为临时围护结构的基坑工程中可回收构件的应用也逐渐增多。钢支撑作为可回收的水平受力构件, 应用也十分广泛。传统的钢支撑主要有型钢支撑、钢管支撑, 这些支撑体系几乎都是由单根杆件单独受力的, 且连接节点多有薄弱位置, 由此引发了多起严重的基坑坍塌事故, 比较典型的如: 杭州湘湖地铁站基坑坍塌事故^[1]、新加坡 Nicoll Highway 基坑坍塌事故^[2]。程雪松等^[3]就曾指出基坑支护体系按照临时结构进行设计,

安全储备相对较低, 基坑局部构件失效时可能由局部破坏产生连续破坏, 最终导致基坑整体崩溃, 造成非常严重的后果。

预应力型钢组合支撑是近年来国内出现的新型钢支撑, 该项技术除了具有传统钢支撑可回收、施工便捷快速的优点外, 还具有高强连接、可施加预应力、可靠性高等优点^[4], 因而在国内的应用不断增多。预应力型钢组合支撑技术目前也基本成熟, 相应的地方

收稿日期: 2019-04-29

*通讯作者: (E-mail: htm3@sina.com)

建设标准——浙江省工程建设标准 DB33/T 1142—2017《基坑工程装配式型钢组合支撑应用技术规程》^[5]也已发布使用。

近些年来,学者们对于型钢组合支撑有一定的研究。但是,工程界对于预应力型钢组合支撑还有一些疑问,主要有:①支撑的实际支锚刚度会不会小于理论计算值;②型钢组合支撑的稳定性计算是否合理,支撑能够承受多大的极限荷载;③温度变化下型钢组合支撑内力的变化是否会影响基坑安全。

因而,笔者特别选取了支撑跨度较大、土质较差的杭州城西某工程进行多组支撑进行加压、观测试验。

1 试验概况

试验基坑范围内主要土层属于典型的杭州城西淤泥质土,土质较差,土体力学指标如表 1 所示。

表 1 土体物理力学指标

Table 1 Physical and mechanical parameters of soils			
土层	重度 ($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/(\text{^\circ})$
1-1 杂填土	18.0	5.0	9.0
1-2 粉质黏土	18.4	19.5	12.0
3 淤泥质黏土	17.0	14.4	9.0
4-1 粉质黏土	19.2	26.5	13.5
4-2 粉质黏土	18.4	20.8	13.4
5-1 淤泥质黏土	17.4	14.2	10.5
6 黏土	18.8	42.0	15.0

本基坑长约 324 m,宽约 151 m,基坑普遍开挖深度约 12.00 m,采用二道预应力型钢组合支撑+SMW 工法桩作围护结构,坑内一、二层地下室交界处采用钻孔灌注桩作分隔桩。试验基坑概况见图 1。

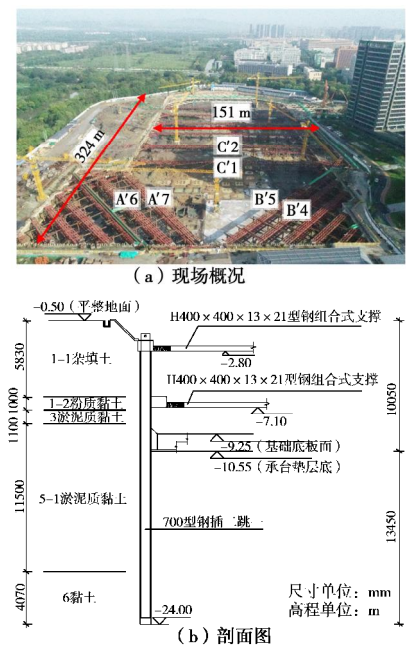


图 1 试验基坑概况
Fig. 1 General situation of experimental field

1.1 支撑概况

试验选取本基坑中最不利的支撑进行,即基坑南侧第二道角撑及对撑,角撑跨度最大约为 95.5 m(计算截面跨度,余同),对撑跨度最大为 113.2 m,剖面计算得到的支撑支反力大小为 400 kN/m。

1.2 试验仪器

试验采用油压千斤顶对型钢组合支撑施加荷载,施加荷载的位置是在型钢组合支撑的中部,在该位置采用 LTC 拉杆式位移计记录支撑的压缩变形(2(a))。

试验采用振弦式表面应变计与读数仪来获取型钢的轴力变化,如图 2(b)所示,应变计安装在每组支撑的内外二根型钢腹板上。采用读数仪读出应变计频率值,再计算得出单根支撑轴力。

采用百分表记录支撑侧向变形,百分表的支座均架设在已完成的底板上(图 2(c))。

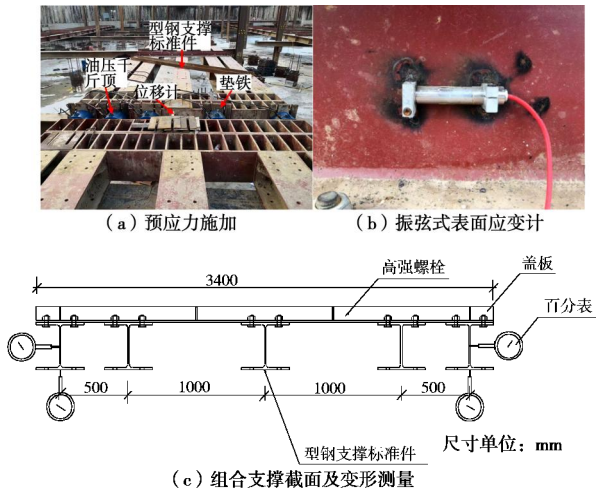


图 2 试验仪器

Fig. 2 Experimental instruments

2 型钢支撑刚度

通过对支撑逐级加压,测得支撑的压缩变形及实际轴力,即可算得支撑的实测刚度。为了确保基坑的安全,加压试验是在底板结构及传力带施工完成且达到一定强度后进行的。

为了对比支撑加压过程中有无荷载损失及验证轴力计计算轴力的精确度,对支撑实际轴力与油压千斤顶施加的轴力比较发现,二者基本一致,支撑荷载施加过程中并不存在轴力损失图 3(a)。通过对比支撑轴力与压缩变形的关系发现:加载前期,实测位移增大较快,斜率明显大于理论值;加载后期,斜率与理论值差异不大。这是由于型钢拼接处一般会有微小的缝隙,施加预应力的过程消除了型钢间的间隙。理论刚度与试验测得的刚度对比见表 2,可见实测的支撑刚度与理论刚度相比偏小,但差距在 20% 范围内。多

次加卸载试验图 3 (b) 表明支撑多次使用后, 仍然处于线弹性变形的范围内, 几乎不产生塑性变形。

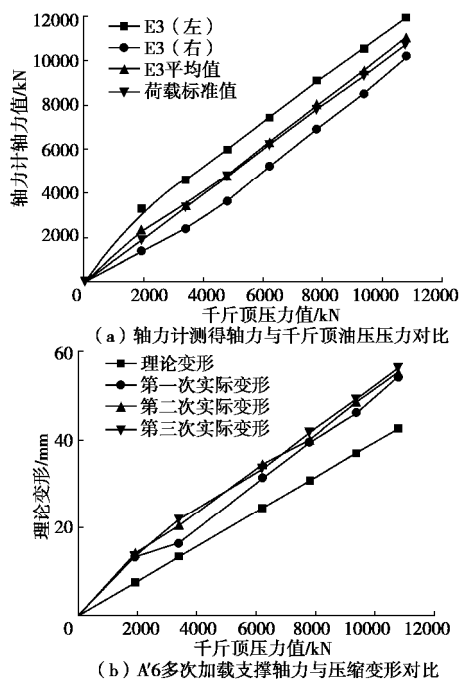


图 3 型钢组合支撑刚度试验

Fig. 3 Stiffness experiment of assembly steel struts

表 2 组合支撑截面信息

Table 2 Section characteristics of assembly steel struts

编号	组合形式	长度/m	理论刚度/MN	实测刚度/MN
A'6 (角撑)	5 根型钢组合	89.5	22292	18883
A'7 (角撑)		81.9		16707
B'4 (角撑)		77.9		18841
B'5 (角撑)		95.5		21566
C'1 (对撑)	6 根型钢组合	113.2	26750	20168

需要指出的是, 支撑端部反力构件是围护桩及桩后土体, 并不是是固定的反力结构, 在计算支撑刚度时已减去这部分变形。考虑到围护桩和支撑计算截面间还有混凝土三角件及加压件的变形没有减去, 实际的支撑刚度应该还要再大一些。每组加压试验在围护桩产生较大的往坑外方向的变形后终止, 此时单道支撑轴力为 12343 kN。

目前型钢组合支撑预应力锁定的方式是通过在保力盒位置塞垫铁 (图 2 (a)) 来实现的, 故而实际预应力锁定的大小可能会偏小, 甚至在早期项目中, 由于设计预应力较小, 导致最终预应力可能会小到无法完全消除支撑间缝隙, 因此围护结构在开挖过程中可能会产生类似于悬臂的变形^[4]。

因此, 预应力型钢组合支撑的预应力锁定是非常关键的。但是, 型钢组合支撑所有节点都需以高强螺栓连接, 支撑加压处在预应力锁定后也需以高强螺栓连接该节点, 以保证支撑的整体性。故而无法采用伺

服装置等控制预应力大小。目前的解决方案是加压后对锁定后的支撑轴力进行监测, 当预应力大小不满足要求时补加预应力。

3 支撑承载能力

根据钢结构理论及规范^[5], 支撑梁承载力实际上是稳定性问题, 包括水平面内和竖直平面内型钢组合支撑的稳定性计算。按规范^[5-6]计算角撑最大轴力设计值 $N=1.1\times1.25\times400\times13/\sin45^\circ=10112\text{ kN}$ 。计算得到的最大应力为 178 MPa, 相应的安全系数为 1.66。而实际使用过程中, 角撑区域最大轴力仅为 2510 kN。

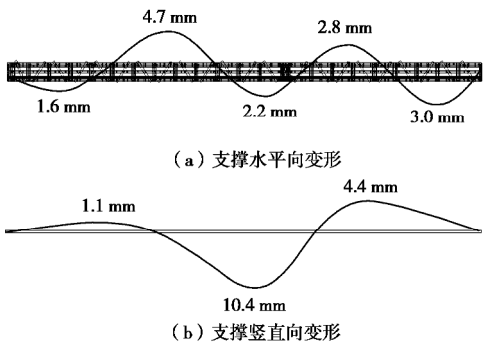


图 4 型钢组合支撑变形

Fig. 4 Deformations of assembly steel struts

为了验证型钢组合支撑的可靠性及稳定计算的科学性, 在前述加压试验进行的同时, 还对组合支撑水平向及竖直向的变形进行了测量。以 A'6 支撑为例 (图 4), 支撑在水平方向的最大变形约为 4.7 mm, 支撑在竖直方向的最大变形约为 10.4 mm, 说明型钢组合支撑整体性较好, 按整体考虑支撑的稳定性是合理的。

4 支撑温度应力变化

对传统钢支撑的研究表明, 钢支撑轴力受温度影响较大, 最大可达 30% 左右。为了研究型钢组合支撑轴力与温度的关系, 在气候炎热的 8 月份每天的 5 点、14 点和 18 点 30 分分别对 C'2 支撑 (与 C'1 支撑基本相同) 的温度和轴力进行较长时间的连续监测。

由图 5 可知监测期间, 气温变化范围为 24.8℃~39.6℃, 钢支撑上表面温度变化范围为 23.4℃~51.4℃, 钢支撑上表面温度变化范围为 23.8℃~45.8℃。C'2 初始轴力为 4327 kN, 支撑轴力变化范围为 3853~5113 kN, 变化幅度为 1260 kN, 支撑轴力变化趋势与温度变化趋势基本一致。型钢组合支撑的温度应力变化幅度约占实际轴力的 29.1%, 占比较大, 这主要是因为初始轴力较小。温度应力占设计轴力 17050 kN 的 7.4%, 如果按照基坑规范考虑 10% 设计轴力, 则是偏于安全的。

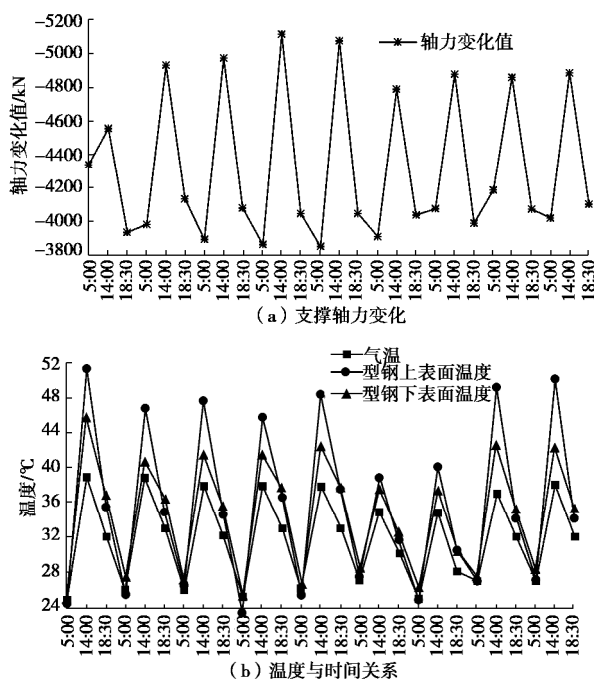


图5 型钢支撑轴力与温度关系

Fig. 5 Axial forces affected by thermal stress

5 结 论

预应力型钢组合支撑是近年来国内出现的新型钢支撑, 该项技术除了具有传统钢支撑可回收、施工便捷快速的优点外, 还具有高强连接、可施加预应力、可靠性高等优点。本文通过现场试验, 验证了预应力型钢组合支撑的受力性能, 主要得出3点结论。

(1) 型钢组合支撑实际刚度略小于理论刚度, 支撑预应力锁定值是影响基坑变形的关键因素, 应采取措施保证预应力锁定值满足要求;

(2) 型钢组合支撑的承载力取决于支撑的稳定性, 按整体考虑支撑的稳定性是合理的, 本工程中支撑承载力满足设计要求, 且有较高的冗余度;

(3) 型钢组合支撑的温度应力变化幅度约占实际轴力的 29.1%, 占设计轴力的 7.4%, 设计中还应额外考虑温度应力的影响, 目前按 10% 设计轴力考虑温度应力是可行的。

致谢: 感谢浙江工业大学硕士研究生宋均国、何品品、谢家文为现场试验作出的贡献。

参考文献:

- [1] 张旷成, 李继民. 杭州地铁湘湖站“08.11.15”基坑坍塌事故分析[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(增刊 1): 338 - 342. (ZHANG Kuang-cheng, LI Ji-min. Accident analysis for ‘08.11.15’ foundation pit collapse of Xianghu Station of Hangzhou metro[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(S1): 338 - 342. (in Chinese))
- [2] COI(2005). Report of the Committee of Inquiry into the incident at the MRT circle line worksite that led to collapse of Nicoll Highway on 20 April 2004[R]. Singapore City: Ministry of Manpower.
- [3] 程雪松, 郑 刚, 邓楚涵, 等. 基坑悬臂排桩支护局部失效引发连续破坏机理研究[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(7): 1249 - 1263. (CHENG Xue-song, ZHENG Gang, DENG Chu-han, et al. Study of the mechanism of progressive collapse induced by partial failure of cantilever contiguous retaining piles[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, 37(7): 1249 - 1263. (in Chinese))
- [4] 李 瑛, 陈 东, 刘兴旺, 等. 预应力型钢组合支撑应用于软土基坑支护[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(增刊 1): 51 - 55. (LI Ying, CHEN Dong, LIU Xingwang, et al. Application of prestressed assemble steel support system in retaining structures for foundation pits in soft soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, 36(S1): 51 - 55. (in Chinese))
- [5] DB33T1142—2017 基坑工程装配式型钢组合支撑应用技术规程[S]. 2017. (DB33T1142—2017 Technical specification for assembly steel strutssystem in foundation excavation[S]. 2017. (in Chinese))
- [6] JGJ 120—2012 建筑基坑支护技术规程[S]. 2012. (JGJ 120—2012 Technical specification for retaining and protection of building foundation excavations[S]. 2012. (in Chinese))

(责编: 孙振远)

DOI: 10.11779/CJGE2019S1025

基坑斜-直交替支护桩工作机理分析

郑刚^{1,2}, 何晓佩^{1,2}, 周海祚^{1,2}, 王思钰^{1,2}, 杨石飞³, 魏建华³

(1. 天津大学滨海土木工程结构与安全教育部重点实验室, 天津 300072; 2. 天津大学土木工程系, 天津 300072;

3. 上海勘察设计研究院(集团)有限公司, 天津 300072)

摘要: 在基坑工程中, 可将部分竖直悬臂支护桩倾斜一定角度后形成倾斜桩, 利用冠梁连接交替布置的竖直悬臂桩与倾斜桩可形成基坑斜-直交替支护体系。已有工程实测表明, 基坑斜-直交替支护桩具备良好的抗倾覆和变形控制能力; 然而, 目前尚缺乏对其工作机理的认识。提出了基坑斜-直交替支护桩的3个工作机理效应, 即: 刚架效应、斜撑效应和重力效应。以支护结构变形和坑外土体沉降为评价标准, 对3项效应进行分析。结果表明: ①由于冠梁的连接作用, 斜桩与直桩形成一个整体刚架体系, 可有效减小桩身和土体变形; ②斜桩侧壁摩擦是斜桩对直桩支撑力发挥的关键因素, 若斜桩侧壁光滑, 基坑斜-直交替支护桩的支护能力与悬臂直桩几乎相同; ③斜直桩桩间土与支护体系形成一个整体, 可一定程度提高支护体系抵抗基坑变形的能力。

关键词: 斜-直交替支护桩; 机理分析; 刚架效应; 斜撑效应; 重力效应

中图分类号: TU431

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)S1-0097-04

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

Working mechanism of inclined-vertical retaining piles in excavations

ZHENG Gang^{1,2}, HE Xiao-pei^{1,2}, ZHOU Hai-zuo^{1,2}, WANG En-yu^{1,2}, YANG Shi-fei³, WEI Jian-hua³

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

Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, China; 3. SGIDI Engineering Consulting (Group) Co., Ltd., Tianjin 300072, China)

Abstract: In excavation engineering, an inclined-vertical retaining pile system can be formed by connecting the cantilever piles and the inclined piles. The previous case histories indicate that the inclined-vertical retaining piles have the advantage in overturning resistance and deformation control. However, the insight into the working mechanism of inclined-vertical retaining piles is limited. Three mechanisms are proposed in this investigation, that is, frame effect, supporting effect, and gravity effect. Taking the deformation of retaining structures and the ground settlement as the criteria, the contribution of these work mechanisms is analyzed. The results indicate that (1) The formed frame system can significantly decrease the structural deformation and ground settlement. (2) the side friction in inclined piles is vital to the supporting effect on the cantilever piles. (3) the soil between the inclined and vertical piles has a limited effect on the structural deformation.

Key words: inclined-vertical pile; mechanism analysis; frame effect; supporting effect; gravity effect

0 引言

近年来, 伴随着地下工程的大量兴建, 基坑施工成为地下空间开发的重要技术。通常, 基坑工程中的支护方式有内支撑结构、桩锚结构、放坡明挖、悬臂支护等。其中, 内支撑^[1]与桩锚支护形式施工复杂, 工期较长。而放坡明挖与悬臂支护形式适用基坑深度较小, 且变形较大。

因此, 在软土地区, 快速、经济、安全的基坑支护措施成为基坑工程的关注重点。若将传统的竖直悬臂结构进行一定角度的倾斜, 可形成倾斜支护桩; 进一步, 若利用冠梁将倾斜桩与悬臂直桩进行连接, 可

形成基坑斜-直交替支护体系。目前, 这种技术已经在天津仁恒海和院、环欧等基坑工程中得到应用。该支护体系能省去水平支撑, 经济效益显著, 加快施工速度, 并且可以有效地减小支护结构土压力, 控制桩身受力与位移^[2-3]。同时, 已开展的模型试验证明了倾斜桩抗倾覆能力和抗变形能力优于悬臂直桩, 斜-直交替布置的单排桩工作性能要优于倾斜单排桩^[4]。

基金项目: 国家自然科学基金项目(51708405; 41630641); 国家重点研发计划(2017YFC0805407); 天津市科技计划项目(16YDLSJF00040)

收稿日期: 2019-04-30

***通讯作者:** (E-mail: zhzrobby@163.com)

斜-直交替支护技术虽有十分明显的支护优势,然而,目前缺乏对基坑斜-直交替支护桩抗变形能力机理的解释,限制了此项技术在基坑工程中的应用和发展。对此,本文结合有限元分析和工程实测结果对斜-直交替支护技术的作用机理进行了探讨,并提出了斜-直交替支护技术的 3 个作用机理。

1 工程实测和数值验证

本文选取了位于天津红咸里基坑工程进行有限元数值验证,基坑平面图如图 1。A—A 剖面处基坑深度为 4.9 m,采用了放坡+倾斜桩支护的形式。倾斜桩为预制空心矩形桩,桩长 12 m,混凝土强度等级为 C80,倾斜角度为 8°。桩顶用帽梁连接,其混凝土强度等级为 C30。倾斜桩施工完成时在该区段布置桩身位移监测测点,测点位置详见图 1,其中测点 PHC11、PHC12 为剖面 A—A 支护形式所对应的测点。该测点处基坑宽度为 85 m,按照该剖面支护形式建立数值模型。

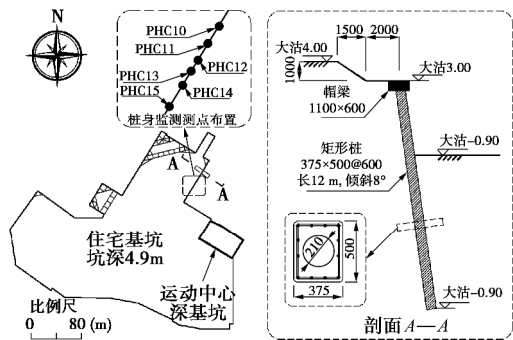


图 1 平面图与测点布置

Fig. 1 Cross-section and layout of monitoring points

采用有限元软件 Plaxis^{3D[5]}对倾斜桩支护进行数值分析。建立平面应变模型,并按对称性取基坑宽度的一半进行分析。模型高度、模型左侧边界与支护桩水平距离均取为 25 m,约 5 倍基坑开挖深度^[6]。模型顶面为自由面;模型 4 个侧面法向位移约束;模型底面每个方向位移均约束^[7]。土体本构模型采用小应变土体硬化模型(HSS 模型)^[8]。土层参数见表 1。冠梁重度为 25 kN/m³,弹性模量为 30 GPa,泊松比取 0.2。支护桩按截面等刚度原则^[9]等效为 8 节点弹性板单元模拟,等效厚度取为 370 mm,重度为 25 kN/m³,弹性模量为 38 GPa,泊松比取 0.2。计算模型剖面图如图 2。基坑施工过程按照以下施工顺序进行模拟:①生成初始地应力;②生成板单元、梁单元;③降水至基坑底部;④开挖至-1 m 埋深处;⑤开挖至-2.95 m 埋深处;⑥开挖至-4.9 m 埋深(坑底)处。

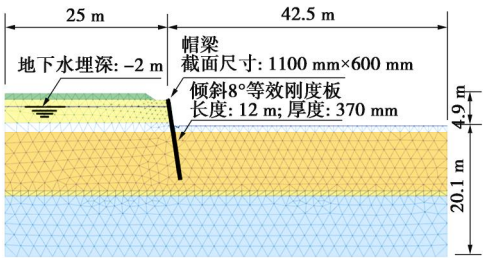


图 2 剖面 A—A 数值模型

Fig. 2 Numerical model of cross-section A-A

表 1 土体物理力学参数表

Table 1 Physical and mechanical parameters of soils

土层参数	土层编号					
	① ₂ 素填土	③ ₁ 黏土	④ ₁ 黏土	⑥ ₁ 粉 质黏土	⑦粉质 黏土	⑧ ₁ 粉 质黏土
厚度/m	0.94	3.5	1.5	9.0	0.8	4.26
泊松比 n	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$g/(kN\cdot m^{-3})$	18.88	18.61	19.42	19.24	20.36	20.64
E_{50}^{ref}/MPa	3.8	4.2	4.8	6.0	5.7	5.8
E_{oed}^{ref}/MPa	5.7	6.3	7.2	6.0	5.7	5.8
E_{ur}^{ref}/MPa	30.4	33.6	38.4	24.0	45.6	46.4
G_0^{ref}/MPa	65	63	76	72	109	104
c/kPa	20	16.45	18.06	13.74	15.86	13.87
$\varphi/(^{\circ})$	8	12.52	11.27	21.19	9.49	13.54

图 3 为开挖至坑底时,测点 PHC11、PHC12 处桩身水平变形的实测数据与数值分析结果的对比。数值模型计算的桩身位移与现场实测结果非常接近,证明该数值分析方法可靠且适用于进一步建立典型计算模型来进行斜-直交替支护形式的机理研究。

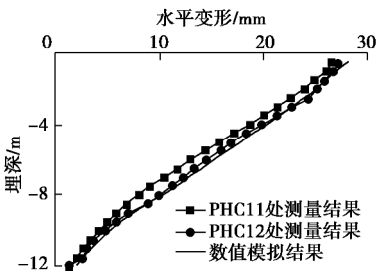


图 3 桩身水平变形对比

Fig. 3 Comparison between calculated and measured horizontal displacements of piles

2 有限元模型建立

为说明斜-直交替桩的工作机理,假设基坑开挖深度为 6 m,宽度为 40 m。地下水位为-2 m,选取天津典型的⑥₁粉质黏土进行单一土层建模,支护桩采用混凝土强度等级为 C80 的预制空心矩形桩,桩长 15 m,截面尺寸为 375 mm×500 mm,空心直径为 210 mm,桩中心距为 600 mm,根据等刚度原则换算板厚为 496 mm,斜桩与直桩的夹角为 20°。冠梁强度等

级为 C35, 弹性模量为 31.5 GPa, 泊松比为 0.2, 截面尺寸为 1100 mm×600 mm。模型尺寸长 100 m, 宽 1.2 m, 高 40 m, 如图 4 所示。桩土界面折减系数为 0.65。

本文将探讨斜-直交替支护桩的 3 种作用机理, 即: 通过对比有无冠梁存在分析刚架效应, 对比斜桩与土体接触面粗糙程度分析斜撑效应, 调整斜-直桩中间土体重度以进行重力效应分析。

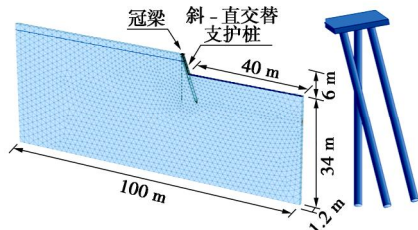


图 4 有限元数值计算模型
Fig. 4 Finite element numerical model

3 作用机理分析

3.1 刚架效应

图 5 为有无冠梁连接时桩身变形和土体沉降关系图。可以看出, 当冠梁取消后, 斜直桩桩顶变形不协调, 直桩变形大于斜桩; 与有冠梁连接工况相比, 直桩最大变形增大 213%, 斜桩最大变形将增大 125%。说明斜-直交替支护桩可有效减小桩身变形。冠梁取消后, 斜、直桩的变形模式由类似带支撑的“内凸式”转变为“悬臂式”^[11], 此时, 斜、直桩的相互作用消失, 地表沉降也显著增加, 无冠梁较有冠梁时增大 146%。斜-直交替支护桩通过桩顶冠梁的连接, 形成一个共同抵抗土体变形的刚架体系。桩体与冠梁间不能发生相对转动, 从而在桩顶处产生一定的初始弯矩。在此三角形刚架支护体系中, 斜桩倾斜一定角度后, 相较于直桩减小了自身的桩身受力, 增强了抗倾覆稳定性, 具有更强的抵御桩后土体变形的支护能力。同时, 斜桩对于直桩也起到了一定的支撑作用, 从而进一步控制直桩的变形。因此, 在此刚架结构中, 冠梁的连接对于斜直桩相互作用能力的发挥是至关重要的。

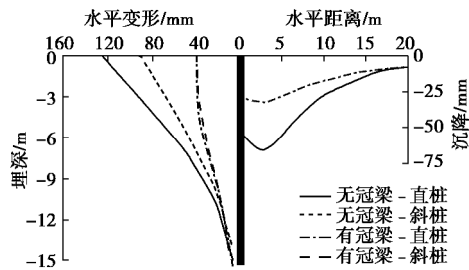


图 5 有无冠梁的斜直桩水平变形与桩后沉降图
Fig. 5 Lateral displacements of piles and ground settlements for cases of with and without connection of top beam

3.2 斜撑效应

图 6 对比分析了不同斜桩侧壁粗糙程度对于桩身变形和土体沉降的影响。由图可知, 当斜桩侧壁光滑时, 斜桩底部的嵌固作用将减小, 底部变形增大, 并且斜桩桩身变形大于直桩。斜、直桩的变形模式均由“内凸式”转变为“悬臂式”, 桩体的最大变形增大 200%, 说明当斜桩侧壁摩擦未发挥时, 其对直桩的支撑作用将明显减弱, 进而影响整体的支护能力。斜桩侧壁光滑后, 地表沉降也显著增加, 斜桩侧壁光滑较粗糙时增大 155%。在整个支护体系中, 斜桩对直桩起到斜撑的作用, 而斜桩侧摩阻力的约束正是传递此支撑力的关键因素。因此, 斜桩侧摩阻力的发挥可以提高支护体系的整体稳定性和抗变形能力。斜桩光滑时, 桩体变形值和土体沉降值与无冠梁时基本相等, 说明当斜桩摩擦不能发挥时, 斜桩的支护作用基本消失, 基坑支护形式类似悬臂直桩支护。

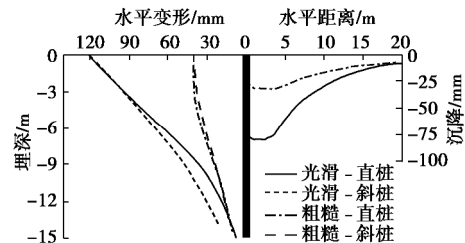


图 6 不同斜桩粗糙度的斜直桩水平变形与桩后沉降图
Fig. 6 Lateral displacements of piles and ground settlements under different roughness of inclined piles

3.3 重力效应

图 7 所示对比了斜-直桩体之间土体重度对结构变形和坑外沉降的影响。为避免数值不收敛, 取 $g = 1 \text{ kN/m}^3$ 近似模拟土体为无重介质。当土体为无重介质时, 桩身变形与坑外土体沉降的模式较基本工况不变, 但斜、直桩的最大水平位移增大 7.5%, 坑外土体最大沉降值增大 10%。说明桩间土的存在起到了限制基坑变形的作用, 该部分土重会起到抵抗倾覆的作用, 提升支护结构整体的抗变形能力。桩间土的存在会给坑内被动区土体提供更大的竖向力, 此竖向力与坑内土体隆起变形方向相反, 进而限制坑内隆起与坑外沉降变形。从而减小基坑的整体变形, 提高支护结构的整体稳定性。

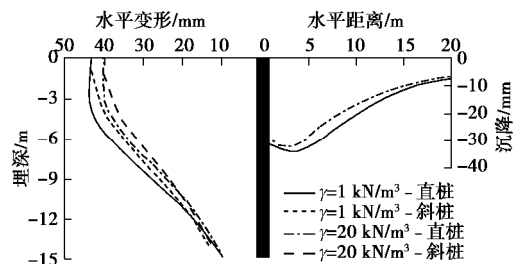


图 7 不同桩间土重的斜直桩水平变形与桩后沉降图
Fig. 7 Lateral displacements of piles and ground settlements under different soil gravities between inclined piles and vertical piles

4 结 论

本文针对目前基坑斜-直交替桩的工作机理,揭示了三大支护效应。主要得出以下结论:

(1) 斜-直交替支护桩形成一个三角形刚架支护体系,此支护结构可提高整体稳定性和支护能力。冠梁的存在是此刚架效应发挥的重点,实现斜直桩的协调变形与相互作用力的传递。而冠梁连接刚度对于此刚架体系作用的发挥影响不明显。

(2) 当斜桩光滑时,斜桩对于直桩的支撑作用将不会发挥,从而由类支撑的“内凸式”变形模式转变为“悬臂式”。因此,斜桩侧壁摩擦是整个支护体系斜撑效应发挥的关键。

(3) 斜直桩中间部分土体与刚架体系形成一个整体共同抵抗土压力和土体变形,通过桩间土重来限制坑内隆起变形,从而提高支护结构抵抗变形的能力。

(4) 在3种作用机理中,刚架效应是斜撑效应发挥的前提。通过冠梁的连接,斜桩的支撑力作用在直桩上,而斜桩侧壁摩擦决定了此支撑力的大小。刚架效应保证此作用的存在,斜撑效应保证此作用最大程度的发挥。

参考文献:

- [1] 陈 昆, 闫澍旺. 不同内支撑支护体系对深基坑开挖变形的影响分析[J]. 天津大学学报 (自然科学与工程技术版), 2017, **50**(增刊 1): 1 - 6. (CHEN Kun, YAN Shu-wang. Impact analysis of deep foundation pit excavation under different bracing system[J]. Journal of Tianjin University (Science and Technology), 2017, **50**(S1): 1 - 6. (in Chinese))
- [2] MAEDA T, SHIMADA Y, TAKAHASHI S, et al. Design and construction of inclined-braceless excavation support applicable to deep excavation[C]// International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Paris, 2013: 2051 - 2054.
- [3] SEO M S, IM J C, KIM C, et al. A study on the applicability of retaining wall using batter piles in clay[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2016, **53**: 1195 - 1212.
- [4] 郑 刚, 白若虚. 倾斜单排桩在水平荷载作用下的性状研究[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(增刊 1): 39 - 45. (ZHENG Gang, BAI Ruo-xu. Behaviors study of inclined single row contiguous retaining piles under horizontal force[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(S1): 39 - 45. (in Chinese))
- [5] PLAXIS B V. PLAXIS 3D tutorial manual[M]. Anniversary ed. Delft: Plaxis Bv, 2010.
- [6] HSIEH P G, OU C Y, SHIH C. A simplified plane strain analysis of lateral wall deflection for excavations with cross walls[J]. Revue Canadienne De Géotechnique, 2012, **49**(10): 1134 - 1146.
- [7] GOH A T C, ZHANG F, ZHANG W, et al. A simple estimation model for 3D braced excavation wall deflection[J]. Comput Geotech, 2017, **83**: 106 - 113.
- [8] JARDINE R J, POTTS D M, FOURIE A B, et al. Studies of the influence of non-linear stress-strain characteristics in soil-structure interaction[J]. Géotechnique, 1986, **36**(3): 377 - 396.
- [9] OU C Y, HSIEH P G, CHIOU D C. Characteristics of ground surface settlement during excavation[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1993, **30**(5): 758 - 767.
- [10] CHEN R, MENG F, LI Z, et al. Investigation of response of metro tunnels due to adjacent large excavation and protective measures in soft soils[J]. Tunn Undergr Space Technol, 2016, **58**: 224 - 235.
- [11] CLOUGH G W, O' ROURKE T D. Construction induced movements of in situ walls[C]// Proceedings of the Design and Performance of Earth Retaining Structures, ASCE. New York, 1990: 439 - 470.

(责编: 黄贤沙)

DOI: 10.11779/CJGE2019S1026

飞机移动荷载作用下跑道地基响应范围变化规律

张甲峰^{1,2}, 钱建固², 吕玺琳², 李 帅³, 李军世¹, 苏尔好⁴

(1. 上海民航新时代机场设计研究院有限公司, 上海 200335; 2. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092;

3. 机械工业信息研究院, 北京 100037; 4. 上海华东民航机场建设监理有限公司, 上海 200335)

摘 要: 针对目前机场场道工程设计中未考虑飞机移动荷载特性、道面结构及地基土特性与土基影响深度之间关系的状况, 基于国际平整度指数 IRI 的飞机移动荷载计算理论和层状弹性体系理论, 构建了考虑道面结构—土基—飞机移动荷载的动力分析模型。系统分析了不同道面结构和不同机型在土基顶面产生的最大附加动应力分布规律, 获得了飞机移动过程中最大附加动应力横向影响范围及随深度的变化规律。研究结果为机场场道工程设计及优化提供了理论依据和参考。

关键词: 飞机移动荷载; 起落架; 响应深度; 跑道; 分层路基

中图分类号: TU43 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2019)S1-0101-04

作者简介: 张甲峰(1982—), 男, 博士, 高级工程师, 主要从事机场工程研究。E-mail: jiafeng6060@163.com。

Influence scope of airport runway ground under aircraft moving loads

ZHANG Jia-feng^{1,2}, QIAN Jian-gu², LÜ Xi-lin², LI Shuai³, LI Jun-shi¹, SU Er-hao⁴

(1. Shanghai CAAC New Era Airport Design & Research Institute Co., Ltd., Shanghai 200335, China; 2. Department of Geotechnical

Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. China Machinery Industry Information Institute, Beijing 100037, China;

4. Shanghai East China Civil Aviation Airport Construction Supervision Co., Ltd., Shanghai 200335, China)

Abstract: The relationship among aircraft moving loads, pavement structures, characteristics of foundation soils and influence depths of soil foundations is accounted in the design of airport runways. Based on the international smoothness index and the theory of layered elastic system, a dynamic analysis model considering the moving loads of pavement structures, soil foundations and aircrafts is established. The distribution laws of the maximum additional dynamic stress on the top surface of soil foundations caused by different pavement structures and different aircraft types are systematically analyzed. The lateral influence range of the maximum additional dynamic stress and its variation with depth in the process of aircraft movement are obtained. The research results can provide theoretical basis and reference for the design and optimization of airport runways.

Key words: aircraft moving load; landing gear; response depth; runway; layered subgrade

0 引 言

国内外实测资料均已表明交通荷载作用下的软土地基发生了很大的工后沉降(上海地铁一号线^[1]、浦东国际机场一跑道^[2]及日本某低路堤高速公路^[3])。现行交通工程在采取了地基加固处理或减少静载措施的情况下仍然产生了如此大的工后附加沉降, 可见交通荷载引起的动应力起到了较大的作用。

随着我国民用航空事业的发展, 民用运输机日趋大型化, 机场起降架次亦日益增多, 这对现有的设计体系提出了新的要求, 特别是针对软土地基设计要求, 为应对这一发展趋势, 确保机场跑道运行安全, 建立适应现代大型枢纽机场跑道工程的设计理念已迫在眉睫。而关于飞机移动荷载作用下引起的场道地基受力特性的研究尚不多见, 现行场道地基设计规范中也未

考虑飞机移动荷载的影响。

在路基工程中, 路面结构的主承载区即为路基工作区^[4], 其深度由轮载引起的竖向附加应力与路基土自重应力的比值确定, 比值通常为 0.1~0.2。据此, 在机场场道工程中, 笔者类比提出飞机动载响应深度的判别标准。

道面结构与土基强度参数不同, 荷载影响深度也不同^[5], 事实上, 场道地基附加应力和影响深度受多种因素影响, 主要有飞机荷载特性、道面结构、土体特性三大方面。本文基于层状弹性体系理论和国际平

基金项目: 国家自然科学基金项目(51238009, U1433123, 51578413);

民航局科技项目(MHRD201055); 上海市科委项目(10231000900)

收稿日期: 2019-04-28

***通讯作者** (E-mail: jiafeng6060@163.com)

平整度指数 IRI 的飞机动载系数,借助 MATLAB 语言编程对不同工况下飞机动载引起的最大附加动应力进行计算分析,系统地分析了不同道面结构—土基—飞机动载引起的附加动应力特性,主要研究了相同土层条件下,不同道面结构和不同机型引起的地基土顶面附加动应力特性、横向影响范围及其影响深度的变化规律。

1 飞机移动荷载计算理论

1.1 动荷载系数定义

跑道道面不是绝对的平面,飞机在跑道上运行时,不可避免地产生附加动载,为了定量描述飞机运行过程中产生的动荷载,以飞机静止荷载为基准定义动荷载系数 k_d :

$$k_d = \frac{P_d}{P_s}, \quad (1)$$

式中, P_s 为飞机静止荷载 (kN), P_d 为飞机运行过程中产生的对道面的竖向动荷载 (kN)。

文献[2]建立了飞机动载与国际平整度指标 IRI 之间的定量关系。在飞机滑跑移动过程中,道面实际承受的竖向荷载与道面平整度、飞机滑跑速度以及飞机升力等因素有关。通过考虑飞机滑跑移动过程中的整体受力平衡,得到了考虑浮力和飞机移动特征的动荷载系数 k_d :

$$k_d = 1 + 0.0207 \text{IRI} \sqrt{v} - \frac{v^2}{v_0^2} (1 + 0.0207 \text{IRI} \sqrt{v_0}), \quad (2)$$

式中, v 为飞机运行速度, v_0 为飞机离地起飞的速度 (m/s)。

1.2 动荷载系数分析

《民用机场道面评价管理技术规范》(MH/T5024—2009) 依据国际平整度指标 IRI 将道面分成三个等级,取 IRI 平均值 (m/km) 为 1, 3, 5 分别代表道面平整度状况为好、中、差三种道面状态,假定飞机起飞离地速度为 85 m/s,依据动载系数公式计算分析飞机加速起飞滑跑状态下三种 IRI 值对应的最大动荷载系数列于表 1。

表 1 飞机动荷载系数 k_d 最大值

Table 1 Maximum values of coefficient of aircraft dynamic loads

k_d			
IRI 值/(m·km ⁻¹)	1	3	5
飞机动荷载系数最大值 k_{dmax}	1.0490	1.1931	1.3550

由表 1 可知,道面的国际平整度指数 IRI 对飞机动荷载系数有显著的影响,道面平整度指数 IRI 越大,动荷载系数越大,这与美国国家航空实验中心的测试结果^[6] (见表 2) 较为吻合。

表 2 实测动荷载系数 k_d

Table 2 Parameters for runways and soil layers

运动形式	低速 滑行	加速起飞 滑跑	减速 滑跑	低速制 动	高速 制动
动荷载系数	1.3	1.2	1.2	1.3	1.8

综合上述数值分析和文献数据情况,考虑民用运输机型性能、机场跑道平整度情况,同时考虑飞机运行安全的需要,动载系数依据中等等级道面平整度不利状态下进行计算,滑跑状态下动载系数值取 1.2。

2 飞机移动荷载应力分析原理

2.1 飞机移动荷载时空等效转换

随着飞机轮载的移动,土体单元的应力状态随之发生连续的变化,主应力轴发生连续的旋转。在一个飞机荷载作用周期内,不同时刻的土体单元的动应力状态,可等效成飞机轮载作用的某一时刻下不同水平位置土单元的受力状态,如图 1 所示。通过时空效应转换,可求得飞机轮载移动过程中任一位置土体单元的动应力状态。

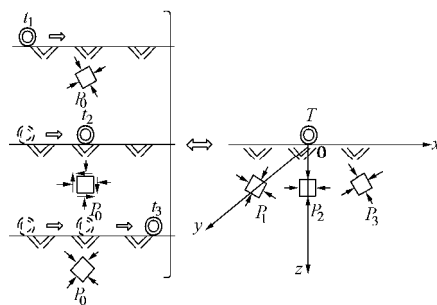


图 1 时空等效转化

Fig. 1 Equivalent spatial-temporal transformation

2.2 地基应力

文献[7]给出了柱面坐标系下单轮荷载的各个应力分量,通过坐标转换可得直角坐标系下的应力形式。由于飞机移动,在 xoz 平面内引起主应力轴偏转,这里重点考察 xoz 平面的应力状态,而忽略垂直于 xoz 平面的应力,因此,广义剪应力 q 可表示为

$$q = \sqrt{(s_z - s_x)^2 + 4t_{zx}^2}, \quad (3)$$

式中,广义剪应力 q 大小为心形轨迹到原点的距离,其与水平轴的夹角为 2 倍的主应力方向角 q_s (见图 2)。

3 典型机型与相应道面结构参数选取

场道地基附加应力受多种因素影响,主要有飞机荷载特性、道面结构、土体特性三大方面。目前,常见的飞行区跑道等级有 4C、4D、4E、4F,根据飞行区跑道等级,选取典型的道面结构及相应的常用机型对场道地基附加应力分布规律进行分析,道面结构层

及土基参数见表 3, 典型机型参数见表 4。

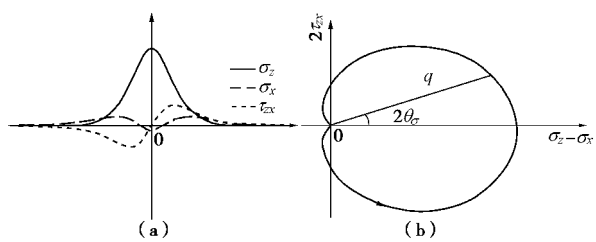


图 2 应力分量及偏应力路径

Fig. 2 Stress components and paths of deviator stress

表 3 道面结构层及土基参数

Table 3 Parameters for pavement structures and soils				
飞行区 指标	分层 名称	厚度/m	泊松 比	弹性模量 /Pa
4C、4D、 4E、4F	面层	0.32(4C)、0.36(4D) 0.4(4E)、0.42(4F)	0.15	3.0×10^{10}
	基层	0.4	0.20	1.3×10^9
	地基土	40	0.30	1.0×10^7

表 4 典型机型荷载参数

Table 4 Parameters of typical aircraft loads					
飞行区 指标	代表机型	最大滑行 重量/kN	主轮 轮载 /kN	主轮着 地面积 /m ²	主轮着 地压强 /kPa
4C	A321-200	834	198.1	0.1500	1360
4D	B767-300ER	1873	222.4	0.1612	1380
4E	B747-400	3978	236.2	0.1700	1380
4F	A380-800F	5920	281.2	0.1900	1494

4 机型对地基土平面响应范围的影响

图 3 为 F 类典型机型 A380-800F 荷载作用下土基顶面附加动应力分布图, 图 4 为各类代表机型荷载作用下地基顶面处附加应力横向分布对比图。从图 3, 4 可知: 飞机荷载不同, 附加应力横向影响范围亦不相同, 飞机荷载越大, 附加应力横向影响范围越大; C, D, E, F 类机型横向影响范围在中心线两侧各 15~25 m 之间, 超过 25 m, 附加应力可以忽略不计。飞机起落架构型不同, 附加应力影响范围不同。

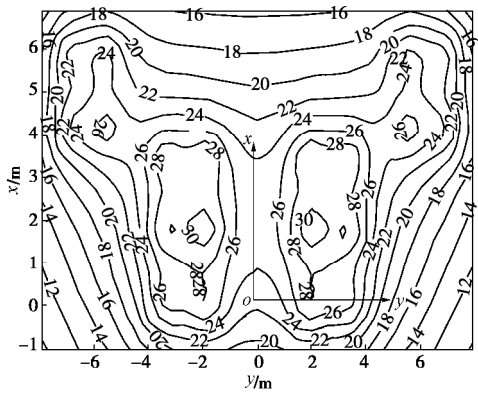


图 3 A380-800F 移动荷载作用下土基顶面附加应力

Fig. 3 Additional stresses on top surface of soil foundation under A380-800F aircraft moving loads

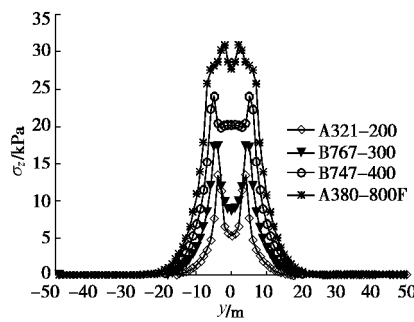


图 4 各代表机型荷载作用下典型横断面附加应力分布对比图

Fig. 4 Comparison of additional stress distribution in a typical cross section under various representative loads

5 机型对地基土响应深度的影响

移动荷载对场道地基的影响深度是研究飞机交通荷载作用下场道地基沉降的重要依据之一, 特别是对于软土地基的处理具有重要的指导意义。目前, 对于影响深度的界定标准主要以某一深度处的附加动应力或动应变的绝对值作为判定依据^[4], 有的也以附加动应力与自重应力的相对百分比或者附加动应变占自重应变的百分比作为判定依据。目前, 动应力响应通常采用现场测试或者数值模拟得到, 而现场动应力测试结果尚不多见, 动应变测试数据就更少, 且采用不同处理方法得到的数值结果差异性较大, 从而得到的影响深度结论可采用性较差。根据现有文献, 现场动力测试结果显示动应力有效影响深度在 1~2.5 m^[5-8], 这与采用数值分析法得到的影响深度差别较大, 用竖向动应力标准界定影响深度为 6~8 m, 用竖向动应变标准界定影响深度可达 18 m^[9-11]。

附加应力与自重应力比值小于某一定值 (10%或 20%) 的界定标准概念较为清晰, 应用较为广泛。而其他判定标准, 采信性较低。故本文在运用分层总和法进行分析时, 采用 10% 的应力比值进行计算分析。图 5 为各典型飞机移动荷载作用下附加应力与 10% 自重应力沿深度分布曲线图, 可知, 飞机荷载不同, 移

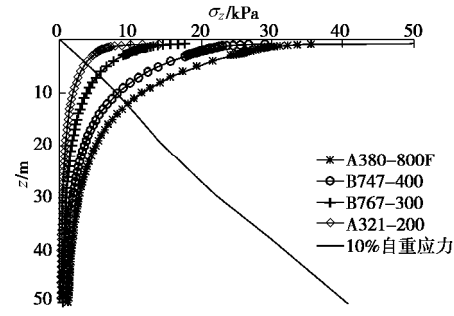


图 5 各机型荷载作用下土基附加应力分布对比图

Fig. 5 Comparison of additional stress distribution under various representative loads

动荷载影响深度也不相同,荷载越大,影响深度越深,对于C, D, E, F类机型其移动荷载影响深度分别为4, 7, 10, 12 m。

6 结 论

基于国际平整度指数IRI的飞机移动荷载计算理论和层状弹性体系理论,考虑道面结构—土基—飞机移动荷载的耦合作用,系统地分析了相同土层条件下,不同机型作用在相应道面结构上引起的地基土附加动应力分布规律。基于以上研究,可以得到以下结论:

(1) 对于特定机型,地基动应力影响因素主要包括荷载的移动速度、道面结构平整度及跑道—地基分层特性等。求解飞机动载下地基附加动应力,有必要将飞机—道面结构—地基进行耦合,获得基于荷载速度、道面平整度等综合影响下的动荷载系数,由此计算的动载系数与国际相关规范实测的建议值相吻合。

(2) 相同土层条件下,对应不同跑道等级,C, D, E, F类机型横向影响范围在中心线两侧各15~25 m之间,超过25 m,飞机荷载影响可忽略不计。

(3) 相同土层条件下,对应不同跑道等级,飞机荷载不同,移动荷载影响深度也不同,荷载越大,影响深度越深,采用附加应力与自重应力比值小于10%的标准来界定影响深度时,F类飞机荷载影响深度可达12 m, E类飞机荷载影响深度为10 m,能够影响到地基下卧软土层,在进行场道地基沉降分析和地基处理设计时应当给予充分考虑。

参考文献:

- [1] 陈基伟, 詹龙喜. 上海市地铁一号线隧道变形测量及规律分析[J]. 上海地质, 2000(2): 51 - 56. (CHEN Ji-wei, ZHAN Long-xi. Deformation measuring of the metro tunnel and deformation data analysis of Shanghai metro line No.1[J]. Shanghai Geology, 2000(2): 51 - 56. (in Chinese))
- [2] 张甲峰. 飞机移动荷载下饱和软黏土试验研究与长期沉降分析[D]. 上海: 同济大学, 2016. (ZHANG Jia-feng. Experimental study on saturated soft-clay and analysis of long-term settlement under aircraft loading[D]. Shanghai: Tongji University, 2016. (in Chinese))
- [3] YAMANOUCHI T, YASUHARA K. Settlement of clay subgrades of low bank roads after opening to traffic[C]// Proceeding of 2nd Australia and New Zealand Conference on Geomechanics. Australia: Brisbane, 1975: 115 - 120.
- [4] 仇敏玉, 俞亚南. 道路行车荷载响应深度分析[J]. 岩土力学, 2010, 31(6): 1822 - 1826. (QIU Min-yu, YU Ya-nan. Analysis of influence depth for roads induced by vehicle load[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(6): 1822 - 1826. (in Chinese))
- [5] 赵俊明, 刘松玉, 石名磊, 等. 交通荷载作用下低路堤动力特性试验研究[J]. 东南大学学报:自然科学版, 2007, 37(5): 921 - 925. (ZHAO Jun-ming, LIU Song-yu, SHI Ming-lei, et al. Experimental study on dynamic response of low embankment under traffic load[J]. Journal of Southeast University: Natural Science Edition, 2007, 37(5): 921 - 925. (in Chinese))
- [6] LEDBETTER R H. Pavement response to aircraft dynamic loads[R]. United Army Engineer Waterways Experiment Station Soils and Pavement Laboratory, 1976.
- [7] 张甲峰, 黄茂松, 张根宝, 等. 往复荷载下层状地基基础与沉降分析[J]. 土木工程学报, 2010, 43(11): 122 - 129. (ZHANG Jia-feng, HUANG Mao-song, ZHANG Gen-bao, et al. Test and analysis for settlement of plates on elastic foundation under repeated loading[J]. China Civil Engineering Journal, 2010, 43(11): 122 - 129. (in Chinese))
- [8] 周健斌, 魏金霞, 李国强. 交通动荷载模拟试验成果分析[J]. 公路与汽运, 2005(4): 32 - 34. (ZHOU Jian-bin, WEI Jin-xia, LI Guo-qiang. Analysis of simulation experimental results of traffic dynamic load[J]. Highways & Automotive Applications, 2005(4): 32 - 34. (in Chinese))
- [9] 黎冰, 高玉峰, 魏代现, 等. 车辆荷载的影响深度及其影响因素的研究[J]. 岩土力学, 2005, 26(增刊): 310 - 313. (LI Bing, GAO Yu-feng, WEI Dai-xian, et al. Research on influencing depth of vehicle loads and its influencing factors[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, 26(S0): 310 - 313. (in Chinese))
- [10] CHAI J C, MIURA N. Traffic-load-induced permanent deformation of road on soft subsoil[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2002, 128(11): 907 - 916.
- [11] 梅英宝, 朱向荣, 吕凡任. 交通荷载作用下道路与软土地基弹塑性变形分析[J]. 浙江大学学报(工学版), 2005, 39(7): 997 - 1002. (MEI Ying-bao, ZHU Xiang-rong, LÜ Fan-ren. Elastoplastic deformation analysis of pavement and soft subsoil under traffic load[J]. Journal of Zhejiang University (Engineering Science), 2005, 39(7): 997 - 1002. (in Chinese))

(责编: 明经平)

DOI: 10.11779/CJGE2019S1027

基于 Biot 理论多种简化模型的适用性研究

胡丹¹, 李芬^{1,2}, 张开银¹

(1. 武汉理工大学交通学院, 湖北 武汉 430063; 2. 大连理工大学海岸与近海工程国家重点实验室, 辽宁 大连 116024)

摘要: 基于 Biot 理论提出的简化模型主要包括以下简化形式: 忽略混合物动力平衡方程和广义达西定律中相对加速度项; 忽略混合物动力平衡方程中相对加速度项以及广义达西定律中所有惯性项; 忽略控制方程中所有惯性项。分析了多种简化模型在不同材料参数和不同激励频率作用下的适用性, 基于不同简化模型得到了一维有限饱和土柱的位移和孔压的频域解析解, 引入无量纲量综合考虑渗透系数、孔隙率和激励频率等参数的影响, 并依据这些无量纲量分析各种简化模型的适用范围。

关键词: Biot 理论; 简化模型; 无量纲参数; 适用范围

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)S1-0105-04

作者简介: 胡丹(1989—), 女, 博士研究生, 主要从事桩-饱和土相互作用研究。E-mail: hudan1989.happy@163.com。

Applicability of simplified formulations based on Biot's theory

HU Dan¹, LI Fen^{1,2}, ZHANG Kai-yin¹

(1. School of Transportation, Wuhan University of Technology, Wuhan 430063, China; 2. State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China)

Abstract: Based on the Biot's theory, three simplified formulations are proposed. The simplifications mainly include neglecting the relative acceleration terms in the dynamic mixture equilibrium equation and the generalized Darcy's law, neglecting the relative acceleration terms in the dynamic mixture equilibrium equation and all the inertial terms in the generalized Darcy's law, and neglecting all the inertial terms in the equations. The applicability of the simplifications are discussed with the help of analytical solutions for one-dimensional finite fully saturated poroelastic column. Two non-dimensional parameters are introduced to discuss the effects of permeability, excitation frequency and porosity.

Key words: Biot's theory; simplified formulation; non-dimensional parameter; applicability

0 引言

多孔介质理论在石油工业、化学工程、土力学、生物力学和声学等多个工程领域有着广泛的应用。Biot^[1-4]假设固体骨架为线弹性, 通过热力学原理建立了固相与液相相互作用的力学模型, 奠定了两相介质理论的基础。由于 Biot 理论较为复杂, 限制了解析解的推导和数值方法的推广。早期学者们基于 Biot 理论提出了多种简化模型, 并讨论了不同简化模型的适用性。Zienkiewicz^[5]基于 Biot 理论提出了忽略混合物动力平衡方程和广义达西定律中相对加速度项的简化模型“SB”以及忽略控制方程中所有惯性项的简化模型“QS”, 分别求解在一维土柱表面作用简谐荷载的频域解析解, 讨论了简化模型“SB”和“QS”的适用范围。研究表明在低频激励下, 由 Biot 理论和简化模型“SB”得到的位移和孔压响应差异不大。Schanz 基于 Biot 理论^[6]和简化模型“SB”^[7]分别讨论了饱和和多孔介质中弹性波的传播特性。在低频范围内, 他们

的差异很小, 然而随着土体渗透率的增加, 只有 Biot 理论能够真实反映弹性波的传播。Zienkiewicz^[8]还提出了忽略混合物动力平衡方程中相对加速度项以及广义达西定律中所有惯性项的简化模型“SD”, 并提出了用固相位移-液相位移和固相位移-孔压分别表示的有限元离散形式。文献[5]指出简化模型适用于低频激励, 但现有的研究并未量化各种简化模型的适用范围, 因此有必要讨论孔隙率、渗透系数、激励频率等参数对各种简化模型适用范围的影响, 以便于各种简化模型能被合理地应用于实际工程中。本文基于不同的简化模型“SB”, “SD”和“QS”, 分别求解了一维有限饱和土柱的频域解析解。通过与完整 Biot 理论的频域解析解比较, 引入无量纲量明确量化了不同简化理论“SB”, “SD”和“QS”的适用范围。

基金项目: 大连理工大学海岸与近海工程国家重点实验室开放课题基金项目 (LP1717)

收稿日期: 2019-04-28

1 Biot 理论基本方程

Biot^[3]分别建立了固相和液相的动力平衡方程:

$$s_{ij,j}^s + (1-f)f_i^s = (1-f)r_s \dot{u}_i^s - r_a (\dot{u}_i^f - \dot{u}_i^s) - \frac{f^2}{k} (\dot{u}_i^f - \dot{u}_i^s), \quad (1a)$$

$$s_{,i}^f + f f_i^f = f r_f \dot{u}_i^f + r_a (\dot{u}_i^f - \dot{u}_i^s) + \frac{f^2}{k} (\dot{u}_i^f - \dot{u}_i^s). \quad (1b)$$

式中 f 为孔隙率; s^s , s^f 为固相和液相的应力张量; f^s , f^f 表示固相和液相的体积力; u^s , u^f 为固相和液相的位移; e^s , e^f 为固相和液相的应变张量; r_s , r_f 表示固相和液相的密度; k 为渗透系数。Biot^[3]还引入了表观质量密度 r_a , 用来描述固相和液相之间的相互作用。

结合方程式 (1a) 和 (1b) 得到混合物的动力平衡方程式:

$$s_{ij,j} + F_i = r_s (1-f) \dot{u}_i^s + f r_f \dot{u}_i^f, \quad (2)$$

式中, $F = (1-f)f^s + f f^f$, 代表混合物的体积力, $s = s^s + s^f$ 表示混合物的应力张量。

由动力平衡方程式 (1b) 可以得到广义达西定律:

$$q_i = -k \left(p_{,i} + \frac{r_a}{f} (\dot{u}_i^f - \dot{u}_i^s) + r_f \dot{u}_i^f - f_i^f \right), \quad (3)$$

式中, q 为渗流速度。

2 简化模型基本方程

2.1 简化模型“SB”

Zienkiewicz 等^[5]首先提出了忽略方程式(2)和(3)中相对加速度项的简化形式, 简称为“SB”。

由 $u^s - p$ 变量表示的控制方程如下:

$$G u_{i,jj}^s + \left(K + \frac{1}{3} G \right) u_{j,ij}^s - a p_{,i} - r \dot{u}_i^s = -F_i, \quad (4)$$

$$k p_{,ii} - \frac{f^2}{R} p - a s_{z,z}^s + k r_f s^2 \dot{u}_{z,z}^s = k f_{i,i}^f. \quad (5)$$

2.2 简化模型“SD”

此后, Zienkiewicz 等^[8]提出了进一步的简化形式, 忽略方程式 (2) 中相对位移的二阶时间导数项, 以及达西定律(3)中所有惯性项, 该简化形式简称为“SD”。

由 $u^s - p$ 变量表示的控制方程如下:

$$G u_{i,jj}^s + \left(K + \frac{1}{3} G \right) u_{j,ij}^s - a p_{,i} - r \dot{u}_i^s = -F_i, \quad (6)$$

$$k p_{,ii} - \frac{f^2}{R} p - a \dot{u}_{z,z}^s = k f_{i,i}^f. \quad (7)$$

2.3 简化形式“QS”

Zienkiewicz^[5]提出忽略方程式中所有惯性项, 能够近似模拟较缓慢的动力问题, 该简化形式简称为

“QS”。

由 $u^s - p$ 变量表示的控制方程为:

$$G u_{i,jj}^s + \left(K + \frac{1}{3} G \right) u_{j,ij}^s - a p_{,i} = -F_i, \quad (8)$$

$$k p_{,ii} - \frac{f^2}{R} p - a \dot{u}_{z,z}^s = k f_{i,i}^f. \quad (9)$$

3 简化模型的适用范围

建立一维饱和土柱模型, 在表面施加均匀循环荷载, 如图 1 所示。基于 Biot 理论和不同简化模型得到对应的位移和孔压解析解, 比较分析不同简化模型的适用范围。

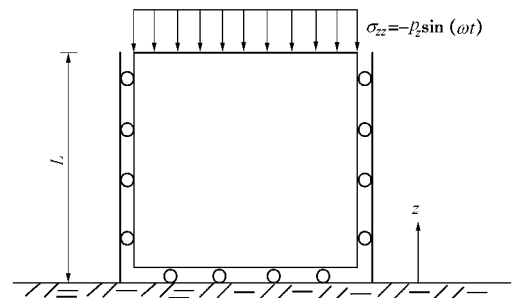


图 1 一维饱和土柱表面施加均匀简谐荷载

Fig. 1 Surface loads applied on top of one-dimensional saturated column

3.1 简化模型“SB”的解析解

忽略体积力, 将由 $u^s - p$ 变量表示的控制方程式 (4), (5) 表示为 Laplace 域内的一维齐次常微分方程:

$$G \ddot{u}_{z,zz}^s + \left(K + \frac{1}{3} G \right) \ddot{u}_{z,zz}^s - a \ddot{p}_{,z} - r s^2 \dot{u}_z^s = 0, \quad (10)$$

$$k \ddot{p}_{,zz} - \frac{f^2}{R} s \ddot{p} - a s \ddot{u}_{z,z}^s + k r_f s^2 \dot{u}_{z,z}^s = 0. \quad (11)$$

式中, s 为 Laplace 算子。

方程式的解用指数形式表示为: $\dot{u}_z(z) = U e^{l z}$, $\dot{p}(z) = P e^{l z}$ 代入微分方程式 (10), (11) 可得:

$$E(l s)^2 U e^{l z} - a l s P e^{l z} - r s^2 U e^{l z} = 0, \quad (12)$$

$$k(l s)^2 P e^{l z} - \frac{f^2}{R} s P e^{l z} - a s(l s) U e^{l z} + k r_f s^2(l s) U e^{l z} = 0, \quad (13)$$

式中 $E = K + \frac{4}{3} G$ 。

特征方程式的四个解分别如下:

$$l_1 = -l_3 = \sqrt{\frac{B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}}, \quad (14)$$

$$l_2 = -l_4 = \sqrt{\frac{B - \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}}. \quad (15)$$

该齐次微分方程的完整解表示如下:

$$\ddot{u}_z = \sum_{i=1}^4 U_i e^{l_i z}, \quad \ddot{p} = \sum_{i=1}^4 P_i e^{l_i z}, \quad (16)$$

共有 8 个未知参数 U_i 和 P_i , $i=1, 2, 3, 4$ 。

代入以下边界条件:

$\ddot{u}_z(z=L) = -p_z$, $\ddot{p}(z=L) = 0$, $\ddot{u}_z(z=0) = 0$, $\ddot{p}(z=0) = 0$,
可解得

$$U_1 = -U_3 = \frac{P_0 d_2}{E(d_1 l_2 - d_2 l_1) s(1 + e^{-2l_1 sL})} \frac{e^{-l_1 sL}}{s}, \quad (17)$$

$$U_2 = -U_4 = \frac{P_0 d_1}{E(d_1 l_2 - d_2 l_1) s(1 + e^{-2l_2 sL})} \frac{e^{-l_2 sL}}{s}. \quad (18)$$

把式 (17), (18) 代入式 (16) 可以得到位移和孔压的频域解析解, 采用同样的方法可以得到其他简化模型的解析解。

3.2 孔隙率的影响

孔隙率与混合物密度相关, 会影响饱和多孔介质中波的传播特性。土体材料参数如表 1 所示, 渗透系数为 $k = 1.0 \times 10^{-4}$ m/s。这里讨论孔隙率为 0.1, 0.9 时, 基于 Biot 理论和不同简化模型的孔压变化规律。

表 1 土体材料参数[Kim & Kingsbury (1979)]

Table 1 Material properties of soil

体积 模量 K/Pa	剪切 模量 G/Pa	Biot 系数	Biot 模量 M/Pa	干密度 ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	液体 密度 ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	泊松 比
2.1×10^8	9.8×10^7	1	4.0×10^{10}	2700	1000	0.3

如图 2, 3 所示, 各简化模型的适用频率区间有以下关系: “SB” > “SD” > “QS”。在孔隙率 $f = 0.1$ 时, 简化模型 “SD” 在频率 $f < 450$ Hz 时和简化模型 “SB” 在 $f < 500$ Hz 时与 Biot 理论的土柱底部孔压解析解基本一致; 在孔隙率 $f = 0.9$ 时, 简化模型 “SD” 在频率 $f < 700$ Hz、“SB” 在取值频率范围内与 Biot 理论土柱底部孔压解析解基本一致; 而静力简化模型 “QS” 只能在频率很小的范围内基本反映土柱的动力响应。

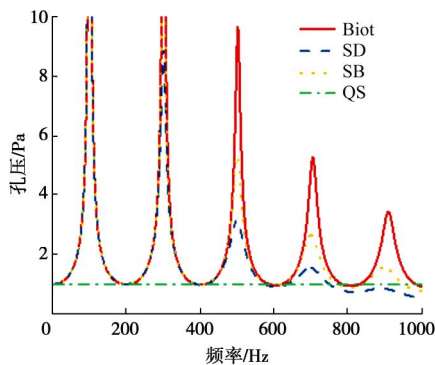


图 2 $f = 0.1$ 时土柱底部的孔压

Fig. 2 Pore pressures on bottom of 1D column with $f = 0.1$

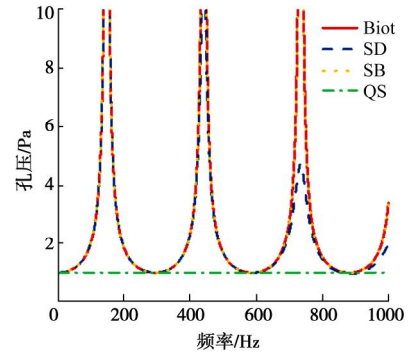


图 3 $f = 0.9$ 时土柱底部的孔压

Fig. 3 Pore pressures on bottom of 1D column with $f = 0.9$

3.3 渗透系数的影响

在不同渗透率和激励频率作用下, 简化模型和 Biot 理论的结果差异很大。如图 4, 5 所示: 在渗透系数 $k = 3.55 \times 10^{-5}$ m/s 时, 简化模型 “SB” 和 “SD” 与 Biot 理论在取值频率范围内的结果接近; 在渗透系数 $k = 1 \times 10^{-3}$ m/s 时, 简化模型 “SB” 和 “SD” 与 Biot 理论在 f 大致小于 250 Hz 时的响应是接近的。而静力简化模型 “QS” 基本不能反映土柱的动力响应。

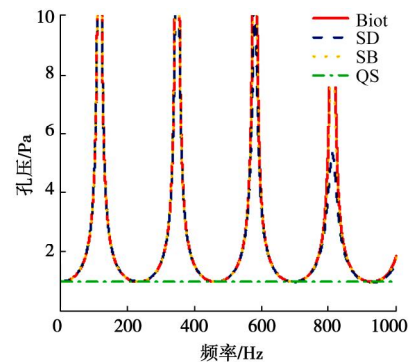


图 4 $k = 3.55 \times 10^{-5}$ m/s 时土柱底部的孔压

Fig. 4 Pore pressures on bottom of 1D column with $k = 3.55 \times 10^{-5}$ m/s

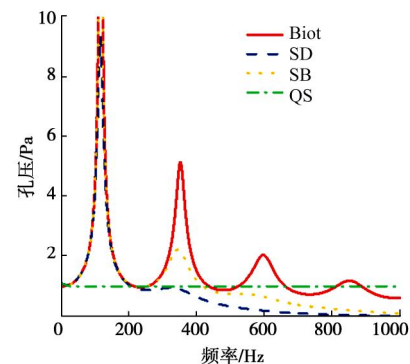


图 5 $k = 1.0 \times 10^{-3}$ m/s 时土柱底部的孔压

Fig. 5 Pore pressures on bottom of 1D column with $k = 1.0 \times 10^{-3}$ m/s

3.4 简化 Biot 理论的适用范围

以上研究表明孔隙率 n 、渗透率 k 、和激励频率 ω

都能影响简化模型的适用范围,定义以下无量纲量综合考虑这些参数的影响。定义无量纲量如下:

$$W = \frac{M}{E + a^2 M}, \quad b_1 = r_f / r, \quad b_2 = r_a / r, \quad \bar{z} = \frac{z}{L}, \quad ND_1 = \frac{r k V_c^2}{n w L^2} = \frac{2 r k T}{n \pi \hat{T}^2}, \quad ND_2 = \frac{w^2 L^2}{V_c^2} = \pi^2 \left(\frac{\hat{T}}{T} \right)^2$$

其中 L 为土层的厚度, z 为竖向坐标, $T = 2\pi/\omega$ 表示激振周期, $\hat{T} = 2L/V_c$ 代表系统固有周期, $V_c = \sqrt{(E + a^2 M)/\rho}$ 为压缩波 P1 的波速。

不同的激励频率和渗透系数对应着不同的 ND_1 和 ND_2 值。在研究简化模型的适用范围时,通过将 Biot 理论和简化模型得到的响应差值控制在 3% 范围内,可以在 ND_1/ND_2 坐标系内对应得到三条曲线。这三条曲线将 ND_1/ND_2 空间划分为 A、B、C、D 四部分,分别代表着不同简化模型的适用范围。

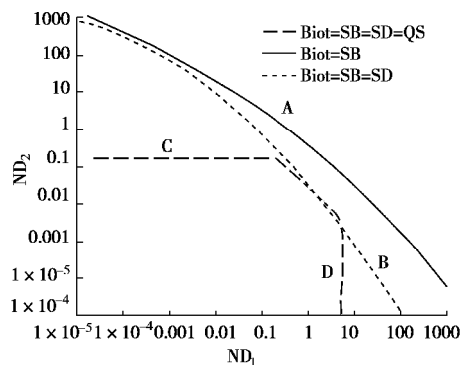


图6 简化模型的适用范围

Fig. 6 Applicability of simplified formulations

在区间 A, 代表着高频率的外部激励和渗透系数较大的多孔介质材料, 只能通过 Biot 理论得到其实际响应; 在区间 B, 基于简化模型“SB”能得到与 Biot 理论相同的结果; 在区间 C, 简化模型“SD”也适用; 在区间 D, 对于低频外部激励和渗透系数较小的多孔介质材料, 固结理论“QS”也能近似描述其实际响应。

4 结 论

简化模型“SB”、“SD”和“QS”的适用范围与土体材料参数(如孔隙率、激励频率等)和外部激励有关。本文引入了无量纲量 ND_1 和 ND_2 综合考虑这些影响因素对简化模型适用范围的影响。主要结论如下:

(1) 简化模型“SB”比“SD”的适用范围更广, 在区域 B 能通过简化模型“SB”得到与 Biot 理论相近的结果。即在频率较高和渗透系数较大时, 可以采

用忽略相对加速度项的简化模型。

(2) 在区域 C, 通过简化模型“SB”和“SD”都能得到与 Biot 理论相近的结果。即在一定范围内, 可以采用忽略相对加速度项和线性达西定律的简化模型。

(3) 在区域 D, 外部激励频率较低, 渗透系数较小时, 近似于准静力模型, 甚至可以通过省略所有惯性项的简化模型得到与 Biot 理论相同的结果。

参考文献:

- [1] BIOT M A. General theory of three-dimensional consolidation[J]. Journal of Applied Physics, 1941, 12(2): 155 - 164.
- [2] BIOT M A. Theory of propagation of elastic waves in a fluid-saturated porous solid: II higher frequency range[J]. Journal of the Acoustical Society of America, 1956, 28(2): 179 - 191.
- [3] BIOT M A. Theory of propagation of elastic waves in a fluid-saturated porous solid: I low-frequency range[J]. Journal of the Acoustical Society of America, 1956, 28(2): 168 - 179.
- [4] BIOT M A. Theory of deformation of a porous viscoelastic anisotropic solid[J]. Journal of Applied Physics, 1956, 27(5): 459 - 467.
- [5] ZIENKIEWICZ O C, CHANG C T, BETTESS P. Drained, undrained, consolidating and dynamic behaviour assumptions in soils[J]. Géotechnique, 1980, 30(4): 385 - 395.
- [6] SCHANZ M, CHENG H D. Transient wave propagation in a one-dimensional poroelastic column[J]. Acta Mechanica, 2000, 145(1/2/3/4): 1 - 18.
- [7] SCHANZ M, STRUCKMEIER V. Wave propagation in a simplified modelled poroelastic continuum: fundamental solutions and a time domain boundary element formulation[J]. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 2005, 64(13): 1816 - 1839.
- [8] ZIENKIEWICZ O C, SHIOMI T. Dynamic behaviour of saturated porous media: the generalized Biot formulation and its numerical solution[J]. International Journal for Numerical & Analytical Methods in Geomechanics, 1984, 8(1): 71 - 96.

(责编: 明经平)

DOI: 10.11779/CJGE2019S1028

黄土地区平山造地岩土工程设计方法浅析

曹杰^{1, 2, 3}, 张继文^{1, 2, 4}, 郑建国^{1, 2, 3}, 梁小龙^{1, 2, 3}, 刘智^{1, 2, 3}, 李攀^{1, 2, 3}

(1. 机械工业勘察设计研究院有限公司, 陕西 西安 710043; 2. 陕西省特殊土工程性质与处理技术重点实验室, 陕西 西安 710043;

3. “三秦学者”岗位科研创新团队, 陕西 西安 710043; 4. 西安交通大学人居环境与建筑工程学院, 陕西 西安 710049)

摘要:为解决黄土地区平山造地工程中出现的一系列岩土工程技术难题,根据已有的工程经验和文献资料,对黄土地区平山造地工程设计主要考虑因素进行了分析,结合黄土特性,就地基处理、土方填筑、坡面防护、水环境控制等方面的注意事项及设计方法进行了初步说明与讨论,以期对黄土地区同类工程设计和研究提供参考。

关键词:湿陷性黄土;高填方;地基处理;土方填筑设计;坡面设计;排水设计;水敏性

中图分类号: TU444 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2019)S1-0109-04

作者简介:曹杰(1980—),男,陕西西安人,博士,教授级高工,主要从事高填方工程、地基处理、地下结构抗震等方面的岩土工程实践与研究工作。E-mail: caojie801014@126.com。

Design of high-fill reclamation projects in loess areas

CAO Jie^{1, 2, 3}, ZHANG Ji-wen^{1, 2, 4}, ZHENG Jian-guo^{1, 2, 3}, LIANG Xiao-long^{1, 2, 3}, LIU Zhi^{1, 2, 3}, LI Pan^{1, 2, 3}

(1. China JIKAN Research Institute of Engineering Investigations and Design, Co., Ltd., Xi'an 710043, China; 2. Shaanxi Key Laboratory

of Engineering Behavior and Foundation Treatment for Special Soil, Xi'an 710043, China; 3. "Sanqin Scholar" Post Research and Innovation

Team, Xi'an 710043, China; 4. School of Human Settlements and Civil Engineering, Xi'an Jiaotong University, Xi'an 710049, China)

Abstract: With the rapid development of China's urbanization, the embankment reclamation has become an effective method to solve the bottleneck of construction land shortage, and a series of geotechnical engineering problems have arisen in these projects. Based on the existing engineering experience and literatures, the main considerations of reclamation projects are analyzed in loess areas. Considering the characteristics of loess, the precautions and design methods of foundation treatment, earth fill, slope protection and water environment control are preliminarily explained and discussed so as to provide reference for the design and research of similar projects in loess areas.

Key words: collapsible loess; high fill; ground treatment; earthwork design; slope optimization design; water drainage design; water sensitivity

0 引言

多年来,公路和铁路等部门对高度小于30 m的黄土中、低边坡与填方做过较为系统的研究,但基本仅限于“线性”工程的建设问题。机场建设中所涉及的高填方工程与大面积、大方量的城市造地工程相对较为接近,但机场工程与城建造地工程在使用条件、建设布局和规划理念等方面还是有所不同,所引起的基础应力分布、填筑体变形、地下水重分布等均有差异。黄土沟壑丘陵地区平山造地工程中,成功的经验不多,深入系统的研究则尚属空白。

本文基于西北黄土丘陵沟壑区平山造地工程的建设成就,就设计与施工过程中面临的一些工程技术难题进行分析与讨论,对黄土地区平山造地岩土工程设计方法进行总结。

1 整体设计思路

借鉴民航的“三面一体”控制理论^[1],并结合延安新区、兰州新城等地的建设经验,可将黄土丘陵沟壑区大体量平山造地复杂岩土工程的设计提炼、概括为“交接面”、“临空面”、“造地面”、“填筑体”、“地基体”和“环境水”等“三面两体一水”六要素的把握与控制,如图1所示。

“交接面”包括了基底面、接坡面、填方与挖方交接面、工作搭界面等,所涉及范围广而零散,往往

基金项目:国家重点研发计划项目(2017YFD0800501);陕西省科技统筹创新工程项目(2016KTZDSF03-02);CMEC 2016年科技研发基金项目(GCCT-KJYF-2016-15);CMEC 2017年科技研发基金项目(CMEC-KJYF-2017-05)

收稿日期:2019-04-29

都是工程中极易被忽视的薄弱面所在。基底面是指填筑体与原地基的接合面,基础底面的岩土工程特性、软弱层处理、排水措施等均是工程建设中需要重点关注的问题;接坡面、填挖交接面、工作搭接面附近应注意不均匀沉降与潜在入渗通道的处理;“临空面”包括挖方和填方边坡坡面,除坡面优化设计以保证稳定性和经济性,还需考虑防冲刷和环境美化等问题;“造地面”即土方填筑体顶面,是造地工程最终所形成的用地范围,根据城市规划要求,不同功能分区应该对造地面具有不同的沉降控制要求;“填筑体”是工程的主体,“填筑体”自身的变形特性直接影响“造地面”的变形和沉降,其强度特性则直接影响“临空面”的稳定性;“地基体”着重强调了黄土丘陵沟壑区地势起伏大、厚度不均的湿陷性地基,其自身的变形与“填筑体”变形共同构成“造地面”的变形与沉降;“环境水”由地表水和地下水两部分组成,天然低湿度下具有明显高强度和低压缩性的黄土,在浸水甚至增湿时均会发生强度大幅度骤降和变形大幅度突增的特性^[2-4],因此“环境水”对黄土高填方工程具有重要影响。

黄土地区平山造地岩土工程“三面两体一水”设计方法是以体与面的概念抽象、突出设计过程中应考虑的控制因素,目的是在设计过程中对繁杂技术问题的逐条排查与处理。

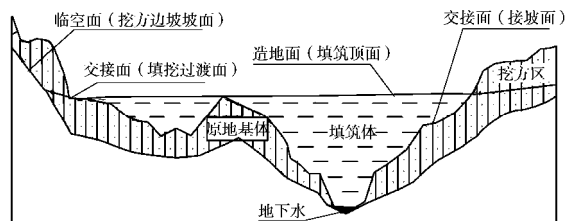


图1 平山造地工程“三面两体一水”控制设计示意图

Fig. 1 Schematic diagram of design method for high-fill foundation

2 设计中应考虑的因素与方法

基于以上六个要素,黄土丘陵沟壑地区平山造地岩土工程设计主要包括地基处理设计、土方填筑设计、边坡设计、排水设计。

2.1 地基处理设计

地基处理原则是:①基本消除原地基压缩沉降;②基本消除原黄土地基的湿陷性;③结合防排水要求,确保原地基长期稳定性。主要包括原始沟道地基处理、不良地质体处理。

黄土丘陵沟壑区浅层地基体大致可分为三大类:第一类是起伏大、分布广、最为常见的湿陷性黄土,以大面积消除湿陷性为主要目标;第二类是沟谷冲洪积物,以大幅度消除压缩性为目标;第三类是人为筑

坝促淤造地形成的填土与淤积土,其工程性质与淤泥质土近似,应先期进行降、排水降低中浅层含水率,后期以提高承载力降低压缩性为目标进行地基处理。

不良地基体主要包括崩塌、滑坡、土洞、悬岩。崩塌堆积物的处理原则是挖而不运、就地解决,结合土方填筑施工中开挖台阶进行处理;填方区滑坡一般不需要考虑其整体稳定,规模较小时将其挖出就近碾压,规模较大但在强夯处理深度范围内时,采用强夯进行处理;挖方区的滑坡,土方开挖时应从不影响滑坡稳定的部位开挖,以免诱发滑坡;地表显露土洞,原则上进行追踪开挖,分层回填,对隐伏土洞,宜根据埋藏深度进行不同能级强夯处理;对悬岩应予以削除,当削除处理受场地限制或施工困难时,应采用块石对其下部进行填充。

2.2 土方填筑设计

填筑体是整个工程的建设主体,处理目的一是使填筑体达到稳定、密实、均匀,以减少造地面的工后沉降与不均匀沉降;二是消除湿陷性黄土作为填料时的湿陷性,避免在后期城市建设中造地面出现的二次高压增湿变形^[3-4]。

(1) “填筑体”控制

“填筑体”控制的关键是对土方填筑工艺、压实参数进行有效控制,填筑施工方法的选择应根据密实度要求、土料类型、含水率、场地条件等因素综合考虑,常用的有振动碾压、冲击碾压和填筑强夯等。振动碾压具有地形适应性强、工程单价低的优点,缺点是单台效率相对较低、对含水率要求严格;冲击碾压的优点是单机施工效率高,相对于振动碾压,分层厚度可加厚、含水率控制要求也可适当放宽,但需要较宽广的工作面以保证其连续运行速度以达到压实效果;强夯具有地形适应性强、一次铺填厚度大、综合处理效果好的特点,但单价相对较高。总体上,当原地基具有超过碾压厚度的松散土层,尤其是处于“V”字型谷底时,采用强夯进行夯实;填方区下部,宽敞工作面没有形成前,采用振动压实的方法进行压实;在填方区上部,大范围作业采用冲击碾压进行压实;当土料含水率偏低时,采用强夯或冲击碾压。

为了保证足够的沉降稳定时间,应优先安排高填方区段施工,在高大边坡临空面附近施工时还应加强边坡水平位移的监测;其次,为了加快沉降速度,缩短工后沉降稳定时间,可在冬歇期以及造地竣工到用地开发的间歇期对填筑厚度较大区域和重要规划区域采取超高堆载预压处理。

(2) “交接面”控制

“交接面”区域主要包括填筑体与原山体接坡面、工作搭接面、填方与挖方过渡区3个区域。

对接坡面的处理(如图 2 所示)目的在于:①保证斜坡部位“填筑体”与“地基体”能够形成良好的契合;②高、陡坡体上的湿陷性黄土在施工初期不具备施工条件,土方填筑工作面为此处地基处理提供了工作平台,可对原有湿陷性坡体进行专门处理;③接坡附近的填筑体由于地形限制,难于压实,通过接坡处理,可以对其进行适当补强,保证其密实度。

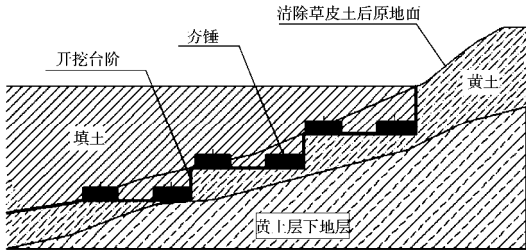


图 2 接坡处理示意图

Fig. 2 Schematic diagram of treatment of contact slope surface

工作搭接面处理(如图 3 所示):由于施工单位间的起始填筑标高、施工进度差异等,在填筑体内部往往会形成众多工作面,设计时应考虑到相邻工作面的进度差异,对工作面两侧的高差有所要求,避免人为形成明显“错台”现象。

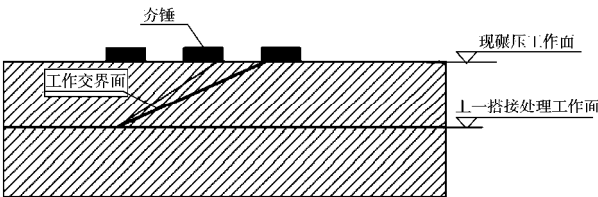


图 3 工作面搭接处理示意图

Fig. 3 Schematic diagram of treatment of work surface

填、挖交接面与过渡区(如图 4 所示):与填方区相比,挖方区无明显沉降甚至会出现卸载回弹,如果填、挖交接面的处理被忽视,将会导致过渡区域的差异沉降较大甚至出现突变,最终影响造地面的实用性和安全性。

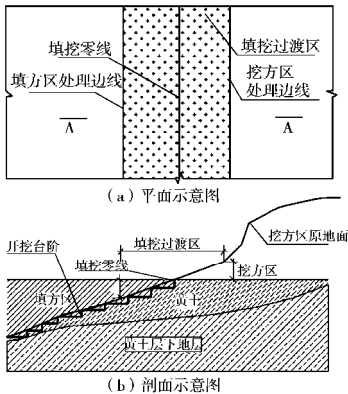


图 4 填挖过渡区处理示意图

Fig. 4 Schematic diagram of treatment of transition zone

对上述各类薄弱面,一般采用台阶开挖(台阶面适当内倾)并以强夯密实方式补强处理。台阶开挖的

高度与宽度、强夯的能级、间距与布点方式均应根据交接面处的地层湿陷性等级与厚度、山体坡度与开挖量、交接面高差与范围等实际情况灵活把握。

2.3 边坡设计

边坡设计包括边坡坡型设计、坡脚处理以及坡面防护。

(1) 坡型设计:应在满足稳定性的前提下进行坡型优化。边坡稳定性分析时,建议分别采用天然含水率和塑限含水率的抗剪强度计算边坡稳定性。鉴于大型工程建设均采用较全面的排水措施,因此,一般情况下不考虑极端不利的饱和状态。大多数规范中采用的极限平衡法基于刚性假定,忽略了土体应变与位移的协调性,将导致两个后果:一是不能考虑局部区域安全系数的变化,二是应力分布与实际不符。因此,对于复杂的边坡坡体还应结合数值方法进行稳定性评价。

当边坡的安全系数不能满足设计要求时,需要采取工程措施,本质上是增加土体抵抗移动的能力,常用的处置措施主要有两大类:一是减小下滑力或利用一种外来施加的力系抵消或平衡下滑力;二是增加土体的内在强度,保证土体的剪应力小于抗剪强度,使边坡能在没有外来力系的帮助下保持稳定。

如图 5 所示,对于高大坡体(大于 20 m^[5])坡度较陡时可以通过减缓坡度或分级填成台阶状以增加其稳定性并可降低地表水流速减小坡面冲刷,即每隔一定高度设置坡面马道,结合排水设计在马道与坡面设置排水。马道的宽度与高度设计除满足坡体稳定、排水通畅等要求外,还应考虑后期的用地功能(如交通便道等)予以加宽。综合考虑上述因素之后,还应进行变坡度设计,以考虑与原山体地形的有机结合和土方量的优化。

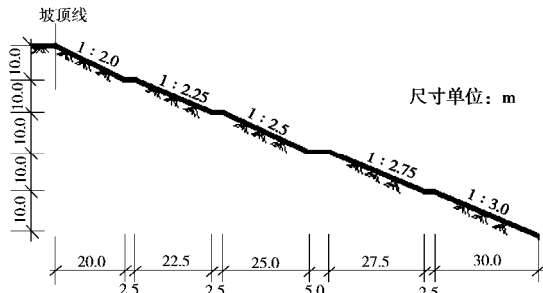


图 5 坡型优化设计示意图

Fig. 5 Schematic diagram of optimization design of slope shape

(2) 坡脚处理:与前文提到的“地基处理设计”以及下文的“排水设计”部分内容相结合,坡脚处理目的在于消除原地基的变形与不均匀沉降,同时是为了提供坚实基础,防止坡脚的侧向变形。因此,填筑边坡坡脚内侧与外侧的原地基一定范围内必须进行专

门地基处理。

(3) 坡面防护: 由于水流对边坡的侵蚀, 易使坡面土体抗剪能力减弱。借鉴以往的填方工程的成功经验, 并结合西北地区的气候、土质状况, 对坡面的防护采用三维植被网的综合防护, 能有效地保护坡面不受风、雨、洪水的侵蚀。其初始功能是有利于植被生长, 随着植被的形成, 它的主要功能是帮助草根系统增强其抵抗自然水土流失的能力。

2.4 排水设计

由于黄土的水敏特性, 使得排水设计对整个造地工程质量的把控起到至关重要的作用。

(1) 地下排水: 如图6所示, 根据沟底原有水系分布, 结合地形具体情况, 以不改变或破坏原有水系为原则, 设置原始沟谷地基内的盲沟系统。在主要冲沟和次要冲沟分别设置主盲沟与次盲沟, 多数冲沟存在有以降泉形式出露的地表水流时还应以支盲沟将其引入主盲沟或次盲沟。

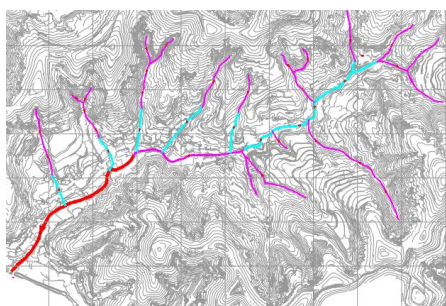


图6 地下盲沟排水系统示意图

Fig. 6 Drainage system of underground blind ditch

排水盲沟的基本构造是土工布包裹碎石, 场区内的地形地貌复杂时, 超长距离的纯碎石盲沟存在排水不畅的隐患。如果谷底地形条件允许, 可加设一条与主盲沟走向大致相同的排水涵管。如地形条件较差, 可直接在主盲沟与次盲沟内埋设涵管, 形成中空的排水盲沟 (如图7所示)。

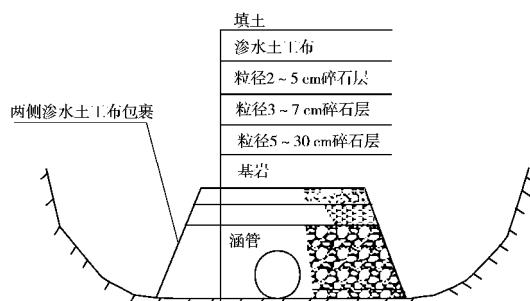


图7 排水盲沟断面示意图

Fig. 7 Section of drainage blind ditch

(2) 坡面排水设计: 如图8所示, 结合坡面防护设计, 在坡面上设置横向与纵向排水系统, 避免地表水直接在坡面上形成径流冲刷坡面。横向排水应在马

道内设砌石排水沟, 顺坡向排水每隔一定间距设置一道。但是必须注意, 彻底阻止水对边坡特别是对滑面的作用是极不现实的, 排水措施需要与其他工程措施配套进行综合防护。

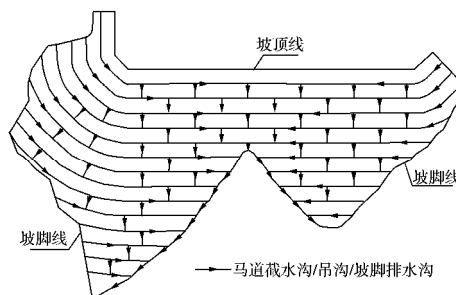


图8 坡面排水平面示意图

Fig. 8 Drainage sketch of slope surface

3 结 论

本文属于黄土丘陵沟壑地区平山造地岩土工程概念性设计, 并不牵涉具体的设计参数与施工工艺, 仅就平山造地工程设计的总体思路和基本原则进行了简要说明, 对造地过程中需要考虑的六大因素进行了定性分析, 以期后续类似工程提供一定借鉴作用。

参考文献:

- [1] MH/T5027—2013 民用机场岩土工程设计规范[S]. 2014. (MH/T5027—201 Code for geotechnical engineering design of airport[S]. 2014. (in Chinese))
- [2] 谢定义. 试论我国黄土力学研究中的若干新趋势[J]. 岩土工程学报, 2001, 23(1): 3 - 13. (XIE Ding-yi. Exporation of some new tendencies in research of loess soil mechanics[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2001, 23(1): 3 - 13. (in Chinese))
- [3] 张苏民, 张 炜. 减湿和增湿时黄土的湿陷性[J]. 岩土工程学报, 1992, 14(1): 57 - 61. (ZHANG Su-min, ZHANG Wei. The collapsibility of loess during moistening and dry process[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1992, 14(1): 57 - 61. (in Chinese))
- [4] 刑义川, 李京爽, 李 振. 湿陷性黄土与膨胀土的分级增湿变形特性试验研究[J]. 水利学报, 2007, 38(6): 546 - 551. (Deformation characteristics of collapsible loess and expansive soil under the condition of wetted in stages[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2007, 38(6): 546 - 551. (in Chinese))
- [5] JTGD30—2004 公路路基设计规范[S]. 2004. (JTGD30—2004 Specification for design of highway subgrades[S]. 2004. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE2019S1029

天津滨海 Z2 号线盾构隧道接头螺栓比选及抗弯刚度研究

张稳军^{1, 2}, 张 琪^{1, 2}, 张高乐^{1, 2}

(1. 天津大学建筑工程学院, 天津 300354; 2. 天津大学滨海土木工程结构与安全教育部重点实验室, 天津 300354)

摘 要: 针对不同形式螺栓接头, 充分考虑复杂接缝间的不连续性及接头预紧力, 以天津滨海 Z2 号线盾构隧道管片纵缝为研究对象, 分析比较了直螺栓、斜螺栓和弯螺栓三种接头在不同弯矩和轴力条件下对管片接缝力学性能的影响。根据分析结果给出了三种螺栓接头的适用性, 以及三种螺栓接头在不同埋深、弯矩作用下的抗弯刚度建议值。研究表明: 螺栓形式对螺栓最大受力位置影响很小; 螺栓拉应力和接缝张开量随轴力的增大而减小, 但接头抗弯刚度均随之增大; 螺栓拉应力、接缝错台量和张开量随弯矩的提升而增大, 但接头抗弯刚度随之减小。

关键词: 盾构隧道; 螺栓接头; 力学性能; 接缝面; 抗弯刚度

中图分类号: U455.43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)S1-0113-04

作者简介: 张稳军(1975—), 男, 副教授, 博士生导师, 从事隧道与地下工程施工与设计研究。E-mail: wjzhang@tju.edu.cn。

Selection of bolted joints and bending stiffness of shield tunnel of Z2 metro line in Tianjin Binhai New Area

ZHANG Wen-jun^{1, 2}, ZHANG Qi^{1, 2}, ZHANG Gao-le^{1, 2}

(1. Department of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300354, China; 2. Key Laboratory of Coast Civil Structure Safety of the Education Ministry, Tianjin University, Tianjin 300354, China)

Abstract: Aiming at different types of bolted joints, taking into account the discontinuity of complex joints and the pre-tightening force of joints, the longitudinal joints of shield tunnel segments of Z2 metro line in Tianjin Binhai New Area are studied. The effects of straight bolts, oblique bolts and bending bolts on the mechanical properties of segment joints under different bending moments and axial forces are analyzed and compared. According to the analysis results, the applicability of the proposed three kinds of bolted joints and their values of bending stiffness under different buried depths and bending moments are given. The results show that the bolt form has little effect on the maximum stress position of the bolts. The tensile stress and joint opening of the bolts decrease with the increase of axial forces, but the bending stiffness of the joints increase. The tensile stress, dislocation and opening of the joints increase with the increase of the bending moment, but the bending stiffness of the joints decreases accordingly.

Key word: shield tunnel; bolted joint; mechanical property; joint surface; bending stiffness

0 引 言

盾构隧道衬砌结构为装配式结构, 结构的破坏始于接缝处^[1]。由于地下工程施工和不均匀沉降等因素, 导致隧道结构接缝变形、接头位置应力增大及渗漏等现象。因此, 盾构隧道衬砌结构接头的力学性能成为研究热点。国内管片主要采用螺栓连接, 接头形式为单排直螺栓、单排斜螺栓和单排弯螺栓^[2]等。其中直螺栓施工方便、制作简单, 但预留手孔较大, 易出现管片局部破坏; 斜螺栓接头手孔面积最小, 安装快速, 对管片损伤最小; 弯螺栓应用广泛, 预留手孔较小, 安装较困难, 易造成手孔处混凝土开裂。

李守巨等^[3]分析了轴力对混凝土管片直螺栓接头极限承载力的影响, 研究结果表明接头极限承载力随轴力增大而增大。朱瑶宏等^[1]以不同螺栓形式的接缝为研究对象, 探讨了直螺栓和弯螺栓接头的破坏过程。李新星等^[4]的研究结果表明深埋隧道衬砌的纵缝转角刚度比浅埋隧道衬砌的纵缝转角刚度大。张稳军等^[5]研究了预紧力对弯螺栓接头力学特性的影响。

本文依托天津滨海 Z2 号线, 盾构隧道埋深约在

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51778412); 天津市建设系统科学技术项目发展计划 (2016-17)

收稿日期: 2019-04-29

6.6~26.8 m 之间, 主要位于含水量较高的软土地层, 穿越地层包括粉质黏土、粉土、淤泥质黏土等。此外, 隧道工程沿线地面交通较为繁忙, 地下管线密集。综合考虑 Z2 号线盾构隧道区间所处地层、隧道埋深以及周边环境的影响, 管片间选用螺栓连接: 由于联络通道或管道的存在, 该隧道区间段受力较复杂, 为接头破坏时拆除方便, 宜选用直螺栓接头, 此外, 抗震要求较高的隧道区段亦可采用直螺栓接头; 隧道穿越承压含水层地段宜采用抗弯能力最强、受力性能较好的斜螺栓接头; 其余隧道区间可采用适用于小直径盾构隧道的弯螺栓接头。

综上所述, 不同形式的螺栓接头力学性能有所不同, 但仍然采用相同抗弯刚度。鉴于此, 提出了不同埋深作用下三种螺栓接头的抗弯刚度建议值, 研究结果可为天津滨海 Z2 号线盾构隧道螺栓接头实际应用, 以及接头抗弯刚度的取值提供参考。

1 管片接头三维精细化数值模型

1.1 管片-接头结构几何参数

以天津滨海 Z2 号线为工程背景, 管片纵缝采用 2 根 8.8 级 M30 高强螺栓接头呈单排布置形式, 管片圆心角取 67.5°, 环宽 1.5 m, 隧道外径为 6.6 m。

1.2 数值模型材料参数

本文采用 ABAQUS 内置的 Drucker-Prager 双曲线强化本构模型, 混凝土材料的强度等级为 C50。考虑螺栓材料非线性特征, 8.8 级摩擦型高强螺栓选用双线性等向强化本构模型, 弹性模量取 210 GPa。

1.3 数值模型加载方式

双管片-螺栓接头加载模型如图 1 所示, 为防止接头部位产生附加弯矩, 其边界条件如下: 双管片一端设置为可动铰支座, 另一端设置为固定铰支座, 通过在管片上施加相应的等效荷载来抵消圆弧效应引起的附加弯矩。

加载方式: 采用力加载方式对数值模型进行分级加载, 在管片两端面位置施加均匀压力, 在管片上表面施加面板压力。针对 8.8 级高强螺栓施加预紧力为 280 kN。

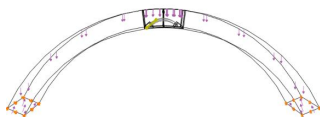


图 1 数值模型加载示意图

Fig. 1 Loading diagram of numerical model

1.4 数值模拟计算工况

荷载确定方法: 根据地质勘察报告, 土层参数如表 1 所示, 将隧道有限元模型视为均质连续圆环, 考

虑横向接头的影响, 对管片环进行整体折减 (取横向刚度有效率为 0.9)。分别建立不同隧道埋置深度的二维地层-结构组合模型进行数值计算, 确定管片接缝部位所受轴力和弯矩的范围大小: 针对双管片-螺栓接头模型选取管片接头受轴力作用在 -1054 kN 至 -2083 kN 的范围, 管片接头受弯矩在 -280 kN·m 至 280 kN·m 之间。

表 1 土层参数

Table 1 Parameters of soils

岩土编号	岩土名称	湿密度 $\rho/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	基床系数 $K/(\text{MPa}\cdot\text{m}^{-1})$	厚度 /m
⑥ ₂₁	淤泥质黏土	1.78	9.07	0.6~5.6
⑧ ₁	粉质黏土	2.00	18.00	0.7~15.4
⑧ ₂	粉土	1.99	26.00	0.5~7.5
⑧ ₂₄	粉细砂	2.01	22.00	0.7~5.4
⑨ ₁	粉质黏土	1.97	15.02	0.9~7.1

2 计算结果

2.1 弯矩对不同螺栓接头力学性能影响

(1) 弯矩对不同螺栓接头应力影响

沿螺栓杆轴线分别提取直螺栓、弯螺栓和斜螺栓上侧节点 Mises 应力。由图 2 可知: 三种螺栓的最大应力值均出现在复杂接缝面附近, 其中直螺栓应力最大, 弯螺栓应力最小; 斜螺栓上侧节点距接缝面越远, 斜螺栓应力提升速率越快。

由图 3 可知: 斜螺栓应力最大, 直螺栓应力次之, 弯螺栓应力最小; 斜螺栓最大应力位置不在螺栓杆上侧节点处, 而位于复杂接缝面处螺栓杆的侧面; 斜螺栓和弯螺栓最大应力值随弯矩变化不大, 直螺栓最大应力值随弯矩的增大而增大。

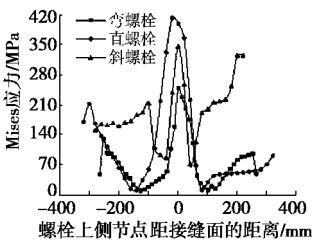


图 2 螺栓应力沿轴线变化规律

Fig. 2 Curves of stresses along axis of bolts

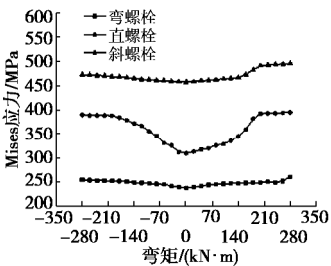


图 3 螺栓应力随弯矩变化曲线

Fig. 3 Curves of bolt stresses with bending moments

(2) 弯矩对不同螺栓接头变形影响

由图 4 可知: 螺栓应变沿轴线变化曲线均呈“单峰”形式, 远离接缝面的螺栓应变值为 0; 斜螺栓应变值最大, 直螺栓应变值次之, 弯螺栓应变值最小。

从图 5 可知: 由于斜螺栓轴线倾斜角度的影响, 斜螺栓接头张开量最小, 错台量最大; 三种螺栓接头错台量随弯矩的增大而增大, 其中弯螺栓错台量最小; 三种螺栓接头张开量随弯矩的增大而增大, 但其数值差别不大。

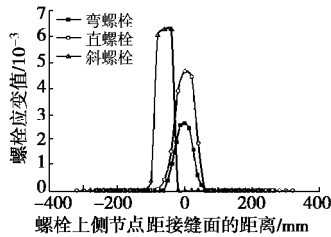


图 4 螺栓应变沿轴线变化规律

Fig. 4 Curves of strains along axis of bolts

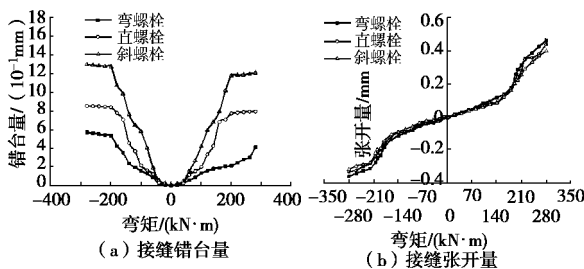


图 5 接缝变形量随弯矩变化曲线

Fig. 5 Deformation curves of seam with moments

2.2 轴力对不同螺栓接头力学性能影响

(1) 轴力对不同螺栓接头应力影响

由图 6 可知: 保持弯矩大小为 280 kN·m 时, 三种螺栓应力随轴力变化规律相同, 螺栓拉应力随轴力增大而减小; 斜螺栓应力与轴力的关系曲线呈线性发展, 且变化速率较小。

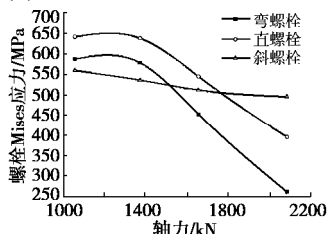


图 6 螺栓应力随轴力变化曲线

Fig. 6 Variation curves of bolt stresses with axial forces

(2) 轴力对不同螺栓接头变形影响

由图 7 可知: 保持弯矩大小为 280 kN·m 时, 三种螺栓接头张开量随轴力变化规律相同, 接头张开量随轴力的增大而减小; 弯螺栓接头张开量最大, 斜螺栓接头张开量最小。

2.3 不同螺栓接头抗弯刚度

由图 8 可知, 三种螺栓接头的 $\theta-M$ 关系曲线均

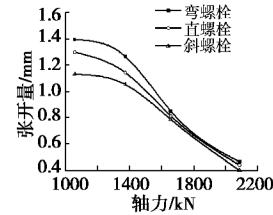


图 7 接缝变形量随轴力变化曲线

Fig. 7 Deformation curves of seam with axial forces

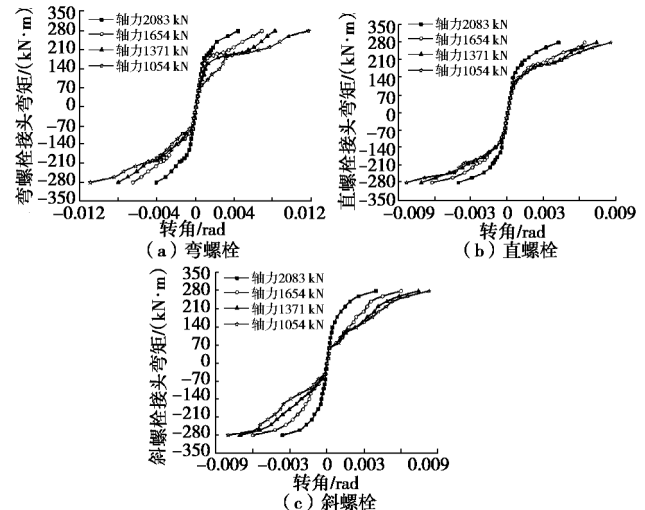


图 8 螺栓接头弯矩 - 转角关系曲线

Fig. 8 Bending moment-angle relation curves of bolted joints

呈非线性, 随着弯矩的增大, 曲线各点的斜率逐渐减小。螺栓接头转角变化速度随弯矩的增大而增大, 直至接头破坏。对比结果可知, 轴力越大, 接头转角随弯矩变化曲线的线性发展阶段越长。

结合 $\theta-M$ 关系曲线采用割线法获取接头抗弯刚度 K_θ 。由图 9 可知, 接头抗弯刚度与弯矩关系曲线呈非线性, 接头抗弯刚度随弯矩的增大而减小, 随轴力增大而增大, 斜螺栓接头抗弯刚度最大。

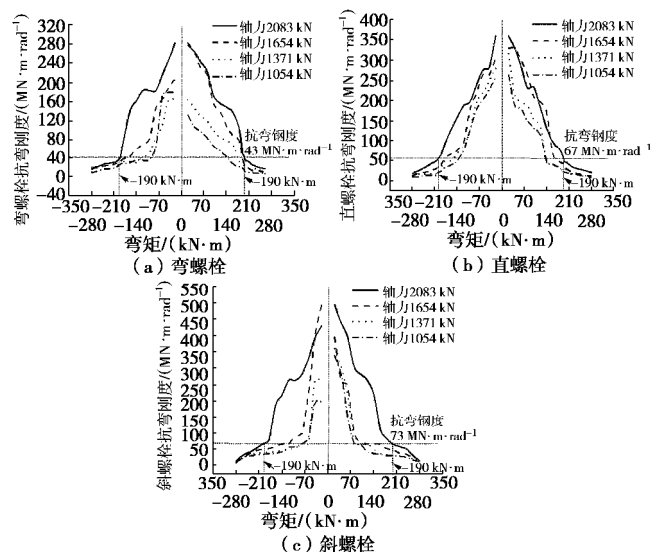


图 9 螺栓接头弯矩 - 抗弯刚度关系曲线

Fig. 9 Bending moment-bending stiffness curves of bolted joints

表 2 接头抗弯刚度建议值

Table 2 Recommended values of bending stiffness of joints

正负弯矩 (/kN·m)	埋深 /m	弯螺栓抗弯刚度/(MN·m·rad ⁻¹)		直螺栓抗弯刚度/(MN·m·rad ⁻¹)		斜螺栓抗弯刚度/(MN·m·rad ⁻¹)	
		K_q^+	K_q^-	K_q^+	K_q^-	K_q^+	K_q^-
10~190	4D	40~290	40~290	65~375	65~375	70~495	70~460
	3.5D	35~290	30~255	40~345	40~335	50~445	50~420
	3D	25~190	25~190	20~300	35~310	30~400	40~340
	2.5D	20~175	25~180	20~295	20~290	30~370	35~300
	2D	15~155	20~160	15~265	15~260	25~330	30~270
	D	15~130	15~135	15~220	15~220	20~280	25~225
190~280	4D	15~40	20~40	20~65	15~65	10~70	10~70
	3.5D	10~35	15~30	10~40	10~40	10~50	10~50
	3D	5~25	10~25	5~20	10~35	10~30	10~40
	2.5D	5~20	5~25	5~20	5~20	10~30	5~35
	2D	4~15	4~20	4~15	4~15	9~25	4~30
	D	3~15	3~15	3~15	3~15	5~20	3~25

注：特定弯矩条件下抗弯刚度的取值可采用线性插值法进行计算； K_q^+ 是正抗弯刚度， K_q^- 为负抗弯刚度； D 为隧道外径。

2.4 接头螺栓比选方案及接头抗弯刚度建议取值

基于 2.3 节对接头抗弯刚度的研究，给出了螺栓接头抗弯刚度在正负弯矩为 10~280 kN·m 范围内不同埋深下接头抗弯刚度 K_θ 建议取值，如表 2 所示。

基于上述研究结果可知，受相同外荷载作用下，弯螺栓应力最小，在符合设计要求的前提下，可适当降低螺栓等级，节约成本。针对盾构隧道不同区段的受力特征，对三种螺栓接头进行比选，见表 3 所示。

表 3 三种螺栓接头性能对比

Table 3 Comparison of performances of three kinds of bolted joints	
螺栓形式	优点及适用性
斜螺栓	抗弯性能最强：易受弯破坏部位
	防水性能较好：隧道穿越承压层区段
	手孔面积最小，对管片损伤最小：大直径盾构隧道
弯螺栓	抗剪性能最强：易受剪破坏部位
	接头柔性较好，对管片损伤较小：管片较薄、中小直径盾构隧道
直螺栓	拆除方便：受力较复杂部位，以及有抗震要求区段

3 结 语

(1) 管片接缝处的螺栓应力较大，但螺栓形式对螺栓最大受力位置影响很小；相同外荷载作用，斜螺栓应变值最大，直螺栓应变值次之，弯螺栓应变值最小。

(2) 三种螺栓接头错台量和张开量均随弯矩的增大而增大；三种螺栓接头张开量均随轴力的增大而减小。

(3) 接头弯矩保持不变，螺栓拉应力随轴力增大而减小；轴力保持不变，螺栓拉应力随弯矩增大而增大；接头抗弯刚度随弯矩的增大而减小，随轴力增大而增大。

参考文献：

[1] 朱瑶宏, 柳 献, 张晨光, 等.地铁盾构隧道纵缝接头螺栓

形式对比试验研究[J]. 铁道科学与工程学报, 2015, 12(6): 1427 - 1435. (ZHU Yao-hong, LIU Xian, ZHANG Chen-guang, et al. Contrast test research on longitudinal joint with different forms of bolts in metro shield tunnel[J]. Journal of Railway Science and Engineering, 2015, 12(6): 1427 - 1435. (in Chinese))

[2] 王慎堂. 隧道管片通缝拼装与错缝拼装的比较[D]. 上海: 同济大学, 2002. (WANG Shen-tang. The comparison of shield tunnel with segment seams in sequence and in stagger[D]. Shanghai: Tongji University, 2002. (in Chinese))

[3] 李守巨, 刘军豪, 上官子昌, 等.钢筋混凝土直螺栓管片接头抗弯极限承载力的简化计算模型[J]. 隧道建设, 2017, 37(1): 18 - 23. (LI Shou-ju, LIU Jun-hao, SHANG GUAN Zi-chang, et al. Simplified computing models for ultimate flexural capacity of reinforced concrete segment joints strengthened by straight bolts[J]. Tunnel Construction, 2017, 37(1): 18 - 23. (in Chinese))

[4] 李新星, 杨志豪, 曹文宏. 超大隧道装配式管片接头刚度的模型试验研究[J]. 土木工程学报, 2015, 48(2): 315 - 320. (LI Xin-xing, YANG Zhi-hao, CAO Wen-hong. Experimental investigations on stiffness of segment joints of larger tunnel prefabricated lining[J]. China Civil Engineering Journal, 2015, 48(2): 315 - 320. (in Chinese))

[5] 张稳军, 张云旆, 宋晓龙. 盾构隧道弯螺栓接头力学特性受预紧力影响的数值研究[J]. 岩土工程学报, 2017, 39(2): 203 - 206. (ZHANG Wen-jun, ZHANG Yun-pei, SONG Xiao-long. Numerical study on mechanical behavior of bent bolted connection in shield tunnel under effect of preload[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, 39(2): 203 - 206. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE2019S1030

云母石英片岩片理面力学特征试验研究

吴福宝

(中铁第四勘察设计院集团有限公司, 湖北 武汉 430063)

摘要: 云母石英片岩的矿物成分和微观结构决定了其各向异性特征, 通过铸体磨片和电镜扫描试验, 获得了云母石英片岩的矿物组成和微观结构特征; 通过三轴剪切试验, 获得了微风化岩样片理面力学参数; 通过强风化和中风化岩块的点荷载试验, 结合强风化岩样的片理面剪切试验, 得出了强风化和中风化岩样的片理面力学参数; 按照材料力学理论, 采用片理面力学参数计算得出岩样的最小单轴抗压强度, 进而计算出岩样的各向异性系数; 以垂直片理面的抗压强度作为计算依据, 计算出岩样的风化系数, 进而总结出岩样的各向异性系数与风化系数的关系, 揭示了风化过程中片理面力学特征的变化规律。

关键词: 云母石英片岩; 微观结构; 三轴剪切试验; 各向异性系数; 风化系数

中图分类号: TU45

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)S1-0117-04

作者简介: 吴福宝(1971—), 男, 高级工程师, 主要从事岩土工程勘察设计工作。E-mail: 550234585@qq.com。

Experimental study on mechanical characteristics of mica quartz schist foliation surface

WU Fu-bao

(China Railway Siyuan Survey and Design Group Company Limited, Wuhan 430063, China)

Abstract: The mineral composition and microstructures of mica quartz schist determine its anisotropic characteristics. The mineral composition and microstructural characteristics of mica quartz schist are obtained by using the casting abrasive test and the scanning electron microscopy. Through the triaxial shear tests, the mechanical parameters of foliation surface of slightly weathered rock samples are obtained. Through the point load tests on strongly weathered and moderately weathered rock blocks, combined with the shear tests on foliation surface of strongly weathered rock samples, the mechanical parameters of schistose plane of strong weathering and medium weathering rock samples are obtained. According to the theory of material mechanics, the minimum uniaxial compressive strength of the rock samples is obtained by calculating the mechanical parameters of foliation surface, and then the anisotropic coefficient of the rock samples is calculated. Based on the compressive strength of vertical foliation surface, the weathering coefficient of the rock samples is calculated, and the relationship between the anisotropy coefficient and the weathering coefficient of the rock samples is summarized, and the variation laws of mechanical characteristics of foliation surface in weathering process are revealed.

Key words: mica quartz schist; microstructure; triaxial shear test; anisotropic coefficient; weathering coefficient

0 引言

中国东南沿海地区广泛分布云母石英片岩, 路堑边坡工程问题多发, 与片岩具有片理构造、力学性质具有各向异性特征有着密切关系。国内外对云母石英片岩的研究主要针对微风化岩样进行, 在微观结构、力学参数的各向异性等方面取得了一些成果^[1-2], 但在风化对片理面强度的影响方面研究少见。研究云母石英片岩片理面特征及风化对云母石英片岩各向异性的影响, 对于分层量化片理面力学参数有着指导作用, 进而对分析路堑边坡的稳定性起到重要作用。

1 试验原材料

微风化岩样在福建省厦门至沙县高速公路路堑边坡开挖过程中采取, 在室内进行三轴剪切试验。现场采取强—中风化岩样后, 进行了点荷载试验和强风化岩样片理面便携式直剪试验。全风化层在现场进行便携式直剪试验。微风化岩样物理指标如表1所示。全风化层物理指标试验成果见表2, 试验室定名为含砂粉质黏土^[3]。

表 1 微风化岩样物理指标

Table 1 Physical indices of micro-weathered rock samples					
风化程度	试件个数	干密度 (g·cm ⁻³)	饱和密度 (g·cm ⁻³)	自由吸水率/%	饱和吸水率/%
微风化	89	2.62	2.64	0.10	0.18

表 2 全风化层试验成果表

Table 2 Test results of total weathering layer				
天然密度 (g·cm ⁻³)	天然含水率/%	液限/%	塑限/%	塑性指数
1.66	27.20	42.0	28.3	13.7

2 云母石英片岩微观结构研究

2.1 微观结构试验

本次微观结构试验研究方法有铸体薄片和电镜扫描试验^[4]。铸体薄片试验显示云母石英片岩呈细粒鳞片粒状变晶结构，显微片状构造，云母定向排列明显。如图 1 所示，电镜扫描试验扫描照片中白色区域为微粒状磁铁矿，在岩体中集合体成不规则团块状或细条带状；深灰色区域为石英，不规则粒状；中灰色区域为云母，细小片状，呈定向分布。岩石镜下岩矿鉴定结果为绢云母石英片岩，石英含量 75%~85%，云母含量 8%~15%，另外含有少量长石、绿泥石、绿帘石、磁铁矿、褐铁矿、黄铁矿等。

2.2 各向异性特征分析

如图 1 所示，试样晶粒边界主要为云母颗粒相接面、石英颗粒相接面以及云母颗粒和石英颗粒相接面，体现为云母晶间断裂和石英晶间断裂。穿晶断裂体现为石英穿晶断裂。同时，矿物间的相互挤压也会造成矿物内部产生许多微裂隙，这种细小的裂隙同样对岩体力学性质有重大影响。这些微观结构上的微结构面同样具有明显的方向性，严重影响云母石英片岩在实际工程中所体现的强度、变形等力学特征。

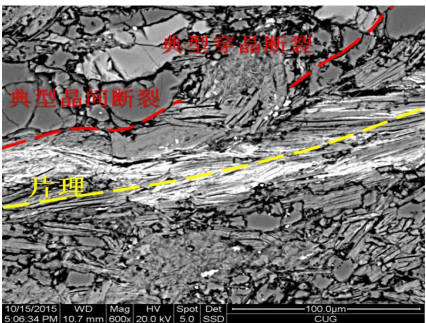


图 1 放大 600 倍电镜扫描图像

Fig.1 SEM image of after amplification of 600 times

3 云母石英片岩的三轴剪切试验

3.1 试验过程

试验采用普遍性三轴剪切试验。分别制作了片理

面水平(编号 10)、倾角 30°(编号 9)、倾角 60°(编号 8)、竖直(编号 7)等共 4 组岩样，每组岩样 4 个，三轴试验的围压分别为 3, 6, 9, 12 MPa，试样为圆柱形，高度 10 cm，直径 5 cm。

3.2 试验成果分析

岩样以剪切破坏为主，对于垂直片理加压，其剪切破裂面基本上与轴向加压方向呈 15°~20° 夹角(基本上与 45-j/2 一致)，该破裂面与原有片理面无关。对于轴压与片理面斜交的试样，破裂面总体上与片理面一致。平行片理面加压时，剪切面形式与垂直片理面加压基本相似，但破坏面规则性变差，局部受到片理面的影响。岩样破坏形式如图 2 所示。

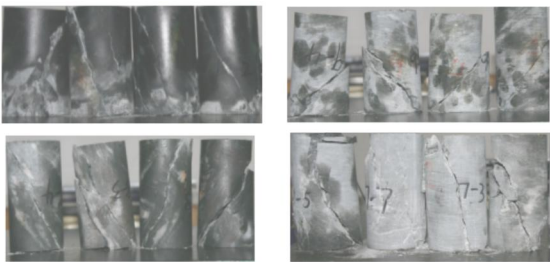


图 2 岩样破坏后照片

Fig. 2 Photos of destroyed rock samples

根据材料力学理论，单元体在三向应力作用下，剪切破坏面上的剪切力 t_a 和法向力 F_a 可以根据最大主应力 s_1 、最小主应力 s_3 以及破裂面与最大主应力夹角 α 计算得出 ($s_2 = s_3$):

$$t_a = F_1 \cos \alpha + F_3 \sin \alpha \quad , \quad (1)$$

$$F_a = F_1 \sin \alpha + F_3 \cos \alpha \quad . \quad (2)$$

三轴剪切试验完成后，测量破裂面与轴向压力的夹角，根据上述公式列表计算，可以得到单位轴向面积时剪切面上的剪切力 t_a 和法向力 F_a ，详见表 3。

表 3 三轴剪切试验成果表

Table 3 Results of triaxial shear tests					
试样 编号	s_3 /MPa	s_1 /MPa	剪切面与 s_1 夹角 /(°)	剪切面 法向力 /10 ⁶ N	剪切面 剪切力 /10 ⁶ N
7-2-3	3	150.1	24.4	64.79	137.91
7-3-6	6	199.0	21.4	78.23	187.46
7-7-9	9	210.2	26.2	100.82	192.61
7-5-12*	12	169.6	31.4	98.65	150.99
8-1-3	3	42.5	29.2	23.32	38.58
8-2-6	6	100.0	21.8	42.74	95.07
8-3-9	9	101.1	29.1	57.03	92.72
8-4-12	12	116.9	25.4	60.95	110.76
9-1-3	3	81.1	36.0	50.10	67.37
9-2-6	6	104.9	44.1	77.31	79.51
9-3-6	9	134.0	39.4	92.08	109.20
9-4-12*	12	91.4	49.4	77.19	68.61
10-2-3	3	117.9	22.2	47.38	110.27
10-3-6	6	138.8	17.2	46.82	134.35
10-4-9	9	146.2	19.2	56.51	141.05
10-6-12	12	153.5	16.0	53.92	150.85

#8 和 #9 试样均是沿片理面剪切破坏的, 对剪切面上的法向力和剪切力进行线性相关分析, 可以得到回归方程 $t_a = 45.2 + 0.624 s_a$, 即片理面的内摩擦角为 32.0° , 凝聚力 c 为 $21.9 (45.2 \times \sin(45^\circ - 32^\circ / 2) = 21.9)$ MPa。

根据材料力学理论, 均质材料施加轴向压力时, 最大剪应力面与轴向应力夹角为 $45 - j / 2$, 据此原理, 根据材料 c, f 参数, 可以计算出材料的单轴抗压强度 (本文称作换算单轴抗压强度):

$$s = \frac{c}{\sin\left(45^\circ - \frac{j}{2}\right) \cos\left(45^\circ - \frac{j}{2}\right) - \tan j \sin^2\left(45^\circ - \frac{j}{2}\right)} \quad (3)$$

将#7 试样和#10 试样分别进行回归分析, 结合上文的分析结果, 可以得到如表 4 所示的换算单轴抗压强度。

表 4 换算单轴抗压强度计算表

Table 4 Converted values of uniaxial compressive strength				
试样 编号	c/MPa	φ /($^\circ$)	剪切面 /片理面	换算单轴抗压 强度/MPa
#8, #9	21.9	32.0	片理面	79.1
#7	61.6	35.5	剪切面	188.6
#10	57.2	49.9	剪切面	140.5

从表 4 可以看出, #7 岩样片理方向与轴向应力方向一致, 岩样剪切破坏时, 剪切面发展受到了片理面影响, 有劈裂破坏趋势, #7~#3 试样表现比较明显, c 值和换算单轴抗压强度最大; #10 试样表现为完全的剪切破坏模式, 剪切破坏面顺直, 内摩擦角最大; #8 和 #9 试样沿片理面剪切破坏, 剪切面呈波浪形, 换算单轴抗压强度、 c 值和内摩擦角均最小。

4 风化对片理面强度的影响

对于强风化岩^[5], 在现场进行了沿片理面的便携式直剪试验和岩块的点荷载试验; 对于全风化层, 在现场进行便携式直剪试验; 中风化岩样制样最为困难, 在现场进行点荷载试验^[6]。

4.1 强—中风化云母石英片岩的点荷载试验

现场将肉眼可辨的、风化程度相同的岩石试样分为一组, 每一组分为平行、垂直和斜交 (45°) 片理面 3 种状态加荷。其统计结果见表 5。

表 5 点荷载试验成果表

Table 5 Results of point load tests				
风化 程度	组数	加压 方向	标准点荷载 强度/MPa	换算抗压 强度/MPa
中风化	7	垂直	2.96	51.54
	3	斜交	1.39	29.22
	5	平行	1.24	26.76
强风化 (1)	15	垂直	1.12	24.76
	15	斜交	0.49	13.38
	15	平行	0.62	15.96
强风化 (2)	45	垂直	0.14	5.35
	46	斜交	0.13	5.21
	45	平行	0.10	4.14

根据福建省地方经验, 参考花岗岩强风化划分标准 (石英含量高), 将强风化划分为碎块状强风化 (开挖坡面呈碎块状) 和砂土状强风化 (坡面以砂土状为主, 选取残留的岩块进行试验) 两个亚级。由于点荷载试验接触面积小, 平行于片理方向加载时, 容易产生沿片理面的劈裂破坏, 其强度往往小于斜交片理方向加载的点荷载强度, 故评价岩块的抗压强度、风化系数和各向异性时, 以垂直片理加载的强度作为依据。

4.2 强风化云母石英片岩的直剪试验

对于砂土状强风化云母石英片岩, 选取了 6 组试样沿片理面分别进行天然状态和饱水状态的抗剪强度测试, 对于每个岩样, 采用在不同法向应力条件下反复剪切试验, 得到天然状态凝聚力 $c=19.5$ kPa, 内摩擦角为 29.0° , 饱水状态凝聚力 $c=4.4$ kPa, 内摩擦角为 25.2° 。强风化岩样的直剪试验强度要明显小于点荷载试验成果, 主要是制样过程中不可避免地扰动了片理面结构, 表现为凝聚力 c 值大幅下降, 内摩擦角受扰动影响小。强风化云母石英片岩饱水后, 片理面强度急剧降低, 黏聚力下降了 77.5%, 仅剩 4.4 kPa, 内摩擦角也从 29.0° 降低到 25.2° , 说明云母的亲水特性起了控制作用, 这也是强风化云母石英片岩边坡受开挖影响大, 雨季大量破坏的内在原因。

4.3 全风化云母石英片岩的直剪试验

现场进行了 3 组全风化试样的天然以及饱和直剪试验, 得到天然状态凝聚力 $c=19.0$ kPa, 内摩擦角为 32.9° 。饱水状态凝聚力 $c=13.2$ kPa, 内摩擦角为 29.3° 。全风化层的抗剪强度要高于砂土状强风化岩块片理面的剪切强度, 说明片理面上的云母完全风化成黏土矿物后, 亲水特性明显减弱, 石英颗粒作用增加。

4.4 风化对片理面强度的影响

取微风化岩样的风化系数为 0.9, 以垂直片理面加压的单轴抗压强度作为计算依据, 可以计算得到试验岩样的风化系数。中风化岩样取样 (露头少) 和试样加工均困难, 没能直接取得片理面的强度参数, 考虑到岩样片理面内摩擦角变化范围小 ($29^\circ \sim 32^\circ$), 以风化系数来内插计算其内摩擦角是可行的。根据单轴抗压强度、加压方向与片理面夹角、片理面内摩擦角等参数便可计算得出强风化和中风化岩样的片理面凝聚力 c 值, 进而计算得到换算单轴抗压强度, 计算结果见表 6。

以风化系数为横坐标, 各向异性系数为纵坐标作图 (图 3), 可以得到风化系数与各向异性系数之间的关系。

表 6 片理面力学特征成果表

Table 6 Mechanical characteristics of schist foliation surface

风化程度	单轴抗压强度/MPa	风化系数	片理面内摩擦角/(°)	片理面凝聚力/MPa	换算单轴抗压强度/MPa	各向异性系数
微风化	140.50	0.90	32.0	21.90	79.10	1.78
中风化	51.54	0.33	30.0	10.10	21.11	2.44
碎块状强风化	24.76	0.16	29.4	4.70	9.76	2.54
砂土状强风化	5.35	0.03	29.0	1.90	3.83	1.40
全风化	—	0.00	32.9	0.02	—	1.00

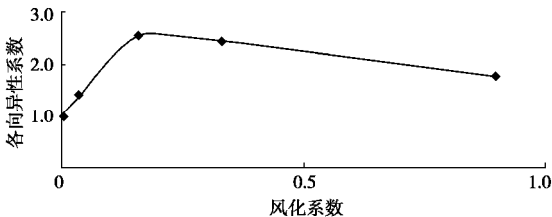


图 3 各向异性系数与风化系数关系图

Fig. 3 Relationship between anisotropic coefficient and weathering coefficient

从图 3 和表 6 可知：随着岩石的风化，岩石的各向异性系数逐渐增加，碎块状强风化岩石的各向异性系数达到最大值，说明片理面的风化要强于岩石的整体风化；从碎块状强风化向全风化发展过程中，各向异性系数快速减小，岩石完全风化后，内摩擦角反而有所提高，说明云母在风化成黏土矿物后，石英对风化层的内摩擦角影响逐步增大。

5 结 论

微观结构试验揭示了云母石英片岩矿物组成和定向排列方式是各向异性的内在原因。通过对不同风化程度的岩样进行系统性试验研究，在得到了不同风化程度的岩石片理面力学参数的同时，也揭示了各向异性系数随着风化系数的变化规律，主要结论有：

(1) 云母石英片岩矿物组成以石英和云母为主，呈细粒鳞片粒状变晶结构，显微片状构造，云母定向排列尤为明显，为岩石强度各向异性的主要控制因素。

(2) 微风化岩样的三轴剪切试验呈剪切破坏形式，片理面对抗压强度有显著影响；根据剪切破坏面与主应力方向的夹角可以计算得出片理面的力学参数，即微风化岩样片理面 $c=21.9\text{ MPa}$ ， $j=32.0^\circ$ 。

(3) 随着岩石风化的进行，片理面的内摩擦角变化范围为 $32.9^\circ\sim29.0^\circ$ ，幅度很小， c 值急剧减小，从 21.9 MPa 减小至 0.02 MPa 。

(4) 饱水状态下，强风化岩样的片理面抗剪强度急剧减小， c 值减低了 77.5% ，内摩擦角也从 29.0° 降

低到 25.2 ，进一步说明云母的亲水特性对片理面强度有着控制作用。

(5) 片理面的风化要强于岩石的整体风化，碎块状强风化状态，岩石的各向异性系数达到最大值，然后各向异性系数快速减小，岩石完全风化后，内摩擦角反而有所提高，说明云母在风化成黏土矿物过程中，石英对风化层的内摩擦角影响逐步增大。

参考文献：

[1] 王家兴. 石英云母片岩各向异性特征及其对围岩稳定性影响的研究[D]. 成都: 成都理工大学, 2014. (WANG Jia-xing. Anisotropic characteristics of quartz mica schist and its influence on stability of surrounding rock[D]. Chengdu: Chengdu University of Technology, 2014. (in Chinese))

[2] 单治钢, 陈国庆, 周春宏, 等. 丹巴水电站石英云母片岩力学特性及岩体质量分类[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32(10): 2070 - 2078. (SHAN Zhi-gang, CHEN Guo-qing, ZHOU Chun-hong, et al. Quartz mica schist mechanical properties and rock mass quality classification of Danba Hydropower Station[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, 32(10): 2070 - 2078. (in Chinese))

[3] JTG E40—2007 公路土工试验规程[S]. (JTG E40—2007 Highway geotechnical test code[S]. (in Chinese))

[4] 王家兴, 石豫川, 段伟锋, 等. 基于微观试验的片岩力学特性研究[J]. 现代隧道技术, 2014, 51(3): 73 - 78. (WANG Jia-xing, SHI Yu-chuan, DUAN Wei-feng, et al. Study on mechanical properties of schist based on micro-test[J]. Modern Tunnel Technology, 2014, 51(3): 73 - 78. (in Chinese))

[5] 杨 帆, 侯克鹏, 谢永利. 强风化云母石英片岩力学参数确定方法[J]. 长安大学学报(自然科学版), 2012, 32(2): 29 - 33, 38. (YANG Fan, HOU Ke-peng, XIE Yong-li. Method for determining mechanical parameters of strongly weathered mica quartz schist[J]. Journal of Chang'an University (Natural Science Edition), 2012, 32(2): 29 - 33, 38. (in Chinese))

[6] 张 宇, 干 泉, 余 飞, 等. 基于点荷载试验武当群片岩的风化分组及强度特性研究[J]. 岩土力学, 2012, 33(增刊 1): 229 - 232. (ZHANG Yu, GAN Quan, YU Fei, et al. Weathering grouping and strength characteristics of Wudang Group schist based on point load test[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, 33(S1): 229 - 232. (in Chinese))

(责编: 明经平)

DOI: 10.11779/CJGE2019S1031

刚柔性法向接触对混凝土防渗墙应力的影响研究

徐 晗, 潘家军, 江泊洵, 谭 凡, 杨昕光

(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: 为在深厚覆盖层上高土质心墙堆石坝的设计中准确预测混凝土防渗墙的应力, 开展了防渗墙刺入黏土的模型试验, 利用 CT 断层扫描获得了防渗墙顶端土体的变形性状; 提出在防渗墙顶端与土体的法向接触模拟中, 应采用柔性法向接触本构模型; 建立了有限元模型, 研究了刚柔性法向接触对混凝土防渗墙应力的影响。结果表明: 防渗墙顶端切削周边土体, 发生了明显的刺入位移; 刚性法向接触本构模型不允许接触面发生嵌入, 因而防渗墙顶端周边土体对防渗墙的约束效应过于强烈, 导致防渗墙顶端较高的压应力; 柔性法向接触本构模型允许一定程度的接触面嵌入, 接触面嵌入位移可理解为实际刺入位移, 可较好地模拟实际工程中防渗墙刺入黏土的冲切破坏现象。

关键词: 混凝土防渗墙; 刚柔性法向接触; 数值模拟; CT 断层扫描

中图分类号: TU432 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2019)S1-0121-04

作者简介: 徐 晗(1978—), 男, 教高, 博士, 主要从事岩土工程数值分析方法研究。E-mail: mechanics007@aliyun.com。

Influences of rigid and flexible normal contacts on stress of concrete cut-off walls

XU Han, PAN Jia-jun, JIANG Ji-wei, TAN Fan, YANG Xin-guang

(Key Laboratory of Geotechnical Mechanics and Engineering of the Ministry of Water Resources, Changjiang River Scientific Research

Institute, Wuhan 430010, China)

Abstract: In the design of high rockfill dams with clay core wall on deep overburden, how to accurately predict the stress of concrete cut-off walls is the key scientific problem to be solved. An experimental study on the penetration of a cut-off wall into clay is carried out, and the deformation behavior of the clay at the top of the cut-off wall is obtained by means of the computed tomography. It is proposed that the flexible normal contact constitutive model should be adopted in the simulation of the normal contact between the top of the cut-off wall and the clay, and the finite element model is established to study the stress of the concrete cut-off wall under the rigid and flexible normal contacts. The results show that the top of the cut-off wall cuts the surrounding soil, and obvious penetration into soil displacement occurs. The normal hard contact constitutive model does not allow the contact surface to be embedded, so the restriction effect of the clay around the top of the cut-off wall is too strong, which leads to the high compressive stress at the top of the cut-off wall. The flexible normal contact constitutive model allows a certain degree of contact surface to be embedded and the embedding displacement of the contact surface can be interpreted as the actual penetration displacement. It can well simulate the punching failure phenomenon of cut-off walls penetrating into clay in practical engineering.

Key words: concrete cut-off wall; rigid-flexible normal contact; numerical simulation; computed tomography

0 引 言

在深厚覆盖层上高土质心墙堆石坝设计中, 刚性的防渗墙常伸入黏土心墙内数米, 改变了黏土的受力条件, 制约了正常的土体变形规律, 而受约束的黏土反作用于防渗墙引起复杂的防渗墙压应力^[1], 因而在实际工程中如何准确预测防渗墙的应力是亟待解决的关键科学问题^[2]。

传统的数值计算方法仅关注于接触面的剪切变形特性^[3], 将防渗墙与土体的法向作用默认为刚性接触, 计算得到的防渗墙压应力值远高于实际监测值^[4]。若

防渗墙压应力计算值过大, 则会对坝体的选型与设计造成极大的困扰, 以致干扰最终的建坝决策, 需要进一步研究刚性接触算法的适用性。

1 防渗墙顶端土体的变形性状

采用创新性的试验方法, 研制了防渗墙刺入黏土

基金项目: 国家重点研发计划项目(2017YFC0404804); 国家自然科学基金—雅砻江联合基金重点项目(U1765203); 长江科学院创新团队项目(CKSF2015051/YT)

收稿日期: 2019-04-29

的模型试验设备,可对土体施加一等效上覆压力,实现防渗墙上坝体自重应力场的模拟。采用对防渗墙施加主动作用力的方式,开展了防渗墙刺入黏土的试验研究,其模型试验示意图见图1所示。

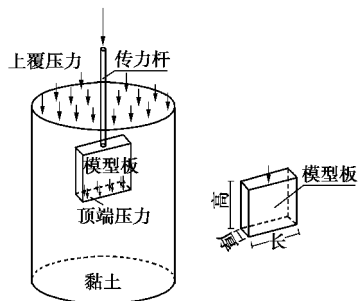


图1 防渗墙刺入黏土模型试验示意图

Fig. 1 Schematic diagram of penetration tests on cut-off wall

不同上覆压力(坝体自重应力)的防渗墙顶端土压力-刺入土体位移曲线见图2所示,为双曲线形状。

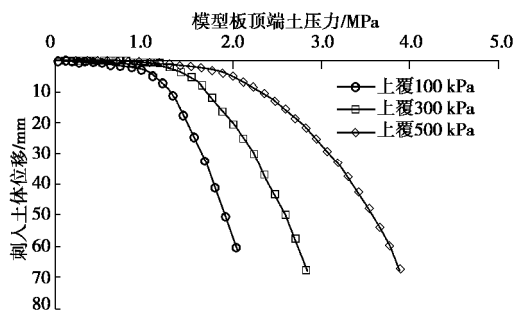


图2 防渗墙顶端土压力-刺入土体位移曲线

Fig. 2 Curves of earth pressure on top of cut-off wall with displacement penetrating into soil

试验过程典型CT断层扫描图像见图3所示,可将混凝土防渗墙顶端刺入黏土的变形分为三个阶段:

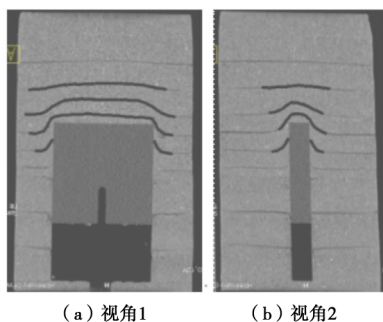


图3 典型CT断层扫描图像

Fig. 3 Typical images of computed tomography

(1) 剪切滑移阶段:在试验初始,防渗墙顶端土体处于挤压变形状态,周边土体隆起,并沿着 45° 角扩散,该阶段可称为剪切滑移阶段。

(2) 冲切破坏阶段:随着防渗墙受到的主动作用

力逐步增大,防渗墙顶端切削周边土体,发生了较为明显的冲切破坏,可称为冲切破坏阶段。

(3) 土压力稳定阶段:当防渗墙刺入土体位移达到一定程度后,防渗墙顶端土压力逐步达到一个极限值,此时刺入位移虽然有所增加,但土压力变化较小,该阶段可称为土压力稳定阶段。

由于在冲切破坏阶段防渗墙切削周边土体,发生了明显的冲切破坏,即使在有限元计算中采用土体大变形分析技术^[5],也很难模拟这种防渗墙直接切削土体的现象。通过CT断层扫描获得了防渗墙顶端土体的变形性状后,本文提出在防渗墙顶端与土体的法向接触模拟中,应该采用柔性法向接触本构模型^[6]。

2 刚性与柔性法向接触区别

2.1 刚性法向接触

接触面之间的相互作用包含两个部分:一是接触面的法向作用,二是接触面的切向作用。两个表面之间脱离距离称为间隙,嵌入距离称为嵌入量。刚性法向接触接触表面之间能够传递的接触压力大小没有任何限制,因而在计算中限制了可能发生的接触面嵌入现象,其接触压力-嵌入量曲线关系见图4(a)所示。

2.2 柔性法向接触

柔性法向接触实质是接触压力随接触两个表面之间嵌入量变化而变化,其接触压力-嵌入量曲线关系见图4(b)所示,可以设定为非线性关系,也可以设定为线性关系。

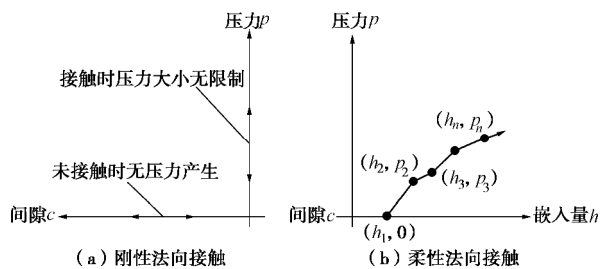


图4 刚柔性法向接触压力-嵌入量关系曲线

Fig. 4 Curves of rigid and flexible normal contact pressures with penetration displacement

3 计算模型与计算参数

设定了图5所示心墙坝算例,覆盖层厚约100 m,坝高223 m,1 m厚防渗墙伸入黏土心墙的深度为10 m。覆盖层及坝料的Duncan-Chang E-B模型参数见表1所示,参照国内已建堆石坝工程试验参数选取。

表1中, c 为黏聚力, φ 为内摩擦角, K , n 分别为初始弹性模量基数和弹性模量指数, K_b , m 分别为初始体积模量基数和体积模量指数, R_f 为破坏比, φ_0

表 1 覆盖层及坝料的 Duncan-Chang E-B 模型参数

Table 1 Duncan-Chang E-B model parameters for overburden and dam materials

材料	干密度 /(g·cm ⁻³)	j_0 /(°)	Δj /(°)	c /kPa	φ /(°)	K	n	R_f	K_b	m
覆盖层	2.23	52.0	9.5	—	—	1300	0.30	0.86	755	0.13
堆石 I	2.22	46.7	5.7	—	—	1450	0.27	0.89	530	0.30
堆石 II	2.20	47.8	6.0	—	—	1600	0.29	0.89	575	0.38
反滤层	2.16	42.0	2.0	—	—	700	0.45	0.73	350	0.18
过渡层	2.10	42.7	3.8	—	—	900	0.32	0.79	450	0.24
心墙	1.97	—	—	35	31	400	0.34	0.88	240	0.30

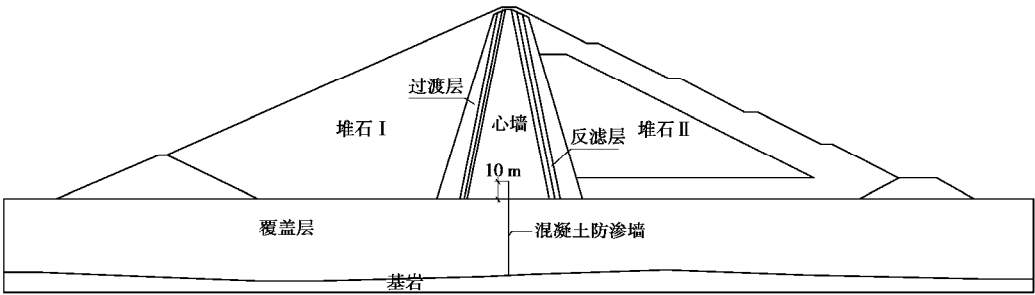


图 5 心墙坝横断面设计图

Fig. 5 Cross-section design of dam body

为一个标准大气压时的摩擦角 φ 值, $\Delta\varphi$ 为围压增加一个对数周期时摩擦角 φ 的减小量。

C30 混凝土防渗墙采用线弹性本构模型, 其弹性模量为 30 GPa, 泊松比为 0.167。考虑防渗墙周边泥皮的影响, 覆盖层与防渗墙之间的切向摩擦角设定为 11° 。

对于防渗墙两侧边、底边与周边土体的接触部分, 其法向仍设定为刚性接触模型, 而对于防渗墙伸入黏土的顶端, 分别设置刚性与柔性法向接触模型进行了对比分析。

对于柔性法向接触模型, 法向劲度系数与防渗墙顶上覆压力、接触面周边的材料模量有关, 假定设置为 50, 100, 250, 500, 750, 1000, 5000 MPa/m 等 7 种情况进行了计算。

4 防渗墙竖向应力的分布规律对比

法向劲度系数敏感性分析结果见表 2 所示, 其中应力以受压为正, 可知法向劲度系数取值对计算结果影响较大。

表 2 法向劲度系数敏感性分析结果

Table 2 Sensitivity analysis results of normal stiffness coefficient

工 况	法向劲度系 数/(MPa·m ⁻¹)	墙顶部压 应力/MPa	墙底部压 应力/MPa	接触嵌入 位移/cm
1	50	11.8	53.1	46.1
2	100	14.6	54.9	34.8
3	250	13.8	55.9	21.2
4	500	16.4	57.5	15.3
5	750	19.5	61.4	9.9
6	1000	19.7	62.8	3.4
7	5000	20.3	63.5	1.2
8	刚性	20.3	63.7	0.0

图 6 为防渗墙最大竖向压应力与法向劲度系数的关系曲线, 当法向劲度系数大于 1000 MPa/m 后, 其值的增加对防渗墙的压应力再无明显的影响。

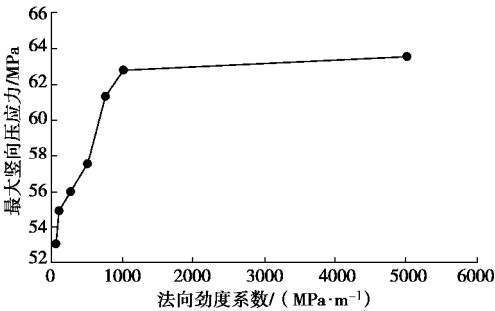


图 6 防渗墙最大竖向压应力与法向劲度系数关系

Fig. 6 Relationship between maximum vertical compressive stress and normal stiffness coefficient of cut-off wall

图 7 为法向劲度系数为 50 MPa/m 时计算获得的防渗墙竖向应力分布曲线, 其中竖向坐标 0 m 高程为防渗墙顶端。可知与刚性相比, 顶端压应力差异高达 8.5 MPa, 而其余高程数值大小的差异均是由防渗墙顶端压应力的不同引起的。

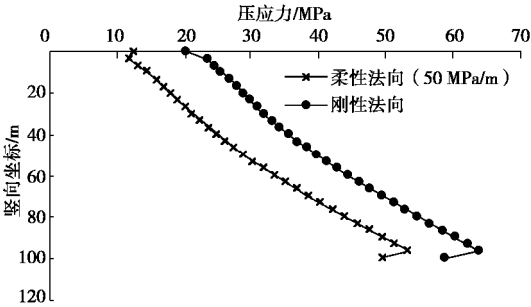


图 7 防渗墙竖向应力分布曲线

Fig. 7 Distribution curves of vertical stress of cut-off wall

图8为防渗墙顶端土体的变形性状计算云图,其中竖向与水平坐标单位为m,云图单位为cm。可知在刚性法向接触中,防渗墙顶端对土体起到了强烈的顶托作用(见图8(a)),引起了防渗墙较高的压应力。而在柔性法向接触中,工况1计算得到的接触面嵌入位移为46.1cm,防渗墙顶端周边的土体已经沉陷下去(见图8(b)),仅在墙顶端对小范围土体有顶托作用。

比较图8(b)计算云图与图3(b)典型CT断层扫描图,可知土体的变形性状基本吻合。柔性法向接触本构模型允许一定程度的接触面嵌入,这种接触面嵌入位移可理解为实际刺入位移。

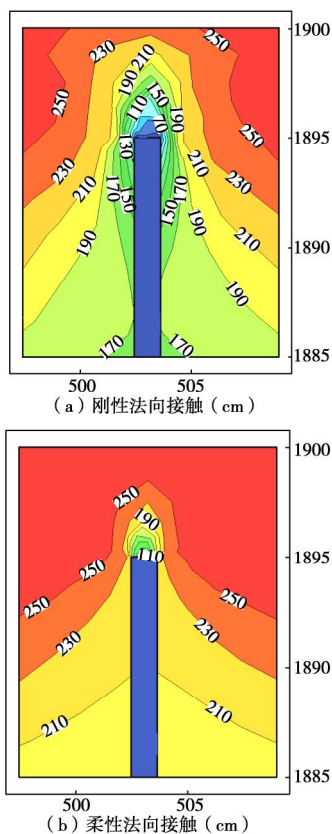


图8 防渗墙顶端土体变形性状云图

Fig. 8 Contours of deformation characteristics of soil at top of cut-off wall

5 结 论

(1)可将防渗墙顶端与土体的接触变形分为剪切滑移、冲切破坏、土压力稳定三个阶段,在冲切破坏阶段防渗墙顶端切削周边土体,明显刺入了土体内,该效应在有限元计算中必须合理考虑。

(2)刚性法向接触本构模型不允许接触面发生嵌

入,与实际工程中防渗墙顶端土体发生切削情况不符,导致防渗墙顶端较高的压应力。

(3)柔性法向接触本构模型允许一定程度的接触面嵌入,这种接触面嵌入位移可理解为实际刺入位移,计算得到的防渗墙顶端土体的变形性状与CT断层扫描图基本吻合,表明柔性法向接触本构模型可较好地模拟实际工程中防渗墙刺入黏土的冲切破坏现象。

参考文献:

- [1] 余翔,孔宪京,邹德高. 混凝土防渗墙变形与应力分布特性[J]. 浙江大学学报(工学版), 2017, 51(9): 1704 - 1711. (YU Xiang, KONG Xian-jing, ZOU De-gao. Deformation and stress distribution characteristics of concrete cut-off wall [J]. Journal of Zhejiang University (Engineering Science), 2017, 51(9): 1704 - 1711. (in Chinese))
- [2] 丁艳辉,张其光,张丙印. 高心墙堆石坝防渗墙应力变形特性有限元分析[J]. 水力发电学报, 2013, 32(3): 162 - 167. (DING Yan-hui, ZHANG Qi-guang, ZHANG Bing-yin. FEM analysis of stress-deformation characteristics of cut-off walls in high core rockfill dam [J]. Journal of Hydroelectric Engineering, 2013, 32(3): 162 - 167. (in Chinese))
- [3] 朱俊高,SHAKIR R R,杨有莲,等. 土-混凝土接触面特性环剪单剪试验比较研究[J]. 岩土力学, 2011, 32(3): 692 - 696. (ZHU Jun-gao, SHAKIR R R, YANG You-lian, et al. Comparison of behaviors of clay-concrete interface from ring-shear and simple shear tests [J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(3): 692 - 696. (in Chinese))
- [4] 程展林. 三峡二期围堰垂直防渗墙的应变形态[J]. 长江科学院院报, 2004, 21(6): 34 - 37. (CHENG Zhan-lin. Strain status of vertical impervious wall in TGP stage-2 upstream cofferdam [J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2004, 21(6): 34 - 37. (in Chinese))
- [5] YU X, ZOU D G, KONG X J, et al. Large-deformation finite element analysis of the interaction between concrete cut-off walls and high plasticity clay in an earth core dam [J]. Engineering Computations, 2017, 34(4): 1126 - 1148.
- [6] ZHANG Q L, WU H G. Using softened contact relationship describing compressible membrane in FEA of spiral case structure [J]. Archives of Civil and Mechanical Engineering, 2013, 13(4): 506 - 517.

(责编: 明经平)

DOI: 10.11779/CJGE2019S1032

考虑注浆压力影响锚-土界面剪切蠕变 Kriging 模型

陈昌富^{1,2}, 朱世民^{1,2}, 高 傑^{1,2}, 温永凯^{1,2}, 毛凤山^{1,2}

(1. 湖南大学建筑安全与节能教育部重点实验室, 湖南 长沙 410082; 2. 湖南大学土木工程学院, 湖南 长沙 410082)

摘 要: 锚-土界面剪切蠕变特性直接关系到锚杆支护系统的长期锚固性能, 而工程锚杆施工中通常采用的压力注浆对锚固体-土体界面蠕变特性有重要影响。为研究不同注浆压力下的锚-土界面剪切蠕变特性, 本文利用自主研发的压力注浆装置制作了不同注浆压力下的锚杆微元体试样, 利用自行设计制作的锚-土界面剪切蠕变特性测试系统对试样进行分级加载, 获得了不同注浆压力下的锚-土界面剪切蠕变全过程曲线, 利用“陈氏加载法”将蠕变全过程曲线转化为分别加载蠕变曲线, 并采用等时曲线法获得不同注浆压力下的锚-土界面长期抗剪强度。为提高建模精度, 提出了将蠕变试验曲线经对数转换后来建立蠕变模型的方法, 并引入 Kriging 法, 建立了考虑注浆压力影响的锚-土界面剪切蠕变 Kriging 模型。通过所建模型的预测结果与试验结果对比分析发现, 本文方法建立的锚-土界面剪切蠕变模型, 其拟合和预测精度均很高。

关键词: 锚-土界面; 蠕变; 注浆压力; Kriging 方法; 对数转换

中图分类号: TU411.5

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)S1-0125-04

作者简介: 陈昌富(1963—), 男, 湖南祁东人, 博士, 教授, 主要从事边坡工程、岩土工程支护和地基处理等方面的研究工作。E-mail: cfchen@163.com。

Kriging method-based creep model for anchor-soil interface considering grouting pressure

CHEN Chang-fu^{1,2}, ZHU Shi-min^{1,2}, GAO Jie^{1,2}, WEN Yong-kai^{1,2}, MAO Feng-shan^{1,2}

(1. Key Laboratory of Building Safety and Energy Efficiency of Ministry of Education, Hunan University, Changsha 410082, China;

2. College of Civil Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China)

Abstract: The long-term work performance of anchored systems depends on the shear creep behavior of anchor-soil interface. The technology of pressure grouting used in the construction of anchored systems is recognized to influence the creep behavior of anchor-soil interface greatly. A specially apparatus with capability of applying different grouting pressures is designed to investigate the impact of grouting pressures for the anchor-soil interface. The element-anchor specimens with different grouting pressures are made by using this apparatus. The time-history curves of pullout displacement are obtained in applying multi-stage loading to those prepared specimens by a specially designed creep pullout device. Chen's method is adopted to transform those individual time-history curves of pullout displacement into a group of creep curves with varying loading stresses for each anchor specimen equivalently. Using the isochronal curve method the long-term shear strengths of anchor-soil interface are derived for the specimens with different grouting pressures. Aiming to improve the modelling precision, the creep curves with natural time coordinate are rebuilt to logarithmic time coordinates. The Kriging creep model for anchor-soil interface accounting for grouting pressure is established based on the Kriging method. Comparison between the predicted and the measured results for creep response validates that the proposed creep model has high precision in the fitting and prediction.

Key words: anchor-soil interface; creep; grouting pressure; Kriging method; logarithmic transformation

0 引 言

锚固技术在岩土工程支护和加固中广泛应用, 而锚固体与岩土体界面抗剪强度决定了锚固系统的锚固能力, 尤其是锚-土界面的剪切蠕变特性将直接影响到工程锚杆的长期锚固性能。为此, 国内外诸多学者^[1-4]研究了锚-土界面的蠕变特性及长期强度, 提出了相应

的元件^[1]或经验蠕变模型^[2-4]。现有蠕变模型可考虑单因素(比如剪应力水平)的影响, 但由于考虑多因素影响会使建模变得非常复杂, 目前尚未见有同时考虑注浆压力、剪应力水平等多因素影响的锚-土界面剪切

基金项目: 国家自然科学基金面上项目(41572298)

收稿日期: 2019-04-29

蠕变模型。而研究表明^[5]，压力注浆可显著提高锚杆的锚固能力。因此，研究注浆压力对锚-土界面剪切蠕变性能的影响具有重要的理论和工程实际意义。

由于 Kriging 插值法^[6]为复杂工程的建模提供了强有力的工具，并已在岩土工程中得到应用^[7-8]，因此，本文尝试采用 Kriging 插值法建立考虑注浆压力影响的锚-土界面剪切蠕变模型。

本文首先利用自主研制的压力注浆装置制作不同注浆压力下的锚杆微元体试样，并开展分级加载蠕变试验；然后对获得的蠕变试验数据进行预处理，引入 Kriging 法，选取部分预处理后的不同注浆压力、不同剪应力水平的蠕变试验曲线来建立蠕变模型；最后，利用建立的 Kriging 蠕变模型对未参与回归建模的蠕变试验曲线进行预测，以验证所建模型的预测效果。

1 不同注浆压力下锚-土界面蠕变试验

1.1 试验方法

(1) 试验材料。试验所用红黏土取自湖南省某高速公路施工现场，其主要物理力学参数为：液限 w_L 为 36.8%，塑限 w_p 为 20.9%、塑性指数 I_p 为 15.9，颗粒相对密度 d_s 为 2.687、最大干密度 ρ_{max} 为 1.72 g/cm³、黏聚力 c 为 38.7 kPa，内摩擦角 φ 为 24.5°。制作锚固体所用注浆材料为掺有 1‰缓凝剂的水泥砂浆，其配比为：水：砂：水泥=0.45：1：1。所用水泥为 P.O 42.5 级普通硅酸盐水泥。

(2) 土坯制作。采用文献[2~4]的方法和装置，先配置含水率为 0.22 的土料，再分层按相同的击实功能进行击实，最终形成直径为 22 cm、高度为 10 cm 的圆柱状土坯，土坯中锚孔直径为 3.8 cm。

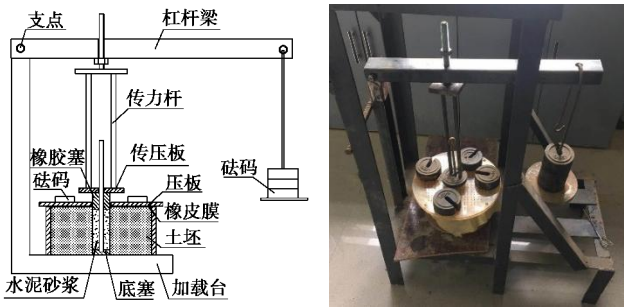


图 1 压力注浆装置

Fig. 1 Pressure-grouting device

(3) 试样制作。先将 8 螺纹钢置于土坯中预留的锚孔中央；再将配好的水泥砂浆灌入锚孔并振捣密实；然后利用自制的静压注浆装置（图 1）对 3 组土坯锚孔中的水泥砂浆分别施加 0，0.07 MPa 和 0.13 MPa 的压力，加压时间为 20 min，由此制作模拟静压注浆的锚杆单元体试样。注浆压力 p 可通过砝码重量、

杠杆比和锚孔尺寸等参数计算得到。此外，为防止水泥砂浆外渗，试样顶面放置橡皮膜，锚孔底部放置橡胶塞。

(4) 试样养护及蠕变试验。试样密封养护 28 d 后，再利用文献[2~4]的蠕变加载装置进行分级加载，可测得锚-土界面分级加载全过程曲线。其中蠕变稳定标准为连续 24 h 内的剪切位移增量小于 0.01 mm。

1.2 试验结果

对测得的锚-土界面分级加载全过程曲线采用“陈氏加载法”^[9]处理，得分别加载蠕变曲线如图 2。

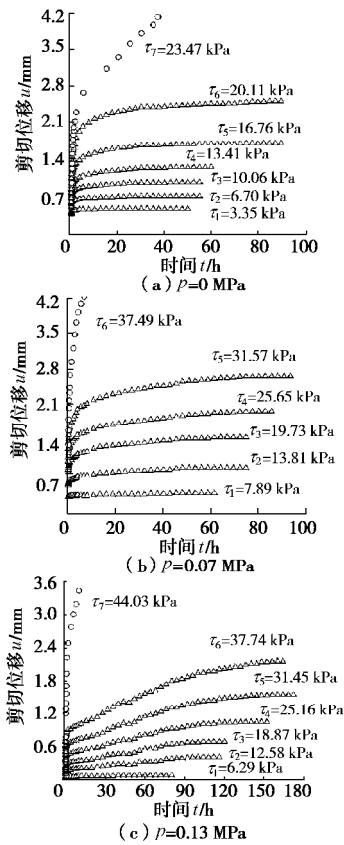


图 2 分别加载界面剪切蠕变曲线

Fig. 2 Shear creep curves obtained by Chen's method

根据等时曲线法确定出不同注浆压力下的锚-土界面长期抗剪强度 τ_∞ ^[2-4]如表 1 所示。

表 1 不同注浆压力下锚-土界面长期抗剪强度

Fig. 1 Long-term shear strengths of anchors-soil interface under different grouting pressure

注浆压力 p/MPa	长期抗剪强度 τ_∞/kPa	有压注浆下 τ_∞ 增长率 /%
0	16.76	—
0.07	31.57	88.4
0.13	37.74	125.2

由图 2 和表 1 可知，注浆压力可显著提高锚-土界面的剪切性能和长期抗剪强度 τ_∞ ，注浆压力 p 从 0 增大至 0.07，0.13 MPa，锚-土界面的长期抗剪强度 τ_∞ 分别增长了 88.4%和 125.2%。

2 Kriging 插值法基本原理

Kriging 插值法是一种利用已知样本点线性加权获得未知位置处的函数值并通过对加权系数插值得到变量空间内任一点函数值的一种无偏估计方法:

$$\hat{y}(x) = \sum_{i=1}^n l_i y_i, \quad (1)$$

式中, l 为加权系数, y_i 为样本点观测值。

根据无偏估计与方差最小原理, 有

$$E(\hat{y}(x_i) - y(x_i)) = 0, \quad (2)$$

$$D[\hat{y}(x_0) - y(x_0)] = 2 \sum_{i=1}^n l_i g(x_i, x_0) - \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n l_i l_j g(x_i, x_j), \quad (3)$$

式中, $g(x_i, x_j)$ 为相关函数。

将式 (1) 代入式 (2), 可得

$$\sum_{i=1}^n l_i = 1. \quad (4)$$

为便于计算加权系数 l , 将未知函数看作是高斯随机过程, 并引入拉格朗日算子 φ , 由此可得

$$\sum_{j=1}^n l_j g(x_i, x_j) + j = g(x_0, x_j) \quad (i=1, 2, \dots, n). \quad (5)$$

求得加权系数 l 后, 即可利用式 (1) 求得指定位置的响应估计值。

3 考虑注浆压力影响的锚-土界面剪切蠕变 Kriging 模型

锚-土界面剪切蠕变可分为衰减和加速蠕变两个阶段。本文仅对衰减蠕变阶段建模。

3.1 模型的建立

在其他因素相同的前提下, 锚-土界面剪切蠕变位移 u 将与注浆压力 p 、剪应力水平 τ 及蠕变时间 t 有关, 可采用如下的函数表示:

$$u = f(p, t, \tau). \quad (6)$$

因此, 本文模型的输入变量为注浆压力 p 、剪应力水平 τ 及蠕变时间 t , 输出变量为蠕变剪切位移 u 。

研究表明^[10], 若局部样本点的变化率较大, 则 Kriging 模型的训练将存在失真, 进而影响模型的拟合和预测效果。由图 2 可知, 锚-土界面剪切蠕变曲线具有高度的非线性特征, 过渡蠕变阶段所对应的蠕变速率变化较大, 而进入稳态蠕变阶段后, 蠕变速率变小并渐趋于稳定。由此可知, 采用 Kriging 法建立锚-土界面剪切蠕变模型时, 若不对蠕变数据进行预处理而直接建模, 则所建模型的精度较差。

为此, 拟对蠕变试验数据进行预处理, 然后再根据预处理后的蠕变试验结果建立 Kriging 蠕变模型,

具体步骤如下:

(1) 对蠕变试验数据进行预处理。将蠕变时间 t 作如下的对数变换:

$$t' = \ln(t + a), \quad (7)$$

式中, t' 为预处理后的对数蠕变时间, a 为大于 0 的常数, 其取值对建模精度影响不大, 为简化起见, 取 $a = e$ 。

(2) 模型训练。蠕变试验数据预处理后, 输入变量 t 变为对数蠕变时间 t' 。采用预处理后的不同注浆压力 p 、不同剪应力水平 τ 下的部分锚-土界面剪切蠕变试验结果进行模型训练。

(3) 将获得的各蠕变拟合曲线 (对数蠕变时间 t' - 剪切位移 u 曲线) 作逆变换, 可得通常情况下的蠕变拟合曲线 (即时间 t - 剪切位移 u 曲线) 如图 3 中实线。

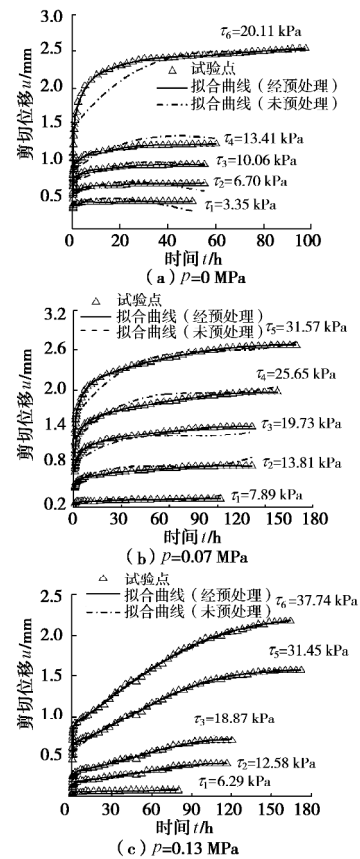


图 3 蠕变曲线拟合效果对比

Fig. 3 Comparison of fitting results of original/pretreated creep data

(4) 拟合效果对比分析。为说明蠕变数据预处理对提高模型精度上的优越性, 直接利用原始的蠕变数据对 Kriging 模型进行训练, 得相应蠕变拟合曲线如图 3 中点划线所示。

由图 3 可知, 利用预处理后的蠕变数据建立的 Kriging 蠕变模型的拟合效果明显优于利用原始数据建立的 Kriging 蠕变模型, 即使是蠕变曲线急剧上升

的起始段以及过渡段也能被很好地刻画出来。

3.2 蠕变模型的预测效果及精度分析

为对比分析分别采用经过和未经过预处理蠕变数据所建的 Kriging 蠕变模型对锚-土界面蠕变曲线的预测效果, 将蠕变模型对未参与模型训练的不同注浆压力的蠕变曲线 ($p = 0, 0.13 \text{ MPa}$) 进行预测, 结果如图 4 所示。

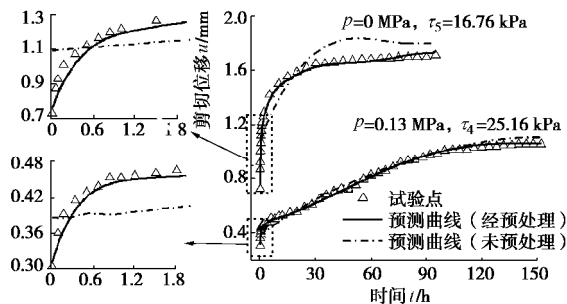


图 4 蠕变预测效果对比

Fig. 4 Comparison of predicted results of original/pre-treated creep data

通过对上述两种情况建立的 Kriging 蠕变模型拟合和预测的误差分析可得: 利用预处理的蠕变数据建立的 Kriging 蠕变模型拟合及预测的均方根误差最大为 0.0178, 而利用原始的蠕变数据建立的 Kriging 蠕变模型均方根误差最大为 0.2097, 两者相差 10 倍。此外, 前者最大相对误差为 9.60%, 而后者达 81.12%, 且相对误差均高于 10%。由此可知, 利用 Kriging 方法建立锚-土界面剪切蠕变模型时, 对蠕变数据进行预处理将显著提高建模精度, 尤其是在蠕变初期和过渡段 (如图 3、图 4)。

4 结 论

(1) 基于杠杆加载原理研制了锚杆微元体试样的压力注浆装置, 并开展了 3 组不同注浆压力的锚-土界面剪切分级加载蠕变试验, 获得了蠕变全过程曲线。

(2) 利用等时曲线法获得不同注浆压力下的锚-土界面长期抗剪强度, 结果表明: 随着注浆压力的提高, 锚-土界面长期抗剪强度显著增大。

(3) 基于预处理的蠕变试验数据, 建立了能够综合考虑注浆压力和剪应力水平的锚-土界面剪切蠕变 Kriging 模型, 结果表明, 对蠕变试验数据进行预处理, 可较好地克服 Kriging 方法的缺陷, 提高模型拟合和预测的精度。

参考文献:

[1] 许宏发, 卢红标, 钱七虎. 土层灌浆锚杆的蠕变损伤特性

研究[J]. 岩土工程学报, 2002, 24(1): 61 - 63. (XU Hong-fa, LU Hong-biao, QIAN Qi-hu. Creep damage effects of pulling grouting anchor in soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2002, 24(1): 61 - 63. (in Chinese))

[2] 陈昌富, 刘俊斌, 徐优林, 等. 锚-土界面剪切蠕变试验及其经验模型研究[J]. 岩土工程学报, 2016, 38(10): 1762 - 1768. (CHEN Chang-fu, LIU Jun-bin, XU You-lin, et al. Tests on shearing creep of anchor-soil interface and its empirical model[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, 38(10): 1762 - 1768. (in Chinese))

[3] 高 杰, 朱世民, 陈昌富. 基于 RBF 神经网络的红黏土-锚固体界面蠕变模型[J]. 岩土工程学报, 2018, 40(增刊 2): 122 - 126. (GAO Jie, ZHU Shi-min, CHEN Chang-fu. RBF neural net-work based creep model of red clay-anchor interface[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, 40(S2): 122 - 126. (in Chinese))

[4] 高 杰. 红黏土土层锚杆蠕变特性试验及理论研究[D]. 长沙: 湖南大学, 2018. (GAO Jie. Study of creep characteristic and theory for grouted anchor in red clay[D]. Changsha: Hunan University, 2018. (in Chinese))

[5] YIN J H, ZHOU W H. Influence of grouting pressure and overburden stress on the interface resistance of a soil nail[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2009, 135(9): 1198 - 1209.

[6] KRIGE D G. A statistical approach to some basic mine valuation problems on the Witwatersrand[J]. Journal of the Southern African Institute of Mining and Metallurgy, 1951, 52(6): 119 - 139.

[7] ZHANG J, HUANG H W, PHOON K K. Application of the kriging-based response surface method to the system reliability of soil slopes[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2013, 139(4): 651 - 655.

[8] TAMARA A B, SOUBRA A H, JAWAD T. Kriging-based reliability analysis of strip footings resting on spatially varying soils[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2018, 144(10): 04018071.

[9] TAN T K, KANG W F. Locked in stresses, creep and dilatancy of rocks, and constitutive equations[J]. Rock Mechanics, 1980, 13(1): 5 - 22.

[10] CHUNG H S, ALONSO J J. Using gradients to construct cokriging approximation models for high-dimensional de-sign optimization problems[R]. AIAA 2002-0317, 2002.

(责编: 孙振远)

DOI: 10.11779/CJGE2019S1033

深厚软土地层紧邻地铁深大基坑分区设计与实践

殷一弘

(1. 华东建筑设计研究院有限公司上海地下空间与工程设计研究院, 上海 200011; 2. 上海基坑工程环境安全控制工程技术研究中心, 上海 200011)

摘 要: 宁波绿地中心项目处于深厚软土地层, 基坑面积约 41000 m², 挖深 15.9~18.1 m, 周围环绕着地铁站, 地段隧道, 桥梁和地下车道, 周围环境复杂。结合基坑特点, 基坑支护结构设计采用“分区顺作”+“板式支护”+“多道支撑”的支护体系方案。为了减少基坑开挖对周围环境, 特别是地铁隧道的影响, 该项目采取了多种技术措施。详细介绍了基坑分区思路、轴力补偿钢支撑、隔离桩等设计思路。实施结果及监测数据表明, 采取的技术措施取得了很好的实施效果, 整个施工过程达到了安全可控的目标, 亦为类似工程提供参考。

关键词: 深大基坑; 分区实施; 深厚软土; 地铁车站; 地铁隧道

中图分类号: TU441

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)S1-0129-04

作者简介: 殷一弘(1990—), 男, 上海人, 学士, 主要从事深基坑工程的设计与研究。E-mail: yihong_yin@xd-ad.com.cn。

Design and practice of partitioning of deep large foundation pits close to subway in thick soft soils

YIN Yi-hong

(1. Shanghai Underground Space Engineering Design & Research Institute, East China Architecture Design & Research Institute Co., Ltd., Shanghai 200002, China; 2. Shanghai Engineering Research Center of Safety Control for Facilities Adjacent to Deep Excavations, Shanghai 200011, China)

Abstract: Ningbo Greenland Center Project is located in thick soft soils. The area and excavation depth of the foundation pit are about 41000 m² and 15.9~18.1 m, respectively. The surrounding environment of the pit is complex, which is close to subway station, tunnels, bridge and underground lane. According to the characteristics of the project, the support structures of foundation pit are designed using the support system, which is "partitioning and making" and "retaining structures + multilayer support". In order to reduce the influences of excavation of the foundation pit on the surrounding environment, especially the subway tunnel, multiple technical measures are adopted. The partitioning of the foundation pit, steel support for axial force compensation and partitioning piles are introduced. The results of the implementation and monitoring data show that the technical measures have achieved good effectiveness, the safe and controllable is achieved goal during the entire construction process. It may provide a reference for similar projects.

Key words: deep large foundation pit; partitioning implementation; thick soft soil; subway station; subway tunnel

0 引 言

随着城市建设的发展,市中心的建筑物密集覆盖,导致复杂环境周围地下空间开发的必然发展。如何减少大型地下空间开发对周围环境的影响是基坑工程面临的重要问题。宁波绿地中心项目邻近周边正在运营的交通设施,包括地铁车站、区间隧道、桥梁及地下车道等,尤其是地铁车站及区间隧道,为本工程的重点保护对象。本文以宁波绿地中心项目为背景,介绍了复杂环境及地址条件下大面积深基坑的设计思路,包括基坑分区、轴力补偿钢支撑、隔离桩等,该项目取得了良好的效果,可为类似项目提供参考。

1 工程概况

宁波绿地中心项目位于宁波市江北区来福士东南侧,场地西侧为大庆南路、北侧为惊驾路、东侧为人民路,本项目共有4个地块组成,开发顺序为#1地块->#3地块->#2地块->#4地块,上层建筑由5座塔楼和裙楼组成,地下为整体3层地下室,基坑面积约4.1万m²,开挖深度15.9~18.25 m。

该项目基坑周围环境复杂(见图1),保护要求高。基坑西侧紧邻宁波地铁2号线车站及区间隧道;北侧与外滩大桥的引桥部分相邻;东侧紧邻人民路汽车下行通

道;东南角存在文物保护建筑。以上建构筑物均是基坑施工阶段需重点保护的对象,除此之外,基坑周边的市政道路及市政管线亦是基坑施工阶段需重点保护的对象。

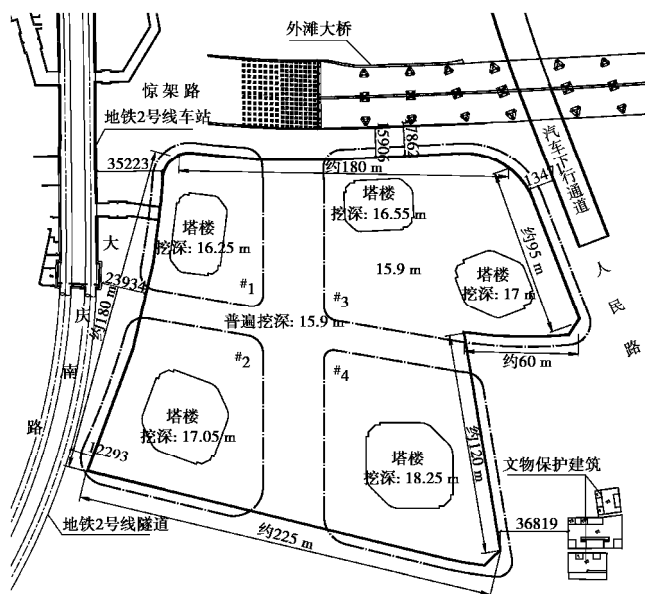


图1 基地环境总平面图

Fig. 1 Plan view of construction site

本工程所在地地质条件复杂,场地浅层存在较厚的②-2层淤泥质粉质黏土、③淤泥质黏土和④层淤泥质黏土,该三层土属高压缩性、高含水率、流塑的软土,其土层其物理力学指标相对上海地区同类土层较为接近,但物理力学性质相对更差;该场地深部存在⑤-2微承压含水层,在围护墙设计时考虑将该微承压含水层隔断。场地土性指标详见表1。

表1 建筑场地土层及参数

Table 1 Soil layers and parameters of construction site

土层名称	层厚/m	重度 ($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	固结快剪 c/kPa	固结快剪 $\varphi/(\circ)$	渗透系数 ($10^{-6}\text{cm}\cdot\text{s}^{-1}$)	压缩 模量 E_s/MPa
0 杂填土	1~4.2	—	—	—	—	—
1-1 粉质黏土	0.5~2	19.1	27.6	15.4	0.294	0.489
2-1 黏质粉土	3.5~12.5	19.1	14.2	26.6	2.67	39.4
2-2 淤泥质粉质黏土	3.8~10.5	18	15.7	9.1	0.162	0.289
3 淤泥质黏土	3.5~9.6	17.7	15.6	8.7	0.203	0.406
4 淤泥质黏土	2.5~14.2	17.9	24	11.5	0.115	0.225
5-1 粉质黏土	1~6.7	19.5	28	15.8	0.338	0.543
6 粉质黏土	5.4~10.3	18.5	29.2	14.1	0.196	0.379
7 粉质黏土	2.6~4.7	20.1	32.2	17.6	—	—
8-1 粉砂	2.1~6.7	20.2	10	30.8	—	—

2 基坑分区设计策略

本工程基坑共由4个地块组成,开发顺序为#1地块→#3地块→#2地块→#4地块,同时也存在相关地块同步实施的可能性,基坑分区时应考虑满足项目的开发节奏,实现工期目标。同时基坑分区时应尽量结合主楼位置及地下室功能分区确定,以确保主楼完整性及相关功能区的完整性。

另外,基坑分区时应以保护地铁车站及地铁隧道为原则。#1地块西侧靠近地铁车站,车站地下室结构为两层三跨的钢筋混凝土箱体,结构整体性好,抗变形能力相对较强,且与本工程地下室距离相对较远,最近距离约25 m,基坑开挖深度1倍以上,与地铁隧道相比,地铁站的保护要求相对较低。该项目考虑将#1地块单独划为I区基坑单独实施,I区基坑面积约3000 m^2 。#2地块西侧与地铁隧道相邻,地铁段隧道处于深厚的淤泥质黏土层中,对相邻基坑变形的反应较为敏感。为保护地铁隧道,本工程基坑分区时考虑在#2地块临近地铁隧道侧单独划出一个宽约15 m的狭长形基坑,由于邻近地铁侧的基坑长度较长,为降低基坑开挖对地铁隧道的影响,将狭长坑又分为3个小坑,使小基坑长度小于50 m;同时远离地铁隧道侧的#2地块基坑再划分成2个基坑。为降低基坑施工对地铁隧道的影响,首先实施远离地铁侧的大基坑,大基坑地下室施工完成后,再进行地铁隧道侧小基坑的施工。

考虑上述分区条件,本工程分区示意图如图2所示。

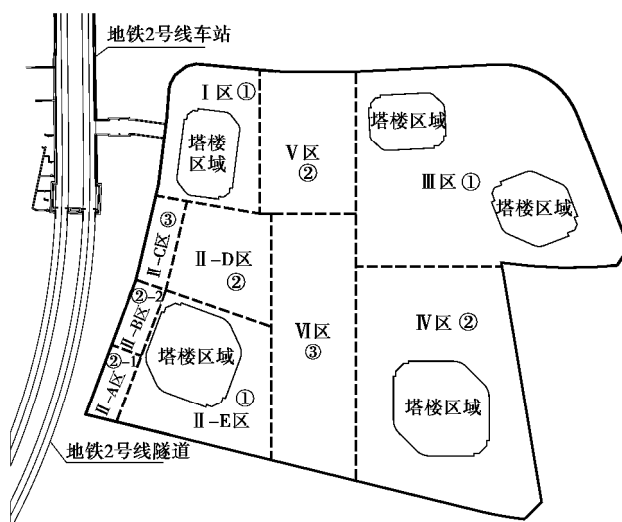


图2 基坑分区平面布置图

Fig. 2 Plan of partitioning of foundation pit

平面施工工况详见图2中的①~③:具体施工工况如下:工况一:首先进行I区、III区及II-E区基坑的施工。工况二:在I区、III区及II-E区地下室结构建成后,再进行II-A区、II-D区、IV区、V区的基坑施工,II-A区地下室结构建成后,再实施II-B区基坑。工况三:在II-A区、II-B区、II-D区、IV区、V区地下室结构建成后,即可进入II-C区及VI区基坑的施工。

3 基坑实施对地铁隧道的变形控制措施

3.1 基坑支护体系设计

本项目外围采用“两墙合一”地下连续墙作为围护结构。其中西侧区域、东侧邻近汽车下行通道区域地下连续墙厚度为1 m,其余区域地下连续墙厚度为

0.8 m。内部分区临时隔断墙采用地下连续墙或灌注桩结合三轴桩止水帷幕,其中 I 区和 II 区的临时隔墙采用 0.8 m 厚的地下连续墙,其余分区临时隔断墙采用 $f 1100@1300$ 灌注桩结合 $f \Phi 850@600$ 三轴桩止水帷幕。围护结构平面图详见图 3。本工程基坑内部采用水平支撑体系,邻近地铁车站及隧道 I 区、II 区基坑设置 4 道水平支撑,其中 I、II-D、II-E 区全部采用钢筋混凝土水平支撑,在 II-A、II-B、II-C 区 3 个狭长形基坑内设置一道钢筋混凝土支撑加上三道钢支撑。其余远离地铁区域基坑设置三道钢筋混凝土水平支撑。

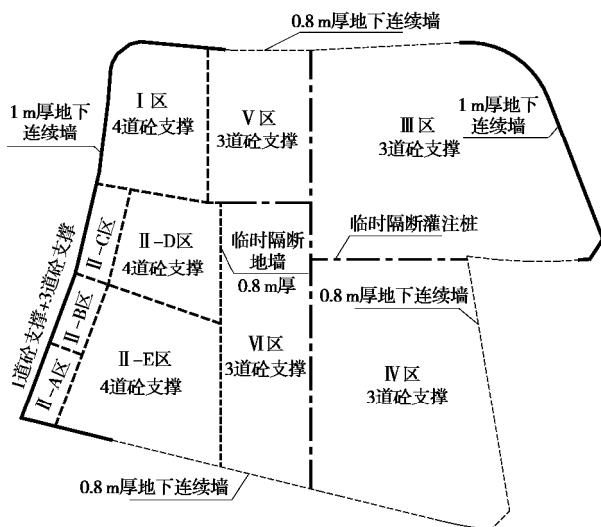


图 3 基坑围护体平面布置图

Fig. 3 Plan of retaining structures

3.2 轴力自动伺服应力补偿系统钢支撑^[1]

本工程邻近地铁隧道区域为狭长形基坑，由于其基坑面积较小，狭长形基坑支撑体系可采用无围檩的钢支撑体系，并采用轴力自动伺服应力补偿系统，即在钢支撑上设置可实时施加预应力的轴力自动补偿装置，根据监测结果，预应力可实时施加，能有效地控制围护结构的变形，从而降低基坑开挖对地铁隧道的影响。该系统应用在 II-A、II-B、II-C 区基坑中的钢支撑上，第二道每根钢管施加 1000 kN 预应力，并分两个阶段分别施加 500 kN，第三、四道每根钢管施加 1500 kN 预应力，并分 3 个阶段分别施加 500 kN。邻近地铁隧道区域基坑支护剖面示意图详见图 4。

3.3 隔离桩技术

项目西侧与地铁段隧道相邻,为降低围护体施工及基坑开挖对区间隧道的影响,在区间隧道与地下连续墙之间设置隔离桩^[2],隔离桩通过提高抗剪及抗拔能力抑制土体向坑内滑动,减少围护墙体变形,从而有效地控制了基坑施工对地铁隧道的影响。隔离桩平面采用拱形方式布置,能够更有效的抵抗地铁隧道侧的土压力,平面布置图详见图5,剖面示意图详见图4。

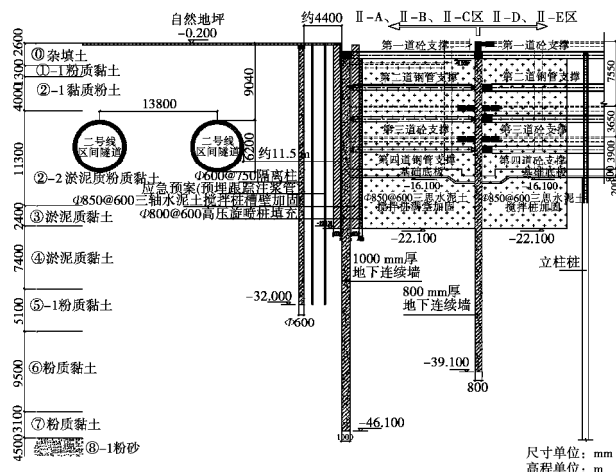


图 4 基坑支护剖面示意图

Fig. 4 Sectional view of support structures

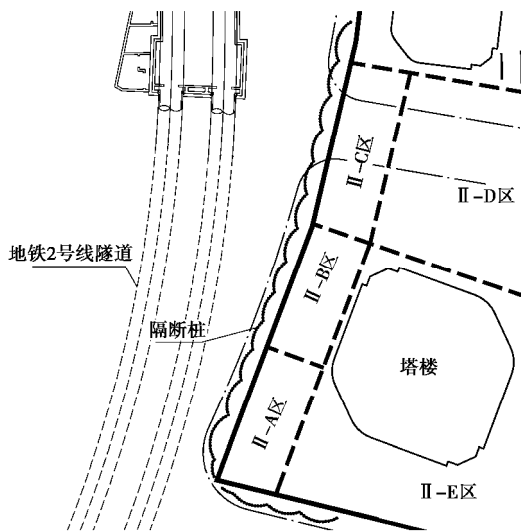


图 5 隔离桩平面布置图

Fig. 5 Plan of partitioning piles

4 实施与监测

本工程基坑面积大,开挖深度深,施工难度较大,从I区基坑正式开挖至II-C地下室结构封顶总共历时3年半的时间。图6表示地连墙测斜监测点平面布置图,其中CXQ16为邻近地铁隧道的1 m地连墙测斜监测点,CX5为邻近地铁车站的1 m地连墙测斜监测点,CXQ24表示III区东侧的1 m地连墙测斜监测点,CXQ29表示IV区南侧0.8 m地连墙的测斜监测点。

图7表示不同区域地连墙在不同阶段的典型侧向位移情况。CXQ24地连墙墙厚为1 m, CXQ29地连墙墙厚为0.8 m, CXQ24地连墙的侧向变形要小于CXQ29地墙, 降低了基坑实施阶段对东侧下行车道的影响。

邻近地铁车站区域CXQ5地连墙的侧向变形在基坑开挖至基底时约28 mm,但在地下室回筑及拆撑阶段,地连墙的侧向变形增大了约12 mm。

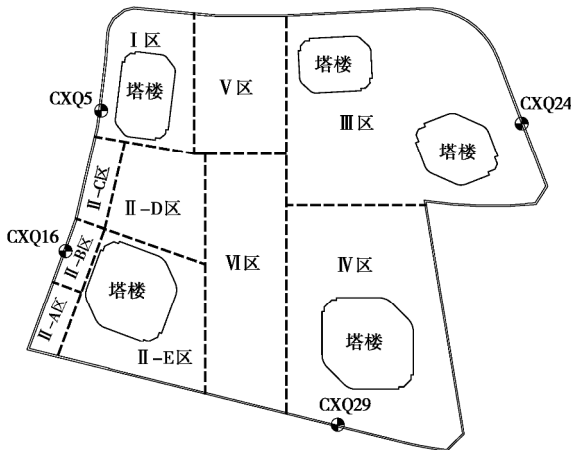


图6 墙体水平位移监测点平面布置图

Fig. 6 Plan of measuring points for lateral displacements of diaphragm wall

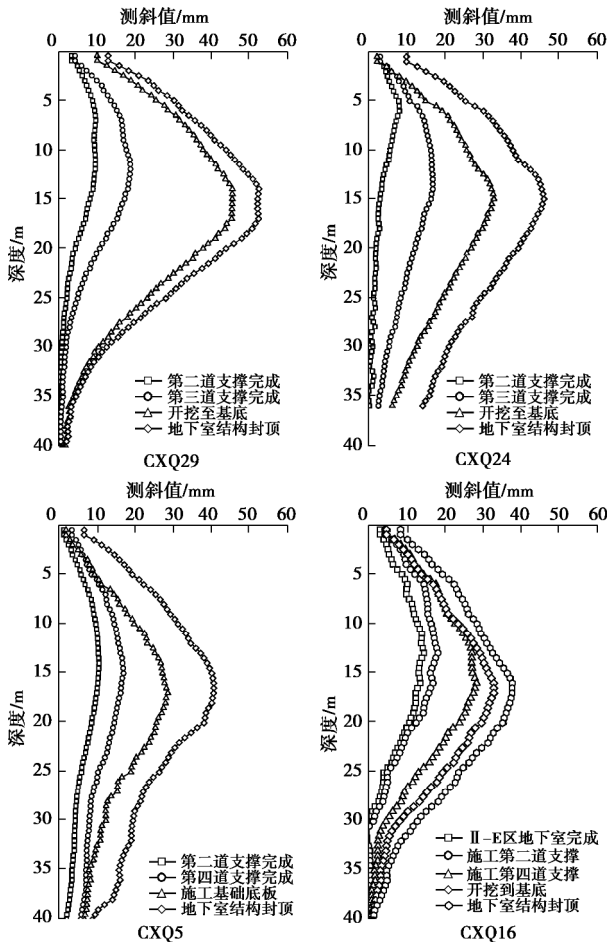


图7 地墙在各个工况下的垂直位移图

Fig. 7 Lateral displacements of diaphragm wall at different stages

邻近地铁隧道区域CXQ16地连墙的最大侧向变形为31.3 mm。在II-E区基坑开挖及地下室施工阶段,就已经对CXQ16地连墙的产生侧向变形,约12.1 mm,从II-B区本身基坑开挖和地下室结构施工的情况看,地连墙侧向变形量为19.2 mm,控制情况良好。

图8表示地铁隧道监测点在不同基底的垂直位移情况,整个垂直位移趋势表现为沉降,II-E与II-D区地下室完成后地铁隧道发生的最大沉降为12.1 mm,II-A区、II-B区、II-C区基坑施工对地铁隧道产生了10.6 mm的沉降值,地铁隧道最终的累积沉降值为22.7 mm。而地铁车站的最大沉降为3 mm。整体来看,相较于地铁车站,基坑施工对地铁区间隧道的影响更大些,但没有影响地整个地铁系统的正常运营。

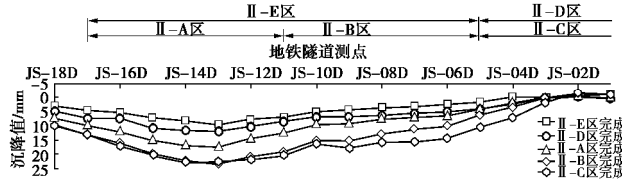


图8 地铁区间隧道在各个工况下的竖向位移

Fig. 8 Vertical displacements of subway station at different stages

5 结 语

宁波绿地中心项目为超大面积深基坑工程,场地内含有深厚淤泥质黏土,在确保基坑工程安全的同时如何确保周边环境条件的安全,尤其是西侧正在运营的地铁车站及区间隧道是本工程基坑设计需重点考虑的关键问题。基坑支护结构设计时结合场地特点,采用“分区顺作”+板式支护+多道支撑的支护体系方案。为降低基坑开挖对西侧地铁的影响,该项目采取了多项措施:基坑分区、邻近地铁区间隧道区域设置隔离桩、轴力自动伺服应力补偿系统钢支撑等。最终实施情况表明,相比宁波类似邻近地铁的基坑工程,本工程基坑开挖引起的地铁车站及区间隧道的变形值控制良好,并没有影响地铁系统的正常运行,亦为类似工程提供参考。

参考文献:

[1] 王祺国, 杨 杰, 沈孝庭, 等. 闹市区与地铁车站共墙的深基坑施工技术[J]. 施工技术, 2011, 40(341): 48 - 51. (WANG Qi-guo, YANG Jie, SHEN Xiao-tin, et al. Numerical simulation of cone penetration test by discrete element method[J]. Construction Technology, 2011, 40(341): 48 - 51. (in Chinese))

[2] 翟杰群, 贾 坚, 谢小林, 等. 隔离桩深基坑开挖保护相邻建筑中的应用[J]. 地下空间与工程学报, 2010, 6(1): 162 - 166. (ZHAI Jie-qun, JIA Jian, XIE Xiao-lin. Construction technology of deep foundation excavation with same diaphragm wall of subway station in down town[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2010, 6(1): 162 - 166. (in Chinese))

(责编: 黄贤沙)

DOI: 10.11779/CJGE2019S1034

AC-14 大抓力锚在无黏性土中的拖锚运动研究

任宇晓¹, 郭炳川², 高鑫¹, 庄道坤¹, 闫澍旺¹, 王彦岷¹

(1. 天津大学建筑工程学院, 天津 300072; 2. 中交第一航务工程局有限公司, 天津 300461)

摘要: AC-14 型大抓力锚在大型船只上使用广泛。设计了能进行水下测量的拖锚模型试验装置, 制作了 AC-14 模型锚, 通过对 AC-14 锚在干砂与水下饱和砂土中的拖锚试验, 完整揭示了该锚在整个拖锚过程中的姿态调整、运动轨迹发展和锚抓力变化等, 在干砂中得到的最终稳定时的锚抓力与前人研究较为接近, 但在饱和砂土中虽然与干砂中的水平倾角一致, 但啮土深度要大于饱和砂, 而锚抓力系数则小于在干砂中的锚抓力系数。另外, 还在不同粒径的碎石进行了拖锚试验, 试验表明较大粒径的碎石层对拖锚姿态的影响更大, 锚在其中达到稳定状态时的埋深更浅。

关键词: 模型试验; 大抓力锚; 拖锚; 海床底质; 锚抓力; 碎石层

中图分类号: TU441; U675.9

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)S1-0133-04

作者简介: 任宇晓(1991—), 男, 博士研究生, 主要从事海洋岩土工程等方面的科研。E-mail: renyx66@163.com。

Motion of dragging AC-14 anchor in cohesionless soil

REN Yu-xiao¹, GUO Bing-chuan², GAO Xin¹, ZHUANG Dao-kun¹, YAN Shu-wang¹, WANG Yan-di¹

(1. School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, China; 2. CCCC First Harbor Engineering Co., Ltd., Tianjin 300461,

China)

Abstract: The AC-14 anchor is widely used in large vessels. A model test device for measuring the underwater dragging anchor is designed, and the model anchor of AC-14 is manufactured. The model tests on pulling AC-14 anchor in both dry and saturated sands are operated. The kinematic behavior, the trajectory and the holding capacity of AC-14 anchor model during the dragging process are revealed, and the maximum holding power obtained in this test is closed to that of the previous studies. But in saturated sand, although it is consistent with the horizontal inclination of dry sand, the soil depth is greater than that of saturated sand, and the anchor holding force coefficient is less than that of dry sand. In addition, some dragging anchor tests are carried out on the gravel with different particle sizes, and the tests show that the gravel layer with larger particle size has a greater influence on anchor hauling posture, correspondingly, the anchor is buried shallower and holds the larger horizontal inclination angle of anchor fluke when it reaches a stable state.

Key words: model test; high holding power anchor; drag anchor; seabed sediment; holding capacity; rubble cover

0 引言

随着国际贸易和海上航运的蓬勃发展, 船只体量越来越大。大抓力锚由于锚抓力大、稳定性好、适用性强等诸多优异性能, 常用作大型或超大型油轮、集装箱船、汽车运输船的主锚, AC-14 锚即是其中具有代表性的锚型^[1-2], 是欧美国家和日本常用的锚。

关于锚的研究多采用模型试验^[3-5]、理论计算方法研究^[6]或数值分析^[7]等手段, 不过, 对 AC-14 大抓力锚的研究较少, Sato^[8]提出在砂土底质中, AC-14 与 DA-1 锚类似, 但在淤泥底质中 AC-14 的锚抓力要小于 DA-1; 不过泥沙混合条件下, AC-14 的表现又要好于 DA-1 锚; Shoji 等^[9]提出在淤泥底质中, AC-14 锚的抓力大于 DA-1 锚的抓力, 该结果与 Sato 的结论相悖。NCEL^[10]对包括 AC-14 锚在内的部分锚型给出了

简易的锚抓力估算方法, Shin 等^[4]通过 1:10 的模型试验对 AC-14 锚、HALL 锚、SEC POOR-N 锚进行了砂土和黏土中的模型试验, 并将结果与 NCEL 的预测结果进行了对比。

本文根据规范制作了两个尺寸的 AC-14 锚的模型锚, 设计了多种土性中的拖锚模型试验, 试验研究了该大抓力锚在拖锚进入各种土性时锚的姿态调整、运动轨迹及锚抓力发展规律等。研究成果可为船锚设计制作提供参考。

1 模型试验准备

1.1 试验目的

收稿日期: 2019-04-30

*通讯作者 (E-mail: wangydtju@163.com)

本文拟通过对 AC-14 大抓力锚的拖锚模型试验,揭示该锚型在无黏性土底质中锚的翻转调整过程、运动轨迹发展及所提供的锚抓力变化规律。对于某些近岸结构如海底管道、电缆等在海床上有可能设置的碎石保护层,通过模型试验分析了 AC-14 大抓力锚在经过此类碎石层时的运动轨迹和锚抓力变化。

1.2 试验设备

图 1 为试验装置示意图,包括试验槽、加载牵引设备、滑轮组、钢丝绳、量测系统、模型锚等。试验槽如图 1 所示,长、宽、高分别为 4000, 1500, 750 mm。试验时将锚自然放置在土体表面,由转速控制系统控制卷扬机经滑轮组通过钢丝绳水平拖曳模型锚,以 50 mm/min 的速度向前拖曳,在锚爪爪尖、锚柄前端等位置点焊细钢丝绳,在试验槽顶边安装可移动门型架,测试钢丝绳与门型架顶面的距离,可得到锚上测点的竖向位置变化。拉紧焊在锚上的钢丝绳与门型框架平齐时,读取钢丝绳在试验槽边上的刻度,实时记录锚的水平位置。拖动过程中锚体转动角度由高精度双轴倾角传感器测得,锚的拖曳力由拉压力传感器测得,由数据采集仪实时记录试验数据^[5]。

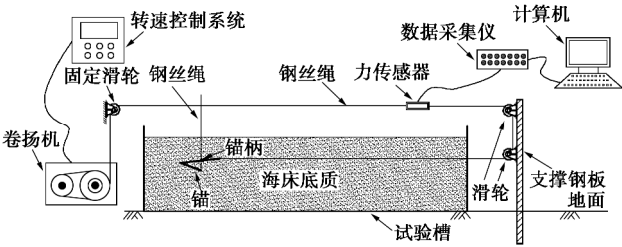


图 1 模型试验装置示意图

Fig. 1 Schematic diagram of model test device

1.3 试验用锚

根据国家标准^[11]制作了 AC-14 锚的小比尺模型锚,如图 2 所示,质量为 25.5 kg,锚爪和锚柄最大夹角 $35^{\circ} \pm 1^{\circ}$,锚体各结构及具体尺寸如图 3 和表 1 所示。



图 2 模型锚图

Fig. 2 Model anchor

1.4 试验用土

通过室内试验,测得试验采用的砂土干密度 1.57 g/cm^3 ,相对密实度 0.597,内摩擦角 33° ,经颗分试

验测得其平均粒径 d_{50} 为 0.39 mm。

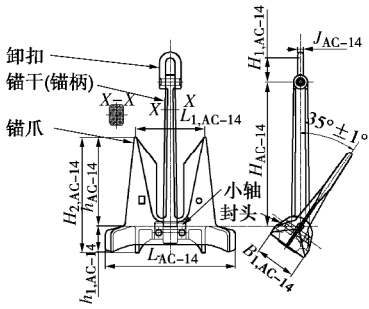


图 3 AC-14 锚示意图

Fig. 3 Schematic diagram of AC-14 anchor

表 1 AC-14 模型锚的尺寸

Table 1 Dimensions of AC-14 model anchors

锚重 Wt/N	锚冠和锚爪部分/mm						锚干(锚柄)/mm	
	H _{2, AC-14}	h _{1, AC-14}	h _{AC-14}	L _{AC-14}	L _{1, AC-14}	H _{AC-14}	H _{1, AC-14}	B _{1, AC-14}
250	170	60	110	190	112	215	30	70

试验中采用了两种粒径的碎石布置碎石层,平均粒径 d_{50} 分别为 33, 45 mm。

2 试验结果

2.1 砂土中的拖锚试验

图 4 为两种干砂和饱和砂底质中的锚运动过程示意图。

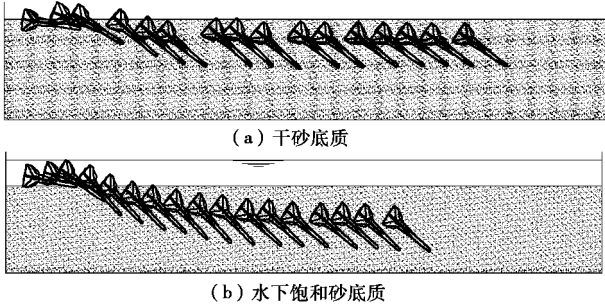


图 4 拖锚运动示意图

Fig. 4 Measured motions of anchor in dragging process

由图 4 可以看出,水上和水下的砂土底质中,锚都经历:锚爪先逐渐打开,翻转 to 一定角度,锚开始插入土中,最后锚体在土中达到一个动态的稳定状态。在干砂中锚爪较快完成翻转,在经过 1.5 倍锚爪长度的拖曳距离后锚爪即达到最大水平倾角,约 32° ,水下饱和砂土中完成这一过程需要约 1.2 倍爪长。达到最大锚爪角度后,锚即开始更快的插入土中,而锚爪倾角会以一个较小的趋势变小,最后稳定在 30° 左右。

另外,图 4 中还显示锚在水下状态下的埋深要略大于水上,绘制了归一化的锚爪尖在土面以下的埋深 (H_1) 及归一化锚抓力 T_a 随爪尖水平位置 (x_1) 的变化曲线,其中 L_1 为锚爪长度,也是图 3 的 AC-14

示意图中的 h_{AC-14} , W_a 是锚重。

图 5 显示两次试验中爪尖运动轨迹的变化趋势相同, 但随着锚的拖动, 水下拖动船锚有更大的啮土深度, 爪尖最大埋深接近 1.49 倍锚爪长度, 而在干砂中约为 1.10 倍爪长。图 5 中归一化的锚抓力显示, 在拖锚前期约 0.3 倍 (干砂) ~ 0.6 倍 (饱和砂) 爪长的拖锚距离中锚抓力都没有明显抬升, 此时锚爪正在打开, 锚爪尖开始入土, 锚前方土体正在被锚体挤密。之后锚爪前方土体被锚爪挤压进入极限状态, 锚抓力开始迅速增大, 在干砂中的锚抓力增长明显快于水下饱和砂土中, 且最终达到的最大锚抓力也要明显大于饱和砂。试验中干砂和水下饱和砂中 AC-14 锚的锚抓力系数分别为 8.51 和 6.01。

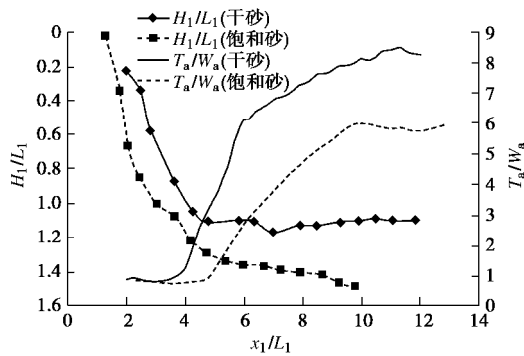
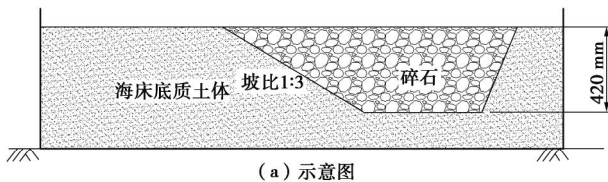


图 5 归一化的锚爪尖运动轨迹及锚抓力

Fig. 5 Normalized motion trajectory of fluke tip and holding power

2.2 碎石中的拖锚轨迹

在近岸区域, 海底管道、线缆等大跨度结构在船只航线附近、锚地、渔业作业区等区域, 为防止第三方损害, 经常采取挖沟后上覆碎石层保护的方式, 而这些区域又是船只系泊活动较多的地区, 因此, 本文研究了 AC-14 锚在经过碎石层时的锚运动特点及其锚抓力发展变化规律。试验布置如图 6 所示。



(a) 示意图



(b) 试验照片

图 6 碎石布置

Fig. 6 Layout of gravel cover

分别采用平均粒径 d_{50} 分别为 33 mm 和 45 mm 的

碎石作为碎石层, 参照海管碎石保护结构常用的铺设方法, 在迎锚一侧设置横截面为倒梯形的碎石保护结构形状, 坡比 1:3, 拖锚速度 50 mm/min, 碎石厚度 420 mm。图 7 为拖锚进入碎石的试验照片。



图 7 锚由砂土进入不同平均粒径的碎石层中

Fig. 7 Photos of model anchor entering gravel layers with different average particle sizes from sand

图 8 为锚由砂土进入不同碎石粒径组成的碎石层的拖锚运动轨迹示意图, 可以看出, 锚先在砂中进过姿态调整达到最大啮土深度后开始进入碎石, 锚柄先接触碎石, 锚体有一定抬升, 然后锚爪也接触碎石, 锚进一步抬升, 最终在碎石中稳定在某一深度。不过在平均粒径 45 mm 的较大碎石中锚的抬升程度更高, 其锚爪与水平倾角更大。两种碎石粒径对锚运动轨迹和锚抓力的影响详见图 9, 图中虚线为碎石层的设计横截面形状。

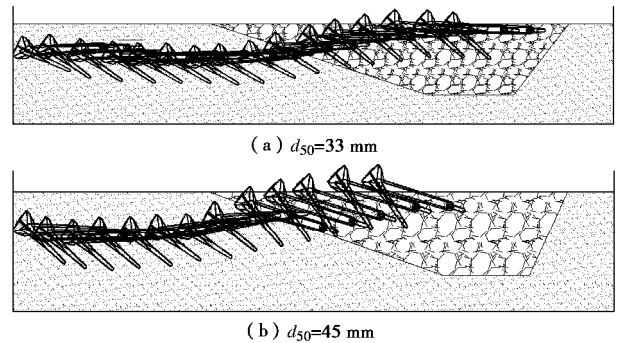


图 8 在不同碎石粒径组成的碎石层中的拖锚运动示意图

Fig. 8 Measured motions of anchor in dragging process within gravel layer with different gravel particle size compositions

图 9 的锚爪尖埋深曲线显示, 两个试验的锚在砂土中都达到了比较接近的稳定姿态和埋深。进入碎石后, 锚爪尖都会发生较大抬升而锚爪角度都由砂土中的 30° 陡增。在较大粒径的碎石层中锚爪角度变化大, 抬升高度也较大。最终在 d_{50} 为 45 mm 和 33 mm 的碎石中的稳定啮土深度分别约为 0.302 倍和 0.395 倍爪长。对应地, 锚抓力在进入碎石后都开始降低。由于在 $d_{50}=45$ mm 的碎石中抬升较多, 锚抓力 (3.16 倍锚重) 也要略小于在 $d_{50}=33$ mm 的碎石层中的锚抓力 (3.57 倍锚重)。

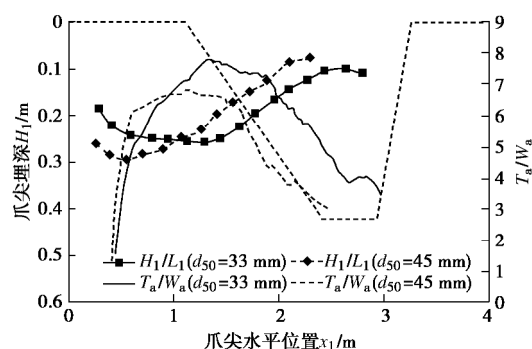


图 9 碎石层中拖锚的爪尖运动轨迹和锚抓力

Fig. 9 Normalized motion trajectory of tip of fluke and holding capacity within gravel layer with different gravel particle sizes

2.3 试验结果总结

总结上述试验结果见表 2 所示。

表 2 试验得到的锚抓力系数和最大啮土深度

Table 2 Holding powers and maximum buried depths

土性	内摩擦角 $\varphi/(^{\circ})$	平均粒径 d_{50}/mm	锚抓力 系数	爪尖埋深/ 锚爪长	锚爪稳定时 水平角/ $(^{\circ})$
干砂	33	0.39	8.51	1.10	31.7
饱和砂	33	0.39	6.01	1.49	30.0
碎石 1	—	33	3.57	0.40	41.7
碎石 2	—	45	3.16	0.30	51.7

从表 2 中可看出：①干砂中的拖锚最大啮土深度明显小于水下饱和砂土中的深度，而最大锚抓力则远大于饱和砂。②当拖锚经过碎石层时，碎石粒径大对锚的影响较大，锚一接触碎石即开始发生翻转抬升，锚抓力随之减小。

3 结 论

本文在无黏性土中进行了 AC-14 大抓力锚的拖锚模型试验，还对近岸海底保护结构通常采用的碎石保护层中的拖锚运动规律进行了研究，得到结论如下：

(1) 揭示了在水上、水下无黏性土中拖锚时锚的姿态调整和轨迹移动、锚抓力变化等。

在水上和水下砂土底质的拖锚过程中中，锚都经历了锚爪打开、逐渐埋入土中、稳定平动这 3 个阶段。稳定时的锚爪水平倾角接近 30° ，在干砂和水下饱和砂土中 AC-14 锚的运动趋势基本一致，达到最大啮土深度时经过的水平距离都接近 3 倍爪长，在水下饱和砂中略长。

(2) 干湿砂土底质中拖锚的区别在于，最大啮土深度分别为 1.15 倍和 1.49 倍锚爪长度，对应锚抓力系数则分别为 8.51 和 6.01。

(3) 锚在不同粒径组成的碎石层中的啮土深度和锚抓力不同，碎石粒径越大锚稳定时的啮土深度越小锚抓力越小。由砂土底质进入平均粒径 33, 45 mm 的碎石层中，锚抓力为 3.16 倍和 3.57 倍锚重，水下饱和砂底质进入碎石的锚抓力略大于由干砂底质进入碎石。

参考文献：

[1] 刘志东, 王红宇, 王大任, 等. AC-14 大抓力锚研制及标准介绍[J]. 船舶标准化与质量, 2004(2): 31 - 34. (LIU Zhi-dong, WANG Hong-yu, WANG Da-ren, et al. Development and standard introduction of AC-14 large grasping anchor[J]. Shipbuilding Standardization & Quality, 2004(2): 31 - 34. (in Chinese))

[2] 蒋治强, 于 洋. 近代船用锚发展历史与现状[J]. 中国水运, 2013, 13(2): 120 - 121, 123. (JIANG Zhi-qiang, YU Yang. Development history and present situation of modern marine anchor[J]. China Water Transport, 2013, 13(2): 120 - 121, 123. (in Chinese))

[3] NEUBECKER S R, RANDOLPH M F. The kinematic behaviour of drag anchors in sand[J]. Can Geotech J, 1996, 33: 584 - 594.

[4] SHIN H K, SEO B C, LEE J H. Experimental study of embedding motion and holding power of drag embedment type anchor on hard and soft seafloor[J]. Inter J Nav Archit Oc Engng, 2011, 3: 193 - 200.

[5] 闫澍旺, 任宇晓, 孙立强, 等. 砂土中的拖锚模型试验及锚抓力计算方法研究[J]. 中国造船, 2016, 57(1): 103 - 115. (YAN Shu-wang, REN Yu-xiao, SUN Li-qiang, et al. Model test and study of calculation method of holding capacity on hall anchor in sand in the dragging process[J]. Shipbuilding of China, 2016, 57(1): 103 - 115. (in Chinese))

[6] LIU Hai-xiao, LIU Cheng-lin, YANG Han-ting, et al. A novel kinematic model for drag anchors in seabed soils[J]. Ocean Engineering, 2012, 49: 33 - 42.

[7] 任宇晓, 闫澍旺, 闫 玥, 等. 基于 CEL 方法对拖锚过程的数值分析[J]. 地下空间与工程学报, 2017, 13(6): 1573 - 1578. (REN Yu-xiao, YAN Shu-wang, YAN Yue, et al. Numerical analysis on dragging anchors in soil based on CEL[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2017, 13(6): 1573 - 1578. (in Chinese))

[8] SATO H. A study on the holding capacity of anchors[J]. Journal of School of Marine Science and Technology, 2005, 3(3): 31 - 39.

[9] SHOJI K, MINAMI K, MITA S, et al. Holding performance of a new type anchor[C]// Asia Navigation Conference 2008. Shanghai, 2008.

[10] S0300-A8-HBK-010 APPENDIX G: Anchoring system[S]. 2000.

[11] CB T 3972—2005-AC-14 大抓力锚[S]. 2005. (CB T 3972—2005-AC-14 High holding power anchor[S]. 2005. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE2019S1035

碱激发高炉矿渣固化铅污染土酸缓能力、强度及微观特性研究

伍浩良^{1,2}, 薄煜琳^{1,2}, 杜延军^{1,2}, 魏明俐³, 薛强³

(1. 东南大学江苏省城市地下工程与环境安全重点实验室, 江苏 南京 210096; 2. 东南大学交通学院岩土工程研究所, 江苏 南京 210096;
3. 中国科学院武汉岩土力学研究所, 岩土力学与工程国家重点实验室, 湖北 武汉 430071)

摘要: 采用碱激发高炉矿渣对铅污染土进行固化稳定处理, 并研究其固化稳定机理。结果表明: 随着固化剂掺量提高, GGBS-MgO 固化铅污染土酸缓能力的固化污染土酸缓冲系数 β 随之提高; 铅能够抑制 GGBS-MgO 进行水化反应, 致使 GGBS-MgO 固化铅污染土比表面积远低于同掺量的固化未污染土; GGBS-MgO 固化铅污染土 q_u 均低于相同掺量下固化未污染土, 且无侧限抗压强度与其比表面积间存在明显的线性关系; SEM 和 XRD 结果显示, GGBS-MgO 固化铅污染土和固化未污染土的试样, 主要水化产物都为 C-S-H 与 Ht; 累积进汞量和孔径直径结果显示, GGBS-MgO 固化未污染土累积进汞量高于固化铅污染土。

关键词: 固化/稳定技术; 碱激发高炉矿渣; 酸缓冲能力; 无侧限抗压强度; 微观特性

中图分类号: TU472.4

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)S1-0137-04

作者简介: 伍浩良(1990—), 男, 博士研究生, 主要从事环境岩土工程和高延性 ECC 研究。E-mail: wuhaoliang90@163.com。

Acid neutralization capacity, strength properties and micro-mechanism of Pb-contaminated soils stabilized by alkali-activated GGBS

WU Hao-liang^{1,2}, BO Yu-ling^{1,2}, DU Yan-jun^{1,2}, WEI Ming-li³, XUE Qiang³

(1. Jiangsu Key Laboratory of Urban Underground Engineering & Environmental Safety, Southeast University, Nanjing 210096, China;
2. Institute of Geotechnical Engineering, Southeast University, Nanjing 210096, China; 3. State Key Laboratory of Geomechanics and
Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071, China)

Abstract: The Pb-contaminated soils stabilized by alkali-activated GGBS and the mechanism are researched. The results show that the acid capacity value ascended with the binder dosage increases for the contaminated-soils stabilized by GGBS-MgO. The specific surface area of soils stabilized by GGBS-MgO is higher than that of uncontaminated soil as the Pb inhibites the hydration reaction of GGBS-MgO. The strength of stabilized soils with GGBS-MgO is higher than that of uncontaminated ones, which has a liner relationship with the specific surface area. The SEM and XRD results indicate that the main hydration products of stabilized contaminated and uncontaminated soil are C-S-H and Ht and can be analyzed using the XRD methods. The accumulative mercury and pore diameter results show that the accumulative mercury mass of the stabilized uncontaminated soils is higher than that of the contaminated soils stabilized by GGBS-MgO.

Key words: solidification/stabilization; alkali-activated GGBS; acid neutralization capacity; strength property; micro-mechanism

0 引言

目前, 频繁的工业污水排放、金属冶金等导致 Pb 为最常见的毒害性重金属污染土壤^[1]。通常利用价格低廉的固化剂(水泥)进行原位固定稳定化修复。有必要寻找一种水泥的替代材料以解决环保问题。GGBS 即粒化高炉矿渣, 是一种绿色低碳的可持续发展材料, 常采用活性 MgO 作为 GGBS 的潜能碱性激

发剂^[2-5]。国内外目前关于氧化镁激发高炉矿渣

基金项目: 国家自然科学基金重点项目(41330641); 国家自然科学基金项目(41472258); “863”计划项目(2013AA06A206); 江苏省自然科学基金杰出青年基金项目(BK2012022); 江苏省研究生创新项目(KYLX16_0242); 东南大学优秀博士学位论文培育基金项目(YBJJ1735)

收稿日期: 2019-04-29

*通讯作者(E-mail: duyanjun@sdu.edu.cn)

(GGBS-MgO) 固化土的研究主要集中在固化未污染土的力学特性上, 缺少针对 GGBS-MgO 固化铅污染土的力学及环境安全特性研究。研究表明, 重金属对矿渣水泥的水化物干扰明显小于对水泥水化物的影响^[6]。酸缓冲能力(ANC)是反映固化土在浸提液 pH 连续改变情况下的耐酸侵蚀能力, 是表征土体长期稳定性能的重要指标^[7]。

本文对标准养护条件下 GGBS-MgO 固化重金属铅污染土的酸缓冲能力、比表面积、强度特性以及微观特性进行研究。研究了 GGBS-MgO 固化铅污染土的酸缓冲能力; 分析了固化剂掺量及重金属铅对固化污染土的比表面积和无侧限抗压强度的影响规律; 并利用扫描电镜(SEM)、X 射线衍射试验(XRD)及压汞试验(MIP)等微观手段分析 GGBS-MgO 固化铅污染土的作用机理。

1 试验材料和试验方法

1.1 试验材料

试样为夹河高岭土厂生产的高岭土, 主要物理化学指标如表 1 所示。GGBS 为南京某化工厂生产的粒化高炉矿渣粉, 其碱度为 1.69, 比表面积为 0.29 m²/g。氧化镁采用工业活性氧化镁, 其中氧化镁占 77.6%, 比表面积为 28.02 m²/g。通过 X 射线荧光光谱仪分析, 高岭土和高炉矿渣主要元素含量如表 2 所示。

表 1 高岭土主要物理化学指标

Table 1 Properties of soils used in this study							
w_n	w_p	w_L	G_s	pH(水土比 1:1)	黏粒含 量/%	粉粒含 量/%	砂粒含 量/%
<1.5	14.6	29.4	2.68	8.77	21.5	58.0	20.5

1.2 试样方法

试验选用 GGBS:MgO 的干重比为 9:1 的混合料作为固化剂。本试验设计铅浓度为 20000 mg/kg, 控制试样含水率为 45%。试验制样时, 分 5 层装入 $\Phi 50$ mm $\times$ 100 mm 的柱形 PVC 模具。将试样密封后放入标准养护室(温度 20℃、相对湿度 95%)中养护。

2 试验结果与分析

2.1 酸缓冲能力试验结果

图1为GGBS-MgO固化铅污染土的酸缓冲能力滴定曲线。由图1可知, 随着加酸量的增加, 混合液中

H⁺逐渐增多导致pH逐渐降低, 且混合溶液在pH = 5.0 时缓冲曲线出现转折点。混合液pH高于5.0时, GGBS-MgO固化污染土混合液pH受加酸量影响显著; 而混合液pH在低于5.0时, 曲线变化幅度逐渐平缓。GGBS-MgO固化铅污染土的酸缓冲系数 b 如图2所示。结果表明, 随着固化剂掺量提高, 固化污染土酸缓冲系数 b 随之提高。如当pH为5.0时, GM18Pb2的酸缓冲系数 b 比GM12Pb2高57.7%。

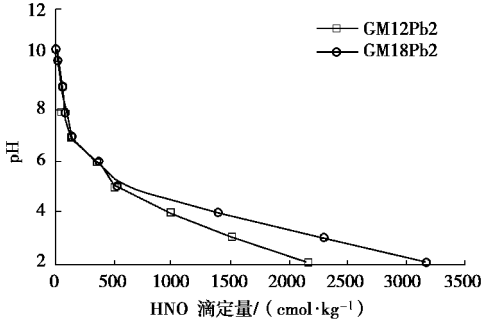


图 1 GGBS-MgO 固化铅污染土酸缓冲能力曲线

Fig. 1 Titration curves of soils stabilized by GGBS-MgO

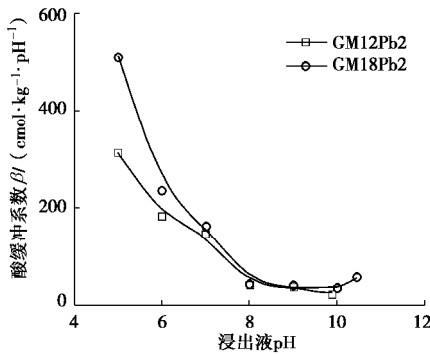


图 2 GGBS-MgO 固化铅污染土酸缓冲能力值 β

Fig. 2 Acid neutralization capacity (β) of Pb-contaminated soil stabilized by GGBS-MgO

2.2 比表面积试验结果

从图 3 可知, 固化铅污染土比表面积远低于同掺量的固化未污染土。其原因可能是: ①GGBS-MgO 固化土水化反应的主要产物为 C-S-H 与 Ht^[4-6], 而 C-S-H 是一种无定型微孔隙材料, 具有极大的比表面积^[8]; ②铅能够抑制 GGBS-MgO 进行水化反应, 致使 C-S-H 与 Ht 大大减少, 从而降低其比表面积, 而随着掺量增加, 水化反应进行加剧, 固化污染土比表面积增加。

2.3 无侧限抗压强度试验结果

图 4 表明, GGBS-MgO 固化铅污染土的 q_u 均低于相同掺量下固化未污染土。主要原因是铅污染致使

表 2 粒化高炉矿渣和高岭土主要化学成分组成

Table 2 Oxide chemistry of soils and GGBS used in this study (%)										
化学成分	SiO ₂	CaO	Al ₂ O ₃	P ₂ O ₅	SO ₃	MgO	TiO ₂	Fe ₂ O ₃	K ₂ O	MnO
高岭土	52.1	0.36	39.3	19.1	0.005	0.005	1.12	3.38	0.21	0.053
GGBS	33.0	38.9	15.3	0.05	2.840	7.540	0.92	0.27	0.37	0.270

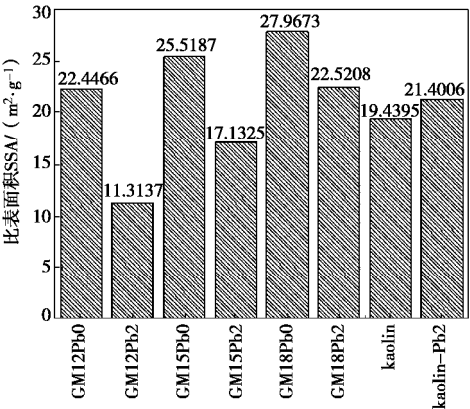


图 3 标准 28 d 养护 GGBS-MgO 固化土比表面积

Fig. 3 Specific surface areas of contaminated soils stabilized by GGBS-MgO

GGBS-MgO 水化反应受抑制, 水化产物生成量减少, 水化产物间胶结作用减弱^[6]。随着 GGBS-MgO 掺量递增, 水化反应加剧, 水化产物增多, 铅污染对固化土的强度影响逐渐减小。从图 5 可知, 试样无侧限抗压强度与其比表面积间存在明显的线性关系, 其主要原因是, 较大的比表面积可提高水化程度, 而 Pb 抑制水化产物生成的同时, 降低比表面积。

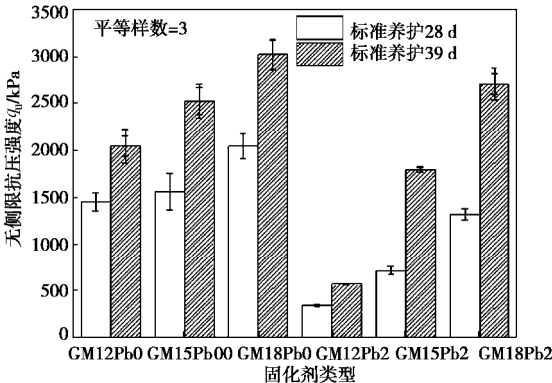


图 4 固化污染土标准养护强度

Fig. 4 Values of q_u of stabilized contaminated soil

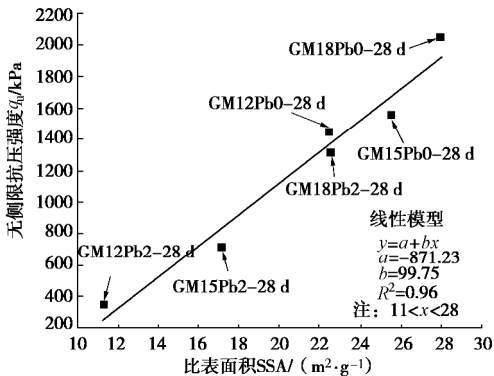


图 5 比表面积与无侧限抗压强度关系

Fig. 5 Relationship between q_u and specific surface area

2.4 固化污染土微观实验

(1) 扫描电镜试验

由图 6 可知, GGBS-MgO 固化铅污染土和固化未污染土的试样, 主要水化产物都为 C-S-H 与 Ht

($\text{Mg}_6\text{Al}_2\text{CO}_3(\text{OH})_{16}\cdot 4\text{H}_2\text{O}$) 和碳酸钙 (Cal)。由图 6 可发现, Ht 呈玫瑰片网状结构^[4-5]。从微观结构上观察 GGBS-MgO 固化未污染土及铅污染土, 可发现加入铅污染的 GGBS-MgO 固化土结构更为松散, 形成分散独立的团聚状体, 而固化未污染土结构呈网状, 水化产物发育更为完整, 结构致密。

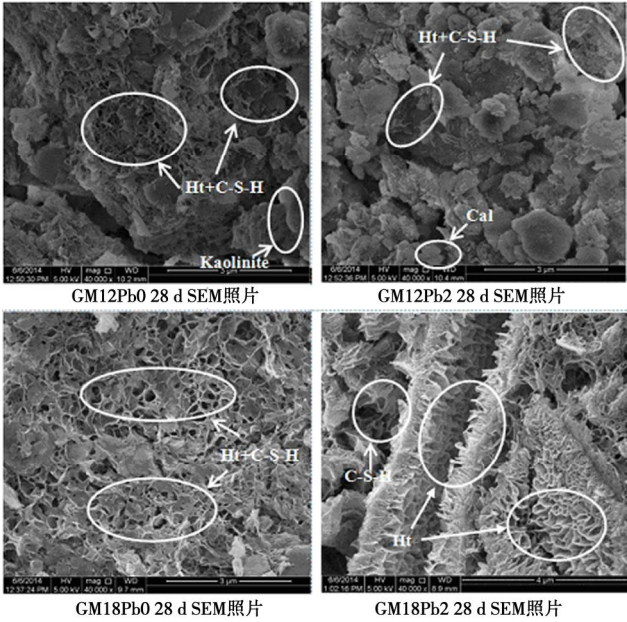


图 6 掺量 12%和 18% GGBS-MgO 试样 SEM 照片

Fig. 6 SEM images showing contaminated and clean soils stabilized by GGBS-MgO of 12% and 18%

(2) XRD 试验

选用 GGBS-MgO 净浆及铅污染净浆进行 XRD 分析测试, 结果如图 7 所示。

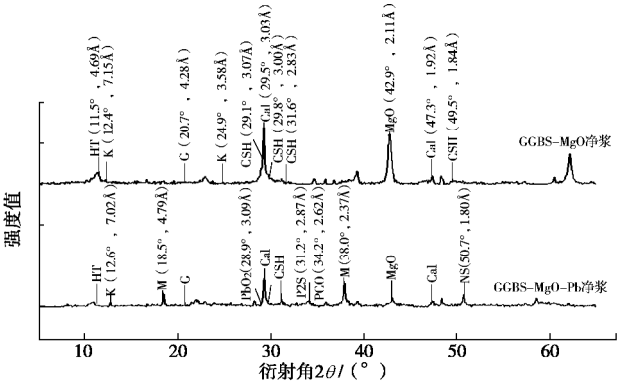


图 7 GGBS-MgO 固化土 XRD 衍射图

Fig. 7 X-ray diffractograms of GGBS-MgO paste

从图 7 可知, 反应产物为 C-S-H 与 Ht。C-S-H 主要峰值出现在 30° 附近^[5,9]。在 11.5° 处可检测到 Ht 的存在, Jin 等^[4]研究结果也表明 Ht 的特征峰出现在 11.5° 处。铅在 GGBS-MgO 净浆中以过氧化铅、硅酸铅以及碳酸铅水合氢氧化物形式存在。

(3) 压汞试验

从图 8 可知, GGBS-MgO 固化未污染土累积进汞

量高于固化铅污染土。结合 SEM 结果可看出, GGBS-MgO 固化未污染土试样内部由于水化反应较为完全, 形成大量 C-S-H 与 Ht, 而 Ht 孔隙结构为玫瑰片网状, 形成致密结构。随着养护龄期增长, 固化污染土的结构更加密实, 累计进汞量减小。铅污染的 GGBS-MgO 固化土试样, 微观结构多为分散团聚体, 大孔隙较多, 但中孔隙由于发育不完全且被包裹, 使其总孔隙体积减小。

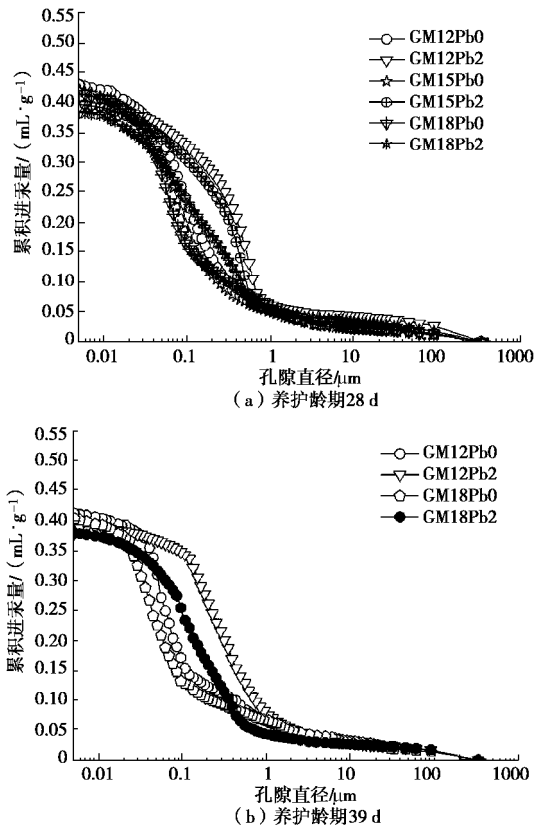


图 8 标准养护 28 d 及 39 d 累积孔隙分布曲线

Fig. 8 Distribution curves of cumulated pore for stabilized soils

3 结 论

(1) 铅污染土经固化稳定之后, 提高碱激发高炉矿渣的掺量有利于提高高炉矿渣固化污染土酸缓冲能力。碱激发高炉矿渣固化铅污染土比表面积比固化未污染土大大降低, 且随着固化剂掺量增加比表面积增大。

(2) 碱激发高炉矿渣固化污染土无侧限抗压强度随固化剂掺量和龄期增长而递增; 铅污染土抑制固化剂水化产物导致强度低于同龄期下固化未污染土。

(3) SEM 结果显示, 碱激发高炉矿渣生成的主要产物为 C-S-H 与 Ht, 且铅会改变二者形态; XRD 结果表明, 二者主要峰值出现在 30° 和 11.5° 附近; 由 MIP 结果可知, 碱激发高炉矿渣固化污染土后试样

中孔隙大量增加, 造成压汞量增加。

参考文献:

- [1] 高文谦, 陈玉福. 铅污染土壤修复技术研究进展及发展趋势[J]. 有色金属工程, 2011, **63**(1): 131 - 136. (GAO Wen-qian, CHEN Yu-fu. Research progress and development trend of remediation of lead-contaminated soil[J]. Nonferrous Metals, 2011, **63**(1): 131 - 136. (in Chinese))
- [2] 伍浩良, 杜延军, 王 菲, 等. 碱激发矿渣膨润土系竖向隔离墙体材料施工和易性及强度特性[J]. 东南大学学报(自然科学版), 2016(增刊 1): 25 - 30. (WU Hao-liang, DU Yan-jun, WANG Fei, et al. Workability and strength characteristics of alkali-activated slag-bentonite backfills for vertical slurry cutoff wall[J]. Journal of Southeast University (Natural Science Edition), 2016(S1): 25 - 30. (in Chinese))
- [3] GLUKHOVSKY V, ROSTOVSKAJA G, RUMYNA G. High strength slag-alkaline cements[C]// 7th International Congress on the Chemistry of Cement. 1980: 164 - 168.
- [4] JIN F, AL-TABBAA A. Evaluation of novel reactive MgO activated slag binder for the immobilisation of lead and zinc[J]. Chemosphere, 2014, **117**: 285 - 294.
- [5] SHI C, FERNANDEZ Jimenez A. Stabilization/ solidification of hazardous and radioactive wastes with alkali-activated cements[J]. Journal of Hazardous Materials, 2006, **137**(3): 1656 - 1663.
- [6] 张虎元, 王 宝, 董兴玲, 等. 固化污泥中重金属的溶出特性[J]. 中国科学, 2009, **39**(6): 1167 - 1173. (ZHANG Hu-yuan, WANG Bao, DONG Xing-ling, et al. Leachate characteristics of heavy metal in solidified sludge[J]. Science China Technological Sciences, 2009, **39**(6): 1167 - 1173. (in Chinese))
- [7] YONG R N, MOHAMED A M O, WARKENTIN B P. Principles of contaminant transport in soils[M]. CRC Press Taylor & Francis Group, 1992.
- [8] YILMAZ E, BELEM T, BUSSIÈRE B, et al. Relationships between microstructural properties and compressive strength of consolidated and unconsolidated cemented paste backfills[J]. Cement and Concrete Composites, 2011, **33**(6): 702 - 715.
- [9] WU H L, JIN F, BO Y L, et al. Leaching and microstructural properties of lead contaminated kaolin stabilized by GGBS-MgO in semi-dynamic leaching tests[J]. Construction and Building Materials, 2018, **172**: 626 - 634.

(责编: 明经平)

DOI: 10.11779/CJGE2019S1036

高铁路基粗颗粒土非饱和水力学及微观特性研究

刘 鹏, 康 馨*, 陈 卓, 陈仁朋

(湖南大学土木工程学院, 湖南 长沙 410082)

摘 要: 高铁路基粗颗粒土的水力学特性对路基内部水分运移及路基的长期累积变形有重要影响。采用了一种新型 TDR 与大直径渗透柱装置研究了不同压实度下高铁路基粗颗粒土的水力学特性, 推导了考虑双层孔隙结构的不同干密度下的土水特征曲线模型。同时, 由于土体的水力学特性与其微观结构密切相关, 将水力学测试结果与扫描电镜实验以及压汞试验结果进行了对比分析。实验结果表明, 随着压实度的增加, 低吸力下, 细粒含量为 15% 的路基填料的体积含水率降低, 在高吸力下, 体积含水率趋于一致。土体的微观特性结果显示, 细粒含量为 15% 的路基填料中表现出双层孔隙结构, 随着压实度的增加, 大孔隙结构逐渐被压缩, 而小孔隙结构则难以被压缩。微观测试结果与水力学测试结果一致, 解释了不同压实度下路基填料的水分运移规律。

关键词: 高铁路基; 非饱和土; 双层孔隙结构; TDR; 水力学特性

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)S1-0141-04

作者简介: 刘 鹏(1995—), 男, 博士研究生, 主要从事非饱和土水力特性等研究工作。E-mail: recardo_lp@hnu.edu.cn。

Microstructural and hydraulic properties of compacted high-speed rail subgrade coarse soils

LIU Peng, KANG Xing, CHEN Zhuo, CHEN Ren-peng

(College of Civil Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China)

Abstract: The hydraulic characteristics of coarse-grained soils of high-speed railway subgrade profoundly affect the internal moisture migration and long-term accumulative deformation of the subgrade. A new TDR sensor and large-diameter preamble column testing devices are developed to study the hydraulic properties of the compacted coarse materials used in high-speed railways. In addition, the hydraulic properties is highly relate to the corresponding microstructure, and a new soil-water characteristic curve model which can consider the initial density of soils with dual-pore structure is proposed. The hydraulic properties are compared with those of the microscopic tests (scanning electron microscopy test and mercury injection test). The experimental results show that with the increase of compaction degree, the volumetric water content of subgrade filler with fine particle content of 15% decreases under low suction, however, it tends to be consistent under high suction. The microscopic characteristics of the soils show that the roadbed filler with a fine particle content of 15% exhibits a dual-pore structure. As the degree of compaction increases, the macroporous structure is gradually compressed, while the micropore structure is difficult to be compressed. The microscopic test results are found to be consistent with the hydraulic ones, indicating the water transport laws of the roadbed filler under different compaction degrees are still valid.

Key words: railway subgrade; unsaturated soil; dual-pore structure; TDR; hydraulic property

0 引 言

我国高速铁路发展迅速,路基是高铁主要结构物,压实的粗颗粒土常作为构建路基的主要材料。路基结构物在长期水循环作用下,其防排水设施极易老化失效,造成其内部粗颗粒填料饱和度发生变化,从而造成路基结构物刚度减小、累积变形增大等问题^[1]。因此,测定路基非饱和粗颗粒土的土水特征曲线(soil-water characteristic curve, SWCC)在路基稳定性分析中具有十分重要的意义。

根据《高速铁路设计规范》(TB10621—2014)^[2],路基填料的压实度需控制在95%以上,在实际施工中,实际值不可避免会与设计值有所差异,然而,由于土体本身复杂的孔隙结构,其土水特征曲线在不同压实度下会有明显的差异^[3]。Zhang and Li 通过级配不连续的粗颗粒土进行扫描电镜测试,发现这种土在电镜下

基金项目: 国家自然科学基金项目(51808207, 51608188, 41472244)

收稿日期: 2019-04-29

*通讯作者(E-mail: kangxin@hnu.edu.cn)

呈现出双孔隙结构的特征^[4],并发展了可以描述具有双孔隙结构特征土体持水特性的SWCC模型^[5]。然而,可以描述具有双孔隙结构土体在不同压实度下的SWCC模型却鲜有研究。

由于路基填筑完成后很难对路基内部土体取样试验,常采用电磁法(TDT和TDR)对路基内部土体含水率实施现场化、实时化的监测^[6]。TDR(Time Domain Reflectometry)是一种基于电磁波时域反射原理的远程遥感测试技术,Davis and Chudobiak^[7]首先将TDR技术应用于土体含水率测定;Chen等^[8]提出了表面拟合法来解决高电导率下土体介电常数测试问题,大大扩展了TDR技术在岩土工程中的应用。

本文介绍了一种新型TDR测试装置,并结合大直径渗透柱装置研究了不同压实度下高铁路基粗颗粒土水力学特性,同时,推导了考虑双层孔隙结构的不同干密度下的土水特征曲线模型,最后,通过将水力学试验结果与路基填料的压汞试验与扫描电镜试验进行对比分析,解释了不同压实度下路基填料的水分运移规律。

1 非饱和水力学特性研究

1.1 水力学特性研究

陈仁朋等^[9]基于频率步进制与矢量接收技术发展了一种新型TDR技术,该技术在测试体积含水率的准确性方面有巨大突破,体积含水率的测试误差能控制在2%以内,设备如图1所示。

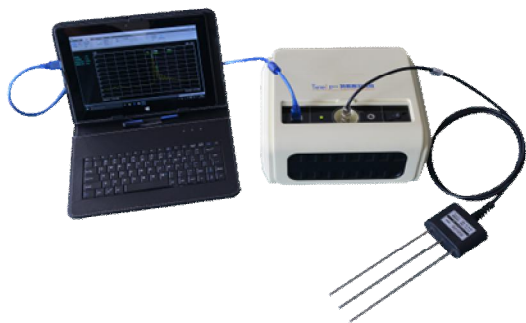


图1 基于频率步进原理研制的新型TDR

Fig. 1 New TDR based on frequency stepping principle

高铁路基粗颗粒土主要由砂粒以上粒径的土颗粒组成,最大粒径达到60 mm,常规室内的非饱和仪器难以满足试样的粒径要求。陈仁朋等^[10]基于Duong^[11]设计的大直径渗透柱,加工制作了用于路基粗颗粒土土水特征曲线和渗透系数研究的渗透柱装置,如图2所示,吸力测试范围为0.1~100 kPa。

结合上述大直径渗透柱装置与新型TDR技术,对不同压实度下的高铁路基填料的水力学特性进行研

究。试验材料选取杭州某料场生产的级配良好的白云岩填料,添加细颗粒土($d \leq 0.075$ mm),控制细粒含量为15%。试样的最大干密度为 2.33 g/cm^3 ,最优含水率为5.9%,天然密度为 2.07 g/cm^3 。

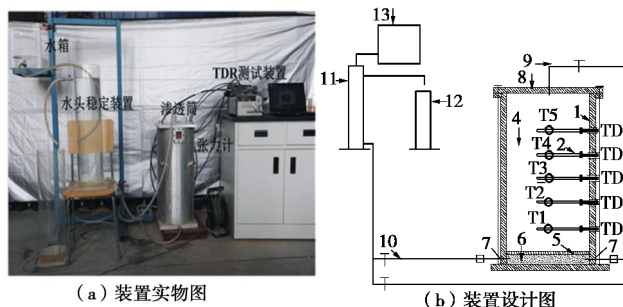


图2 渗透柱测试装置示意图

Fig. 2 Photo of infiltration column testing system

根据陈仁朋等^[10]介绍的制样方法,控制路基填料的压实度分别为85%,90%研究不同压实度下路基的水力学特性,并利用van Genuchten模型^[12]对土水特征曲线进行拟合。

如图3所示,压实度增大,土体内部孔隙被压缩,过水面积减小,饱和体积含水率降低,吸力较小时体积含水率变化明显,当吸力超过某临界吸力值时,不同压实度下土水特征曲线趋于一致。

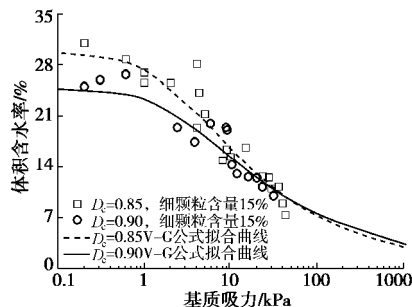


图3 不同压实度下填料土水特征曲线

Fig. 3 SWCC of coarse-grained soils with different initial densities

Romero等^[13]1999年提出黏土存在双层孔隙结构:大孔隙结构(macrostructure)和小孔隙结构(microstructure)。本文认为在粗颗粒土中也存在类似的双孔隙结构特征,由于小孔隙结构的不可被压缩导致了在吸力较大时填料的土水特征曲线趋于一致。

1.2 土水特征曲线模型

对于具有双层孔隙结构的土体,其孔隙分布函数呈现出双峰形式,假定其孔隙分布函数 $g(r)$ 为大孔隙结构分布函数 $f(R)$ 与小孔隙结构分布函数 $f(r)$ 的累加:

$$g(r) = f(R) + f(r) \quad (1)$$

假定在不同压实度小孔隙结构不可被压缩,而大孔隙分布函数在压实作用下峰值和孔径均受到了影响,则孔隙分布函数随变形变化示意图如图4所示。

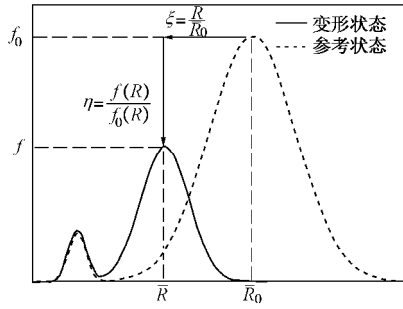


图 4 孔隙分布函数随变形变化示意图

Fig. 4 Illustration of change in pore size distribution during deformation

根据变形状态与参考状态的关系, 可得到压实状态下的孔隙分布函数:

$$g(r) = f(r) + h f_0(xR) \quad (2)$$

具有双层孔隙结构的土体, 其脱湿过程大致分为四个部分, 首先是大孔隙结构中的重力水(Bulk water)排出, 重力水排完后, 剩余的小部分孔隙水悬浮在两个土颗粒之间, 在水和空气之间形成弯液面, 这部分称为透镜形水 (meniscus water), 需要较大的基质吸力才能将此部分水排出。大孔隙结构中的孔隙水排出后, 小孔隙结构中的孔隙水开始排出, 其排水过程与大孔隙结构中的孔隙水排出过程类似。

本文采用经典的 Fredlund & Xing 模型^[14]来考虑不同压实度下大孔隙结构中重力水的脱湿过程, 同时, 由于 Fredlund & Xing 模型^[14]是基于毛细管模型推导, 其在描述以吸附形式存在的透镜形水时准确性不高, 本文采用接触球模型来描述不同压实度下透镜形水的脱湿过程, 则得到考虑双层孔隙结构的不同干密度下的土水特征曲线方程:

$$q = f_M \left(1 - \frac{y}{y_R} \right) \left[\frac{1}{\ln[e + (e_0 y_R / a)^n]} \right]^m + \frac{N_c V_{\text{toroid}}}{(4/3)\pi R^3 (1 + e_0)} + f_m \left[\frac{1}{\ln[e + (y / a y_R)^n]} \right]^{m_1} \quad (3)$$

2 微观特性研究

吴进^[15]通过压汞试验与扫描电镜试验研究了上节所用高铁路基填料的微观特性。

2.1 压汞试验结果

本文介绍了细粒含量为 15% 的填料在 85%, 90% 压实度下的试样以及未经压实填料的压汞试验结果, 如图 5 所示。

图 5 显示, 土样呈现出双峰的形式, 相对于未压实土, 压实会导致其大孔所对应的左峰的峰值降低而小孔对应的右峰升高。对于不同压实度下的土体表现出与进贡曲线对应的特性, 存在着临界半径 r^* , $r > r^*$

时, 孔隙分布函数的峰值与半径减小, $r < r^*$ 时, 孔隙分布函数趋于一致。

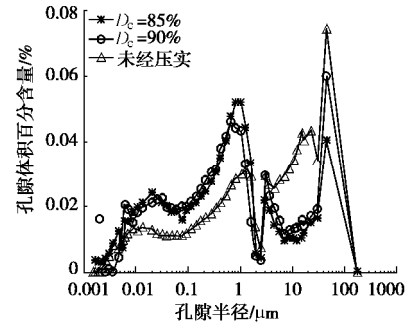


图 5 不同压实度下孔隙分布曲线

Fig. 5 Pore-size distribution curves under different compactions

2.2 扫描电镜试验结果

为了研究高压实度下路基粗颗粒土微观孔隙结构的变化情况, 吴进^[15]对压实度为 90% 试样以及未压实的试样进行扫描电镜试验, 结果如图 6 所示。

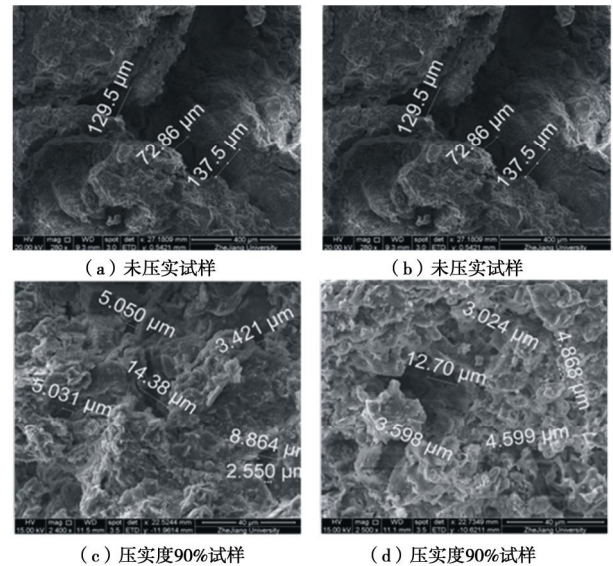


图 6 未压实试样及压实度 90% 试样的扫描电镜试验结果图

Fig. 6 Scanning electron microscopy (SEM) testing results

从图 6 可以较为清楚地看到颗粒表面孔隙发育情况, 试验表明未经过压实时, 颗粒间大孔隙较多, 其中孔径大于 100 μm 的孔隙分布较广。随着压实度的增大, 这部分孔隙逐渐被压缩导致孔径减小, 而孔径小于 5 μm 的孔隙数量逐渐增加。图 6 表明直径在 5 μm 以下的孔隙在击实过程中较难被压缩。由于土体真实孔隙属于空间分布, 扫描电镜只能获得土体的平面图, 因此需要通过压汞结果综合判别土中孔隙的分布情况。SEM 试验结果与压汞试验结果一致。

路基填料的微观测试结果与水力学测试结果吻合, 由于小孔隙结构的不可被压缩导致了在吸力较大时填料的土水特征曲线及渗透曲线趋于一致。

3 结 论

介绍了一种新型 TDR 装置,通过新型 TDR 装置与大直径渗透柱对不同压实度下的高铁路基粗颗粒土的水力学特性进行了研究,推导了考虑双层孔隙结构的不同干密度下的土水特征曲线模型,对比分析了水力学试验结果与路基填料的压汞试验、扫描电镜试验结果,得到如下几点结论。

(1) 随着压实度增大,在低吸力下,细粒含量为 15%的路基填料表的体积含水率降低,在高吸力下,体积含水率趋于一致。

(2) 扫描电镜和压汞试验表明,细粒含量 15%的填料表现出明显的双层孔隙结构,在不同压实度下,大孔隙结构可压缩,而小孔隙结构难以被压缩。

(3) 路基填料的水力学特性与其微观结构密切相关,具有双层结构的路基填料,其小孔隙结构的不可被压缩导致了在吸力较大时填料的土水特征曲线趋于一致。

参考文献:

- [1] CHEN R P, WANG H L, HONG P Y, et al. Effects of degree of compaction and fines content of the subgrade bottom layer on moisture migration in the substructure of high-speed railways[J]. Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers Part F Journal of Rail & Rapid Transit, 2017, **232**(4):095440971771083.
- [2] TB10621—2014 高速铁路设计规范[S]. 2014. (TB10621—2014 Code for design of high speed railway[S]. 2014. (in Chinese))
- [3] LI X, ZHANG L M, LI J H. Development of a modified axis translation technique for measuring SWCCs for gravel soils at very low suctions[J]. Geotechnical Testing Journal, 2009, **32**(6): 478 - 489.
- [4] ZHANG L M, LI X. Microporosity structure of coarse granular soils[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2010, **136**(10):1425 - 1436.
- [5] ZHANG L M, CHEN Q. Predicting bimodal soil-water characteristic curves[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2005, **131**(5): 666 - 670.
- [6] 陈 赟. 高电导率岩土介质介电常数及含水率 TDR 测试研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2011. (CHEN Yun. Study on dielectric constant and water content measurement of highly conductive geomaterials by TDR technique[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2011. (in Chinese))
- [7] DAVIS J L, CHUDOBIAK W J. In situ meter for measuring relative permittivity of soils[J]. Geological Survey of Canada, 1975, **75**(1): 75 - 79.
- [8] CHEN R P, XU W, CHEN Y M. Measuring dielectric constant in highly conductive soils based on surface reflection coefficients[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2009, **135**(189): 1883 - 1891.
- [9] 陈仁朋, 陈 卓, 陆 明, 等. 基于频率步进原理的 TDR 研制及在土体含水率测试中的应用[J]. 岩土工程学报, 2019(待刊). (CHEN Ren-peng, CHEN Zhuo, LU Ming, et al. Development of TDR based on stepped-frequency principle and its application for measurement of soil volumetric water content[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019(in publishing). (in Chinese))
- [10] 陈仁朋, 吴 进, 亓 帅, 等. 高铁路基粗颗粒土水力学参数测试方法研究[J]. 岩土力学, 2015, **36**(12): 3365 - 3372. (CHEN Ren-peng, WU Jin, QI Shuai, WANG Han-lin. A method for measuring hydraulic parameters of coarse-grained soils for high-speed railway subgrade[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(12): 3365 - 3372. (in Chinese))
- [11] DUONG T V, TRINH V N, CUI Y J, et al. Development of a largescale infiltration column for studying the hydraulic behavior of fouled ballast[J]. Geotechnical Testing Journal, 2014, **36**(1): 54 - 63.
- [12] GENUCHTEN V, TH M. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils[J]. Soil Science Society of America Journal, 1980, **44**(5): 892.
- [13] ROMERO E, GENS A, LLORET A. Water permeability, water retention and microstructure of unsaturated compacted Boom clay[J]. Engineering Geology, 1999, **54**(1/2): 117 - 127.
- [14] FREDLUND D G, XING A. Equations for the soil-water characteristic curve[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1994, **31**(4): 521 - 532.
- [15] 吴 进. 高铁路基粗颗粒土水力学特性试验研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2015. (WU Jin. Experimental research on hydraulic characteristic of coarse-grained soils of high-speed railway subgrade[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2015. (in Chinese))

(责编: 明经平)

DOI: 10.11779/CJGE2019S1037

粒径对尾矿抗剪强度及坝体稳定性影响

张超^{1,2}, 马昌坤^{1,2}, 杨春和^{1,2}, 陈青林³, 潘振凯^{1,2}

(1. 中国科学院武汉岩土力学研究所岩土力学与工程国家重点实验室, 湖北 武汉 430071; 2. 中国科学院大学, 北京 100049; 3. 重庆大学, 重庆 400044)

摘要:为解决尾砂安全筑坝与井下充填之间的矛盾,开展了粒径对尾矿强度及坝体稳定性影响的研究。试验结果表明:尾砂加权平均粒径随干滩长度增大而下降的速率越来越缓,加权平均粒径与滩长之间关系满足幂函数沉积模型;尾矿内摩擦角随粒料加权平均粒径的减小而减小,当加权平均粒径小于0.05 mm时,内摩擦角显著减小;尾矿坝稳定性随粒料加权平均粒径的减小而降低,当加权平均粒径小于0.05 mm时坝体稳定性显著降低。研究结果为尾砂安全筑坝与井下粗料充填提供可借鉴的界限粒径,对于其它相同类型尾砂安全筑坝同样具有重要参考价值。

关键词: 粒径; 尾矿; 抗剪强度; 尾矿坝; 稳定性

中图分类号: TU43; TD926.4

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)S1-0145-04

作者简介: 张超(1978—),男,汉,副研究员,主要从事尾矿力学特性与尾矿坝灾变机理研究工作。E-mail: czhang@whrsm.ac.cn。

Effects of particle diameter on shear strength of tailings and stability of tailings dams

ZHANG Chao^{1,2}, MA Chang-kun^{1,2}, YANG Chun-he^{1,2}, CHEN Qing-lin³, PAN Zhen-kai^{1,2}

(1. State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071, China; 2. University of Chinese Academy of Sciences, Beijing 100049, China; 3. Chongqing University, Chongqing 400044, China)

Abstract: In order to solve the contradiction between safety damming and downhole filling of tailings dams, the effects of particle size on tailing strength and dam stability are studied. The tests show that, the weighted average particle size of tailings decreases slowly with the increase of dry beach length, the relationship between the weighted average particle size of tailings and the length of the beach is the power function deposition model. The internal friction angle of tailings decreases with the decrease of the weighted average particle size, and the internal friction angle of tailings decreases significantly when the weighted average particle size is less than 0.05 mm. The stability of tailings dams decreases with the decrease of the weighted average particle size, and the stability of dam decreases significantly when the weighted average particle size is less than 0.05 mm. The results of this study provide a reference for the boundary particle size of tailing sand for safe dam construction and coarse material-filled underground.

Key words: particle diameter; tailings; shear strength; tailings dam; stability

0 引言

上游法尾矿材料是特殊的人工材料,由于尾矿在放矿过程中的沉积分选,使得尾矿堆积坝中不同空间位置的粒径差异巨大。且随着选矿技术的提升和对矿石中伴生元素的回收,矿石是越磨越细,尾矿的细黏粒含量也越来越大。当前我国许多地下开采矿山采用粗粒尾砂进行井下充填,剩下的细黏粒尾矿则排入尾矿坝,这也导致了筑坝尾矿的粒径越来越细。因此为确保尾矿坝安全运行必须开展该类型尾矿坝的稳定性研究工作,研究入库尾矿粒径对尾矿强度及坝体稳定性的影响。

目前已有部分学者^[1-4]关注到了粒径对尾矿力学特

性及坝体稳定性的影响,也开展了一些研究,但现有成果还没有解决尾矿入库粒径界限问题。本文以江西某铜矿尾矿及其堆积的尾矿坝为依托,针对粒径对尾矿力学特性及尾矿坝稳定性的影响进行室内试验和数值模拟研究,为解决此类问题提供科学依据及相关参考。

1 尾矿沉积规律

根据文献[5],提出修正后的尾矿沉积模型:

基金项目: 国家重点研发计划重点专项(2017YFC0804601); 国家自然科学基金应急管理项目(51741410)

收稿日期: 2019-04-29

***通讯作者** (E-mail: 1044752531@qq.com)

$$D_L = A d_{cp}^{0.9} L^B Q_k^2, \quad (1)$$

式中, A , B 为尾矿参数。

对新尾矿库和老尾矿库的干滩面尾砂进行取样测试, 其中老尾矿库滩面为全尾排放时干滩沉积分布而成, 新尾矿库滩面为已经进行了一定提粗分级后尾矿排放时的干滩沉积分布而成。老、新尾矿库的加权平均粒径分别为 0.06, 0.045 mm, 将实测情况用式 (1) 进行拟合, 得到尾矿参数 $A=0.01$, $B=-0.45$ 。

$$D_L = 0.01 d_{cp}^{0.9} L^{-0.45} Q_k^2. \quad (2)$$

用式 (2) 对尾矿新库进行拟合, 已知此时流量为 $Q_k=25$ L/s, 放矿原颗粒加权平均粒径 $d_{cp}=0.045$ mm, 得干滩面尾砂颗粒分布规律如图 1 所示。

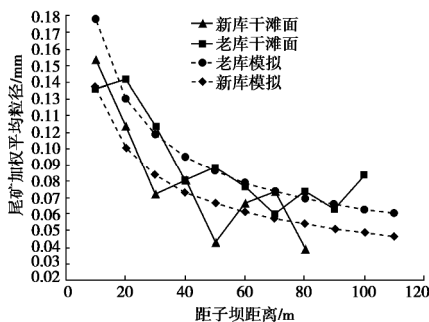


图 1 实测干滩面尾矿颗粒粒径变化规律图

Fig. 1 Variation of measured particle size of tailings in dry beach face

从图 1 中可以看出尾矿新库的拟合曲线较为吻合, 根据现场测量结果可知本文提出的修正沉积模型能较好地描述尾矿的沉积规律。

实际工程中需要将尾矿进行分级提粗用于井下充填以保证矿的安全稳定。本次研究分成了以下 5 种工况, 将全尾质量的 60%, 70%, 80%, 90%, 100% 分别用于分级提取粗尾砂, 分级界限为 30 μ m, 提粗尾砂后产生的次生细矿泥和 40%~0 的全尾混合后再排入到尾矿库中。根据式 (2) 及全尾颗粒分布情况, 可计算在不同提粗分级比例条件下坝体不同位置的平均粒径分布情况, 如图 2 和图 3 所示。

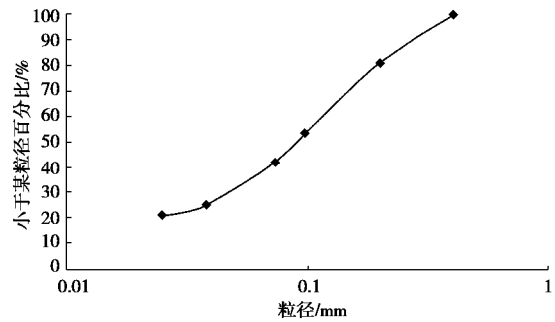


图 2 全尾矿颗粒级配

Fig. 2 Gradation of full tailings particles

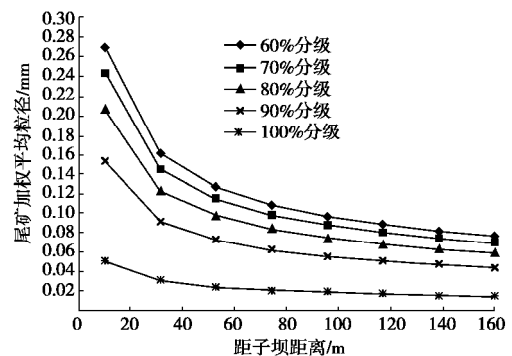
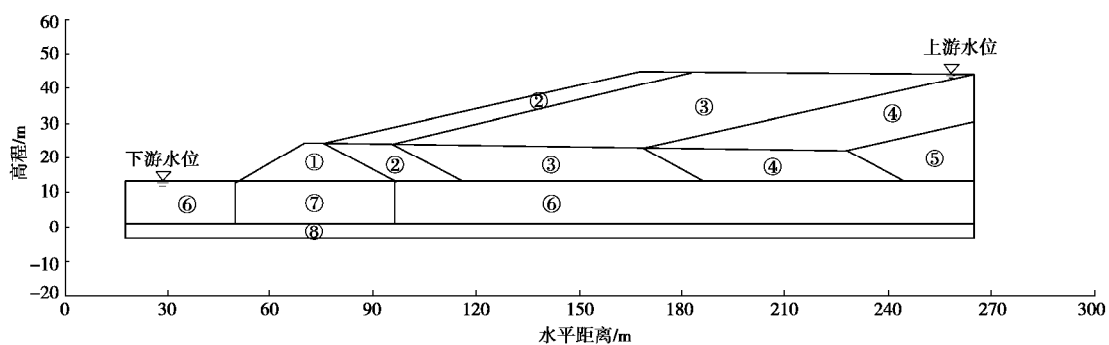


图 3 不同分级提粗条件下尾矿颗粒沿干滩面分布规律图

Fig. 3 Distribution patterns of tailings particles along dry beach surface under different grading conditions

本文划分了 6 个粒径组: ①0.2~0.4 mm, ②0.1~0.2 mm, ③0.08~0.1 mm, ④0.04~0.08 mm, ⑤0.03~0.04 mm, ⑥0~0.03 mm。现有如图 4 所示的工程, 在初期坝顶端进行放矿, 排矿流量 $Q_k=25$ L/s。坝长 250 m, 坝高 40 m, 堆积坝按照坡比 1:3.3 向上堆积, 根据图 3 给出的沉积分布规律, 已知粒径组来反推沉积距离, 最后得到该粒径组的沉积分布范围, 从而得到不同提粗分级比例条件下的概化剖面图。60%提粗分级比例条件下尾矿坝的概化剖面图如图 4 所示, 70%~100%提粗分级比例条件下其它情况的剖面图不再赘述。



①初期坝, ②尾矿颗粒1, ③尾矿颗粒2, ④尾矿颗粒3, ⑤尾矿颗粒4, ⑥淤泥质土, ⑦加固淤泥质土, ⑧基岩

图 4 某尾矿坝达到标高 45 m 时尾矿坝概化剖面图

Fig. 4 Generalized section images of tailings dam at elevation of 45 m

2 粒径对尾矿强度影响的试验研究

将 144 个原状试样进行级配试验, 取制得标准尺寸, 剩余的原状尾矿样采用气流分级技术对细粒尾矿进行分级, 得到该尾矿样的平均粒径。采用三轴剪力仪进行了固结不排水三轴试验, 试验结果见图 5。

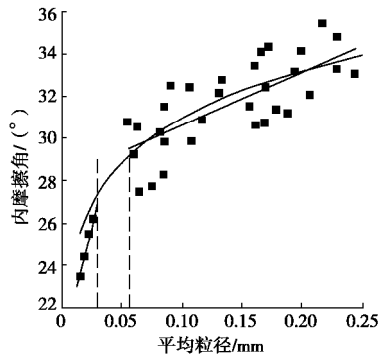


图 5 尾矿粒径对内摩擦角的影响

从图 5 可以看出: 当粒径小于 0.05 mm 时, 内摩擦角受粒径的影响较为明显; 当粒径大于 0.05 mm 时, 内摩擦随粒径增大而增长的速度放缓。因此提粗分级的比例将直接影响坝体的稳定性。

根据图 5 提出了加权平均粒径对尾矿内摩擦角的影响模型:

$$j = a d_{cp}^b \quad (3)$$

式中, j 为尾矿材料的内摩擦角, 单位为 ($^{\circ}$), d_{cp} 为加权平均粒径, 单位为 mm, a , b 为尾矿材料参数。采用本文提出的影响模型对试验数据进行拟合, 得到拟合曲线:

$$j = 39 d_{cp}^{0.1} \quad (4)$$

从图 5 可知粒径对内摩擦角的影响: 随粒径的增大, 内摩擦角增大速率趋缓, 尾矿加权平均粒径与尾矿中的黏粒含量成反比, 加权平均粒径越小, 黏粒含量越高, 颗粒之间的润滑作用加强, 内摩擦角越低。

3 粒径对尾矿坝稳定性的影响

3.1 浸润线的变化

对于尾矿坝的溃坝灾害和影响尾矿坝的稳定性来说, 水是影响的重要因素, 浸润线的变化很大程度上影响了坝体的稳定性。刘俊生等^[6]提出了尾矿等效粒径与渗透性的最佳拟合公式:

$$\begin{aligned} d_1 = & -0.1045d_{85} - 0.1271d_{60} + 0.5360d_{50} + \\ & 0.2532d_{30} + 0.8074d_{20} - 0.5049d_{10} \\ = & 0.3451\sqrt{K} \quad (5) \end{aligned}$$

式中, d_1 为等效粒径, K 为渗透系数。

本文分成的 6 个粒径组, 式 (5) 中每个粒径组的 $d_{85}—d_{10}$ 分别用线性插值求得, 计算结果如表 1 所示。由于渗透性变化带来的浸润线的变化如图 6 所示。从图 6 中可以看出随提粗分级比例的提升, 坝体浸润线呈降低趋势, 与实际情况相符。

表 1 各粒径组的渗透系数和内摩擦角

Table 1 Permeability coefficients and internal friction angles of

various particle size groups

粒径组/mm	d_1 /mm	$K/(\text{m}\cdot\text{s}^{-1})$	内摩擦角 $j/(^{\circ})$
0~0.03	0.008696	6.34957×10^{-8}	25.62
0.03~0.04	0.028702	6.9171×10^{-7}	27.89
0.04~0.07	0.043100	1.55978×10^{-6}	29.43
0.07~0.1	0.068903	3.98644×10^{-6}	30.65
0.1~0.2	0.114997	1.1104×10^{-5}	32.26
0.2~0.4	0.229993	4.4416×10^{-5}	34.57

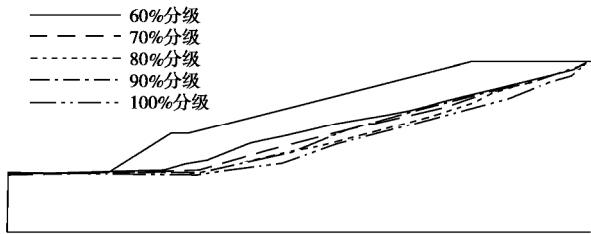


图 6 不同分级程度的浸润线变化

Fig. 6 Change of infiltration line at different grades

3.2 坝体稳定性的变化

根据式 (4) 计算得出各粒径组内摩擦角如表 1 所示, 再结合表 1 中的渗透系数得出不同分级情况下的安全系数。结果见表 2 所示。本文研究了这五种假设工况条件下的尾矿坝的稳定性, 分析典型结果见图 7 所示。

表 2 1:3.3 堆积外边坡稳定性分析结果汇总表

Table 2 Stability analysis results of external slope of 1:3.3

方案	加权平均粒径 d_{cp} /mm	安全系数 F_s
方案 1: 60%分级	0.095	1.221
方案 2: 70%分级	0.085	1.216
方案 3: 80%分级	0.071	1.217
方案 4: 90%分级	0.051	1.206
方案 5: 100%分级	0.015	1.154

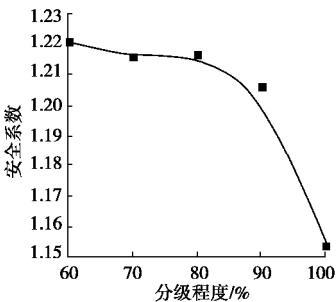


图 7 坝体安全系数与分级程度的关系

Fig. 7 Relationship between safety factor and graded degree

4 结 论

(1) 通过对尾矿排放沉积规律的研究, 提出了用滩长 L 和加权平均粒径 d_{cp} 的幂函数描述尾矿颗粒粒径沿滩长变化的沉积模型。尾矿加权平均粒径随着距离干滩顶部距离的增大呈现出非线性下降趋势, 下降速率越来越缓。

(2) 内摩擦角随着粒径的增加呈幂函数增加, 增长的趋势逐渐放缓。尾矿粒径小于 0.05 mm 增长趋势较快, 尾矿粒径大于 0.05 mm 时, 增长速度较慢。随着围压的增大抗剪强度衰减效应越明显。0.05 mm 可作为安全筑坝与井下充填的界限粒径。

(3) 通过对不同分级条件下的江西某铜矿尾矿坝稳定性分析, 得出 60%分级到 90%分级安全系数下降缓慢, 90%分级到 100%分级安全系数下降明显加大。尾矿提粗分级比例越高, 坝体浸润线越低, 稳定性越差。

(4) 尾矿沉积关系模型和加权平均对内摩擦角的影响模型可以较为准确地估算粒径对坝体稳定性的影响, 从而提供了解决尾矿坝的安全筑坝与井下充填之间矛盾的建议分级比例方法, 对于其它类型尾矿坝的安全筑坝同样具有重要参考价值。

参考文献:

[1] XU B, WANG Y. Stability analysis of the Lingshan gold mine

tailings dam under conditions of a raised dam height[J]. Bulletin of Engineering Geology & the Environment, 2015, 74(1): 151 - 161.

[2] RICO M, BENITO G, SALGUEIRO A R, et al. Reported tailings dam failures: a review of the European incidents in the worldwide context[J]. Journal of Hazardous Materials, 2008, 152(2): 846 - 852.

[3] BELKHATIR M, SCHANZ T, ARAB A. Effect of fines content and void ratio on the saturated hydraulic conductivity and undrained shear strength of sand-silt mixtures[J]. Environmental Earth Sciences, 2013, 70(6): 2469 - 2479.

[4] PROSKIN S, SEGO D, ALOSTAZ M. Freeze-thaw and consolidation tests on Suncor mature fine tailings (MFT) [J]. Cold Regions Science & Technology, 2010, 63(3): 110 - 120.

[5] 徐宏达. 上游式尾矿坝的沉积规律[J]. 中国矿山工程, 2003, 32(5): 40 - 43. (XU Hong-da. The law of deposition about upstream tailings dam[J]. China Mine Engineering, 2003, 32(5): 40 - 43. (in Chinese))

[6] 刘俊生, 王勇升. 尾矿级配特征和渗透性关系研究[J]. 有色金属科学与工程, 1995, 9(3): 42 - 46. (LIU Jun-sheng, WANG Yong-sheng. Relationship between character of tailing gradation and permeability[J]. Nonferrous Metals Science and Engineering, 1995, 9(3): 42 - 46. (in Chinese))

(责编: 明经平)

DOI: 10.11779/CJGE2019S1038

化学电渗法加固软基位移场观测透明土模型试验

孔纲强, 刘大鹏, 傅钧义, 周 杨, 文 磊

(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)

摘 要: 化学电渗法是通过电极添加化学溶液以提高电渗效率、增强加固效果的新技术。基于新型透明黏土材料和 PIV 技术, 开展化学电渗法加固软基透明土模型试验, 可视化观测土体内部位移场、排水量等变化规律; 着重分析了电压梯度、电渗时长、以及化学溶液浓度等因素对软基加固效果的影响规律。研究表明: 本文试验条件下, 电压梯度每增大 0.2 V/cm, 电流峰值平均增大 35%, 排水速率峰值平均增大 30%; 加入化学溶液能降低 40% 的有效电阻, 试剂浓度每增大 0.5 mol/L, 排水速率峰值平均增幅为 25%。

关键词: 软基处理; 化学电渗法; 透明黏土; 位移场; 模型试验

中图分类号: TU472.5

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)S1-0149-04

作者简介: 孔纲强(1982—), 男, 浙江磐安人, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事能源地下结构、透明土试验技术等方面的教学与研究工作。E-mail: gqkong1@163.com。

Transparent model tests on displacement field measurement of soft ground reinforcement by electro-osmotic chemical method

KONG Gang-qiang, LIU Da-peng, FU Jun-yi, ZHOU Yang, WEN Lei

(Key Laboratory of Ministry of Education for Geomechanics and Embankment Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China)

Abstract: Chemical electro-osmosis is one of new technologies to increase the electro-osmotic efficiency and enhance the reinforcing effects by adding chemical solution through the electrode. Based on one new transparent clay material and PIV technology, model tests on the soft ground reinforcement by chemical electro-osmosis method are carried out. The internal displacement field and drainage are measured, and the reinforcement effects influenced by voltage gradient, electro-osmotic duration, chemical solution concentration, and other factors are discussed and analyzed. Under this model test condition, the results show that the current peak value increases by about 35%, and the drainage rate increases by about 30% under every 0.2 V/cm increase of the voltage gradient. The addition of chemical reagent can reduce the effective resistance by 40%. Every 0.5 mol/L increase in the concentration of the reagent, the average increase in the peak rate of the drainage rate is 25%.

Key words: soft ground treatment; electro-osmotic chemical method; transparent clay; displacement field; model test

0 引 言

电渗法加固软基具有加固效率高、效果好等优点, 而逐渐成为国内外相关学者的研究热点问题之一^[1,2]; 但是, 目前该技术方法仍存在耗电量、加固效果不均匀、电渗后期电极附近气泡聚集而导致效率降低等一些技术经济性问题^[3]。化学电渗法, 即通过在电渗过程中掺入化学溶液(CaCl₂或Na₂SiO₃溶液)以加速电渗速率、加固土体、协调土体加固效果均匀性等功能, 也为电渗法加固软基提供了一种新的思路^[4]。相关学者针对化学溶液种类、电极反转等影响化学电渗法软基加固效果开展了系列研究, 并取得了一些有益的成果^[5-6]; 然而, 化学电渗法加固软基过程中土体内部位移场等方面的研究仍相对较少。

近年来, 基于透明土材料和 PIV 图像处理技术的

透明土模型试验方法^[7-8], 为全过程、可视化观测化学电渗法加固软基效果提供了技术支撑。目前配制透明黏土的材料主要有无定形二氧化硅、Laponite RD、Carbopol Ultrez 10 等材料^[9]。笔者开展了透明砂土中常水头渗透试验和电渗法处治砂土地基中土体位移场或渗流场的变化规律^[10], 初步验证了基于透明土材料开展电渗法加固土体全过程研究方法的可行性。然而, 电渗法加固技术毕竟主要针对软弱土地基, 因此, 寻求基于透明黏土的电渗法加固效果、以及化学溶液对电渗效果的影响研究, 显得尤为必要。

综上所述, 本文基于 Carbopol Ultrez 10 材料配制成的新型透明黏土材料和 PIV 图像处理技术, 开展化

基金项目: 国家自然科学基金项目(51478165)

收稿日期: 2019-04-29

学电渗法加固软基透明土模型试验, 可视化观测土体内部位移场、排水量等变化规律; 着重分析化学溶液浓度、电压梯度、电渗时长等因素对软基加固效果的影响规律; 通过与化学电渗法加固天然黏土试验结果的对比分析, 验证利用透明黏土材料模拟天然黏土的可行性和可靠性; 为化学电渗法加固软基设计、计算与应用提供技术支撑。

1 模型试验概况

1.1 试验装置

透明黏土材料由 Carbopol Ultrez 10 配制而成, 渗透系数 ($10^{-6} \sim 10^{-7} \text{ cm/s}$) 与天然海相软黏土相近, 详细物理力学特性见参考文献[9]。透明模型槽上设置两个排水板和排水阀门, 排水板上每平方厘米设置一个直径 5 mm 的排水孔; 具体尺寸如图 1 所示。电极采用热镀锌电焊铁丝网, 网孔为 $9 \text{ mm} \times 9 \text{ mm}$ 的方格。电势测针采用直径为 2 mm、长度为 25 cm 的不锈钢棒。直流稳压为 $0 \sim 60 \text{ V}$ (精度为 0.1 V), 可调输出电流为 $0 \sim 5 \text{ A}$ (精度为 0.01 A)。在电极和电势测针之间安装数显电压表, 量程为 $0 \sim 33.00 \text{ V}$, 精度为 $\pm 3\%$ 。阻尼式隔振光学平台、数码相机相关参数见参考文献[7]。

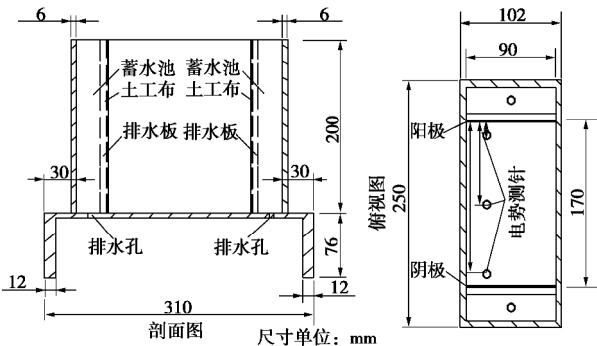


图 1 模型试验布置及尺寸示意图

Fig. 1 Layout and dimensions of model tests

1.2 模型试验步骤

(1) 透明土试样制配及电极布置。首先, 将电极、土工布和排水板一同插入模型槽两端卡槽中; 接着, 将透明土分层装入模型槽中; 然后, 将含有试样的模型槽放置在真空桶中进行抽真空, 待真空度保持不变之后关闭气阀, 保持真空 8 h 左右; 最后, 抽真空完成后再静置 2~3 h。

(2) 测试仪器连接与检查。连接并检查模型槽、直流电源、数显电压表、CCD 相机等仪器设备的连接状态与工作性能。将试样两端的电极连接到直流电源的正、负极上。插入电势测针, 电势测针上、下端都有卡槽固定, 防止电渗过程的位移过大带动电势测针

移动。

(3) 透明土模型试验。调整 CCD 相机位置并设定每隔 5 min 定时拍摄一次; 打开直流电源开关, 打开阴极排水孔水阀门并用软管接通到量筒中; 将配制好相应浓度的化学溶液按需要体积注入到设计位置。

(4) 试验结束标准。参照设计规范, 当排水速率小于 5 mL/h 时, 停止试验, 完成试验测试。

(5) 数据及图像处理与分析。采用 PIV 图像处理技术对试验过程中土体位移场的变化规律进行分析; 对试验过程中排水量、排水速率、电渗透系数等电渗特性进行系统分析。

1.3 工况设计

为了探讨电压梯度、电渗时长以及化学溶液浓度等因素对化学电渗法加固软基效果的影响, 本文设计的具体试验工况见表 1 所示。

表 1 模型试验工况

Table 1 Model test conditions

编号	输出电压 /V	电压梯度 /(V·cm ⁻¹)	试剂及浓度/(mol·L ⁻¹)		注液管 位置
			CaCl ₂	Na ₂ SiO ₃	
A1—A2	10.2/13.6/17.0	0.6/0.8/1.0	—	—	—
B1—B2	13.6	0.8	—	—	—
C1—C3	13.6	0.8	0.5/1.0/1.5	—	阳极
D1—D2	13.6	0.8	0.5	0.5	阳极

1.4 与化学电渗法加固天然黏土试验结果对比验证

将本文基于透明黏土的化学电渗法加固土体试验与化学电渗法加固天然黏土^[6]的试验结果进行对比, 排水速率与时间关系对比曲线如图 2 所示。由图 2 可见, 尽管在 7~100 h 期间变化规律存在一定的差异, 但是试验初期 (0~7 h) 和后期 (大于 100 h), 两者的数值与规律均比较相近。考虑到模型试验本身的局限性, 且试验结果主要作为定性分析, 一定程度上说明本文采用透明黏土模拟天然黏土的化学电渗法加固土体试验, 在技术方法上是可行的。

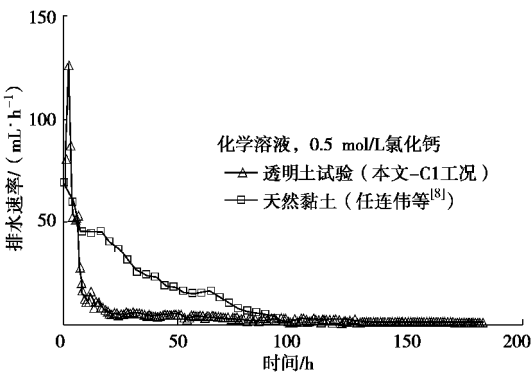


图 2 透明黏土和天然黏土中排水速率与时间关系曲线

Fig. 2 Comparison curves on drainage rate versus time for both transparent clay and natural clay

2 试验结果与分析

2.1 电压梯度的影响规律分析

不同电压梯度对排水速率以及电渗透系数的影响规律分别如图 3 (a), (b) 所示。由图 3 (a) 可见: 总排水量随时间变化而逐渐增加, 排水速率呈非线性衰减, 并最终趋于一个稳定值, 且在试验初期 (2.5 h) 排水速率达到峰值; 电压梯度每增大 0.2 V/cm, 排水速率峰值平均增大 30%, 这与天然黏土电渗试验规律类似。由此证明, 本文所采用的透明黏土材料用以模拟天然黏土电渗试验是可行的。由图 3 (b) 可见, 在不同的电压梯度下, 电渗透系数在电渗开始时迅速增大, 在 2.5 h 时达到峰值, 之后递减, 可以明显地看出电压梯度并不影响整体的电渗透系数变化规律。但是, 当电渗梯度为 0.8 V/cm 时, 电渗透系数达到最大。电渗过程中电流、有效电势、排水速率峰值及电渗透系数均在电渗初期 (2.5 h) 达到最大值, 说明电流、有效电势及电渗透系数具有一致性。

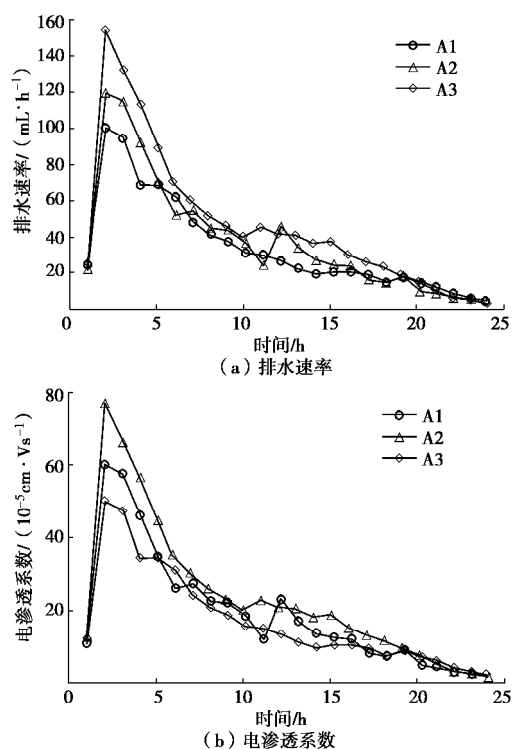


图 3 电压梯度影响规律曲线

Fig. 3 Curves of influence under different voltage gradients

电能损耗是电渗试验的重要参考指标, 图 4 为不同电压梯度的能耗系数随时间变化曲线。由图 4 可见, 电压梯度越大, 能耗系数越大; 电压梯度每增大 0.2 V/cm, 能耗系数平均增大 20%; 即排出相同体积的水, 电压大的情况下消耗的能量更多; 电压过大虽然排水速率加快, 但是能量损耗严重不经济。而从计算所得效率因子来看, 电压梯度为 0.8 V/cm 的效率因子一直

略大于另两组工况, 即该工况电渗排水效率更高。该结果与文献[8]中天然黏土的结果类似。电压梯度的增加, 可以有效地增强电渗效果但是却会对能耗有影响。

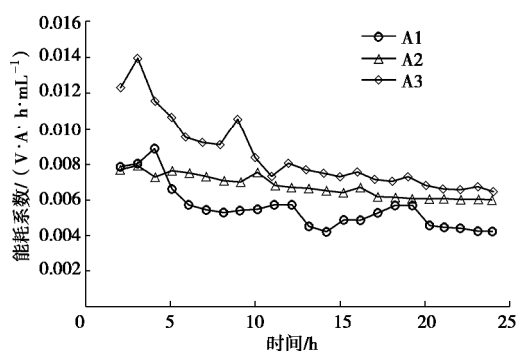


图 4 不同电压梯度的能耗系数随时间变化曲线

Fig. 4 Energy consumption coefficients with time under different voltage gradients

2.2 电渗时长的影响规律分析

根据电压梯度对透明黏土电渗试验中能耗系数的变化, 设计 A2、B1、B2 三组工况 (电压梯度为 0.8 V/cm) 分别设置电渗时长为 24, 36, 48 h; 随着电渗时间增长, 各个参数变化规律在 24 h 内基本一致, 不同点在土体电阻和有效电阻在后期增大速率降低, 能耗系数在 25 h 后有增大趋势 (见图 5), 排水能耗基本用于电阻发热, 不经济。因此电渗时间不宜过长, 结束试验时间点, 建议选择排水速率小于 5 mL/h 的时刻。

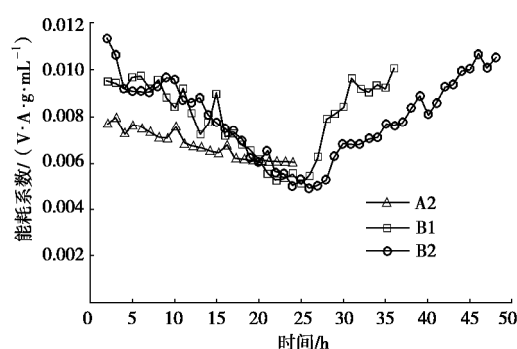


图 5 能耗系数与电渗时长关系曲线

Fig. 5 Curves of energy consumption versus electro-osmotic time

2.3 试剂浓度的影响规律分析

不同试剂浓度情况下, 排水速率随时间变化曲线如图 6 所示。由图 6 可知, 试剂浓度每增大 0.5 mol/L, 排水速率峰值平均增幅为 25%, 且在 2.5 h 和 6 h 时分别达到峰值。由此说明, 试剂浓度的增大可提高电渗排水效率, 缩短电渗处理时长。水属于极性分子, 电渗过程中阳离子携带水分子在电场作用下汇集到阴极形成排水, 水化阳离子迁移量代表了电渗作用的强度, 试剂浓度的越高, 土样中的阳离子越多, 电渗作用也

就越强。

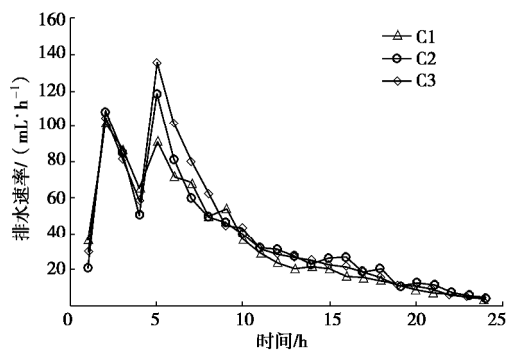


图6 化学溶液浓度对排水速率的影响规律

Fig. 6 Curves of drainage rate versus reagent concentrations

3 结 论

本文基于透明黏土材料和PIV技术,开展了化学电渗法加固软基模型试验,可以得到如下几点结论:

(1)透明黏土材料能较好地模拟天然黏土的渗透特性,化学电渗试验结果与天然黏土的相关试验结果规律一致。本文试验条件下,排水速率小于5 mL/h可以作为电渗试验终止标准;电压梯度每增大0.2 V/cm,总排水量增大30%、排水速率峰值平均增大30%;电压梯度增大会导致能耗的增加,选用0.8 V/cm电梯度能较充分利用电能,提高能耗效率。

(2)在电渗过程中加入化学溶液,本文试验条件下,试剂浓度每增大0.5 mol/L,排水速率峰值平均增幅为25%;与传统电渗法相比,加入化学溶液能提高总排水量约35%。

(3)本文试验条件下,加入化学溶液会增大40%的竖向位移速率;试验后期土体从阳极到阴极的位移愈发明显。

参考文献:

- [1] 李一雯,周建,龚晓南,等.电极布置形式对电渗效果影响的试验研究[J].岩土力学,2013,34(7):1972-1978. (LI Yi-wen, ZHOU Jian, GONG Xiao-nan, et al. Experimental research on influence of electrode array on electroosmotic effect[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, 34(7): 1972-1978. (in Chinese))
- [2] 陶燕丽,周建,龚晓南,等.基于杭州软土的电渗迁移过程试验研究[J].中南大学学报(自然科学版),2018,49(2):448-453. (TAO Yan-li, ZHOU Jian, GONG Xiao-nan, et al. Experimental study on transport process of electro-osmosis based on Hangzhou soft soil[J]. Journal of Central South University (Science and Technology), 2018, 49(2): 448-453.

(in Chinese))

- [3] 周昌,胡新丽,徐楚,等.基于电磁驱动的滑坡模型水分迁移理论及试验研究[J].岩土力学,2018,39(9):1001-1008. (ZHOU Chang, HU Xin-li, XU Chu, et al. Theory and experimental study of moisture migration of landslide model test based on electromagnetic drive[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, 39(9): 1001-1008. (in Chinese))
- [4] OU C Y, CHIEN S C, LEE T Y. Development of a suitable operation procedure for electroosmotic chemical soil improvement[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2012, 139(6): 993-1000.
- [5] CHIEN S C, TENG F C, OU C Y. Soil improvement of electroosmosis with the chemical treatment using the suitable operation process[J]. Acta Geotechnica, 2015, 10(6): 813-820.
- [6] 任连伟,肖扬,孔纲强,等.化学电渗法加固软黏土地基对比室内试验研究[J].岩土工程学报,2018,40(7):1247-1256. (REN Lian-wei, XIAO Yang, KONG Gang-qiang, et al. Laboratory tests on soft ground improvement by chemical electro-osmosis method[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, 40(7): 1247-1256. (in Chinese))
- [7] KONG G Q, CAO Z H, ZHOU H, et al. Analysis of pile under oblique pullout load using transparent soil models[J]. Geotechnical Testing Journal, ASTM, 2015, 38(5): 725-738.
- [8] 孔纲强,刘璐,刘汉龙,等.透明砂土变形特性三轴试验研究[J].岩土工程学报,2013,35(6):1140-1146. (KONG Gang-qiang, LIU Lu, LIU Han-long, et al. Triaxial tests on deformation characteristics of transparent glass sand[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(6): 1140-1146. (in Chinese))
- [9] 孔纲强,周杨,刘汉龙,等.新型透明黏土制配及其物理力学特性研究[J].岩土工程学报,2018,40(12):2208-2214. (KONG Gang-qiang, ZHOU Yang, LIU Han-long, et al. Study on new transparent clay manufacture and its physical and mechanical properties[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, 40(12): 2208-2214. (in Chinese))
- [10] 孔纲强,孙学瑾,刘汉龙,等.孔隙液体对透明土渗透特性影响对比试验[J].水利学报,2017,48(11):1303-1310. (KONG Gang-qiang, SUN Xue-jin, LIU Han-long, et al. Contrast experiments on permeability of transparent soil influenced by pore fluids[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2017, 48(11): 1303-1310. (in Chinese))

(责编:明经平)

DOI: 10.11779/CJGE2019S1039

复合地基侧向开挖上覆荷载影响规律离心机试验研究

李连祥^{1,2}, 季相凯^{1,2}, 刘嘉典^{1,2}, 贾斌^{1,2}

(1. 山东大学基坑与深基础工程技术研究中心, 山东 济南 250061; 2. 山东大学土建与水利学院, 山东 济南 250061)

摘 要: 进行了三组临近复合地基开挖的离心机模型试验, 对比分析了相同开挖工况、不同上覆荷载下的桩轴力、桩侧摩阻力、桩土应力比以及桩弯矩的变化规律。结果表明, 当复合地基上覆荷载增加时: ①桩轴力及其因开挖产生的增量明显增大, 桩侧摩阻力数值增大, 但方向不变; ②桩土应力比及其增量明显增大, 其变化趋势与桩轴力曲线一致; ③各级开挖工况下的桩体弯矩也会相应增加, 而且随着与基坑距离的增加, 弯矩值逐渐变小, 荷载的影响也逐渐降低; ④随着复合地基上覆荷载的增加, 高应力水平下的桩间土更容易受到临近基坑开挖的扰动, 荷载更多地向刚性桩转移, 桩轴力增加, 同时伴随着更大的桩体弯矩, 进而加快桩体的破坏趋势。研究成果可为既有复合地基临近基坑开挖支护设计提供参考。

关键词: 复合地基; 悬臂开挖; 离心模型试验; 桩体内力

中图分类号: TU473; TU411

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)S1-0153-04

作者简介: 李连祥(1966—), 男, 河北人, 博士, 教授, 硕导, 从事岩土工程研究。E-mail: jk_doctor@163.com。

Centrifugal model tests on lateral mechanical properties of composite foundation under different additional loads

LI Lian-xiang^{1,2}, JI Xiang-kai^{1,2}, LIU Jia-dian^{1,2}, JIA Bin^{1,2}

(1. Research Center of Foundation Pit and Deep Foundation Engineering, Shandong University, Jinan 250061, China; 2. School of Civil and Hydraulic Engineering, Shandong University, Jinan 250061, China)

Abstract: Three centrifugal model tests are carried out, and the axial force of piles, side friction resistance, pile-soil stress ratio and moment of piles under different loads are compared. The test results show that when the additional loads on the composite foundation increase: (1) The axial force of piles and the increments caused by the excavation increase obviously, and the value of pile side friction increases under the same direction. (2) The pile-soil stress ratio and its increment obviously increase. (3) The bending moment of piles under the excavation conditions increases correspondingly, and the effect of the load is gradually reduced as the distance from the foundation pit increases. (4) With the heavier additional load, the soil between piles is more susceptible to the disturbance of the excavation, and the load is more transferred to the rigid pile, so the axial force of piles increases, with the larger bending moment of piles, the demolition tendency of the piles is accelerated. The conclusions can provide reference for the design of retaining structures adjacent to the existing composite foundation, and the lateral displacement of the composite foundation should be strictly controlled.

Key words: composite foundation; cantilever excavation; centrifugal test; internal force of pile

0 引 言

新建基坑的开挖使临近的复合地基产生侧向卸荷作用, 造成较大的地基变形与桩土间的应力重分布, 影响原有建筑的安全^[1]。不同既有建筑间的荷载差异影响着复合地基内部的应力场和位移场, 使两者间的相互作用更加复杂, 难以进行归一化分析。

现阶段的研究大多局限于数值分析^[2-4], 缺乏试验的有效验证, 往往忽略了上覆荷载这一关键变量的作用。如余旭等^[2]利用 ABAQUS 建立 5×5 的简化 CFG 桩复合地基模型, 并在一侧进行基坑开挖, 但仅研究了

间距和挖深的影响, 并未涉及上覆荷载。李连祥教授针对支护结构紧邻复合地基的基坑工程开展深入研究^[5-7], 在离心机试验方面取得了较大的进展: 掌握了置换率对复合地基竖向力学性状的影响规律^[6]以及对复合地基侧向力学性状随临近基坑开挖的变化规律^[7]。

基金项目: 国家自然科学基金项目(51508310); 山东省优秀中青年科学家科研基金项目(BS2013SF024); 济南市科技计划项目(201201145)

收稿日期: 2019-04-29

***通讯作者** (E-mail: jpaean@163.com)

因此,本文在文献[5~7]的基础上开展了三组临近复合地基开挖的离心机模型试验,对比分析了开挖过程中,不同上覆荷载情况下的桩轴力、侧摩阻力、桩土应力比和桩弯矩受土体侧移影响的变化规律。

1 离心模型试验概况

本文试验设计方案与步骤以文献[5~7]为基础,将试验分成3组:无载、180 kPa 与 240 kPa 加载。三组试验除上覆荷载不同外,其余参数相同,详见表 1。

表 1 试验模型参数

Table 1 Parameters of centrifugal model tests			
试验组	Test 1	Test 2	Test 3
上覆荷载	0kPa	180kPa	240kPa
模型尺寸	高度 650 mm, 长度 850 mm, 宽度 400 mm		
基桩参数	桩径 20 mm, 桩长 350 mm, 桩间距 80 mm		
挡墙参数	高度 550 mm, 宽度 400 mm, 厚度 9.5 mm		
开挖深度	依次挖深 60 mm (Step1), 80 mm (Step2), 110 mm (Step3)		

试验中以气囊加载装置分级施加附加均布荷载,采用福建标准砂模拟地基土,采用铝合金 6061 板模拟基坑支护桩,铝合金 6061 管模拟复合地基刚性桩^[5-7]。

2 试验结果分析

现将模型中的各参数通过离心机的相似比 1:40 换算为实际情况下的单位制,便于观察与比较。

2.1 桩轴力

如图 1 所示,各组试验的的轴力监测桩距基坑 9.6 m 远的位置。定义桩轴力受压为正,受拉为负。

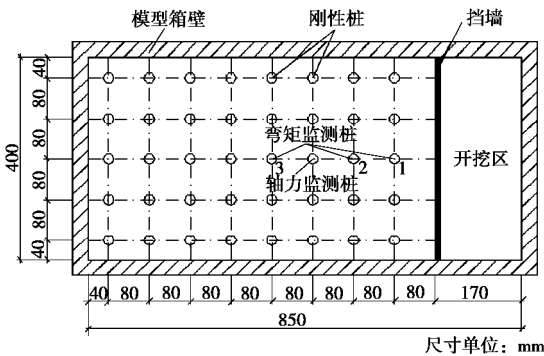


图 1 地基模型图
Fig. 1 Foundation model

图 2 中的 Step0 表示基坑开挖前的状态, Step1, 2, 3 表示临近基坑的各个开挖工况,下文亦然。可以发现:因基坑开挖而引起的刚性桩的轴力增量大致沿深度先增大后减小,且随开挖递增明显。其次随着开挖的进行,桩轴力的最大值所在的位置在同一荷载下并没有发生较大的改变。现将桩轴力因开挖而引起最大增量列于表 2 中,容易发现,在同级开挖工况中,附加荷载越大,复合地基桩轴力的增量也越大;其中

对比 test2 和 test3 试验,发现荷载增加 60 kPa 后,开挖完成后的最大桩轴力增加了约 26%左右。因此,在承受较高附加荷载的复合地基的临近处开挖基坑时,应该着重注意因开挖造成的桩轴力增加而对桩产生的压缩破坏。

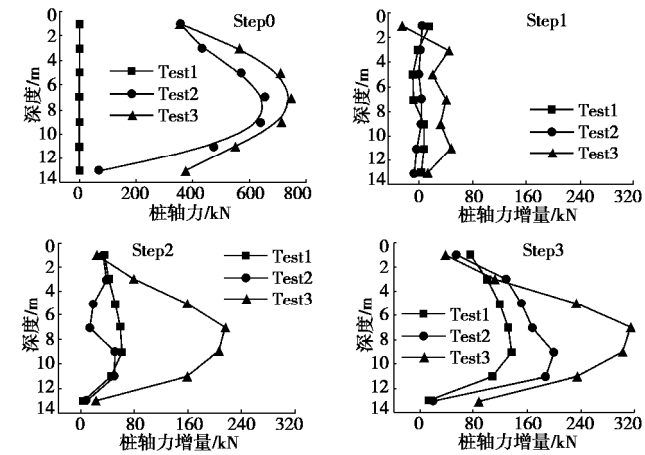


图 2 复合地基桩轴力及增量

Fig. 2 Change of axial force of piles in composite foundation with excavation

表 2 桩轴力最大值的深度及其随开挖产生的增量

试验组	Test 1	Test 2	Test 3
轴力最大值所在深度	9 m	8 m	7 m
第一次开挖最大增量	3.31 kN	7.10 kN	39.40 kN
第二次开挖最大增量	61.10 kN	50.32 kN	215.71 kN
第三次开挖最大增量	136.78 kN	200.61 kN	314.10 kN

2.2 侧摩阻力

定义侧摩阻力向上为正,通过插值求导的办法,利用测得的桩轴力曲线计算出桩侧摩阻力^[5],结果如图 3 所示。

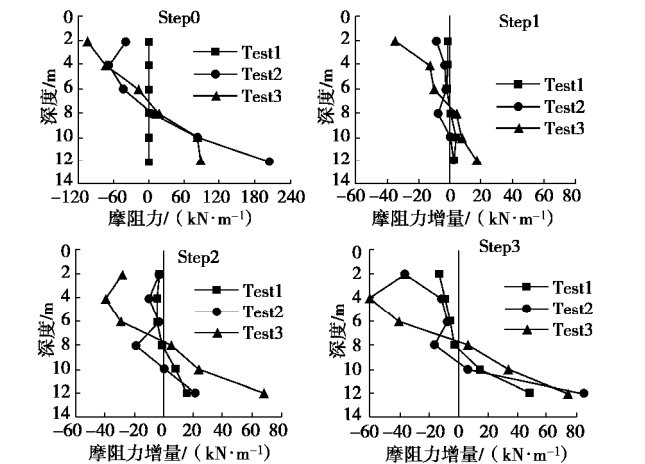


图 3 复合地基桩侧摩阻力及增量

Fig. 3 Change of side friction resistance of piles in composite foundation with excavation

对比图 3 中因开挖引起的摩阻力的增量,可以发现不管有无附加荷载,开挖基本上都会引起桩体的摩阻力数值的增大。利用赵明华的荷载传递理论^[8],可

作如下解释: 基坑开挖, 使得上部桩土之间的差异沉降增大, 负摩阻增加; 同时荷载向桩转移, 桩的整体沉降增大, 桩下部的正摩阻力也随之增大。荷载越大, 土体的原有应力水平越高, 越容易受到开挖影响, 加大桩土之间的差异沉降; 因此附加荷载为 240 kPa 时的桩侧摩阻力因开挖而产生更大的扰动, 约占未开挖前的 35.58%, 远大于 180 kPa 时的 17.91%。

2.3 桩土应力比

根据李连祥的推导公式^[5], 计算了桩土应力比, 并将其随开挖的变化规律绘制成图 4。

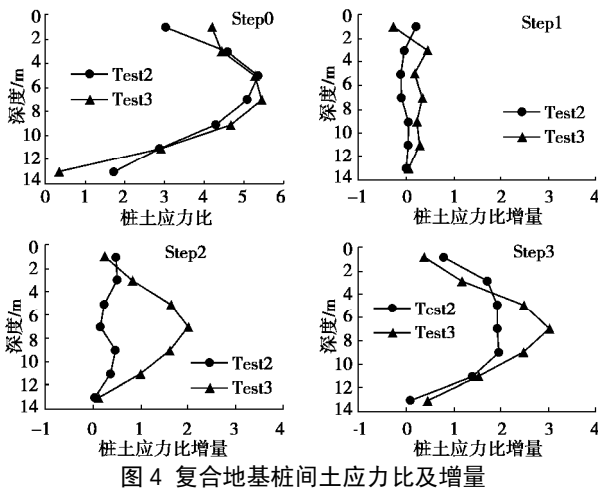


Fig. 4 Change of pile-soil stress ratio in composite foundation with excavation

可以发现: 桩土应力比增量的变化趋势与桩轴力增量曲线相似; 新建基坑的开挖, 造成地基内土体随支护结构产生侧移, 上覆荷载从土体向桩体转移, 并随着开挖的进行, 转移比例越大。附加荷载增大后, 桩土应力比因开挖引起的增量也随之增大, 开挖完成后, 最大增幅从 1.9 变成 3.0。这表明, 当复合地基上覆附加荷载较大时, 桩间土应力值较大, 桩间土体更容易受到开挖的影响发生扰动, 使得荷载更多地向刚性桩转移, 这可能会加强桩的压缩破坏趋势。

2.4 桩弯矩

如图 1 所示, 各组试验中, 弯矩监测桩距离基坑分别为 3.2 m (#1), 6.4 m (#2), 12.8 m (#3)。定义向坑内挠曲为正, 加载前各桩弯矩为零。

图 5 为 #1 桩的弯矩随着开挖的变化规律。可以发现: 在第二、三次开挖中, 除无载复合地基依旧为弓形外, 其余两组有载复合地基中桩的上部都产生了较大的负弯矩, 其数值与桩下部的正弯矩数值大小相当。这是由于在荷载作用下, 加剧了复合地基因开挖引起的沉降, 桩向上刺入褥垫层, 同时桩体与褥垫层的相对位移较大, 桩顶受到褥垫层和加载气囊 (实际工程中为基础) 的约束作用, 进而在桩的上部产生负弯矩。同时对比 Test2 和 Test3 发现, 上覆荷载越大, 桩的弯

矩值也越大, 桩顶的约束作用也越强。

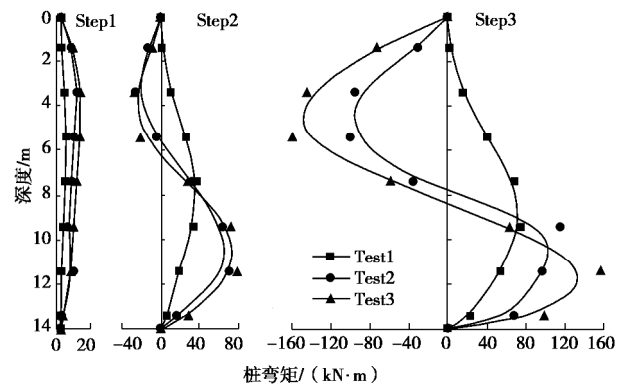


图 5 复合地基 #1 桩弯矩随开挖变化规律

Fig. 5 Change of bending moment of No.1 pile in composite foundation with excavation

图 6 为 #2 桩的弯矩变化规律, 由图 6 可见, 有载复合地基在第二、三次开挖中呈现马鞍形。究其原因, 大抵是距基坑较远, 桩土之间的差异沉降与相对水平位移减少, 但桩顶处的约束依然存在; 第二、三次开挖进一步促进复合地基桩间土对于桩的作用, 而坑底之下土体对桩的位移约束越发明显。此外, 由于此时距离基坑较远, 基坑开挖引起此处复合地基的侧移量较小, 因此相对 #1 桩来说, #2 桩弯矩值大幅减小。而且因荷载变化而产生的最大弯矩值之差小于 10 kN/m, 远小于 #1 桩两组有载试验弯矩差, 后者最大可达 50 kN/m。

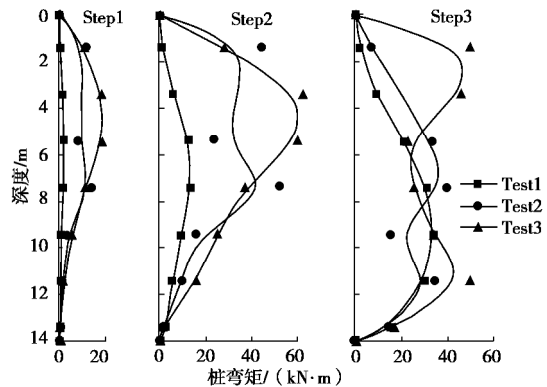


图 6 复合地基 #2 桩弯矩随开挖变化规律

Fig. 6 Change of bending moment of No. 2 pile in composite foundation with excavation

图 7 中为距离基坑更远的 #3 桩的弯矩变化规律。因为其受基坑开挖产生的影响较小, 弯矩值大幅减小, 三组试验开挖完成后的最大弯矩值约为同等工况下 #1 桩的最大弯矩值的 15.34%, 39.82%, 28.96%。同时, 由于此处的桩土之间的沉降差异较小, 桩顶与褥垫层的相对位移也较小, 因此桩顶受到的约束几乎为零。而且两组有载试验的弯矩变化曲线几乎重合, 结合 #1, #2 桩的弯矩变化, 表明此时荷载的相对大小对桩弯矩影响程度随距离增加而迅速减小。

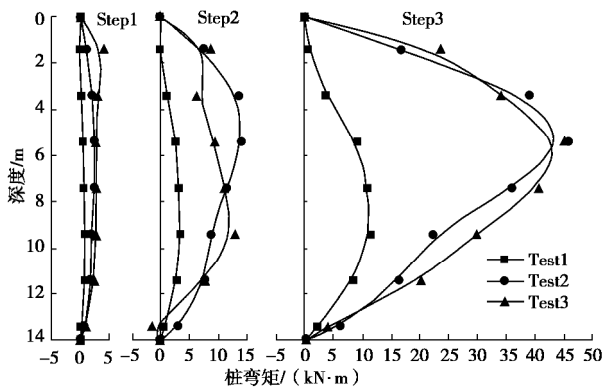


图7 复合地基#3桩桩弯矩随开挖变化规律

Fig. 7 Change of bending moment of No. 3 pile in composite foundation with excavation

3 结 论

通过三组临近复合地基开挖的离心机模型试验,对比分析了不同荷载下复合地基中刚性桩与桩间土的各内力受开挖影响的变化规律,可为此类工程提供指导和参考。主要结论如下:

(1) 桩轴力因开挖而发生的增量沿深度先增大后减小,且随开挖而递增得越发显著;桩侧摩阻力上部为负下部为正,开挖只会增大其摩阻力值;且上覆荷载越大,桩轴力及摩阻力随开挖的变化幅度也越大。

(2) 当存在上覆荷载时,桩土应力比曲线与桩轴力曲线相似,其值随着开挖而不断增大;且附加荷载越大,桩土应力比增量越大,因开挖而向刚性桩转移的荷载也越多。

(3) 随着开挖的进行,各荷载下的桩体弯矩均相应增大,且附加荷载越大、距基坑越近,弯矩增大越明显;同时由于桩刺入褥垫层以及桩与褥垫层的相对水平位移,附加荷载对桩顶存在一定的约束作用,近基坑桩存在负弯矩;此外,距离基坑越远,附加荷载的相对大小对桩弯矩的影响程度和约束作用越小。

(4) 复合地基上覆荷载较大时,由于原有的桩间土应力水平相对较高,桩间土体更容易受到开挖的影响,使得荷载更多地向刚性桩转移,桩轴力增加;同时较大的土体侧移使桩体产生更大的弯矩,这使得刚性桩受到开挖影响而发生破坏的可能性增大。

参考文献:

[1] 李连祥,张海平,徐帮树,等.考虑CFG复合地基对土体侧向加固作用的基坑支护结构优化[J].岩土工程学报,2012,34(增刊):500-506. (LI Lian-xiang, ZHANG Hai-ping, XU Bang-shu. Optimization of excavation supporting structure considering lateral reinforcement effect

of CFG composite foundation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(S0): 500 - 506. (in Chinese))

- [2] 余旭,邹燕.基坑开挖对临近建筑物CFG桩复合地基的影响分析[J].安徽建筑大学学报,2015,23(5):16-21. (YU Xu, ZOU Yan. Influence of adjacent CFG pile composite foundation due to excavation[J]. Journal of Anhui Jianzhu University, 2015, 23(5): 16 - 21. (in Chinese))
- [3] LIYANAPATHIRANA D S, NISHANTHAN R. Influence of deep excavation induced ground movements on adjacent piles[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2016, 52(2): 168 - 181.
- [4] 张景尧,乔京生,梁乐杰.土体侧向位移对周边复合地基力学性状影响研究[J].土工基础,2013,27(3):89-92. (ZHANG Jing-yao, QIAO Jing-sheng, LIANG Le-jie. Impact of the soil lateral displacement on the performance of the adjacent composite ground[J]. Soil Engineering and Foundation, 2013, 27(3): 89 - 92. (in Chinese))
- [5] 李连祥,符庆宏.临近基坑开挖复合地基侧向力学性状离心试验研究[J].土木工程学报,2017,50(6):85-94. (LI Lian-xiang, FU Qing-hong. Centrifugal test study on lateral mechanical properties of composite foundation adjacent to foundation pit excavation[J]. China Civil Engineering Journal, 2017, 50(6): 85 - 94. (in Chinese))
- [6] 李连祥,黄佳佳,符庆宏,等.不同置换率复合地基力学性状附加荷载影响规律离心试验研究[J].岩土力学,2017,38(增刊1):131-139. (LI Lian-xiang, HUANG Jia-jia, FU Qing-hong, et al. A centrifugal test study on the influence of additional loads on mechanical properties of composite foundations with different displacement rates[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, 38(S1): 131 - 139. (in Chinese))
- [7] 李连祥,黄佳佳,成晓阳,等.刚性桩复合地基与临近基坑支护结构相互影响的离心模型试验[J].岩石力学与工程学报,2017,36(增刊2):4142-4150. (LI Lian-xiang, HUANG Jia-jia, CHENG Xiao-yang, et al. Centrifugal model test of interaction between rigid pile composite foundation and adjacent foundation pit supporting structure[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2017, 36(S2): 4142 - 4150. (in Chinese))
- [8] 赵明华,贺炜,曹文贵.基桩负摩阻力计算方法初探[J].岩土力学,2004,25(9):1442-1446. (ZHAO Ming-hua, HE Wei, CAO Wen-gui. Study on calculation method of friction of piles[J]. Rock and Soil Mechanics, 2004, 25(9): 1442 - 1446. (in Chinese))

(责编:明经平)

DOI: 10.11779/CJGE2019S1040

断丝 PCCP 管道外贴 CFRP 修复足尺模型试验研究

翟科杰¹, 方宏远^{2,4,5}, 付兵³, 王复明^{1,2,4,5}, 胡本月^{2,4,5}, 雷新海⁶

(1. 中山大学土木工程学院, 广东 广州 510275; 2. 郑州大学水利与环境学院, 河南 郑州 450001; 3. 广东工业大学土木与交通工程学院, 广东 广州 510006; 4. 重大基础设施检测修复技术国家地方联合工程实验室, 河南 郑州 450001; 5. 水利与交通基础设施安全防护河南省协同创新中心, 河南 郑州 450001; 6. 郑州水务建筑工程股份有限公司, 河南 郑州 450002)

摘要: 断丝是目前预应力钢筒混凝土管 (Prestressed Concrete Cylinder Pipe, PCCP) 最为常见的一种病害, 如不及时加固, 极易造成爆管等事故。针对长距离 PCCP 输水管道难以停水维修问题, 提出了一种外贴碳纤维增强复合材料 (Carbon Fiber Reinforced Polymer, CFRP) 的维修方法。为了探究外贴 CFRP 修复断丝 PCCP 效果, 采用一根内径 2.8 m 的 PCCP 管道进行了内水压足尺试验。试验对修复前后 PCCP 结构应变响应进行了对比分析, 结果表明: 由于 CFRP “箍束” 作用, 修复后断丝区中间截面材料应变减小, 利于 PCCP 承压。

关键词: 碳纤维增强复合材料 (CFRP); 预应力钢筒混凝土管 (PCCP); 外贴修复; 足尺试验

中图分类号: TV332; TU528.73

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)S1-0157-04

作者简介: 翟科杰 (1991—), 男, 博士研究生, 主要从事混凝土结构修复加固研究。E-mail: zhai.kj@mail2.sysu.edu.cn。

CFRP wrapping to retrofit a deteriorated prestressed cylinder concrete pipe: full-scale experiments

ZHAI Ke-jie¹, FANG Hong-yuan^{2,4,5}, FU Bing³, WANG Fu-ming^{1,2,4,5}, HU Ben-yue^{2,4,5}, LEI Xin-hai⁶

(1. School of Civil Engineering, Sun Yat-sen University, Guangzhou 510275, China; 2. College of Water Conservancy & Environmental Engineering, Zhengzhou University, Zhengzhou 450001, China; 3. School of Civil and Transportation Engineering, Guangdong University of Technology, Guangzhou 510006, China; 4. National Local Joint Engineering Laboratory of Major Infrastructure Testing and Rehabilitation Technology, Zhengzhou 450001, China; 5. Collaborative Innovation Center of Water Conservancy and Transportation Infrastructure Safety, Henan Province, Zhengzhou 450001, China; 6. Zhengzhou Water Construction Project Limited by Share Ltd, Zhengzhou 450002, China)

Abstract: The prestressed concrete cylinder pipes (PCCPs) are often deteriorated due to rupture of prestressed steel wires. Such deteriorated PCCPs need to be retrofitted timely and effectively, otherwise they could suffer from explosion. An innovative retrofitting technique is therefore proposed, which is carbon fiber reinforced polymer (CFRP) wrapping outside the deteriorated PCCPs, and the retrofitting technique is especially suitable for the cases that shutting off water is impossible. In order to evaluate the effectiveness of the newly-proposed retrofitting technique for PCCPs, a full-scale PCCP of 2.8 m in inner diameter is tested under internal water pressure. The strains of PCCP structures are compared before and after the repair. It is found that the strains near the ruptured steel wires significantly decrease due to the presence of CFRP, which improves the operation of the PCCPs.

Key words: carbon fiber-reinforced polymer; prestressed steel cylinder concrete pipe; retrofitting; full-scale experiment

0 引言

预应力钢筒混凝土管 (PCCP) 是由混凝土管芯、预应力钢丝、钢筒、砂浆等材料组成的复合结构, 结构型式分为埋置式 (PCCPE) 和内衬式 (PCCPL) 两类^[1-2]。PCCP 在工程运用中主要受到内水压作用, 因此 Ross^[3]、McCall^[4]、Zarghamee^[5]和 Tremblay^[6]等学者曾对 PCCP 进行过内水压试验研究, 分析了 PCCP 在内压下各材料受力特征。

PCCP 管道在我国应用和研究起步较晚, 胡少伟等对南水北调超大口径 PCCP 管道混凝土管芯预存裂缝问题进行了研究, 探讨了预存裂缝对承载力的影响^[7];

基金项目: 国家重点研发计划项目 (2016YFC0802400); 河南省重大科技专项项目 (171100310100); 河南省教育厅高校科技创新人才计划项目 (19HASTIT043); 郑州大学优秀青年人才科研基金项目 (1621323001)

收稿日期: 2019-04-30

*通讯作者 (E-mail: 18337192244@163.com)

表 1 PCCP 几何尺寸

Table 1 Geometric dimensions of PCCPs

PCCP 内径 D_i /mm	管芯厚度 h_c /mm	钢丝直径 d /mm	钢筒直径 D_y /mm	钢筒厚度 t_y /mm	钢丝间距/mm
2800	200	7	2923	1.5	14.1

表 2 PCCP 材料性能参数

Table 2 The material parameter of PCCP

混凝土弹性模量 设计值 E_c /MPa	混凝土 强度 等级	砂浆弹性模量 设计值 E_m /MPa	砂浆 强度 等级	钢筒弹性 模量设计 值 E_y /MPa	钢丝弹性 模量设计 值 E_s /MPa	钢丝强度 设计值 f_{py} /MPa	钢筒强度设 计值 f /MPa	工作内压 /MPa
34500	C50	24165	C45	206000	205000	1110	215	0.8

窦铁生等采用了 BOTDA 和 FBG 光纤传感技术,在加压过程中连续测试 PCCP 管道各层结构响应^[8]。

然而, 由于各种因素影响, PCCP 管道预应力钢丝容易出现断裂现象, 如不进行修复, 在运行过程中可能发生爆管事故。PCCP 断丝修复方法主要包括后张预应力法、外包混凝土法、内部衬钢法等^[9]。随着纤维布在工程加固领域的广泛应用, 有学者提出使用纤维布对 PCCP 进行内衬加固。Lee 和 Karbhari^[10]通过 PCCP 截面试验, 研究了内衬 FRP 在外压和内压作用下的受力性能; Lee 和 Lee^[11]基于有限元方法, 分析了 CFRP 内衬层数、内衬角度、管道断丝数目等因素对 PCCP 的影响; 窦铁生等^[9]采用 2.6 m 内径 PCCP 进行了 CFRP 内衬修复足尺试验研究, 结果表明, 修复效果明显。

上述成果可对断丝 PCCP 管道进行有效修复, 但其在施工过程中需要中断输水进入管道施工, 对于一些不能停水或小口径的 PCCP 不能适用。因此, 本文提出在断丝 PCCP 外侧粘贴 CFRP, 拟对断丝管道进行不停输修复。并对一根内径为 2.8 m 的埋置式 PCCP 进行了足尺试验研究。对该 PCCP 进行 10%断丝, 加压到工作内压, 用以模拟实际工作状态中的 PCCP。之后进行泄压, 外贴两层 CFRP 修复, 再加压至工作状态, 对修复前后 PCCP 受力状态进行对比分析。为实际修复施工提供依据。

1 几何尺寸及材料参数

本次试验选用内径为 2.8 m 的埋置式预应力钢筒混凝土管 (PCCPE), 该管按照《预应力钢筒混凝土管》(GB/T 19685—2005)^[12]和《Design of Prestressed Concrete Cylinder Pipe》(ANSI/AWWA C304—2014)^[1]制作而成。其几何尺寸及材料性能参数见表 1 和表 2。几何尺寸及材料性能参数均为 PCCP 制造厂家给出。断丝修复所用 CFRP 厚为 0.167 mm, 宽为 500 mm, 弹性模量为 240 GPa, 抗拉强度为 3400 MPa。

2 试验方案

2.1 测点布置

本次试验选用栅长分别为 100 mm 和 50 mm 的应

变片分别测量砂浆 (CFRP) 和钢筒外侧混凝土管芯在加压过程中的应变响应。在 PCCP 管体上布置 5 个横截面 (如图 1)。在每个截面处进行开凿, 暴露出混凝土管芯用以粘贴应变片。

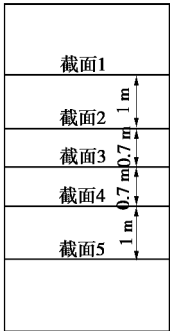


图 1 横断面布置

Fig. 1 Layout of cross section

2.2 加载方案

试验加载前先将 PCCP 管体内通水浸泡 24 h。之后用砂轮机在 PCCP 管中部进行 10%断丝, 模拟 PCCP 的断丝受损情况, 接着逐级加压至工作内压 0.8 MPa, 每级 0.1 MPa, 待应变示数稳定后, 再进行下一级加压。试验过程中测量砂浆和钢筒外侧混凝土管芯在每级内水压作用下的应变响应。修复后加载方案与修复前一致, 内水压逐级加至工作内压 0.8 MPa, 并测量各材料应变数据。

2.3 CFRP 修复方案

第一次加载结束后, 将内水压泄去, 对断丝开槽处进行修补, 之后沿 PCCP 截面 3 粘贴两层宽 500 mm 的 CFRP 进行修复 (如图 2)。并在与砂浆应变片对应位置的 CFRP 上粘贴 CFRP 应变片。

3 试验结果与分析

3.1 试验现象

加压初期, PCCP 未出现任何宏观现象, 但应变仪显示各材料应变均随内水压逐级增大而呈线性增大, 断丝处钢丝有回缩但不够明显。当内水压达到约 0.7 MPa, 有个别位置出现细微裂纹, 裂纹方向与竖向约成 45° 夹角, 稳定内水压 5 min 后直至各材料应变不再增大。继续升压至工作内压 0.8 MPa, 此过程中

能听到预应力钢丝与砂浆之间由于发生黏结滑移而产生的轻微“咔嚓”声, 裂纹数目增多且呈现“鱼骨”状(如图 3), “鱼骨”宽约 500 mm, 且有环向细微裂缝出现。钢丝回缩值变大, 由于断丝区两端存在未断预应力钢丝的约束作用, 使得钢丝回缩呈现出两端小中间大的“枣核”状(如图 4)。稳定内水压在 0.8 MPa 直到各材料应变稳定, 加压停止, 最后测得断丝两端钢丝最小回缩值约 10.2 mm, 中间最大回缩值约 38.2 mm。

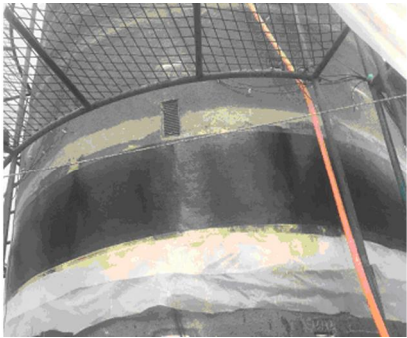


图 2 外部粘贴 CFRP 修复 PCCP
Fig. 2 Repair of PCCPs using CFRP

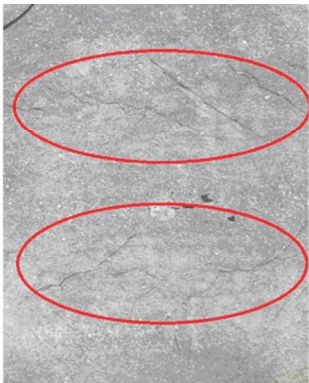


图 3 “鱼骨”状裂纹
Fig. 3 Cracks

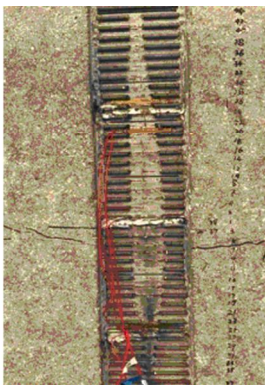


图 4 预应力钢丝回缩
Fig. 4 Retraction of rebars

修复后, 加压初期 PCCP 管体均未出现明显宏观破坏现象, 随内水压增大, 各材料应变线性增长。在断丝位置处, CFRP 受到集中应力, 因此 CFRP 在断

丝位置处应变最大, 至断丝位置沿 PCCP 环向向两侧逐渐减小。

3.2 修复前后相对应位置处砂浆与 CFRP 应变对比

图 5 为修复前后两次加压中截面 3 处砂浆与对应位置处 CFRP 的应变对比情况。由图 5 可见, 在加压初期, 修复前后砂浆与 CFRP 应变几乎一致, 当内水压达到约 0.4 MPa, 修复后 CFRP 应变比修复前砂浆应变小, 说明此时由于 CFRP 的“箍束”作用, 使得最外层材料在内水压作用下发生较小应变, CFRP 发挥作用, 有利于 PCCP 的受力。

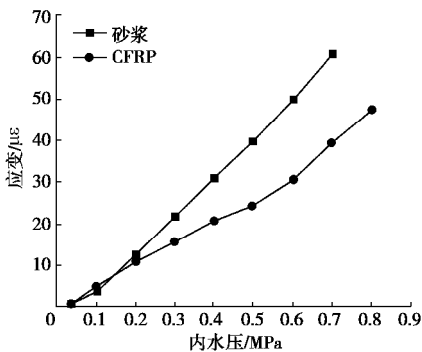


图 5 修复前后截面 3 相对应位置处砂浆与 CFRP 应变对比
Fig. 5 Strain contrast of CFRP and mortar on section 3 before and after repaired

图 6 为截面 4 处砂浆应变对比情况。由图 6 可见, 修复前后对截面 4 处砂浆应变几乎无影响, 说明 CFRP 的约束加固区域有限, 对截面 4 处砂浆应变不构成影响。

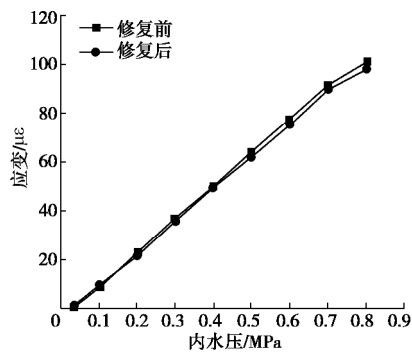


图 6 修复前后截面 4 砂浆应变对比
Fig. 6 Strain contrast of mortar on section 4 before and after repaired

3.3 修复前后混凝土管芯应变对比

图 7 为修复前后截面 3 处混凝土管芯应变对比情况。由图 7 可见, 截面 3 处混凝土管芯在加载初期修复前后变化较小, 当内水压达到 0.5 MPa 后, 修复后混凝土应变才明显小于修复前, 由于 CFRP 的修复, 混凝土应变减小, 更利于 PCCP 的承压。

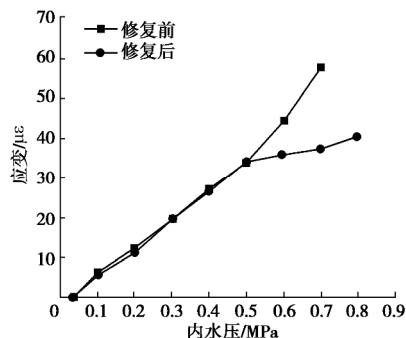


图7 修复前后截面3混凝土管芯应变对比

Fig. 7 Strain contrast of core concrete on section 3 before and after repaired

图8为修复前后截面4处混凝土管芯应变对比情况。由图可见,CFRP修复前后对截面4处管芯混凝土应变几乎无影响,与砂浆相似,说明CFRP的约束加固区域有限,对截面4处管芯混凝土应变不构成影响。

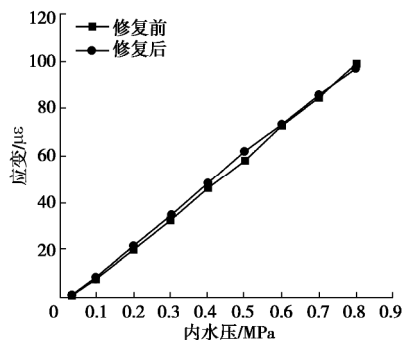


图8 修复前后截面4混凝土管芯应变对比

Fig. 8 Strain contrast of core concrete on section 4 before and after repaired

4 结 论

本文首次进行了外贴CFRP修复PCCP原型试验,为PCCP断丝修复提供新思路,可参考用于指导实际工程应用。通过对一根内径为2.8 m原型PCCP内水压试验,研究了工作内压下断丝率10%时PCCP修复前后砂浆与相对应位置处CFRP应变变化情况,以及修复前后管芯混凝土应变变化规律,具体可得结论如下:

(1) 断丝率10%情况下,当达到工作内压时,修复后截面3位置最外层材料应变比修复前应变至少减小17 $\mu\epsilon$,管芯混凝土应变至少减小20 $\mu\epsilon$,CFRP发挥“箍束”作用,利于PCCP承压。

(2) 外贴CFRP修复断丝PCCP,对PCCP断丝截面区域影响较大,对远离断丝区域无影响。

(3) CFRP最大应变发生在断丝位置处,至断丝位置沿PCCP环向向两侧逐渐减小。

参考文献:

[1] ANSI/AWWA C304—2014 Design of prestressed concrete

cylinder pipe[S]. American National Standards Institute, American Water Works Association, 2014.

[2] SL702—2015 预应力钢筒混凝土管道技术规范[S]. 2015. (SL702 — 2015 Technical specifications of prestressed concrete cylinder[S]. 2015. (in Chinese))

[3] ROSS C W. Tests of prestressed concrete pipe containing a steel cylinder[J]. Journal Proceedings, 1945, 42(9): 37 - 48.

[4] MCCALL J T, VALENZIANO F P. Combined load tests on 108 inch prestressed concrete embedded cylinder pipe[C]// Proceedings of Symposia on Prestressed Concrete. Sidney, Australia, 1961.

[5] ZARGHAMEE M S. Hydrostatic pressure testing of prestressed concrete cylinder pipe with broken wires[C]// Pipeline Engineering and Construction international conference, 2003.

[6] TREMBLAY A W. Combined-load testing of prestressed concrete cylinder pipe[C]// Proceedings International Conference on Pipeline Design and Installation. ASCE, 2015.

[7] 胡少伟, 沈捷, 王东黎, 等. 超大口径预存裂缝的预应力钢筒混凝土管结构分析与试验研究[J]. 水利学报, 2010, 41(7): 876 - 882. (HU Shao-wei, SHEN Jie, WANG Dong-li, et al. Experiment and numerical analysis on super caliber prestressed concrete cylinder pipes with cracks[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2010, 41(7): 876 - 882. (in Chinese))

[8] 窦铁生, 程冰清, 胡赫, 等. 预应力钢筒混凝土管结构变形规律的原型试验研究 I: 内压[J]. 水利学报, 2017, 48(12): 1438 - 1446. (DOU Tie-sheng, CHENG Qing-bing, HU He, et al. The prototype test study of prestressed concrete cylinder pipe structure deformation law: I the internal pressure[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2017, 48(12): 1438 - 1446. (in Chinese))

[9] 窦铁生, 程冰清, 胡赫, 等. CFRP修复PCCP的内水压试验[J]. 混凝土与水泥制品, 2017(12): 35 - 40. (DOU Tie-sheng, CHENG Qing-bing, HU He, et al. Test of CFRP repair PCCP under internal water pressure[J]. China Concrete and Cement Products, 2017(12): 35 - 40. (in Chinese))

[10] LEE D C, KARBHARI V M. Rehabilitation of large diameter prestressed cylinder concrete pipe (PCCP) with FRP composites-experimental investigation[J]. Advances in Structural Engineering, 2005, 8(1): 31 - 44.

[11] LEE Y, LEE E T. Analysis of prestressed concrete cylinder pipes with fiber reinforced polymer[J]. Ksce Journal of Civil Engineering, 2015, 19(3): 682 - 688.

[12] GB/T19685—2005 预应力钢筒混凝土管[S]. 2005. (GB/T19685—2005 Prestressed concrete cylinder pipe[S]. 2005. (in Chinese))

(责编: 明经平)

DOI: 10.11779/CJGE2019S1041

主动式斜直交替倾斜桩支护基坑数值研究

刁钰^{1,2}, 苏奕铭^{1,2}, 郑刚^{1,2}

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

摘要: 随着可持续发展在岩土工程行业日益得到重视, 无支撑支护技术得到了大力发展。在此基础上提出一种新型的可以有效控制基坑变形的主动式无支撑支护技术, 将主动控制技术与斜直交替倾斜桩支护技术相结合, 并利用FLAC3D有限差分软件建立三维模型, 针对千斤顶位置、主动控制膨胀位移、主动桩倾角等因素对该技术工作性能的影响展开研究分析。结果发现, 主动式控制技术可以很好地应用在斜直交替倾斜桩支护中; 同时发现液压千斤顶布置于斜桩桩顶效果最佳; 此外, 膨胀位移的增加、主动桩倾角的增大都有利于主动控制效果的增强; 此外, 根据研究结果针对不同工程情况提出一些合理的建议。

关键词: 基坑; 主动式; 无支撑; 有限差分法; 斜直交替桩; 水平位移; 沉降

中图分类号: TU473

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)S1-0161-04

作者简介: 刁钰(1982—), 男, 副教授, 从事岩土与地下工程的教学与研究。E-mail: yudiao@tju.edu.cn。

Numerical study on oblique-straight alternate piles for active support of excavations

DIAO Yu^{1,2}, SU Yi-ming^{1,2}, ZHENG Gang^{1,2}

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

Abstract: With the increasing emphasis on the sustainable development in geotechnical engineering, the support technology without horizontal support has been vigorously developed. A new type of active controllable support technology without horizontal support that can effectively control the deformation of soils is put forward. The finite difference software FLAC^{3D} is used to create 3D models, in which, the influences of factors such as jack position, expansion displacement, and inclination angle of active piles are studied and analyzed. The results show that the active control technology can be well applied to oblique-straight alternate pile support technology. At the same time, it is found that the hydraulic jack is better to be placed on the inclined pile top. In addition, the increases of expansion displacement and inclination angle of the active control piles are beneficial to the enhancement of the active control performance. Some reasonable suggestions are also proposed for different engineering situations.

Key words: excavation; active control; non-horizontal support; finite difference method; oblique-straight alternate pile; horizontal displacement; settlement

0 引言

随着中国城市化发展的推进, 地下工程数量不断增加和规模的迅速扩大, 深基坑工程已经成为岩土工程研究的重要领域。

近些年国内进行了软土中无支撑支护技术的尝试^[1], 除了目前常用的悬臂排桩、放坡、双排桩、预留反压土等支护方法, 郑刚等提出新型的倾斜桩支护方法, 无需水平支撑, 用适当角度的倾斜单排桩代替竖直单排桩作为基坑支护结构, 从而能够在相同条件下减小排桩的变形与内力^[1-2]。目前, 倾斜桩支护已经在中国天津红咸里、海河院等基坑工程中成功应用, 国际上如日本^[3]和韩国^[4]等地也有案例报道。

在倾斜排桩支护的基础上, 如在倾斜排桩桩顶设置液压千斤顶, 通过千斤顶对桩身施加控制压力, 则可主动控制支护结构及基坑土体的变形(如图1)。本技术结合了无支撑支护和主动式支护两项技术的优点, 具有高效、主动, 符合智能施工和性能设计的要求。

本文采用有限差分法对主动式斜直交替倾斜桩进行了数值分析。通过分析桩后土体水平位移、坑外沉降、桩身弯矩、桩身轴力, 揭示了主动式倾斜桩控制

基金项目: 国家重点研发计划课题(2016YFC0802008); 国家自然科学基金重点项目(41630641); 天津市科技计划项目(16YDLJSF00040)
收稿日期: 2019-04-30

的机理,研究了研究分析千斤顶位移、倾斜桩倾角等因素对主动式斜直交替倾斜桩性能的影响。

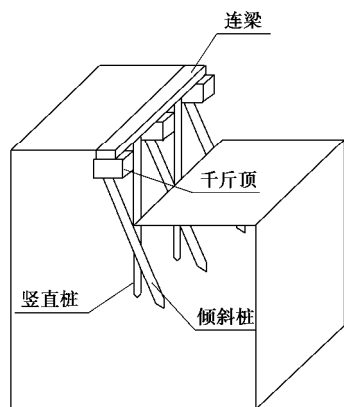


图1 主动式倾斜桩示意图

Fig. 1 Schematic of active oblique piles

1 计算模型

模型的尺寸及网格条件如图2所示。该模型模拟长条形基坑开挖,沿基坑开挖纵向取厚度为桩间距(0.75 m)的计算单元,单元内各有两根半桩。这样既可以反映三维效应,有能大幅度节省计算成本。

基坑开挖深度为10 m,总共分4次开挖。基坑开挖宽度为40 m,由于对称性,仅对一半的基坑进行模拟,因此模型支护桩顶距基坑中心20 m。模型总长度和高度分别为基坑开挖深度6倍和5倍,保证模型不受边界效应的影响。

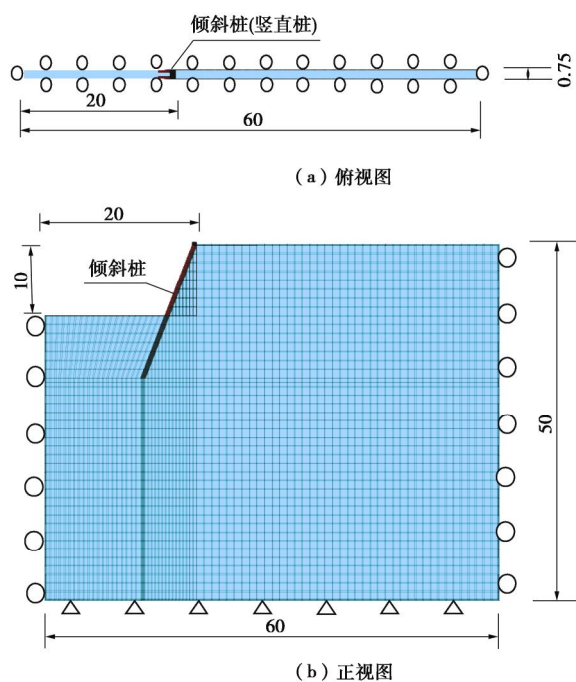


图2 几何网格模型图

Fig. 2 Model of geometry and mesh

如图3所示,模拟斜直交替倾斜桩支护基坑,倾

斜桩和竖直桩的长度为20 m,选用矩形截面方桩,截面尺寸为375 mm×500 mm。此外,在参数分析中会改变桩的长度和倾角,具体详见对应章节。

本文采用实体单元进行数值模拟计算。土体构模型采用Plastic-hardening硬化土模型,该模型与广泛采用的Plaxis内置HS模型相同。模型土体采用均质土,模拟天津典型8-1层粉质黏土,土体参数通过试验获得^[5],具体如下:重度 g 取2000 kN/m³,内摩擦角 j 取25°,黏聚力取10 kPa, E_{50} 取5 MPa, E_{ode} 取5 MPa, E_{ur} 取40 MPa。桩与冠梁的本构模型采用线弹性模型,弹性模量 E 取50 GPa,泊松比 n 取0.2。

边界条件如图2所示,模型的左右两个边界约束水平向位移,模型底部约束各个方向位移,沿着模型纵向的位移全部约束。

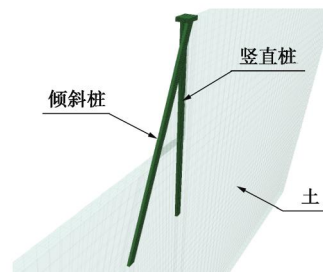


图3 模拟工况示意图

Fig. 3 Schematic of simulation conditions

2 结果分析

2.1 千斤顶位移的影响

本文将液压千斤顶对于桩施加的主动控制作用等效成液压千斤顶膨胀位移来进行模拟,通过模拟不同大小的膨胀位移来反应对于桩土施加不同大小的主动控制作用。考虑到当千斤顶置于顶部时施工难度小的因素,所以将其置于桩顶。

选取倾角20°,桩间净距0.375 m,桩长20 m,桩土面摩擦角20°的斜直交替倾斜桩作为基本模型进行数值模拟,利用液压千斤顶对斜桩施加多组不同大小的轴向主动控制膨胀位移,每步位移取0.02923 mm。综合分析桩后土体的水平位移、桩后地表土体沉降、桩身弯矩、主动桩轴力等指标,具体结果如图4,5所示。

如图4所示,可以发现施加主动控制可以十分有效地减小桩后土体的水平位移,且该作用随着土体深度的增大而减弱,总体控制效果良好。同时,施加主动控制亦可以十分有效地减小桩后地表土体的沉降,且对于距离桩顶20 m范围内的作用较为明显。

随着施加的主动控制位移的增大,土体水平位移与地表沉降都随之均匀减小,然而其减小的幅度要明

显小于刚施加主动控制位移时显著减小的幅度, 因为当刚施加主动控制位移推动主动桩时所克服的是土体前移产生的主动土压力, 而随着主动控制位移的增大, 所克服的作用转化成被动土压力, 由于在同等推力作用下, 相比于主动土压力, 被动土压力产生的位移要小很多。因此, 可以得出对于土体施加主动控制作用主要取决于初加千斤顶力的阶段, 由图中结果可以发现, 初加控制阶段的水平位移和沉降量的减小量约占总控制量的 70% 以上。

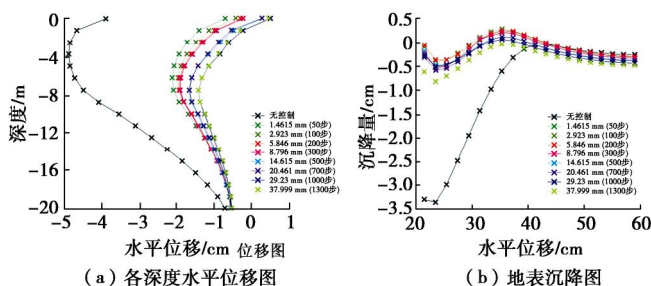


图 4 桩后土体位移图

Fig. 4 Displacements of soils behind piles

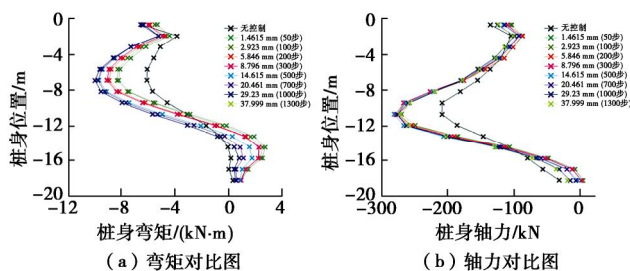


图 5 主动桩内力对比图

Fig. 5 Comparison of internal forces of active piles

此外,由图 5 可以发现,施加主动控制之后,主动桩身弯矩在 7 m 深度处达到最大,随着施加的控制位移的增大,开挖稳定后主动桩桩身的弯矩随之增大,且一开始增大幅度较大,会有显著的桩身弯矩变化,之后增大的幅度逐渐减小。

施加主动控制之后开挖稳定后主动桩身轴力也有显著增大,之后随着控制作用的增强,轴力增大的幅度显著减小。从两图可以发现,开挖稳定后弯矩和轴力的大小都在可接受的范围之内。

2.2 主动桩倾角的影响

本节选择 15° , 20° , 25° 3 组倾角数据进行了对比研究主动桩倾角对于该技术工作性能的影响。在 3 种不同倾角的工况下, 采用基本模型进行模拟, 利用千斤顶对桩身施加相同的轴向主动控制膨胀位移 500 步 (1.465 cm)。监测桩后不同深度土体的水平位移、桩后地表土体沉降、桩身弯矩和轴力等指标, 对比分析不同情况下的工作性能。

如图 6 所示, 可以发现当不施加主动控制时, 随

随着斜桩倾角的增大,开挖后桩后土体水平位移及沉降会明显减小,这符合之前专家所研究得出的结论,适当的提高桩身倾角可以更好的限制土体位移,减小桩身弯矩。

当施加主动控制之后,可以发现在 3 个工况下均可以有效的限制土体水平位移和土体沉降。然而随着主动斜桩倾角的增大,相比于不施加主动控制时开挖后土体位移的控制量逐渐减少,主要原因是由于当桩身倾角增大,桩后土体本身推动桩体向前产生了主动土压力就小,因此加以主动控制后位移减小量就相应减少。但是倾角为 15° 的控制结果与 20° 和 25° 的控制结果有较明显的差距,由前文可知后期增加千斤顶控制位移主要克服的是被动土压力,因此引起的位移减小量较小,所以相比之下 15° 的情况即使施加很大的千斤顶控制作用,也很难达到相同的控制水平。

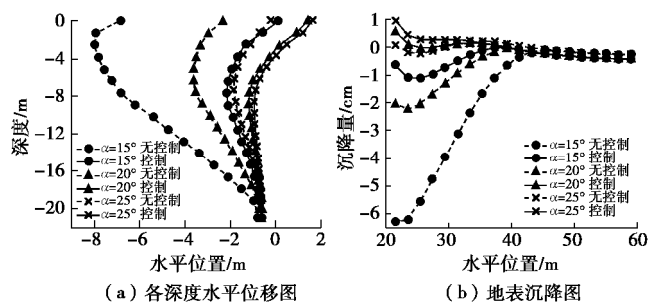


图 6 桩后土体位移图

Fig. 6 Displacements of soils behind piles

如图 7 所示, 随着主动斜桩倾角的增大, 可以明显看出, 开挖稳定后桩身弯矩随之减小, 轴力略有减小。同时, 在 15° 角的工况下, 桩身弯矩远大于 20° 和 25° 的情况, 相比来说更为不利, 所以主动桩倾角的增大对于桩身受力来说是有利的。

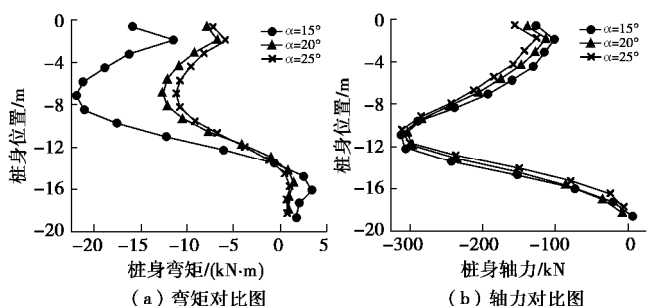


图 7 主动桩内力对比图

Fig. 7 Comparison of internal forces of active piles

综上,对于土体位移要求不严格的工况可以采用倾角较小一些的主动桩,这样一方面可以降低造价,另一方面支护占用空间小、便于施工;对于土体位移要求较严格的工况建议采用倾角较大的情况,因为可以很好地控制住桩后土体的位移。

2.3 桩长的影响

采用基本模型进行模拟,拟取斜桩长度为 15, 17, 19, 21 m 4 个工况,监测桩后不同深度土体的水平位移、桩后地表的土体沉降、桩身弯矩、桩身轴力等指标,对比分析不同情况下的工作性能。

如图 8 所示,当斜桩长度取 15 m 时,施加主动控制不能够充分发挥其作用,桩后土体的水平位移和沉降不能得到很好的控制。一方面由于斜桩桩长过短,开挖深度与桩身嵌固长度之比已超过 2,排桩对于土体的支护作用已经减弱到一定程度。另一方面,由于桩身嵌固深度较短,桩土接触较少,因此不能够充分发挥主动控制作用。

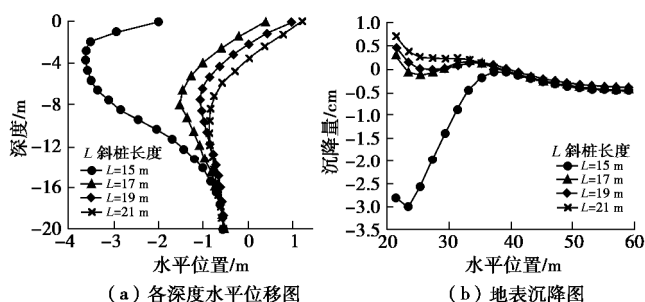


图 8 桩后土体位移图

Fig. 8 Displacements of soils behind piles

可以发现,随着主动桩长的增加,该支护对于土体的约束作用逐渐增强,工作效果变优。

如图 9 所示,在施加相同的主动控制膨胀位移的情况下,随着桩长的增加,主动桩桩身的弯矩和轴力都在逐渐增加,由于桩土接触面积变大,主动控制作用变强,所以桩身内力增大,但内力大小都在可以接受的范围之内。

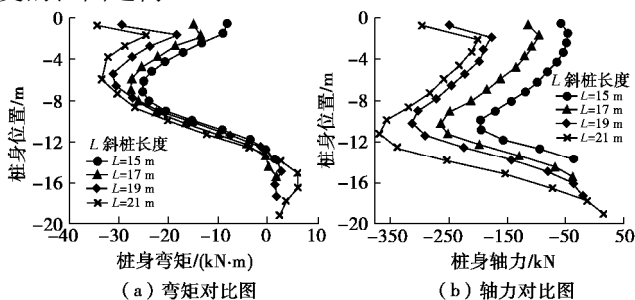


图 9 主动桩内力对比图

Fig. 9 Comparison of internal forces of active piles

3 结 论

本文利用有限差分数值分析软件 FLAC3D 建立单排主动倾斜桩和斜直交替主动倾斜桩模型,进行数

值模拟,得出以下结论:

(1) 数值模拟证实,主动式控制技术可以很好地应用在斜直交替倾斜桩支护中,该技术的确可以很好地实现对土体变形的控制,有效减小土体的位移与变形。

(2) 液压千斤顶施加的位移控制在初始阶段控制效果最佳,约占总体的 70% 以上,后期的控制增量减小,等量的控制对于千斤顶承载要求太高。

(3) 主动桩倾角的增大,虽然会使控制量减小,却能使最终控制效果变优,对于不同的工况要求可以做出合理选择。

(4) 桩长的增大,会使最终控制效果变优;桩长在一定范围内可以实现的主动控制。

参考文献:

- [1] 郑刚, 聂东清, 刁钰, 等. 基坑多级支护破坏模式研究[J]. 岩土力学, 2017, 38(增刊 1): 313 - 322. (ZHENG Gang, NIE Dong-qing, DIAO Yu, et al. Failure mechanism of multi-bench retained foundation pit[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, 38(S1): 313 - 322. (in Chinese))
- [2] 徐源, 郑刚, 路平. 前排桩倾斜的双排桩在水平荷载下的性状研究[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(增刊 1): 93 - 98. (XU Yuan, ZHENG Gang, LU Ping. Behaviors of double-row contiguous retaining piles with raking front-row piles under horizontal loads[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(S1): 93 - 98. (in Chinese))
- [3] MAEDA T, SHIMADA Y, TAKAHASHI S, et al. Design and construction of inclined-braceless excavation support applicable to deep excavation[C]// 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering: Challenges and Innovations in Geotechnics, ICSMGE. Paris, 2013: 2051 - 2054.
- [4] SEO M, IM J C, KIM C Y, et al. Study on the applicability of a retaining wall using batter piles in clay[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2016, 53(2): 1195 - 1212.
- [5] ZHENG G, YANG X, ZHOU H, et al. A simplified prediction method for evaluating tunnel displacement induced by laterally adjacent excavations[J]. Computers and Geotechnics, 2018, 95: 119 - 128.

(责编: 黄贤沙)

DOI: 10.11779/CJGE2019S1042

基于流固耦合分析的富水隧道外水压力与 限量排放标准研究

郭鸿雁^{1, 2, 3}, 纪亚英⁴, 方林^{1, 2, 3}, 李科^{1, 2, 3}, 唐承平⁴, 王世法⁴

(1. 招商局重庆交通科研设计院有限公司, 重庆 400067; 2. 国家山区公路工程技术研究中心, 重庆 400067;
3. 公路隧道建设技术国家工程实验室, 重庆 400067; 4. 四川雅康高速公路有限责任公司, 四川 雅安 625000)

摘要: 隧道衬砌结构外水压力和限量排放标准是岩溶山区隧道工程建设关注的焦点。以某富水隧道为依托, 借助FLAC^{3D}软件通过流固耦合数值分析, 对富水隧道衬砌结构合理的外水压力取值和限量排放标准进行研究。分析了围岩无注浆条件下隧道外水压力随排水量的变化规律, 进而提出了基于结构安全的隧道外水压力取值和地下水排放标准, 同时分析了围岩注浆条件下隧道外水压力随注浆圈厚度和地下水排放量的变化规律, 提出不同注浆厚度条件下地下水排放标准和合理的注浆圈厚度取值。

关键词: 富水隧道; 流固耦合; 外水压力; 排放标准; 注浆圈厚度

中图分类号: TU43; U455.49 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2019)S1-0165-04

作者简介: 郭鸿雁(1985—), 男, 硕士, 主要从事隧道工程、地下结构工程等领域科研与咨询工作。E-mail: guohongyan@cmhk.com。

External water pressures and limited emission standards of water-rich tunnels based on fluid-solid coupling analysis

GUO Hong-yan^{1, 2, 3}, JI Ya-ying⁴, FANG Lin^{1, 2, 3}, LI Ke^{1, 2, 3}, TANG Cheng-ping⁴, WANG Shi-fa⁴

(1. China Merchants Chongqing Communication Research & Design Institute Co., Ltd., Chongqing 400067, China; 2. National Engineering and Research Center for Mountainous Highways, Chongqing 400067, China; 3. National Engineering Laboratory for Highway Tunnel Construction Technology, Chongqing 400067, China; 4. Sichuan Yakang Expressway Co., Ltd., Yaan 625000, China)

Abstract: The external water pressures of tunnel lining structures and the limited discharge standards are the focus of tunnel construction in karst mountainous areas. Based on a water-rich tunnel, by using the FLAC^{3D} software, the reasonable values of the external water pressures for the lining structures of the tunnel and the limited discharge standards are studied through the numerical analysis of fluid-solid coupling. The variation laws of water pressures of the tunnel with displacement without grouting is analyzed, then the values of the external water pressures of the tunnel and the standards of groundwater discharge based on the structural safety are proposed. At the same time, the variation laws of the external water pressures of the tunnel with grouting ring thickness and groundwater discharge under grouting are analyzed, the standards of groundwater discharge and the reasonable values of grouting ring thickness under different grouting thicknesses are put forward.

Key words: water-rich tunnel; fluid-solid coupling; external water pressure; emission standard; grouting ring thickness

0 引言

我国地域广阔, 隧道工程建设规模庞大, 其中西南岩溶山区的地下水问题成了该区域隧道工程建设面临的主要问题之一, 隧道发生涌水时, 根据以往的经验多采用“宁疏勿堵”的原则^[1]。然而经验证明, 隧道地下水的排放将导致土层被疏干, 使生态环境恶化, 同时丰富的地下水和不完善的防排水系统导致隧道水害问题频发, 影响隧道行车安全, 降低衬砌结构的耐久性^[2-4]。因此, “控制型防排水”的理念随之产

生。付钢等^[5]针对隧道采用“以堵为主, 限量排放”的防排水措施后, 衬砌外水荷载的计算, 以及排水系统排水能力大小对衬砌外水荷载的影响进行了探讨。赵瑞^[6]等开展了隔挡式背斜区隧道群地下水渗流场模

基金项目: 国家重点研发计划专项项目(2017YFC08053005); 西藏自治区重点科研项目(2016XZ01G31); 国家自然科学基金项目(41601574); 重庆市基础与前沿研究项目(cstc2015jcyjBX0118)

收稿日期: 2019-04-30

*通讯作者(E-mail: 364842342@qq.com)

拟演化研究,认为数值法可以较好地模拟预测隧道群开挖过程中隔挡式背斜区的渗流场变化。刘志春等^[7]开展了地层注浆加固对隧道与地下水相互作用过程中的“双赢”影响效应分析,认为地层注浆加固既可降低衬砌背后水压荷载,又可减少地下水资源流失量,从而可以实现隧道与地下水相互作用过程中的“双赢”影响效应。然而目前对于“控制型防排水”的合理注浆圈厚度取值、衬砌结构的外水压力取值以及限量排放标准等问题仍悬而未决,亟待深入研究。基于此本文拟以某富水隧道为依托开展基于流固耦合分析的富水隧道外水压力与限量排放标准研究,以指导类似工程建设。

1 工程概况

依托工程隧道位于重庆市九龙坡区,建设环境较为敏感,隧址区岩溶地下水大约有三层。其中第二层地下水分布标高 260~300 m,地下水呈伏流,仍然由北向南运移。该高程的夷平面在本区的地貌上表现不明显,但发育有溶洞,表明该层地下水存在。这层地下水水量丰沛,直接影响工程建设。

2 隧道排水量理论解析研究

当隧道洞周围岩节理裂隙分布比较均匀,地下水渗流水流符合达西定律,隧道处于稳定渗流状态,隧道的排水是通过衬砌均匀渗水实现的,建立渗流计算模型^[8-10],见图 1。根据达西定律、轴对称原理和水流连续性方程(式 1),进行理论推导获得隧道排水量理论计算公式(式 2)。

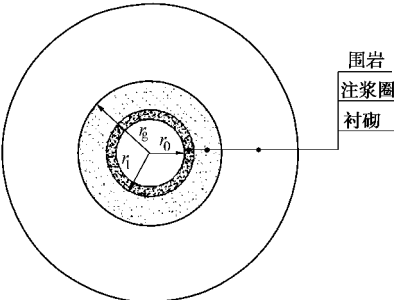


图 1 理论解析计算模型

Fig. 1 Theoretical analytical model

$$\frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left(r \frac{\partial H}{\partial r} \right) + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 H}{\partial q^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = 0 \quad , \quad (1)$$

$$Q = \frac{2\pi H k_r}{\ln \frac{r_2}{r_g} + \frac{k_r}{k_1} \ln \frac{r_1}{r_0} + \frac{k_1}{k_g} \ln \frac{r_g}{r_1}} \quad , \quad (2)$$

式中 H 为隧道位置静水头; k_1 为衬砌渗透系数; k_g 为注浆圈渗透系数; k_r 为围岩渗透系数; r_2 为围岩远场半径。如果不进行注浆加固,可令 $k_g=k_r$, $r_g=r_1$ 进行

计算。

3 隧道外水压力取值与地下水排放标准研究

3.1 模型建立

本次研究采用数值仿真分析的方法,综合分析隧道注浆圈和排放量对围岩渗流场及应力场的影响^[11],计算选取岩溶发育强烈易突水段落 ZK2+569~583 段进行计算分析。隧道设计标高为 300 m,最大水位标高为 484 m。考虑隧道开挖和渗流的影响半径,在方向左右各取单洞的 10 倍洞径,模型尺寸为 350 m×230 m×1 m。计算分析的位移边界条件为顶部为自由边界,底部和左右边界为固定边界;渗流边界条件为隧道顶部地表为自由渗流边界,孔隙水压力为 0,其余各面均为透水边界,孔压固定。隧道的数值计算模型如图 2 所示。

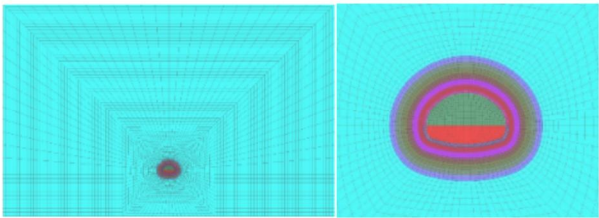


图 2 流固耦合数值分析模型

Fig. 2 Numerical model for fluid-solid coupling

3.2 参数选取

根据依托工程勘察资料确定本次计算的围岩与支护结构力学参数和流体力学参数,详见表 1 和表 2。

表 1 基本力学参数

Table 1 Basic mechanical parameters

材料名称	弹性模量/GPa	泊松比	密度/(kN·m ⁻³)	摩擦角/(°)	黏聚力/MPa	孔隙率
围岩	1.5	0.45	1800	24	0.12	0.20
注浆体	4.0	0.30	1900	33	0.45	0.10
二次衬砌	29.5	0.20	2500	—	—	0.05

表 2 流体力学参数

Table 2 Hydromechanical parameters

参数	围岩	注浆体	二次衬砌
渗透率/(m·s ⁻¹)	2.8×10 ⁻⁶	2.8×10 ⁻⁷	8.5×10 ⁻⁸ ~1.19×10 ⁻⁷
饱和度/%	100	100	—
流体抗拉强度/MPa	0	—	—
流体重度/(kN·m ⁻³)	1.0×10 ³	—	—
流体模量/GPa	2	—	—

3.3 结果分析

首先计算分析了不同地下水排放量对围岩渗流场以及外水压力的影响, 绘制不同排放量下衬砌结构外地下水排放量与衬砌外水压力、衬砌主应力的关系图, 如图 3。

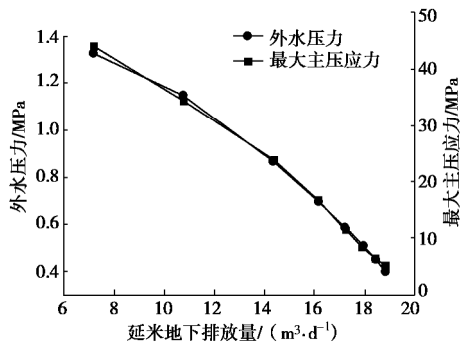


图 3 外水压力与最大主压应力随排放量变化规律图

Fig. 3 Variation of external water pressure and major principal compressive stress with discharge

由图 3 可知, 随着隧道地下水排放量增大, 隧道二次衬砌结构背后的外水压力也随之减小。根据隧道工程设计规范, C30 混凝土的轴心抗压强度设计值为 15 MPa。当隧道延米地下水排放量为 17.22 m³/d, 衬砌结构外水压 0.59 MPa (见图 3), 衬砌最大主压应力为小于 15 MPa, 衬砌结构能够保证运营安全。因此, 对于依托工程隧道富水段落, 地下水排放量宜取每延米 17.22 m³/d, 如需减小排放量, 需进行围岩注浆。

4 围岩注浆条件下隧道地下水排放标准研究

研究分析不同衬砌结构渗透系数时注浆圈的厚度分别为 1.0, 2.0, 3.0, 4.0, 5.0, 6.0 m 等 6 种工况, 绘制不同工况下流固耦合平衡状态下的外水压力值随注浆厚度变化曲线, 见图 4。

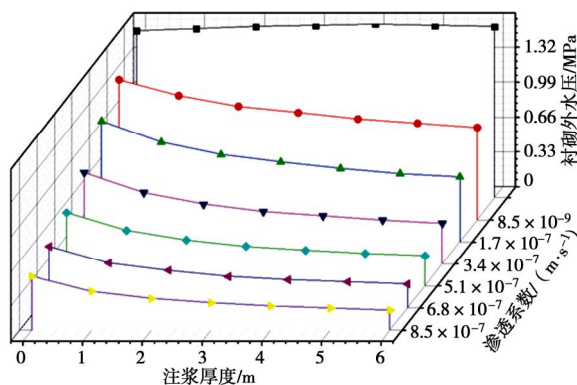


图 4 衬砌外水压力随注浆圈厚度变化规律图

Fig. 4 Variation of water pressure of linings with thickness of grouting ring

由图 4 可知, 当采用限量排放的地下水处理方式时, 衬砌外水压力随注浆圈厚度的增大而逐渐减小, 但衬砌结构的水压力受注浆圈厚度的影响逐渐减弱。提取不同工况下流固耦合平衡状态下的外水压力值, 如表 3 所示, 并通过式 (2) 可以换算获得不同工况下隧道地下水排放量, 见表 4。

表 3 不同工况下流固耦合平衡状态下的外水压力值统计表

Table 3 Values of external water pressure under different flow conditions and solid-state coupling equilibrium

注浆圈厚度/m	衬砌结构外水压力/MPa						
	K=0	K=8.5×10 ⁻⁹ m/s	K=1.7×10 ⁻⁷ m/s	K=3.4×10 ⁻⁷ m/s	K=5.1×10 ⁻⁷ m/s	K=6.8×10 ⁻⁷ m/s	K=8.5×10 ⁻⁷ m/s
0	1.58	1.33	1.15	0.87	0.70	0.59	0.51
1	1.60	1.18	0.95	0.68	0.53	0.43	0.37
2	1.62	1.08	0.83	0.57	0.44	0.36	0.30
3	1.63	1.02	0.76	0.50	0.38	0.30	0.26
4	1.64	0.96	0.70	0.46	0.34	0.27	0.23
5	1.63	0.92	0.65	0.42	0.31	0.25	0.21

表 4 不同工况下不同注浆圈厚度时隧道地下水排放量统计表

Table 4 Values of groundwater discharge of tunnels under different conditions with different grouting ring thicknesses

注浆圈厚度/m	隧道地下水排放量/(m³·d⁻¹)						
	K=0	K=8.5×10 ⁻⁹ m/s	K=1.7×10 ⁻⁷ m/s	K=3.4×10 ⁻⁷ m/s	K=5.1×10 ⁻⁷ m/s	K=6.8×10 ⁻⁷ m/s	K=8.5×10 ⁻⁷ m/s
0	—	7.17	10.75	14.34	16.14	17.22	17.94
1	—	6.28	8.89	11.23	12.31	12.93	13.34
2	—	5.69	7.76	9.49	10.25	10.67	10.95
3	—	5.26	6.98	8.34	8.92	9.24	9.45
4	—	4.92	6.40	7.53	8.00	8.26	8.42
5	—	4.66	5.95	6.92	7.31	7.53	7.66
6	—	4.43	5.60	6.44	6.78	6.96	7.08

如前分析, 隧道在该富水段落衬砌所能承受的外水压力值为 0.59 MPa, 在此基础上, 可通过围岩注浆的方式降低地下水排放量。由表 3 和表 4 通过插值的方法可以得到不同注浆圈厚度时隧道地下水排放量的控制标准, 见表 5。

表 5 不同注浆圈厚度隧道地下水排放量的控制标准

Table 5 Control standards of groundwater discharge of tunnels

with different grouting ring thicknesses							
注浆圈厚度/m	0	1	2	3	4	5	6
排放量标准/(m³·d⁻¹)	17.22	11.88	9.36	7.87	6.92	6.20	5.71

5 结 论

(1) 隧道全封堵不排水的情况下, 衬砌外水压力接近静水压力值, 随着隧道地下水排放量增大, 隧道二次衬砌背后的外水压力随之减小。

(2) 可通过控制地下水排放量减小二衬结构外水压力。就依托工程而言, 在不采用围岩注浆的措施下, 按其结构承载能力, 衬砌结构的外水压力安全取值为

0.59 MPa, 地下水排放量宜取每延米 $17.22 \text{ m}^3/\text{d}$ 。

(3) 当采用全封堵式的地下水处理方式时, 衬砌外水压力不随注浆圈厚度变化而变化, 始终接近静水压力水头; 而当对地下水控制排放时, 衬砌外水压力随注浆圈厚度的增大而逐渐减小, 在无实测资料的条件下, 隧道注浆圈厚度和限量排放标准可按表 4 进行取值设计。

(4) 隧道注浆圈厚度的增加, 衬砌结构的外水压力受注浆圈厚度影响随之减弱, 综合环保、安全、经济等因素考虑, 华岩隧道注浆圈厚度取 3 m 为宜。

参考文献:

- [1] 余庆锋, 吴立. 高速铁路隧道岩溶突水发生机理研究[J]. 科学技术与工程, 2015, 15(30): 199 - 205. (YU Qing-feng WU Li. Study on karst water inrush mechanism in high-speed railway tunnel[J]. Science Technology and Engineering, 2015, 15(30): 199 - 205. (in Chinese))
- [2] 刘建, 刘丹, 宋凯. 渝怀铁路歌乐山隧道排水的地下水环境负效应评价[J]. 现代隧道技术, 2012, 49(4): 179 - 183. (LIU Jian, LIU Dan, SONG Ka. Evaluation of the negative effects on groundwater environment resulted by Geleshan tunnel drainage[J]. Modern Tunnelling Technology, 2012, 49(4): 179 - 183. (in Chinese))
- [3] 单士军, 李耐霞. 歌乐山隧道施工过程环境影响分析及建议[J]. 工业安全与环保, 2004, 30(11): 21 - 22. (SHAN Shi-jun, LI Nai-xia. The analysis and suggestion of environmental impact on Geleshan tunnel construction[J]. Industrial Safety and Environmental Protection, 2004, 30(11): 21 - 22. (in Chinese))
- [4] 刘志春, 朱永全, 高新强, 等. 干旱山区隧道施工地下水环境保护技术研究[R]. 石家庄: 石家庄铁道大学, 2010. (LIU Zhi-chun, ZHU Yong-quan, GAO Xin-qiang, et al. Study on technology of groundwater environment protection during tunnel construction in the arid mountain area[R]. Shijiazhuang: Shijiazhuang Tiedao University, 2010. (in Chinese))
- [5] 付钢, 王磊. 高压富水地层中隧道衬砌结构设计方法探讨[J]. 地下空间与工程学报, 2007, 3(2): 252 - 257. (FU Gang, WANG Lei. Study on design method of lining structure of the highway tunnel in deep-lying stratum with highwater level[J]. Chinese Journal of Under ground Space and Engineering, 2007, 3(2): 252 - 257. (in Chinese))
- [6] 赵瑞, 许模, 范辰辰. 隔挡式背斜区隧道群地下水渗流场模拟演化[J]. 现代隧道技术, 2015, 52(3): 69 - 74. (ZHAO Rui, XU Mo, FAN Chen-chen. Numerical simulation of the groundwater seepage field of a tunnel group in an ejective anticline zone[J]. Modern Tunnelling Technology, 2015, 52(3): 69 - 74. (in Chinese))
- [7] 刘志春, 万良勇. 地层注浆加固对隧道与地下水相互作用过程中的“双赢”影响效应分析[J]. 现代隧道技术, 2015, 52(2): 87 - 96. (LIU Zhi-chun, WAN Liang-yong. Win-win effect of ground consolidation grouting on the interaction between tunnel and groundwater[J]. Modern Tunnelling Technology, 2015, 52(2): 87 - 96. (in Chinese))
- [8] 王建宇. 再谈隧道衬砌水压力[J]. 现代隧道技术, 2003, 40(3): 5 - 10. (WANG Jian-yu. Once more on hydraulic pressure upon lining[J]. Modern Tunnelling Technology, 2003, 40(3): 5 - 10. (in Chinese))
- [9] 王秀英, 王梦恕, 张弥. 计算隧道排水量及衬砌外水压力的一种简化方法[J]. 北方交通大学学报, 2004, 28(1): 8 - 10. (WANG Xiu-ying, WANG Meng-shu, ZHANG Mi. A simple method to calculate tunnel discharge and external water pressure on lining[J]. Journal of Northern Jiaotong University, 2004, 28(1): 8 - 10. (in Chinese))
- [10] 皇甫明, 谭忠盛, 王梦恕, 等. 暗挖海底隧道渗流量解析解及其应用[J]. 中国工程科学, 2009, 11(7): 66 - 70. (HUANGFU Ming, TAN Zhong-sheng, WANG Meng-shu, et al. An analytical solution for water inflow into a subsea tunnel and its application[J]. Journal of China Engineering Science, 2009, 11(7): 66 - 70. (in Chinese))
- [11] 杨会军, 王梦恕. 深埋长大隧道渗流数值模拟[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(3): 511 - 519. (YANG Hui-jun, WANG Meng-shu. Numerical simulation of seepage in deep-buried long and big tunnels[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 25(3): 511 - 519. (in Chinese))

(责编: 明经平)

DOI: 10.11779/CJGE2019S1043

软土地层大直径泥水盾构掘进引起的地面变形分析

吴昌胜^{1,2}, 朱志铎², 宋世攻³, 张军³, 彭宇一⁴

(1. 常州工学院土木建筑工程学院, 江苏 常州 213032; 2. 东南大学江苏省城市地下工程与环境安全重点实验室, 江苏 南京 210096;

3. 中铁十九局集团轨道交通工程有限公司 北京 101300; 4. 无锡地铁集团有限公司建设分公司, 江苏 无锡 214000)

摘要: 为了研究大直径泥水平衡盾构施工引起的地层变形, 基于 Mindlin 解, 推导了在泥浆重度影响下开挖面不均匀附加压力、不均匀分布下盾壳摩擦力、环向消散下盾尾注浆压力引起的地层变形, 叠加地层损失引起的地层变形, 获得了大直径泥水平衡盾构施工引起地层变形的计算公式, 典型工程实例结果表明: ①不考虑泥浆重度、不均匀分布和环向消散等因素会高估地面纵向位移的隆起值而低估沉降值, 本文计算方法所得地面纵向位移与实测值吻合较好; ②本文方法计算所得的大直径泥水平衡盾构施工引起的地面横向位移与实测变形基本吻合, 且符合高斯曲线正态分布。研究成果可为控制和预测大直径盾构隧道施工引起的地层位移提供理论指导。

关键词: 大直径泥水盾构; 理论计算; Mindlin 解; 地层变形; 不均匀分布

中图分类号: TU433; U455.43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)S1-0169-04

作者简介: 吴昌胜(1985—), 男, 讲师, 主要从事隧道与地下工程等方面的研究。E-mail: shengchangwu@126.com。

Ground settlement caused by large-diameter slurry shield during tunnel construction in soft soils

WU Chang-sheng^{1,2}, ZHU Zhi-duo², SONG Shi-gong³, ZHANG Jun³, PENG Yu-yi⁴

(1. Institute of Geotechnical Engineering, Changzhou Institute of Technology, Changzhou 213032, China; 2. Jiangsu Key Laboratory of

Urban Underground Engineering & Environmental Safety (Southeast University), Nanjing 210096, China; 3. Rail Transportation

Engineering Co., Ltd. of China Railway 19th Bureau Group Co., Ltd., Beijing 101300, China; 4. Wuxi Metro Group Co., Ltd., Wuxi

214000, China)

Abstract: To study the ground settlement caused by large-diameter slurry shield during tunnel construction in soft soils, the formulas are proposed on the basis of the Mindlin solutions. The effects of unit weight of slurry on the additional pressure around cutting head, the effects of shield gravity on the non-uniform distribution of softening skin frictions along the shield, the dissipation of grouting pressure along the lining rings and the ground deformation caused by volume loss ratio are considered in the proposed solutions. The calculated and field results are compared through a typical engineering case. The results show that: (1) Without considering the unit weight of slurry, non-uniform distribution and circumferential dissipation, the heave of ground longitudinal displacement is overestimated, and the settlement value is underestimated. The calculated results of longitudinal deformation by the proposed method are in good agreement with the measured results. (2) The calculated results of transverse deformation by the proposed method are in good agreement with the measured results. The transverse deformation of ground surface induced by large-diameter slurry shield is close to normal distribution. The results can provide scientific reference for the prediction and control of ground deformation induced by large-diameter slurry shield.

Key words: large-diameter slurry shield; theoretical calculation; Mindlin solution; ground settlement; non-uniform distribution

0 引言

如何准确预测和控制盾构隧道施工引起的地层位移一直是研究的重点与难点。现有研究成果^[1-3]主要是基于中小直径泥水平衡盾构的基础上, 对于大直径泥水平衡盾构, 由于开挖断面增大, 继续沿用传统的针对中小直径盾构的方法来分析大直径盾构的地层变形就存在着非常大的不确定性^[4]。本文在已有研究的基

础上, 以不均匀分布为基础, 进一步考虑开挖面泥浆重度、盾壳与周围土体残余摩擦力、盾尾注浆压力的环向消散, 结合地层损失引起的地层变形, 推导大直径泥水平衡盾构掘进阶段施工参数引起的地层变形计

基金项目: 国家重点基础研究发展计划项目 (2015CB057803)

收稿日期: 2019-04-30

式中 t 为盾壳与周围地层的剪应力; b_s 为残余摩阻力与极限摩阻力的比值, 取值介于 $0.83 \sim 0.97$; s'_θ 为盾壳上任一点受到的地层径向正应力; d' 为盾壳与周围地层的界面摩擦角, 对黏土, d' 取值介于 $6.5^\circ \sim 9.0^\circ$; s'_v , s'_h ($s'_h = K_0 s'_v$) 分别为计算点的竖向和水平向土压力; K_0 为侧向静止土压力系数; g 为土体重度; H 为隧道轴线埋深; R 为隧道半径; q 为计算点与 x 轴正向的夹角, 以逆时针旋转为正。

将 $m = R \cos q$, $n = -l$, $c = H - R \sin q$, 及式 (6) 所得 f 代入式 (2), 积分可得任意一点的竖向位移 w_{2f} :

$$w_{2f} = \int_0^L \int_0^{2\pi} \frac{f R d l d q (y+l)}{16\pi G(1-n)} \left[\frac{z - (H - R \sin q)}{R_1^3} + \frac{(3-4n)(z-H+R \sin q)}{R_2^3} - \frac{6(H-R \sin q)z(z+H-R \sin q)}{R_2^5} + \frac{4(1-n)(1-2n)}{R_2(R_2+z+H-R \sin \theta)} \right] \quad (8)$$

式中 L 为盾壳长度; R_1 , R_2 分别为

$$\left. \begin{aligned} R_1 &= \sqrt{(x-R \cos q)^2 + (y+l)^2 + (z-H+R \sin q)^2} \\ R_2 &= \sqrt{(x-R \cos q)^2 + (y+l)^2 + (z+H-R \sin q)^2} \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

2.4 考虑环向消散的盾尾注浆压力引起的地层变形

大直径泥水盾构隧道注浆孔之间的距离较大^[7], 浆液在盾尾间隙内的环向流动距离增大。因此, 考虑盾尾注浆压力在纵断面内的消散, 参考文献[8]可得

$$p = p_k + r g R (\cos a_k - \cos a) \pm B(a_k - a) \quad (10)$$

式中 p , p_k 分别为计算点、注浆孔 k 的注浆压力; r 为盾尾注浆浆液的密度; g 为重力加速度; a , a_k 分别为计算点、注浆孔 k 与竖直方向之间的夹角; “ $\pm$ ” 表示浆液向下扩散时取“+”, 浆液向上扩散时取“-”; m 为浆液的塑性黏度系数; q 为单个注浆孔的注浆量; b 为盾尾间隙的大小即环饼宽度; d 为环饼厚度; 浆液为牛顿流体时取 $B = \frac{12 R m q}{b d^3}$, 浆液为宾汉姆流体时 B 可由下式求得:

$$B^3 - \left(\frac{3 R t_0}{d} + \frac{12 R m q}{b d^3} \right) B^2 - \frac{4 R^3 t_0^3}{d^3} = 0 \quad (11)$$

其中, t_0 为盾尾注浆浆液的静切力。

将 $m = R \cos q$, $n = L + s$, $c = H - R \sin q$, 及式 (10) 所得注浆压力代入式 (1), 积分可得竖向位移 w_{3p_v} :

$$w_{3p_v} = \int_0^S \int_0^{2\pi} \frac{P \sin q R d s d q}{16\pi G(1-n)} \left[\frac{3-4n}{R_1} + \frac{(z-H+R \sin q)^2}{R_1^3} + \frac{8(1-n)^2 - (3-4n)}{R_2} + \frac{(3-4n)(z+H-R \sin q)^2 - 2(H-R \sin q)z}{R_2^3} + \frac{6(H-R \sin q)z(z+H-R \sin q)}{R_2^5} \right] \quad (12)$$

式中 S 为注浆长度, 根据假定, 其值等于一环管片的宽度; R_1 , R_2 分别为

$$\left. \begin{aligned} R_1 &= \sqrt{(x-R \cos q)^2 + (y+L+s)^2 + (z-H+R \sin q)^2} \\ R_2 &= \sqrt{(x-R \cos q)^2 + (y+L+s)^2 + (z+H-R \sin q)^2} \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

2.5 地层损失引起的地层变形

魏纲等^[1]在 Segasta 模型的基础上给出了地层损失引起地面位移的修正公式:

$$w_{4v} = 2(1-n) \frac{V_s}{\pi} \frac{H}{x^2 + H^2} \left[1 - \frac{y+L}{\sqrt{(y+L)^2 + x^2 + H^2}} \right] \exp \left[-\frac{1.38 x^2}{(H+R)^2} \right] \quad (14)$$

式中, V_s 为单位长度地层损失, 其他符号意义同上。

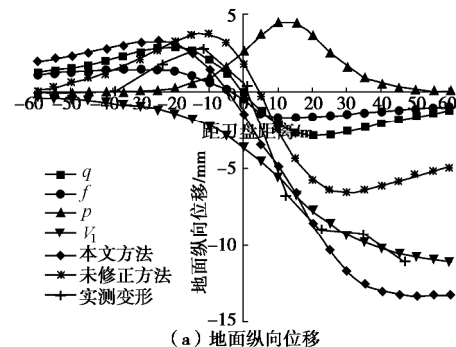
2.6 大直径盾构掘进施工阶段引起的总地层变形

将前文所述正面附加压力、盾壳摩擦力、盾尾注浆压力以及地层损失引起的地层变形叠加, 即可得到大直径盾构掘进施工阶段总的地层变形:

$$w = w_{1q} + w_{2f} + w_{3p_v} + w_{4v} \quad (15)$$

3 算例验证

某大直径泥水盾构刀盘外径为 11.65 m, 管片外径为 11.3 m, 内径为 10.3 m, 管片宽度为 2 m。本文选取 EN2 断面进行验证, 参考文献[2], 轴线埋深为 26.72 m, 加权平均重度为 19.49 kN/m³, 静止侧压力系数为 0.219, 内摩擦角为 33.3°, 土体泊松比为 0.28, 剪切模量为 10 MPa, 正面附加压力为 40 kPa, 泥浆重度为 14 kN/m³。竖向土压力用公式 (7) 计算, 不均匀摩擦力用公式 (6) 计算。 b_s 取为 0.83, d' 取为 6.5°。注浆浆液的水灰比为 1.875, 视为牛顿流体^[9], 塑性黏度系数为 0.28 Pa·s, 截面流量为 $3.16 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$, 盾尾间隙为 0.175 m, 掘进速度为 $0.433 \times 10^{-3} \text{ m/s}$, 根据文献[8]的结果, 浆液充填盾尾间隙到达环向最远处的时间暂取 60 s, 浆液流动环饼厚度即盾构推进的距离为 0.01299 m, 则参数 $B=1950.37$, 浆液密度取 1.6 g/cm³, 注浆压力取为 300 kPa, 地层损失率取 0.35%。关于此断面的详细地层情况、施工参数和地面沉降监测信息可参考文献[2]。该断面的计算值和实测值对比结果如图 2 所示。



(a) 地面纵向位移

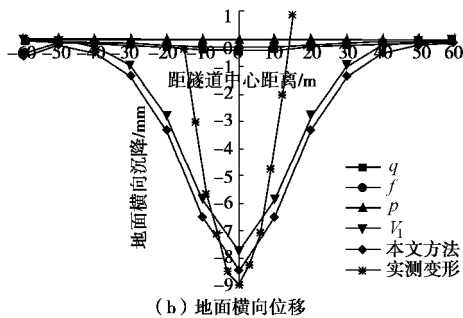


图2 杭州庆春路隧道地面位移

Fig. 2 Deformations of ground surface caused by construction of Qingchun road tunnel

(1) 从图 2(a) 可得本文考虑泥浆重度、不均匀分布和环向消散作用所得的计算结果与实测变形吻合较好, 尤其是在开挖面前方 (15 m) 大约 1.5 倍盾构长度与开挖面后方 (20 m) 大约 2 倍盾构长度之间能够较准确的预测地层的隆起和沉降。不考虑以上三种因素, 会高估地层的隆起值而低估地层的沉降值 (未修正方法)。表明本文方法能较好地反映黏土地层大直径泥水盾构施工引起的地面纵向变形规律。

(2) 从图 2(b) 可得本文方法所得结果与实测变形基本吻合, 再次验证了本文方法的合理性。大直径泥水盾构正面附加压力、盾壳摩擦力、注浆压力、地层损失引起的地面横向沉降以及总变形均关于 z 轴对称。

4 结 论

随着盾构开挖直径的增大, 采用传统 Mindlin 解所得的计算结果会高估地层的隆起值而低估地层的沉降值。考虑不均匀分布、泥浆重度、环向消散等因素的影响, 结合地层损失引起的地面沉降, 推导所得的大直径泥水盾构施工引起地层位移的计算公式是合理的, 能够较好地反映地层位移的发展规律, 研究成果可为控制和预测大直径盾构隧道施工引起的地层位移提供理论指导。

参考文献:

[1] 魏 纲, 张世民, 齐静静, 等. 盾构隧道施工引起的地面变形计算方法研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(增刊 1): 3318 - 3323. (WEI Gang, ZHANG Shi-ming, QI Jing-jing, et al. Study on calculation method of ground deformation induced by shield tunnel construction[J].

Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 25(S1): 3318 - 3323. (in Chinese))

- [2] LIN C G, ZHANG Z M, WU S M, et al. Key techniques and important issues for slurry shield under-passing embankments: a case study of Hangzhou qiantang river tunnel[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2013, 38(9): 306 - 325.
- [3] 梁荣柱, 夏唐代, 林存刚, 等. 盾构推进引起地表变形及深层土体水平位移分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, 34(3): 583 - 593. (LIANG Rong-zhu, XIA Tang-dai, LIN Cun-gang, et al. Analysis of ground surface displacement and horizontal movement of deep soils induced by shield advancing[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, 34(3): 583 - 593. (in Chinese))
- [4] 徐 明, 邹文浩, 刘 瑶. 超大直径泥水盾构在砂土中的开挖面稳定性分析[J]. 土木工程学报, 2012, 45(3): 174 - 181. (XU Ming, ZOU Wen-hao, LIU Yao. Face stability of large slurry shield-driven tunnel in sands[J]. China Civil Engineering Journal, 2012, 45(3): 174 - 181. (in Chinese))
- [5] MINDLIN R D. Force at a point in the interior of a semi-infinite solid[J]. Journal of Applied Physics, 1936, 7(5): 195 - 202.
- [6] LI Y, EMERIAULT F, KASTNER R, et al. Stability analysis of large slurry shield-driven tunnel in soft clay[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2009, 24(4): 472 - 481.
- [7] ZHOU S, LI X, JI C, et al. Back-fill grout experimental test for discharged soils reuse of the large diameter size slurry shield tunnel[J]. KSCE Journal of Civil Engineering, 2017, 21(3): 1 - 9.
- [8] 苟长飞, 叶 飞, 张金龙, 等. 盾构隧道同步注浆充填压力环向分布模型[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(3): 590 - 598. (GOU Chang-fei, YE Fei, ZHANG Jin-long, et al. Ring distribution model of filling pressure for shield tunnels under synchronous grouting[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(3): 590 - 598. (in Chinese))
- [9] 阮文军. 基于浆液黏度时变性的岩体裂隙注浆扩散模型[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(15): 2709 - 2714. (RUAN Wen-jun. Spreading model of grouting in rock mass fissures based on time-dependent behavior of viscosity of cement-based grouts[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(15): 2709 - 2714. (in Chinese))

(责编: 明经平)

DOI: 10.11779/CJGE2019S1044

基于扰动状态概念理论的固化淤泥一维压缩模型

饶春义^{1,2}, 朱剑锋¹, 潘斌杰¹, 刘浩旭¹, 周志军³

(1. 宁波大学建筑工程与环境学院, 浙江 宁波 315211; 2. 宁波市镇海区人民政府蛟川街道办事处, 浙江 宁波 315211;

3. 五邑大学土木建筑学院, 广东 江门 529020)

摘要: 采用低碳、环保的镁质水泥对淤泥进行固化处理, 研究了不同龄期下固化淤泥一维压缩特性。采用新型环刀制样方法, 开展了镁质水泥固化淤泥的一维压缩实验研究。结果表明: 固化淤泥的压缩曲线与结构性土变化趋势类似, 固化淤泥的 $\ln(1+e)-\lg\sigma_v$ 曲线存在一个明显的拐点(结构屈服应力), 且随着龄期的增长, 固化淤泥的结构屈服应力逐渐增大。基于扰动状态概念理论, 提出了能反应固化淤泥强化与弱化并存的一维压缩模型, 试验验证了该模型可以较好预测任意龄期下固化淤泥的一维压缩特性。

关键词: 淤泥; 固化; 龄期; 一维压缩; 扰动状态概念

中图分类号: TU447

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)S1-0173-04

作者简介: 饶春义(1993—), 男, 硕士研究生, 主要从事软土加固技术研究。E-mail: raochunyi@sina.com。

One-dimensional compression model for solidified silt based on theory of disturbed state concept

RAO Chun-yi^{1,2}, ZHU Jian-feng¹, PAN Bin-jie¹, LIU Hao-xu¹, ZHOU Zhi-jun³

(1. Faculty of Architectural Civil Environment, Ningbo University, Ningbo 315211, China; 2. Jiaochuan Street Office of the People's Government

of Zhenhai District, Ningbo 315211, China; 3. School of Civil Engineering and Architecture, Wuyi University, Jiangmen 529020, China)

Abstract: The low-carbon, environmental-friendly magnesia cement is used to solidify the silt, and the compression characteristics of the solidified silt at different ages are investigated based on the one-dimensional compression tests. A series of one-dimensional compression tests on the magnesia cement-cured silt under different curing ages are carried out using a new ring knife sample preparation method. It is found that there exists an obvious inflection point, structural yield stress, on the $\ln(1+e)-\lg\sigma_v$ curve, which is similar to structural soils. Moreover, the structural yield stress of the solidified silt increases gradually with the increase of the curing age. Furthermore, an one-dimensional compression model to characterize the strengthening and weakening properties coexisted in the magnesia cement-solidified silt is proposed based on the concept of disturbed state. The experimental results show that the proposed model can reproduce well the one-dimensional compression characteristics of the solidified silt at any age.

Key words: silt; solidification; age; one-dimensional compression; disturbance state concept

0 引言

疏浚工程及港口建设中产生的大量疏浚淤泥通常具有孔隙比大、压缩性高、强度低的特点, 必须对其处理才能用于实际工程^[1]。近年来, 淤泥固化技术在水泥土搅拌桩、地基处理等工程中得到了广泛应用^[2]。固化淤泥随着龄期的增长通常会表现出一定的结构性^[3-5], 目前关于固化淤泥结构压缩性的研究引起了学者们浓厚的兴趣: 丁建文等^[3]通过一维压缩试验发现固化淤泥存在明显的结构屈服点, 固结应力超过该屈服点后固化淤泥的变形急剧增大。王宏伟等^[4]发现固化淤泥结构的形成与 MgO 的掺量有关, 且屈服后压缩指数显著增大。黄英豪等^[5]发现固化淤泥的结构屈

服应力与龄期、初始含水率有关。

固化淤泥的强度和刚度随着龄期的增加逐渐增长^[1-2], 同时, 在外荷载作用下固化淤泥又可能因其结构性破坏而弱化^[6]。针对固化淤泥这种新型材料的强化与弱化共存的特点, 传统的损失理论显得无能为力。Desai 提出的扰动状态概念理论^[7-8] (disturbed state concept, 简称 DSC) 认为, 在任意变形阶段材料单元可以认为是相对完整 (relative intact, RI) 和完全调整

基金项目: 浙江省自然科学基金项目 (LY17E080006); 国家自然科学基金项目 (51879133; 51409142); 宁波市自然科学基金项目 (2017A610307); 广东高校优秀青年创新人才培养计划项目 (2012CYM_0128)

收稿日期: 2019-04-30

*通讯作者 (E-mail: zhu Jianfeng0811@163.com)

(fully adjustment, FA) 确定的混合体。由于扰动, 材料内部的微观结构从最初 RI 状态, 经过一个自调整过程, 达到最终的 FA 状态。在这种自调整过程中, 材料有可能产生损伤, 也有可能得到强化, 从而为描述材料损伤与强化共存的现象提供了新途径。本文采用镁质水泥^[9]作为主固化剂对淤泥进行加固处理, 研究不同龄期下的淤泥其一维压缩性变化规律, 建立基于 DSC 理论的固化淤泥一维压缩模型。

1 试验条件

1.1 试验材料

选用宁波②₂₋₂层淤泥质黏土为试验用土^[10], 将淤泥土烘干、碾碎、过 2 mm 筛, 试验采用镁质水泥作为主固化剂^[10] (主要成分为 MgO、MgSO₄、柠檬酸和水), 外掺剂为硅灰、熟料和水玻璃。

1.2 固化淤泥的制备方法

按配比称取土样、镁质水泥、外掺剂、水, 控制湿土的含水率为 50%, 固化剂质量与湿土的质量比为 15%。试样的龄期(T)分别为 7, 14, 21, 28 d。为消除固化过程中试样体缩的影响, 首先采用直径为 75 mm, 高度为 40 mm 的圆柱体制样, 并将其放置于空气中养护到设定龄期后, 用环刀 (直径 61.8 mm、高度 20 mm) 压入该圆柱体制作一维压缩试样。

1.3 试验仪器和试验过程

试验采用 WG-1B 型三联中压固结仪, 每组固化时间做 4 个试样进行平行试验。试验时, 分别在 0, 12.5, 25, 50, 100, 200, 400, 800, 1600 kPa 下进行加载, 每级压力稳定时间为 24 h。

2 试验结果和分析

2.1 重塑土一维压缩曲线

通过室内一维压缩试验, 获得重塑土 $e^* - \lg s'_v$ 曲线见下图 1。对图 1 中所示孔隙比(e^*)随固结应力(s'_v)的变化规律进行拟合可得

$$e^* = e_0 - a \lg s'_v \quad (1)$$

式中, e_0 为重塑土的初始孔隙比, a 为与颗粒级配、含水率等相关的模型参数。

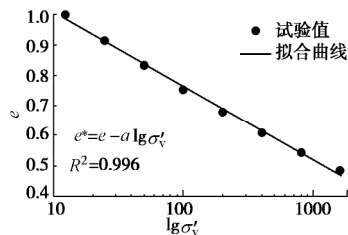


图 1 重塑土的压缩曲线

Fig. 1 Compression curve of remolded soil

2.2 结构屈服应力

Butterfield^[11]通过试验结果发现 $\ln(1+e) - \lg s'_v$ 可

以用两条直线进行拟合 (见下图 2), 且两条直线的交点即为固化淤泥的结构屈服应力(s'_{vy})^[3-5]。不同 T 下的 s'_{vy} 见下图 3, 对其进行拟合可得

$$s'_{vy} = s'_{vy0} (1 + bT/7) \quad (2)$$

式中, s'_{vy0} 是固化淤泥的初始屈服应力 (理论上 $T=0$ 时, $s'_{vy0}=0$), 然而由于试验因素, s'_{vy0} 通常略大于 0, b 为与水泥掺量、含水率等相关的模型参数。

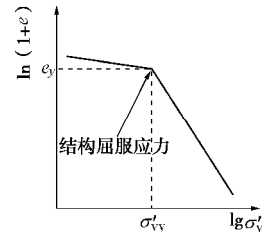


图 2 固化淤泥结构屈服应力

Fig. 2 Structural yield stress of solidified silt

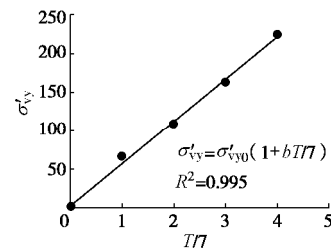


图 3 $s'_{vy} - T$ 关系示意图

Fig. 3 Relationship between structural yield stress and age

2.3 附加孔隙比 Δe_y

如图 4 所示, 固化淤泥的附加孔隙比 Δe_y 为 $e_0 - \lg s'_v$ 曲线中固结应力达到 s'_{vy} 时对应的固化淤泥孔隙比与重塑土的孔隙比之差。结合 Leroueil 等^[12]研究发现, Δe_y 与 $\lg(S_s)$ 之间存在如图 5 所示线性关系, 于是

$$\Delta e_y = d \lg(S_s) \quad (3)$$

式中 S_s 为应力灵敏度, 且 $S_s = s'_{vy} / s'_{ve}$; s'_{ve} 为 e_y 对应的重塑土样的固结应力, e_y 为 $s'_v = s'_{vy}$ 时的孔隙比; d 为与固化剂掺量、含水率等相关的模型参数。

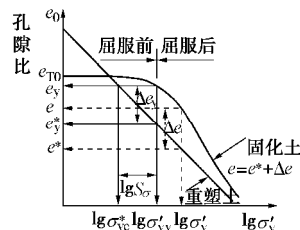


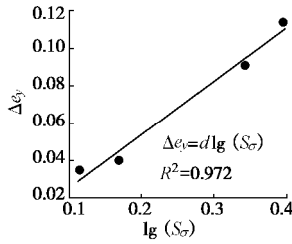
图 4 固化淤泥一维压缩曲线

Fig. 4 One-dimensional compression curves of solidified silt

3 基于 DSC 理论固化淤泥一维压缩模型

3.1 扰动函数

由前述试验结果易知, 随着固结应力(s'_v)的增加, 固化淤泥的强度受结构性的影响越来越弱。当

图 5 Δe_v 与 $\lg(S_v)$ 的关系Fig. 5 Relationship between Δe_v and $\lg(S_v)$

$s'_v > s'_{vy}$ 时, 固化淤泥的强度衰减速度显著增加, 变形突然增大。因此固化淤泥的扰动函数应与 s'_{vy} 和加载应力相关, 参考Liu等^[8]提出的结构性土体的扰动模型, 建立如下所示的固化淤泥扰动函数:

$$D_{ev} = 1 + c \left(\frac{s'_{vy}}{s'_v} \right)^\chi, \quad (4)$$

式中, χ 为描述结构性土体压缩破坏的参数, 且 $\chi = \Delta e_v / e^*$, ξ 为固化淤泥的破损指数。

3.2 固化淤泥的一维扰动压缩模型

由图 4 可知, 固化淤泥的变形可分为屈服前和屈服后两个阶段, 屈服前的固化淤泥只发生弹性变形, 当 $s'_v > s'_{vy}$ 时发生塑性变形, 结构开始破坏。根据 DSC 理论, 可得^[8]

$$de_v^a = \begin{cases} de_v^i & s'_v < s'_{vy} \\ \left[1 + c \left(\frac{s'_{vy}}{s'_v} \right)^\chi \right] de_v^c & s'_v \geq s'_{vy} \end{cases} \quad (5)$$

式中 de_v^a 表示固化淤泥的体应变增量; de_v^i 与 de_v^c 分别表示处于 RI 状态和 FA 状态 (重塑土) 时固化淤泥的体应变增量。当固结应力小于结构屈服应力时, 固化淤泥的塑性应变为 0, de_v^a 只有弹性应变, 于是

$$de_v^a = \begin{cases} \frac{k^*}{1+e} \left(\frac{ds'_v}{s'_v} \right) & s'_v < s'_{vy} \\ \frac{l^*}{1+e} \left[1 + c \left(\frac{s'_{vy}}{s'_v} \right)^\chi \right] \left(\frac{ds'_v}{s'_v} \right) & s'_v \geq s'_{vy} \end{cases} \quad (6)$$

式中, k^* , l^* 分别是重塑土的回弹指数和压缩指数, e 为固化淤泥的当前孔隙比。由式 (6) 可知, 固化淤泥屈服前的变形处于弹性阶段, $e - \lg(s'_v)$ 呈下述直线关系:

$$e = e_{T0} - k \lg s'_v \quad (s'_v < s'_{vy}), \quad (7)$$

式中, e_{T0} 为不同龄期下固化淤泥的初始孔隙比, k 是固化淤泥在 $e - \lg(s'_v)$ 曲线中弹性阶段的斜率。计算屈服后固化淤泥的变形, 采用描述固化淤泥结构性影响的附加孔隙比 (Δe), 并定义 $e = e^* + \Delta e$ 。于是, 固化淤泥屈服后的 e 可表示为

$$e = e^* + \Delta e = e^* + \Delta e_y \left(\frac{s'_{vy}}{s'_v} \right)^\chi \quad s'_v \geq s'_{vy} \quad (8)$$

将式 (1), (2), (3) 代入式 (8) 可得

$$e = e_0 - a \lg s'_v + [d \lg S(s)] \left[\frac{s'_{vy0} (1+bT/7)}{s'_v} \right]^x, \quad (9)$$

其中, x 为固化淤泥的破损指数, 可通过拟合屈服后阶段的压缩曲线获得。如图 6 所示, x 与 T 的关系为

$$x = f - gT/7, \quad (10)$$

其中, f 和 g 为模型参数。将式 (10) 代入式 (9) 可得

$$e = e_0 - a \lg s'_v + [d \lg S(s)] \left(\frac{s'_{vy0} (1+bT/7)}{s'_v} \right)^{f-gT/7} \quad (11)$$

于是基于 DCS 理论的固化淤泥一维压缩模型为

$$de_v^a = \begin{cases} \frac{k^*}{1+e_0 - k \lg s'_v} \left(\frac{ds'_v}{s'_v} \right) & s'_v < s'_{vy} \\ \frac{l^*}{1+e_0 - a \lg s'_v + [d \lg S(s)] \left(\frac{s'_{vy0} (1+bT/7)}{s'_v} \right)^{f-gT/7}} \left[\left(\frac{s'_{vy0} (1+bT/7)}{s'_v} \right)^{f-gT/7} \left(\frac{ds'_v}{s'_v} \right) \right] & s'_v \geq s'_{vy} \end{cases} \quad (12)$$

其中, 模型参数 l^* , k^* 可通过重塑土的一维压缩试验与回弹试验确定, a , b , d , f , g , k 为模型参数, 可通过不同龄期的固化淤泥的一维压缩试验确定。

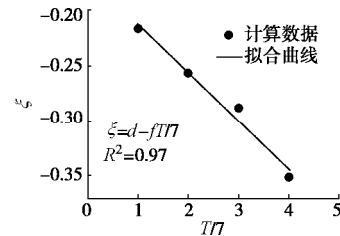


图 6 破损指数与龄期的关系

Fig. 6 Relationship between breakage index and age

3.3 模型验证

为验证本文基于 DSC 理论固化淤泥一维压缩模型的可行性, 现选取宁波地铁某基坑项目的淤泥质黏土 (②₂₋₂ 层) 为试验用土, 并采用镁质水泥复合固化剂对其进行固化处理, 养护到不同龄期, 然后开展一维压缩试验, 模型参数见表 1。通过式 (12) 预测不同龄期下固化淤泥的 $e - \lg s'_v$ 曲线如图 7 所示。

表 1 模型参数

Table 1 Parameters of model

a	b	d	f	g	l^*	k^*
0.245	54.7	0.2489	-0.169	-0.044	0.165	0.026

由图 7 可知, 任意龄期下采用本文模型预测结果均与一维压缩试验结果一致, 因此本文基于 DSC 理论的固化淤泥一维压缩模型是可行的。

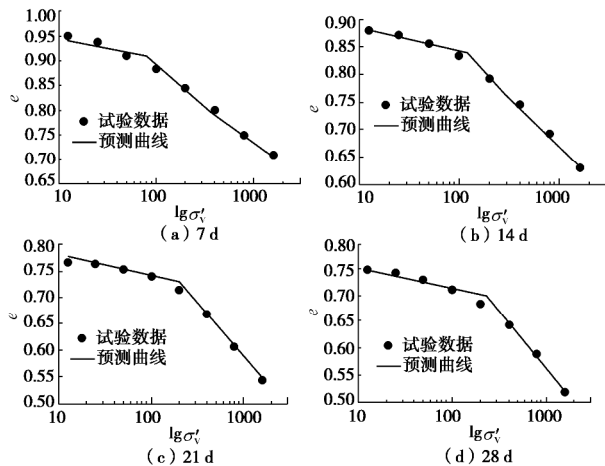


图7 不同龄期下固化淤泥的 $e - \lg \sigma'_v$ 曲线试验值与预测值

Fig. 7 Test and predicted $e - \lg \sigma'_v$ curves at different ages

4 结 论

(1)不同龄期下固化淤泥的一维压缩试验结果表明:随着龄期的增长,破损指数逐渐减小,固化淤泥由塑性材料逐渐变成脆性材料,与结构性土体相似,固化淤泥存在结构屈服应力(s'_{vy}),超过 s'_{vy} 时试样破坏速度加快,且 s'_{vy} 随着龄期近似呈线性增加。

(2)以重塑土的压缩特性作为参考,通过引入附加孔隙比(Δe_y)反映结构性对固化淤泥压缩特性的影响,建立了 Δe_y 与应力灵敏度之间的函数关系。

(3)基于DSC理论,综合考虑 s'_{vy} 、 Δe_y 等参数的影响,建立了固化淤泥一维压缩模型。该模型能同时描述固化淤泥随龄期强化与受荷超过 s'_{vy} 后的弱化现象。算例验证表明:该模型可很好预测不同龄期下固化淤泥的一维压缩特性,且模型参数均可通过一维压缩试验进行测定,可在淤泥固化工程中推广应用。

参考文献:

- [1] 丁建文, 张 帅, 洪振舜, 等. 水泥-磷石膏双掺固化处理高含水率疏浚淤泥试验研究[J]. 岩土力学, 2010, **31**(9): 2817 - 2822. (DING Jian-wen, ZHANG Shuai, HONG Zhen-shun, et al. Experimental study of solidification of dredged clays with high water content by adding cement and phosphogypsum synchronously[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(9): 2817 - 2822. (in Chinese))
- [2] 徐日庆, 邵玉芳. 温州半岛工程海堤淤泥质地基加固试验研究[J]. 浙江大学学报(农业与生命科学版), 2005, **31**(4): 475 - 478. (XU Ri-qing, SHAO Yu-fang. Experimental study on treating the silty foundation of sea dike in Wenzhou Peninsula construction project[J]. Journal of Zhejiang University (Agric & Life Sci), 2005, **31**(4): 475 - 478. (in Chinese))
- [3] 丁建文, 吴学春, 李 辉, 等. 疏浚淤泥固化土的压缩特性与结构屈服应力[J]. 工程地质学报, 2012, **20**(4): 627 - 632. (DING Jian-wen, WU Xue-chun, LI Hui, et al. Compression properties and structure yield stress for solidified soil composing of dredged clays[J]. Journal of Engineering Geology, 2012, **20**(4): 627 - 632. (in Chinese))
- [4] 王宏伟, 王东星, 贺 扬. MgO 改性淤泥固化土压缩特性试验[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2017, **48**(8): 2133 - 2141. (WANG Hong-wei, WANG Dong-xing, HE Yang. Experimental study on compressibility behavior of solidified dredged sludge with reactive MgO[J]. Journal of Central South University (Science and Technology), 2017, **48**(8): 2133 - 2141. (in Chinese))
- [5] 黄英豪, 朱 伟, 周宣兆, 等. 固化淤泥压缩特性的试验研究[J]. 岩土力学, 2012, **33**(10): 2923 - 2928. (HUANG Ying-hao, ZHU Wei, ZHOU Xuan-zhao, et al. Experimental study of compressibility behavior of solidified dredged material[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, **33**(10): 2923 - 2928. (in Chinese))
- [6] HORPIBULSUK S, LIU M D, LIYANAPATHIRANA D S, et al. Behaviour of cemented clay simulated via the theoretical framework of the Structured Cam Clay model[J]. Computers and Geotechnics, 2010, **37**: 1-9.
- [7] 朱剑锋, 徐日庆. 考虑扰动影响修正 Duncan-Chang 模型的二次开发[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(增刊 1): 84 - 88. (ZHU Jian-feng, XU Ri-qing. Secondary development of modified Duncan-Chang model considering disturbance[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(S1): 84 - 88. (in Chinese))
- [8] LIU M D, CARTER J P, DESAI C S, et al. Analysis of the compression of structured soils using the disturbed state concept[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2000, **24**: 723 - 735.
- [9] UNLUER C, AL-TABBAA A. Impact of hydrated magnesium carbonate additives on the carbonation of reactive MgO cements[J]. Cement and Concrete Research, 2013, **54**: 87 - 97.
- [10] 朱剑锋, 饶春义, 虞秋水, 等. 硫氧镁水泥复合固化剂加固淤泥质土的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2019, **38**(增刊 1): 3206 - 3213. (ZHU Jian-feng, RAO Chun-yi, TUO Qiu-shui, et al. Experimental study on the properties of the organic soil solidified by the composite magnesium oxysulfate cement-curing agent[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2019, **38**(S1): 3206 - 3213. (in Chinese))
- [11] BUTTERFIELD R. A natural compression law for soils[J]. Géotechnique, 1979, **29**(4): 469 - 480.
- [12] LEROUEIL S, TAVENAS F, LE BIHAN J P. Propriétés caractéristiques des argiles de l'est du Canada[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1983, **20**: 681 - 705.

(责编: 明经平)

DOI: 10.11779/CJGE2019S1045

考虑颗粒破碎影响的吸力贯入式平板锚安装过程研究

谭慧明^{1,2}, 于淙洋^{1,2}, 王 中^{1,2}

(1. 河海大学海岸灾害及防护教育部重点实验室, 江苏 南京 210024; 2. 河海大学港口海岸与近海工程学院, 江苏 南京 210024)

摘 要: 吸力贯入式平板锚是一种适用于深海结构的锚泊基础, 基于离散单元法对吸力贯入式平板锚在颗粒可破碎地基中的安装过程进行了模拟, 探究土颗粒破碎对锚体运动特征、埋深减少等的影响。研究表明, 土颗粒破碎导致锚板安装受荷旋转过程中发生斜向上的贯穿运动, 影响锚的埋深减少。贯穿运动的产生与吸力贯入式平板锚的几何尺寸偏心比大小有关, 偏心比很小时, 不发生贯穿运动, 随偏心比的增大, 贯穿运动的程度先提高后下降; 与未考虑土颗粒破碎情况比较, 土颗粒破碎导致锚体在安装过程中产生的埋深减少远大于在土颗粒不破碎时的埋深减少。同时在土颗粒可破碎地基中, 受贯穿运动的影响, 吸力贯入式平板锚偏心比达到 0.3 后, 埋深减少不再随锚链拉力倾角增大而线性增加, 锚链拉力倾角超过 45° 后, 埋深减少随着锚链拉力倾角增大而增加的速度变快。

关键词: 吸力贯入式平板锚; 颗粒破碎; 离散元; 埋深减少

中图分类号: TU476

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)S1-0177-04

作者简介: 谭慧明(1980—), 男, 副教授, 博士, 主要从事地震岩土工程及灾害防护等方向的教学和科研工作。E-mail: thming2008@163.com。

Simulation on installation process of suction embedded plate anchor considering effect of particle breakage

TAN Hui-ming^{1,2}, YU Cong-yang^{1,2}, WANG Zhong^{1,2}

(1. Key Laboratory of Coastal Disaster and Defence, Ministry of Education, Hohai University, Nanjing 210024, China; 2. College of Harbour Coastal and Offshore Engineering, Hohai University, Nanjing 210024, China)

Abstract: The suction embedded plate anchor is a kind of anchor foundation applicable to deep-sea structures. Based on the discrete element method, the installation process of the suction embedded plate anchor in particle breakable foundation is simulated, and the influences of soil particle breakage on motion characteristics of anchor body and loss of embedment are investigated. The results show that the soil particle breakage results in the inclined upward penetrating motion of the anchor plate during the load-rotating process, which affects the embedment loss of the anchor. The penetration motion is related to the eccentricity ratio of geometrical dimensions of suction embedded plate anchor. When the eccentricity ratio is very small, the penetrating motion does not occur. With the increase of eccentricity ratio, the degree of penetration motion first increases and then decreases. Compared with the situation without considering the soil particle breakage, the embedment loss caused by soil particle breakage during the installation of anchor body is much more than that caused by unbroken soil particle. At the same time in particle breakable foundation, under the influences of penetrating motion, when the eccentricity ratio of suction embedded plate anchor reaches 0.3, the loss of embedment no longer increases linearly with the increase of inclination angle of the anchor chain tension. When the inclination angle of the anchor chain tension exceeds 45°, as the inclination angle of the anchor chain tension increases, the loss of embedment is at higher speed.

Key words: suction embedded plate anchor; particle breakage; discrete element method; embedment loss

0 引 言

吸力贯入式平板锚 (suction embedded plate anchors, SEPLA) 是海洋工程中常用的一种锚固基础, 既综合了传统的吸力式沉箱和法向承力锚的优点, 又克服了它们的局限性: 在安装阶段采用吸力式安装, 可以准确地知道安装完成后平板锚的位置与埋深, 安装完成后在运营阶段又作为法向承力锚进行工作, 具

有很高的抗拔承载力。O'Loughlin^[1]、曹可达等^[2]研究了偏心比 (锚孔距离锚板平面距离与锚宽的比值) 对锚的埋深减少的影响。Gaudin 等^[3]研究了偏心比和锚链拉力倾角 (锚链拉力方向与水平面的夹角) 对埋深

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51878247, 51639002); 中央高校基本科研业务费专项资金项目 (2018B13414)

收稿日期: 2019-04-30

表 1 颗粒模型参数

Table 1 Parameters of particle model

颗粒类型	$r_{\max}$ /mm	$r_{\min}$ /mm	r /($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$)	K_n /($10^7\text{N}\cdot\text{m}^{-1}$)	K_s /($10^7\text{N}\cdot\text{m}^{-1}$)	f_c	f_n/N	f_s/N
可破碎颗粒	4.8	1.5	2000	5.0	5.0	0.1	2×10^2	1×10^2
不可破碎颗粒	4.8	1.5	2000	5.0	5.0	0.1	2×10^{30}	1×10^{30}

表 2 数值模拟土颗粒微观参数

Table 2 Numerical simulation of microscopic parameters of soil particles

$r_{\max}$ /mm	$r_{\min}$ /mm	r /($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$)	K_n /($10^7\text{N}\cdot\text{m}^{-1}$)	K_s /($10^7\text{N}\cdot\text{m}^{-1}$)	f_c	f_n/N	f_s/N	n
1.6	0.5	2000	5.0	5.0	0.06	0	0	0.2

减少的影响。Song 等^[4]、Wang 等^[5]认为锚板长宽比和土体刚度对埋深减少没有影响。Wei 等^[6]则考虑了吸力贯入式平板锚的长柄部分，通过二维有限元分析，预测了锚旋转的物理过程，明显要优于不考虑长柄部分的预测。王腾等^[7]采用包络面塑性极限分析方法，研究了切向偏心等参数对埋深减少的影响。钙质砂是海洋环境下一种特殊的砂土，在我国南海等地分布广泛，具有颗粒易破碎等特点。

总结前人对吸力贯入式平板锚安装过程中的埋深减少研究，主要的影响因素在于偏心比以及锚链拉力倾角，对吸力贯入式平板锚在颗粒破碎的条件下安装是否影响其埋深减少的考虑较少，而离岸锚泊基础可能会在钙质砂地层中工作。因此本文将主要研究颗粒破碎对吸力贯入式平板锚的埋深减少的影响，为实际工程提供建议。

1 数值模拟实验

基于离散单元法利用颗粒流（PFC）程序对该实验进行二维数值模拟。用 PFC 内置的 FISH 语言编程将圆形颗粒拼装成刚性体来模拟锚体。数值模拟试样的尺寸及数值模拟试验过程与离心机试验^[1]保持一致。

1.1 建立颗粒模型

不考虑颗粒形状的影响，采用 7 个单位厚度的圆盘按正六边形的形状，对原始土颗粒进行替换，并用具有一定强度的 12 个黏结键将 7 个圆盘连接起来形成一个颗粒集合体，对颗粒集合体内部的黏结力使用接触黏结模型进行模拟，颗粒集合体受力并传到黏结键，超过黏结键强度，则黏结键发生断裂，颗粒集合体散开，颗粒发生破碎^[8]。颗粒形状及替换示意图如图 1。

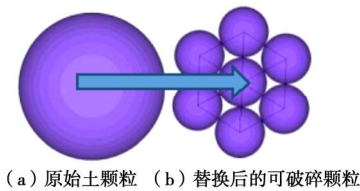


图 1 颗粒替换

Fig. 1 Replacement of particles

可破碎颗粒的黏结键强度参考张家铭等^[9]的研究，作为对比，建立另一种相同形状的颗粒集合体模型，为保证其在受力时不发生破碎，设置法向黏结力为 $2\times 10^{30}\text{N}$ ，切向黏结力为 $1\times 10^{30}\text{N}$ 。颗粒间接触产生力的间隙（gap）为默认值 0，颗粒的微观参数包括颗粒半径 r 、颗粒密度 ρ 、法向刚度 K_n 、切向刚度 K_s 、颗粒摩擦系数 f_c 、法向黏结力 f_n 和切向黏结力 f_s 。详细的颗粒模型参数见表 1。

1.2 制备地基土样本

在四面刚性墙体围成的二维空间内生成级配服从均匀分布的圆形颗粒，模拟离心机试验中的试样土，设定二维孔隙率 $n=0.2$ ，然后去掉顶部墙体。不断调整颗粒参数，直到建立起强度参数较为合理的数值土样模型。详细的微观参数见表 2。

原始土颗粒生成后，进行颗粒替换，完成对比地基土的数值模拟。

1.3 建立锚体模型

数值模型锚体结构中， B 表示锚板宽度， t 表示锚板厚度， e 表示锚索孔到锚板的垂直距离。锚索孔和锚索接头保持可滑动的黏接，模拟出锚索接头可以绕锚索孔自由滑动的效果，设定其法向黏接强度为 $1.0\times 10^{30}\text{N/m}$ ，并将锚索孔与锚板永久连接。锚体颗粒密度取近似钢铁的密度 7900kg/m^3 ，颗粒摩擦系数取 0.1，法向和切向刚度 K_n 和 K_s 都取为 $5\times 10^{11}\text{N/m}$ ，保证模型锚是刚性体。将锚放入数值模拟的地基土，完成数值模型的建立。

1.4 数值模型的验证

与 O’Loughlin 的离心机试验保持一致，建立具有相同参数的数值模型锚体，锚体参数详见表 3。

表 3 数值模型锚体结构尺寸参数

Table 3 Anchor sizes used in numerical model

锚型	t/mm	e/mm	B/mm	e/B
A	2	5.1	30	0.17
B	2	15.0	30	0.50
C	2	30.0	30	1.00

(1) 数值模拟离心机试验步骤

①用刚性墙模拟试验箱壁, 建立宽 258 mm, 高 150 mm 的模型试验箱; ②建立数值模型锚体; ③在试验箱中生成原始土颗粒, 用可破碎颗粒替换, 赋予土颗粒摩擦系数和重力, 静置一段时间, 让土体最终达到平衡稳定状态; ④将模型锚放入距离地基土表面 4 倍于锚宽的深度处; ⑤加载, 给予锚索接头恒定的 0.1 mm/s 的竖直速度, 拉动锚体发生位移和旋转; ⑥记录数据, 用颗粒流命令编写程序记录下锚体埋深减少, 竖向位移以及旋转角度等数据, 以作后续分析; ⑦使用偏心比不同的下一种平板锚, 重复步骤④到⑥; ⑧用不可破碎颗粒对原始土颗粒进行替换, 完成对比地基土的数值模型建立, 然后重复步骤④到⑦。

(2) 数值模拟结果与离心机试验结果对比

以埋深减少绝对值和锚板宽度的比值 $\Delta Z/B$ 来表示埋深减少, 做出离散元数值模拟得到的锚板和水平面夹角与埋深减少 $\Delta Z/B$ 的关系曲线, 并与离心机试验及 Song 等^[4]使用大变形有限元计算得到的结果进行对比, 结果如图 2。

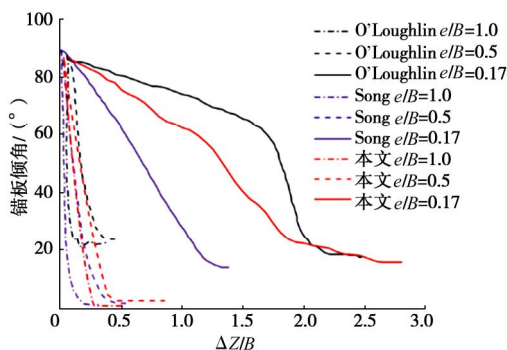


图 2 不同方法所得锚体埋深减少量计算结果对比

Fig. 2 Reduction of anchor depth under different methods

由图 2 可见在偏心比为 1.0 和 0.5 时, 离散元数值模拟、大变形有限元分析和 O'Loughlin 的离心机试验的最终结果相近。在偏心比 (e/B) 为 0.17 时, 大变形有限元分析得到的结果偏差相对于离散元数值模拟计算得到的结果明显大。由此可知在土体发生大变形破坏时, 使用离散元方法数值模拟土体得到的结果比大变形有限元方法模拟土体得到的结果更好。

2 实验结果与分析

2.1 土颗粒破碎对吸力贯入式平板锚埋深减少影响

作出偏心比为 0.6 的吸力贯入式平板锚在旋转过程中的中心点轨迹线如图 3 所示。从图 3 中可以明显地看到锚板在安装阶段的受荷旋转过程中存在一段斜向上的贯穿土体运动。

选用偏心比分别为 0.17, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.7, 0.8, 0.9, 1.0, 1.2 的模型锚, 锚板厚度均为 2 mm,

锚板宽度均为 30 mm。用锚的实际埋深减少量 ΔZ 与锚板宽度 B 的比值 $\Delta Z/B$ 来度量锚的埋深减少, 数值模拟计算出埋深减少与偏心比的关系曲线如图 4。

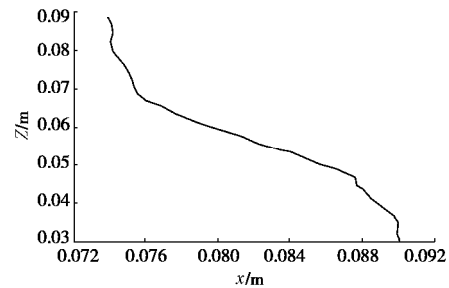


图 3 锚板中心点轨迹线

Fig. 3 Trajectory line of center point of anchor plate

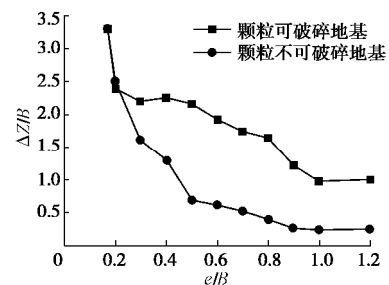


图 4 颗粒破碎对 SEPLA 埋深减少影响

Fig. 4 Effects of particle breakage on burial depth of SEPLA

从图 4 可以看到在偏心比只有 0.17 和 0.2 时, 由于偏心比非常小, 锚板旋转启动时的力矩较小, 因此土体受力较小, 土颗粒破碎不严重, 不会造成局部土体强度升高, 则阻碍锚板旋转的力矩不增加, 不会导致促使锚板旋转的动力力矩与阻碍锚板旋转的阻力力矩相互抵消, 所以锚体不发生贯穿运动, 两种地基中吸力贯入式平板锚的埋深减少基本一致。偏心比从 0.3 增大至 0.8 时, 促使锚板旋转的动力力矩增大, 颗粒破碎程度逐渐严重, 局部土体强度随之升高, 阻碍锚板旋转的阻力力矩也会增大, 贯穿运动的程度下降较少, 一直处于较高水平, 相应的埋深减少变化较小且处于较高水平, 所以吸力贯入式平板锚在土颗粒可破碎地基中的埋深减少要明显多于其在颗粒不可破碎的对比地基中的埋深减少。偏心比从 0.8 变化到 1.0 时, 促使锚板旋转的动力力矩随偏心比的增加而持续增大, 但颗粒已经完全破碎, 无法使局部土体强度继续升高, 则阻碍锚板旋转的阻力力矩不再增大, 因此贯穿运动的程度会明显下降, 表现为随偏心比增大, 埋深减少的下降速度也随之增加。

2.2 土颗粒破碎条件下锚链拉力倾角对吸力贯入式平板锚埋深减少影响

图 5 为土颗粒破碎对不同锚链拉力倾角吸力贯入式平板锚埋深减少影响的结果。从图中可以看出, 在颗粒不可破碎的对比地基中, 当偏心比一定时, 随着锚链拉力倾角的增大, 吸力贯入式平板锚的埋深减少

也增加。各种偏心比的吸力贯入式平板锚埋深减少与锚链拉力倾角之间均呈线性关系,并且偏心比越大,埋深减少随锚链拉力倾角增大就增加得越快。分析该现象产生的原因,在土颗粒可破碎地基中,吸力贯入式平板锚偏心比较小时,锚板旋转启动的力矩较小,土体受力小,破碎不严重,锚板不发生贯穿运动,因此偏心比为0.2时,埋深减少随锚链拉力倾角变化的规律与土颗粒不可破碎的对比地基相同,都呈线性增长关系。当偏心比继续增大,该偏心比下锚链拉力倾角低于 45° 时,由系缆力提供锚板旋转力矩的力臂较小,因此锚板旋转启动时的力矩较小,土体受力小,破碎不严重,锚板不发生贯穿运动,当锚链拉力倾角达到 45° 时,力臂增大,此时锚板旋转启动的力矩已经足够大,土体受力增加,破碎程度加剧,土体强度升高,阻碍锚板旋转的力矩增大,于是锚板发生贯穿运动,因此锚链拉力倾角达到 45° 后,随着锚链拉力倾角进一步增大,锚板的埋深减少增长的速度随锚链拉力倾角增加而逐渐加快。

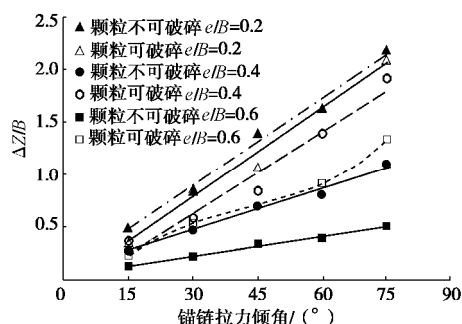


图5 土颗粒破碎对不同锚链拉力倾角 SEPLA 埋深减少影响
Fig. 5 Influences of soil particle breakage on embedment loss of SEPLA with different inclination angles of anchor chain tension

3 结 论

(1) 吸力贯入式平板锚在钙质砂地基中安装时,土颗粒破碎导致锚板受荷旋转过程中会发生斜向上的贯穿运动,造成其在安装过程中产生的埋深减少远大于在土颗粒不可破碎的对比地基中的埋深减少。贯穿运动的产生与吸力贯入式平板锚的偏心比大小有关,偏心比很小时,不发生贯穿运动,当偏心比增大到0.3时,产生贯穿运动,当偏心比处于0.3到0.8范围内时,贯穿运动的程度相近并处于较高水平,当偏心比增大到0.9之后,贯穿运动的程度开始下降。

(2) 吸力贯入式平板锚在钙质砂地基中安装时,贯穿运动的产生会改变锚链拉力倾角对埋深减少的影响。吸力贯入式平板锚的偏心比达到0.3后,产生贯穿运动,使得埋深减少不再随锚链拉力倾角增大而线

性增加,锚链拉力倾角超过 45° 后,贯穿运动导致埋深减少随着锚链拉力倾角增大而增加的速度变快。

参考文献:

- [1] O'LOUGHLIN C D, LOWMASS A C, GAUDIN C, et al. Physical modelling to assess keying characteristics of plate anchors[C]// Proceedings of the 6th International Conference on Physical Modelling in Geotechnics, 2006: 659 - 665.
- [2] 曹可达, 谭慧明, 王娇娇, 等. 吸力贯入式平板锚旋转特性的离散元数值模拟[J]. 中国科技论文, 2015, 10(7): 829 - 833. (CAO Ke-da, TAN Hui-ming, WANG Jiao-jiao, et al. DEM numerical simulation on keying characteristics of suction embedded plate anchors[J]. China Sciencepaper, 2015, 10(7): 829 - 833. (in Chinese))
- [3] GAUDIN C, THAM K H, OUAHSINE S. Plate anchor failure mechanism during keying process[C]// Proceedings of the 18th International Offshore and Polar Engineering Conference. 2008: 613 - 620.
- [4] SONG Z H, HU Y X, O' LOUGHLIN C D, et al. Loss in anchor embedment during plate anchor keying in clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2009, 135(10): 1475 - 1485.
- [5] WANG D, HU Y X, RANDOLPH M F. Keying of rectangular plate anchors in normally consolidated clays[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2011, 137(12): 1244 - 1253.
- [6] WEI Q C, CASSIDY M J, TIAN Y H, et al. Incorporating shank resistance into prediction of the keying behavior of suction embedded plate anchors[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2015, 141(1): 334 - 342.
- [7] 王 腾, 严 梦. 吸力式贯入板锚转动上拔过程的数值模拟研究[J]. 岩土工程学报, 2016, 38(1): 118 - 123. (WANG Teng, YAN Meng. Numerical study on keying of suction embedded plate anchors[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, 38(1): 118 - 123. (in Chinese))
- [8] CHENG Y P, NAKATA Y, BOLTON M D. Discrete element simulation of crushable soil[J]. Géotechnique, 2003, 53(7): 633 - 641.
- [9] 张家铭, 邵晓泉, 王霄龙, 等. 沉桩过程中钙质砂颗粒破碎特性模拟研究[J]. 岩土力学, 2015, 36(1): 272 - 278. (ZHANG Jia-ming, SHAO Xiao-quan, WANG Xiao-long, et al. Discrete element simulation of crushing behavior of calcareous sands during pile jacking[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, 36(1): 272 - 278. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE2019S1055

基于温度变化的路基盐渍土动强度参数试验研究

赵福堂, 常立君*, 张吾渝

(青海大学土木工程学院, 青海 西宁 810016)

摘要: 基于英国 GDS 动三轴试验系统, 对青海西部地区的路基盐渍土进行动三轴试验, 在温度变化条件下探讨其破坏动应力、动黏聚力及动内摩擦角等相关参数随围压、频率的变化规律, 建立了不同动载频率下破坏动应力-围压-温度关系曲面, 得到了与温度相关的曲面拟合方程。试验结果表明: 土-冰-盐的胶结作用对温度变化极其敏感, 随着温度降低, 盐渍土的破坏动应力明显增大; 动黏聚力和动内摩擦角随温度的降低而增大。

关键词: 盐渍土; 动三轴试验; 破坏动应力; 动黏聚力; 动内摩擦角

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)S1-0217-04

作者简介: 赵福堂(1990—), 男, 硕士, 主要从事寒区盐渍土力学方面的研究。E-mail: zhaofutangQH@163.com。

Experimental study on dynamic strength parameters of subgrade saline soil under temperature variation

ZHAO Fu-tang, CHANG Li-jun, ZHANG Wu-yu

(School of Civil Engineering, Qinghai University, Xining 810016, China)

Abstract: Based on the British GDS dynamic triaxial test instrument, the triaxial dynamic load tests on subgrade saline soil in western areas of Qinghai Province are performed. Under temperature change, the variation laws of parameters of dynamic stress of failure, dynamic cohesion and dynamic internal friction angle with confining pressure and frequency are discussed. The destructive dynamic stress-confining pressure-temperature relational surface at different dynamic load frequencies is established, and the equation for fitting the surface with temperature is obtained. The test results show that the temperature change is extremely sensitive to the cementation of soil-ice-salt, and with the decrease of temperature, the destructive dynamic stress of saline soil obviously increases. The dynamic cohesion and internal friction angle increase with the decrease of temperature.

Key words: saline soil; dynamic triaxial test; dynamic stress of failure; dynamic cohesion; dynamic internal friction angle

0 引言

路基是路面及其上受荷的支撑体, 路基土体的力学特性对整个路基和路面结构的强度和刚度影响很大, 青海西部地区修筑的公路、铁路多通过盐渍土发育地区。青海西部地区含盐量平均在 3.0296% 左右^[1], 属于高含盐盐渍土地区。尤其是青海省西部柴达木盆地以西茫崖坳陷地区, 地质构造复杂, 含盐土层厚度通常大于 20 m, 随剖面深度不同, 含盐量变化规律不一。

在以往的研究中, 对盐渍土强度以静荷载作用下的抗剪强度与含盐量、含水率、围压、频率、黏聚力、内摩擦角等之间的相互关系研究较多, 而对盐渍土基于温度变化条件下的动强度参数研究较少, 考虑温度影响的多以冻土和黄土(冻结粉土、冻结黄土、压实黄土、原状黄土)为主^[2-6]。影响土体的动强度参数的因素较多, 盐渍土作为一种特殊土, 研究其在各试验条件下动强度特性及其相关参数也是必要的, 可对特

殊土动力学研究进一步补充和完善。

由于青海西部地区丰富的油田、天然气、矿产和盐湖资源, 要开采和运输这些资源, 推动当地经济发展, 基础交通设施建设必不可少。但是, 受当地极端气候变化的影响, 该区域内的道路工程及附属设施病害众多(冻胀、冻融沉陷, 盐胀、腐蚀、溶陷、叠加效应的病害), 难以治理。对该地区路基而言, 其力学响应不仅与土的性质、含水率、密度等有关, 还与路基土含盐量、含盐种类等有关, 而且路基所处的水分场、盐分场、温度场、应力场随外界因素是动态变化的^[7]。因此, 研究温度变化条件下盐渍土的动力学特性, 对于减少该地区道路病害, 提高养护效率具有现实意义, 从而可为该特殊土地区道路的设计、施工和

基金项目: 青海省科技厅项目(2017-ZJ-791); 青海省创新服务平台建设专项项目(2018-ZJ-T01); 国家自然科学基金项目(51768060)

收稿日期: 2019-04-28

*通讯作者(changlijun2008@163.com)

养护提供理论依据。

1 试样制备和试验方法

1.1 试样制备

试验土样取自花土沟, 根据《公路土工试验规程》(JTG E40—2007)^[8], 测得该土样基本物理参数(表 1)和颗粒级配累计曲线(图 1), 由试验结果可知此土样属于级配不均匀粉砂。使用离子色谱仪测得盐渍土 100 g 浸润过滤透明液(3 组试验取其平均值)中各离子含盐量分析, Cl^- 与 SO_4^{2-} 的比值为 $0.0375 < 1$, 即该土样为硫酸盐盐渍土。

表 1 盐渍土土样基本物理性质指标

Table 1 Basic physical indices of test saline soil				
天然含水率 $w/\%$	塑限 $w_p/\%$	液限 $w_L/\%$	最大干密度度 $(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	最优含水率 $/\%$
4.93	12.44	18.22	1.73	14.17

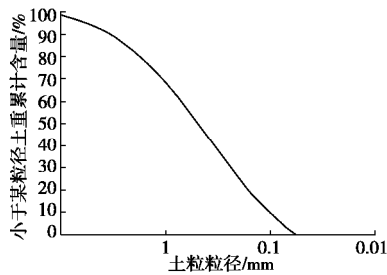


图 1 盐渍土颗粒级配曲线

Fig. 1 Grain-size distribution curve of salt-soil particles

试验土样按照规范和考虑试验条件, 控制压实度为 93%, 即干密度为 $1.61 \text{ g}/\text{cm}^3$, 含水率 14.17%, 试样制备完成后放入 GDS 动三轴试验系统, 在设定的温度条件下使试样恒温 24 h 后施加循环动荷载。

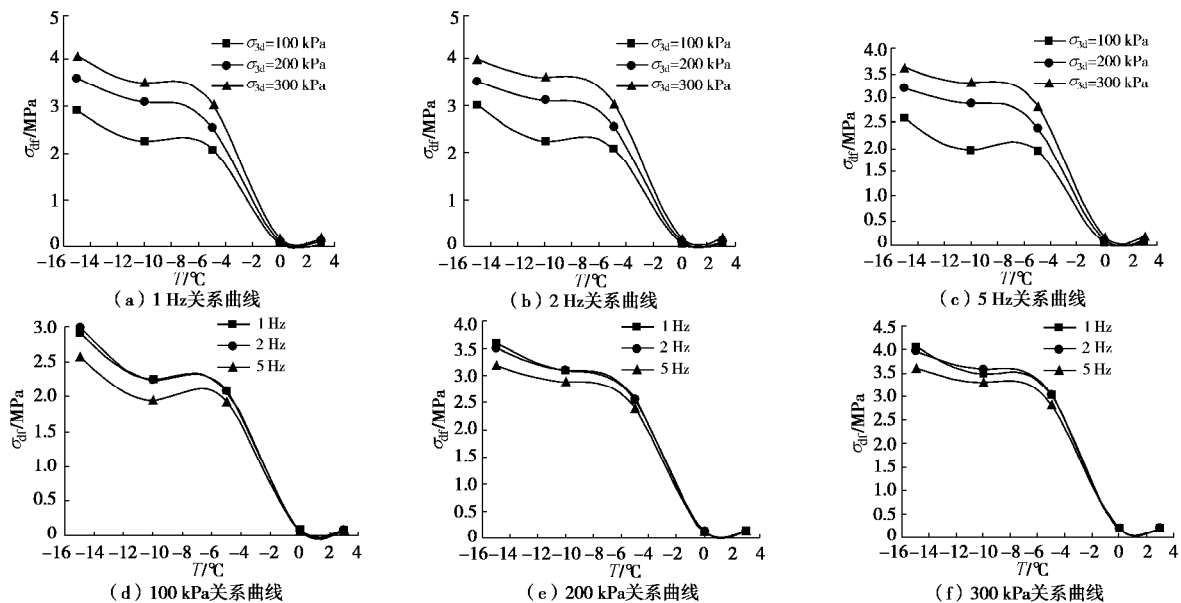


图 2 温度变化与破坏动应力关系曲线

Fig. 2 Relationship between temperature change and destructive dynamic stress

1.2 试验方案

试验设定了 3°C , 0°C , -5°C , -10°C , -15°C 5 个温度梯度, 加载频率分别设定为 1, 2, 5 Hz, 围压为 100, 200, 300 kPa。循环加载振幅设定从 0.02 MPa 逐级递增, 具体试验方案见表 2。

表 2 试验方案及条件设定

Table 2 Test plans and setting conditions					
试验编号	YZ1-YZ9	YZ10-YZ18	YZ19-YZ27	YZ28-YZ36	YZ37-YZ45
试验温度 $T/^\circ\text{C}$	3	0	-5	-10	-15
动载频率 f/Hz	1, 2, 5				
围压 s_{3d}/kPa	100, 200, 300				
加载控制方式	使用荷载控制模块				

2 试验结果与分析

试验得到动强度参数中, 动黏聚力和动内摩擦角由莫尔应力圆得到, 破坏动应力为破坏大主应力和小主应力的差值, 能综合反映动强度破坏整体特性。

2.1 温度与破坏动应力的关系

在温度变化条件下, 破坏动应力的增减趋势有所差异, 当动载频率一定时(图 2 (a), (b), (c)), 随温度的升高, 破坏动应力逐渐减小, 其减小趋势在 0°C 以下较为明显, 0°C 以上变化不明显, 同时, 随着围压的增大, 破坏动应力也有明显增大。当围压一定时(图 2 (d), (e), (f)), 破坏动应力随温度的升高亦逐渐减小。当温度、围压相同时破坏动应力随频率增大反而有减小的趋势。

当土体温度在 0°C 以上时, 土孔隙中的一部分水逐渐与硫酸盐结合, 形成硫酸盐结晶, 填充在土颗粒孔隙间, 当土体有循环动荷载作用时, 被硫酸盐结晶

填充孔隙的土体更容易出现裂隙发展, 孔隙被结晶填充的越多, 土体破坏越容易。当温度在 0℃ 以下变化时, 随着温度的降低土中水会逐渐冻结成冰, 此时冻胀作用占主导地位, 土的孔隙中会有大量的冰晶产生^[3-5], 造成破坏动应力增加。

2.2 温度 - 围压 - 破坏动应力关系拟合

综合考虑温度、围压及破坏动应力的变化趋势, 使用 MATLAB 曲面函数模块对三者进行拟合, 结果见图 3, 根据拟合结果可得该盐渍土温度相关的破坏动应力曲面方程式为

$$s_{df} = a \cdot s_{3d} - b \cdot T - c \cdot s_{3d}^2 - d \cdot T^2 - e \cdot Ts_{3d} + k \quad , \quad (1)$$

式中, a, b, c, d, e, k 为试验参数, 不同频率下参数值见表 3, 从曲面方程各变量参数变化可知, b, d 反映了温度对破坏动应力的响应, a, c 反映了围压对破坏动应力的响应。拟合公式计算结果与试验所得结果相当接近, 拟合结果理想, 对一定温度范围内破坏动应力的分析具有参考意义。

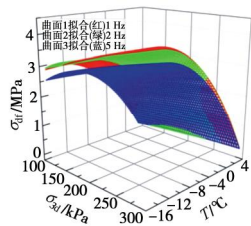


图 3 破坏动应力 - 温度 - 围压关系拟合曲面

Fig. 3 Fitting surface of destructive dynamic stress-temperature-confining pressure

表 3 温度相关的破坏动应力曲面拟合参数

Table 3 Fitting parameters of relationship between temperature dependent and damage dynamic stress surface

f/Hz	a	b	$c/(10^{-6})$	d	$e/(10^{-4})$	k	R^2
1	0.004	0.275	4.711	0.012	2.895	0.659	0.991
2	0.003	0.288	1.606	0.013	2.399	0.765	0.986
5	0.004	0.263	5.214	0.012	2.551	0.579	0.987

从图 3 曲面变化可知, 随着温度的降低, 3 个曲面都出现了屈服, 并没有持续扩增。这与试样在循环动荷载作用下产生的有效能量使土体局部升温, 改变原有土样中盐溶液浓度和含冰量的分布有关, 频率越大同一时间产生的有效能越多, 温度升高越明显, 土中溶液浓度和含量变化导致土颗粒、冰晶体、盐晶体的粒间咬合力及自由分子力减弱, 且试验温度越低这一现象越明显^[6-7]。

2.3 温度与动黏聚力的关系

温度与动黏聚力的关系曲线见图 4, 随温度的降低动黏聚力明显增大, 但上升一定阶段后趋于平稳, 且随着频率的增大动黏聚力增大趋势明显。其关系可用 Logistic 曲线进行拟合:

$$c_d = \frac{a}{1 + e^{-k(T-T_c)}} \quad , \quad (2)$$

式中, a, k, T_c 为试验参数, 与土样试验温度和本身性质有关。 a 为与温度有关的动黏聚力终值 (最大值) (kPa); k 为从数值大小体现曲线整体变化快慢的趋势; T_c 为拟合曲线的纵向对称中心及动黏聚力增长速度最快的温度拐点 (℃)。各拟合参数值见表 4。该函数很好地建立了动黏聚力与温度变化的回归模型, 可预测动黏聚力随温度的变化情况。

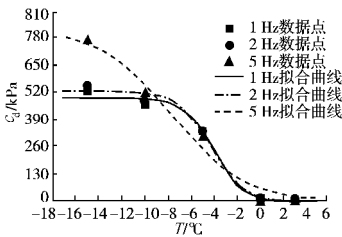


图 4 温度变化与动黏聚力关系曲线

Fig. 4 Relation curves of temperature change and dynamic cohesion

表 4 温度与动黏聚力变化关系拟合参数

Tab 4 Fitting parameters of relationship between temperature and dynamic cohesion

f/Hz	$a/(10^3)$	k	T_c	R^2
1	4.9651	-0.7715	-4.1013	0.9827
2	5.2618	-0.7069	-4.3172	0.9822
5	8.2429	-0.3183	-7.6362	0.9571

由于温度降低, 冻结土中对动强度有弱化作用的未冻水逐渐结成冰, 冰胶结作用增强, 同时, 生成的部分硫酸盐结晶微粒对土骨架颗粒也具有胶结作用, 集聚于冰晶土颗粒形成的孔隙间或表面, 从而导致其动黏聚力大大提高^[9-10]。试验中水-冰-盐之间的相态转化也是引起动黏聚力改变的主要原因之一。

2.4 温度与动内摩擦角的关系

内摩擦角随温度的变化曲线见图 5, 温度降低会引起动内摩擦角增大, 0℃ ~ -5℃ 范围内动内摩擦角增加幅度最大。0℃ 以上动内摩擦角基本保持不变, -5℃ 以后随温度的降低动内摩擦角变化趋势又有所不同, 频率 1, 2 Hz 时较稳定, 频率 5 Hz 时明显降低。这可能与土体中未冻结含水率和结晶硫酸盐有关, 在含水率一定时, 振动频率增大, 同一时间内产生的能

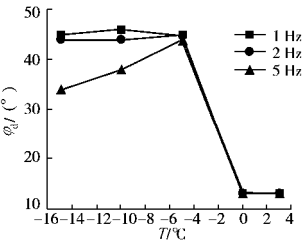


图 5 温度变化与动内摩擦角关系曲线

Fig. 5 Relation curves of temperature and dynamic internal friction angle

量越多,随着土体结构被破坏,试样内部吸收的有效能量也逐渐增加,使土体局部处于融化状态^[6, 11],导致土体中未冻含水率增加,硫酸钠结晶微粒与未冻水形成混合液,对土颗粒表面起到润滑作用,从而使其动内摩擦角减小。

3 结 论

(1) 破坏动应力整体随温度降低而增大,随围压增大而增大,且呈较好线性关系;破坏动应力在同一围压下随频率的增大而减小,得到的破坏动应力-围压-温度曲面方程能很好地反映三者之间的相互关系。破坏动应力的改变与土中水结成冰晶和硫酸盐结晶填充与土骨架间隙有很大关系。

(2) 动黏聚力随温度(3~-15℃)的降低而增大,在频率较低时(1, 2 Hz)其增加趋势随温度的降低而逐渐趋于稳定,但加载频率较高时(5 Hz)增加趋势明显。动黏聚力变化与水-冰-盐之间的相态相互转化有关。

(3) 动内摩擦角整体随温度的降低有所增大,加载频率对-5℃以上土样动内摩擦角影响不大,-5℃以下随频率的增大其有明显减小趋势。动内摩擦角变化与土在振动过程中未冻水和盐类混合溶液的润滑作用有关。

参考文献:

- [1] 杨成松, 何平, 程国栋, 等. 含盐冻结粉质黏土应力-应变关系及强度特性研究[J]. 岩土力学, 2008, 29(12): 3282 - 3286. (YANG Cheng-song, HE Ping, CHENG Guo-dong, et al. Study of stress-strain relationships and strength characteristics of saturated saline frozen silty clay[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, 29(12): 3282 - 3286. (in Chinese))
- [2] 王丽霞, 凌贤长, 徐学燕, 等. 青藏铁路冻结粉质粘土动静三轴试验对比[J]. 岩土工程学报, 2005, 27(2): 202 - 205. (WANG Li-xia, LING Xian-zhang, XU Xue-yan, et al. Comparison of dynamic and static triaxial test on frozen silty clay of Qinghai-Tibet Railway[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, 27(2): 202 - 205. (in Chinese))
- [3] 沈忠言, 张家懿. 冻结粉土的动强度特性及其破坏准则[J]. 冰川冻土, 1997, 19(2): 47 - 54. (SHEN Zhong-yan, ZHANG Jia-yi. Dynamic strength characteristic and failure criterion of frozen silt[J]. Journal of Glaciology and Geocryology, 1997, 19(2): 47 - 54. (in Chinese))
- [4] 吴志坚, 马巍, 王兰民, 等. 地震荷载作用下温度和围压对冻土强度影响的试验研究[J]. 冰川冻土, 2003, 25(6): 648 - 652. (WU Zhi-jian, MA Wei, WANG Lan-min, et al. Laboratory study on the effect of temperature and confining pressure on strength of frozen soil under seismic dynamic loading[J]. Journal of Glaciology and Geocryology, 2003, 25(6): 648 - 652. (in Chinese))
- [5] 李焱, 骆亚生, 谭东岳, 等. 振动频率对压实黄土动强度特性的影响[J]. 水土保持通报, 2009, 29(4): 130 - 133. (LI Yan, LUO Ya-sheng, TAN Dong-yue, et al. Effects of Vibration Frequency on Dynamic Strength Properties of Compacted Loess[J]. Bulletin of Soil and Water Conservation, 2009, 29(4): 130 - 133. (in Chinese))
- [6] 黄大维, 杨有海, 赖国泉, 等. 高速铁路路基动态变形模量分析[J]. 岩土力学, 2012, 33(5): 1402 - 1408. (HUANG Da-wei, YANG You-hai, LAI Guo-quan, et al. Analysis of dynamic deformation modulus for high-speed railway subgrade[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, 33(5): 1402 - 1408. (in Chinese))
- [7] 包卫星, 谢永利, 杨晓华. 天然盐渍土冻融循环时水盐迁移规律及强度变化试验研究[J]. 工程地质学报, 2006, 14(3): 380 - 385. (BAO Wei-xing, XIE Yong-li, YANG Xiao-hua. A laboratory test study on water and salt migration natural saline soils and associated shear strength changes under freezing and thawing cycles [J]. Journal of Engineering Geology, 2006, 14(3): 380 - 385. (in Chinese))
- [8] JTG E40—2007 公路土工试验规程[S]. 2007. (JTG E40—2007 The methods of soils for highway engineering[S]. 2007. (in Chinese))
- [9] 陈炜韬, 王鹰, 王明年, 等. 冻融循环对盐渍土黏聚力影响的试验研究[J]. 岩土力学, 2007, 28(11): 2343 - 2347. (CHEN Wei-tao, WANG Ying, WANG Ming-nian, et al. Testing study on influence of freezing and thawing circulation on saline soil's cohesion[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, 28(11): 2343 - 2347. (in Chinese))
- [10] 万旭升, 赖远明. 硫酸钠溶液和硫酸钠盐渍土的冻结温度及盐晶析出试验研究[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(11): 2090 - 2096. (WAN Xu-sheng, LAI Yuan-ming. Experimental study on freezing temperature and salt crystal precipitation of sodium sulphate solution and sodium sulphate saline soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(11): 2090 - 2096. (in Chinese))
- [11] 高娟, 赖远明. 冻结盐渍土三轴剪切试验过程中的损伤及压融分析[J]. 岩土工程学报, 2018, 40(4): 707 - 715. (GAO Juan, LAI Yuan-ming. Damage and pressure melting analysis of frozen saline soil in the process of triaxial compression tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, 40(4): 707 - 715. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE2019S1046

基于分子动力学模拟技术的黏土矿物微观行为研究应用

杨 微^{1, 2, 3}, 陈仁朋^{1, 2, 3}, 康 馨^{1, 2, 3}

(1. 湖南大学建筑安全与节能教育部重点实验室, 湖南 长沙 410082; 2. 湖南大学建筑安全与环境国际联合研究中心, 湖南 长沙 410082;

3. 湖南大学土木工程学院, 湖南 长沙 410082)

摘 要: 黏土矿物是一类具有层状结构的硅酸盐矿物。土水相互作用对土体许多宏观力学响应、物质运移和传导起重要影响。现有的实验技术和手段即很难在物理上微观探测黏土从绝对干燥至含微量水分子的吸附过程, 也很难实现黏土对放射性核素吸附过程的跟踪。使用分子动力学模拟对黏土矿物的水化性质及对放射性污染物吸附性能进行研究。以蛭石、高岭土及蒙脱土三种黏土矿物为研究对象, 通过晶层间距、自扩散系数、径向分布函数、吸附复合物结构等模拟测试结果对蛭石的水化性能和黏土对放射性核素的吸附行为阐述。最后, 对分子动力学模拟技术在岩土工程的应用发展进行了展望。

关键词: 分子动力学; 黏土; 水化膨胀性能; 放射性核素; 吸附; 微观模拟

中图分类号: TU442 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2019)S1-0181-04

作者简介: 杨 微(1986—), 女, 博士, 副教授, 主要从事分子动力学土体微细观力学与放射性核废料阻滞吸附研究。

E-mail: yangwei86@hnu.edu.cn。

Application of molecular dynamics simulation method in micro-properties of clay minerals

YANG Wei^{1, 2, 3}, CHEN Ren-peng^{1, 2, 3}, KANG Xin^{1, 2, 3}

(1. Key Laboratory of Building Safety and Energy Efficiency of Ministry of Education, Hunan University, Changsha 410082, China;

2. National Center for International Research Collaboration in Building Safety and Environment, Hunan University, Changsha 410082,

China; 3. College of Civil Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China)

Abstract: The aim of the present paper is to investigate the application of molecular dynamics simulation methods on the micro properties of clay minerals. The evolution of the basal spacing of vermiculite with the increasing water content under the influence of temperature is illustrated. The diffusion behavior of water is much faster than that of Na⁺ at the same hydrated state. Moreover, the evolution of diffusion of water and cations shows a great increase in the thresholds of each hydrated state and then a decrease till the next hydrated state. The adsorption mechanisms of radionuclide species onto defected kaolinite and substituted montmorillonite (001) surface in the presence of different counterions are studied. The thermodynamic behaviors of adhesion between the complexes and the MMT surface are calculated to evaluate the adsorption interaction. The complexes with the carbonate and covalent cations components exhibit a relative higher adhesion with the buffer material surface.

Key words: molecular dynamics; clay; swelling; radionuclide; adsorption; microscopic modeling

0 引 言

在岩土力学工程领域, 黏土矿物是地质灾害和工程灾害问题的重点处理和防治对象。核心问题在于黏土与水的相互作用, 土的含水率对其力学性质如可塑性、抗压、抗剪强度等都有影响。了解水-离子-黏土微观结构体系的物理化学过程, 能够在工程界和矿物界之间构筑起一道桥梁, 对岩土力学工程起到促进作用。在环境领域, 黏土矿物因其具有高比表面积和强吸附性能被广泛应用于污染物处理^[1-5]。如膨润土材料是高放废物处置库中缓冲层材料, 用于吸附阻滞放射

性核素在地下水中的迁移。现有的实验技术和手段很难在物理上微观探测黏土从绝对干燥至含微量水分子的吸附过程, 也很难实现黏土对放射性核素吸附过程的跟踪及定量研究。借助理论计算方法分子动力学模拟, 我们可以实现目标研究多角度(微观结构、热力学、动力学等)、多层次(从微观原子层次到宏观统计层次)的研究信息, 以阐明黏土在水化作用中的结

基金项目: 国家自然科学基金青年基金项目(41807261, 51808207, 51608188)

收稿日期: 2019-04-30

构和动力学性质以及对放射性核素的吸附过程。

近年来国内外学者采用分子动力学模拟方法从微观水平探测了水土相互作用机理^[6-9]。Virginie 等^[10]研究了在 300~350 K 温度下,低含水率蒙脱石的活性能。Holmboe 等^[11]通过计算黏土孔隙中水分子及溶质离子的自扩散系数,发现孔隙尺寸对离子在水中的自扩散影响较大。Greathouse 等^[12]用分子动力学方法模拟了蒙脱土对放射性核素铀酰离子的吸附作用,研究结果从原子层面验证了部分实验结果,表明黏土对放射性核素吸附作用随着 pH 的升高而降低。Kerisi 等^[7]对碳酸铀酰在铝硅酸盐表面的吸附能力进行了研究,通过模拟得到了最易吸附在黏土表面的铀酰种态。上述模拟结果与实验测量值能较好地吻合,说明分子动力学模拟方法能够用来模拟和预测放射性核素与黏土间的吸附作用。

本文采用分子动力学方法,从微观层面探究不同含水率情况下蛭石的微观结构及离子自扩散行为。以及铀酰在高岭土及蒙脱石表面的吸附行为。

1 钠基蛭石的水化特性

蛭石晶体结构是由两层硅氧四面体夹一层铝氧八面体片构成的 2:1 型 (TOT) 层状硅酸盐。当蛭石单元结构重复堆叠时,相邻结构层间存在一定空间可以吸水膨胀、脱水收缩。蛭石的类质同象替代现象造成结构单元层产生永久性负电荷。因此,蛭石具有较高的离子交换能力,其分子结构为 $M_{1.31255}(Si_{5.875}Al_{2.125})_2(O_{12}O_8(OH)_4)$ 。模拟采用的蛭石晶体模型是由 16 个单晶胞组成的超晶胞体,每层土体含有 672 个原子及 21 个层间 Na 离子用于平衡同质替换造成的负电荷。

分子动力学模拟使用 DL-POLY 软件,干燥蛭石的分子结构来源于 Tambach 等^[13]的研究,其层间距约为 9.5Å。缓慢向层间加入水分子,使蛭石的含水率从干燥到达 0.1, 0.2, 0.3 g/g, 水分子的个数分别为 70, 140, 210 个。本文所有分子动力学模拟均选择 CLAYFF^[14]力场。模拟过程中,所有原子被看成带点电荷的刚性粒子。CLAYFF 力场中总能量数学表达式为

$$E_{total} = k_1(r_{ij} - r_0)^2 + k_2(q_{ijk} - q_0)^2 + \frac{e^2}{4\pi\epsilon_0} \sum_{i \neq j} \frac{q_i q_j}{r_{ij}} + \sum_{i \neq j} 4e \left[\left(\frac{s}{r_{ij}} \right)^{12} - \left(\frac{s}{r_{ij}} \right)^6 \right] \quad (1)$$

其中:第一项为库伦作用势能, e 为电子电荷, q_i 和 q_j 分别是原子 i 和原子 j 的电荷, r_{ij} 为它们之间的距离;第二项为通过 Lennard-Jones 势能公式计算的范德华势能,其中 e_{ij} 为势阱深度, s_{ij} 表示势能为 0 时的原子间的距离。不同种类原子间范德华作用力的 Lennard-Jones 势能参数可以通过如下计算公式得到:

$$s_{ij} = \frac{1}{2}(s_i + s_j) \quad (2)$$

$$e_{ij} = \sqrt{e_i e_j} \quad (3)$$

第三项和第四项分别为键伸缩势能和角弯曲势能项。

k_1 和 k_2 为弹力常数, r_{ij}^0 代表原子间的平衡键长, q_{ijk}^0 代表原子 i, j, k 间的平衡角度。

图 1 展示了蛭石干燥、一层、二层及三层水化后的稳定原子结构。将模拟得到的数据与钠基蒙脱土的实验和模拟结果进行了对比发现,当蛭石含水率低于 0.06 g/g 时,晶体的膨胀可以忽略不计。继续加入水分子后,蛭石晶体开始膨胀,但是相同含水率情况下,蛭石的膨胀程度总小于蒙脱土的膨胀程度。蛭石比蒙脱土膨胀性弱的主要原因可以归结于其特殊的微观晶体结构。蛭石单晶胞含有较多的类质同象替代造成了单晶胞较大负电荷量达到 -1.3125e, 约是蒙脱土单晶胞含电量的两倍。因此,蛭石需要吸附更多的层间阳离子来达到电荷平衡状态,黏土晶层空间内较多的阳离子会产生较大的静电引力和范德华力,将相邻黏土层吸附在一起。只有当水分子自扩散产生的膨胀力大于阳离子对晶层的吸附力时,蛭石才开始出现膨胀。

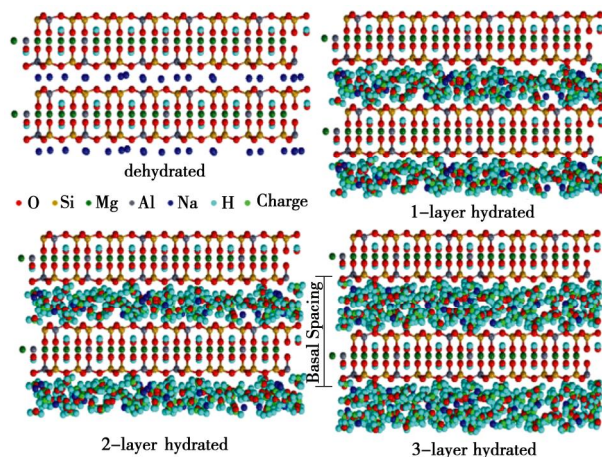


图 1 蛭石在干燥、1 层、2 层及 3 层含水状态下的稳定结构

Fig. 1 Atomic structures of Na-Vermiculite at dehydrated, 1-, 2- and 3- layer hydrated states

采用分子动力学模拟计算了蛭石膨胀过程中不同含水率情况下水分子和层间阳离子的自扩散系数。模拟结果表明,水分子的自扩散要比阳离子的扩散更为剧烈,并且两者的自扩散都随着水量的增大而增大。当含水率在 0~0.06 g/g 时,此部分水以结合水的形式紧紧吸附于晶层表面不发生自扩散。此后,随着水分子个数增加,水分子开始进行扩散行为。当接近一层水分子含量时扩散出现了一个大幅下降。这说明水分子个数的持续增加使得第一层的晶层间的空间被填满,层间粒子的扩散受到空间的限制。当水含量在 0.1~0.2 g/g 时,更多的水分子将层间空间扩张,膨胀的空间允许水分子更快地进行扩散。同样,在 0.2 g/g

含水率附近我们观察到水分子的自扩散速度下降, 持续加入水分子需要更多的晶层空间来得到稳定的黏土结构。在含水率为 0.2~0.3 g/g 范围内, 晶层间的空间足够大可以让水分子自由地扩散。层间阳离子的自扩散行为和水分子相似, 但是相对水分子, 阳离子扩散速度更慢。这是由于单个阳离子通常会吸附数个水分子形成较大颗粒而进行相对缓慢的扩散。

2 带缺陷高岭土吸附铀酰

高岭土是一种在自然界广泛分布的 1:1 层型结构黏土矿物。高岭土晶层间由氢键相连而具有较强相互作用, 水分子无法进入晶体层间。因此, 区别于 2:1 层型结构蛭石和蒙脱石, 高岭土是一种非膨胀性黏土。高岭土的化学结构式为 $\text{Al}_4\text{Si}_4\text{O}_{10}(\text{OH})_8$, 在自然界中高岭土具有非常有限的同质替换现象, 因而他的离子交换能力 (CEC) 相对其他黏土较小。然而, 高岭土由于其较高化学活性易产生表面缺陷, 对铀系放射性核素具有较强的吸附性能。模拟采用的高岭土超晶胞是由 16 个单晶胞组成, 模型在 x, y 方向的尺寸为 $20.67\text{\AA} \times 35.89\text{\AA}$ 。高岭土 Si—O 基面具有较高活性, Si—O 键易断裂与环境中的氢氧根结合形成缺陷点, 当有电荷平衡需要时, 缺陷点可以被去质子化形成硅醇基。在 Si—O 基相反侧的 Al—OH 由于缺陷点的出现易丢失氢离子产生表面电荷缺陷, 形成强吸附点。当 Al—OH 基面有两个相邻的去质子化氧原子缺陷点时, 他们有两种相对位置方式: ①两个去质子化氧与两个相邻的 Al 连接; ②两个去质子化氧与同一个 Al 相连。为了模拟带缺陷高岭土对铀酰的吸附行为, 在去质子化高岭土 (001) 面上方搭建真空层, 以隔绝相邻晶体层间的相互影响。铀酰离子被放置于高岭土上方一定位置。模拟时间为 3 ns, 前 1 ns 用于系统平衡, 之后进行 2 ns 动力学模拟用于统计系统的结构和动力学性质。

模拟结果发现, 由于表面缺陷产生负电荷, 高岭土可以有效地吸附铀酰离子。图 2 展示了 4 种铀酰吸附于高岭土 Al—OH 基面的微观结构图。当 Al—OH 基面有两个去质子化 O 原子, 铀酰离子在与表面吸附的过程中, 为确保结构的稳定性, 铀酰连接了附近的 OH 根形成三角锥形配位, 吸附复合物中铀酰共有 6 个配位键 (图 2 (a))。他们的配位键长度分别为 $2.330\text{\AA}$, $2.473\text{\AA}$ 及 $2.944\text{\AA}$ 。当表面去质子化的两个氧原子连接于同一个铝原子, 距离相近为 $2.755\text{\AA}$ 时, 铀酰在去质子化位置形成两个配位键, 键长分别为 $2.372\text{\AA}$ 和 $2.374\text{\AA}$ (图 2 (b))。吸附复合物中铀酰离子共有 5 个配位键。这两种吸附复合物中铀酰离子与高岭土表面氧原子的连接作用较强, 形成稳定吸附。对于另外两种吸附复合物 (图 2 (c), 2 (d)), 铀酰都与表

面产生双键吸附, 但是吸附稳定性较弱。其原因在于铀酰与表面 OH 键相连, 键长约为 $2.553\sim 2.582\text{\AA}$ 间, 形成配位键作用较弱。

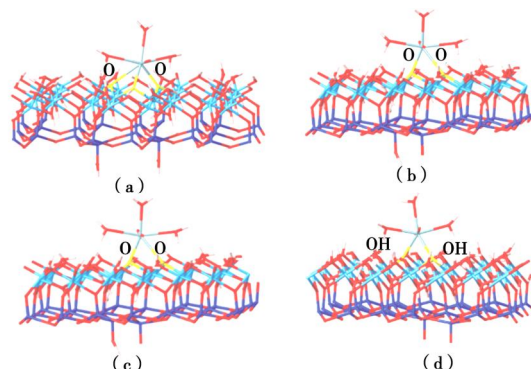


图2 不同 Al—OH 去质子化产生的四种吸附复合物微观结构图
Fig. 2 Schematic representations of model adsorption inner-sphere complexes on Al(o) (001) surface

3 蒙脱土对铀酰的吸附

Wyoming^[15] 型蒙脱土的化学结构式为 $\text{M}_{0.75}(\text{Si}_{7.75}\text{Al}_{0.25})(\text{Al}_{3.5}\text{Mg}_{0.5})\text{O}_{20}(\text{OH})_4$ 。蒙脱石层间吸附可交换阳离子使整体达到电价平衡。蒙脱石具有较高的离子交换能力和吸附能力, 使之可以有效吸附核素以达到阻止核素迁移的作用。模拟采用的蒙脱土晶体模型是由 16 个单晶胞组成的超晶胞体。同质替换造成超晶胞中含有 $-12e$ 电荷量, 模型在 x, y 方向的尺寸为 $21\text{\AA} \times 36\text{\AA}$ 。分子动力学模拟采用 LAMMPS^[16] (大规模原子分子并行模拟器) 程序, 对于蒙脱土、水分子、可交换阳离子模拟选择 CLAYFF^[14] 力场。首先在 NVT 系综下模拟 1 ns 在大气压、常温条件下对系统进行预平衡。随后等温等压系综 (NPT) 下模拟 3 ns, 用于统计系统的结构和动力学性质。

根据铀酰离子与蒙脱土表面的配位情况可以分为三种典型吸附结构 (图 3 由上至下): 双键内球复合物、单键内球复合物及外球复合物。模拟过程中, 水合铀酰离子受范德华引力及静电力逐渐向蒙脱土表面靠近。当铀酰离子被吸附于硅氧四面体层中 Si→Al 同质替换位置时, 同质替换产生的负电荷吸引铀酰离子并破坏 U—Ow (水分子中氧原子) 配位键而形成新的 U—Os (蒙脱土表面氧原子) 配位键, 即内球吸附复合物。而当铀酰离子吸附位置离蒙脱土表面电荷缺陷位置较远时, 铀酰轴垂直蒙脱土表面进行吸附, 五个水分子配位保持稳定形成外球复合物 (图 3)。

当吸附体系中加入碳酸根离子或者氯离子时, 吸附情况变得复杂多样。当水溶液中的铀酰种态为 $\text{UO}_2(\text{H}_2\text{O})_5\text{CO}_3$ 时, 碳酸根与铀酰之间存在较强相互作用, 铀酰离子中的 U 原子可与水分子中的氧原子 Ow、蒙脱土表面的氧原子 Os 以及碳酸根中的氧原子 Oc 进行配位。通过分析铀酰中 U 原子与配位原子间的径向

分布函数(radial distribution function), 可以得到 U 原子与各配位原子间的平均键长。在铀酰的所有配位键中, U—O_c 的平均配位键长约为 2.361 Å, 表明两者间作用力较强。在强静电作用力下, 碳酸根离子可以桥接铀酰及阳离子形成结构紧密的大分子聚合物。达到限制铀酰扩散的作用。因此, 碳酸根的存在对铀酰离子的吸附有着较大影响。

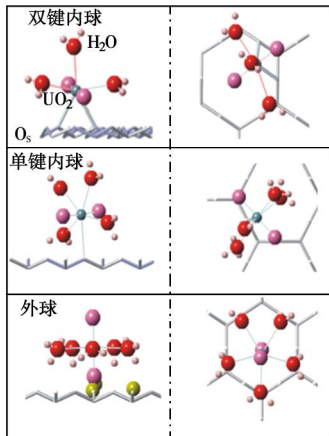


图3 铀酰分子与蒙脱土表面的典型吸附复合物结构示意图

Fig. 3 Configurations of representative complex between montmorillonite and $[UO_2(H_2O)_5]^{2+}$

4 结 论

本文采用分子动力学模拟方法从原子层面探究了蛭石的水化性能及两类黏土与放射性核素铀酰发生的吸附反应。定量地分析了吸附复合物的微观分子结构。分子动力学能够弥补实验手段的不足, 准确地模拟水土间的相互作用, 得到相关的动力学参数。

参考文献:

- [1] UDDIN M K. A review on the adsorption of heavy metals by clay minerals, with special focus on the past decade[J]. Chemical Engineering Journal, 2017, **308**: 438 – 462.
- [2] YILDIZ B, ERTEN H N, KIS M. The sorption behavior of Cs⁺ ion on clay minerals and zeolite in radioactive waste management: sorption kinetics and thermodynamics[J]. Journal of Radioanalytical & Nuclear Chemistry, 2011, **288**(2): 475 – 483.
- [3] LI Yu-xiang, QIAN Guang-ren, YI Fa-cheng, et al. Study on rich alumina alkali activated slag clay minerals cementitious materials for immobilization of radioactive waste[J]. Chinese Journal of Nuclear Science & Engineering, 1999, **19**(4): 379 – 384.
- [4] DAI Q. Application of clay minerals in waste water treatment and the development prospect. Express Information of Mining Industry, 2005.
- [5] ANASTÁCIO A S. Characterization of a redox-modified clay mineral with respect to its suitability as a barrier in radioactive waste confinement[J]. Applied Clay Science, 2008, **39**(3/4): 172 – 179.
- [6] BOTAN A. How electrostatics influences hydrodynamic boundary conditions: poiseuille and electro-osmotic flows in clay nanopores[J]. Physica B Condensed Matter, 2017, **117**(2): 193 – 198.
- [7] KERISIT S, LIU C. Molecular dynamics simulations of uranyl and uranyl carbonate adsorption at aluminosilicate surface[J]. Environmental Science & Technology, 2014, **48**: 3899.
- [8] ZHANG L. Hydration and mobility of interlayer ions of (Na_x, Ca_y)-montmorillonite: a molecular dynamics study[J]. Journal of Physical Chemistry C, 2014, **118**(51): 29811 – 29821.
- [9] BRICE F N W, ANDREY G, KALINICHEV A G. Structural arrangements of isomorphic substitutions in smectites: molecular simulation of the swelling properties, interlayer structure, and dynamics of hydrated Cs-montmorillonite revisited with new clay models[J]. J Phys Chem C, 2014, **118**(24): 12758 – 12773.
- [10] VIRGINIE M. Water dynamics in hectorite clays: influence of temperature studied by coupling neutron spin echo and molecular dynamics[J]. Environmental Science & Technology, 2011, **45**(7): 2850 – 2855.
- [11] HOLMBOE M, BOURG I C. Molecular dynamics simulations of water and sodium diffusion in smectite interlayer nanopores as a function of pore size and temperature[J]. Chemical Society Reviews, 2014, **42**(8): 3628 – 3646.
- [12] GREATHOUSE J A, CYGAN R T. Water structure and aqueous uranyl(VI) adsorption equilibria onto external surfaces of beidellite, montmorillonite, and pyrophyllite: results from molecular simulations[J]. Environmental Science & Technology, 2006, **40**(12): 3865 – 3870.
- [13] TAMBACH T J, BOEK E S, BEREND S. Molecular order and disorder of surfactants in clay nanocomposites[J]. Physical Chemistry Chemical Physics Pccp, 2006, **8**(23): 2700 – 2702.
- [14] CYGAN R T, LIANG J J, KALINICHEV A G. Molecular models of hydroxide, oxyhydroxide, and clay phases and the development of a general force field[J]. Journal of Physical Chemistry B, 2004, **108**(4): 1255 – 1266.
- [15] ZHENG Y, ZAOUÏ A, SHAHROUR I. A theoretical study of swelling and shrinking of hydrated Wyoming montmorillonite[J]. Applied Clay Science, 2011, **51**(1/2): 177 – 181.
- [16] PLIMPTON S. Fast parallel algorithms for short-range molecular dynamics[J]. J Comp Phys, 1995, **117**: 1 – 19.

(责编: 明经平)

DOI: 10.11779/CJGE2019S1047

土工格栅-土体界面特性大型直剪试验研究

刘开富¹, 许家培¹, 周青松¹, 谢新宇^{2,3}, 胡意¹

(1. 浙江理工大学建工学院, 浙江 杭州 310018; 2. 浙江大学滨海和城市岩土工程研究中心, 浙江 杭州 310058;

3. 浙江大学宁波理工学院, 浙江 宁波 315100)

摘要: 土工格栅与土体的界面特性直接影响了加筋工程的安全和稳定性, 土工格栅两侧为不同材料的界面特性研究还较少。采用双向土工格栅为加筋材料, 对其两侧分别为不同含水率粉质黏土及不同粒径石英砂的界面特性开展一系列的大型室内直剪试验, 分析法向应力、粉质黏土含水率、剪切速率、石英砂粒径及粉质黏土压实系数等因素对土工格栅-土体界面抗剪强度的影响。结果表明: 土工格栅-土体界面抗剪强度与法向应力呈线性相关, 符合莫尔-库仑理论; 粉质黏土含水率的变化对土工格栅-土体界面抗剪强度有较大的影响, 在最优含水率时其界面抗剪强度指标最高; 剪切速率的大小和石英砂的粒径变化对土工格栅-土体界面的抗剪强度有一定的影响, 其影响范围分别在 $\pm 10\%$ 和 $\pm 7\%$ 内; 粉质黏土压实度的增加能有效增加界面抗剪强度, 压实系数越高, 其提高幅度越大。这些影响应在工程应用中适当考虑。

关键词: 土工格栅; 大型直剪试验; 界面特性; 影响因素

中图分类号: TU472.34 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2019)S1-0185-04

作者简介: 刘开富(1977—), 男, 山东临沂人, 博士, 副教授、硕士生导师, 主要从事软黏土力学及地基处理、土木工程材料性状等方面的研究。E-mail: liukaifu@zstu.edu.cn。

Large-scale direct shear tests on properties of geogrid-soil interfaces

LIU Kai-fu¹, XU Jia-pei¹, ZHOU Qing-song¹, XIE Xin-yu^{2,3}, HU Yi¹

(1. School of Civil Engineering and Architecture, Zhejiang Sci-Tech University, Hangzhou 310018, China; 2. Research Center of Coastal

and Urban Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 3. Ningbo Institute of Technology, Zhejiang

University, Ningbo 315100, China)

Abstract: The properties of geogrid-soil interface directly influences the safety and stability of reinforced earth projects. However, there are few researches on the interface properties of geogrid with different soil materials at the two sides of geogrid. A series of large-scale direct shear tests are conducted by using two-way geogrid as reinforced materials, silty clay with different water contents and quartz sand with different grain sizes. The effects on shear strength of geogrid-soil interface are analyzed under different influence factors, such as normal stress, water content of silty clay, shear velocity, grain size of quartz sand, and compaction degree of silty clay. The results show that the relationship between shear strength of geogrid-soil interface and normal stress is a linear correlation and in accordance with Mohr-Coloumb theory. The shear strength of geogrid-soil interface is influenced by the water content of silty clay. The shear strength index of interface is the highest at the optimum water content of silty clay. The shear strength of geogrid-soil interface is influenced little by the shear velocity and grain size, and their influence range is within $\pm 10\%$ and $\pm 7\%$, respectively. The compaction degree of silty clay can improve the shear strength of geogrid-soil interface. The higher the degree of compaction is, the greater the shear strength-improving amplitude is. These factors must be considered properly in the engineering applications.

Key words: geogrid; large-scale direct shear test; interface characteristic; influence factor

0 引言

加筋土技术自法国工程师 Vidal^[1]提出以来, 因其施工简单、造价低等优点广泛应用于堤坝、挡墙等工程。土工格栅加筋工程中, 土工格栅与土体的界面特性直接影响了加筋工程的安全和稳定性。已有研究

表明, 土工格栅与土体界面特性可通过直剪试验、拉拔试验等分析得到^[2-7]; 因仪器操作简单等优点, 直剪

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51878619); 浙江省自然科学基金项目 (LY13E090010)

收稿日期: 2019-04-30

试验常用于分析其格栅与土体的界面特性。

很多研究者采用直剪试验分析了同一类型土中的土工格栅-土体的界面特性,已有的研究表明其界面性状受到多种因素的影响^[2-9]。Lee 等^[2]的直剪试验发现边界条件和试验方法及设备对加筋土界面特性有很大影响。施有志等^[3]的土工格栅界面性状室内直剪表明直剪盒的大小及压实度等对结果有影响。包承纲^[4]分析了土工合成材料界面特性的机制并给出了典型的直剪试验结果。刘文白等^[5]指出,土与土工格栅的相对位移较小时直剪摩擦试验较能反映实际;史旦达等^[6]认为法向应力、土体压实度等对筋-土界面的性状都会产生影响;Liu 等^[7]采用大型直剪试验定量分析了在砂土填料中单向格栅横肋对界面抗剪强度的额外贡献。徐超等^[8]利用直剪试验研究了剪切速率和筋材性质对筋-土界面强度的影响。王协群等^[9]通过大型直剪试验研究了格栅类型和填料类型、压实度、含水率及剪切速率五个因素对格栅-土界面强度特性的影响规律。

随着加筋土研究的深入,对土工格栅与黏土^[10]、砂、粉煤灰、石灰等土体的界面研究越来越深入,而当前工程中由于施工控制等原因导致土工格栅位于不同土体中,当前这方面的研究还较少,仅有不同法向应力下煤研石-土工格栅-砂层状体系的筋土界面特性研究^[11],因此本文采用大型直剪试验研究不同影响因素下粉质黏土及石英砂间的塑料土工格栅的界面性状。

1 试验方案及材料

1.1 试验设备

Lee^[2]和施有志等^[3]认为,筋-土界面特性的直剪试验中剪切盒的大小会影响试验结果,而且小的剪切盒影响尤其明显。因此,ASTM (2014)^[12]建议剪切盒的平面的尺寸应和土工格栅尺寸、测试土体的粒径等相关,并且最小尺寸不得小于 300 mm×300 mm×50 mm。因此,本次直剪试验所采用的仪器为 STJY-5 型直剪仪,其上、下盒的内壁尺寸为 300 mm×300 mm×150 mm,剪切盒尺寸满足上述尺寸要求。

1.2 试验材料

试验中直剪仪下盒的填料采用粉质黏土,其物理性质指标见表 1。不同含水率的粉质黏土由天然状态下的粉质黏土烘干处理后加不同水量配制得到,即采用筛子筛取一定量的粉质黏土,用烘箱在 105℃的条件下烘 12 h,用电子秤准确称量一定量的干土和水,将其混合配制成一定含水率的粉质黏土。上盒填料采用 4~6 mm 粒径或 9~12 mm 粒径的石英砂,以分析

不同粒径的石英砂对界面特性的影响。

表 1 粉质黏土的基本物理性质指标

Table 1 Basic physical property index of silty clay					
填料 种类	最优含 水率/%	最大干密 度/(g·cm ⁻³)	液限 /%	塑限 /%	塑性 指数
粉质黏土	19.7	1.56	28.8	16.6	12.2

土工格栅采用双向拉伸塑料土工格栅 TGSG15—15。双向土工格栅的试样宽度和实际长度由剪切盒尺寸与固定方式确定,为保证有足够的长度保证试样的固定,裁剪的试样宽度大于要求尺寸 10 mm。

1.3 试验方案设计

为研究法向应力、粉质黏土含水率、剪切速率、上层填料粒径及压实度等因素对双向塑料土工格栅与粉质黏土及石英砂间的界面特性的影响,设计了多组试验,各组分别施加的法向应力分别为 25, 50, 75, 100, 200 kPa。

直剪试验可得到不同法向应力下界面剪应力-剪切位移曲线,界面抗剪强度按《公路工程土工格栅土工合成材料试验规程》(JTGE50—2006)^[13]中的规定确定,因本试验剪应力与位移关系曲线未出现峰值,取位移量为剪切面长度 10%时剪应力作为界面强度值。

2 试验成果与分析

2.1 法向应力的影响

图 1 为不同含水率的粉质黏土土工格栅-土体界面抗剪强度随法向应力变化的拟合图。由图 1 可见,相同含水率条件下,随着法向应力不断增大,土工格栅与土体间的界面抗剪强度不断增大;不同含水率条件下,其界面抗剪强度是不同的。图 1 中拟合曲线的决定系数都大于 0.95,拟合度较好。由图 1 的拟合曲线可见,抗剪强度与法向应力呈线性相关,符合莫尔-库仑模型。

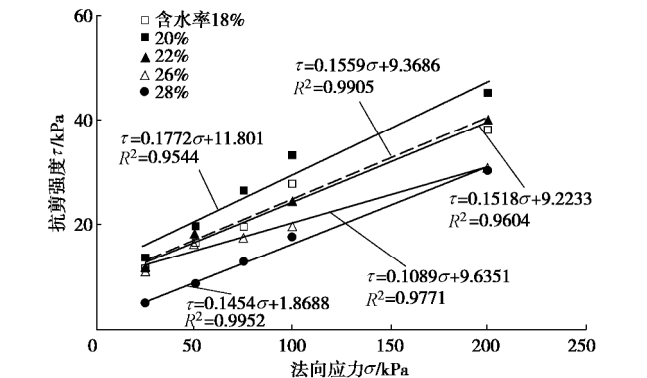


图 1 不同含水率时土工格栅-土体界面抗剪强度-法向应力变化拟合图

Fig. 1 Fitting of shear strength- normal stress of geogrid-soil interface under different water contents of silty clay

2.2 含水率的影响

图 2 为不同法向应力下土工格栅-土体界面抗剪强度-含水率变化曲线。由图 2 可见, 随着含水率的增大, 格栅与土体间的抗剪强度并不总是增大的。当粉质黏土的含水率小于 20% (接近最优含水率) 时, 随着含水率的增大, 其抗剪强度增大; 当粉质黏土的含水率大于 20% 时, 随着含水率增大其抗剪强度却逐渐减小。这与王协群等^[9]的结论类似。

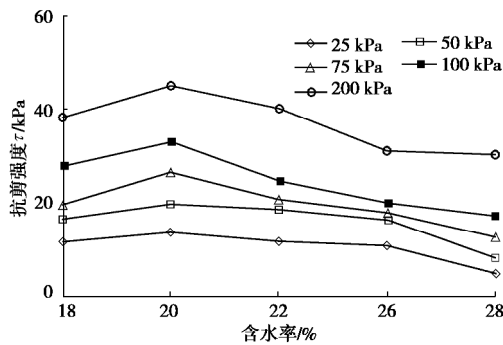


图 2 不同法向应力下土工格栅-土体界面抗剪强度-含水率曲线

Fig. 2 Curves of shear strength- water content of geogrid-soil interface under different normal stresses

2.3 剪切速率的影响

图 3 为不同含水率下土工格栅-土体界面抗剪强度-剪切速率变化曲线。由图 3 可见: 在剪切速率为 1 或 2 mm/min 时, 土工格栅-土体界面的抗剪强度较大, 当剪切速率为 0.5 或 3 mm/min 时, 土工格栅-土体界面的抗剪强度相对较小; 抗剪强度的变化范围相对较小 (剔除含水率 22% 及剪切速率 3 mm/min 的异常点), 剪切速率对土工格栅-土体界面抗剪强度的影响范围在 ±10% 内。这与徐超等的当剪切速率不超过一定界限 (如 7.0 mm/min) 时其对直剪试验结果的影响可以忽略不计^[8]、王协群等的随剪切速率的增大筋土界面的抗剪强度增大^[9]的结论有所不同。

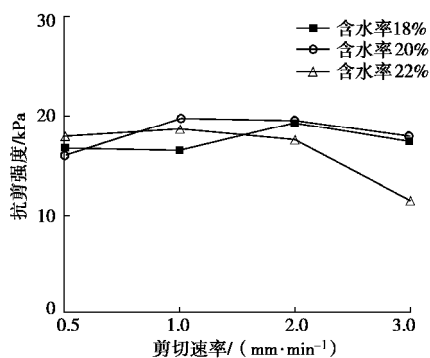


图 3 不同含水率下土工格栅-土体界面抗剪强度-剪切速率曲线

Fig. 3 Curves of shear strength- shear velocity of geogrid-soil interface under different water contents

2.4 石英砂粒径的影响

图 4 为石英砂不同粒径时的土工格栅-土体界面抗剪强度-法向应力拟合图。由图 9 可见: 石英砂的粒径为 4~6 mm 时, 格栅-土界面的黏聚力和摩擦系数分别为 9.38 kPa 和 0.202, 相应的内摩擦角为 11.42°; 当填料为 9~12 mm 粒径的石英砂时, 格栅土界面的黏聚力和摩擦系数分别为 11.80 kPa 和 0.177, 相应的内摩擦角为 10.05°; 石英砂的粒径对土工格栅-土体界面抗剪强度的影响范围在 ±7% 内。

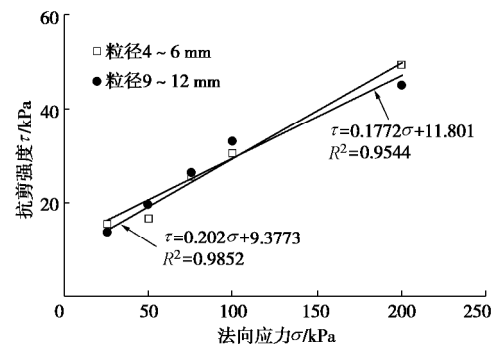


图 4 不同石英砂粒径时土工格栅-土体界面抗剪强度-法向应力拟合图

Fig. 4 Fitting of shear strength- normal stress of geogrid-soil interface under different grain sizes of quartz sand

2.5 填土压实系数的影响

图 5 为不同压实系数条件下土工格栅-土体界面抗剪强度随法向应力变化的拟合图。由图 5 可见, 随着压实系数的增加, 界面抗剪强度也随之增加; 格栅-土体界面抗剪强度指标中, 黏聚力和内摩擦角都有一定程度增加, 其中压实系数由 0.90 增大到 0.94 时, 黏聚力增加较大, 而压实系数由 0.94 增加到 0.98 时, 内摩擦角提高幅度相对较大; 土体的压实系数越高, 其提升幅度越大, 这与王协群等^[9]的结论有所不同。

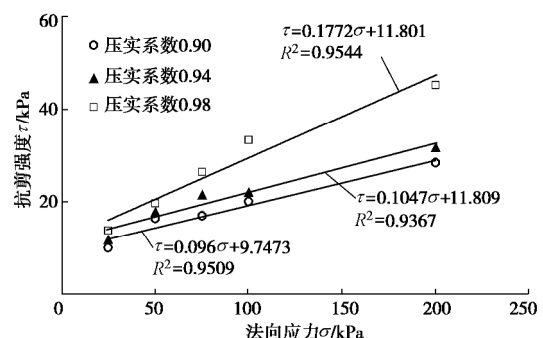


图 5 不同压实系数时界面抗剪强度-法向应力拟合图

Fig. 5 Fitting of shear strength- normal stress of geogrid-soil interface under different compaction degrees of silty clay

3 结 论

通过大型直剪试验分析了土工格栅-土体的界面

抗剪强度在不同影响因素下的变化,可得到以下结论:

(1) 土工格栅-土体界面抗剪强度随着法向应力增大而增大,且抗剪强度与法向应力符合莫尔-库仑理论。

(2) 土体含水率对土工格栅-土体界面抗剪强度有较大的影响,含水率接近最佳含水率时土工格栅-土体界面的内摩擦角和黏聚力最大,含水率远离最佳含水率时其黏聚力和内摩擦角都会有不同程度的降低。

(3) 在剪切速率在 0.5~3 mm/min 范围时,剪切速率的大小对土工格栅-土体界面的抗剪强度的影响范围在±10%内;石英砂粒径对土工格栅-土体界面抗剪强度的影响在±7%内。

(4) 填土压实系数的增加能有效增加界面抗剪强度,黏聚力和内摩擦角的提高幅度在不同压实系数条件下是不同的,压实系数越高,其提升幅度越大。

(5) 工程应用时应同时考虑法向应力、填土含水率、剪切速率、石英砂粒径、填土压实系数等因素的影响,合理选择格栅-土体的界面强度指标。

参考文献:

- [1] VIDAL H. The principal of reinforced earth (Highway Research Record 282)[R]. Washington D C: Highway Research Board, National Research Council, 1969: 1 - 24.
- [2] LEE K M, MANJUNATH V R. Soil-geotextile interface friction by direct shear test[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2000, **37**(1): 238 - 252.
- [3] 施有志, 马时冬. 土工格栅的界面特性试验[J]. 岩土力学, 2003, **24**(2): 296 - 300. (SHI You-zhi, MA Shi-dong. Test for interface characteristics of geogrid[J]. Rock and Soil Mechanics, 2003, **24**(2): 296 - 300. (in Chinese))
- [4] 包承纲. 土工合成材料界面特性的研究和试验验证[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, **25**(9): 1735 - 1744. (BAO Cheng-gang. Study on interface behavior of geosynthetics and soil[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, **25**(9): 1735 - 1744. (in Chinese))
- [5] 刘文白, 周 健. 土工格栅与土界面作用特性试验研究[J]. 岩土力学, 2009, **30**(4): 965 - 970. (LIU Wen-bai, ZHOU Jian. Experimental research on interface friction of geogrids and soil[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, **30**(4): 965 - 970. (in Chinese))
- [6] 史旦达, 刘文白, 水伟厚, 等. 单、双向塑料土工格栅与不同填料界面作用特性与对比试验研究[J]. 岩土力学, 2009, **30**(8): 2237 - 2244. (SHI Dan-da, LIU Wen-bai, SUI Wei-hou, et al. Comparative experimental studies of interface characteristics between uniaxial/biaxial plastic geogrids and different soils[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, **30**(8): 2237 - 2244. (in Chinese))
- [7] LIU C N, HO Y H, HUANG J W. Large scale direct shear tests of soil/PET-yarn geogrid interfaces[J]. Geotextiles and Geomembrances, 2009, **27**(1): 19 - 30.
- [8] 徐 超, 孟凡祥. 剪切速率和材料特性对筋-土界面抗剪强度的影响[J]. 岩土力学, 2010, **31**(10): 3101 - 3106. (XU Chao, MENG Fan-xiang. Effects of shear rate and material properties on shear strength of geosynthetic-soil interface [J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(10): 3101 - 3106. (in Chinese))
- [9] 王协群, 张俊峰, 邹维列, 等. 格栅-土界面抗剪强度模型及其影响因素[J]. 土木工程学报, 2013, **46**(4): 133 - 141. (WANG Xie-qun, ZHANG Jun-feng, ZOU Wei-lie, et al. A shear strength model of geogrid-soil interface and its influence factors[J]. China Civil Engineering Journal, 2013, **46**(4): 133 - 141. (in Chinese))
- [10] 张建伟, 余 杭, 王仕卿, 等. 黄泛区粉土-GFRP 布界面摩擦特性试验[J/OL]. 复合材料学报, <https://doi.org/10.13801/j.cnki.fhclxb.20181129.001>. (ZHANG Jian-wei, YU Hang, WANG Shi-qing, et al. Experimental study on interface friction characteristics of silty soil in the Yellow River flooding area with GFRP cloth[J]. Acta Materiae Compositae Sinica, <https://doi.org/10.13801/j.cnki.fhclxb.20181129.001>. (in Chinese))
- [11] 刘 泽, 雷 勇. 煤矸石-土工格栅-砂层状体系的界面摩擦特性试验研究[J]. 工业建筑, 2014, **44**(4): 90 - 93, 134. (LIU Ze, LEI Yong. Test study on the interface friction characteristics of coal gangue-geogrid-sand layered system[J]. Industrial Construction, 2014, **44**(4): 90 - 93, 134. (in Chinese))
- [12] ASTM D5321/D5321M — 14 Standard test method for determining the shear strength of soil-geosynthetic and geosynthetic-geosynthetic interfaces by direct shear[S]. ASTM International, West Conshohocken, PA, 2014.
- [13] 中华人民共和国交通部. JTG E50—2006 公路工程土工合成材料试验规程[S]. 北京: 人民交通出版社, 2006. (Ministry of Communications of the People's Republic of China. JTG E50—2006 Test methods of geosynthetics for highway engineering[S]. Beijing: China Communications Press, 2006. (in Chinese))

(责编: 明经平)

DOI: 10.11779/CJGE2019S1048

坝基不同倾角软弱夹层的破坏模式及 D-C 模型参数研究

吕 布, 杨之俊, 韦秀东, 卢继忠, 傅旭东*

(武汉大学土木建筑工程学院, 湖北 武汉 430072)

摘 要: 坝基岩体中的软弱夹层对抗滑稳定影响重大, 因此对其破坏模式及本构模型参数的研究具有重要意义。采用软弱夹层重塑样进行三轴压缩试验, 下部未泥化部分采用泥化部分土掺入 20%水泥代替, 上部采用泥化部分土制样, 泥化部分与未泥化部分交界面分别制成 0° , 30° , 45° , 60° 倾斜面并作粗糙处理模拟实际界面特性。试验结果表明: 含不同倾角结构面的软弱夹层试样临界角范围为 $58.3^\circ \sim 61.7^\circ$, 当结构面倾角介于临界角范围之内时, 软弱夹层试样沿结构面破坏, 当结构面倾角位于临界角范围之外时, 软弱夹层试样在上部泥化部分土中破坏; 对软弱夹层试样三轴试验 $e((s_1 - s_3)) - e_1$ 关系曲线进行线性拟合, 结果表明, 随围压增加, 试样初始切线模量及极限破坏强度均增加, 根据试验结果得出了相应的 D-C 模型参数并将其应用于坝基抗滑设计中, 取得了良好效果。本研究成果对坝基软弱夹层的抗滑设计及同类软弱夹层工程性质的研究具有一定参考价值。

关键词: 软弱夹层; 倾角; 三轴试验; 破坏模式; 本构模型参数

中图分类号: TU441.35

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 4548(2019)S1 - 0189 - 04

作者简介: 吕 布(1992—), 男, 博士研究生, 主要从事边坡工程、桩基理论和地基处理等方面的研究。E-mail: blv_wuhu@163.com。

Failure modes and constitutive model for weak interlayer of dam foundation with different inclination angles

LÜ Bu, YANG Zhi-jun, WEI Xiu-dong, LU Ji-zhong, FU Xu-dong

(School of Civil Engineering, Wuhan University, Wuhan 430072, China)

Abstract: The soft interlayer in the dam foundation rock mass has a great influence on the stability of the dam foundation against sliding, thus the researches on its failure modes and constitutive model parameters are of great significance. The remolded sample is adopted for triaxial tests: the lower part is made up of clay and cement of 20% and the upper is made by clay, the interface is made into inclined planes of 0° , 30° , 45° and 60° and roughed to simulate the real interface characteristics. The test results show that the critical angle range of weak-interlayer samples with different dip angles is $58.3^\circ \sim 61.7^\circ$, when the inclination angle of the structural surface is in the range of the critical angle, the soft-interlayer sample is destroyed along the structural surface, otherwise the failure surface appears in the upper part of the muddy soil. Linear fitting of the triaxial test relationship curve of $e/(s_1 - s_3) - e_1$, and the results show that as the confining pressure increases, the initial tangential modulus and the corresponding peak intensity of the sample increases. According to the test results, the corresponding D-C model parameters are obtained and applied to the anti-sliding design of the dam foundation, and good results are obtained. The research results have a certain reference value for the anti-slip design of the dam foundation and the researches on similar soft-interlayer projects.

Key words: weak interlayer; inclination angle; triaxial test; failure mode; constitutive model parameter

0 引 言

坝基岩体中的软弱夹层可形成坝基滑坡失稳的底滑面, 对坝基抗滑稳定影响重大。目前对坝基软弱夹层的研究主要集中在软弱夹层强度及变形问题上, 研究表明软弱夹层剪切试验的破坏面多发生在夹泥与岩体的接触带^[1-4], 抗剪强度常低于夹泥本身的抗剪强度; 除强度及变形问题外, 对坝基软弱夹层剪切变形

本构关系的研究也有重要意义, 许宝田等^[5]在现场大型直剪试验的基础上, 建立了能较好描述软弱夹层剪切变形关系的剪切刚度 - 剪应力的幂函数模型。直剪试验往往无法得出软弱夹层的真实破坏性状, 宋彦琦

基金项目: 国家自然科学基金面上项目 (51378403)

收稿日期: 2019 - 04 - 30

*通讯作者 (E-mail: xdfu@whu.edu.cn)

等^[6]开展了含 0°，30°，45°，60°，90° 倾角的天然软弱夹层岩样的三轴压缩试验，表明夹层倾角为 60° 左右时，夹层对岩样的弱化作用最为显著。

由于直剪试验破坏模式的单一性，无法真实反映含有不同缓倾角软弱夹层的实际破坏模式及剪切变形本构模型。本文针对某坝基黏土岩软弱夹层开展试验研究，软弱夹层存在部分泥化、强度较低等问题，且软弱夹层存在明显的软硬交界面，交界面以上为泥化部分，其土质较软，交界面以下为微泥化部分，土质较为坚硬。根据坝基软弱夹层的结构特性，对含不同倾角结构面的软弱夹层开展三轴压缩试验，对其破坏模式及 Duncan-Chang 模型（下文统一简称为 D-C 模型）参数进行了研究，研究成果对坝基软弱夹层的工程性质评价及研究具有一定的参考价值。

1 试验过程

1.1 试样制备

试样取自李家嘴大坝坝基黏土岩软弱夹层，其 1/3 高度的上部泥化严重，下部则较为坚硬，软硬交界面上存在近似水平的微裂隙。由于破坏可能在泥化部分内产生，也可能沿软硬交界面产生，考虑到制备原状样的困难，采用重塑样进行试验：试样上部采用泥化部分土制备，试样下部采用在土中掺入 20% 水泥的方法来模拟^[7]；为了模拟破坏可能沿软硬交界面产生，将试样下部顶面做成斜面，与水平面分别成 0°，30°，45°，60°，并将斜面作粗糙处理模拟实际界面特性，再在其上部分层击实泥化部分土（图 1）。



图 1 不同倾角结构面软弱夹层试样

Fig. 1 Soft-interlayer samples with different dip angles

1.2 三轴压缩试验方案

本次试验采用 Φ101 mm 重塑样进行三轴压缩试验，为减少同一倾角软弱夹层试样在制样时的误差对试验结果的影响，采用一个试样多级加荷方法进行三轴压缩试验。本次试验共进行倾角为 0°，30°，45°，60° 四种情况下软弱夹层试样的三轴压缩试验。试验方案见表 1。

表 1 软弱夹层三轴试验方案

Table 1 Triaxial test schemes of weak interlayer

试样	密度 /(g·cm ⁻³)	含水率 /%	倾角 /(°)	试验方法
SY1	2.0	10.0	0	CD 试验
SY2	2.0	10.0	30	
SY3	2.0	10.0	45	
SY4	2.0	10.0	60	

2 软弱夹层强度特性及破坏模式分析

2.1 软弱夹层强度特性

对含不同倾角软弱夹层试样在 200，300，400 kPa 围压下进行三轴压缩试验，根据一个试样多级加荷三轴压缩试验得到不同倾角软弱夹层试样的应力应变关系曲线（图 2），多级加荷时，随着围压等级的提高，试样强度相应有一定程度的恢复与提高。由图 2 可知，在分级荷载作用下，含倾斜结构面软弱夹层试样应力应变关系曲线并未呈现明显的软化特性，且随分级荷载的增加，试样峰值强度逐步提高，试验过程中当试样累计应变达到 25% 左右时，试样应力应变关系曲线趋于平缓。倾角为 60° 时，试样应力应变关系曲线峰值强度明显低于其它倾角结构面试样。

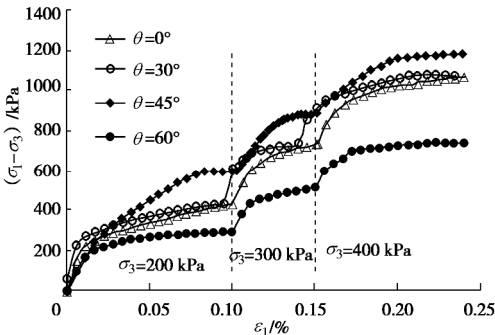


图 2 多级加荷三轴试样应力应变关系曲线

Fig. 2 Stress-strain curves of multi-stage loaded triaxial samples

2.2 软弱夹层破坏模式研究

由试验结果（见图 3）可知，当倾角为 0° 时，试样发生鼓状破坏，当倾角为 30°，45°，60° 时，试样发生斜面剪切破坏；当倾角为 60° 时，剪切破坏面与倾斜结构面基本重合，当倾角为 30° 和 45° 时，试样最终破坏面与倾斜结构面不重合，且与水平方向的夹角大致呈 60°。



(a) $q = 0^\circ$ (b) $q = 30^\circ$ (c) $q = 45^\circ$ (d) $q = 60^\circ$

图 3 含不同倾角软弱夹层试样破坏形式

Fig. 3 Failure modes of soft-interlayer samples

可依据基于莫尔-库仑理论的 Jaeger 单结构面理论^[8]研究含倾斜结构面的软弱夹层的破坏规律(图 4)。

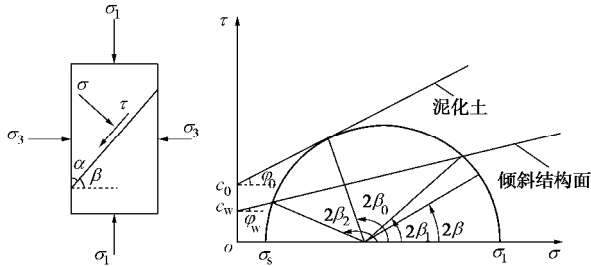


图 4 单结构面理论分析

Fig. 4 Theory of single structural plane

软弱夹层结构面与最小主应力夹角为 b ，根据 Jaeger 单结构面理论，沿结构面产生破坏的条件为

$$s_1 = s_3 + \frac{2(c_w + s_3 \tan j_w)}{(1 - \tan j_w \cot b) \sin 2b}, \quad (1)$$

$$b = 45^\circ + \frac{j_w}{2}, \quad (2)$$

式中 c_w 、 j_w 分别为结构面的黏聚力和内摩擦角。

不沿结构面破坏时，破裂面与 s_1 的夹角为

$$b_0 = 45^\circ + \frac{j_0}{2}, \quad (3)$$

式中， j_0 为完整岩样的内摩擦角。

按照正弦定理求得 b_1 和 b_2 如下：

$$b_1 = \frac{j_w}{2} + \frac{1}{2} \arcsin \frac{(s_1 + s_3 + 2c_w \cot j_w) \sin j_w}{s_1 - s_3}, \quad (4)$$

$$b_2 = \frac{\pi}{2} + \frac{j_w}{2} - \frac{1}{2} \arcsin \frac{(s_1 + s_3 + 2c_w \cot j_w) \sin j_w}{s_1 - s_3}. \quad (5)$$

b_1 和 b_2 是试件沿结构面破坏的倾角极限值，当结构面倾角介于 b_1 和 b_2 之间时试样将沿结构面破坏，当结构面倾角位于 b_1 和 b_2 范围之外时，试样沿上部泥化土内部破坏。

由式 (1) ~ (5) 可得软弱夹层试样倾斜结构面的黏聚力 c_w 和内摩擦角 j_w 分别为 36.1 kPa 和 30° ， b_1 和 b_2 分别为 58.3° 和 61.7° 。图 3 中，结构面倾角 b 为 60° 时，倾角结构面介于临界角 b_1 和 b_2 之间，试样最终沿倾斜结构面破坏；其它倾角结构面 (0° ， 30° ， 45°) 位于临界角范围之外，均在试样上部土层材料内破坏。

3 软弱夹层 D-C 模型参数研究

本文以 D-C 模型^[9]为理论基础，结合 Kondner^[10]、Janbu^[11]的研究成果对坝基软弱夹层的本构模型参数进行了研究，求解计算 D-C 模型参数。

限于文章篇幅，仅列出软弱夹层含 45° 倾角结构面情况下 D-C 模型参数求解过程曲线，依据三轴试验结果绘制 $e/(s_1 - s_3) - e_1$ 曲线及 $\lg(E_i/p_a) - \lg(s_3/p_a)$ 关系曲线，如图 5、图 6；并根据试验结果得到不同倾

角软弱夹层的 D-C 模型参数，见表 2。

表 2 D-C 模型参数

Table 2 Parameters of D-C model					
倾角/(°)	c/kPa	$j/(^\circ)$	K	n	R_t
0	40.5	35.7	53.83	0.7513	0.6899
30	39.4	36.6	67.69	0.9549	0.6638
45	41.5	37.4	71.33	0.8899	0.6935
60	35.5	30.0	48.47	0.8491	0.6439

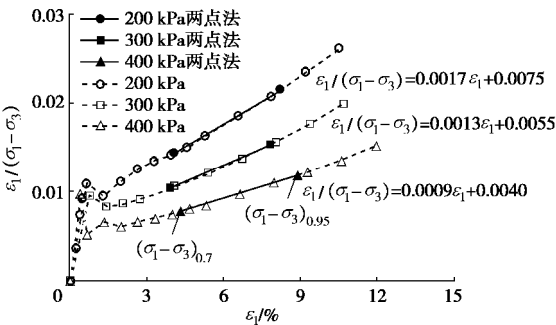


图 5 软弱夹层试样应力应变双曲线关系

Fig. 5 Hyperbola curves of stress-strain of weak-interlayer sample

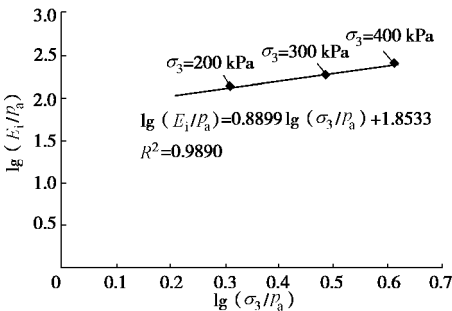


图 6 软弱夹层 $\lg(E_i/p_a)$ 与 $\lg(s_3/p_a)$ 关系曲线

Fig. 6 $\lg(E_i/p_a) - \lg(s_3/p_a)$ curves of weak interlayer

由图 5、图 6 可知，采用应力水平 $s=0.7$ 和 $s=0.95$ 的试验数据对 $e/(s_1 - s_3) - e_1$ 数据进行拟合，避免了低应力及高应力水平下拟合结果的偏差，随应力水平增加，拟合直线斜率逐步减小，截距也同步减小，对应的试样初始切线模量及极限破坏强度均增加； $\lg(E_i/p_a) - \lg(s_3/p_a)$ 关系曲线线性拟合精度 $R^2=0.9891$ ，所求解的模型参数 K 、 n 具有较高的精度，可以较好地反映软弱夹层试样的力学性质。

D-C 模型参数中 c 、 φ 值随软弱夹层结构面倾角的变化规律如图 7 所示。

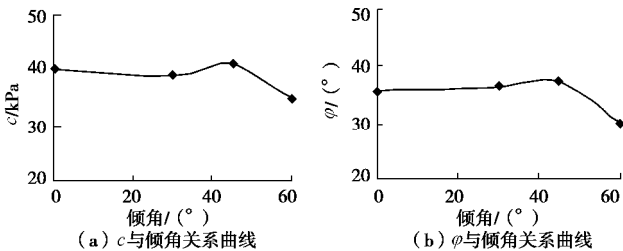


图 7 c 、 φ 值与软弱夹层倾角关系曲线
Fig. 7 Relationship among c , φ and inclination angle of weak interlayer

由图 7 可以看出，当倾角在 $0^\circ \sim 45^\circ$ 时，软弱

夹层试样抗剪强度参数 c , φ 值随倾角增加变化不大, 当倾角大于 45° 时, 软弱夹层试样抗剪强度参数 c , φ 值随倾角增加而减小, 表明软弱夹层试样存在某一临界倾角, 当结构面倾角超过临界倾角时, 试样抗剪强度会有较大程度的降低。

本文对坝基不同倾角软弱夹层的破坏模式及 D-C 模型参数的研究成果, 对李家嘴大坝坝基抗滑稳定性设计计算有一定的参考价值。

4 结 论

三轴试验相较于直剪试验能更加准确地揭示破坏面的真实性状, 本文采用三轴压缩试验对不同倾角软弱夹层的破坏模式及本构模型参数进行了研究, 得到以下主要结论:

(1) 含倾斜结构面软弱夹层试样的应力应变关系曲线并未呈现明显的软化特性, 且随分级荷载的增加, 试样峰值强度逐步提高, 当试样累计应变达到 25% 左右时, 试样应力应变关系曲线趋于平缓, 倾角为 60° 的试样峰值强度明显低于其它倾角结构面试样。

(2) 当倾角为 0° 时, 试样为鼓状破坏; 当倾角为 30° , 45° , 60° 时, 试样破坏模式为斜面剪切破坏; 倾斜结构面的存在改变了软弱夹层试样的破坏模式。

(3) 试样沿结构面破坏时极限倾角范围为 $58.3^\circ \sim 61.7^\circ$, 当结构面倾角介于极限倾角范围之内时, 试样将会沿结构面破坏, 此时的强度值取决于结构面材料的强度值; 当结构面倾角位于极限倾角范围之外时, 试样在软弱夹层上部泥化土内部破坏, 此时的强度值取决于泥化部分土的强度。

(4) 取应力水平为 $s=0.7$ 和 $s=0.95$ 两点数据对试验整体 $e/(s_1-s_3)-e_1$ 曲线进行拟合, 具有较高的精度, 可以较为简便直观求解 D-C 模型参数, 研究成果对同类软弱夹层工程问题具有一定的参考价值。

参考文献:

- [1] 董遵德, 袁澄文. 岩体软弱夹层现场慢剪切试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 1994, **13**(2): 149 - 159. (DONG Zun-de, YUAN Cheng-wen. Researches for controlled displacement-rate shear test in situ in rockmass soft intercalation[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 1994, **13**(2): 149 - 159. (in Chinese))
- [2] 袁天华, 席福来, 努尔哈斯木. 新疆某水利枢纽工程软弱结构面抗剪强度参数的试验研究[J]. 岩土力学, 2003, **24**(增刊 1): 223 - 226. (YUAN Tian-hua, XI Fu-lai, NU Erhasimu. Research into parameters of shear strength for a key water conservancy project in Xinjiang[J]. Rock and Soil Mechanics, 2003, **24**(S1): 223 - 226. (in Chinese))
- [3] 闫汝华, 樊卫花. 马家岩水库坝基软弱夹层剪切特征及强度[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, **23**(22): 3761 - 3764. (YAN Ru-hua, FAN Wei-hua. Shear properties and strength of weak intercalated layers dam foundation of Majiayan reservoir[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, **23**(22): 3761 - 3764. (in Chinese))
- [4] 许宝田, 阎长虹, 陈汉永, 等. 边坡岩体软弱夹层力学特性试验研究[J]. 岩土力学, 2008, **29**(11): 3077 - 3081. (XU Bao-tian, YAN Chang-hong, CHEN Han-yong, et al. Experiment study of mechanical property of weak intercalated layers in slope rock mass[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, **29**(11): 3077 - 3081. (in Chinese))
- [5] 许宝田, 阎长虹, 刘军熙, 等. 边坡岩体软弱夹层剪切变形本构模型研究[J]. 岩土力学, 2010, **31**(增刊 2): 65 - 69. (XU Bao-tian, YAN Chang-hong, LIU Jun-xi, et al. Study of shear deformation constitutive model of weak intercalated layers in slope[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(S2): 65 - 69. (in Chinese))
- [6] 宋彦琦, 李 名, 刘 江, 等. 含不同倾角天然软弱夹层的大理岩破坏试验[J]. 中国矿业大学学报, 2015, **44**(4): 623 - 629. (SONG Yan-qi, LI Ming, LIU Jiang, et al. Experimental test on marble containing natural weak interlayer of different angles[J]. Journal of China University of Mining and Technology, 2015, **44**(4): 623 - 629. (in Chinese))
- [7] 张本蛟, 黄 斌, 傅旭东, 等. 水泥土芯样强度变形特性及本构关系试验研究[J]. 岩土力学, 2015, **36**(12): 3417 - 3424. (ZHANG Ben-jiao, HUANG Bin, FU Xu-dong, et al. An experimental study of strength and deformation properties of cemented soil core sample and its constitutive relation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(12): 3417 - 3424. (in Chinese))
- [8] JAEGER J C. Shear failure of anisotropic rocks[J]. Geology Magazine, 1960, **97**(1): 65 - 72.
- [9] DUNCANJ M, CHANGC Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soils[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 1970, **96**(SM5): 1629 - 1653.
- [10] KONDNER R L. Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 1963, **89**(1): 115 - 144.
- [11] JANBU N. Soil compressibility as determined by odometer and triaxial tests[C]// Proceedings of the European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Wiesbaden, Germany, 1963: 19 - 25.

(责编: 明经平)

DOI: 10.11779/CJGE2019S1049

天津 Z2 线地铁运营对沿线地面振动的影响分析

刘一文¹, 巴振宁², 高愈辉³, 田巧焕³

(1. 天津滨海新区轨道交通投资发展有限公司, 天津 300450; 2. 滨海土木工程结构与安全教育部重点实验室, 天津 300050;

3. 天津大学国际工程师学院, 天津 300072; 4. 中国铁路设计集团有限公司, 天津 300072)

摘 要: 天津滨海新区 Z2 线为新型地铁线路, 有着列车运行速度快、发车频次高等特点, 其地铁运营时速最高可达 120 km, 而中国现阶段城市中运行的普通地铁列车时速一般在 60~80 km。高速地铁荷载与普通列车荷载相比, 有着频率高、幅值大的特点, 所造成的环境振动规律也有所不同。以天津市 Z2 地铁线一期工程作为实例, 依托实际工程数据, 利用大型通用有限元软件 ABAQUS 建立隧道-土层三维有限元模型, 采用动力隐式分析模拟地基土高速移动地铁列车荷载下的地表振动强度衰减规律, 比较不同盾构隧道埋深、不同地铁列车行车速度以及不同隧道上覆土层性质工况下的地表振动变化规律, 并结合相关城市环境振动评估标准, 对地铁造成的环境振动进行评价, 初步得到了地铁线路环境振动防护距离随以上三种因素的变化规律。研究结论可为今后高速地铁线路工程建设选线以及运营沿线振动预测、地铁沿线规划提供一定指导。

关键词: 地铁振动; 环境振动; 移动荷载; 有限元模拟; 防护距离

中图分类号: TU435 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2019)S1-0193-04

作者简介: 刘一文(1978—), 男, 学士, 高级工程师, 主要从事建筑工程专业工作。E-mail: 845145711@qq.com。

Influences of metro operation on ground vibration along Tianjin Z2 line

LIU Yi-wen¹, BA Zhen-ning², GAO Yu-hui³, TIAN Qiao-huan⁴

(1. Tianjin Binhai New Area Rail Transit Investment Development Corporation, Tianjin 300072, China; 2. Key Laboratory of Coastal

Structures in Civil Engineering and Safety of Ministry of Education, Tianjin 300072, China; 3. Tianjin International Engineering Institute,

Tianjin University, Tianjin 300072, China; 4. China Railway Design Corporation, Tianjin 300072, China)

Abstract: The Z2 metro line in Tianjin Binhai New Area is a new type of metro line. It has the characteristics of fast train operation and high frequency of departure. Its maximum speed of metro operation can reach 120 km per hour. At present, the speed of ordinary metro trains running in cities in China is generally 60~80 km per hour. Compared with the ordinary train load, the load of high-speed metro train has the characteristics of high frequency and large amplitude, and the pattern of environmental vibration is also different. Taking the first phase of Tianjin Z2 metro line as an example, and relying on the actual engineering data, a three-dimensional finite element model for rail track-tunnel-soil is established by using ABAQUS, a large-scale general finite element software. The dynamic implicit analysis is used to simulate the attenuation pattern of ground vibration intensity under the load of high-speed moving subway train in foundation soil, and different shield tunnels are compared. The variation of ground vibration under different conditions of road burial depth, train speed and soil properties of tunnels is studied. Combined with the relevant evaluation criteria for urban environmental vibration, the environmental vibration caused by metro is evaluated. The variation of environmental vibration protection distance of metro lines with the above three factors is preliminarily obtained. The research conclusions can provide some guidance for the selection of high-speed metro line construction, vibration prediction along the operation line and planning along the metro line in the future.

Key words: metro vibration; environmental vibration; moving load; finite element simulation; protection distance

0 引 言

近年来, 随着我国工业不断发展, 城市现代化建设也进展基快, 城市规模不断扩大、人口持续增加, 大城市道路交通条件逐渐恶化。城市地下轨道交通作为一种及运量大、速度快、能耗少、易管理等优点为

一身的出行方式, 在解决城市交通问题中具有特殊的地位和作用。但是由于城市的建设需要, 地下轨道交

收稿日期: 2019-04-29

*通讯作者 (E-mail: bazhenning_001@163.com)

通往距离居民生活工作区很近，地铁运营引起的环境振动问题也日益显现出来针对地铁造成的环境振动问题，国内外学者在理论研究和数值模拟方法领域做了大量的工作。在国外，Verhas^[1]、Kurzweil 等^[2]探讨了地面运行的列车或地铁诱发振动的传播规律；Degrande 等^[3]提出了土中波传播的数值计算方法；在国内，王星星^[4]通过对北京现运营地铁进行环境振动测试调查，并对地铁振动所产生的沿线环境影响进行了研究。崔正翔等^[5]则根据经验公式对南京地铁隧道振动对地面环境影响进行了预测。可见对于地铁振动影响的研究已取得了一定的成果，但对于高速地铁运营（速度高于 100 km/h）造成的环境振动还较少。天津滨海新区 Z2 线为新型地铁线路，有着列车运行速度快、频次高等特点，其最高列车运行速度可达 120 km/h，对地铁列车振动响应的研究具有非常重要的现实意义，其研究成果可以直接指导地铁线路设计。



图 1 天津市 Z2 线一期工程示意图
Fig. 1 Sketch of Phase I Project of Tianjin Z2 Line

1 有限元计算模型

研究采用大型通用有限元软件 ABAQUS 建模分析，利用 Drucker-Prager 弹塑性本构模型模拟滨海饱和软土，具体材料参数取自滨海新区 Z2 线现场勘探钻孔数据（见表 1），土层材料阻尼比取 0.02。结合有限元建模精度需要和研究地表振动相应的范围，本研究采取土层模型建立尺寸为 55 m（垂向深度）×120 m（轴向长度）×220 m（水平宽度），水平方向上模型长度大于 15D（D=6.6 m），较好地降低了边界效应^[6]，振动模拟较为稳定。网格尺寸根据模型位置距盾构隧道的距离由近到远逐渐由 0.8 m 放大至 2.5 m，单元类型选择较为常用的 C3D8R 单元具体网格划分如图 2。模型采取三维黏弹性边界模拟土体的无限域。

表 1 滨海 Z2 线土层计算参数

Table 1 Parameters of soil layers in Z2 line in Tianjin Binhai New

Area	土类	厚度 /m	密度 /(kg·m ⁻³)	泊松比	动弹性模量 /MPa
Area	素填土	5.2	1920	0.427	67.5
	粉质黏土	5.3	1920	0.427	88.7
	粉质黏土	2.2	2030	0.406	120.8
	粉土	6.6	1990	0.414	142.2
	粉质黏土	6.6	1970	0.417	259.7
	粉质黏土	3.3	2000	0.412	325.2
	粉砂	4.2	2040	0.404	635.1
	粉细砂	5.6	1990	0.414	723.0
	粉土	3.0	1990	0.414	681.3
	粉质黏土	3.2	2020	0.408	778.5

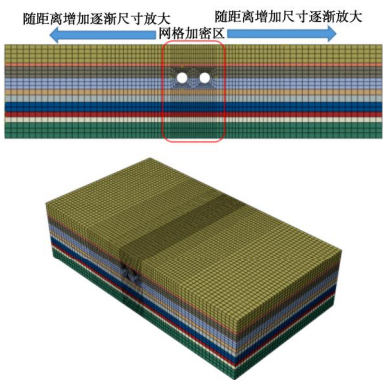


图 2 土层有限元模型及网格划分示意图

Fig. 2 Finite element model for soil layers and mesh partition

因研究的是土体振动响应，盾构隧道管片间的相互作用可进行简化忽略，故隧道采取一体化实体建模。隧道横断面根据实际滨海新区 Z2 线管片实际情况采取内径 5.9 m，外径 6.6 m。铁轨采用 B31 梁单元建模，并采取 T60 型钢轨参数。道床、轨枕均采用实体单元建模，整体道床-轨枕-轨道耦合模型如图 3 所示。

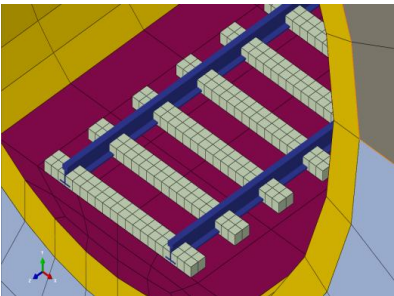


图 3 道床-轨枕-铁轨耦合有限元模型

Fig. 3 Coupled finite element model for ballast bed-rail tracks

建模所施加的列车荷载采取激振力函数法模拟，即采用一个静荷载和一系列正弦荷载叠加而成的动荷载^[7]。此种荷载取值方法表达式虽然简单，但它与车辆振动性质、线路平顺性或路况、车速、荷载组合与传递关系密切，能在一定程度上模拟车辆荷载，被广

泛运用于列车荷载模拟中。根据 Yang 等^[8]的研究结果, 列车由 4 节增加到 10 节, 对地表造成的振动响应几乎没有区别。为了能全面地反映出列车从驶来到驶离的全过程, 故考虑车辆系统 4 节车体。列车车型参数选取典型地铁 A 型车。为模拟列车荷载在隧道中的移动作用, 利用 ABAQUS 自带子程序 DLOAD, 编程输入轮载大小、位置随时间的周期性变化, 并输入轮载作用点的移动速度。在提交模型计算是调用 DLOAD 程序即可实现荷载移动施加。

2 计算结果及分析

为研究不同因素对地表振动强度和振动防护距离的影响, 在确定一部分工况的情况下, 通过改变其中一项影响因素来研究此因素对于环境振动规律的影响。在综合考虑工程应用领域和研究需要后, 本文采取中国国标《城市区域环境振动标准》(GB10070—88) 作为评价指标, 并将评价区域分为工商业区、居民区和振动敏感区。根据标准, 本研究采取的评估值为垂向地表振动加速度级并结合不同区域类型的控制振动级 (表 2) 做达标水平线以截取相应振动防护距离。具体研究内容如下:

表 2 各类型区域的控制达标振动强度

区域类型	达标振动级/dB	
	白天	夜间
工商业区	75	72
居民区	70	67
振动敏感区 (如医院、精密仪器实验室等)	65	65

2.1 列车运行速度对地表振动的影响

为研究不同列车行驶速度对地表振动以及振动防护距离的影响, 并模拟滨海新区地铁 Z2 线各种行驶速度下的地表振动反应。在确定隧道埋深及原钻孔土层参数的情况下, 分别施加不同移动速度的列车荷载, 80, 100, 120 km/h (通过修改 DLOAD 中荷载速度参数实现), 提交 ABAQUS 进行计算, 采取 ABAQUS 动力隐式分析步, 分析步长 $\Delta t=0.01$ s。在距离外轨中心线 0~100 m 处每隔 10 m 提取振动数据进行地表振动衰减分析并作衰减曲线如图 4 所示。

计算结果显示, 车速对于环境振动强度有着较大的影响。在相同的埋深 (16 m) 状况下, 地表垂向最大振动级出现在隧道正上方, 并且随距线路中心距离的增加, 振动强度稳定减小; 列车车速每提升 20 km/h, 地表振动强度增加 3~5 dB。振动防护距离增加 5~20 m, 120 km/h 车速工况下, 振动敏感区的振动防护距离达到 50 m 以上, 而在 80 km/h 工况下只有 30 m 左右。所以对于振动防护距离来说, 降低车速可有效减

小环境振动强度, 并且减小振动防护距离, 对于城市规划的灵活性影响较小。

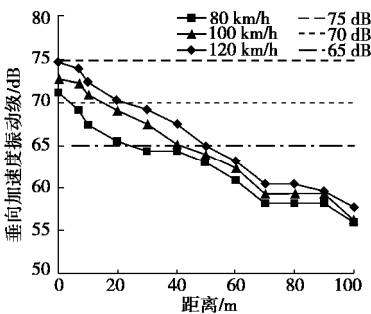


图 4 不同列车速度下地表振动强度衰减对比

Fig. 4 Comparison of ground vibration intensity attenuations under different train speeds

2.2 盾构隧道埋深对地表振动的影响

为研究隧道埋深对地表振动衰减的影响。在不改变土层的情况下, 改变盾构隧道的埋深, 分别建立深度 $H=8, 12, 16, 20$ m 的隧道埋深工况进行分析, 在列车以相同速度 120 km/h 经过的情况下, 对地表振动进行评价。

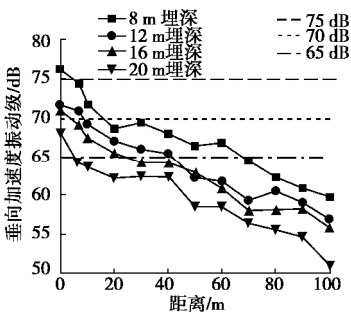


图 5 不同隧道埋深下地表振动强度衰减对比

Fig. 5 Comparison of ground vibration intensity attenuations under different tunnel depths

根据上述建模计算和数据结果整理, 并作距离-振动强度衰减曲线 (图 5)。可得隧道埋深对振动防护距离影响较大: 埋深每增加 4 m, 地表振动强度减小 3~5 dB, 振动防护距离减小 1/2~1/4 左右, 当经过振动敏感区时, 若埋深过浅且不进行减振或降低车速等措施, 可能造成振动防护距离值过大: 8 m 埋深下, 敏感区防护距离可达 60 m。在进行特定区域的隧道埋深和线路选择确定时可作为参考因素。

2.3 上覆土层性质对地表振动的影响

为研究不同上覆土层形式对地表振动的影响, 在确定隧道埋深和列车运行速度的前提情况下, 改变隧道上覆土层的弹性模量以对比研究土层性质对地表振动的影响 (改变参数见表 3)。分别建立原上覆土层、软上覆土层和硬上覆土层模型, 设定 DLOAD 子程序使列车荷载以 120 km/h 的速度经过隧道, 对地表振动

进行评价。

表 3 上覆土层参数改变

Table 3 Change parameters of in overlying soil		
上覆土层性质	土层剪切波速 /(m·s ⁻¹)	土层动弹性模量 /MPa
原土层	120	85.1
软土层	100	63.1
硬土层	200	225.8

计算结果如图 6 所示，从图中可以看出，上覆土层弹性模量的改变对于沿线地表振动的有一定的影响，但相比于埋深和车速因素而言较小，软土层和硬土层的振动强度插值在 2~4 dB，推测原因为软土层对于地铁高频振动能量的吸收效果较好。

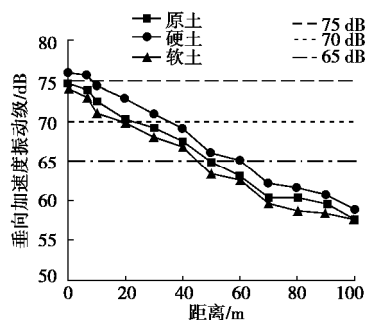


图 6 不同性质上覆土层下地表振动强度衰减对比

Fig. 6 Comparison of ground vibration intensity attenuations under different overlying soils

3 结 论

本文通过三维有限元建模分析研究了天津滨海新区在建地铁 Z2 线沿线地表的振动响应，主要得到以下 2 点结论。

(1)列车行驶速度对于环境振动强度有着较大的影响，在相同的埋深状况下，车速每提升 20 km/h，地表振动强度增加 3~5 dB。车速对于振动防护距离有着较大的影响：车速每提升 20 km/h，振动防护距离增加 5~20 m。当经过居民区或振动敏感区时，降低车速可有效减小环境振动强度，并且减小振动防护距离。故进行线路规划时可将列车运行速度作为参考因素之一。

(2)隧道埋深对振动防护距离影响较大：埋深每增加 4 m，振动防护距离减小 1/2~1/4 左右，当经过振动敏感区时，若埋深过浅且不进行减振或降低车速

等措施，可能造成振动防护距离值过大，在进行特定区域的隧道埋深确定和线路选择时可做为参考因素。

参考文献:

[1] VERHAS H P. Prediction of the propagation of train-induced ground vibration[J]. Journal of Sound and Vibration, 1979, 66(3): 371 - 376.

[2] KURZWEIL L. Ground-Borne noise and vibration from underground system[J]. Journal of Sound and Vibration, 1979, 66(3): 363 - 370.

[3] DEGRANDE G, SEHILLEMANS M, CHATTERJEE P, et al. Vibrations due to test train at variable speeds in a deep bored tunnel embedded in London clay[J]. Journal of Sound and Vibration, 2006, 293(3/4/5): 626 - 44.

[4] 王星星. 地铁振动对沿线环境影响的预测[J]. 噪声与振动控制, 1993(5): 22 - 24. (WANG Xing-xing. Prediction of the environmental impact of metro vibration along the line[J]. Noise and Vibration Control, 1993(5): 22 - 24. (in Chinese))

[5] 崔正翔, 嵇正毓. 地铁隧道振动对地面环境影响预测的探讨. 噪声与振动控制, 1996(1): 9 - 14. (CUI Zhen-huan, JI Zheng-yu. Discussion on the prediction of ground environmental impact caused by metro tunnel Vibration[J]. Noise and Vibration Control, 1996(1): 9 - 14. (in Chinese))

[6] 周 立. 地体列车运行诱发环境振动的数值模拟与烦恼率评价[D]. 南京: 南京大学, 2015. (ZHOU Li. Numerical simulation and annoyance rate evaluation of environmental vibration induced by terrain train operation[D]. Nanjing: Nanjing University, 2015. (in Chinese))

[7] 梁 波, 蔡 英. 不平顺条件下高速铁路路基的动力分析[J]. 铁道学报, 1999, 21(2): 84 - 88. (LIANG Bo, CAI Ying. Dynamic analysis of high-speed railway subgrade under irregular conditions[J]. Journal of Railway, 1999, 21(2): 84 - 88. (in Chinese))

[8] YANG Y B, HUNG H H, HONG X. Wave propagation for train-induced vibrations: a finite /infinite element approach[M]. Singapore: World Scientific Publishing, 2009: 91 - 92.

(责编: 孙振远)

DOI: 10.11779/CJGE2019S1050

饱和细粒土固结过程中三维微观空架结构研究

李 学¹, 宋 晶^{1, 2, 3}, 赵 洲¹, 李志杰¹, 黄伟标¹

(1. 中山大学地球科学与工程学院, 广东 广州 510275; 2. 广东省地球动力作用与地质灾害重点实验室, 广东 广州 510275;

3. 广东省地质过程与矿产资源探查重点实验室, 广东 广州 510275)

摘 要: 饱和细粒土具有典型的多尺度孔隙三维空架结构, 显著影响着土体固结沉降等宏观力学特征。基于 SEM 及多能量同步辐射 X 射线 μ CT 技术结合数据约束算法 (DCM), 建立饱和细粒土多尺度结构三维微观模型。研究结果表明: 土样受荷时土体表面的表观孔隙率与体积孔隙率的变化趋势基本一致, 但表观孔隙率略小于体积孔隙率。800 kPa 压力是土样表面表观孔隙率随压力变化的转折点, 土体在 800 kPa 压力时其微观结构发生了显著变化, 可能对应着土体骨架的蠕变变形。100 kPa 土样和 800 kPa 土样表面的平均孔隙形状系数出现异常, 100 kPa 时低于均值 0.32, 而 800 kPa 时显著高于 0.32, 表明土体中孔隙在受压初始阶段对压力变化较敏感, 而在固结后期土体结构发生变化。土样的实验孔隙率略大于由 DCM 计算出的体积孔隙率和 DCM 导出二维切片的表观孔隙率, 经 DCM 二维切片得到的土样平均表观孔隙率在 0.35~0.45 范围内波动。数据约束模型突破分辨率限制, 实现微纳米级颗粒的三维结构表征, 同时 PCAS 检验数据约束模型切片数据可为计算土体孔隙率提供新途径。

关键词: 饱和细粒土; 孔隙; SEM; 数据约束模型; 三维微观结构

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)S1-0197-04

作者简介: 李 学(1993—), 男, 博士, 主要从事软土微观结构方面研究。E-mail: lixue36@mail2.sysu.edu.cn。

Three-dimensional pore evolution analysis in consolidation of saturated fine-grained soil

LI Xue¹, SONG Jing^{1, 2, 3}, ZHAO Zhou¹, LI Zhi-jie¹, HUANG Wei-biao¹

(1. School of Earth Sciences and Engineering, Sun Yat-Sen University, Guangzhou 510275, China; 2. Guangdong Provincial Key Lab of

Geodynamics and Geohazards, Guangzhou 510275, China; 3. Guangdong Provincial Key Laboratory of Geological Processes and Mineral

Resource Exploration, Guangzhou 510275, China)

Abstract: The saturated fine-grained soil has a typical multi-scale three-dimensional overhead structure and its complex micro-morphology significantly affects the consolidation settlement and other macro-mechanical characteristics. Based on the scanning electron microscopy (SEM), a three-dimensional micro-model for saturated fine-grained soil with multi-scale structure is established by using the multi-energy synchrotron radiation X-ray micro-CT technology combined with the data constrained algorithm (DCM). The results show that the change trend of apparent porosity of soil surface is basically the same as that of volumetric porosity, while the apparent porosity is slightly smaller than the volumetric one. The pressure of 800 kPa is the turning point of apparent porosity of soil samples with pressure. It is presumed that the microstructure of soil changes remarkably at the pressure of 800 kPa, which may correspond to creep deformation of soil skeleton. The average pore shape coefficients of 100 kPa and 800 kPa are abnormal, lower than 0.32 at 100 kPa and significantly higher than 0.32 at 800 kPa, which indicates that the pore in soil is sensitive to pressure change at the initial stage of compression, while the soil structure changes at the later stage of consolidation. Both the volumetric porosity calculated by DCM and the apparent porosity of DCM two-dimensional slices are slightly lower than the experimental porosity of soil samples. The average apparent porosity of soil samples obtained by DCM two-dimensional slices fluctuates in the range of 0.35 to 0.45. The DCM may break through the resolution limitation and realize the characterization of micro-nanoparticles. Meanwhile, the DCM tested by the PCAS can provide a new way to calculate soil porosity.

Key words: saturated fine-grained soil; pore; SEM; data constrained algorithm; three-dimensional microstructure

0 引 言

饱和细粒土属软土一种, 其物质成分复杂且结构

基金项目: 国家自然科学基金项目 (41402239, 41572277, 61505266);

广东省自然科学基金项目 (S201204000733)

收稿日期: 2019-04-29

尺度跨度大，具有非常复杂的非线性特征^[1]。软土的孔隙性是区别于其他工程材料的显著标志之一，它是导致土体复杂物理特性的主要原因^[2]。饱和细粒土孔隙结构的各向异性表现在宏观变形破坏中，这在一定条件下可显著改变和影响软土的破坏模式和工程特性^[3]。

饱和细粒土作为常见的工程填料，从开始固结到长期蠕变，不同组分呈现的宏观、细观、微观等多尺度演化规律尚不清楚^[4]。孔隙结构类型等因素对软土固结过程及工后沉降的影响尤其突出，在外力作用下，孔隙的分布特征与宏观变形机制密切相关^[5]。本研究以饱和细粒土为研究对象，采用电镜扫描及 X 射线 μ CT 技术，结合数据约束算法 (DCM) 建立土体三维空架网状结构模型，统计土体孔隙及二、三维孔隙率信息。并基于 PCAS 检验三维空架模型的合理性，探讨提取软土微观结构信息的新途径，建立在固结压力作用下土体微宏观之间的定量联系。为进一步发展表征土体孔隙结构的新方法以及土体蠕变机制分析提供可行性理论。

1 试验方案

1.1 土体物理力学性质及样品制备

本研究土样取自某工程区，将土样经 0.075 mm 湿筛筛选后与蒸馏水以 1 : 6 质量比混合静置，配置饱和细粒土 (含水率 83.10%)，其基本性质如表 1 所示。饱和细粒土主要由黏粒 (36.09%) 和粉粒 (63.91%) 组成，不均匀系数 25 (大于 5)，级配曲线的曲率系数 1.44，这些都说明细粒土物质组成极不均匀。

表 1 饱和细粒土基本物理力学性质

Table 1 Basic properties of saturated fine-grained soil							
含水率	土粒相对	干密度	塑限	黏粒	粉粒	不均匀	孔隙
/%	密度	/(g·cm ⁻³)	含量/%	含量/%	系数	比	
83.10	2.29	0.82	30.1	36.09	63.91	25	2.28

将配置好的饱和细粒土在 100, 200, 400, 800, 1600 kPa 竖向压力下依次进行一维固结压缩试验。经历自重沉降的土样视为 0 kPa 样品，最终得到不同压力下固结的 6 组试样 (0, 100, 200, 400, 800, 1600

kPa)。土样经竖向荷载作用，在侧向环刀限制下仅发生竖向沉降变形。试验过程中采用湿润棉花密封高压固结仪，使土样始终保持饱和状态。将固结沉降稳定后的 6 组土样用环刀以人工方式缓慢切削成直径为 5 mm，高 10 mm 的圆柱形，切削过程中尽量避免土体扰动，切削完成后置于恒温恒湿箱 (25℃) 内保存，以备电镜扫描和 CT 试验。土样的直径 (5 mm) 约是土颗粒最大粒径 (0.075 mm) 的 66 被，减小样品建模的尺寸效应，同时兼顾 CT 试验的图像质量以及试验条件。

1.2 电镜扫描 (SEM)

将 6 组试样从恒温箱内取出，用手轻轻掰断土样露出新鲜断面，经喷金处理后置于电镜下扫描。随电镜放大倍数增加 (50X 到 10000X)，土样表面孔隙和颗粒的可统计直径不断减小，视窗内多尺度孔隙和颗粒的数量也在减少，故观察时应选择适宜的放大倍数。

1.3 X 射线 μ CT 试验

采用 X 射线 μ CT 技术不仅可实现土样无损三维结构定量表征，而且其图像像元尺寸为微米级。多能量同步辐射 X 射线 μ CT 技术结合数据约束算法 (DCM)，不仅可以表征像元尺寸为微纳米级的物质，而且还保留了孔隙和矿物质的最小形态单元。综合考虑土样厚度、矿物质吸收 X 射线能量差异以及试验的环境温度等因素后选择 30KeV 和 40KeV 作为 CT 扫描的双能量。

2 试验结果及分析

2.1 SEM

本研究选取 6 个样品均放大 2000 倍的 SEM 图像作为 PCAS 处理的原图，如图 1 所示 (不同彩色区域代表大小不同孔隙)。将 SEM 获取到的土样原始图像经 PCAS 处理，根据实际情况选取不同阈值识别土体颗粒和孔隙，重点提取孔隙结构定量信息。采用阈值分割法对 SEM 原图进行二值化处理，根据不同灰度值区分图像中孔隙和颗粒以及去除杂点。为得到合适的孔隙几何参数和统计参数，对土样表观孔隙率较小的样品选取较小阈值，反之亦然^[3]。

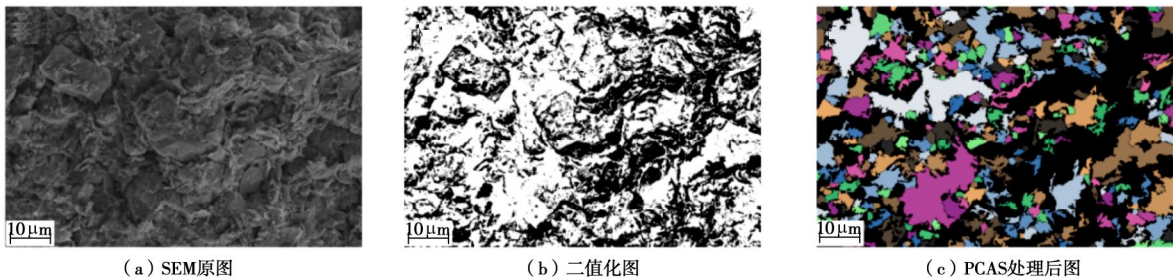


图 1 PCAS 处理 SEM 原图 (以 200 kPa 样品为例)

Fig. 1 SEM images processed by PCAS

由于 PCAS 软件中的参数以像素为单位, 可通过如下公式转换成实际尺寸:

$$S_t = S / R^2 \quad , \quad (1)$$
$$C_t = C / R^2 \quad . \quad (2)$$

式中 R 为 SEM 图像分辨率; S 和 C 分别是像素面积与像素周长; S_t 和 C_t 分别为真实面积与真实周长。表观孔隙率指土体表面孔隙的总面积与表面积之比。土样表观孔隙率及平均形状系数随压力变化如图 2 所示。随着土样受荷增大, 土体表观孔隙率逐渐减小(从 0.75 减小到 0.58)。当土样受荷小于 800 kPa 压力时, 表观孔隙率迅速减小, 压力超过 800 kPa 以后, 表观孔隙率变化缓慢。800 kPa 可作为土体固结排水时的压力转折点, 推测土体在 800 kPa 压力时其微观结构发生了显著变化, 可能对应着土体的固结蠕变。

孔隙形状系数表示孔隙复杂度, 100 kPa 对应的孔隙形状系数低于各压力下的平均形状系数 0.32, 推测土样在 100 kPa 压力下孔隙分布重新调整。超过 100 kPa 以后, 孔隙形状系数迅速增大, 在 800 kPa 左右时达到峰值, 此时孔隙形状最复杂。100, 800 kPa 分别对应着孔隙平均形状系数的最小、最大值。结合上文土体的表观孔隙率变化在 800 kPa 压力时出现转折点, 可知在 800 kPa 压力下土体结构发生了蠕变变形。

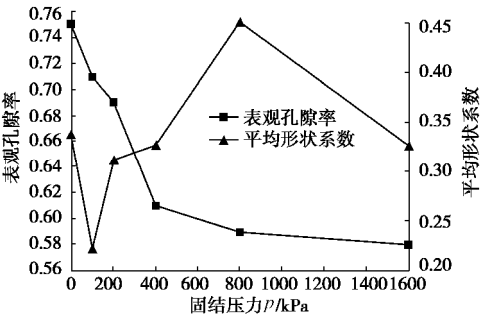


图 2 土样表观孔隙率和平均形状系数

Fig. 2 Apparent porosities and average shape coefficients of soil

2.2 X 射线 μCT 试验建立土体三维模型

数据约束算法结合 X 射线 μCT 技术可实现微纳米级孔隙及颗粒的三维微观表征, 同时可获取各尺度孔隙的特征参数。基于多能量同步辐射 X 射线 μCT 技术获得土体投影图像并实现投影图重构, 建立土体三维微观模型, 如图 3 所示。该模型的像元尺寸为 6.53 μm, 模型实际体积为 1.306 mm×1.306 mm×1.306 mm。

该模型中绿色部分代表孔隙。可看出 0 kPa 样品体积孔隙率较大, 具有典型的空架结构。随固结压力增大, 孔隙逐渐被压碎或被固体物质所填充, 三维空架结构逐渐变得密实, 土体体积孔隙率减小, 与表观孔隙率变化规律基本一致, 土体结构更稳固。由于存在粒内孔隙, 以及土体表面的一些“大颗粒”可能会

覆盖住孔隙, 导致表观孔隙率略小于体积孔隙率。

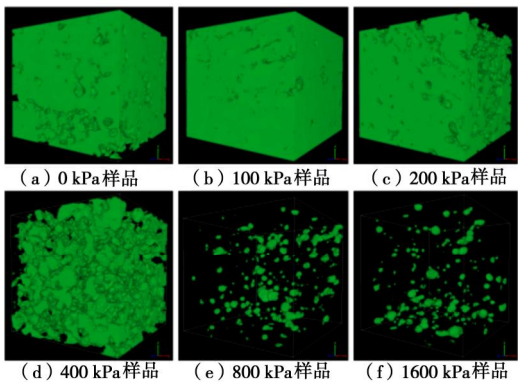


图 3 土体三维微观结构建模(绿色部分代表孔隙)

Fig. 3 Three-dimensional model for soil samples (green part represents pores)

2.3 基于 PCAS 检验 DCM

沿土样高度, 提取 6 组土样内部不同位置的二维切片各 200 张做定量分析。通过计算 μCT 单张二维层析图像中孔隙像素个数与总像素的比值, 可得任意水平切面的表观孔隙率, 统计结果如表 2 所示。经 DCM 二维切片得到的表观孔隙率在 0.35~0.45 范围内波动, 这主要是由软土颗粒空间的各向异性造成。与前文经 SEM 计算得知的二维孔隙率相比, 经 DCM 二维切片得到的土样平均表观孔隙率略小于由 SEM 计算的, 这主要是 SEM 仅仅是对土体表面的一个新鲜断面上孔隙的统计, 具有一定的局限性, 而 DCM 二维切片对应着 200 张二维切片的平均表观孔隙率。

表 2 样品孔隙率比较

Table 2 Porosities of soil samples			
样品	体积孔隙率 (DCM)	平均表观孔隙率 (二维切片)	实验孔隙率
0 kPa	0.693	0.451920	0.731
100 kPa	0.454	0.428521	0.566
200 kPa	0.441	0.416532	0.539
400 kPa	0.432	0.375497	0.513
800 kPa	0.410	0.356191	0.496
1600 kPa	0.409	0.355996	0.492

基于 DCM 和 PCAS 处理二维切片, 可实现土体二、三维孔隙率之间的转换, 如式 (3) 所示。同时用以检验 DCM 表征饱和细粒土三维微观结构的合理性。

$$n3D = \sum_{i=1}^N (255 - D_i) / (255N) \quad , \quad (3)$$

式中, D_i 为第 i 个像素对应的灰度, N 为图像像素的总个数, 由此计算出的三维孔隙率如图 4 所示, 并与土样实验孔隙率做对比。由图 4 可知, 每个土样的实验孔隙率略大于由 DCM 计算出的体积孔隙率和表观孔隙率, DCM 二维切片表观孔隙率沿土样高度在一定范围内波动, 这主要是因为 DCM 参数设置并不能完全反映土体实际的物质属性。

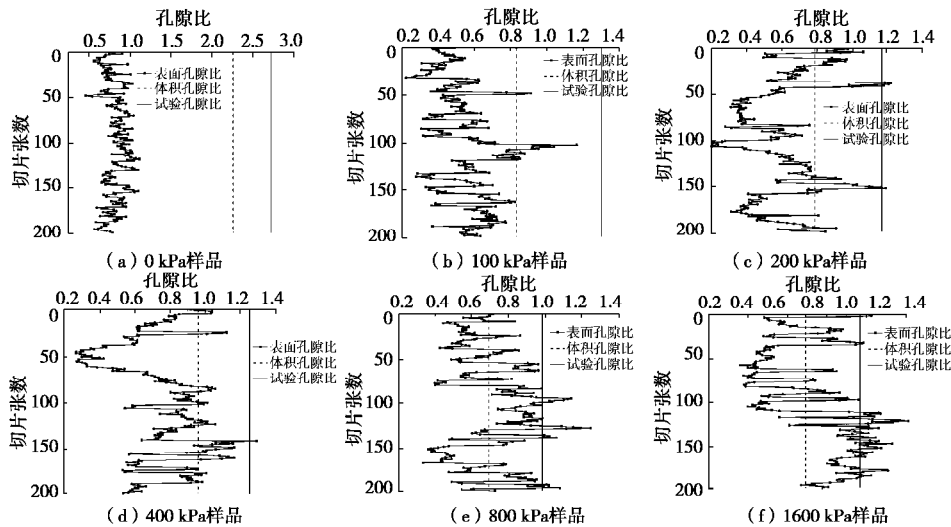


图4 土样孔隙比比较

Fig. 4 Porosity ratios of soil samples

3 讨论

基于 SEM 的表观孔隙率略小于体积孔隙率,这主要是 SEM 只能扫描土体表面的局部区域,计算表观孔隙率的代表性较差。用 PCAS 处理 SEM 图像时,土体表面部分“大颗粒”会遮盖住孔隙,造成统计误差。此外,土体中孔隙包括粒间孔隙和粒内孔隙两种,所测出的表观孔隙率实际上是粒间孔隙的孔隙率。

由 SEM 得到的表观孔隙率略大于经 DCM 导出二维切片计算的平均表观孔隙率,SEM 仅仅是对土体表面的某一新鲜断面上统计孔隙,而 DCM 二维切片孔隙率是对 200 张二维切片的表观孔隙率的平均统计,其考虑了沿土样表面以及土样高度的影响,因此两种表观孔隙率存在差异。

4 结语

土体表观孔隙率随荷载增大而逐渐减小,800 kPa 压力是土体表观孔隙率随压力变化速率的转折点,推测土体在 800 kPa 压力时其微观结构发生了显著变化,可能对应着土体的固结蠕变。

随压力增大,土体表面孔隙形状的复杂度出现一定的调整。100 kPa 土样的孔隙复杂度最低,800 kPa 样品的孔隙形状最复杂。推测土体孔隙在 100 kPa 压力时出现一定调整,使得土体逐渐适应外界压力变化,当压力达到 800 kPa 时,土体孔隙形状在外压作用下变得比较复杂,此时对应着土体发生蠕变变形。超过此压力阶段后,孔隙形状在荷载作用下又变得比较简单,此时土骨架承担更多的应力。

经 DCM 导出二维切片计算得到的土样平均表观孔隙率沿土样高度在 0.35~0.45 范围内波动,土样的实验孔隙率略大于由 DCM 计算出的体积孔隙率和

DCM 导出二维切片的表观孔隙率,这主要是由软土颗粒空间的各向异性造成。

参考文献:

- [1] 赵明华, 胡倩, 杨超伟, 等. 考虑地基土非线性固结的桩侧负摩阻力计算方法研究[J]. 岩土工程学报, 2016, 38(8): 1417 - 1424. (ZHAO Ming-hua, HU Qian, YANG Chao-wei, et al. Negative skin friction of piles considering nonlinear consolidation of soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, 38(8): 1417 - 1424. (in Chinese))
- [2] DENG Y F, ZHANG T W, CUI Y J, et al. Pore water salinity effect on the intrinsic compression behavior of artificial soft soils[J]. Applied Clay Science, 2018, 166: 299 - 306.
- [3] 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))
- [4] 史江伟, 陈丽. 不均匀土体位移引起地下管线弯曲变形研究[J]. 岩土力学, 2017, 38(4): 1164 - 1170. (SHI Jiang-wei, CHEN Li. Investigation of bending information of underground pipelines induced by differential ground movements[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, 38(4): 1164 - 1170. (in Chinese))
- [5] 李学, 刘治清, 宋晶, 等. 有机质在吹填淤泥固结中的微宏观特征[J]. 中国海洋大学学报(自然科学版), 2017, 47(10): 28 - 35. (LI Xue, LIU Zhi-qing, SONG Jing, et al. Micro and macro characteristics of organic matters in dredger fill consolidation[J]. Periodical of Ocean University of China, 2017, 47(10): 28 - 35. (in Chinese))

(责编: 胡海霞)

DOI: 10.11779/CJGE2019S1051

软土地区管幕群顶管施工地面沉降监测与分析

潘伟强

(1. 天津大学建筑工程学院, 天津 300354; 2. 上海隧道工程有限公司, 上海 200032)

摘 要: 依托上海 14 号线桂桥路站管幕段实例工程, 对管幕群顶管顶进施工过程地面沉降情况进行监测, 分析群顶管施工对地面沉降的影响, 在此过程中对本工程采用水土分算或合算进行讨论。根据顶进过程实际工况和监测数据, 分析管幕群顶管施工影响地面的原因, 提出相应控制措施。结果表明: ①管幕群顶管施工引起最大地面沉降出现在始发井出加固区区域; ②在本工程中采用水土合算计算正面土压力较为符合实际情况; ③管幕群顶管施工过程中影响地面变形的因素主要包括前舱压力、顶进速度、洞门止水、管壁摩擦和同步注浆等方面。

关键词: 软土地区; 管幕; 群顶管; 监测; 沉降

中图分类号: TU455.4

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)S1-0201-04

作者简介: 潘伟强(1979—), 男, 正高级工程师, 长期从事地下工程施工和技术研究工作。E-mail: pwq21@163.com。

Monitoring and analysis of ground settlement during pipe roof construction of pipe-jacking groups in soft soil areas

PAN Wei-qiang

(1. Department of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300354, China; 2. Shanghai Tunnel Engineering Construction Co., Ltd., Shanghai 200032, China)

Abstract: Based on the example project of the pipe roof section of Guiqiao Road Station on Shanghai Line 14, the ground settlement of the pipe roof is monitored during pipe-jacking construction process. At the same time, the influences of pipe-jacking group construction on the ground settlement are analyzed, and the methods for calculating the water pressure and soil pressure are discussed. According to the actual working conditions and the monitoring data of the jacking process, the reasons for the influences of the pipe-jacking construction on the ground are analyzed, and the corresponding control measures are proposed. Some conclusions are drawn as follows: (1) The maximum ground settlement caused by the pile jacking construction occurs in the area outside the reinforcement zone. (2) The calculation of the frontal soil pressure using water and soil is more in line with the actual situation in this project. (3) The factors affecting the ground deformation during the pipe jacking construction process mainly include the front cabin pressure, the jacking speed, the tightness of the hole, the pipe friction and the synchronous grouting.

Key words: soft soil area; pipe roof; pipe-jacking group; monitoring; settlement

0 引 言

随着城市建设的发展, 地下空间开发利用越来越困难。传统暗挖法施工往往会扰动土层应力状态, 引起地面较大沉降^[1], 特别是在饱和软黏土地区, 传统暗挖施工无法解决开挖期间渗漏水等问题。这种情况下, 管幕暗挖法提供了一种有效的解决办法^[2-3]。目前国内外管幕法应用超前于理论研究, 针对软土地区管幕群顶管顶进过程对环境影响的研究较少, 群顶管顶进中造成地面沉降的机理尚不清楚。

本文依托上海 14 号线桂桥路站管幕段实例工程, 对管幕群顶管顶进施工过程地面沉降情况进行监测, 分析群顶管施工对地面沉降的影响, 提出群顶管施工

影响地面沉降的原因和控制措施。

1 工程概况

上海轨交 14 号线桂桥路站附属管幕结构段位于上海市浦东新区王家桥路与曹家沟交界处, 管幕段长度 100 m, 下穿现状曹家沟, 埋深约 5.4 m, 如图 1 所示。管幕施工前期先对王家桥进行拆除, 利用全回转设备将入侵管幕段边线的桩基进行拔除。由于曹家沟

基金项目: 上海市科学技术委员会科研项目 (17DZ1203800)

收稿日期: 2019-04-30

*通讯作者 (E-mail: pwq21@163.com)

河道底距管幕仅 0.4 m，不利于顶排管幕的顶进，在底排管幕顶进的同时，对曹家沟进行改道和回填。

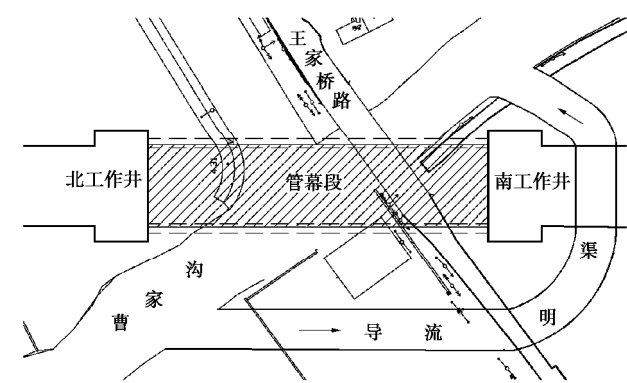


图 1 管幕段平面示意图

Fig. 1 Sketch of pipe roof project

管幕段采用 2 种直径共 52 根顶管组成围护结构，内部结构断面 21.99 m（宽）×7.2 m（高），如图 2 所示。顶排管幕采用 $f\ 1\ \text{m}$ 的管幕；外侧及底部采用 $f\ 1.6\ \text{m}$ 的管幕；中间两排分仓管幕采用 $f\ 1\ \text{m}$ 的管幕。管幕段主要穿越第③层淤泥质粉质黏土和第④层淤泥质黏土，场地各土层物理学参数见表 1。顶管始发和接收井加固区做法为三轴搅拌桩加高压旋喷桩，长度均为 3 m。

表 1 场地土层物理学参数

Table 1 Physico-mechanical parameters of layers

层序	地层名称	重度 $\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/(^{\circ})$	静探(单桥) P_s/MPa
k	粉质黏土	18.6	24	16.5	0.66
l	淤泥质粉质黏土	17.3	12	16.0	0.58
l _夹	黏质粉土	18.4	6	28.5	1.43
m	淤泥质黏土	16.6	14	10.5	0.61
n ₁₋₁	黏土	17.0	16	11.5	0.79

综合考虑曹家沟回填时间、土体稳定性、管幕成形质量、施工进度和便利性等方面因素，采用如下顶进施工顺序原则：①钢管幕逐根顶进，锁口对下一根钢管顶进起到定位和导向作用；②水平向钢管先施工下排，后施工上排。根据以上原则，管幕顶进顺序如图 2 所示。

2 测点布置方案

在管幕群顶管顶进过程中，通过对地表沉降的监测，分析管幕施工对周边环境产生的影响，验证管幕法施工的可行性^[4]。根据监测反馈数据，调整优化顶进过程中正面土压力和顶进速度等施工参数，将管幕顶管施工对周边环境的影响降至最低，实现信息化施

工^[5]。同时，本工程环境监测数据可为今后管幕法在软土地区设计应用和施工积累实测经验。

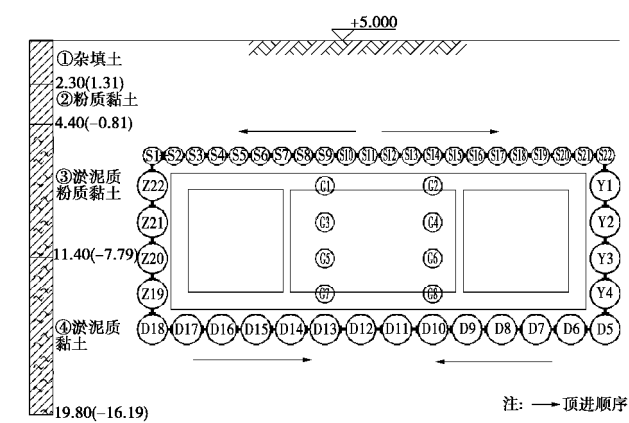


图 2 管幕段横断面及顶进顺序示意

Fig. 2 Cross section of pipe roof and construction sequence

结合本工程地质条件和施工工况，依据相关规范和经验，本工程地表沉降监测点布置如图 3 所示。

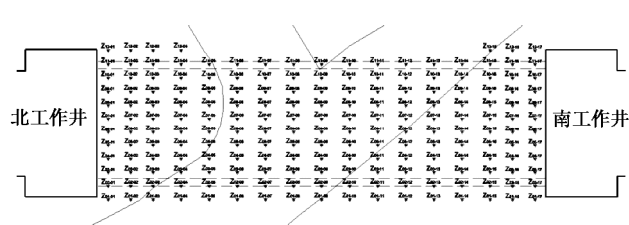


图 3 监测点位平面布置图

Fig. 3 Layout of monitoring points

由于部分地表沉降观测点位于曹家沟河道回填区域内，回填土质密实程度难以实现完全均匀，所以该区域内沉降观测点均埋设至地表下 3.5 m。测点布置时，钻孔至 3.5 m 深，将钢筋穿过 PVC 套管插入孔内，然后回填砂土。

3 沉降观测结果分析

3.1 沿顶进轴线方向监测结果分析

根据监测结果，取沿顶进轴线方向的测点 Z6-1~Z6-17 数据进行分析，如图 4 所示。测点 Z6 系列位于 S12 顶管正上方，图 4 分别反应 S12 顶管顶进前、S12 顶管顶进后、S13 顶管顶进后和 S14 顶管顶进后，Z6 系列测点变化情况。由图 4 可知：

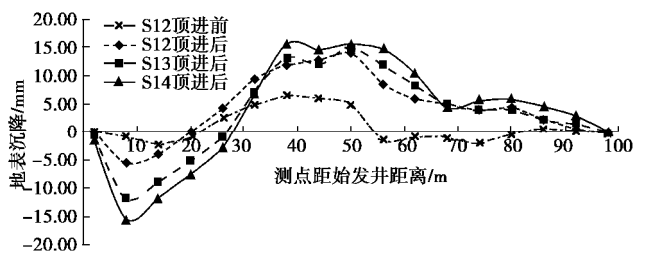


图 4 Z6 断面系列测点沉降曲线

Fig. 4 Curves of settlement of series points of Z6

(1) 对比 S12 顶进前后, 在始发井和接收井的加固区域地表沉降几乎为 0。当顶管通过加固区进入原状土时, 地表沉降明显, 影响区域为距始发井 8~20 m。这主要是由于: ①洞门渗水; ②管壁摩擦流失; ③在顶管穿越加固区时, 采用泥浆比重较低且前舱压力较小, 当进入原状土时, 前舱泥水平衡难以建立。

(2) 在距始发井 32~62 m 位置为原河道回填区域, 此区间地表竖向位移表现为隆起, 在 S14 顶进完成后, 最大隆起为+15.56 mm。这主要是由于: ①前 30 m 在顶管操作上增加了顶进速度和前舱压力, 主观上引起了此区间地表隆起; ②此区间土层回填完成时间较短, 土体尚未完成固结, 客观上放大了地表隆起。

(3) 本文称后一根顶管顶进引起前一根顶管正上方地表沉降为叠加沉降。则对比 S12 顶进后和 S13、S14 顶进后 Z6 系列测点监测数据曲线可知: ①在顶管出加固区区域, S13 和 S14 的叠加沉降分别为-6.11 mm 和-3.67 mm, 即距离越远的顶管累积沉降效应越小。②在距始发井 32~62 m 位置, S13 和 S14 的叠加沉降分别为 2.40 mm 和 2.07 mm, 此区间叠加沉降效应较为微小。

(4) 在顶管顶进过程中地表最大变形为 15.56mm, 综合地表隆沉情况可知, 管幕群顶管施工对土层扰动较少, 引起相邻顶管间沉降较小, 对地面沉降控制效果较好。

3.2 沉降槽监测结果分析

在所有管幕顶进完成后, 分别取 Z-01、Z-02 和 Z-09 三个垂直于顶进方向的断面监测数据, 形成如图 5 所示的沉降槽曲线。由图 5 可知:

(1) Z-01 系列测点位于洞门加固区上方, 顶进过程中沉降量非常微小, 并且无向外延伸趋势。

(2) Z-02 系列测点位于刚出加固区区域, 该区域地表整体沉降, 且距管幕中心±4 m 范围内沉降较大, 两侧沉降量较小, 主要因为该区域下方土体顶管多次穿越, 叠加沉降效应明显。

(3) Z-02 系列测点在底排完成后累计沉降最大-5.26 mm, 顶排完成后累计沉降最大 15.31 mm, 说明底排埋深较深的顶管顶进时对地表沉降影响较小。

(4) Z-09 系列测点位于原河道回填区域, 在顶管顶进过程中地面表现为隆起。隆起曲线与 Z-02 沉降槽大致呈相反姿态。

3.3 顶进速度、正面土压力与地表沉降关系

以 S12 顶进过程为例, 绘制顶管顶进过程顶进速度、正面土压力与地表沉降关系曲线如图 6 所示, 分析可知, 顶管施工中地面沉降情况与顶进速度和前舱压力呈正相关关系。而在实际施工中, 由于顶管机头较重, 顶进速度过慢可能导致机头下沉, 影响顶进精

度控制; 而顶进速度过快可能引起刀盘扭矩超负荷, 影响切削土体。因此, 顶管施工需根据实际情况综合考虑地面沉降, 顶进轴线精度需求等因素来确定顶进速度和前舱压力等参数。

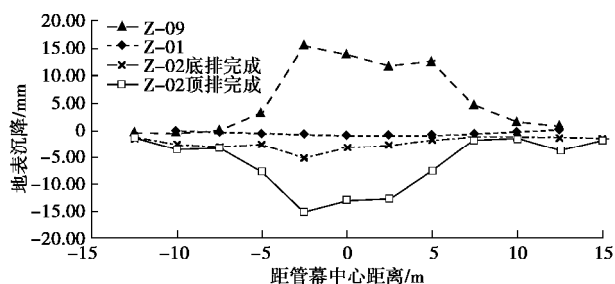


图 5 沉降槽监测曲线

Fig. 5 Curves of settlement trough width

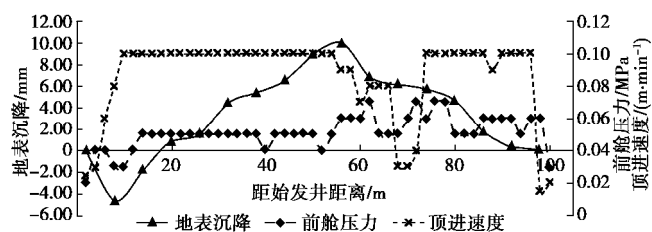


图 6 顶进速度、前舱压力与地表沉降关系曲线

Fig. 6 Relationship among speed of advance, mud pressure and settlement

3.4 有关前舱压力计算讨论

本工程管幕所处地层主要为第③号淤泥质粉质黏土层和④层淤泥质黏土层, 其中顶排管幕主要位于③号淤泥质粉质黏土层, 部分穿越③夹层灰色黏质粉土。

其中③层土和④层土渗透系数 $K=2.0 \times 10^{-7}$ cm/s, 水和土不易分开, 采用水土合算方法计算静止土压力; 但③夹层灰色黏质粉土的渗透系数 $K=1.57 \times 10^{-4}$ cm/s, 且考虑到在原河道回填区域土体密实度不均匀、尚未固结, 采用水土分算的方法计算静止土压力更合适。因此, 分别采用两种方法对顶排管幕进行计算如下:

水土合算公式: $P_e = K_0 \left(\sum g_i H \right)$,

水土分算公式: $P_e = K_0 \left(\sum g'_i H \right) + g_w H$ 。

式中 K_0 为静止土压系数(kPa); g_i 为土体湿重度(地下水位以下), ③号土为 0.5, ④号土为 0.59; H 为顶管机切口中心位置埋深; g'_i 为土体浮重度(地下水位以下)。

根据以上公式采用水土合算时 $P_{e合}=55.8$ kPa; 采用水土分算时 $P_{e分}=81.8$ kPa。而由图 6 可知, 在实际顶进过程中前舱压力在 0.05~0.07 MPa 时对地表沉降控制效果较好, 即在本工程中采用水土合算较为符合实际情况。可见在顶管施工中对于水土压力的计算不可盲目按照水土分开进行保守的计算, 而是应该根据工程实际地质情况综合考虑, 并在顶进过程中根据地

面监测数据对前舱压力进行实时调整。

4 地层变形原因及控制措施

管幕群顶管施工涉及顶管多次进出洞,需在相对狭小集中的区域内多次穿越,顶管顶进会对临近土体造成一定扰动,并且相邻顶管在顶进时会对地面变形产生一定叠加效应。因此,对管幕群顶管施工造成地面变形的判断和控制更加复杂。根据本工程施工经验,管幕群顶管施工过程中影响地面变形的主要原因有:

(1) 前舱压力。前舱压力大小是造成地面变形的主要原因。前舱压力大小需依据地面变形情况来调整,主要靠顶进速度和进排浆流量进行控制。

(2) 顶进速度。顶进速度与轴线精度控制有关,也直接影响到顶管机前舱压力,进而造成地面变形。在实际顶进中,应根据工程地质条件和顶管轴线精度要求,调整顶进速度,一般以 $0.6 \sim 1 \text{ m/min}$ 为宜。

(3) 洞门止水。洞门止水失效将导致水土流失,进而引起地面沉降。本工程采用止水环+钢丝刷配合油脂充填进行止水,在施工中应选用细密柔性较大的钢丝刷,并根据实际情况及时补注油脂。

(4) 管壁摩擦。在顶管顶进时,管壁与土体摩擦会向前带走土体,在施工中应合理筹划,尽量减少顶管顶进的时间间隔,加强施工的连续性。

(5) 同步注浆。顶管机刀盘边刀略大于顶管机直径,在顶进过程中会在外圈形成空隙。同步注浆可以充满幕钢管外侧的空隙,有效减少地面沉降。

5 结 论

本文结合上海 14 号线桂桥路站管幕段实例工程,对管幕群顶管顶进施工过程地面沉降情况进行监测,分析群顶管施工对地面沉降的影响,在此过程中对本工程采用水土分算或合算进行讨论。根据顶进过程实际工况和监测数据,分析管幕群顶管施工影响地面的原因,提出相应控制措施,得出以下结论:

(1) 管幕群顶管施工引起最大地面沉降出现在始发井出加固区区域,主要与洞门封堵情况和管壁摩擦水土流失有关;在穿越原河道回填区域时会一定程度引起地面隆起,此时可通过降低前舱压力和顶进速度进行控制。

(2) 顶管施工中地面沉降情况与顶进速度和前舱

压力呈正相关关系。顶管施工需根据实际情况综合考虑地面沉降、顶进轴线精度需求等因素来确定顶进速度和前舱压力等参数。

(3) 在本工程中采用水土合算计算正面土压力较为符合实际情况。在实际施工中应根据工程实际地质情况综合考虑,并在顶进过程中根据地面监测数据对前舱压力进行实时调整。

(4) 管幕群顶管施工过程中影响地面变形的因素主要包括前舱压力、顶进速度、洞门止水、管壁摩擦和同步注浆等方面。

参考文献:

- [1] 关永平. 地铁暗挖车站 STS 管幕支护结构的力学性能研究[D]. 沈阳: 东北大学, 2015. (GUAN Yong-ping. Research on mechanical property of the STS structure used to construct shallow buried subway station[D]. Shenyang: Northeastern University, 2015. (in Chinese))
- [2] 刘应亮. 大直径曲线管幕顶进过程中地层变形控制及监测[J]. 现代隧道技术, 2017, 54(6): 210 - 216. (LIU Ying-liang. Control and monitoring of ground deformation during jacking of a large-diameter curved tabular roof[J]. Journal of Northeastern University, 2017, 54(6): 210 - 216. (in Chinese))
- [3] 李慎刚, 韩健勇, 石建军, 等. STS 新管幕工法钢管顶进现场试验[J]. 东北大学学报, 2016, 37(10): 1469 - 1473. (LI Shen-gang, HAN Jian-yong, SHI Jian-jun, et al. Field test on steel pipe jacking by STS method[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, 37(10): 1469 - 1473. (in Chinese))
- [4] 陈韶章, 苏宗贤. 韩国最大暗挖地铁车站施工技术[J]. 施工技术, 2012, 41(2): 46 - 49, 101. (CHEN Shao-zhang, SU Zong-xian. The largest tunnel station in Korea the express bus terminal subway station, Lot 913, Seoul Subway Line 9[J]. Construction Technology, 2012, 41(2): 46 - 49, 101. (in Chinese))
- [5] 黎永索, 张可能, 黄常波, 等. 管幕预筑隧道地表沉降分析[J]. 岩土力学, 2011, 32(12): 3701 - 3707. (LI Yong-suo, ZHANG Ke-neng, HUANG Chang-bo, et al. Analysis of surface subsidence of tunnel built by pipe-roof pre-construction method[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(12): 3701 - 3707. (in Chinese))

(责编: 黄贤沙)

DOI: 10.11779/CJGE2019S1052

基于粒子群与 Markov 优化的 PMIGM (1,1) 模型 预测路基沉降方法研究

刘海明¹, 周小贵¹, 王忠伟², 黄 涂³, 杨怀皓¹

(1. 云南省土木工程防灾重点实验室(筹), 昆明理工大学建筑工程学院, 云南 昆明 650500; 2. 施甸县保施高速公路投资开发有限公司, 云南 施甸 678200; 3. 中国石油天然气股份有限公司云南销售分公司, 云南 昆明 650215)

摘 要: 高速公路路基沉降的准确预测对高速公路病害预防和治理有着极其重要的指导意义。以往的路基沉降预测模型多为单一模型或简单改进模型, 提出了一种基于粒子群与 Markov 优化的 PMIGM (1,1) 预测模型。首先, 基于灰色理论, 提出了改进的 IGM (1,1) 预测模型; 然后, 利用 Markov 理论对 IGM(1,1) 预测模型的相对残差序列进行修正, 使得该模型能反映数据的波动特征, 得到了 MIGM (1,1) 预测模型; 在此基础上, 采用粒子群算法对残差序列参数进行白化, 建立了 PMIGM (1,1) 预测模型。将该预测模型应用于云南保施高速公路高填方路基, 分析结果表明该模型可提高预测模型的精度。

关键词: 灰色理论; Markov 链; 粒子群; 路基沉降; PMIGM (1,1) 模型

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)S1-0205-04

作者简介: 刘海明(1982—), 男, 湖南邵阳人, 博士, 从事环境岩土工程以及岩土地震工程研究。E-mail: haiming0871@163.com。

Prediction of subgrade settlement using PMIGM(1,1) model based on particle swarm optimization and Markov optimization

LIU Hai-ming¹, ZHOU Xiao-gui¹, WANG Zhong-wei², HUANG Di³, YANG Huai-hao¹

(1. Yunnan Key Laboratory of Disaster Reduction in Civil Engineering, Faculty of Civil Engineering and Mechanics, Kunming University of Science and Technology, Kunming 650500, China; 2. Shidian County Baoshi Expressway Investment Development Co., Ltd., Shidian 678200, China; 3. Yunnan Sales Branch, Chinese National Petroleum Corporation, Kunming 650215, China)

Abstract: Accurate prediction of subgrade settlement of expressways is of great significance to their disease prevention and treatment. The previous prediction models for the subgrade settlement are mostly single models or simple improved models. A PMIGM(1,1) prediction model based on the particle swarm optimization (PSO) and Markov optimization is proposed. Firstly, based on the grey theory, an improved GM(1,1) prediction model is put forward. Then, according to the theory knowledge of Markov chains, an MIGM(1, 1) model is built to correct the relative residuals of IGM(1, 1) model, which can reflect the volatility characteristics of the data. Based on the principle of PSO, an optimization of PMIGM(1, 1) model is set up, which crystallizes the parameters of grey interval. The forecasting model is applied to a high-fill subgrade of Baoshan-Shidian Expressway in Yunnan Province. The analysis results show that the proposed model can improve the accuracy of the forecasting model.

Key words: grey theory; Markov Chain; particle swarm optimization; subgrade settlement; PMIGM(1,1) model

0 引 言

云南的复杂地质环境和高山地貌造成了大量的高填方路基, 高填方路基的沉降控制对于高速公路的安全和运营非常重要^[1], 而准确预测高速公路路基沉降是沉降控制的前提和关键。目前, 沉降预测的方法可分为: ①基于土力学理论的预测方法: 主要有分层总和法、有限元法、有限差分法等, 该方法一般存在几

何条件、边界条件或本构模型与工程实际不一致的弊端^[2], 从而影响预测结果的准确性; ②基于监测数据的预测方法: 主要有 Asaoka 法、双曲线法、三点法、沉降差法、遗传算、神经网络法等, 该类方法普遍存

基金项目: 国家自然科学基金项目(51764020); 国家“十三五”重点研发计划(2017YFC0804601)

收稿日期: 2019-04-28

在建模所需的数据量较大、样本数据需要呈规律性分布的弊端。

鉴于灰色预测理论所需的数据样本小的优势,该理论自邓聚龙提出以来,其在沉降预测方面开展了较多的研究,并获得了一些成果和认识。柳治国等^[3]建立了非等步长灰色时变参数预测模型。李洪然等^[4]构建了参数累积估计的灰色沉降预测模型。Guo 等^[5]提出了一种新的多变量灰色自记忆耦合预测模型。韩晋等^[6]建立了一种基于非等时距加权灰色模型和神经网络的组合预测算法。上述这些模型没有考虑残余误差的波动性,而实际工程中,由于监测数据受多种因素的影响,其残余误差的波动性对监测结果影响比较大。

本文基于灰色理论,提出改进的灰色 IGM (1,1) 预测模型;结合 Markov 链理论,对残差序列进行预测,建立了基于 Markov 优化的 MIGM (1,1) 模型,该模型能考虑原始序列的波动性特征;在此基础上,通过粒子群优化算法白化模型的参数,建立 PMIGM (1,1) 预测模型。以云南省某高速公路高填方路基的沉降监测数据为例,采用不同预测模型进行对比分析,验证了 PMIGM (1,1) 模型的可行性。

1 改进的灰色 IGM (1,1) 模型

1.1 传统的灰色 GM (1,1) 模型

通常,对原始数据进行累加可得到指数型增长序列,然后采用 GM (1,1) 模型进行建模,获得的数据累减得到原始数据的预测值。

设原始数据为

$$X^{(0)} = (X^{(0)}(1), X^{(0)}(2), \mathbf{L}, X^{(0)}(n)) \quad (1)$$

累加得到

$$X^{(1)} = (X^{(1)}(1), X^{(1)}(2), \mathbf{L}, X^{(1)}(n)) \quad (2)$$

其中, $X^{(1)}(i) = \sum_{k=1}^i X^{(0)}(k)$, $i = 1, 2, \mathbf{L}$ 。

由此, $X^{(1)}$ 满足微分方程:

$$\frac{dX^{(1)}}{dt} + aX^{(1)} = m \quad (3)$$

鉴于数据序列的离散性,将式 (3) 进行离散化处理,

$$\frac{dX^{(1)}}{dt} = X^{(1)}(k) - X^{(1)}(k-1) \quad (k = 2, 3, 4, \mathbf{L}, n) \quad (4)$$

将式 (3) 的 $X^{(1)}$ 视为 $X^{(1)}(k)$, 用 $X^{(1)}(k)$ 和 $X^{(1)}(k-1)$ 的权重 μ 的加权值 $Z^{(1)}(k)$ 来表示, $m \in [0, 1]$,

$$Z^{(1)}(k) = mX^{(1)}(k) + (1-m)X^{(1)}(k-1) \quad (k = 2, 3, 4, \mathbf{L}, n) \quad (5)$$

结合式 (4), (5) 可得

$$X^{(1)}(k) - X^{(1)}(k-1) = -aZ^{(1)}(k) + m \quad (6)$$

记: $\hat{a} = (a, m)^T$ 。

基于最小二乘法可得

$$\hat{a} = (B_m^T B_m)^{-1} B_m^T Y_n \quad (7)$$

式中,

$$Y_n = \begin{bmatrix} X^{(0)}(2) & X^{(0)}(3) & \mathbf{L} & X^{(0)}(n) \end{bmatrix}^T, \\ B_m = \begin{bmatrix} -(mX^{(1)}(2) + (1-m)X^{(1)}(1)) & \mathbf{L} & 1 \\ -(mX^{(1)}(3) + (1-m)X^{(1)}(2)) & \mathbf{L} & 1 \\ \mathbf{M} & \mathbf{M} & \\ -(mX^{(1)}(n) + (1-m)X^{(1)}(n-1)) & \mathbf{L} & 1 \end{bmatrix},$$

其中, B_μ 的下标 μ 表示 B_μ 与参数 μ 相关。

1.2 基于残差序列优化的 IGM (1,1) 模型

记 a_m 为 a , m 为 m_m , 求得 a_m 和 m_m , 得微分方程式 (3) 的解为

$$\hat{X}^{(1)} = c \cdot e^{-a_m t} + m_m / a_m \quad (8)$$

其中, $\hat{X}^{(1)}(1) = X^{(0)}(1)$, 将式 (8) 具体展开, 得

$$\hat{X}^{(0)}(1) = \hat{X}^{(1)}(1) = c + m_m / a_m \quad (9)$$

$$\hat{X}^{(0)}(k+1) = \hat{X}^{(1)}(k+1) - \hat{X}^{(1)}(k) = c \cdot e^{-a_m k} (1 - e^{-a_m}) \\ (k = 1, 2, \mathbf{L}, n-1) \quad (10)$$

要寻找合适的 c 值使残差序列的平方和最小, 以使预测模型的精度最高。设实际值与预测值的残差平方和为 S ,

$$S = \sum_{k=1}^n (\hat{X}^{(0)}(k) - X^{(0)}(k))^2 = \left(c + \frac{m_m}{a_m} - X^{(0)}(1) \right)^2 + \\ \sum_{k=2}^n \left[c \cdot e^{-a_m k} (1 - e^{-a_m}) - X^{(0)}(k) \right]^2 \quad (11)$$

$$\frac{ds}{dc} = 2c \left(1 + \sum_{k=2}^n e^{-2a_m k} (1 - e^{-a_m})^2 \right) + 2 \left[\frac{m_m}{a_m} - X^{(0)}(1) \right] - \\ 2 \sum_{k=2}^n X^{(0)}(k) e^{-a_m k} (1 - e^{-a_m}) \quad (12)$$

令 $ds/dc = 0$ 解得

$$c^* = \frac{\left[X^{(0)}(1) - \frac{m_m}{a_m} \right] + \sum_{k=2}^n X^{(0)}(k) \cdot e^{-a_m k} (1 - e^{-a_m})}{1 + \sum_{k=2}^n e^{-2a_m k} (1 - e^{-a_m})^2} \quad (13)$$

用式 (13) 求得的 c^* 代入式 (10), (11), 即可确定式中的 m_m 值, 并将其用于预测。

2 基于 Markov 优化的 MIGM (1,1) 模型

灰色预测模型反映了数据呈指数型变化的特点, 鉴于预测值受到较多因素的影响, 其预测误差具有波动性, 可通过 Markov 理论进行优化。基于模型的相对误差, 有

$$x^{(0)}(i) = \hat{x}^{(0)}(i) / 1 - e(i) \quad (i = 1, 2, 3, \mathbf{L}, n) \quad (14)$$

根据 $e(1), \dots, e(i), \dots$, 确定 $e(n+1)$, 在 $k = n+1$ 情况下, 考察式 (14), $\hat{x}^{(0)}(n+1)$ 为式 (4) 外推的预测值, 若能求出 $e(n+1)$, 则用式 (14) 的 $x^{(0)}(n+1)$ 作

为其预测值。

Markov 优化的基本思路, 对原始序列的残差 $e(1), e(2), e(3) \cdots, e(n)$ 设定为 l 个状态, 一般等间距划分为 l 个状态区间, $S_i (i=1, 2, 3, \mathbf{L}, l)$, 记第 i 个状态的上限为 S_i^u 和下限 S_i^l , 求得残差序列的状态转移矩阵 p , 根据状态转移矩阵 p 对残差进行预测。

一步状态转移矩阵为

$$p = \begin{bmatrix} p_{11} & p_{12} & \mathbf{L} & p_{1l} \\ p_{21} & p_{22} & \mathbf{L} & p_{2l} \\ & & \mathbf{L} & \\ p_{n1} & p_{n2} & \mathbf{L} & p_{nl} \end{bmatrix} \quad (15)$$

式中 $P_{ij} = N_{ij} / N_i$; $i, j=1, 2, \mathbf{L}, l$; P_{ij} 表示由状态 S_i 转移到状态 S_j 的概率; N_i 为状态 S_i 出现的次数; N_{ij} 为由状态 S_i 转移到状态 S_j 的次数。

设 $k=n$ 时的状态为

$$e(n) = (p_1, p_2, p_3, \mathbf{L}, p_l) \quad (16)$$

当 $e(n) \in S_i$ 时, p_i 为 1; 当 $e(n) \notin S_i$, $p_i = 0$, $i=1, 2, \mathbf{L}, l$ 。

则 $k=n+1$ 时的状态为

$$e(n)p = (\sum_{i=1}^l p_i p_{i1}, \sum_{i=1}^l p_i p_{i2}, \mathbf{L}, \sum_{i=1}^l p_i p_{in}) \quad (17)$$

根据式 (17) 确定相应状态的概率, 从而确定残差的预测值。

$$e(n+1) = \sum_{j=1}^l \bar{S}_j \cdot \sum_{j=1}^l p_i p_{ij} \quad (18)$$

确定基于 Markov 优化的 MIGM (1,1) 模型的预测值。

$$\hat{x}_{MGM}^0(k+1) = \hat{x}^0(k+1) + \frac{S_{k+1}^u + S_{k+1}^l}{2} \quad (19)$$

式中, S_{k+1}^u, S_{k+1}^l 为表示 $k+1$ 时残差序列所处区间的上、下界限值。

3 基于粒子群的 PMIGM (1,1) 模型

粒子的速度与位置按式 (20), (21) 更新:

$$v_{kd}^{i+1} = wv_{kd}^i + c_1 h(h_{kd}^i - x_{kd}^i) + c_2 x(h_{gd}^i - x_{kd}^i) \quad (20)$$

$$x_{kd}^{i+1} = x_{kd}^i + v_{kd}^{i+1} \quad (21)$$

式中 $x_{kd} = (x_{k1}, x_{k2}, \mathbf{L}, x_{kc})$ 为第 k 个粒子的位置; $v_{kd} = (v_{k1}, v_{k2}, \mathbf{L}, v_{kc})$ 为第 k 个粒子的速度, 限定在区间 $(v_{\min}, v_{\max})$ 内; $h_{kd} = (h_{k1}, h_{k2}, \mathbf{L}, h_{kc})$ 为第 k 个粒子的历史最优值; $h_{gd} = (h_{g1}, h_{g2}, \mathbf{L}, h_{gc})$ 为领域内所有粒子经过的历史最优值; c_1, c_2 为分别为认知加速系数和社会加速系数, 一般情况下, $c_1 \in [0, 4], c_2 \in [0, 4]$, 可取 $c_1 = c_2 = 2$; h, x 为伪随机数, $h \in U[0, 1], x \in U[0, 1]$; w 为惯性权重, 适当地选取 w 可改变粒子群的搜索能力, 当 $w=1$, 称作基本粒子群算法。

为了提高粒子群的搜索效率, 避免采用单一的惯

性权重 w 使搜索陷入局部优化, 本文提出了使用动态的惯性权重 w_{iter} :

$$w_{\text{iter}} = w_{\max} - \frac{w_{\max} - w_{\min}}{N_{\text{iter}_{\max}}} \times N_{\text{iter}} \quad (22)$$

式中 $N_{\text{iter}_{\max}}$ 为模型的最大迭代次数; N_{iter} 为迭代次数, $N_{\text{iter}} \in (0, N_{\text{iter}_{\max}})$; $w_{\max}$ 为最大的惯性权重, 取为 1.0; $w_{\min}$ 为最小的惯性权重, 取为 0。

基于 PSO 优化的 PMIGM (1,1) 预测模型的计算流程如图 1 所示。

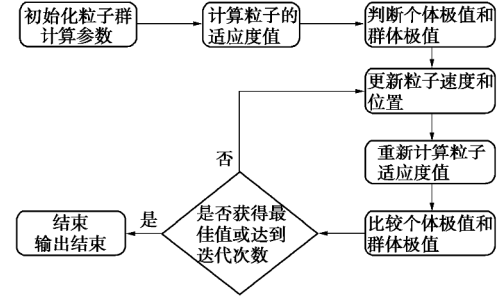


图 1 PSO 优化的 PMIGM (1,1) 预测模型的流程示意图

Fig. 1 Flow chart of PMIGM(1,1) prediction model optimized by PSO algorithm

4 案例

云南保施高速公路是杭瑞高速的纵向连接线, 保施高速具有工程量大、地形地质条件复杂、施工难度大等特点。保施高速多处路基位于“V”形冲沟中, 路基填方厚度高达 29 m, 于 2017 年 8 月—2018 年 7 月对其进行监测, 其检测见表 1 所示。按照本文建立灰色 PMIGM (1,1) 预测模型。PSO 优化的参数设置如下: 粒子群数量 $m=200$, 最大迭代次数 $\text{iter}_{\max}=200$, 粒子速度 $v \in [-0.2, 0.2]$, 粒子位置 $y \in [-2, 2]$, $c_1 = c_2 = 2$ 。通过粒子群优化算法得到不同状态的白化权函数为 $a_1 = 0.4334$, $a_2 = 0.1892$, $a_3 = 0.2751$ 。将 PMIGM (1, 1) 预测模型与 MIGM (1, 1) 预测模型、IGM (1, 1) 预测模型、灰色 Verhulst 预测模型 (GVM) 及 GM (1,1) 模型进行对比。把 2017 年 8 月—2018 年 7 月的监测数据作为已知数据, 分别用以上几种建模方法建立模型来预测 2018 年 8 月—2019 年 1 月的沉降量, 表 1 给出了不同预测模型的预测结果。

根据式 (23) 计算不同预测模型的绝对误差, 在此基础上, 按式 (24) 计算其平均相对误差, 按式 (25) 计算均方根误差。

$$e = |x^{(0)}(i) - \hat{x}^{(0)}(i)| \quad (i=1, 2, \mathbf{L}, n) \quad (23)$$

$$\bar{e} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |\hat{x}^{(0)}(i) - x^{(0)}(i) / x^{(0)}(i)| \quad (24)$$

$$S = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n [\hat{x}^{(0)}(i) - \bar{x}^{(0)}(i)]^2} \quad (25)$$

式中 $\hat{x}^{(0)}(i)$ 为表示各月的沉降量预测值; $x^{(0)}(i)$ 为

表 1 不同预测模型对保施高速高填方路基沉降量预测值及其误差分析表

Table 1 Predicted settlement values and error analysis of high-fill subgrade of Baoshan-Shidian Expressway by different prediction models

年份	月份	$X^{(0)}(k)$	GM(1,1)		GVM		IGM(1,1)		MIGM(1,1)		PMIGM(1,1)	
			$\hat{X}^{(0)}(k)$	e	$\hat{X}^{(0)}(k)$	e	$\hat{X}^{(0)}(k)$	e	$\hat{X}^{(0)}(k)$	e	$\hat{X}^{(0)}(k)$	e
2015 年	8 月	17.6	17.6	—	17.6	—	17.60	—	17.67	—	17.57	—
	9 月	17.1	17.51	2.38	17.04	0.33	17.42	1.87	17.25	0.89	17.18	0.47
	10 月	16.6	16.65	0.32	16.46	0.87	16.63	0.18	16.72	0.72	16.62	0.14
	11 月	15.9	15.84	0.38	15.84	0.36	15.81	0.57	15.90	0.01	15.81	0.56
	12 月	15.3	15.07	1.53	15.2	0.63	15.23	0.46	15.41	0.69	15.39	0.57
2016 年	1 月	14.8	14.33	3.18	14.54	1.73	14.50	2.03	14.65	1	14.63	1.12
	2 月	13.7	13.63	0.51	13.87	1.21	13.65	0.36	13.68	0.12	13.61	0.69
	3 月	13.1	12.96	1.04	13.18	0.57	12.96	1.07	13.02	0.64	12.94	1.21
	4 月	12.3	12.33	0.25	12.48	1.42	12.38	0.65	12.38	0.65	12.31	0.07
	5 月	11.7	11.73	0.24	11.77	0.61	11.76	0.51	11.78	0.64	11.71	0.07
	6 月	10.9	11.16	2.35	11.07	1.54	11.03	1.19	10.99	0.86	10.95	0.43
	7 月	10.4	10.61	2.03	10.37	0.29	10.56	1.54	10.46	0.54	10.41	0.12
$\bar{e}$			1.18		0.80		0.87		0.60		0.47	
S			0.22		0.13		0.15		0.09		0.09	

注：预测值单位为 mm； e 与 $\bar{e}$ 的单位为 %。
为各月的沉降量实测值； n 为数据总和， $n=12$ 。

表 1 与图 2 表示不同预测模型的相对误差、平均相对误差以及均方差误差，GM（1,1）、GVM、IGM（1,1）以及 MIGM（1,1）模型的平均相对误差分别为 1.18%、0.80%、0.87%以及 0.60%，PMIGM（1,1）的平均相对误差为 0.47%，表明了 PMIGM（1,1）预测模型的有效性。采用 PMIGM（1,1）模型预测该填方路基沉降量如表 2 所示。

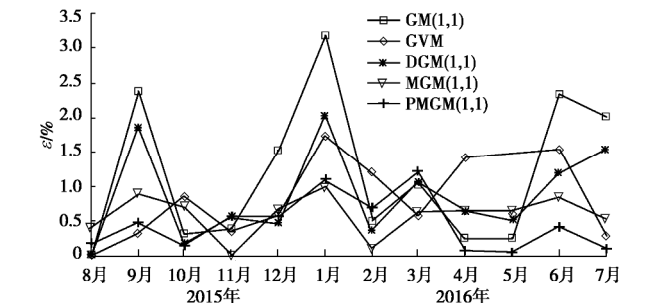


图 2 不同预测模型的绝对误差对比图

Fig. 2 Contrast of absolute errors by different prediction models

表 2 基于 PMIGM（1,1）模型的高填方路基沉降量预测
Table 2 Predicted settlements of high-fill subgrade based on PMIGM(1,1) model (mm)

日期	2018-08	2018-09	2018-10	2018-11	2018-12	2019-01
预测值	10.07	9.58	9.11	8.67	8.11	8.02

5 结 论

（1）由于 PMIGM（1,1）模型源于灰色理论，而 GM（1,1）模型适用于呈指数型规律的数据，故 PMIGM（1,1）预测模型对指数型规律的数据序列适应性较好。
（2）结合灰色理论、Markov 链以及粒子群优化理论，建立了 PMIGM（1,1）预测模型，对云南省保施高速公路高填方路基进行预测，研究分析表明，PMIGM（1,1）预测模型优于 MIGM（1,1），IGM（1,1），

GVM 以及 GM（1,1）预测模型，表明本文提出的 PMIGM（1,1）模型的有效性。

参考文献：

[1] DJONKAMLA Y, DORE G, BILODEAU J P. Development of a prediction model of permanent deformation considering the physical properties of subgrade soil[J]. Canadian Journal of Civil Engineering, 2016, 43(11): 958 - 967.

[2] POTTS D M. Numerical analysis: a virtual dream or practical reality (42nd Rankine Lecture)[J]. Géotechnique, 2003, 53(6): 535 - 573.

[3] 柳治国, 陈善雄, 徐海滨. 沉降预测的非等步长灰色时变参数模型[J]. 岩土力学, 2004, 32(12): 1 - 4. (LIU Zhi-guo, CHEN Shan-xiong, XU Hai-bin. Unequal step lengths grey time-varying parameters model for settlement prediction[J]. Rock and Soil Mechanics, 2004, 32(12): 1 - 4. (in Chinese))

[4] 李洪然, 张阿根, 叶为民. 参数累积估计灰色模型及地面沉降预测[J]. 岩土力学, 2008, 29(12): 3417 - 3421. (LI Hong-ran, ZHANG A-gen, YE Wei-min. Accumulating method GM(1,1) model and prediction of land subsidence[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, 29(12): 3417 - 3421. (in Chinese))

[5] GUO X, LIU S, WU L, et al. A multi-variable grey model with a self-memory component and its application on engineering prediction[J]. Engineering Applications of Artificial Intelligence, 2015, 42: 82 - 93.

[6] 韩 晋, 杨 岳, 陈 峰, 等. 基于非等时距加权灰色模型与神经网络的组合预测算法[J]. 应用数学和力学, 2013, 34(4): 408 - 419. (HAN Jin, YANG Yue, CHEN Feng, et al. Combination forecasting algorithm based on non-equal interval weighted grey model and neural network[J]. Applied Mathematics and Mechanics, 2013, 34(4): 408 - 419. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE2019S1053

基于高斯过程回归的响应面法及边坡可靠度分析

朱彬, 裴华富, 杨庆*

(大连理工大学海岸和近海工程国家重点实验室, 大连 116024)

摘要: 提出了一种新型高斯过程响应面法(GPRSM), 通过高斯过程回归算法构建随机变量与功能函数响应值之间的关系。该方法相较于多项式响应面法对于功能函数为高维和高度非线性的可靠度问题, 具有更高的精度和计算效率。此方法可以通过新增加训练点以动态更新响应面函数。与此同时, 为了模拟岩土参数的空间变异性, 通过 KL 展开构建随机场, 并与极限平衡法结合进行边坡稳定性分析。使用提出的 GPRSM 构建替代模型并用于蒙特卡洛模拟求解边坡失稳概率, 在保障计算精度的同时减少了对边坡稳定性分析程序的调用。最后将所提出的方法分别应用于功能函数为显式和隐式两个案例, 并与其他论文中的方法对比, 证明了该方法的有效性和适用性。

关键词: 高斯过程回归; 响应面法; 空间变异性; 随机场; 可靠度

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)S1-0209-04

作者简介: 朱彬(1991—), 男, 博士研究生, 主要从事边坡可靠度相关研究。E-mail: binzhu@mail.dlut.edu.cn。

Gaussian process regression-based response surface method and reliability analysis of slopes

ZHU Bin, PEI Hua-fu, YANG Qing

(State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China)

Abstract: A novel Gaussian process response surface method (GPRSM) is proposed, in which the Gaussian process regression algorithm is used to construct the relationship between the random variables and the response value of the performance function. Compared with the polynomial-based response surface method, the proposed method has high accuracy and efficiency for the reliability analysis with high-dimensional and highly nonlinear performance functions. This method can update the response surface dynamically by adding new training points. Meanwhile, to consider the spatial variability of soil properties, the random field is constructed by KL expansion and combined with the limit equilibrium method to evaluate the stability of slopes. The proposed GPRSM is used to build the surrogate model and used in Monte Carlo simulation for the failure probability of slopes, which reduces the calls to the slope stability analysis program while ensuring the calculation accuracy. Finally, the proposed method is applied to two case studies with explicit and implicit performance functions, respectively. Compared with those of other methods in the published papers, the validity and capability of the proposed method are proved.

Key words: Gaussian process regression; response surface method; spatial variability; random field; reliability

0 引言

滑坡灾害严重危害着人们的生命财产安全。边坡稳定性评价方法因其重要性而得到快速发展, 但分析中不可避免要涉及诸多不确定因素, 传统的确定性分析方法无法解决这类问题。可靠度和概率方法已日益成熟, 并在边坡稳定性评价中发挥重要作用^[1]。响应面法(RSM)是边坡可靠度分析中最常用的方法之一^[2]。许多学者针对这一方法进行了大量研究。Zhang 等^[3]将 Kriging 方法与 RSM 结合来进行边坡系统可靠度分析; 蒋水华等^[4]结合多重响应面方法以及子集模拟给出了能够考虑土体参数空间变异性的参数概率反分析方法; Li 等^[5]对当前阶段响应面法的发展和应用进行

了总结, 并且对于边坡可靠度分析中 RSM 的选取给出了宝贵的建议。

但是, 当可靠度分析中的功能函数是高维的或者高度非线性时, 使用传统的 RSM 就可能会出现精度和效率的问题。因此, 本文基于高斯过程回归(GPR)算法提出了一种新的高斯过程响应面法(GPRSM)。在考虑土体参数的空间变异性时, 使用 KL 展开构建土体参数的随机场, 建立 KL 展开中随机变量与边坡安全系数的高斯过程响应面。进而使用蒙特卡罗模拟

基金项目: 国家自然科学基金项目(51639002; 41572252; 51890912; 51408148; 51778107)

收稿日期: 2019-04-28

*通讯作者(E-mail: qyang@dlut.edu.cn)

(MCS) 计算复杂功能函数下的边坡失稳概率。最后, 将提出的方法应用于功能函数为显式和隐式两个案例, 并与其他方法进行对比, 证明了该方法的有效性和适用性。

1 高斯过程响应面法

1.1 高斯过程回归的基本原理

GPR 基于结构风险最小化原则, 是一种非参数机器学习算法。在 GPR 中, 训练集为 $T=\{(\mathbf{x}_i, y_i)\}$, 其中 $i=1, 2, \dots, n$, $\mathbf{x}_i$ 是多维输入向量, y_i 是对应的输出值。GPR 算法建立训练集 T 中输入与输出值之间的联系, 基于此得到预测函数。因此当给出新的输入 $\mathbf{x}^*$ 时就可得到对应的预测结果 $y^{*[6]}$ 。高斯过程函数可由均值函数 $M(\mathbf{x})$ 和协方差函数 $K(\mathbf{x}, \mathbf{x}')$ 唯一确定。为了简化计算, $M(\mathbf{x})$ 常设为 0, 协方差函数常设为可自动确定相关性的平方指数型式:

$$K(\mathbf{x}, \mathbf{x}') = s_f^2 \exp\left[-\frac{1}{2}(\mathbf{x} - \mathbf{x}')^T \mathbf{A}^{-2}(\mathbf{x} - \mathbf{x}')\right], \quad (1)$$

$$\left. \begin{aligned} \mathbf{A} &= \text{diag}(l) \\ l &\in \mathbf{R}_+^D \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

函数中的超参数可以通过自适应最大似然估计获取最佳值。给定新的输入矩阵 $\mathbf{X}^*=[\mathbf{x}_1^*, \mathbf{x}_2^*, \dots, \mathbf{x}_m^*]$ 和训练数据 T , 根据贝叶斯原理可以得到输出集 y^* 的后验概率。假设 y^* 服从高斯分布, 则其均值和标准差分别为

$$\mu^* = K(\mathbf{X}^*, \mathbf{X})[K(\mathbf{X}, \mathbf{X}) + s_n^2 \mathbf{I}]^{-1} \mathbf{y}, \quad (3)$$

$$s^* = K(\mathbf{X}^*, \mathbf{X}^*) -$$

$$K(\mathbf{X}^*, \mathbf{X})[K(\mathbf{X}, \mathbf{X}) + s_n^2 \mathbf{I}]^{-1} K(\mathbf{X}, \mathbf{X}^*), \quad (4)$$

式中, K 为协方差矩阵, 其中元素 $K_{ij}=K(\mathbf{x}_i, \mathbf{x}_j)$ 由式 (1) 确定。 s_n 是训练数据的白噪声标准差。

1.2 动态响应面

初始训练点建立响应面之后, 随机抽取测试点来评价其拟合优度, 若精度不能满足要求则可通过新增训练点动态更新响应面, 直至满足要求。若功能函数为隐式或需借助软件分析得到对应的响应值, 在通过 MCS 计算失稳概率时, 使用替代模型的方法将会极大的减少直接调用软件分析的次数, 提高计算效率。

2 土体参数空间变异性及随机场模拟

2.1 土体参数的空间变异性

自然界中的土体由于复杂的沉积风化作用, 其参数存在空间变异性。为了表现土体参数的这一特征, 常常使用随机场的方法来模拟^[7]。构建随机场需要土体参数的统计特征和相关结构。相关结构常使用自相关函数表示。

2.2 KL 展开模拟随机场

KL (Karhunen-Loeve) 展开基于自相关函数的谱

分解^[8]。该方法相较于其他级数展开方法对于相同的精度要求, 所需的展开项数较少, 因而较常使用于均匀与非均匀材料的性质模拟。给定均值 μ_x , 标准差 σ_x 和自相关函数 $\rho(x_1, x_2)$, 平稳高斯随机场可通过前 N 项 KL 展开表示为

$$\dot{\mathbf{H}}(\mathbf{x}, q) = m_x + \sum_{i=1}^N s_x \sqrt{l_i} f_i(\mathbf{x}) \zeta_i(q) \quad (5)$$

式中, $\zeta_i(\theta)$ 为一组标准独立随机变量。 l_i , $f_i(\mathbf{x})$ 分别为自相关函数的特征值和特征函数, 可以通过求解第二类齐次 Fredholm 积分方程得到。非高斯随机场可以通过高斯随机场的转换获得。

2.3 考虑土体强度空间变异性的可靠度分析

极限平衡法 (LEM) 是最常用的边坡稳定性评价方法之一。传统的 LEM 不能考虑土体强度的空间变异性。本研究将二维随机场与 LEM 结合进行分析。与传统方法将土体参数定义为常数不同, 我们将随机场作为土体参数在空间中的离散函数。在二维空间中将边坡划分为水平和垂直坐标, 并用离散的随机场函数定义每个坐标的材料参数。不同条带处土体的强度参数因此不同, 土体强度的空间变异性得以考虑。

在使用 MCS 计算边坡失稳概率时, 若每次抽样都由随机场与 LEM 结合来计算安全系数将会使计算量过大, 难以完成。此时就需使用第 1 节中介绍的 GPRSM 来构建真实功能函数的替代模型。建立式 (5) 中的 $\zeta_i(\theta)$ 与算得的安全系数 F_s 之间的关系。再使用 MCS 结合替代模型求解边坡的失稳概率。当需要构建多个互相关参数的随机场时, 需要使用 Cholesky 分解生成相关联的随机变量 $\chi_i(\theta)$ 替代式 (5) 中 $\zeta_i(\theta)$, 再进行随机场模拟。整个可靠度分析过程的流程图如图 1 所示。

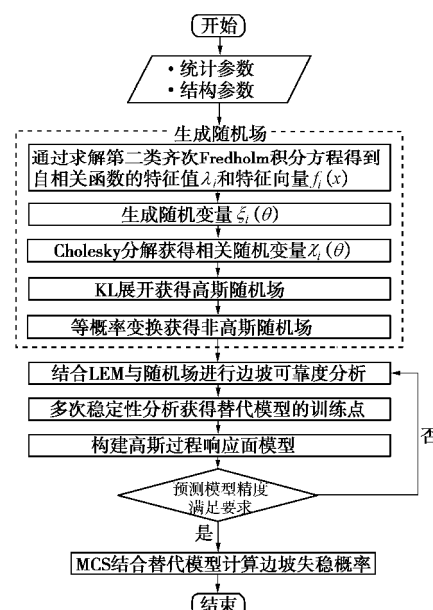


图 1 基于高斯过程响应面法的边坡可靠度分析流程图

Fig. 1 Flow chart of slope reliability analysis based on Gaussian process response surface method

3 案例分析

为了验证所提出的方法, 选取了两个典型案例进行分析。在案例 1 中, 边坡稳定性分析的功能函数具有显式表达。案例 2 中考虑了土体强度的空间变异性, 需要使用软件对边坡进行稳定性分析。

3.1 案例 1: 功能函数为显式

案例 1 是香港秀茂坪斜坡, 几何及受力特征如图 2 所示。Hoke 给出了该边坡可靠度分析功能函数的显式表达, 安全系数的计算公式及对应参数取值可参考文献[9]。

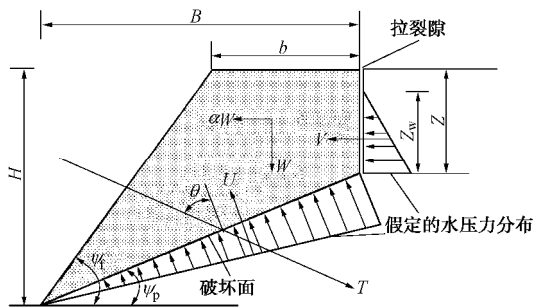


图 2 秀茂坪边坡的几何和受力特征示意图

Fig. 2 Schematic graph of geometry and force characteristics of Sau Mau Ping slope

许多学者都对这一案例进行过研究, Low^[10-11]使用数据表法进行 FORM 和 SORM; Li 等^[12]提出了 4 阶随机响应面法。以上方法中相关非正态随机变量需要转换为独立正态分布变量。将 10^8 次抽样的 MCS 结果 ($P_f = 2.26\%$) 作为基准, 视为此边坡失稳概率的真实值。在使用不同数目的训练点时, GPRSM 的拟合精度如图 3 所示。因为此例中共有 5 个随机变量, 选取 25 个 (5 倍变量个数) 初始训练点, 并通过迭代来更新响应面函数。与上述其他可靠度方法不同, 该方法不需要进行正交线性化和当量正态化。只需遵循变量原本的分布规律使用 Copularnd 函数来生成相关非正态分布的随机测试点, 然后使用 GPRSM 计算得到每个测试点对应的响应值, 避免了直接对功能函数的运算。本例在迭代 15 步之后达到了收敛, 因此 GPRSM 仅需 40 次调用功能函数。所提方法与上述其他方法计算结果列于表 1。可以看出本文方法求得的结果具有更高的精度且对实际功能函数的调用次数最少。

表 1 案例 1 中各类方法计算结果比较

Table 1 Results for case 1 using various reliability methods

方法	P_f /%	相对误 差/%	功能函数调 用次数	文献
直接 MCS	2.26	—	10^8	基准
FORM	2.96	30.97	—	Low ^[10]
4 阶 SORM	2.30	1.77	378	Li 等 ^[12]
7 次 SORM 均值	2.18	3.54	—	Low ^[11]
GPRSM	2.24	0.88	40	本文方法

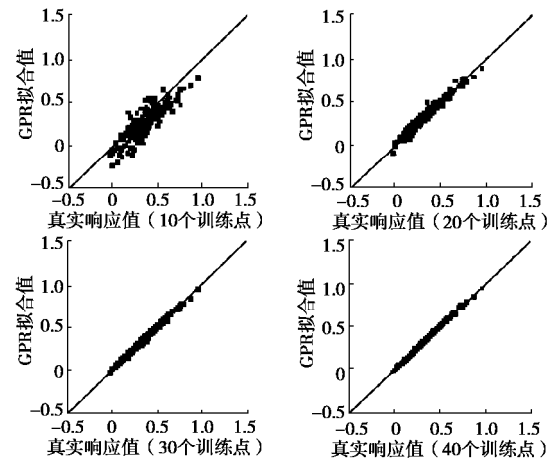


图 3 不同训练点下的 GPRSM 的拟合精度

Fig. 3 Fitting accuracies of GPRSM with different training points

3.2 案例 2: 功能函数为隐式

案例 2 来自于文献[13], Cho 进行了 50000 次直接 MCS 计算边坡失稳概率。Li 等^[14]提出了一种多重响应面法进行研究。此例考虑黏聚力和摩擦角两个变量的空间变异性与其负相关性。使用前 30 项 KL 展开结合 Cholesky 分解来模拟。基本参数见文献[13], 边坡的几何特征和随机场的一次实现如图 4 所示。为了提高 MCS 的计算效率, 同样使用 GPRSM 构建替代模型。因取 KL 展开的前 30 项, 此例共有 60 个随机变量。选取 300 个初始训练点, 并动态更新响应面, 在增加了 90 个训练点之后, 所构建的响应面的拟合优度为 $R^2 = 0.9605$ 。当替代模型构建完毕后, 计算该边坡的失稳概率。本文方法得出的结果与上述其他方法的结果对比列于表 2。从中可以看出, 本文方法与直接 MCS 计算结果接近, 但对确定性分析的调用次数仅为 390 次, 计算效率得到极大的提高。

4 结 论

本文提出了一种全新的高斯过程响应面法。在边坡稳定性评价中使用 GPR 拟合功能函数, 并且动态更新响应面, 直至拟合优度满足要求。当考虑土体强度空间变异性时, 通过 KL 展开模拟随机场并与极限平衡法结合进行分析。建立 KL 展开中随机变量与稳定性分析结果之间的高斯过程响应面并使用 MCS 计算边坡的失稳概率。本文将提出的 GPRSM 分别应用于功能函数为显式和隐式两个案例。通过与其他方法的计算结果对比, 得出的主要结论如下:

(1) 使用 GPR 拟合极限状态函数所需的训练点个数较少, 且在少量增加训练点之后, 拟合优度得到显著提高。

(2) GPRSM 不需要对相关非正态随机变量进行正态化处理。只需遵循变量原本的分布规律, 结合

Copularnd 函数生成测试点。

(3) 本文提出的 GPRSM 利用迭代算法, 使失稳概率能够快速收敛并保持稳定, 需要更少的边坡稳定性分析调用次数, 且计算精度与直接 MCS 结果相近, 优于文中列出的其他方法。

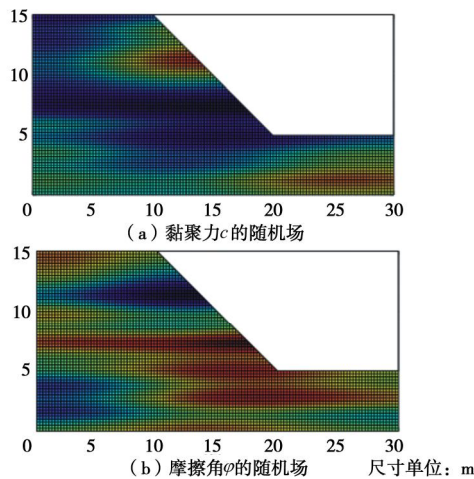


图 4 案例 2 中边坡几何特征及随机场的实现

Fig. 4 Slope geometries and one generation of random field in case 2

表 2 案例 2 中各类方法计算结果比较

Table 2 Results for case 2 using different methods

μ_{Fs}	σ_{Fs}	P_f	相对误差 /%	确定性分析 调用次数	文献
1.199	0.106	0.0171	—	50000	Cho ^[13]
1.195	0.102	0.0187	9.00	4821	Li 等 ^[14]
1.194	0.101	0.0181	5.85	390	本文

参考文献:

[1] PHOON K K. Role of reliability calculations in geotechnical design[J]. Georisk, 2017, **11**(1): 4 - 21.

[2] WONG F S. Slope reliability and response-surface method[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1985, **111**(1): 32 - 53.

[3] ZHANG J, HUANG H W, PHOON K K. Application of the Kriging-based response surface method to the system reliability of soil slopes[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2013, **139**(4): 651 - 655.

[4] 蒋水华, 魏博文, 黄劲松. 考虑参数空间变异性的失稳边坡参数概率反分析[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(3): 475 - 485. (JIANG S H, WEI B W, HUANG J S. Probabilistic back analysis of slope failure considering spatial variability of soil

properties[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(3): 475 - 485. (in Chinese))

[5] LI D Q, ZHENG D, CAO Z J, et al. Response surface methods for slope reliability analysis: Review and comparison[J]. Engineering Geology, 2016, **203**: 3 - 14.

[6] ZHU B, PEI H F, YANG Q. Probability analysis of submarine landslides based on the Response Surface Method: a case study from the South China Sea[J]. Applied Ocean Research, 2018, **78**: 167 - 179.

[7] ZHU B, PEI H F, YANG Q. Reliability analysis of submarine slope considering the spatial variability of the sediment strength using random fields[J]. Applied Ocean Research, 2019, **86**: 340 - 350.

[8] BETZ W, PAPAIOANNOU I, STRAUB D. Numerical methods for the discretization of random fields by means of the Karhunen - Loève expansion[J]. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 2014, **271**: 109 - 129.

[9] HOEK E. Practical rock engineering[EB/OL]. <https://www.rocksience.com/assets/resources/learning/hoek/Practical-Rock-Engineering-Full-Text.pdf>.

[10] LOW B K. Reliability analysis of rock slopes involving correlated nonnormals[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2007, **44**(6): 922 - 935.

[11] LOW B K. Roles of FORM, System-FORM, SORM, and RSM in geotechnical reliability analysis[C]// Proceedings of the 5th Asian-Pacific Symposium on Structural Reliability and its Applications. Singapore, 2012: 265 - 270.

[12] LI D Q, CHEN Y F, LU W B, et al. Stochastic response surface method for reliability analysis of rock slopes involving correlated non-normal variables[J]. Computers and Geotechnics, 2011, **38**(1): 58 - 68.

[13] CHO S E. Probabilistic assessment of slope stability that considers the spatial variability of soil properties[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2010, **136**(7): 975 - 984.

[14] LI D Q, JIANG S H, CAO Z J, et al. A multiple response-surface method for slope reliability analysis considering spatial variability of soil properties[J]. Engineering Geology, 2015, **187**: 60 - 72.

(责编: 胡海霞)

DOI: 10.11779/CJGE2019S1054

一个非饱和结构性黄土三维胶结接触模型

蒋明镜^{1, 2, 3}, 孙若晗^{1, 2}, 李涛^{1, 2}, 刘俊³

(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)

摘要: 对非饱和结构性黄土进行离散元模拟需要合理的三维胶结接触模型。在含抗转动和抗扭转模型基础上引入了颗粒间吸引力以考虑范德华力和毛细力作用; 提出了考虑胶结尺寸影响的胶结刚度和强度公式, 考虑了不可恢复的化学胶结作用; 建立了可以全面考虑含水率-孔隙比-吸力耦合作用的黄土接触模型。通过开展常规三轴压缩以及在不同偏应力水平下湿陷试验的三维离散元模拟, 表明该三维接触模型可以较好地反映室内试验中非饱和结构性黄土的主要力学特性。

关键词: 非饱和黄土; 结构性; 颗粒吸引; 化学胶结; 离散元法

中图分类号: TU444 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2019)S1-0213-04

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。

A three-dimensional cementation contact model for unsaturated structural loess

JIANG Ming-jing^{1, 2, 3}, SUN Ruo-han^{1, 2}, LI Tao^{1, 2}, LIU Jun³

(1. Department of Civil Engineering, School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, China; 2. State Key Laboratory of

Hydraulic Engineering Simulation and Safety, Tianjin University, Tianjin 300072, China; 3. Department of Geotechnical Engineering,

Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: An adaptable three-dimensional (3D) contact model is necessary to perform discrete element simulation (DEM) on unsaturated structural loess, in which the effects of adhesive force and chemical cementation bond have to be taken into account. A 3DDEM contact model is introduced to simulate the macroscopic and microscopic mechanical behaviors of unsaturated and structural loess by considering the effects of adhesive force and chemical cementation. Interparticle adhesive force is composed of van der Waals attractions and capillary forces. Both bond stiffness and strength are associated with the bond size to represent unrecoverable chemical cementation. By using the relationships between water content and suction, a new 3D contact model for loess is established considering the coupling effects of water content-void ratio-suction. The DEM is used to simulate the triaxial and wetting tests at different deviator stress levels and the results show that the 3D contact model can well reproduce the macroscopic mechanical behaviors of unsaturated structural loess.

Key words: unsaturated soil; structural behavior; adhesive force; chemical cementation; DEM

0 引言

天然黄土具有由粒间胶结维持的大孔隙架空结构^[1], 其特有的微观结构和颗粒间的胶结作用使其宏观力学性质与重塑土有较大差异, 目前对结构性黄土力学性质和本构模型的研究多基于唯象法, 缺乏对力学性质微观机理和宏微观关联的研究, 这限制了宏观力学模型的有效性。离散单元法 (DEM) 可重复性好, 能够实时监测试样内部接触、粒间作用力和胶结破坏等微观信息, 已逐步应用于土体宏微观力学机理的研究, 其关键是粒间的接触模型。Delenne 等^[2]通过对环氧树脂胶结的两根铝棒进行一系列的简单加载试

验, 将测定出的强度指标引入离散元接触模型。但其忽略了法向压力和颗粒间胶结物厚度的影响, Jiang 等^[3]基于微观胶结力学试验总结出普遍适用的二维椭圆形强度包线, 发展了考虑各向荷载组合的胶结厚度和胶结宽度影响的胶结接触模型。

在三维接触模型研究方面, 目前多基于理论推导并引入一定简化处理。Shen 等^[4]采用离散单元法模拟

基金项目: 国家自然科学基金重点项目 (51639008); 国家自然科学基金项目 (51579178, 51809193)

收稿日期: 2019-04-30

*通讯作者 (E-mail: lettlejn@163.com)

两球形颗粒间水泥胶结在拉、压、剪、弯、扭和复合作用下的力学响应,然后建立了三维胶结接触模型的复合强度包面,并建立了三维胶结接触模型。

本文在 Jiang 等^[5]提出的抗转动和抗扭转接触模型基础上引入粒间吸引力以考虑范德华力和毛细力作用,同时在团队粒间胶结室内接触力学试验和数值模拟基础上,提出了胶结刚度和强度计算公式,考虑了不可恢复的化学胶结作用,建立了可以全面考虑含水率-孔隙比-吸力耦合作用的非饱和结构性黄土微观接触力学模型。其次,考虑颗粒间范德华力制成松散均匀的黄土离散元试样;对非饱和结构性黄土三轴试验及不同偏应力状态湿陷试验进行了三维离散元模拟,对黄土离散元试样压缩曲线、应力应变曲线、体积应变变化等进行了分析,验证接触模型的有效性。

1 接触模型介绍

1.1 颗粒接触力和接触力矩

颗粒间力可以分解为法向和切向,力矩可以分解为弯曲向和扭转向,如下式:

$$\mathbf{F}^1 = F_n^1 \hat{\mathbf{n}}_c + \mathbf{F}_s^1, \quad (1)$$

$$\mathbf{M}^1 = \mathbf{M}_r^1 + M_t^1 \hat{\mathbf{n}}_c, \quad (2)$$

式中, $\hat{\mathbf{n}}_c$ 是切平面法线方向, F_n^1 是颗粒法向接触力, $\mathbf{F}_s^1$ 是颗粒切向接触力, $\mathbf{M}_r^1$ 和 M_t^1 是接触弯矩和扭矩。

计算接触力和力矩需要颗粒半径和接触半径。颗粒半径按下式计算:

$$R = 2R_1R_2/(R_1 + R_2) \text{ (球-球) 或 } R = R_1 \text{ (墙-墙)}, \quad (3)$$

式中, R_1 和 R_2 是两个接触实体在接触处的曲率半径, R 是接触处的当量曲率半径(颗粒半径)。颗粒接触半径 $R_c = bR$, b 是接触半径系数^[5]。法向接触力为

$$F_n^1 = k_n u_n - F_a \quad (u_n \geq 0), \quad (4)$$

式中, $F_n^1 > 0$ 时为压力, k_n 是颗粒接触的法向刚度, u_n 是颗粒重叠量, $F_a > 0$ 是颗粒间的吸引力,可以是范德华力、毛细力和电子力等。

颗粒切向接触力通过增量法按下式计算:

$$\mathbf{F}_s^1 \leftarrow \mathbf{F}_s^1 - k_s \Delta \mathbf{d}_s, \quad (5)$$

式中, $\mathbf{F}_s^1$ 是颗粒切向接触力的试算值, k_s 是颗粒接触的切向刚度, $\Delta \mathbf{d}_s$ 是接触的剪切位移增量。

颗粒接触的抗剪强度按下式计算:

$$F_s^m = \max[m(F_n + F_a), 0], \quad (6)$$

式中, m 是颗粒摩擦系数。

颗粒接触弯矩通过增量法按下式计算:

$$\mathbf{M}_r^1 \leftarrow \mathbf{M}_r^1 - k_r \Delta \mathbf{q}_r, \quad (7)$$

式中, $\mathbf{M}_r^1$ 是颗粒接触弯矩的试算值, $k_r = 0.25k_n R_c^2$ 是颗粒接触的抗弯刚度^[5], $\Delta \mathbf{q}_r$ 是接触的弯曲角增量。

颗粒接触的抗弯强度按下式计算:

$$M_r^z = \max[0.25z_c R_c (F_n + F_a), 0], \quad (8)$$

式中, z_c 是颗粒局部压碎系数,可取 2.1^[5]。

颗粒接触扭矩通过增量法按下式计算:

$$M_t^1 \leftarrow M_t^1 - k_t \Delta q_t, \quad (9)$$

式中, M_t^1 是颗粒接触扭矩的试算值, $k_t = 0.5k_s R_c^2$ 是颗粒接触的抗扭刚度^[5], Δq_t 是接触的扭转角增量。

颗粒接触的抗扭强度按下式计算:

$$M_t^m = \max[0.65m(F_n + F_a)R_c, 0]. \quad (10)$$

颗粒接触的法向和切向刚度 k_n 和 k_s 可由颗粒接触的等效模量 E^* 和法切向刚度比 k^* 计算^[6]。

1.2 胶结力和胶结力矩

结构性黄土需要考虑颗粒之间的胶结作用,采用合适的胶结破坏准则。胶结力和弯矩计算的核心是胶结刚度和胶结强度的确定,为考虑胶结厚度和宽度对胶结刚度的影响,本文提出新的胶结刚度计算方法。为考虑胶结厚度和宽度对胶结抗拉、抗压、抗剪、抗弯和抗扭强度影响,采用 Shen 等^[4]三维胶结接触模型框架,对抗剪、抗弯和抗扭强度包面计算式进行简化。

胶结力和力矩可按下式计算:

$$\mathbf{F}^b = F_n^b \hat{\mathbf{n}}_c + \mathbf{F}_s^b, \quad (11)$$

$$\mathbf{M}^b = \mathbf{M}_r^b + M_t^b \hat{\mathbf{n}}_c, \quad (12)$$

式中, $\hat{\mathbf{n}}_c$ 是切平面法线方向, F_n^b 是法向胶结力, $\mathbf{F}_s^b$ 是切向胶结力, $\mathbf{M}_r^b$ 和 M_t^b 是胶结弯矩和扭矩。

胶结法向力按下式计算:

$$F_n^b @ F_n^b - K_n^b A_b \Delta d_n, \quad (13)$$

式中, K_n^b 是胶结法向刚度(单位: N/m^3), $A_b = \pi R_b^2$ 是胶结截面积, R_b 为胶结尺寸, Δd_n 是法向位移增量。

胶结法向刚度的计算按照颗粒与胶结串联思路计算^[7],考虑了胶结厚度和宽度对胶结刚度的影响,不再赘述。用到的参数有胶结等效模量 $\bar{E}^*$ 、粘结材料模量折减系数 h_e 和胶结法切向刚度比 k_b 。

胶结切向力按下式计算:

$$\mathbf{F}_s^b @ \mathbf{F}_s^b - K_s^b A_b \Delta \mathbf{d}_s, \quad (14)$$

式中, K_s^b 是胶结切向刚度(单位: N/m^3)。

胶结切向刚度可根据下式计算:

$$K_s^b = K_n^b / k_b, \quad (15)$$

式中, k_b 是胶结法切向刚度比。

胶结弯矩按下式计算:

$$\mathbf{M}_r^b @ \mathbf{M}_r^b - K_n^b I_b \Delta \mathbf{q}_r, \quad (16)$$

式中, $I_b = 0.25\pi R_b^4$ 是胶结截面惯性矩。

胶结扭矩按下式计算:

$$M_t^b @ M_t^b - K_s^b J_b \Delta q_t, \quad (17)$$

式中, $J_b = 0.5\pi R_b^4$ 是胶结截面极惯性矩。

本文简化了 Shen 等^[4]考虑胶结厚度和宽度的胶

结强度计算方法, 胶结抗压和抗拉强度按下式计算:

$$R_{nc}^b = s_c^b A_b \frac{c_1}{l_b^{c_3}} \exp\left(\frac{c_2 h_0^b}{2R_b}\right), \quad R_{nt}^b = s_t^b A_b, \quad (18)$$

式中, s_c^b 和 s_t^b 分别为胶结材料抗压和抗拉强度, 在模型使用中, s_t^b 可由 s_c^b 和拉压强度比 h_s 计算 $s_t^b = h_s s_c^b$; $c_1 = 1.45$, $c_2 = -0.7$ 和 $c_3 = 1/6$ 是反映胶结半径和胶结厚度对抗压强度影响的系数。

胶结抗剪、抗弯和抗扭强度按下列公式计算:

$$R_s^b = S_s^b (R_{nc}^b + R_{nt}^b), \quad (19)$$

$$R_r^b = S_r^b (R_{nc}^b + R_{nt}^b) R_b, \quad (20)$$

$$R_t^b = S_t^b (R_{nc}^b + R_{nt}^b) R_b, \quad (21)$$

式中, S_s^b , S_r^b 和 S_t^b 用来反映胶结抗剪、抗弯和抗扭包面的形状, 本文简化为下式:

$$S_i^b = m_i f_n^b [\ln(1/f_n^b)]^{3/5}, \quad (22)$$

式中 m_i 为参数, 对脆性胶结材料可以取为 $m_s = 0.5$, $m_r = 0.3$, $m_t = 0.36$ 。正则化胶结法向力 f_n^b 按下式计算:

$$f_n^b = (F_n^b + R_{nt}^b) / (R_{nc}^b + R_{nt}^b). \quad (23)$$

经验证, 本文提出的简化包面能够很好的反映胶结法向力对胶结抗剪、抗弯和抗扭强度的影响规律。

复合荷载作用下按椭球计算胶结强度包面:

$$(|F_s^b|/R_s^b)^2 + (|M_r^b|/R_r^b)^2 + (|M_t^b|/R_t^b)^2 \leq 1. \quad (24)$$

胶结达到强度包面后会发生胶结破坏, 胶结破坏后即不再承担力和力矩 (不可恢复)。

2 离散元试样制备

本文采用分层欠压法^[8]生成含有 42180 个颗粒的立方体试样, 生成过程中考虑范德华力作用, 其大小按 $F_v = s_{van} d^2$ 计算, d 取中值粒径 d_{50} , $s_{van} = 4$ kPa 为范德华力系数。离散元模拟中采用的粒径级配曲线如图 1 所示。制样中局部阻尼系数为 0.7, 颗粒密度为 2710 kg/m³。等效模量 $E^* = 800$ MPa, 法切向刚度比 $k^* = 1.5$, 摩擦系数 $m = 0.5$, 接触半径系数 $b = 0.21$ 。

3 接触模型参数

3.1 颗粒吸引力

黄土的颗粒吸引力包括范德华力和毛细力等, 假定颗粒吸引力 (微观量) 由黄土的基质吸力 (宏观量) 决定, 通过使黄土离散元试样三轴试验的黏聚力等于室内试验的吸力黏聚力, 标定出黄土离散元试样的颗粒吸引力如下式所示:

$$F_a = s_a d_{50}^2 = d_{50}^2 s_u / x_a \left(1 + \left(\frac{s_u}{c_{a1} \exp(c_{a2} e_0)} \right)^{b_s} \right)^{1-1/b_s} + d_{50}^2 s_{van}, \quad (25)$$

式中, 利用颗粒粒径正则化的颗粒吸引力系数 s_a

(kPa) 是颗粒吸引力除以 d_{50}^2 。 s_u 为基质吸力, 颗粒吸引力对离散元试样黏聚力影响系数 $x_a = 0.24$, 非饱和和重塑黄土室内三轴试验强度参数相关的系数 $c_{a1} = 750$ kPa、 $c_{a2} = -4.5$ 和 $b_s = 1.6$, 范德华力系数 $s_{van} = 4$ kPa。

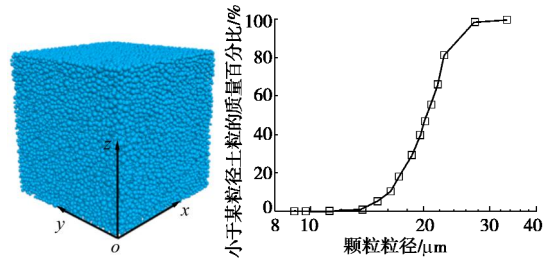


图 1 离散元试样及其粒径级配曲线

Fig. 1 DEM sample and grain-size distribution curve

因为假定颗粒吸引力由基质吸力决定, 在离散元模拟中需要计算试样的含水率和饱和度, 因此, 在数值模拟中需要引入基质吸力与有效饱和度的关系, 采用 Van Genuchten 模型^[9]描述土水特性曲线, 即

$$S_e = (1 + (s_u / a_{sw})^{b_s})^{-1+1/b_s}, \quad (26)$$

式中, a_{sw} 和 b_s 为拟合参数, 取 $a_{sw} = c_{s1} \exp(c_{s2} e)$ ($c_{s1} = 400$ kPa, $c_{s2} = -4.7$) 和 $b_s = 1.6$, e 为试样孔隙比。

3.2 胶结强度参数

选取胶结等效模量 $\bar{E}^* = 200$ MPa, 模量折减系数 $h_E = 0.2$, 胶结法切向刚度比 $k_b = 2$, 胶结半径系数 $l_b = 0.35$, 取胶结拉压强度比 $h_s = 0.1$, 通过室内一维压缩试验 (侧限压缩试验) 和离散元模拟相对比而标定出胶结抗压强度 s_c^b 。胶结抗压强度可用下式表示:

$$s_c^b = c_{y1} \exp(c_{y2} S_e e_0^2) - c_{un} (1 - S_e) / x_b, \quad (27)$$

式中, $c_{y1} = 1350$ kPa 和 $c_{y2} = -3.1$ 为拟合参数。 e_0 为试样的初始孔隙比, $S_e = (S_r - S_r^{res}) / (1 - S_r^{res})$ 为有效饱和度, S_r 为饱和度, S_r^{res} 为残余饱和度, 本文取 5%。颗粒吸引力对离散元试样屈服应力影响参数 $c_{un} = 330$ kPa, 胶结对离散元试样屈服应力影响参数 $x_b = 0.018$ 。接触参数标定过程及相关参数物理意义详见文献[7]。胶结厚度 h_0^b 可由程序自动赋予, 即为颗粒之间的间距, 当颗粒有重叠量时, 胶结厚度为零。

4 离散元模拟结果

图 2 给出了结构性黄土离散元试样常规三轴试验应力应变曲线和体积应变变化曲线。从图中可以看出, 含水率的减小可以提高结构性黄土试样的抗剪强度、结构性黄土的应变软化和剪胀现象随含水率的减小而加强, 能够反映常见的室内试验结果^[10]。对于较高含水率的情况, 在低围压下颇似刚塑性, 达到峰值后呈现微弱软化, 体应变呈现先剪缩后剪胀; 对于含水率很低的情况, 试样呈现明显的应变软化特性, 体应变仅在很小轴向应变时有微弱剪缩而后发生明显剪胀。

图3给出了7.1%含水率结构性黄土离散元试样常规三轴湿陷试验试样增湿引起的轴向应变变化。可以看出,对于三轴湿陷试验,当试样不发生湿陷破坏时,两种增湿方法引起的轴向应变都大于相同应力状态下饱和土的轴向应变(与室内试验结论相同),当增湿应力状态接近饱和和结构性土的抗剪强度时,试样增湿后会发生破坏(轴向应变达到15%以上变形不能稳定)。

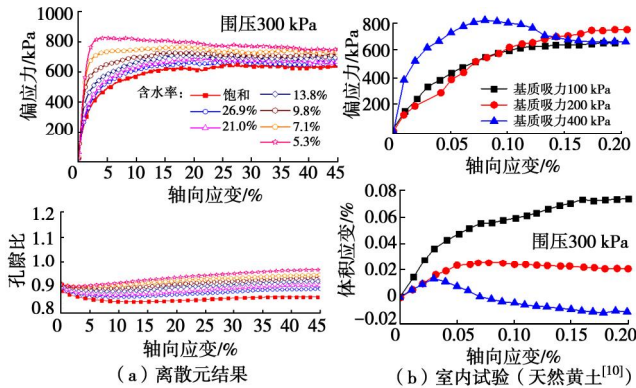


图2 常规三轴试验偏应力和孔隙比变化曲线

Fig. 2 Change of deviator stress and void ratio during triaxial tests

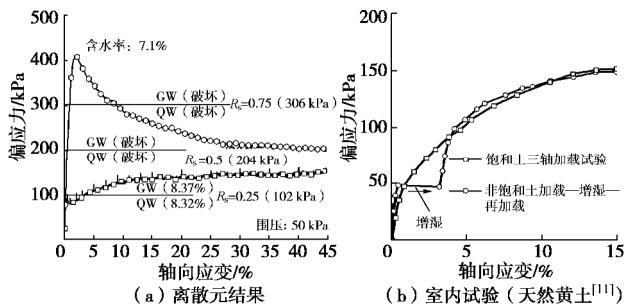


图3 湿陷试验后的轴向应变变化 ($s_3=50$ kPa)

Fig. 3 Axial strains observed in wetting tests ($s_3=50$ kPa)

5 结 论

本文考虑黄土颗粒间范德华力和毛细力作用和黄土颗粒间化学胶结作用,提出了黄土三维胶结接触模型,并进行黄土三轴试验及复杂应力状态湿陷试验离散元模拟,验证了模型的有效性,为后续非饱和和结构性黄土宏微观特性的离散元数值研究提供了基础。

本文提出的三维接触模型抓住了结构性黄土微观接触的主要特点:

(1) 离散元制样考虑颗粒间范德华力的作用。

(2) 考虑颗粒间的抗弯和抗扭能力,从而可模拟土体较高的内摩擦角。

(3) 考虑非饱和黄土颗粒间毛细力作用,相邻颗粒相互接触后可自动赋予毛细力(可恢复),毛细力可以提高颗粒接触的抗拉、抗剪、抗弯和抗扭能力,可用于反映黄土的非饱和性。

(4) 考虑黄土颗粒间化学胶结作用,胶结破坏

后不可恢复。胶结破坏包面考虑了胶结尺寸影响和胶结法向力对胶结抗剪、抗弯及抗扭强度的影响。

参考文献:

- [1] BARDEN L, MCGOWN A, COLLINS K. The collapse mechanism in partly saturated soil[J]. Engineering Geology, 1973, 7(1): 49 - 60.
- [2] DELENNE J Y, EIYOUSOUFI M S, CHERBLANC F, et al. Mechanical behaviour and failure of cohesive granular materials[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2004, 28(15): 1577 - 1594.
- [3] JIANG M J, SUN Y G, LI L, et al. Contact behavior of idealized granules bonded in two different interparticle distances: An experimental investigation[J]. Mechanics of Materials, 2012, 55: 1 - 15.
- [4] SHEN Z F, JIANG M J, WAN R. Numerical study of inter-particle bond failure by 3D discrete element method[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2016, 40(4): 523 - 545.
- [5] JIANG M J, SHEN Z F, WANG J F. A novel three-dimensional contact model for granulates incorporating rolling and twisting resistances[J]. Computers and Geotechnics, 2015, 65: 147 - 163.
- [6] ITASCA. User manual of particle flow code[Z]. 2015.
- [7] 李 涛. 非饱和和结构性黄土三维离散元模拟与本构模型研究[D]. 上海: 同济大学, 2017. (LI Tao. Three-dimensional DEM simulation and constitutive model of unsaturated structural loess[D]. Shanghai: Tongji University, 2017. (in Chinese))
- [8] JIANG M J, KONRAD J M, LEROUEIL S. An efficient technique for generating homogeneous specimens for DEM studies[J]. Computers and Geotechnics, 2003, 30(7): 579 - 597.
- [9] 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.
- [10] GARAKANI A A, HAERI S M, KHOSRAVI A, et al. Hydro-Mechanical behavior of undisturbed collapsible loessial soils under different stress state conditions[J]. Engineering Geology, 2015, 195: 28 - 41.
- [11] 张苏民, 郑建国. 力和水作用先后次序对湿陷性黄土力学性状的影响[J]. 勘察科学技术, 1990, 3: 10 - 14. (ZHANG Su-min, ZHENG Jian-guo. Influence of order of force and water on mechanical properties of collapsible loess[J]. Site Investigation Science and Technology, 1990, 3: 10 - 14. (in Chinese))

(责编: 黄贤沙)

DOI: 10.11779/CJGE2019S1063

软土地区基坑对周边环境空间效应分析

楼春晖¹, 夏唐代¹, 刘念武²

(1. 浙江大学滨海和城市岩土工程研究中心, 浙江 杭州 310058; 2. 浙江理工大学建筑工程学院, 浙江 杭州 310018)

摘要: 软土地区基坑开挖引起的变形具有明显的空间效应, 为了进一步研究开挖引起周边地面及建构筑物变形的特性, 结合对温州某大型深基坑工程的监测, 从垂直于基坑围护墙以及平行于围护墙两个方向, 对基坑外地表道路以及建筑物的沉降和裂缝情况进行了监测分析, 总结了开挖引起基坑外地表沉降的分布特性, 分析发现: 基坑边角对围护墙变形以及地表沉降具有明显限制作用; 在垂直于基坑方向上, 处在沉降主要影响区 $2H_e$ 范围内, 建筑物均具有明显的差异沉降, 最大角变量达到 $1/1300$; 平行基坑方向距离边角 $(0.4 \sim 1.2) H_e$ (最大开挖深度) 范围观测到纵向裂缝, 沉降变化率较大, 可能破坏道路或建构筑物; 此外, 桩基础的建筑物总沉降以及差异沉降均明显小于条形基础建筑。

关键词: 深基坑; 地表沉降; 建筑物沉降; 空间效应

中图分类号: TU47

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)S1-0249-04

作者简介: 楼春晖(1989—), 男, 博士研究生, 主要从事岩土工程方向的研究工作。E-mail: 158860104@qq.com。

Spatial effects of deformation due to excavation in soft clay

LOU Chun-hui¹, XIA Tang-dai¹, LIU Nian-wu²

(1. Research Center of Coastal and Urban Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 2. School of Civil Engineering and Architecture, Zhejiang Sci-Tech University, Hangzhou 310018, China)

Abstract: The deformation due to excavation in soft clay areas has considerable spatial effects. To investigate the deformation characteristics, a large-scale deep excavation project in Wenzhou is monitored, the settlements and cracks of the ground and adjacent buildings are observed and analyzed through two directions: perpendicular to the retaining wall and paralleled to the wall, and the distribution characteristics of the ground settlement are summarized. The field measurements show that the corner has inhibition effect on the wall deflections and ground settlements. In the vertical direction, the buildings in the range of $2 H_e$ outside the excavation have large differential settlement, and the maximum angular variable reaches $1/1300$. The longitudinal cracks are observed from $0.4 H_e$ to $1.2 H_e$ (the maximum excavation depth) on the parallel direction, the large rate of settlement change may damage the road or the structures. In addition, the total and differential settlements of the buildings on pile foundation are significantly smaller than those on strip foundation.

Key words: deep excavation; surface settlement; building settlement; spatial effect

0 引言

随着地下空间开发规模的日益增大, 深大基坑的周边环境也越来越复杂, 开挖对周边道路以及邻近建构筑物影响的合理预判以及保护变得尤为重要。目前的基坑设计以及变形预测多将开挖简化为平面应变问题, 而实际施工中已有多位学者^[1-3]发现基坑变形具有明显的空间效应。

在过往的研究中, Lee等^[4]通过工程实测和数值模拟分析得出对基坑开挖空间效应的主要影响因素为基坑开挖的长深比、软弱土层深度、围护系统支撑系统刚度等; Roboski等^[5]通过对实测数据的整理分析给出了基坑径向不同位置处土体位移分布的经验公式; 郑刚等^[6]采用小应变本构模型HSS进行数值模拟, 对基

坑周围建筑物变形进行了研究, 分析了不同支护结构变形形式(悬臂式、踢脚式、内凸式和复合式)对邻近建筑物的影响。

大部分学者针对基坑的各个参数进行分析, 而基坑外的裂缝开展情况也能够一定程度上反映变形的情况并体现影响的烈度, 本文结合工程监测从垂直及平行于基坑围护的两个维度出发, 并对基坑开挖产生的裂缝进行了长期的监测, 结合理论进行分析; 对于基坑外建筑物与基坑的距离以及基础形式对沉降的影响进行了总结。

基金项目: 国家自然科学基金项目(51608485); 浙江省“151”人才培养计划

收稿日期: 2019-04-28

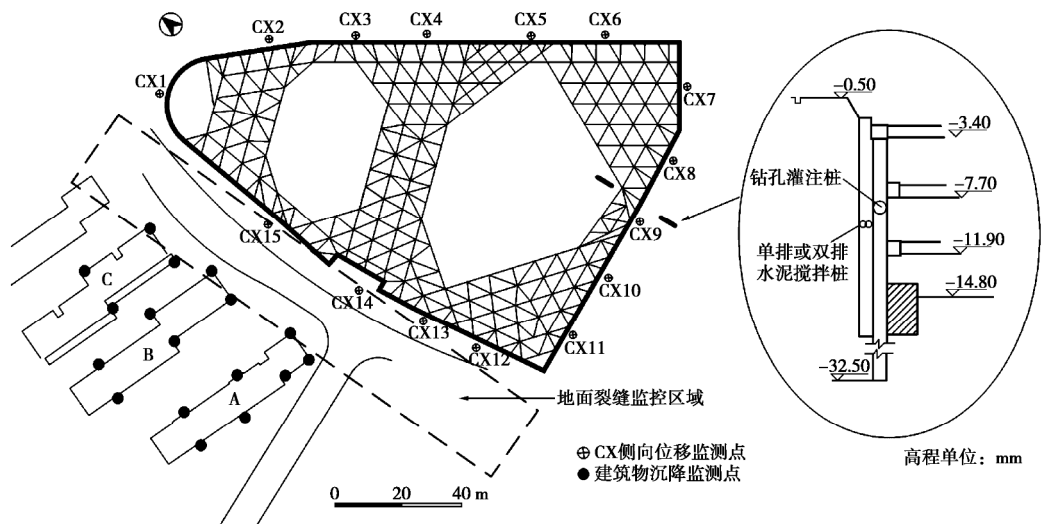


图 1 基坑及周边环境平面图

Fig. 1 Layout of excavation and surrounding environment

1 工程概况

本基坑所属工程为 44 层总高 180 m 的超高层建筑，设有 3 层地下室。北邻市府大道，东南面为划龙河，西南面连接站东路。基坑平面图及周边环境如图 1 所示，基坑总面积较大，西面总长约 180 m，距离基坑较近处有 4 栋多层住宅，最近处距离基坑边仅 12 m 左右。基坑典型剖面也在图 1 中展示，可见基坑开挖深度为 13.4~14.3 m，围护结构采用直径 1 m 的钻孔灌注桩，间距 1.2 m，插入深度 32 m；外侧采用直径 0.6 m 的水泥搅拌桩止水帷幕进行支护，间距 0.4 m，总长 15.8 m，东侧局部采用双排水泥搅拌桩；基坑内部采用三道钢筋混凝土支撑。

2 监测方案及施工工序

监测点布置如图 1 所示，除常规基坑及建筑变形监测外，为研究开挖对地表沉降影响的空间效应，本次对基坑外地地面道路如图 1 标注区域进行地面裂缝监测，一旦发现裂缝，即标注并观测记录裂缝开展情况。其余一系列监测内容还包括内支撑轴力、水位监测，桩顶部水平位移、围护体顶部沉降及立柱隆沉。

为便于讨论，将本工程施工工序总结为 6 个阶段如表 1 所示。

表 1 典型施工工序划分

Table 1 Typical construction sequence

工况 1	钻孔灌注桩及水泥搅拌桩施工
工况 2	开挖至-3.40 m，开始施工冠梁及第一道支撑
工况 3	开挖至-7.70 m，施工第二道支撑
工况 4	开挖至-11.90 m，施工第三道支撑
工况 5	开挖至-14.8 m，浇筑承台及底板施工
工况 6	地下室外墙施工，依次拆除支撑，回填

3 围护结构侧向变形分析

随基坑开挖深度增加，围护桩向基坑内部变形增

大，图 2 展示了 CX11 及 CX10 处的侧向变形随 6 阶段工况的变形发展情况。由图可见，两处围护墙变形的形态相近，均呈内凹性开展，最大侧向变形的位臵基本处于开挖面附近；对两个位置的变形比较可知，CX11 处的变形明显小于 CX10 处的变形，基坑南侧周边环境简单，对变形影响较小，分析可得在相同情况下，由于 CX11 距离基坑边角 16.5 m，约 1.1 倍 H_e (最大开挖深度)，坑角对围护结构的变形仍然有一定的限制作用。

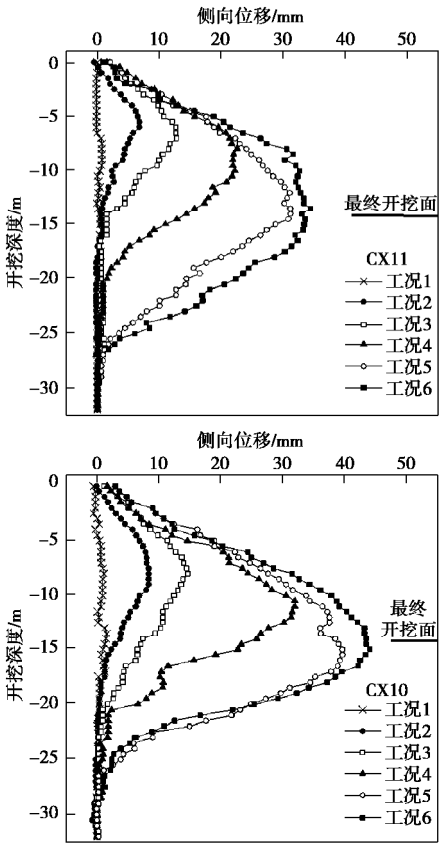


图 2 围护桩侧向位移

Fig. 2 Deflections of lateral wall

图 3 展示了墙后最大侧向位移与开挖深度之间的关系。可以看出, 本基坑围护侧向位移远小于 Peck^[7] 提出的 $1\%H$ 的控制线范围, 比较符合 Clough 等^[8] 提出的 $(0.22\% \sim 0.5\%)H$ 的范围。此外, 本基坑变形明显大于上海某使用地下连续墙围护的长条形地铁基坑^[9]数据, 可见钻孔灌注桩加止水帷幕在限制位移方面弱于地下连续墙。

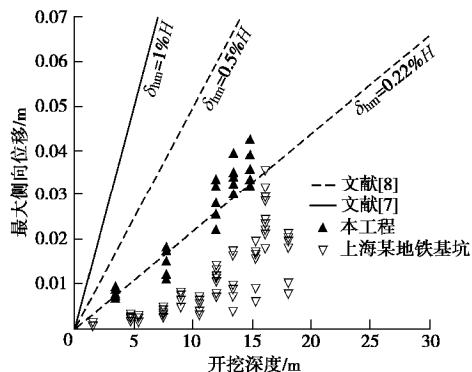


图 3 最大侧向变形与开挖深度的关系

Fig. 3 Relationship between maximum wall deflection and excavation depth

4 地表沉降分析

4.1 垂直基坑方向沉降分布

图 4 显示了基坑西侧中部的坑外地表沉降随开挖发展的情况, 可见其发展趋势比较符合 Clough 等^[8] 提出的经验分布, 主要影响区域在 2 倍开挖深度范围内; 与 Hsieh 等^[10] 的经验曲线相比, 距离 0.5 倍开挖深度内, 沉降值也较大, 可能的影响因素是基坑外重型车辆导致的附加荷载。

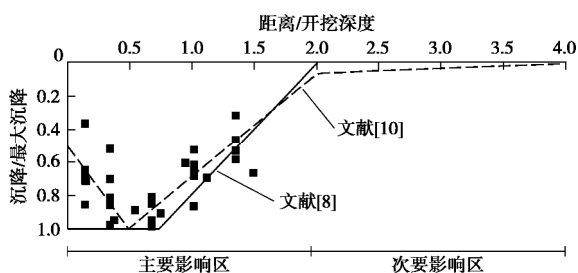


图 4 基坑外沉降分布

Fig. 4 Settlement distribution vertical to excavation

4.2 平行基坑方向沉降分布

基坑边角对围护结构的变形限制也会相应减小基坑外的地表沉降, 但是也会使得平行基坑方向上产生一定的差异沉降, 差异沉降过大会对道路、地下管线或邻近的建筑物造成破坏。本研究在基坑开挖阶段对西侧外部道路的裂缝情况进行了监测, 在开挖达到第三阶段时, 在道路上观测到与基坑呈 $70^\circ \sim 110^\circ$ 的纵向裂缝, 裂缝开展的位置如图 5 所示。

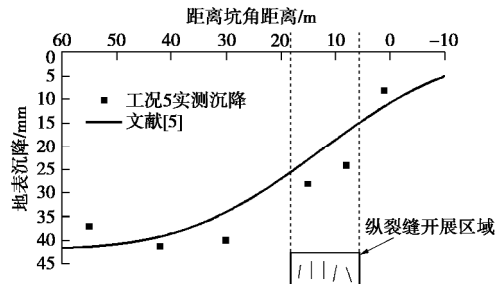


图 5 西侧平行基坑方向沉降分布

Fig. 5 Settlement distribution parallel to west side

图 5 中显示的曲线根据 Roboski 等^[5] 提出的平行基坑方向变形分布方程绘制; 基坑在坑角至 $1.5H_e$ 段的沉降略大于预测曲线, 由图可见, 坑角对地表沉降也有明显抑制作用, 大约在距离坑角 $3H_e$ 时, 沉降才达到最大值, 也就是说坑角效应的影响范围在本工程中大约为 $3H_e$ 。此外, 在裂缝开展较为明显的区域即是在坑角附近沉降变化率较大的位置, 处在 $0.4H_e \sim 1.2H_e$ 的范围, 也就是说若在基坑开挖此范围区域存在需要严格控制变形的道路或建构筑物, 需要严密监控或者提前加大范围进行加固, 减小沉降变化率。

5 建筑物沉降分析

基坑西侧的三栋建筑物沉降观测点分布如图 1 所示, 其中 A、C 栋为桩基础建筑, B 栋为条形基础建筑, 建筑最终沉降量如图 6 所示, 可见桩基础建筑的沉降明显小于条形基础建筑的沉降; 此外, 建筑物由差异沉降产生的角变量 b 可由下式求得:

$$b_{ij} = (S_i - S_j) / d_{ij} \quad (1)$$

式中 S_i 为建筑某点沉降; d_{ij} 为两沉降点间距。由图 6 可判断最大角变量的区段, 经计算 3 栋建筑的最大角变量分别是 $1/2100$, $1/1300$, $1/3800$ 。可见 B 栋建筑的差异沉降最大, 经观测建筑墙体并未出现明显的裂缝, 可判断 $1/1300$ 的角变量还在建筑的安全使用范围。

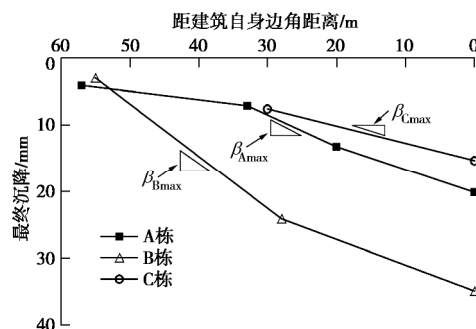


图 6 建筑物最终沉降值

Fig. 6 Final settlements of buildings

但在开挖过程中, B 栋建筑的最大沉降值接近 35 mm, 且 3 栋建筑附近均产生了明显的裂缝, 此区域

的裂缝主要为横向裂缝,且裂缝宽度较大,分析原因主要是由于建筑底部与地表的沉降值相差较大,导致错层开裂。

6 结 论

本文以温州市深基坑工程作为背景,对工程及监测手段进行了介绍,对基坑围护结构侧向位移、坑外地表沉降、邻近建筑沉降及裂缝监控的数据总结分析,得出以下结论:

(1) 随开挖深度增加,围护结构呈内凹性增大变形,最大位移位于开挖面附近,位移值较地下连续墙围护的基坑偏大,总体处在 $(0.15\% \sim 0.4\%)H$ 范围。

(2) 在距离坑角 1.1 倍 H_e 位置,坑角仍对围护结构变形有明显的抑制作用。

(3) 平行基坑方向,空间效应对地表沉降的影响范围在本工程中大约 $3H_e$,在 $0.4H_e \sim 1.2H_e$ 范围,由空间效应引起的沉降变化率较大,需重点监测加固。

(4) 在距离基坑 $2H_e$ 范围内的建筑具有明显的沉降及差异沉降,引起的最大角变量达到 $1/1300$,但仍建筑可承受范围。

(5) 邻近基坑的桩基础建筑的沉降及差异沉降均明显小于条形基础建筑物。

参考文献:

- [1] 俞建霖, 龚晓南. 深基坑工程的空间性状分析[J]. 岩土工程学报, 1999, **21**(1): 21 - 25. (YU Jian-lin, GONG Xiao-nan. Spatial behavior analysis of deep excavation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1999, **21**(1): 21 - 25. (in Chinese))
- [2] 赖冠宙, 房营光, 史宏彦. 深基坑排桩支护结构空间共同变形分析[J]. 岩土力学, 2007, **28**(8): 1749 - 1752. (LAI Guan-zhou, FANG Ying-guang, SHI Hong-yan. Spatial mutual deformation analysis method for row of piles of deep excavation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, **28**(8): 1749 - 1752. (in Chinese))
- [3] FINNO R J, BLACKBURN J T, ROBOSKI J F. Three-dimensional effects for supported excavations in clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2007, **133**(1): 30 - 36.
- [4] LEE F H, YONG K Y, QUAN K C N, et al. Effect of corners in strutted excavations: field monitoring and case histories[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1998, **124**(4): 338 - 349.
- [5] ROBOSKI J F, FINNO R J. Distributions of ground movements parallel to deep excavations in clay[J]. Canadian Geotechnical Engineering, 2006, **43**: 43 - 58.
- [6] 郑刚, 李志伟. 不同围护结构变形形式的基坑开挖对邻近建筑物的影响对比分析[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(6): 969 - 977. (ZHEND Gang, LI Zhi-wei. Comparative analysis of responses of buildings adjacent to excavations with different deformation modes of retaining walls[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(6): 969 - 977. (in Chinese))
- [7] PECK R B. Deep excavation and tunneling in soft ground[C]// Proceeding of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering State-of-the-art Volume, Mexico City, 1969: 225 - 290.
- [8] CLOUGH G W, O'ROURKE T D. Construction induced movements of in situ walls[C]// Proceedings, ASCE Conference On Design And Performance Of Earth Retaining Structures, Geotechnical Special Publication No.25, ASCE. New York, 1990: 439 - 470.
- [9] TAN Y, WEI B. Observed behaviors of a long and deep excavation construction by cut-and-cover technique in Shanghai soft clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2012, **138**(1): 69 - 88.
- [10] HSIEH P G, OU C Y. Shape of ground surface settlement profiles caused by excavation[J]. Can Geotech, 1998, **35**(6): 1004 - 1017.

(本文责编 胡海霞)

DOI: 10.11779/CJGE2019S1055

基于温度变化的路基盐渍土动强度参数试验研究

赵福堂, 常立君*, 张吾渝

(青海大学土木工程学院, 青海 西宁 810016)

摘 要: 基于英国 GDS 动三轴试验系统, 对青海西部地区的路基盐渍土进行动三轴试验, 在温度变化条件下探讨其破坏动应力、动黏聚力及动内摩擦角等相关参数随围压、频率的变化规律, 建立了不同动载频率下破坏动应力-围压-温度关系曲面, 得到了与温度相关的曲面拟合方程。试验结果表明: 土-冰-盐的胶结作用对温度变化极其敏感, 随着温度降低, 盐渍土的破坏动应力明显增大; 动黏聚力和动内摩擦角随温度的降低而增大。

关键词: 盐渍土; 动三轴试验; 破坏动应力; 动黏聚力; 动内摩擦角

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)S1-0217-04

作者简介: 赵福堂(1990—), 男, 硕士, 主要从事寒区盐渍土力学方面的研究。E-mail: zhaofutangQH@163.com。

Experimental study on dynamic strength parameters of subgrade saline soil under temperature variation

ZHAO Fu-tang, CHANG Li-jun, ZHANG Wu-yu

(School of Civil Engineering, Qinghai University, Xining 810016, China)

Abstract: Based on the British GDS dynamic triaxial test instrument, the triaxial dynamic load tests on subgrade saline soil in western areas of Qinghai Province are performed. Under temperature change, the variation laws of parameters of dynamic stress of failure, dynamic cohesion and dynamic internal friction angle with confining pressure and frequency are discussed. The destructive dynamic stress-confining pressure-temperature relational surface at different dynamic load frequencies is established, and the equation for fitting the surface with temperature is obtained. The test results show that the temperature change is extremely sensitive to the cementation of soil-ice-salt, and with the decrease of temperature, the destructive dynamic stress of saline soil obviously increases. The dynamic cohesion and internal friction angle increase with the decrease of temperature.

Key words: saline soil; dynamic triaxial test; dynamic stress of failure; dynamic cohesion; dynamic internal friction angle

0 引 言

路基是路面及其上受荷的支撑体, 路基土体的力学特性对整个路基和路面结构的强度和刚度影响很大, 青海西部地区修筑的公路、铁路多通过盐渍土发育地区。青海西部地区含盐量平均在 3.0296% 左右^[1], 属于高含盐盐渍土地区。尤其是青海省西部柴达木盆地以西茫崖坳陷地区, 地质构造复杂, 含盐土层厚度通常大于 20 m, 随剖面深度不同, 含盐量变化规律不一。

在以往的研究中, 对盐渍土强度以静荷载作用下的抗剪强度与含盐量、含水率、围压、频率、黏聚力、内摩擦角等之间的相互关系研究较多, 而对盐渍土基于温度变化条件下的动强度参数研究较少, 考虑温度影响的多以冻土和黄土(冻结粉土、冻结黄土、压实黄土、原状黄土)为主^[2-6]。影响土体的动强度参数的因素较多, 盐渍土作为一种特殊土, 研究其在各试验条件下动强度特性及其相关参数也是必要的, 可对特

殊土动力学研究进一步补充和完善。

由于青海西部地区丰富的油田、天然气、矿产和盐湖资源, 要开采和运输这些资源, 推动当地经济发展, 基础交通设施建设必不可少。但是, 受当地极端气候变化的影响, 该区域内的道路工程及附属设施病害众多(冻胀、冻融沉陷, 盐胀、腐蚀、溶陷、叠加效应的病害), 难以治理。对该地区路基而言, 其力学响应不仅与土的性质、含水率、密度等有关, 还与路基土含盐量、含盐种类等有关, 而且路基所处的水分场、盐分场、温度场、应力场随外界因素是动态变化的^[7]。因此, 研究温度变化条件下盐渍土的动力学特性, 对于减少该地区道路病害, 提高养护效率具有现实意义, 从而可为该特殊土地区道路的设计、施工和

基金项目: 青海省科技厅项目(2017-ZJ-791); 青海省创新服务平台建设专项项目(2018-ZJ-T01); 国家自然科学基金项目(51768060)

收稿日期: 2019-04-28

*通讯作者(changlijun2008@163.com)

养护提供理论依据。

1 试样制备和试验方法

1.1 试样制备

试验土样取自花土沟, 根据《公路土工试验规程》(JTG E40—2007)^[8], 测得该土样基本物理参数 (表 1) 和颗粒级配累计曲线 (图 1), 由试验结果可知此土样属于级配不均匀粉砂。使用离子色谱仪测得盐渍土 100 g 浸润过滤透明液 (3 组试验取其平均值) 中各离子含盐量分析, Cl^- 与 SO_4^{2-} 的比值为 $0.0375 < 1$, 即该土样为硫酸盐盐渍土。

表 1 盐渍土土样基本物理性质指标

Table 1 Basic physical indices of test saline soil				
天然含水率 $w/\%$	塑限 $w_p/\%$	液限 $w_L/\%$	最大干密度度 $(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	最优含水率 $/\%$
4.93	12.44	18.22	1.73	14.17

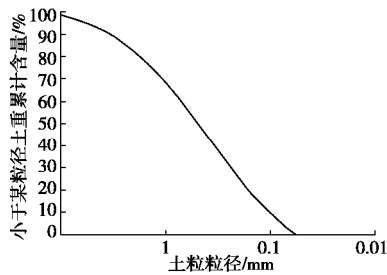


图 1 盐渍土颗粒级配曲线

Fig. 1 Grain-size distribution curve of salt-soil particles

试验土样按照规范和考虑试验条件, 控制压实度为 93%, 即干密度为 $1.61 \text{ g}/\text{cm}^3$, 含水率 14.17%, 试样制备完成后放入 GDS 动三轴试验系统, 在设定的温度条件下使试样恒温 24 h 后施加循环动荷载。

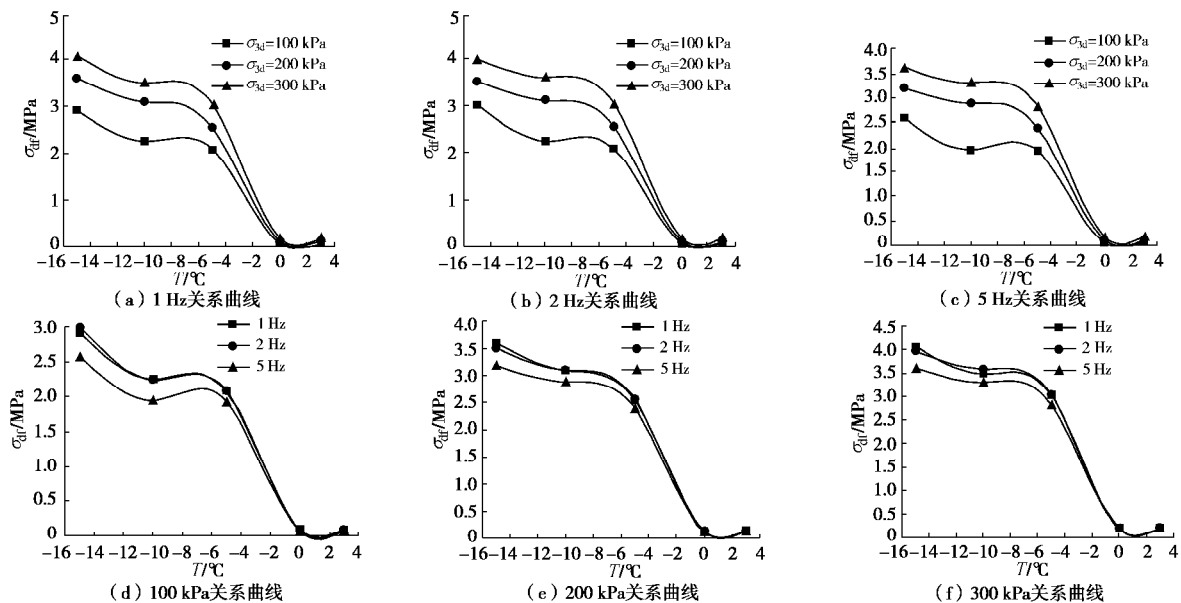


图 2 温度变化与破坏动应力关系曲线

Fig. 2 Relationship between temperature change and destructive dynamic stress

1.2 试验方案

试验设定了 3°C , 0°C , -5°C , -10°C , -15°C 5 个温度梯度, 加载频率分别设定为 1, 2, 5 Hz, 围压为 100, 200, 300 kPa。循环加载振幅设定从 0.02 MPa 逐级递增, 具体试验方案见表 2。

表 2 试验方案及条件设定

Table 2 Test plans and setting conditions					
试验编号	YZ1-YZ9	YZ10-YZ18	YZ19-YZ27	YZ28-YZ36	YZ37-YZ45
试验温度 $T/^\circ\text{C}$	3	0	-5	-10	-15
动载频率 f/Hz	1, 2, 5				
围压 s_{3d}/kPa	100, 200, 300				
加载控制方式	使用荷载控制模块				

2 试验结果与分析

试验得到动强度参数中, 动黏聚力和动内摩擦角由莫尔应力圆得到, 破坏动应力为破坏大主应力和小主应力的差值, 能综合反映动强度破坏整体特性。

2.1 温度与破坏动应力的关系

在温度变化条件下, 破坏动应力的增减趋势有所差异, 当动载频率一定时 (图 2 (a), (b), (c)), 随温度的升高, 破坏动应力逐渐减小, 其减小趋势在 0°C 以下较为明显, 0°C 以上变化不明显, 同时, 随着围压的增大, 破坏动应力也有明显增大。当围压一定时 (图 2 (d), (e), (f)), 破坏动应力随温度的升高亦逐渐减小。当温度、围压相同时破坏动应力随频率增大反而有减小的趋势。

当土体温度在 0°C 以上时, 土孔隙中的一部分水逐渐与硫酸盐结合, 形成硫酸盐结晶, 填充在土颗粒孔隙间, 当土体有循环动荷载作用时, 被硫酸盐结晶

填充孔隙的土体更容易出现裂隙发展, 孔隙被结晶填充的越多, 土体破坏越容易。当温度在 0℃ 以下变化时, 随着温度的降低土中水会逐渐冻结成冰, 此时冻胀作用占主导地位, 土的孔隙中会有大量的冰晶产生^[3-5], 造成破坏动应力增加。

2.2 温度 - 围压 - 破坏动应力关系拟合

综合考虑温度、围压及破坏动应力的变化趋势, 使用 MATLAB 曲面函数模块对三者进行拟合, 结果见图 3, 根据拟合结果可得该盐渍土温度相关的破坏动应力曲面方程式为

$$s_{df} = a \cdot s_{3d} - b \cdot T - c \cdot s_{3d}^2 - d \cdot T^2 - e \cdot Ts_{3d} + k \quad (1)$$

式中, a, b, c, d, e, k 为试验参数, 不同频率下参数值见表 3, 从曲面方程各变量参数变化可知, b, d 反映了温度对破坏动应力的响应, a, c 反映了围压对破坏动应力的响应。拟合公式计算结果与试验所得结果相当接近, 拟合结果理想, 对一定温度范围内破坏动应力的分析具有参考意义。

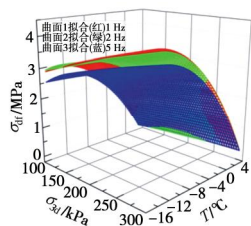


图 3 破坏动应力 - 温度 - 围压关系拟合曲面

Fig. 3 Fitting surface of destructive dynamic stress-temperature-confining pressure

表 3 温度相关的破坏动应力曲面拟合参数

Table 3 Fitting parameters of relationship between temperature dependent and damage dynamic stress surface

f/Hz	a	b	$c/(10^{-6})$	d	$e/(10^{-4})$	k	R^2
1	0.004	0.275	4.711	0.012	2.895	0.659	0.991
2	0.003	0.288	1.606	0.013	2.399	0.765	0.986
5	0.004	0.263	5.214	0.012	2.551	0.579	0.987

从图 3 曲面变化可知, 随着温度的降低, 3 个曲面都出现了屈服, 并没有持续扩增。这与试样在循环动荷载作用下产生的有效能量使土体局部升温, 改变原有土样中盐溶液浓度和含冰量的分布有关, 频率越大同一时间产生的有效能越多, 温度升高越明显, 土中溶液浓度和含量变化导致土颗粒、冰晶体、盐晶体的粒间咬合力及自由分子力减弱, 且试验温度越低这一现象越明显^[6-7]。

2.3 温度与动黏聚力的关系

温度与动黏聚力的关系曲线见图 4, 随温度的降低动黏聚力明显增大, 但上升一定阶段后趋于平稳, 且随着频率的增大动黏聚力增大趋势明显。其关系可用 Logistic 曲线进行拟合:

$$c_d = \frac{a}{1 + e^{-k(T-T_c)}} \quad (2)$$

式中, a, k, T_c 为试验参数, 与土样试验温度和本身性质有关。 a 为与温度有关的动黏聚力终值 (最大值) (kPa); k 为从数值大小体现曲线整体变化快慢的趋势; T_c 为拟合曲线的纵向对称中心及动黏聚力增长速度最快的温度拐点 (℃)。各拟合参数值见表 4。该函数很好地建立了动黏聚力与温度变化的回归模型, 可预测动黏聚力随温度的变化情况。

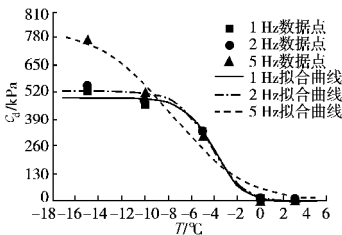


图 4 温度变化与动黏聚力关系曲线

Fig. 4 Relation curves of temperature change and dynamic cohesion

表 4 温度与动黏聚力变化关系拟合参数

Tab 4 Fitting parameters of relationship between temperature and dynamic cohesion

f/Hz	$a/(10^3)$	k	T_c	R^2
1	4.9651	-0.7715	-4.1013	0.9827
2	5.2618	-0.7069	-4.3172	0.9822
5	8.2429	-0.3183	-7.6362	0.9571

由于温度降低, 冻结土中对动强度有弱化作用的未冻水逐渐结成冰, 冰胶结作用增强, 同时, 生成的部分硫酸盐结晶微粒对土骨架颗粒也具有胶结作用, 集聚于冰晶土颗粒形成的孔隙间或表面, 从而导致其动黏聚力大大提高^[9-10]。试验中水-冰-盐之间的相态转化也是引起动黏聚力改变的主要原因之一。

2.4 温度与动内摩擦角的关系

内摩擦角随温度的变化曲线见图 5, 温度降低会引起动内摩擦角增大, 0℃ ~ -5℃ 范围内动内摩擦角增加幅度最大。0℃ 以上动内摩擦角基本保持不变, -5℃ 以后随温度的降低动内摩擦角变化趋势又有所不同, 频率 1, 2 Hz 时较稳定, 频率 5 Hz 时明显降低。这可能与土体中未冻结含水率和结晶硫酸盐有关, 在含水率一定时, 振动频率增大, 同一时间内产生的能

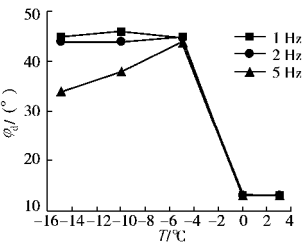


图 5 温度变化与动内摩擦角关系曲线

Fig. 5 Relation curves of temperature and dynamic internal friction angle

量越多,随着土体结构被破坏,试样内部吸收的有效能量也逐渐增加,使土体局部处于融化状态^[6, 11],导致土体中未冻含水率增加,硫酸钠结晶微粒与未冻水形成混合液,对土颗粒表面起到润滑作用,从而使其动内摩擦角减小。

3 结 论

(1)破坏动应力整体随温度降低而增大,随围压增大而增大,且呈较好线性关系;破坏动应力在同一围压下随频率的增大而减小,得到的破坏动应力-围压-温度曲面方程能很好地反映三者之间的相互关系。破坏动应力的改变与土中水结成冰晶和硫酸盐结晶填充与土骨架间隙有很大关系。

(2)动黏聚力随温度(3~-15℃)的降低而增大,在频率较低时(1, 2 Hz)其增加趋势随温度的降低而逐渐趋于稳定,但加载频率较高时(5 Hz)增加趋势明显。动黏聚力变化与水-冰-盐之间的相态相互转化有关。

(3)动内摩擦角整体随温度的降低有所增大,加载频率对-5℃以上土样动内摩擦角影响不大,-5℃以下随频率的增大其有明显减小趋势。动内摩擦角变化与土在振动过程中未冻水和盐类混合溶液的润滑作用有关。

参考文献:

- [1] 杨成松, 何平, 程国栋, 等. 含盐冻结粉质黏土应力-应变关系及强度特性研究[J]. 岩土力学, 2008, 29(12): 3282 - 3286. (YANG Cheng-song, HE Ping, CHENG Guo-dong, et al. Study of stress-strain relationships and strength characteristics of saturated saline frozen silty clay[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, 29(12): 3282 - 3286. (in Chinese))
- [2] 王丽霞, 凌贤长, 徐学燕, 等. 青藏铁路冻结粉质粘土动静三轴试验对比[J]. 岩土工程学报, 2005, 27(2): 202 - 205. (WANG Li-xia, LING Xian-zhang, XU Xue-yan, et al. Comparison of dynamic and static triaxial test on frozen silty clay of Qinghai-Tibet Railway[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, 27(2): 202 - 205. (in Chinese))
- [3] 沈忠言, 张家懿. 冻结粉土的动强度特性及其破坏准则[J]. 冰川冻土, 1997, 19(2): 47 - 54. (SHEN Zhong-yan, ZHANG Jia-yi. Dynamic strength characteristic and failure criterion of frozen silt[J]. Journal of Glaciology and Geocryology, 1997, 19(2): 47 - 54. (in Chinese))
- [4] 吴志坚, 马巍, 王兰民, 等. 地震荷载作用下温度和围压对冻土强度影响的试验研究[J]. 冰川冻土, 2003, 25(6): 648 - 652. (WU Zhi-jian, MA Wei, WANG Lan-min, et al. Laboratory study on the effect of temperature and confining pressure on strength of frozen soil under seismic dynamic loading[J]. Journal of Glaciology and Geocryology, 2003, 25(6): 648 - 652. (in Chinese))
- [5] 李焱, 骆亚生, 谭东岳, 等. 振动频率对压实黄土动强度特性的影响[J]. 水土保持通报, 2009, 29(4): 130 - 133. (LI Yan, LUO Ya-sheng, TAN Dong-yue, et al. Effects of Vibration Frequency on Dynamic Strength Properties of Compacted Loess[J]. Bulletin of Soil and Water Conservation, 2009, 29(4): 130 - 133. (in Chinese))
- [6] 黄大维, 杨有海, 赖国泉, 等. 高速铁路路基动态变形模量分析[J]. 岩土力学, 2012, 33(5): 1402 - 1408. (HUANG Da-wei, YANG You-hai, LAI Guo-quan, et al. Analysis of dynamic deformation modulus for high-speed railway subgrade[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, 33(5): 1402 - 1408. (in Chinese))
- [7] 包卫星, 谢永利, 杨晓华. 天然盐渍土冻融循环时水盐迁移规律及强度变化试验研究[J]. 工程地质学报, 2006, 14(3): 380 - 385. (BAO Wei-xing, XIE Yong-li, YANG Xiao-hua. A laboratory test study on water and salt migration natural saline soils and associated shear strength changes under freezing and thawing cycles [J]. Journal of Engineering Geology, 2006, 14(3): 380 - 385. (in Chinese))
- [8] JTG E40—2007 公路土工试验规程[S]. 2007. (JTG E40—2007 The methods of soils for highway engineering[S]. 2007. (in Chinese))
- [9] 陈炜韬, 王鹰, 王明年, 等. 冻融循环对盐渍土黏聚力影响的试验研究[J]. 岩土力学, 2007, 28(11): 2343 - 2347. (CHEN Wei-tao, WANG Ying, WANG Ming-nian, et al. Testing study on influence of freezing and thawing circulation on saline soil's cohesion[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, 28(11): 2343 - 2347. (in Chinese))
- [10] 万旭升, 赖远明. 硫酸钠溶液和硫酸钠盐渍土的冻结温度及盐晶析出试验研究[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(11): 2090 - 2096. (WAN Xu-sheng, LAI Yuan-ming. Experimental study on freezing temperature and salt crystal precipitation of sodium sulphate solution and sodium sulphate saline soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(11): 2090 - 2096. (in Chinese))
- [11] 高娟, 赖远明. 冻结盐渍土三轴剪切试验过程中的损伤及压融分析[J]. 岩土工程学报, 2018, 40(4): 707 - 715. (GAO Juan, LAI Yuan-ming. Damage and pressure melting analysis of frozen saline soil in the process of triaxial compression tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, 40(4): 707 - 715. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE2019S1056

土工格栅加筋砂土复合体极限承载能力分析

徐超^{1,2}, 梁程²

(1. 同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092; 2. 同济大学土木工程学院地下建筑与工程系, 上海 200092)

摘要: 土工合成材料加筋土桥台可以有效减小桥梁与路基之间的差异沉降, 避免“桥头跳车”现象的发生。为了计算土工合成材料加筋土复合体在设计中承受荷载的安全冗余度, 对其极限承载能力进行了分析。首先讨论了评价加筋土复合体极限承载能力的计算公式, 并提出了该公式是否适用于评价加筋细颗粒土复合体承载性能的问题。然后在平面应变的条件下, 进行了5组土工格栅加筋砂土模型试验和1组无加筋模型试验, 考虑了加筋间距和筋材强度对加筋砂土复合体极限承载能力的影响, 并将试验结果与公式的计算结果进行对比, 发现该公式低估了加筋砂土的承载能力。基于莫尔-库仑破坏准则, 并假定加筋土的破坏面符合朗肯破坏面, 提出了预测加筋砂土极限承载能力的分析模型, 并将模型的计算值与试验值进行对比, 发现两者基本吻合。

关键词: 土工合成材料; 加筋土桥台; 莫尔-库仑准则; 极限承载能力; 平面应变

中图分类号: TU43 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2019)S1-0221-04

作者简介: 徐超(1965—), 男, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事土工合成材料加筋土结构和地基加固方面的科研和教学工作。E-mail: c_axu@tongji.edu.cn。

Ultimate bearing capacity of geogrid-reinforced sand composite

XU Chao^{1,2}, LIANG Cheng²

(1. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China;
2. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: The differential settlement generated between the bridge deck and the approaching road will be eliminated and bridge jump will also be prevented if geosynthetic-reinforced soil abutment is employed. To calculate its safety redundancy in the design, the ultimate bearing capacity of the geosynthetic-reinforced soil composite needs to be computed. Firstly, the model for calculating the ultimate bearing capacity of the geosynthetic-reinforced soil mass proposed by Wu and Pham is analyzed, and whether this model has the capability to predict the ultimate bearing capacity of geosynthetic-reinforced fine grained soil is questioned. To verify this problem, five geogrid-reinforced sand model tests and one unreinforced soil model test are then conducted under plain strain condition. The effects of reinforcement spacing and strength on the ultimate bearing capacity of the geosynthetic-reinforced soil are considered in the model tests. A comparison is made between the test results and those calculated using the model proposed by Wu and Pham. It is found out that the model proposed by Wu and Pham underestimates the ultimate bearing capacity of the geogrid-reinforced sand. Finally, a new analytical model is put forward based on the failure criterion of Mohr-Coulomb and the assumption of Rankine failure surface. The results calculated using the proposed model are coincident well with those obtained from the model tests.

Key words: geosynthetic; geosynthetic-reinforced soil abutment; Mohr-Coulomb criterion; ultimate bearing capacity; plain strain

0 引言

近年来, 土工合成材料加筋土桥台以其造价低、施工方便、抗震性能优良等优点被用在了中小跨度桥梁建设中, 以支撑上部桥梁荷载和交通荷载等^[1-3]。在现有的桥梁设计中, 多采用刚性混凝土桥墩来支撑上部荷载, 以达到规范中对桥梁变形的要求。这就容易使桥梁与路基之间产生差异沉降, 造成“桥头跳车”现象的发生, 特别是在软土地区, 这种现象尤其明显。

如果采用柔性的加筋土结构替换混凝土桥墩, 则可以有效减小桥梁与路基之间的差异沉降^[4]。

尽管美国联邦公路局建议加筋土复合体承担的上部荷载应小于 200 kPa^[5], 但是加筋土承受荷载的安全

基金项目: 科技部国家重点研发计划—政府间国际科技创新合作重点专项 (2016YFE0105800); 国家自然科学基金项目 (41772284)

收稿日期: 2019-04-28

*通讯作者 (E-mail: 92chengliang@tongji.edu.cn)

冗余度也是在设计中需要关注的问题,因此有必要对加筋土复合体的极限承载能力进行分析。为了评价加筋土的力学特性,更好的将加筋土结构应用到桥梁建设中,Elton等^[6]对圆柱形土工织物加筋土进行了无侧向抗压模型试验,考虑了加筋间距和筋材强度对加筋土极限承载能力的影响。Adams等^[7]进行了小型土工织物加筋土桥墩试验,考虑了加筋间距对加筋土复合体整体性能的影响。Wu等^[8]建立了两组原型的有筋土工织物加筋土桥台,分析了筋材强度对加筋土桥台变形特性和极限承载特性的影响。Wu等^[9]则在平面应变的条件下对土工织物加筋土复合体进行了载荷试验,考虑了筋材强度和加筋间距的影响,并且认为在平面应变的条件下更能反映加筋土桥台的承载变形特性。上述模型试验均采用粗颗粒土作为填料,且最大土颗粒粒径大于10 mm,没有考虑砂土或者细颗粒土作为填料时加筋土复合体的极限承载特性。

1 问题的提出

Wu等^[9]提出了一个半经验半理论的计算公式用于估算加筋土复合体的极限承载能力 s_1 :

$$s_1 = \left(s_3 + 0.7 \left(\frac{S_v}{6d_{\max}} \right) \frac{T_f}{S_v} \right) K_p + 2c\sqrt{K_p} \quad (1)$$

式中 s_3 为外部围压 (kPa); S_v 为加筋间距 (m); $d_{\max}$ 为填土最大颗粒粒径 (m); T_f 为筋材极限拉伸强度 (kN/m); K_p 为朗肯被动土压力系数, $K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$, 其中 φ 为填土内摩擦角 ($^\circ$); c 为填土黏聚力 (kPa)。式 (1) 利用表达式 $0.7(S_v/6d_{\max})T_f/S_v$ 将筋材抗拉强度等效为外部围压施加在加筋土复合体上来考虑筋材的加筋作用。但是指数表达式 $0.7(S_v/6d_{\max})$ 随指数的增加会呈现出急剧下降的趋势,尤其是当指数从1增加到10时。如果采用细颗粒土作为填土,而砂土的最大土颗粒粒径通常小于5 mm,这将有可能会低估筋材的加筋作用,从而低估加筋土复合体的极限承载能力。因此有必要讨论式 (1) 是否适用于估算加筋细颗粒土的极限承载能力。

2 模型试验

2.1 试验概况

试验采用自主研发的平面应变试验仪,尺寸为600 mm×285 mm×1000 mm (长×宽×高),如图1所示。在模型箱的前后两侧均采用多条刚性横肋进行加固,以限制模型在荷载条件下在其宽度方向上的变形。在模型两侧分别放置一个气囊来提供试验中所需的围压,围压设定为30 kPa。轴向荷载由液压千斤顶提供。为降低侧壁摩阻力对试验结果的影响,在模型

箱内布设聚四氟乙烯薄膜,并在薄膜与模型接触面上涂一层凡士林,使模型更符合平面应变的条件^[13]。将模型分为10层进行填筑,每层厚度为100 mm,并进行分层压实,采用体积质量控制的方法使填土的相对密实度达到75%。

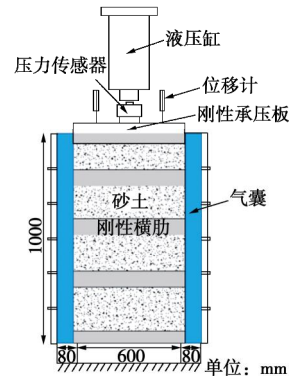


图1 试验装置示意图

Fig. 1 Schematic graph of test apparatus

2.2 试验材料

采用干的石英砂作为此次试验的填土,最大土颗粒粒径为3 mm,筛分曲线如图2所示。通过室内不固结不排水三轴试验确定填土的内摩擦角为 39° ,黏聚力为0 kPa。

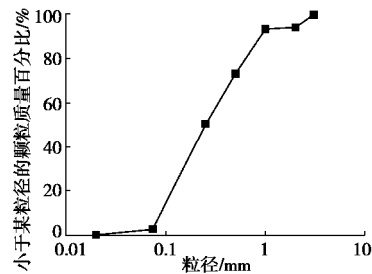


图2 砂土级配曲线

Fig. 2 Grain-size distribution curves of sand

加筋材料选用极限抗拉强度为20, 30 kN/m两种不同的聚丙烯双向土工格栅。对于抗拉强度为20 kN/m的格栅,当拉伸应变为2%和5%时,受到的拉力分别为7.6, 14.5 kN/m。对于抗拉强度为30 kN/m的格栅,当拉伸应变为2%和5%时,受到的拉力分别为9.4, 19.8 kN/m。筋材采用全断面铺设的方式,其纵向与模型长度方向一致。

2.3 试验方案

为获得评价加筋土复合体极限承载能力的荷载-变形曲线,在液压千斤顶和加载板之间布设压力传感器用于记录轴向荷载,在荷载板两端布设两个差动式位移计用于监测模型顶部在荷载作用下的沉降,具体布设情况见图1。

一共进行了6组模型试验,详细的试验方案设置

见表 1。试验中, 轴向荷载采用分级加载的方式, 每级荷载增量为 25 kPa, 直到模型破坏后停止加载。在每级荷载作用下稳定 10 min 使模型的变形达到稳定状态, 再施加下一级荷载。

表 1 试验方案

Table 1 Test plans

试验编号	拉伸强度 T_f /kN/m	加筋间距 S_v /m
T1	20	0.33
T2		0.25
T3		0.20
T4	30	0.33
T5		0.25
T6	—	—

注: 试验 T6 为无加筋试验。

2.4 极限承载能力对比分析

将 5 组加筋试验得到的极限承载力值与式 (1) 计算得到的极限承载力值进行对比, 结果见图 3。随着加筋间距和筋材强度的变化, 式 (1) 得到的计算值基本没有发生改变, 并且远小于试验值, 这说明式 (1) 远远低估了加筋砂土复合体的极限承载能力。

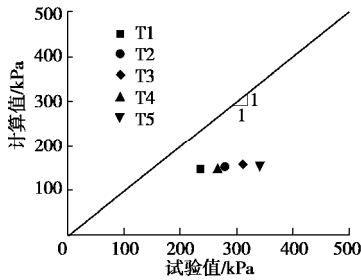


图 3 试验值与式 (1) 计算值对比

Fig. 3 Comparison between test and calculated results using Eq.(1)

2.5 破坏模式分析

试验结束后, 发现土工格栅发生断裂, 在二维平面内将每组试验中土工格栅的破坏点进行连接, 发现该破坏面与水平面的夹角基本符合朗肯破坏面的假定。这与 Saghebfar 等^[7]通过对整体式加筋土桥台分析得到的结果一致。

3 理论分析

3.1 计算模型的提出

根据上述平面应变的试验结果, 假定加筋土复合体在极限状态下的破坏面符合朗肯破坏面, 即破坏面与水平面的夹角为 $\theta = 45^\circ + j_{ps}/2$, 如图 5 所示, 其中 j_{ps} 为填土在平面应变条件的内摩擦角, 可通过填土在三轴状态下的内摩擦角 j_{ts} 求得^[10]

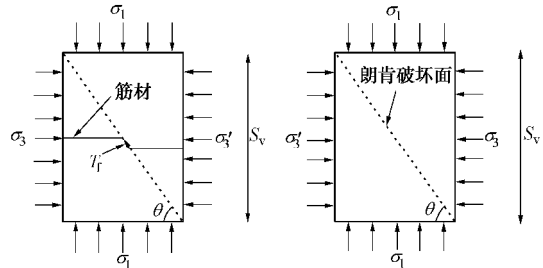
$$j_{ps} = 1.5j_{ts} - 17^\circ \quad (2)$$

选取高度为 S_v , 筋材位于 $S_v/2$ 位置处的单元体作为研究对象, 这样可以忽略单元体边界面上的剪应力^[11], 竖直方向和水平方向可分别视为最大和最小主应力方

向, 受力分析如图 4 (a) 所示。同时假定在极限状态下, 破坏面处筋材轴力的方向与破坏面的方向一致。本文将加筋作用等效为外部围压施加在单元体上, 受力分析如图 4 (b) 所示。最后土体受到的围压, s'_3 , 为原有围压与筋材提供的等效围压之和, 即

$$s'_3 = s_3 + \Delta s_{3r} \quad (3)$$

式中, s_3 为试验中施加在加筋土复合体外部的围压, Δs_{3r} 为由于筋材加筋作用产生的等效围压。



(a) 有筋材时的受力分析 (b) 将加筋作用等效为外部围压时的受力分析

图 4 单元体受力分析

Fig. 4 Stress analysis of an element of reinforced soil

为了计算等效围压 Δs_{3r} , 取单元体中滑动面为研究对象 (图 5)。首先将筋材轴力等效为破坏面上增加的剪应力, 并且假定该剪应力在 $S_v/2$ 范围内随着距筋材距离的增加呈线性降低的趋势。在 $S_v/2$ 位置处, 剪应力增量等于 0, 在筋材位置处, 剪应力增量有最大值。则剪应力增量的平均值 $\Delta t_{f,r}$, 可以表示为

$$\Delta t_{f,r} = \frac{T_f \sin q}{2S_v} \quad (4)$$

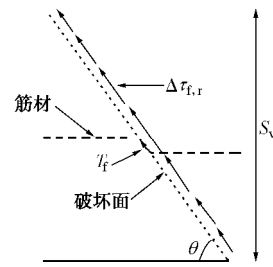


图 5 假定的剪应力增量沿滑动面上的分布形式

Fig. 5 Assumed distribution of increased shear stress along failure surface

根据莫尔-库仑破坏准则, 对于素土的抗剪强度, $t_{f,ur}$, 可以表示为

$$t_{f,ur} = s_{ur} \tan j_{ps} + c \quad (5)$$

式中, s_{ur} 为素土破坏面上的正应力, 其与素土受到的最大主应力 $s_{1,ur}$ 和最小主应力 $s_{3,ur}$ 之间的关系为

$$s_{ur} = \frac{1}{2}(s_{1,ur} + s_{3,ur}) + \frac{1}{2}(s_{1,ur} - s_{3,ur}) \cos 2q \quad (6)$$

且

$$s_{1,ur} = s_{3,ur} \tan^2 q + 2c \tan q \quad (7)$$

将式 (6), (7) 代入式 (5) 中就可以求得素土的

抗剪强度 $t_{f,ur}$ 。同理加筋土的抗剪强度, $t_{f,ur} + \Delta t_{f,r}$, 可以表示为

$$t_{f,ur} + \Delta t_{f,r} = s_r \tan j_{ps} + c, \quad (8)$$

式中, s_r 为加筋土破坏面上的正应力。利用 $s_{1,r}$ 和 $s_{3,r}$ 分别替换式 (6), (7) 中的 $s_{1,ur}$ 和 $s_{3,ur}$, 就可以求得加筋土在极限状态下的等效围压 $s_{3,r}$:

$$s_{3,r} = \frac{T_f \sin q}{S_v \tan j_{ps}} \cdot \frac{1}{\tan^2 q + 1 + (\tan^2 q - 1) \cos 2q} + s_{3,ur}, \quad (9)$$

则可求得由于筋材加筋作用产生的等效围压 $\Delta s_{3,r}$ 再结合式 (3), 就可以求得加筋土的极限承载力 s_1 。

3.2 模型验证

为验证模型的合理性, 并将加筋土复合体极限承载能力的计算值与试验值进行比较(图6)。可以看出, 计算值与试验值基本吻合, 说明该模型能很好的对加筋砂土复合体的极限承载能力进行评价。

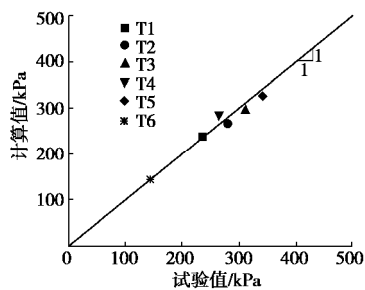


图6 理论计算值与试验值对比

Fig. 6 Comparison between test and calculated results using proposed model

4 结 语

本文首先对 Wu 等提出的评价加筋土极限承载能力的计算模型进行了讨论, 然后设计并完成了 5 组土工格栅加筋砂土模型试验和 1 组无加筋模型试验。通过与试验结果对比, 发现 Wu 等提出的计算公式低估了加筋砂土复合体的极限承载能力。在此基础上, 基于莫尔库仑破坏准则, 提出了评价土工格栅加筋砂土承载能力的计算模型。

参考文献:

- [1] ADAMS M T, NICKS J E, STABILE T, et al. Geosynthetic reinforced soil integrated bridge system interim implementation guide[R]. Final Report, FHWA-HRT-11-026. McLean: Federal Highway Administration, 2011.
- [2] ADAMS M T, NICKS J E, STABILE T, et al. Geosynthetic reinforced soil integrated bridge system synthesis report[R]. Final Report, FHWA-HRT-11-027. McLean: Federal Highway Administration, 2011.
- [3] SAGHEBFAR M, ABU-FARSAKH M, ARDAH A, et al. Performance monitoring of geosynthetic reinforced soil integrated bridge system (GRS-IBS) in Louisiana[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2017, 45(2): 34 - 47.
- [4] HELWANY S M B, WU J H T, FROESSL B. GRS bridge abutments-and effective means to alleviate bridge approach settlement[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2003, 21(3): 177 - 196.
- [5] BERG R R, CHRISTOPHER B R, SAMTANI N. Design and construction of mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes-Volume I [R]. Washington D C: Dept. of Transportation, 2009.
- [6] ELTON D J, PATAWARAN M A B. Mechanically stabilized earth reinforcement tensile strength from tests of geotextile-reinforced soil[R]. Washington D C: Transportation research record 1868, Transportation research board, 2005.
- [7] ADAMS M T, KETCHART K, WU J T H. Mini pier experiments: geosynthetic reinforcement spacing and strength as related to performance[C]// Geosynthetics in Reinforcement and Hydraulic Applications, Geotechnical Special Publication 165, Geo-Denver 2007, ASCE. Reston, 2007.
- [8] WU J T H, LEE K Z Z, PHAM T. Allowable bearing pressures of bridge sills on GRS abutments with flexible facing[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2006, 132(7): 830 - 841.
- [9] WU J T H, PHAM T Q. Load-carrying capacity and required reinforcement strength of closely spaced soil-geosynthetic composites[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2013, 139(9): 1468 - 1476.
- [10] LADE, P V, LEE K L. Engineering properties of soils[R]. Report UCLA-ENG-7652, Department of Civil Engineering, University of California. Los Angeles, 1976.
- [11] ADIB M E. Internal lateral earth pressure in earth walls[D]. University of California. Berkeley, 1988.

(责编: 胡海霞)

DOI: 10.11779/CJGE2019S1057

电磁波 CT 技术在钻孔灌注桩后压浆效果检测中的应用研究

黄生根, 胡永健*, 付卓, 李忠爽

(中国地质大学(武汉)工程学院, 湖北 武汉 430074)

摘要: 利用 MATLAB 对不同后压浆情况进行数值模拟, 对水泥浆的扩散方式和加固区的形态分布规律进行了分析研究, 并结合台州湾杜下浦大桥桥桩 CT 检测成果, 得到以下主要结论: ①ART 和 SIRT 算法均是收敛的, ART 算法迭代 10 次, SIRT 算法迭代 50 次, 反演结果已趋于稳定; ②基于直射理论的 ART 和 SIRT 算法均可以识别出模型桩体下界面、桩端固结体形态和浆液上返高度, 但整体而言 SIRT 算法效果更好; ③台州湾杜下浦大桥的桥桩试验表明, 根据反演结果推测的压浆前后桩周地下介质分布状态与实际情况有较好的符合度, 这一定程度上体现了数值模拟中所总结的压浆效果识别规律在工程实际中的适用性。

关键词: 电磁波; 后压浆; CT; 吸收系数

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)S1-0225-04

作者简介: 黄生根(1967—), 男, 博士, 教授, 主要从事桩基础、地基处理和基坑等方面的教学和科研。E-mail: huangshgr@163.com。

Application of cross-hole electromagnetic wave CT in detection of post-grouting effect

HUANG Sheng-gen, HU Yong-jian, FU Zhuo, LI Zhong-shuang

(College of Engineering, China University of Geosciences, Wuhan 430074, China)

Abstract: Different post grouting conditions are simulated by using MATLAB, and the laws of the diffusion pattern of the cement slurry and the distribution of the shape of the reinforcement zone are analyzed. Combined with the CT detection results of piles of Duxiapu Bridge in Taizhou Bay, the following main conclusions are drawn: (1) ART and SIRT algorithms are convergent, the inversion results become stable when the ART algorithm iterates 10 times and the SIRT algorithm iterates 50 times. (2) Both the ART and SIRT algorithms based on the straight-line theory can identify the interface of the model piles, the shape of the pile-end consolidation, and the height of the slurry, and the SIRT algorithm is better in general. (3) The pile tests of Duxiapu Bridge in Taizhou Bay show that the distribution of underground media around the piles predicted by the inversion results is in good agreement with the actual situation, which reflects the applicability of the identification laws of the grouting effect summarized in numerical simulation in engineering practice to some extent.

Key words: electromagnetic wave; post grouting; CT; absorption coefficient

0 引言

目前国内外对钻孔灌注桩的后压浆加固机理的研究主要集中在基桩承载力试验数据的统计分析上, 理论研究远落后于工程实践^[1], 本文从可视化角度检测后压浆固结体在地层中的形态分布, 评价后压浆的加固效果, 为进一步研究后压浆的加固机理提供依据。目前, 国内外检测压浆后浆液固结体形态分布的手段主要有钻孔取芯法, 超声波 CT 法等, 取得了一定的成果。但传统的检测手段还存在着一些问题: 钻孔取芯法不能反映出后压浆加固体的整体分布形态; 超声

波 CT 法的能量衰减太快, 容易发生散射。电磁波 CT 技术作为一种物探手段, 工作周期短, 设备集成化程度高, 主要利用地层中不同介质对电磁波吸收程度不同, 通过反演介质吸收系数推测地层中介质的分布。因其透射距离远, 分辨率高, 适用范围广, 工作效率高, 近些年来受到学者关注。作为辅助手段, 曾被试验性的应用到压浆效果检测上, 但是目前还缺乏系统

收稿日期: 2019-04-28

*通讯作者 (E-mail: hyitech@163.com)

的理论研究, 依旧处于探索阶段。因此, 研究井间跨孔电磁波 CT 技术在压浆效果检测上的应用有着很大的理论和经济意义^[2-5]。

1 跨孔电磁波 CT 工作原理

跨孔电磁波 CT 设备由主机、发射端和接收端 3 部分组成, 工作时在观测目标两侧布置发射井和接收井。根据电磁波传播理论, 电磁波的发射场强 E_0 与接收场强 E 之间存在关系:

$$E = E_0 \frac{e^{-br}}{r} f(q) \sin q \quad , \quad (1)$$

式中, b 为介质对电磁波的吸收系数, r 为收发点之间的距离, q 为接收点处天线与电场方向的夹角, $f(q)$ 为收发天线方向因子。

在工程地质领域, 影响介质电磁参数性质的因素主要是含水率、密实度和完整性等。基桩周围土体的完整性和结构性差、含水率高, 而桩体、水泥浆固结体含水率低、密实度高, 在对电磁波的吸收系数上必然存在较大差异。层析成像时, 即根据发射场强 E_0 和接收场强 E , 反演地下介质对电磁波的吸收系数 b , 再根据吸收系数变化情况推断地下介质的分布状态。

2 图像重建算法数值模拟分析

目前主要应用结果稳定, 可控性高的代数法进行反演。考虑到工程实际中可靠、经济的原则, 运用 ART 和 SIRT 两种代数法进行反演计算, 分析这两种算法的反演效果和识别规律, 达到指导实际生产的目的。

2.1 数值模型建立

为研究方便, 只考虑后压浆的渗透胶结和挤密作用, 并将研究目标近似化为规则几何体, 通过 MATLAB 软件编程, 构建如图 1 所示的 3 种桩土模型, 进行压浆前后的数值模拟试验研究。3 种介质模型的观测系统均采用定发装置, 发射和采样间隔均为 1 m。初始电场常数为 -5 dB, 发射频率为 4 MHz。

压浆前桩土模型如图 1 (左) 所示, 模型为 60 m × 10 m 的探测剖面, 网格划分为 60 m × 10 m, 左右两侧分别为发射孔和接收孔。中部设置一根均质基桩, 桩长 50 m、桩径 2 m, 桩体的吸收系数为 0.1 Np/m; 桩体外为土体, 根据工程经验, 吸收系数设置为 1 Np/m。

桩端压浆模型如图 1 (中) 所示, 根据现有后压浆加固理论和工程经验, 一般认为压浆时会在压浆点形成水泥浆固结体, 且浆液沿桩侧上返, 并通过挤密、渗透作用, 改善桩周土体的工程性质。据此, 在压浆前模型基础上, 在桩端设置 4 m × 3 m 固结体, 吸收系数设为 0.3 Np/m。将挤密和渗透胶结作用区统一用

挤密区表示。在桩端固结体四周及以上 15 m 桩侧范围内, 设置厚度为 1 m 的挤密区, 吸收系数设为 0.6 Np/m。

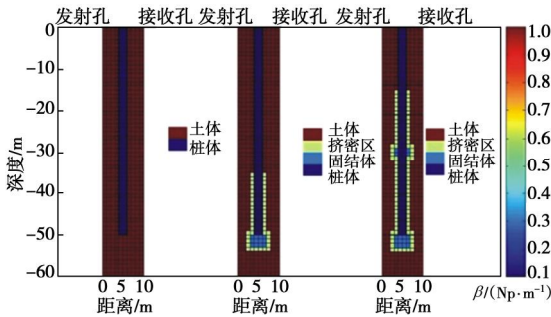


图 1 桩土模型

Fig. 1 Pile-soil model

桩端桩侧压浆模型如图 1 (右) 所示, 在压浆前模型基础上, 在桩端设置 4 m × 3 m 固结体, 在桩侧 30 m 深度处设置两个 1 m × 2 m 固结体, 并在固结体外侧和桩侧 15 m 深度范围下设置厚度 1 m 的挤密区, 以模拟桩端和桩侧同时压浆, 各区吸收系数设置同前。

2.2 反演迭代次数讨论

分别运用 ART 和 SIRT 算法, 对压浆前桩土模型进行模拟反演, 分析两种算法的反演迭代次数与结果收敛性的关系。

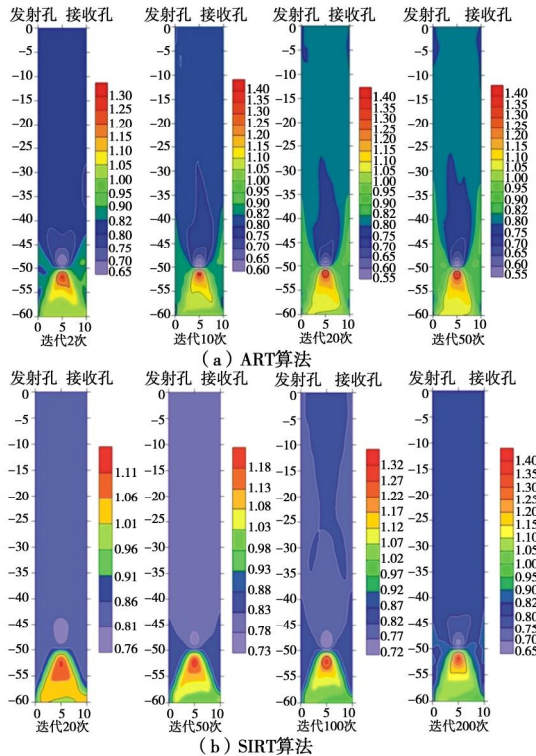


图 2 算法收敛性与迭代次数的关系

Fig. 2 Relationship between convergence and number of iterations

图 2 (a) 显示了采用 ART 算法分别迭代 2 次、10 次、20 次和 50 次的反演结果。图 2 (b) 显示了 SIRT 算法选取分别迭代 20 次、50 次、100 次和 200 次的反演结果。对比两种算法的反演效果, 可以得出

如下结论: 两种反演算法均可收敛, ART 算法迭代 10 次, SIRT 算法迭代 50 次时, 反演结果已趋于稳定。

2.3 压浆模型模拟结果分析

根据前文结论, 采用 ART 算法迭代 10 次, SIRT 算法迭代 50 次, 限制接收角为 45°, 分别对桩端压浆和桩端桩侧压浆模型进行模拟反演, 结果如图 3 所示。

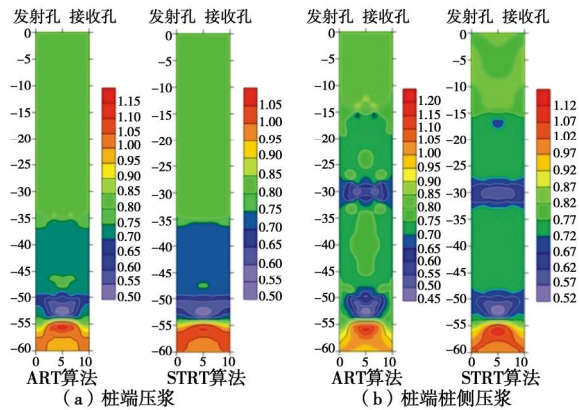


图 3 压浆后反演结果

Fig. 3 Inversion results after post grouting

分析图 3 (a): 在 50~53 m 深度处存在矩形异常区, 吸收系数较小, 约为 0.5 Np/m, 判断为压浆固结体; 在 35~50 m 深度处存在较大块状异常区, 吸收系数约为 0.7 Np/m, 判断为上返挤密区。

分析图 3 (b): 在 50~53 m 深度处和 31~32 m 深度处存在矩形异常区, 吸收系数较小, 为 0.5~0.55 Np/m, 判断为压浆固结体; 在 15~29 m 深度处和 31~50 m 深度处存在较大块状异常区, 吸收系数约为 0.7~0.75 Np/m, 判断为上返挤密区。

此外, ART 算法对固结体识别敏感, 但边界扭曲, 并在固结体棱角附近有极化的对称异常区, 会干扰对上返挤密区的识别。当桩土压浆模型变得复杂, ART 算法反演稳定性下降, 虚假异常增多。而 SIRT 算法虽然对固结体竖向边界识别稍差, 但是稳定性更好。

3 现场试验

3.1 工程概况

试验桩选取浙江省台州湾杜下浦大桥左幅 7 号桥墩的 7-2 号和 7-3 号基桩进行后压浆效果电磁波 CT 检测。设计桩长 56 m, 桩径 1.5 m。桥址区揭露地层如图 4 所示。基桩均采用桩端直管压浆, 压浆量为 4.2 t, 水灰比为 0.4。检测孔为 Φ60PVC 管, 桩内管长 57 m, 桩外管长 60 m。检测孔布置信息见图 5 和表 1。

表 1 检测剖面 and 孔距

Table 1 Number of detection profile and distances between holes							
剖面	C1-C3	C6-C1	C6-C2	C6-C3	C5-C3	C6-C5	C6-C4
孔距/m	8.75	9.80	4.60	4.15	5.65	6.90	4.55

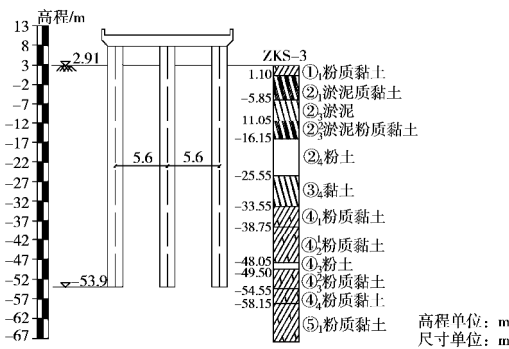


图 4 7 号桥墩地层剖面图

Fig. 4 Stratigraphic profile of pier No. 7

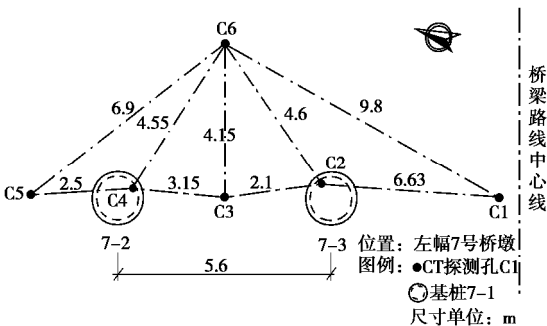


图 5 桩位与 CT 检测孔布置图

Fig. 5 Layout of pile position and CT detection holes

3.2 试验结果分析

试验依据对比原则, 分别对压浆前后的基桩进行检测。反演采用 SIRT 算法。压浆前后的反演分别利用压浆前桩土模型和桩端压浆模型。并将反演结果分为跨桩和桩侧剖面两组。

跨桩剖面反演结果如图 6 所示。分析可知, 桩端压浆前, 55~56 m 深度处出现分界面, 推断为基桩下界面。跨桩剖面的吸收系数偏大是由桩内钢筋笼对电磁波的干扰所致。桩端压浆后, C1-C3 剖面底部靠 C3 方向吸收系数减小为 0.98 Np/m, 推断 7-3 号桩桩端固结体向 C3 方向形成单向扩大头, 横向分布范围 2 m 左右, 浆液上返效果不明显。C5-C3 剖面底部吸收系数减小明显, 约为 0.7 Np/m, 推断 7-2 号桩浆液分别向 C3 和 C5 方向扩散, 形成较均匀的固结体, 横向范围超过 3 m; 55~40 m 深度吸收系数减小为 1.4 Np/m, 推断为浆液上返区, 上返高度 15 m。

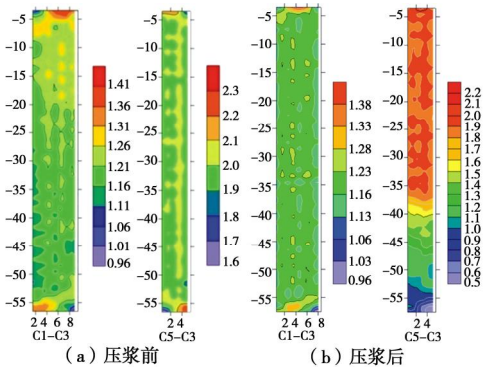


图 6 跨桩剖面视吸收系数分布

Fig. 6 Distribution of apparent absorption coefficient across piles

基桩压浆前后桩侧剖面的反演结果见图 7。分析可知, 桩端压浆之前各剖面吸收系数普遍较大, 这与桩侧土体主要为淤泥质粉质黏土和粉质黏土, 结构破碎、含水率高, 电磁波衰减迅速的实际情况相符。C6-C2、C6-C3 和 C6-C4 剖面吸收系数均大于 2 Np/m , 表明靠近桩体的剖面钢筋笼影响依然存在。桩端压浆后, 各剖面底部吸收系数均有所减小。说明压浆浆液对周围土体进行了渗透固结和挤压, 使桩侧土体的密实度等提高明显。同时, 各剖面吸收系数减小高度根据离桩体距离不同而异。距离桩体最近的 C6-C2、C6-C3 和 C6-C4 剖面高度相对较大, 约 $10 \sim 15 \text{ m}$, 与图 6 中跨桩剖面所反映的上返高度基本吻合。C6-C1 剖面 and C6-C5 剖面距离桩体稍远, 探测到的高度范围稍小, 约 $2 \sim 6 \text{ m}$ 。

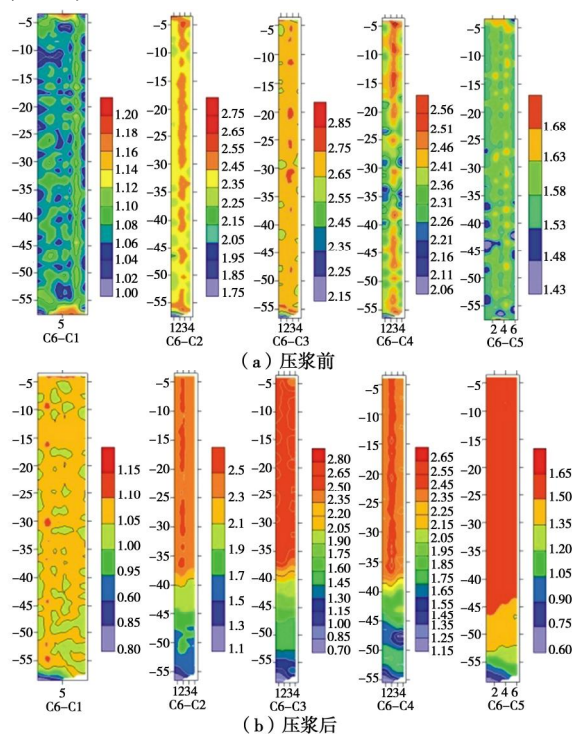


图 7 桩侧剖面视吸收系数分布

Fig. 7 Distribution of apparent absorption coefficient around piles

杜下浦大桥桥桩 CT 试验表明, 根据反演结果推测的压浆前后桩周地下介质分布状态与实际情况有较好的符合度, 这一定程度上体现了数值模拟中所总结的压浆效果识别规律的适用性, 可以发展成为一种新的基桩后压浆效果检测方法。

4 结 论

本文通过建立不同压浆模型, 根据模拟结果分析了 ART 和 SIRT 反演算法的特点、迭代次数的选择和地下介质识别规律, 并通过实际工程应用, 取得了较好的效果。得到如下结论:

(1) ART 和 SIRT 算法均是收敛的, ART 算法迭代 10 次, SIRT 算法迭代 50 次, 反演结果已趋于稳定。

(2) ART 算法对固结体的识别敏感, 但是边界扭曲, 并在固结体棱角附近出现极化的对称异常区, 对上返挤密区识别不利。且当桩土压浆模型变得复杂, ART 算法反演稳定性下降, 虚假异常增多。而 SIRT 算法虽然对固结体竖向边界识别稍差, 但是稳定性更好。

(3) 台州湾杜下浦大桥的桥桩试验表明, 根据反演结果推测的压浆前后桩周地下介质分布状态与实际情况有较好的符合度, 这在一定程度上反映了数值模拟所总结的压浆效果识别规律在工程实际中的适用性。

参考文献:

- [1] 黄生根, 彭从文. 灌注桩后注浆技术原理与工程实践[M]. 北京: 中国地质大学出版社, 2016. (HUANG Sheng-gen, PENG Cong-wen. Principle and engineering practice of post-grouting technology[M]. Beijing: China University of Geosciences Press, 2016. (in Chinese))
- [2] 何 剑, 赵海生, 谷秀萍, 等. 后注浆桩灌注的检测技术[C]// 中国西北部重大工程地质问题论坛. 西安, 2002. (HE Jian, ZHAO Hai-sheng, GU Xiu-ping, et al. Inspection technique of concrete filling pile after grout injection[C]// Forum on Major Engineering Geology Issues in Northwest China. Xi'an, 2002. (in Chinese))
- [3] 黄生根, 龚维明. CT 技术在超长桩后压浆效果检测中的应用研究[C]// 第一届中国水利水电岩土力学与工程学术讨论会. 昆明, 2006. (HUANG Sheng-gen, GONG Wei-ming. Application of CT technology in the detection of super-long pile post-grouting effect[C]// The 1st China Water Conservancy and Hydropower Geotechnical and Engineering Symposium. Kunming, 2006. (in Chinese))
- [4] 黄永林, 刘建达, 许汉刚, 等. 用超声波 CT 检测深桩基础压浆的分布与成形[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(9): 1148 - 1152. (HUANG Yong-lin, LIU Jian-da, XU Han-gang, et al. Checking distribution of post grouting at bottom of long piles by ultrasonic CT[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28(9): 1148 - 1152. (in Chinese))
- [5] 李昌驭, 赵建华, 许 斌, 等. 钻孔灌注桩桩端后压浆机理及效果检测[J]. 工程质量, 2005(2): 46 - 49. (LI Chang-yu, ZHAO Jian-hua, XU Bin, et al. Mechanism & performance test of bored pile with post grouting at base[J]. Engineering Quality, 2005(2): 46 - 49. (in Chinese))

(责编: 胡海霞)

DOI: 10.11779/CJGE2019S1058

约束固化土承载特性和机理初探

刘金龙¹, 李世洋^{2,1}, 刘兴华¹, 李建平¹, 高政国², 黄新²

(1. 北京中岩大地科技股份有限公司, 北京 100041; 2. 北京航空航天大学交通学院, 北京 100191)

摘要: 将液性指数为 0.26~1.19 的土样与含不同比例膨胀组分的固化剂拌合制备固化土, 并填充于约束刚度不同、外径 11 cm、高 20 cm 的 PVC 筒中养护成型。测定固化土养护期间约束体的环向应变。分别对去除约束体的无约束固化土和带约束体的约束固化土进行轴压试验, 测定试件的环向应变、竖向位移与荷载的关系。得出以下结论: ①在固化剂掺量相等的条件下, 约束固化土的极限承载力约为常规无约束固化土的 5 倍; 根据约束固化土极限承载力和核芯固化土面积计算的视强度可达 30 MPa 以上。②将约束体和膨胀性固化剂结合, 可提高膨胀组分的比例以提高 AFt 的生成量、提高孔隙填充率, 从而提高核芯固化土强度; AFt 的膨胀给核芯固化土施加预压应力, 进一步提高约束体对核芯固化土的约束能力; 这些效应的综合作用使约束固化土获得更高的承载力。③约束固化土荷载-位移曲线呈现斜率较大的线性阶段, 近似线性、斜率较小的阶段 2, 斜率几乎为零的阶段 3。④约束固化土在线性阶段, 主要由结构保持整体性的核芯固化土承受荷载; 阶段 2, 固化土结构逐步解体, 约束体承受的荷载逐步增加; 约束固化土破坏均因约束体失效。

关键词: 固化土; 约束; 膨胀; 预应力; 承载特性

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)S1-0229-04

作者简介: 刘金龙(1990—), 男, 贵州遵义人, 硕士, 主要从事岩土工程及污染场地控制与修复研究。E-mail: ljliong817@163.com。

Bearing characteristics and mechanism of confined stabilized soils

LIU Jin-long¹, LI Shi-yang^{2,1}, LIU Xing-hua¹, LI Jian-ping¹, GAO Zheng-guo², HUANG Xin²

(1. Zhongyan Technology Co., Ltd., Beijing 100041, China; 2. School of Transportation Science and Engineering, Beihang University, Beijing 100191, China)

Abstract: The stabilized-soil cylinders are made by mixing the soil samples with the relative water content from 0.26 to 1.19 with the binders containing different contents of expansive components, and then they are put into PVC constraint tubes with length of 20 cm, external diameter of 11 cm and different confinement stiffnesses. The hoop expansion strains of the constraint pipes are measured during curing period. The compressive experiments on the cylinders are carried out, which are pressed respectively with and without the constraint pipes. The load-hoop strain curves of the cylinders, load-displacement curves and the failure modes of the cylinders are recorded. The conclusions are as follows: (1) The bearing capacities of the confined cylinders are 5 times those of the unconfined ones made of the ordinary binder with the same binder content. The equivalent strength of the confined stabilized soils can reach more than 30 MPa, which is calculated according to the data of its bearing capacity and cross-sectional area. (2) Combining the constraint with the binder containing expansive components results in unique effects: the binder expansion is confined to compact the core-stabilized soils so as to increase the strength obviously. The prestress upon the core-stabilized soils can be built, which with the hoop constraint the core-stabilized soils are made to be in triaxial compressive stress state under bearing load. (3) The load-displacement curve of the confined cylinders shows three stages: linear stage 1, approximately linear stage 2 with smaller slope and stage 3 with almost zero slope. (4) At the stage 1 the core-stabilized soils resist vertical load as a cemented entirety, at the stage 2 they are crushed gradually into pieces and resist further increasing load with help of hoop constraint force, and reach the ultimate bearing capacity because of the constraint losing its effectiveness.

Key words: stabilized soil; confinement; expansion; prestress; bearing characteristic

0 引言

在近海岛礁的基本建设中, 不可避免地会遇到软土地基处理问题。例如: 对海底沉积的淤泥类软土场

基金项目: 国家自然科学基金项目(51578033)

收稿日期: 2019-04-28

地、或疏浚淤泥吹填的场地需要进行地基处理。岛礁施工应尽可能地利用原地资源；此外，海底淤泥或海水存在盐类对水泥产生腐蚀的风险，必须考虑地基处理材料抵抗盐类腐蚀的耐久性问题。同样的问题也出现在内陆一些盐渍土地区，例如青海省格尔木盐湖带地区。中岩大地科技股份有限公司提出了一种新的地基处理技术：将软土与含高比例膨胀组分的固化剂拌和后密实填充在置于地基中、具有足够高拉伸模量和强度的约束体长筒内，形成约束固化土桩。

关于约束固化土，除文献[1]报道了初步的探索性试验结果外，尚未见有相关研究文献报道。本文通过对约束固化土圆柱体试件进行轴压试验，对其承载特性和机理进行初步探讨。

1 试验材料与方法

天然土的物理性质指标： $w=20\%$ ， $G_s=2.61$ ， $e=0.66$ ， $w_L=28.9\%$ ， $w_p=12.7\%$ 。

固化剂包含胶结组分和膨胀组分两类材料，前者主要产生水化硅酸钙（CSH），后者主要产生水化硫铝酸钙（AFt），AFt形成过程固相体积增长约120%。

PVC管约束体的外径和长度分别为11，20 cm，其弹性模量和强度分别为3663，31.89 MPa。

固化土的制备按JGJT 233进行。PVC管内壁涂油并覆盖塑料薄膜，将拌合好的固化土分10层依次压入其中。用保鲜膜将试件裸露面封好，垂直放在水中，置于温度约为20℃、湿度约为42%的室内养护28 d；期间在各试件顶面放置约10 kg重物阻止固化土竖向膨胀。第28天将无约束固化土试件的PVC管破除。每组取两个试件在约束管的一半高度处环向对称粘贴两个3 mm×2 mm丝绕式应变片，采集其成型两周的膨胀应变数据。

在约束固化土试件（Y试件）的一半高度处环向对称粘贴两个3 mm×2 mm丝绕式应变片；在无约束固化土试件（N试件）的一半高度处环向对称粘贴两个60 mm×5 mm箔式应变片。应变片的灵敏系数和电阻值分别是 $2.08\pm1\%$ ， $120\pm0.1\Omega$ 。应变数据用JC-4A静态应变仪采集。用电液伺服万能试验机以0.1 kN/s的速度加载。轴压Y试件时为保证只有核心固化土受压，将两块直径略小于PVC内径的铁块分别放置于Y试件的顶、底面。

2 试验结果与分析

观测养护期间固化土体积膨胀产生的约束体环向应变（HES），轴压试验过程记录试件的荷载-位移曲线、荷载-环向应变曲线、破坏模式和破坏荷载。试验方案和测试结果如表1所示，约束刚度（CFS）

为约束体的拉伸模量和壁厚的乘积， E/C 为固化剂中膨胀组分与胶结组分的质量比； BC 为固化剂与土样的质量百分比； w 为制作固化土试件的土样含水率；比例极限荷载（BPL）取荷载-位移曲线中线性段与之后近似线性段交点处荷载。所有试件均在约束体中成型，Y试件带着约束体进行轴压试验，而对应的N试件则去除约束体。每类试件为两个，试验结果取平均值。

图1为Y试件典型破坏形态，试件发生明显鼓出；图2（a）为对应的核芯固化土破坏形态；其上有一系列大约正负45°的细裂缝。图2（b）为N试件典型破坏形态，以产生数条垂直裂缝而告破坏。图3为典型试件的荷载-环向应变曲线和荷载-位移曲线；竖轴左侧为荷载-环向应变曲线，竖轴右侧为荷载-位移曲线，其中粗实线为Y试件的，细实线为N试件的。



图1 典型约束固化土试件的破坏形态

Fig. 1 Failure mode of a typical confined cylinder

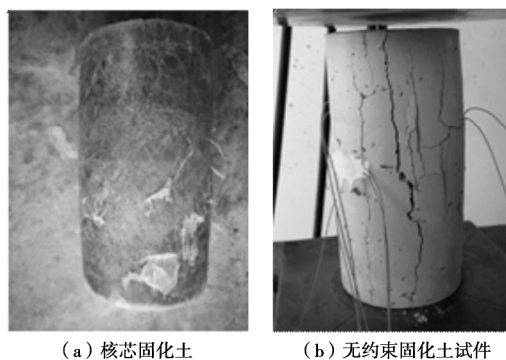


图2 固化土破坏形态

Fig. 2 Failure modes of typical stabilized soils

2.1 约束固化土的承载特性

图3荷载-位移曲线可见：N试件的变形随着荷载增加线性增长，随后在无明显变形时突然破坏；其破坏是由于横向拉应变超过固化土极限拉应变而在试件中部产生张拉裂缝。Y试件荷载-位移曲线呈现3个阶段：大斜率线性的阶段1，近似线性、斜率较小的阶段2，几乎水平的阶段3。Y试件在阶段1终点处的变形与N试件的极限变形大体相当，而Y试件极限荷载处的应变大约为10%~15%。

表 1 圆柱型试块的试验方案和结果
Table 1 Experiment schemes and results of cylinders

编号	E/C	BC/%	w/%	CFS/GPa	圆柱试块承载力/kN		BPL/kN	HES(μ)
					无约束	有约束		
A-1	0.64	10	17	0.52	47.57	202.39	75.00	0.191
A-2	0.64	16	17	0.52	55.03	217.59	83.91	0.621
A-3	0.64	19	17	0.52	64.12	223.43	100.24	0.779
A-4	0.64	25	17	0.52	67.84	237.00	107.34	1.088
B-1	0.64	16	17	0.52	55.03	217.59	83.91	0.621
B-2	0.64	16	23	0.52	44.83	178.47	80.67	0.479
B-3	0.64	16	26	0.52	39.45	158.18	66.76	0.380
B-4	0.64	16	32	0.52	33.80	136.73	56.48	0.273
C-1	0.64	16	17	0.16	41.68	93.78	53.66	1.588
C-2	0.64	16	17	0.25	52.10	125.42	70.18	1.179
C-3	0.64	16	17	0.41	53.48	163.61	78.50	0.782
C-4	0.64	16	17	0.52	55.03	217.59	83.91	0.621
D-1	0.00	16	17	0.52	40.53	184.43	50.31	0.000
D-2	0.34	16	17	0.52	59.87	215.64	96.28	0.442
D-3	0.52	16	17	0.52	64.84	218.87	107.52	0.574
D-4	0.64	16	17	0.52	55.03	217.59	83.91	0.621
E-2	0.00	16	17	0.52	40.53	184.43	45.31	0.000
E-3	0.00	19	17	0.52	45.25	193.64	50.34	0.000

表 1 所示: BC 相等时, 含膨胀组分固化剂的 Y 试件的 BPL 和极限承载力分别为无膨胀组分固化剂的 N 试件的极限承载力的 2.07, 2.22 倍和 5.37, 4.94 倍(对比 A-2、A-3 与 E-2、E-3)。Y 试件的 BPL 和极限承载力都明显高于对应的 N 试件的极限承载力。Y 试件的极限承载力是对应 N 试件的 2.25~4.25 倍, Y 试件的极限荷载大约为其 BPL 的 1.75~2.70 倍。

HES 随之降低; 这意味着: 除因孔隙率增加导致固化土强度增加外, 由于膨胀物质更多的耗费于填充孔隙而导致预应力减少, 也是造成其承载力降低的原因。该 w 覆盖了液相指数 I_L 在 0.25~1.16 的软塑一流速态软土, Y 试件极限承载力与 N 试件的比值为 3.95~4.04。

BC 提高, Y 试件极限承载力和 BPL 随之提高。固化剂中含有胶结和膨胀两种组分, BC 提高其作用体现在两方面: 胶结组分含量提高, 使胶结形成的固化土结构更坚实; 同时, 膨胀组分含量提高, 产生更多的体积膨胀, 在约束条件下, 将挤压填充更多的内部孔隙, 使固化土更密实; 此外, 随 BC 增加, HES 也随之提高, 核芯固化土受到的预压应力也相应提高。在核芯固化土强度提高和预压应力提高双重作用下, 提高了 Y 试件的承载力。

2.2 约束固化土的承载力增强机理

(1) 表 2 中 B 系列, Y 试件成型期间都产生了 HES, 随着 CFS 增加试件 HES 减小, 固化土强度提高; 说明 AFt 膨胀驱动固化土体积扩张, 在约束体上产生了张拉应力; 根据力的平衡, 约束体也对核芯固化土产生径向约束力, 限制其体积扩张, 迫使 AFt 的膨胀转而向内挤占固化土孔隙, 使固化土更加密实, 从而提高其强度; CFS 越大, AFt 膨胀量中用于挤占固化土中孔隙的越多。C 和 D 系列的数据表明, 随着 E/C 的提高, 约束体 HES 提高; 随着 CFS 减小, 约束体 HES 增大。据此可推测, 与非约束成型的固化土相比, 约束成型的固化土可以容纳更多的膨胀组分。约束成型试件可容纳更多膨胀组分, 且使 AFt 膨胀更多用于填充固化土孔隙, 故使固化土大幅度提高强度。

(2) E 系列固化剂不含膨胀组分, 成型期间约束体无 HES, Y 试件的极限承载力为对应的 N 试件的

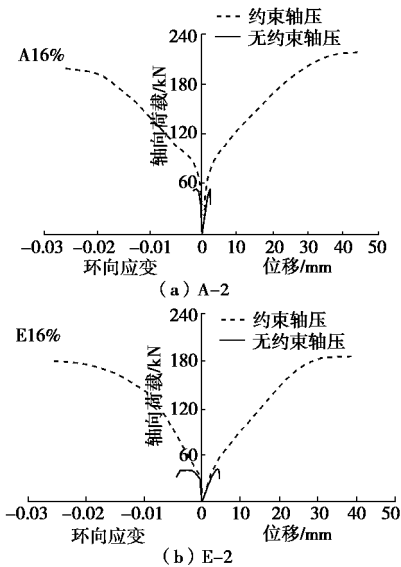


图 3 圆柱型试块的抗压曲线
Fig. 3 Bearing curves of cylinders

D 系列试件, 当 E/C 为 0.52 时固化土强度最高, 进一步增加 E/C 至 0.64, 固化土强度反而下降。
C 系列试件 CFS 从 0.16 GPa 增至 0.52 GPa, N 试件和 Y 试件的极限承载力分别提高 25%~32%和 34%~116%; Y 试件和对应的 N 试件的极限承载力的差值也大体随着 CFS 的增加而增长, Y 试件的 BPL 也相应提高。
 w 增加 Y 试件承载力下降。如 B 系列, w 增加,

4.53~4.86倍,且CFS越大Y试件极限承载力与N试件的差值越大;从图3可见:当荷载超过N试件的极限承载力后,Y试件的HES突然地随荷载的增加而显著增加。这表明,没有预压应力,荷载超过某一限度,约束体对核芯固化土也作用有径向约束力,使固化土承载能力大幅度提高。

(3)除E系列,约束成型的固化土在养护期间都产生了HES,可知约束体中产生了预拉应力,这意味着Y试件在承受轴向压力之前,核芯固化土已经受到径向预压应力的作用。D-4比D-3核芯固化土强度低、HES高,极限承载力两者相当;这说明预压应力对约束固化土极限承载力的贡献。CFS较大者,Y试件的BPL与N试件极限荷载的差值也比较大,反之亦然。约束体从加载开始就对核芯固化土产生了径向约束力,使之处于三向受压的有利应力状态,因此Y试件承载力明显高于N数据。

2.3 约束固化土的承载机理

材料性质的改变必然导致其承载特性的改变。固化土的荷载-位移曲线阶段1保持线性,说明这阶段材料性质没有明显改变。如图3,在BPL之前,Y试件的荷载-位移关系与N试件的大体一致;N试件在线性阶段结构整体性保持完好,与之类比,在阶段1,Y试件的核芯固化土也应保持结构完整。基于此分析,可以认为:在阶段1,Y试件主要由结构保持整体性的核芯固化土承受荷载。Y试件的荷载-变形曲线的阶段2,斜率明显变小,这说明核芯固化土的材料性质发生变化;与之对应,约束体的荷载-环向应变曲线也发生斜率突变,这意味着约束体受到的应力突然增加、应力增长的梯度增加。由此可推测,Y试件在荷载-变形曲线阶段2起点,核芯固化土裂缝开始出现、结构开始解体。如图2所示,N试件破坏时为几条裂缝将固化土分成多个块体,Y试件破坏后的核芯固化土是密集的裂缝把固化土分割成尺寸更小的块体;约束体的荷载-环向应变曲线斜率减小,意味着作用于约束体的应力增长的梯度增加。这些现象表明:在阶段2核芯固化土结构整体性逐步丧失,导致其承载能力逐步减弱,核芯固化土所承受的竖向荷载通过其体积的横向扩张转嫁到约束体上。

由图3可见:荷载-环向应变曲线中阶段3起点与荷载-位移曲线中阶段3起点大体相当;此后约束体已处于塑性变形阶段、HES迅速扩展,相应地荷载-位移曲线也进入平台阶段,直至Y试件破坏。可认为阶段2终点即为Y试件极限承载力,由约束体的抗拉强度控制。从A系列的数据可知:CFS相同时,Y试件的极限承载力随核芯固化土强度提高而提高。在

竖向荷载的作用下,核芯固化土破碎程度越高向约束体施加的荷载越大;而达到同样的破碎程度,强度高的固化土需要更高的竖向荷载作用。核芯固化土强度的提高可延缓向约束体转嫁荷载的速率,从而提高了使约束体达到屈服所需的竖向荷载。

3 应用前景

前述研究证明:BC相等时,含膨胀组分固化剂的Y试件的极限承载力约为常规N试件的极限承载力的5倍;根据Y试件极限承载力和核芯固化土面积计算的视强度可达30 MPa以上;且Y试件呈现出塑性破坏模式。对液限指数 I_L 为0.25~1.16的软塑-流塑态土,约束固化土都可取得良好的效果。且有望使约束固化土承载力进一步提高、承载性能进一步改善。

CFG桩广泛用于30层以内高层建筑的地基处理,其桩身混凝土强度等级为C15~C25。本试验表明,Y试件的视强度可以达到CFG桩的强度要求;此外,约束固化土桩可以充分利用原位软土,减少了材料运输量;选择适当的约束体可以隔绝外界环境对桩身材料的腐蚀。因此约束固化土桩有望成为适用于岛礁建设、盐渍土地区建设的具有较高承载力、高耐腐蚀性的地基处理方法。

4 结 论

(1)对于液限指数 I_L 为0.25~1.16的土样,BC相等时,Y试件的BPL和极限承载力分别为常规N试件的2倍和5倍;根据Y试件极限承载力和核芯固化土面积计算的视强度可达30 MPa以上。

(2)Y试件荷载-位移曲线呈现3个阶段:斜率较大的线性阶段1,斜率较小的阶段2,斜率几乎为零的阶段3。阶段1主要由结构保持整体性的核芯固化土承受荷载;阶段2,固化土结构逐步解体,约束体承受的荷载逐步增加;Y试件破坏受控于约束体失效。

(3)将约束体和膨胀性固化剂有机结合,可加大E/C以提高孔隙填充率、提高核芯固化土强度;AFt的膨胀给核芯固化土施加径向预压应力,进一步提高约束体对核芯固化土的约束能力;这些作用使Y试件比普通固化土具备更高的承载力。

参考文献:

- [1] WU Shuai-shuai, GAO Zheng-guo, LI Shi-yang, et al. Exploratory research on bearing characteristics of confined stabilized soil[C]// 3rd International Conference on Architectural, Civil and Hydraulics Engineering, 2017.

(责编:胡海霞)

DOI: 10.11779/CJGE2019S1059

基坑改造中应注意的问题

王宏民, 吴梦龙

(北京中岩大地科技股份有限公司, 北京 100195)

摘要: 基坑改造是指为保证基坑、主体结构结构的施工安全和周边环境不受损害, 而采取的对既有基坑进行加固的重要施工措施。文章从基坑上部维护、锚杆加固、坑内施工三轴搅拌桩等多方面, 对既有超期服役基坑进行了分析, 就解决超期服役基坑所面临的问题可供深基坑工程设计、施工人员参考。

关键词: 基坑; 超期服役; 上部维护; 预应力锚杆; 重新张拉锁定; 止水帷幕

中图分类号: TU43 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2019)S1-0233-04

作者简介: 王宏民(1990—), 男, 河北邯郸人, 硕士, 工程师, 主要从事基坑支护设计和桩基工程施工。E-mail: whm199009@163.com。

Problems for reconstruction of foundation pits

WANG Hong-min, WU Meng-long

(Beijing Zhongyan Technology Company, Beijing 100195, China)

Abstract: Reconstruction of foundation pits refers to taking measures to reinforce the existing foundation pits to ensure the construction safety of foundation pits and main infrastructures and the surrounding environment without damage. The existing over-service foundation pits are analyzed from the aspects of upper maintenance of foundation pits, anchor reinforcement and construction of three-axis mixing piles in the pits, and puts forward valuable experience is put forward to solve the problems faced by the over-service foundation pits.

Key words: foundation pit; over-service; upper maintenance; prestressed bolt; re-tensioned locking; water curtain

0 引言

在建筑工程中, 基坑支护作为临时性保护措施, 其使用年限通常为1a。但实际中, 由于受到天气等各种主客观因素的影响, 常常会导致基坑被搁置, 出现基坑超期服役的现象。这对基坑的安全稳定性和止水性能提出了很大的挑战。本文章以一实际项目为例, 通过对基坑进行上部维护、锚杆加固和坑内施工三轴止水帷幕, 并在施工期间加强基坑监测, 以保证基坑的安全稳定性并为基础结构施工提供有利的作业条件。

1 基坑支护现状

基坑支护现状见图1。本项目基坑深度约为16.0m, 支护形式为桩锚支护体系。本项目基坑原施工时采用3道(局部4道)预应力锚杆。后期开挖时出现基坑东侧支护桩向坑内位移过大现象, 局部水平位移已达到230mm。根据2017年10月出具的05地块超期限基坑加固平面图, 现场在原第一道和第二道锚杆之间增加一道锚杆, 部分采用旋喷锚杆; 在原第二道

和第三道锚杆之间增设一道锚杆。在基坑东侧局部增设高压旋喷桩(双重管工艺)加固。基坑现采用5道(局部4道)预应力锚杆。基坑西侧: 支护桩为直径800mm的灌注桩, 间距为1.5m, 桩长为20m; 锚杆采用3根1x7 $\phi_{s15.2}$ 钢绞线, 第一道锚杆水平向间距为2.25m, 其余锚杆水平向间距为1.5m, 长度为20~27m。基坑北侧: 支护桩为直径800mm的灌注桩, 间距为1.4m, 桩长为20m; 锚杆采用3根1x7 $\phi_{s15.2}$ 钢绞线, 第一道锚杆水平向间距为2.1m, 其余锚杆水平向间距为1.4m, 长度为22~25m。基坑东侧: 支护桩为直径1000mm的灌注桩, 间距为1.4m, 桩长为20m; 锚杆采用3根1x7 $\phi_{s15.2}$ 钢绞线, 锚杆水平向间距为1.4m, 长度为13~27m。另外, 在基坑东侧采用坡顶卸土、坡脚反压的方式。

2 基坑使用情况

本基坑支护结构设计使用期限为自基坑开挖起12个月, 第二次加固截至2018年10月到期。施工单

位于 2018 年 6 月开始进场进行桩基施工。



图 1 基坑支护现状图

Fig. 1 Sketch of current status of foundation pit support

现基坑存在多个监测点水平位移超限的现象，尤其是基坑东侧，累计位移已达到 240 mm。同时基坑周边地面（东侧和西侧）大面积出现裂缝。时值雨季，由于地面裂缝的存在，导致雨水下渗到主动区土体中，造成桩间土的脱落；同时其导致主动区土体间的黏结力较小，主动区土压力增加，从而引起支护桩受力增大，不利于基坑的安全。这就要求必须做好基坑上部维护，采取有效的防排水措施，以保证施工的顺利进行。

由于原基坑支护的三轴搅拌桩桩底并没有完全隔断裙楼和主楼基地的地下水，且在基坑支护结构出现过较大变形时（部分护坡桩深层位移变形达到 159 mm 以上），特别是在距离基底还有 2 m 左右挖深的情况下，无法判断三轴搅拌桩形成的止水帷幕是否出现裂缝，导致帷幕失效。因此必须采取有效的止水帷幕以保证裙楼和主楼底板在无水环境下作业。

为评估基坑锚杆预应力损失情况，业主委托第三方对现场两个断面共 10 根锚杆进行检测。检测结果见表 1。

表 1 锚杆检测结果

Table 1 Measured results of bolts

编号	拉力设计值 F_1/kN	设计锁定值 F_2/kN	实测轴力值 F_3/kN	$F_2 - F_3$ /kN	$\frac{F_2 - F_3}{F_1}/\%$
#1	401	291	60	231	57.6
#2	200	140	90	50	25.0
#3	480	320	210	110	22.9
#4	420	300	120	180	42.9
#5	450	320	60	260	57.8
#6	450	320	140	180	40.0
#7	450	320	120	200	44.4
#8	450	320	180	140	31.1
#9	500	350	120	230	46.0
#10	500	350	150	200	40.0

锚杆检测报告显示，10 根锚杆预应力变化值均超过锚杆拉力设计值的 20% 以上，应力损失极其严重。根据岩土锚杆（索）技术规程 CECS 22:2005，当所监测锚杆初始预应力值的变化大于锚杆轴向拉力设计值

的 10% 时，应采取重复张拉或适当卸荷的措施。考虑到目前基坑仍需向下开挖 2.0 m，并且后续要在坑内施工止水帷幕，因此，对现场锚杆全部进行重新张拉很有必要。

3 基坑改造方案

基坑改造方案主要分为 3 部分，分别为基坑上部维护施工、止水帷幕施工和锚杆重新张拉。

3.1 基坑上部维护

基坑上部维护主要针对地面裂缝采取措施。首先应避免裂缝的产生和继续发展，基坑周边 3 m 范围内应严禁堆载，基坑 3~8 m 范围内堆载不超过 15 kN；另外应及时对裂缝进行封堵。现场主要使用 JS 防水涂料对裂缝进行封堵。防水施工前，应先对基坑上部路面进行清扫，除去积水。之后在地面裂缝及其周边先后涂覆两层 JS 聚合物防水涂料，涂刷需均匀，不得漏底，待涂层干涸后，才能进行下一道工序。其后将无纺布平整的铺在涂膜的表面，达到表面无皱褶，无漏铺。最后在无纺布上再涂抹第三层 JS 聚合物防水涂料，最终达到防水的效果。裂缝封堵处理见图 2。



图 2 现场裂缝处理图

Fig. 2 Sketch of crack treatment

3.2 锚索重新张拉

现场使用升降机对基坑全部锚杆进行重新张拉锁定。张拉锁定值由基坑最终开挖深度计算确定。考虑现场施工安全和升降机的作业半径，锚杆锁定施工分层次分小段进行，以横向 10 根锚杆为一作业区段。施工时先张拉第一道锚杆，张拉完第一道锚杆后再进行第二、三、四、五道锚杆，自上而下逐道张拉。预应力锚索重新张拉施工见图 3。

3.3 止水帷幕施工

考虑到基坑已经开挖 14 m，止水帷幕要在基坑内部现有开挖面施工，且止水帷幕距离支护桩仅有 2.5 m，因此在止水帷幕选型上，当时引起了很大的争议。当时可供参考的主要有两种选型：高压旋喷桩和三轴搅拌桩。相比于三轴搅拌桩，部分专家出于安全考虑，

更倾向于选用高压旋喷桩, 毕竟在距离支护桩较近的情况下, 三轴搅拌桩的施工对支护桩嵌固深度的扰动影响无法评估。但在该项目工期紧张的情况下, 三轴搅拌桩有着明显的优势。为保证基坑安全, 通过控制三轴搅拌桩的施工速度, 其仍存在操作的可能性。该做法得到了部分学者的认可。考虑到现场实际情况, 最终确定采用三轴搅拌桩做为止水帷幕。另外, 三轴搅拌桩的施工必须在锚杆张拉锁定完成后方可进行。三轴搅拌桩刚开始施工时, 每天施工 10 幅。三轴搅拌桩施工前期, 会造成被动区的土体强度降低。但随着水泥的终凝, 强度增加, 其对基坑被动区土体起到加固的作用, 有利于基坑的安全。因此在三轴搅拌桩施工前后, 应加强对基坑的监测, 数据若无异常, 则可增加每天施工幅数。现场三轴搅拌桩施工见图 4。



图 3 预应力锚索重新张拉施工图
Fig. 3 Sketch of re-tensioned locking of prestressed bolts



图 4 三轴搅拌桩施工图
Fig. 4 Sketch of construction of three-axis mixing piles

4 基坑监测

该基坑的位移和沉降观测点严格按照规范执行。基坑边坡顶部的水平位移和竖向位移监测点应沿基坑周边布置, 基坑周边中部、阳角处应布置监测点。监测点宜设置在基坑边坡坡顶上。监测点间距不宜大于

20 m, 每边监测点数目不应少于 3 个。监测点宜设置在围护墙顶或基坑坑顶上。现场在坑顶路面上共布置水平位移监测点 12 个, 沉降监测点 14 个。现场监测点布置见图 5。

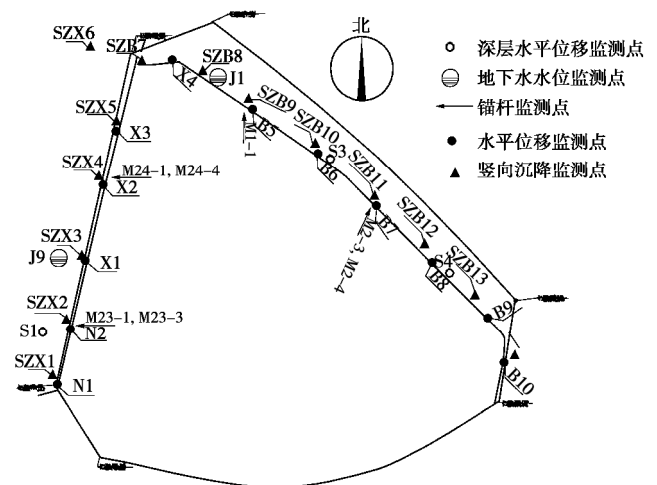


图 5 基坑监测点布置图

Fig. 5 Sketch of monitoring points of foundation pit

为保证施工安全, 在施工三轴搅拌桩前期, 将施工区域范围内支护结构顶部水平位移及沉降、锚杆拉力的监测频率调为 1 次/1 h; 待三轴搅拌桩施工 8 h, 水泥达到终凝后, 若监测数据无异常, 则可将监测频率降为 3 次/1 d。当出现监测数据异常时, 应立即停止施工。待三轴搅拌桩施工完成后可将监测频率降为 1 次/1 d。

5 基坑改造效果

基坑上部维护于 2018 年 7 月施工完成, 其有效的控制了雨水渗入基坑, 帮助基坑度过了雨季危险期。锚杆重新张拉于 2018 年 9 月底施工完成, 在后续三轴搅拌桩施工和土方开挖过程中, 基坑都处于稳定状态, 基坑水平位移始终在监测控制值范围内, 其变化值不超过 10 mm。事实证明, 锚杆重新张拉对基坑的安全稳定性是很有必要的。三轴搅拌桩于 2018 年 10 月底施工完成, 基本按照业主要求的时间节点完成。现基坑已开挖至主楼核心筒的局部深坑坑底, 除局部有少量渗水, 基坑基本处于无水状况, 保证了主体结构施工的无水作业。

6 结 论

对超期服役基坑, 应同时做好基坑上部和下部的改造措施。

(1) 对于坑上, 应重点处理裂缝。主要措施如下: 首先应严格控制裂缝的产生和发展。基坑周边 3 m 范围内严禁堆载, 基坑 3~8 m 范围内堆载不超过 15 kN。

之后,可采用JS聚合物防水涂料+无纺布对裂缝进行封堵的做法。

(2)当预应力锚杆应力损失较大时,是否可以采用重新张拉,该措施只有在岩土锚杆(索)技术规程CECS 22:2005这本协会标准中有提及,因此其理论说服力不强,常常被认为该措施不利于基坑的安全稳定。

通过本次工程实践证明,当预应力锚杆应力损失较大时,可以采用重新张拉,以保证基坑的安全。作者也希望通过本次成功的案例,能够引出更多关于锚杆重新张拉的工程实践,进而使该项措施能够被业界人士所认可。

(3)对于深基坑,在坑内距离支护桩较近的情况下施工三轴搅拌桩,其安全性不可避免被怀疑。但通过本次工程实践,说明在该情况下施工三轴搅拌桩不是不可能的。毕竟对于整体性比较好的支护结构,三轴搅拌桩的施工只是在局部对支护结构有影响,只要控制好其施工速度,并加强施工期间基坑的监测,该法是可行的。

因此当基坑前期的降排水措施不能满足现场施工要求时,可以采用在坑内施工三轴搅拌桩等止水帷幕以控制地下水。

参考文献:

- [1] 邱鸿江. 深基坑支护的超期使用与加固[J]. 工程技术, 2010(8): 202. (QIU Hong-jiang. Extended use and reinforcement of deep foundation pit support[J]. Engineering and Technology, 2010(8): 202. (in Chinese))
- [2] 张 懿. 既有深基坑加固改造工程施工研究[J]. 住宅与房地产, 2017(2): 230. (ZHANG YI. Study on the construction of existing deep foundation pit reinforcement and reconstruction project[J]. Housing and Real Estate, 2017(2): 230. (in Chinese))
- [3] JGJ120—99 建筑基坑支护技术规程[S]. 1999. (JGJ120—99 Technical specifications for foundation pit support of buildings[S]. 1999. (in Chinese))
- [4] CECS22: 90 土层锚杆设计与施工规范[S]. 1990. (CECS22: 90 Code for design and construction of soil layer anchor[S]. 1990. (in Chinese))
- [5] CECS 22:2005 岩土锚杆(索)技术规程[S]. 2005. (CECS22: 2005 Technical specification for rock and soil bolt (cable)[S]. 2005. (in Chinese))

(责编: 胡海霞)

DOI: 10.11779/CJGE2019S1060

高填方土石混合料强夯振动响应及加固机理研究

魏迎奇, 蔡红, 吴帅峰^{*}, 肖建章, 宋建正

(中国水利水电科学研究院, 北京 100038)

摘要: 基于土石混填料强夯加固的大型现场振动速度测试的试验成果, 深入地分析了质点振速和波形在强夯过程中的传播及演化, 以此研究了 1000 kN·m 夯击能作用下土石料填筑体的内部质点的振动响应及强夯加固机理。结果表明: 土石料在强夯作用下土体内部仅有冲击波和振动波两种振动形态; 提出了强夯起始加固临界振速的概念和确定方法, 并给出相应的振速值; 通过分析填筑体空间振速演化规律, 阐述了粗粒土石混合料的强夯加固机理, 将强夯过程分为加固发展阶段和加固退化阶段。为工程条件下强夯施工层厚给出指导性建议。

关键词: 强夯; 土石混合料; 振动监测; 振动响应; 加固机理

中图分类号: TU472.31

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)S1-0237-04

作者简介: 魏迎奇(1964—), 男, 教授级高级工程师, 主要从事岩土工程、岩土动力分析等研究。E-mail: weiyq@iwhr.com。

Vibration response and reinforcement mechanism of high-fill soil-stone mixtures by dynamic compaction

WEI Ying-qi, CAI Hong, WU Shuai-feng, XIAO Jian-zhang, SONG Jian-zheng

(China Institute of Water Resources and Hydropower Research, Beijing 100038, China)

Abstract: Based on the large-scale field tests on the vibration velocity caused by dynamic compaction in soil-aggregate mixtures, the propagation and evolution of particle amplitude and waveform in the process of dynamic compaction are analyzed, then the vibration response and reinforcement mechanism of the internal particles in soil-aggregate fills under the tamping energy of 1000 kN·m are studied. The results show that there are only two vibration forms, shock wave and vibration wave, in the soil-aggregate mixtures under the action of dynamic compaction. Then, the concept and method of the critical elastic vibration velocity of soil-aggregate mixtures are proposed, and the corresponding critical elastic vibration values are given. The expansion rules of each area with the times of ramming are given by the evolution laws of spatial vibration velocity. Finally, the reinforcement mechanism of dynamic compaction of coarse-grained soil-aggregate mixtures is expounded, the reinforcement process is divided into four stages, and the guiding suggestions for the layer thickness under dynamic compaction in the construction are proposed.

Key words: dynamic compaction; soil-aggregate mixture; vibration monitoring; vibration response; reinforcement mechanism

0 引言

强夯法的核心是夯击产生的巨大冲击能使土体中出现强大的冲击波和应力波, 使土体孔隙被压缩与挤密, 从而实现对填筑体的加固。虽然目前在公路和建筑等领域已通过强夯法进行了大量的填筑体加固工程处理^[1-5], 也取得了显著的加固效果, 但不可否认的是, 采用强夯法加固地基时产生的夯击振动在待加固区的空间传播衰减规律和冲击加固机理的认识与研究远远落后于工程应用, 使得强夯法的工程应用处于一种经验或半经验的设计状态中。

文献[6~9]采用地表埋设振动传感器的方法分析了强夯过程中的振动传播衰减规律, 即地面振动速度值随着水平距离增大按负幂函数曲线的形式急剧衰

减。Hwang 等^[10]、李建华等^[11]对振速的频谱分析得到强夯加固振动的有效频率在 5~150 Hz, 主频在 10~20 Hz 范围内; 强夯能级越高, 振动速度幅值越大, 但衰减速率越快。

目前, 针对强夯引起的振动传播规律的研究, 其测点大多都分布在填筑土体表面, 且夯心距也较远, 既不能准确反映夯点附近土体振动波的急剧衰减变化过程, 也没有对土体内部的振动响应进行全面的记录和研究。在强夯加固机理研究方面, 对加固过程的普

基金项目: 国家重点研发计划项目 (2017YFC0804607)

收稿日期: 2019-04-28

*通讯作者 (Email: wusf@iwhr.com)

遍认识为随着夯击次数的增加加固区范围在不断扩大,而实际情况为夯击到一定量时土体基本不再变形,加固效果消失,夯击过程中加固区范围是与密度、夯击次数等因素动态相关的,因此对强夯加固机理的深入研究十分必要。

基于上述问题,本研究开展了大型土石混合料现场强夯试验,测试了填筑体的振动速度在夯击下的时空分布,分析研究了强夯振动速度传播衰减规律,探讨了基于波动过程的强夯加固土体机理,提出了用临界振动波速进行填筑料加固边界的判断标准,概化了填筑体强夯加固边界的动态发展变化过程。

1 现场试验设计

1.1 试验区设计及填筑

为使振动波的传播在水平和竖向方向上不受边界反射与折射影响,在此原则下设计试验区域为一棱台体,顶表面尺寸为 $40\text{ m} \times 30\text{ m}$,底表面尺寸为 $46\text{ m} \times 56\text{ m}$,高度 8 m ,边坡比为 $1:2$ 。试验区依托当地地形填筑,西面紧靠山体,北、东、南三面临空。

现场试验区填筑料以砂砾岩、安山岩及杂土层等为主,填筑时自下而上按 1 m 厚度进行分层铺摊碾压,填筑过程中对每层填筑料均进行现场级配曲线测定,其结果如图 1 所示。从级配曲线判断,填筑料属于以块石和碎石为主的碎石土,其不均匀系数 C_u 范围为 $15 \sim 25$,曲率系数范围为 $2 \sim 5.2$,属于非均匀不连续级配土。

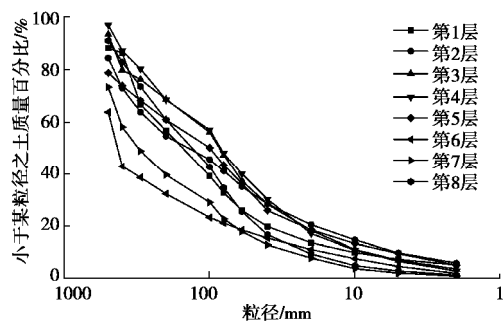


图 1 填料颗分曲线

Fig. 1 Grain-size distribution curves of broken stone fills

1.2 强夯振动监测方案

夯击点位于试验区中心位置,采用夯锤直径为 2.25 m ,质量为 19.52 t ,落距 6.0 m ,对应夯能为 $1171\text{ kN} \cdot \text{m}$ 。试验击数共 20 击,高于地基加固规范规定夯击数的 30% ,以确保夯击效果和成果的完整性。

监测断面设计如图 2,在试验区表面以下 $1, 3, 5, 8\text{ m}$ 深度处分 4 层共埋设 28 只速度传感器 (CH1, CH2, ..., CH28),监测强夯过程中填筑体时间空间区域内的振动速度发展演化。

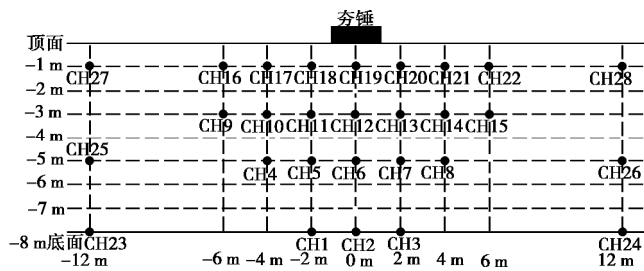


图 2 速度传感器布置剖面图

Fig. 2 Arrangement of field-test measuring points

2 强夯振动速度监测与分析

现场强夯试验共夯击 20 次,通过速度传感器实时记录了不同夯击数下填筑体内不同位置的质点振动速度时程。对振动速度数据做滤波处理后,绘制了全部 28 只传感器在不同夯击数下的振动速度时程线,填筑体内夯锤正下方和侧下方典型位置的速度时程线和频谱曲线如图 3 所示。

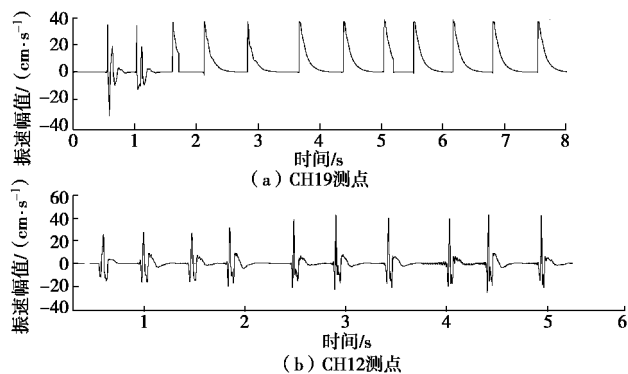


图 3 典型测点振动速度时程线

Fig. 3 Typical curves of vibration velocity

2.1 振动速度波形形态分析

统计对比了 28 只速度传感器在不同夯击数下的振动速度波形形态,结果表明,除位于夯锤正下方,最接近地表的 CH19 速度传感器从第 4 击开始波形表现为冲击形态外,其余所有传感器的波形均为振动衰减形态。可以确定,在强夯过程中,被夯击填筑体中存在振动冲击波和振动衰减波两种波形形态,如图 3。

对比夯锤下 1 m 深度处的 CH19 传感器和 3 m 深度处的 CH12 传感器,可以确定振动冲击波仅产生于夯锤下一定深度的土体内。从图 3 (a) CH19 振动传感器的振动速度波形演变过程和图 3 (b) CH12 波形形态推断,随着夯击数增加,振动冲击波产生范围自地表向下逐步扩大,当夯击数达到一定击数后,振动冲击波范围不再发展。

对比各区域测点的振速随夯击次数发展分析可得,各区域振速会随夯击次数增加而缓慢增大至固定值,达到该固定值时便不再随夯击数而改变。

2.2 峰值振速与夯击次数关系

统计各测点峰值振速与夯击次数的发展关系见图 4。

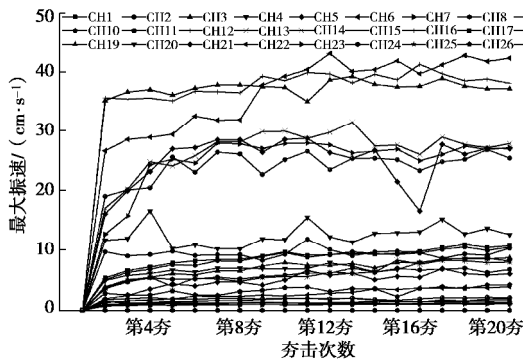


图 4 振动速度峰值与夯击次数的关系

Fig. 4 Relationship between peak velocity and tamping time

分析填筑区质点峰值振速发展情况, 结果表明, 可将填筑区振速分为 3 个区间, 振速最高区域均位于夯锤正下方 5 m 范围内, 包含 CH19, CH12 和 CH6 3 个测点, 保持在 40 cm/s 左右, 表明该区域土体受到的冲击能量最大。振速中间区域所对应的位置为夯锤边缘水平方向 2 m, 深度 5 m 范围内, 包含 CH13, CH11, CH7 和 CH5 四个测点, 保持在 25 cm/s 左右, 该区域为振动扩展影响区域, 结合图 2 分析可得, 振动以夯锤边缘向下 45° 扩展; 振速最小区域为剩余测点位置, 最大振速大多小于 10 cm/s, 该区域的填筑体受夯锤影响最小, 表明此区域已经位于有效作用边界之外。

2.3 起始加固临界振速的确定

为准确确定土石料在强夯过程中对应的起始加固临界振速, 采用塑性变形的相关理论来探讨和建立分析方法。对于某一密度土体, 当施加一个很小的振动速度 v ($v < v_{\text{ecr}}$) 时, 由于该速度 v 小于临界弹性振动速度 v_{ecr} , 其过程只会导致质点沿初始位置的往返衰减振动, 最后静止为 0, 该过程不会产生土体的塑性变形; 增加振动速度使 $v > v_{\text{ecr}}$, 土体则发生挤密、密度增大, 并在该振速下密度会达到一个稳定值, 此后, 在该振速下土体不再被挤密, 对应的加固振速增大, 若要再次发生挤密则必须增大质点振速。

土体内各点的振速随夯击次数的增加趋于各自的稳定值, 统计以振速最大点为核心向其顺时针 30°, 45°, 60° 夹角方向和水平方向上, 以 0.5 m 为间隔的振速数据, 并进行趋势线拟合, 可得出该趋势符合双波耳兹曼函数为基础的衰减规律, 如图 5 所示。此函数的拟合曲线在振速介于 10~40 cm/s, 呈倒“S”型衰减形式, 在振速小于 10 cm/s 土体内, 速度衰减形式为线性形式。根据线弹性振动的衰减规律, 将线型与非线性的衰减曲线交点作为土体的起始加固临界振速, 即为 10 cm/s。

3 强夯加固机理分析

3.1 强夯振速演化规律

将强夯试验所有测点的峰值振速统计后, 做出填筑体在历次夯击下的振速分布演化云图, 如图 6 所示。

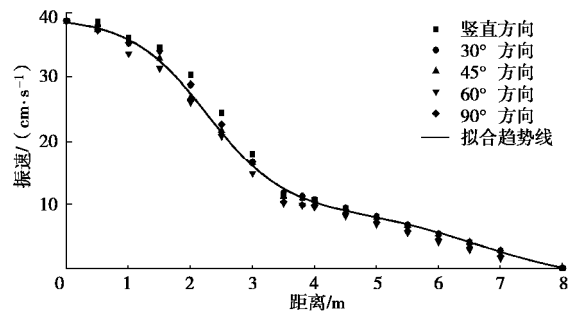
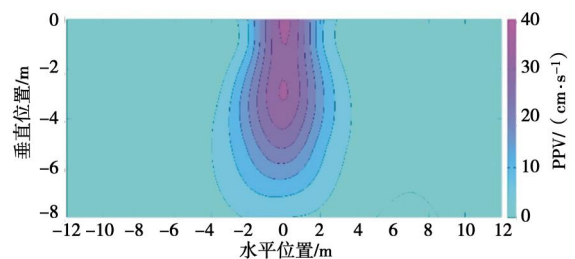


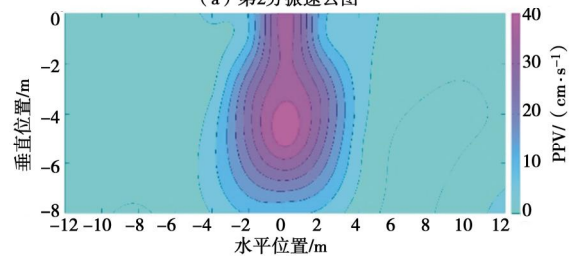
图 5 振速与距离关系

Fig. 5 Relationship between vibration velocity and distance

对填筑体内振速演化分析可得, 强夯第 2 击便形成了基本的影响区域, 随夯击次数的增大, 该影响区域仅发生略微扩展。第 2 夯时, 夯锤正下方 1 m 范围内, 振速约为 35 cm/s, 随着夯击次数增加, 高振速区域逐渐向下扩展; 在第 4 夯时, 35 cm/s 振速的区域沿纵向扩展至 4 m 深左右, 而横向区域基本不扩展; 其他区域的振速在纵向上也均有小幅扩展, 横向区域基本不扩展。



(a) 第2夯振速云图



(b) 第20夯振速云图

图 6 填筑体振速演化

Fig. 6 Distribution and evolution of vibration velocity in filling

总结振速分布演化规律可得: ①在某夯击能下第 1 次夯击就将夯击影响区域进行了基本划定; ②强夯会使夯锤正下方形成以夯锤为大小, 一定深度范围的刚体, 该刚体和夯锤协同运动, 仅承担传递夯锤能量的作用; ③夯击影响区域以竖向扩展为主, 横向扩展为辅。降低夯击土层厚度, 是降低成本提高加固效果的有效方式。

3.2 强夯加固机理

填筑体内振动波形的分布及演化, 反映了内部加固效应的不同, 分析强夯过程中土体密度和振动速度的相关效应。加固作用是随夯击次数的增加而动态变化的, 其具体的过程可分为如下两个阶段。

(1) 加固发展阶段。该阶段为强夯的初始夯击次数所对应的发展状态, 加固影响区域在第 1 次夯击时

便已划定了基本的作用区范围轮廓,并逐步形成了冲击加固区和塑性应力波加固区。冲击加固区和塑性应力波加固区随着夯击次数的增加而逐渐扩展。

(2) 加固退化阶段。该阶段冲击加固区和塑性应力波加固区边缘位置土体的密度逐渐增加,所对应的临界加固振速也相应增大,此时,从加固稳定阶段的影响范围边缘开始,加固区逐渐缩减。当加固区土体都已达到该夯击能下所对应的最大密度时,该夯击能不能再提供大于加固临界振速,土体不再产生挤密效应,即达到该夯击能下的最终加固效果。

加固作用和振速演化均是动态变化的,呈现的基本规律:加固发展阶段夯击呈现的加固作用最明显,但对应的填筑体空间振动相对最弱,夯击数逐渐增加,加固作用和土体振动速度均稳步扩展;在加固退化阶段,加固作用逐渐减弱而土体振速增加,夯击数逐渐增加,加固作用消失而土体振动达到峰值并保持稳定。

4 结 论

通过现场强夯试验,研究了 1000 kN·m 夯击能作用下填筑体内部的振动响应,分析了质点振速和波形在强夯过程中的传播、演化,以密度和振速的关系为切入点揭示了土石混合料的强夯加固机理。

(1) 强夯作用在填筑体内产生冲击波和振动波两种振动形态,由此产生冲击应力波加固作用、塑性应力加固作用以及弹性振动作用。

(2) 提出了土体起始加固临界振动速度的概念和确定方法,探讨了土石混合料振动速度与土体密度的非线性特性,给出土石混合料强夯起始加固临界振速为 10 cm/s。

(3) 强夯加固时,填筑体分成冲击加固区、塑性应力波加固区和弹性区 3 个区域;加固区在第 1 次夯击时便已划定了基本的范围和作用区域轮廓,该范围和轮廓随着夯击数的增加仅发生略微扩展。

(4) 土体密度增大的同时,使其发生塑性挤密作用所需的振速也相应增大;强夯的加固作用是动态变化的,分为加固发展阶段和加固退化阶段。

参考文献:

- [1] 高政国, 杜雨龙, 黄晓波, 等. 碎石填筑场地强夯加固机制及施工工艺[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32(2): 377 - 384. (GAO Zheng-guo, DU Yu-long, HUANG Xiao-bo, et al. Mechanical behavior of broken stone fills under dynamic consolidation[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, 32(2): 377 - 384. (in Chinese))
- [2] ROLLINS K M, KIM J. Dynamic compaction of collapsible soils based on U.S. case histories[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2010, 136(9): 1178 - 1186.
- [3] 姚仰平, 张北战. 基于体应变的强夯加固范围研究[J]. 岩土力学, 2016(9): 2663 - 2671. (YAO Yang-ping, ZHANG Bei-zhan. Reinforcement range of dynamic compaction based on volumetric strain[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016(9): 2663 - 2671. (in Chinese))
- [4] 吕国仁, 崔新壮. 旧路改建高速公路中地基强夯效应测试与工艺参数分析[J]. 岩土力学, 2008, 29(9): 2542 - 2546. (LÜ Guo-reng, CUI Xin-zhuang. Measurement of dynamic compaction effect and analysis of technical parameters in reconstruction of old road to expressway[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, 29(9): 2542 - 2546. (in Chinese))
- [5] FENG S J, TAN K, SHUI W H, et al. Densification of desert sands by high energy dynamic compaction[J]. Engineering Geology, 2013, 157: 48 - 54.
- [6] 雷学文, 白世伟, 孟庆山. 强夯引起的振动规律及对建筑物的影响分析[J]. 建筑技术开发, 2002, 29(12): 20 - 21. (LEI Xue-wen, BAI Shi-wei, MENG Qing-shan. Analysis on the vibration produced by heavy tamping and its influence on building[J]. Building Technique Development, 2002, 29(12): 20 - 21. (in Chinese))
- [7] 程祖锋, 李 萍, 谌会芹, 等. 某港口工程地基处理中的强夯振动效应研究[J]. 岩土力学, 2004, 25(5): 740 - 744. (CHENG Zu-feng, LI Ping, CHEN Hui-qin, et al. A study on vibration effect of dynamic compaction in groundwork treatment of a harbor engineering[J]. Rock and Soil Mechanics, 2004, 25(5): 740 - 744. (in Chinese))
- [8] HWANG J H, TU T Y. Ground vibration due to dynamic compaction[J]. Soil Dynamics & Earthquake Engineering, 2006, 26(5): 337 - 346.
- [9] 孙进忠, 谭捍华, 祁生文, 等. 强夯振动的频域分析[J]. 岩土工程学报, 2000, 22(4): 412 - 415. (SUN Jin-zhou, TAN Han-hua, QI Sheng-wen. Frequency analysis of dynamic compaction vibration[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2000, 22(4): 412 - 415. (in Chinese))
- [10] HWANG J H, TU T Y. Ground vibration due to dynamic compaction[J]. Soil Dynamics & Earthquake Engineering, 2006, 26(5): 337 - 346.
- [11] 李建华, 吕淑然. 重锤强夯施工产生的振动规律研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(增刊 1): 2197 - 2200. (LI Jian-hua, LÜ Shu-ran. Study on vibration resulting from heavy ramming in groundwork construction[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2002, 21(S1): 2197 - 2200. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE2019S1061

考虑上覆水综合作用的水下真空预压沉降分析

林 澍^{1,2}, 闫澍旺^{1,2}, 付登锋^{1,2}

(1. 天津大学水利工程仿真与安全国家重点实验室, 天津 300072; 2. 天津大学建筑工程学院, 天津 300072)

摘 要: 上覆水问题是水下真空预压与陆上真空预压的一大不同点。在水下真空预压中, 上覆水会对地基固结和沉降产生一定的影响。通过有限元模拟研究了上覆水对加固区土体的沉降所产生的两方面影响, 即荷载作用方面和边界渗透方面。基于有限元结果, 结合固结理论和渗流理论, 提出一种考虑上覆水综合作用效果的地基沉降计算方法, 并通过一则案例分析对该方法进行了验证, 同时与传统计算方法进行了对比分析。结果显示, 与传统方法相比所得结果与实测数据更加吻合, 说明了考虑上覆水对地基沉降的综合影响是可靠的。最后对工程实际中的应用提出了一定的建议。

关键词: 水下真空预压; 上覆水; 荷载效应; 边界渗透; FEM

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)S1-0241-04

作者简介: 林 澍(1991—), 男, 博士, 主要从事岩土工程地基处理方面研究工作。E-mail: lin182838@126.com。

Settlement analysis by considering combined effect of covering water in underwater vacuum preloading

LIN Shu^{1,2}, YAN Shu-wang^{1,2}, FU Deng-feng^{1,2}

(1. State Key Laboratory of Hydraulic Engineering Simulation and Safety, Tianjin University, Tianjin 300072, China; 2. School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, China)

Abstract: Covering water is one of the factors that make the underwater vacuum preloading different from the onshore one. It affects the behaviors of consolidation and settlement of the foundation to some degree. FEM analysis is adopted to investigate the loading and the boundary seepage effects of the covering water on the foundation settlement. An analysis method is proposed with the theories of consolidation and seepage to consider the combined effect of the covering water on the settlement on the basis of the FEM results, which is proved to be reasonable and valid with a case study. Comparison is also made between the conventional and the proposed methods. The research results show that the prediction by the proposed method is better in fitting with the measured data than the conventional one, suggesting the reasonability and validity of the proposed method in considering the effect of the covering water. Advices are also given to the application of the method in engineering practice.

Key words: underwater vacuum preloading; covering water; loading effect; boundary seepage; FEM

0 引 言

与陆上真空预压不同, 无论是在潮间带还是常水位水域, 水下真空预压中都会存在上覆水。一方面, 上覆水在水下真空预压过程中可能对地基的固结沉降起到部分荷载作用。目前已有的室内模型试验^[1-4]和现场试验研究^[5-9]结果表明, 上覆水的存在使得土体中的初始孔隙水压力增加, 增加上覆水深度将使得地基沉降增大, 且水下真空预压中孔压消散值会超过一个大气压力^[6], 因此水下土体能受到更大的有效应力作用。由此可知, 上覆水的存在增大了 Δu 的理论上限值, 当 Δu 大于 100 kPa 时, 可认为上覆水对有效应力的增加和地基的加固起到了积极的促进作用。另一方面, 上覆水水头与排水板中的真空压力间的水头差会使上覆水通过渗流作用进入加固区土体中^[2, 10], 从而使得

加固区土体在真空预压作用下减少的孔隙水又得到一定程度的补充, 减弱加固区土体的固结沉降。若上覆水的上述边界渗透效应所占比重大时, 甚至会抵消掉真空预压的固结沉降效果, 使水下真空预压停止、失效^[10]。然而, 目前对于上覆水边界渗透对地基加固影响的认识基本还停留在感性讨论层面, 深入的研究还鲜有报道。因此, 对于上覆水的作用, 应从上述两方面着手, 合理地进行综合考虑。

针对上述水下真空预压中的上覆水作用问题, 本文通过有限元模拟研究其在水下真空预压中对地基沉降的作用。基于有限元结果, 从渗流理论和固结理论入手, 通过理论推导提出一种考虑上覆水综合作用的

地基沉降分析方法，并运用该方法对一则案例进行了分析。最后，对工程中如何合理考虑上覆水作用提出了一定的建议。

1 有限元分析

1.1 模型描述

模型尺寸为 60 m×30 m，其中加固区为 10 m×10 m，排水板间距 1 m，深度 10 m。加固区表面为密封膜，默认为不透水边界，非加固区土体表面设置为透水边界。土体采用各向同性弹性模型进行模拟，土体参数根据参考文献[11]进行取值，如表 1 所示。

表 1 有限元模型参数^[11]

Table 1 Model parameters in FEM	
指标	参数
杨氏模量 E	2.035 MPa
泊松比 μ	0.3
渗透系数 k	1.16×10^{-10} m/s
土体天然重度 g	16 kN/m ³
水的重度 g_w	10 kN/m ³

约束土体底部和水平向变形，竖向允许自由变形。真空压力的施加采用超孔压分析方法，在排水板处施加真空压力 $-g_w h_v$ ， h_v 为真空水头。上覆水厚度 h 的变化通过 h_v 的变化来体现，如表 2 所示。为方便表示，真空水头归一化为 h_v/H ， H 为加固区深度。

表 2 有限元模拟工况

Table 2 Schemes of FEM simulation					
上覆水厚度	0 m	1 m	5 m	10 m	15 m
排水板水头 h_v/H	-0.85	-0.95	-1.35	-1.85	-2.35

土体单元类型为 CPE4P，加固区土体 H 范围内地基土单元尺寸 Δl 均为 0.1 m。

1.2 模拟结果分析

图 1 (a) 为有限元中渗流流网图，箭头表示流线，云图表示等势线（即超孔压）。为了便于说明，流网图取对称的一半。图中可明显看出上覆水由非加固区土体表面往加固区中渗流，其渗流路径可近似为圆弧。另外，加固区底部虽然也存在部分孔隙水流入，但其密集程度比加固区两侧明显弱了不少，主要是因为从非加固区土体表面到加固区底部的渗流路径过长，在短时间内上覆水难以通过加固区底部渗流进入。

图 2 为有限元沉降计算结果，其中“ $h=0$ ， $h_v/H=-0.85$ ”代表没有上覆水的工况，可视为陆上真空预压结果。由图 2 可知，随着上覆水厚度的增大，土体沉降明显增加，说明上覆水对土体固结沉降起到了明显的增益作用。由于上覆水厚度的增加提升了土中孔压消散的上限值，使得有效应力增量的上限值也增大了，从而增加了土体的固结沉降。

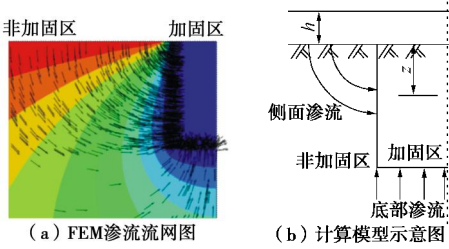


图 1 渗流流网图

Fig. 1 Seepage flow net

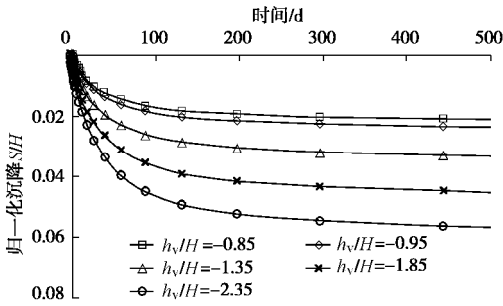


图 2 FEM 沉降曲线结果

Fig. 2 Settlement curves in FEM

2 上覆水综合作用分析

2.1 上覆水边界渗透作用分析

基于有限元结果，现通过理论推导探究上覆水的边界渗透对地基沉降固结的影响。为便于分析，对水下真空预压中的边界渗透问题研究进行如下假设：①土体饱和，土中渗流为稳定渗流且贯穿于整个水下真空预压过程中，水的渗流符合 Darcy 定律；②加固区与非加固区的分界面为渗透断面；③渗径为圆弧形，渗透断面上深度为 z 处对应的上覆水渗径大小为 $\pi z/2$ ，加固区底部为 $\pi H/2$ 。

根据上述假设，取图 1 (b) 所示断面进行分析。对于渗透断面上埋深为 z 处长度为 dz 的微元而言，形成稳定渗流时的水力梯度 $i(z)$ 可表示为

$$i(z) = \frac{2h_v}{\pi z} \quad (1)$$

根据前文假设及 Darcy 定律，可得到 dt 时间段内该微元处的渗流流量 $q(z)$ ，并沿整个渗透断面积分后得到单位时间内上覆水边界渗透量，即渗流流速为

$$q = q_1 + q_b = 2kh_v \left[\frac{2\ln(H/H_0)}{\pi} + \frac{B}{\pi H} \right] \quad (2)$$

式中， q_1 、 q_b 分别为加固区两侧和底部的单位渗透量， H_0 为密封体入泥深度，可取压膜沟深度。由此，渗流稳定阶段中 t 时刻上覆水的累积边界渗透量为

$$Q(B) = qb_i(t) = 2kh_v b_i(t) \cdot \left[\frac{2\ln(H/H_0)}{\pi} + \frac{B}{\pi H} \right] \quad (3)$$

式中, $\beta_t(t)$ 为渗流时间因子, 用于将稳定渗流结果修正为与实际中非稳定渗流相对应的结果, 可通过线性关系表示:

$$b_t(t) = A_t t + B_t \quad , \quad (4)$$

其中, A_t 和 B_t 为拟合参数, 根据本文有限元渗流计算结果的反演分析, A_t 可取 0.9~1.1, B_t 可取为 $3 \times 10^6 \sim 6 \times 10^6$ 。图 3 为式 (3) 与有限元结果的对比。由图可知, 式 (3) 所得结果与有限元结果较为接近, 说明式 (3) 用于估算上覆水边界渗透量是可靠的。

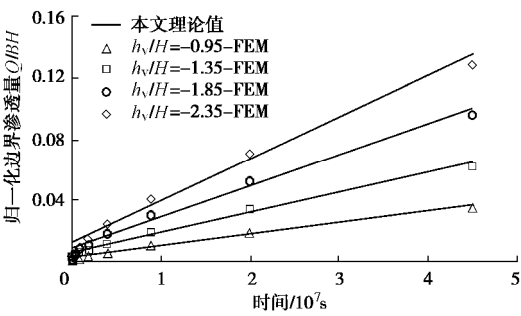


图 3 FEM 与理论方法的边界渗透量结果对比

Fig. 3 Comparison between results of boundary seepage discharge from FEM and theory

2.2 考虑上覆水综合作用的沉降计算方法

通过前文分析可知, 上覆水厚度的增加可使得土体沉降增大, 加固作用可通过增大排水板负压水头 h_v 来实现。因此, 考虑上覆水增益效果的沉降表达式为

$$S_t = S_\infty \cdot U_t = \frac{g_w h_v H}{\bar{E}_s} \cdot [1 - (1 - U_r)(1 - U_v)] \quad . \quad (5)$$

式中 S_t 为 t 时刻地基平均沉降; S_∞ 为考虑上覆水增益作用时地基的最终沉降; U_t 为地基平均固结度; $\bar{E}_s$ 为土层平均压缩模量, 可由加权平均求得。 U_r 、 U_v 分别为径向固结度和竖向固结度, 可分别通过砂井固结理论和太沙基一维固结理论求得。

在水下真空预压中, 上覆水对地基沉降的综合作用效果可分为荷载作用和边界渗透作用两方面。因此, 综合式 (3), (5) 可得

$$S_{tw} = S_t - \frac{Q(t)}{B} \quad , \quad (6)$$

式中, S_{tw} 为考虑上覆水综合作用时的地基平均沉降。由此, 可通过式 (6) 计算考虑上覆水综合作用的水下真空预压地基沉降。

3 案例分析

本案例为天津港某码头区实施的潮间带水下真空预压加固工程, 对码头的岸坡进行加固^[8]。该场地平均水深约为 1 m, 施工域面积为 30 m×154 m, 排水板长度 15 m, 间距为 0.8 m, 正方形布置。加固深度

内土层大致可分为 3 层, 各层土参数如表 3 所示。地基表层先铺设一层 1 m 厚的砂垫层, 然后进行铺膜密封。从开始抽气、施加真空荷载开始, 到第三天真空压力基本稳定在 -80 kPa。之后再满载加固约 105 d 后停泵卸载, 加固工程完成。

表 3 工程案例参数^[8]

Table 3 Parameters of engineering case				
土层	厚度 /m	渗透系数 $k/(m \cdot s^{-1})$	固结系数 $c_v/(m^2 \cdot s^{-1})$	压缩模量 E_s/MPa
淤泥	9	9.64×10^{-11}	1.25×10^{-8}	1.30
淤泥质黏土	3	5.46×10^{-11}	9.51×10^{-9}	1.74
黏土	3	6.50×10^{-12}	1.33×10^{-9}	2.05

图 4 为理论沉降计算结果与实测值的对比。结果显示, 不考虑上覆水作用时得到的沉降曲线明显偏小, 而考虑上覆水综合作用时得到的沉降曲线与实测值吻合得很好。通过案例分析可知, 在水下真空预压工程中应合理地考虑上覆水对地基沉降的综合作用, 由此得到的预测值更贴近实际结果。

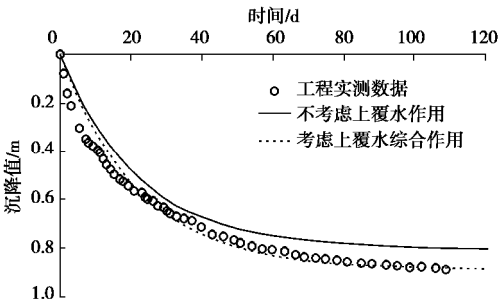


图 4 实测沉降值与不同理论方法所得沉降结果对比

Fig. 4 Comparison between measured data and settlement results from various theories

4 结论与建议

本文通过有限元方法对上覆水在水下真空预压中的作用进行了综合分析。基于有限元结果, 从渗流理论和固结理论入手, 通过理论推导提出了一种考虑上覆水综合作用的水下真空预压地基平均沉降分析方法, 并利用该方法对一则工程实例进行了分析。通过本文的研究, 得到如下结论:

(1) 上覆水在水下真空预压中的作用可分为两个方面: 荷载作用和边界渗透作用。前者对水下真空预压的加固起到积极的作用, 而后者则起到消极作用。上覆水在水下真空预压中的综合作用是一种变化的过程, 应通过上述两方面的强弱关系进行综合评价。

(2) 与传统的真空预压地基沉降计算理论相比, 本文方法考虑了上覆水综合作用的影响, 能得到与实测值更为吻合的结果。若地基渗透性较强、上覆水较

深、加固时长足够长时,上覆水的边界渗透将对地基沉降产生明显的削弱作用。

(3)对于潮间带水下真空预压而言,其上覆水较浅、土体渗透性较差、加固时长较短,因此在工程应用时可不考虑上覆水作用,将上覆水的荷载作用视为安全储备。若想得到较为精确的地基沉降预测值,则建议通过本文提出的方法合理地考虑上覆水对地基沉降的影响。

参考文献:

- [1] 张敬,刘爱民.水下真空预压的加固机理分析[J].岩土工程学报,2007,29(5):644-649. (ZHANG Jing, LIU Ai-min. Analysis of mechanism of consolidation of soil improved with underwater vacuum preloading method[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, 29(5): 644-649. (in Chinese))
- [2] 张敬.水下真空预压中真空产生机制、预压加固机理及其应用技术研究[D].天津:天津大学,2007. (ZHANG Jing. Research on the vacuumization method, treatment mechanism and application technology of underwater vacuum preloading[D]. Tianjin: Tianjin University, 2007. (in Chinese))
- [3] HU L. Consolidation behavior of soft soil subjected to on-land and underwater vacuum preloading[D]. Hong Kong: The Hong Kong University of Science and Technology, 2010.
- [4] 闫澍旺,李亚奇,林澍,等.泥封法水下真空预压室内模型试验及数值模拟[J].中国港湾建设,2017,37(9):5-10. (YAN Shu-wang, LI Ya-qi, LIN Shu, et al. Indoor model experimental research and numerical simulation of underwater vacuum preloading with clay-sealing method[J]. China Harbour Engineering, 2017, 37(9): 5-10. (in Chinese))
- [5] 刘润,闫澍旺,苗中海,等.水下真空预压中真空产生机制的研究[J].中国港湾建设,2003(5):29-35. (LIU Run, YAN Shu-wang, MIAO Zhong-hai, et al. Study of mechanism of vacuumization in underwater vacuum preloading[J]. China Harbour Engineering, 2003(5): 29-35. (in Chinese))
- [6] KARLSRUD K, GREGERSEN O, NERLAND Ø, et al. Vacuum consolidation of seabed clay- A full scale experiment[C]// Proceedings of the 14th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Madrid, 2007: 1335-1340.
- [7] 韩雪峰,邝国麟,谭国焕,等.水下真空预压过程中孔隙水压力变化规律研究[J].岩土工程学报,2008,30(5):658-662. (HAN Xue-feng, KWONG A K L, THAM L G, et al. Variation law of pore water pressure in soil improved by underwater vacuum preloading method[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, 30(5): 658-662. (in Chinese))
- [8] 刘爱民.变动水压荷载对真空预压加固效果的影响[J].地震工程学报,2015,2:467-471. (LIU Ai-min. Influence of varied water pressure loading on strengthening effect of vacuum preloading[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2015, 2: 467-471. (in Chinese))
- [9] CHU J, GUO W. Land reclamation using clay slurry or in deep water: challenges and solutions[J]. Japanese Geotechnical Society Special Publication, 2016, 51(2): 1790-1793.
- [10] 王传成.水下真空预压的机理研究[D].天津:天津大学,2005. (WANG Chuan-cheng. Study of mechanism of underwater vacuum preloading[D]. Tianjin: Tianjin University, 2005. (in Chinese))
- [11] GOURVENEC S M, WHITE D J. Elastic solutions for consolidation around seabed pipelines[C]// Proceedings of the Annual Offshore Technology Conference. Houston, 2010.

(责编:胡海霞)

DOI: 10.11779/CJGE2019S1062

地表堆载下盾构隧道纵向非线性变形简化解析解

柯宅邦^{1, 2, 3}, 梁荣柱^{4, 5}, 童智能⁶, 乐腾胜^{1, 3}, 郭 杨^{1, 3}

(1. 安徽省建筑科学研究设计院, 安徽 合肥 230032; 2. 安徽省建筑工程质量第二监督检测站, 安徽 合肥 230032;

3. 绿色建筑与装配式建造安徽省重点实验室, 安徽 合肥 230032; 4. 中国地质大学(武汉)工程学院, 湖北 武汉 430074;

5. 浙江大学建筑工程学院, 浙江 杭州 310058; 6. 江西科技师范大学建筑工程学院, 江西 南昌 330013)

摘 要: 既有盾构隧道在地表堆载下将会导致纵向不均匀沉降, 威胁地铁列车的安全。目前地表堆载下盾构隧道的沉降预测方法没考虑到土体变形非线性的特点。基于所提的非线性地基模型, 推导得到在地表堆载影响下盾构隧道纵向非线性变形简化解析解。地表堆载引起的隧道附加荷载通过 Boussinesq 解估算, 通过连续梁模拟隧道的变形, 推导得到在地表附加荷载下盾构隧道沉降的微分方程, 引入有限差分法与 Newton 迭代法相结合数值求解方法。通过三维有限元结果验证了其正确性, 可以为在地表堆载下盾构隧道的沉降变形预测提供理论支持。

关键词: 地表荷载; 盾构隧道; 纵向变形; 非线性

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)S1-0245-04

作者简介: 柯宅邦(1981—), 男, 安徽歙县人, 高级工程师, 主要从事结构物检测与轨道交通监测工作与研究。E-mail: kezhhut@sohu.cn。

Simplified analytical solution for nonlinear longitudinal deformation of shield tunnels under surface surcharge

KE Zhai-bang^{1, 2, 3}, LIANG Rong-zhu^{4, 5}, TONG Zhi-neng⁶, YUE Teng-sheng^{1, 3}, GUO Yang^{1, 3}

(1. Anhui Institute of Building Research & Design, Hefei 230002, China; 2. Anhui Supervision and Inspection Station II of Construction Engineering Quality, Hefei 230032, China; 3. Anhui Key Laboratory of Green Building and Assembly Construction, Hefei 230031, China;

4. Faculty of Engineering, China University of Geosciences, Wuhan 430074, China; 5 College of Civil Engineering and Architecture, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 6. College of Civil Engineering and Architecture, Jiangxi Science and Technology Normal University, Nanchang 330013, China)

Abstract: Surface surcharge will induced longitudinal deformation of shield tunnels, which threatens the safety of running trains. The current prediction methods for the settlement of shield tunnels are not taken the nonlinear deformation of soils into consideration. Based on the proposed nonlinear foundation model, the simplified analytical solution for nonlinear longitudinal deformation of a shield tunnel under surface surcharge is derived. The additional load on the shield tunnel due to surface surcharge is estimated by the Boussinesq solution, and the deformation of the shield tunnel is modeled using continuous long beam. The differential function for the settlement of the shield tunnel is then obtained. The numerical solution of tunnel settlement is solved using the combined method of the finite difference and Newton's iteration method. The effectiveness of the proposed method is verified using 3D FEM model. The proposed method may provide a theoretical support for evaluating the deformation of shield tunnels under surface surcharge.

Key words: surface surcharge; shield tunnel; longitudinal deformation; nonlinear deformation

0 引 言

地面堆载特别是建筑基坑临时弃土将增加既有地铁线路的附加荷载, 恶化隧道结构的受力变形状态, 导致隧道纵向不均匀沉降, 引发隧道衬砌破损、开裂、渗水等一系列病害, 严重威胁地铁运营安全。因此研究地铁隧道在地表堆载下的纵向受力变形性能有重要的现实意义。

为探究堆载下盾构隧道的受力变形机理, 国内外学者展开了一系列有益的研究。盾构隧道是三维复合

基金项目: 国家自然科学基金项目(41807262, 51678547); 中央高校基本科研业务费专项资金项目(CUG170647); 湖北省自然科学基金项目(2018CFB179); 安徽省建筑科学研究设计院 2018 年度科研立项(2018JKY-26)

收稿日期: 2019-04-28

***通讯作者** (E-mail: liangcug@163.com)

结构物,地表堆载作用下盾构隧道结构的横向发生扁平变形,而纵向产生不均匀沉降。一些学者通过室内模型试验和有限元模拟等方法着重研究地面荷载下盾构隧道的横向变形性能^[1]。而对于盾构隧道纵向的受力发展相关研究有待进一步深入。

目前关于受地表堆载作用下盾构隧道的纵向受力变形预测主要采用简化解析法^[2]。其特点可归纳如下:假定盾构隧道为连续长梁,为计算简便通常采用 Winkler 弹性地基考虑隧道与土层的相互作用,地表堆载采用 Boussinesq 弹性解估算作用在隧道上的附加荷载,通过数值或显示求解得到隧道的纵向变形和内力分布。Winkler 地基模型为单参数地基模型,因其数学处理方便而被广泛应用于隧道与地基的相互作用的研究中。土体的变形具有明显的非线性特点^[3-4]。采用 Winkler 地基考虑地基土与隧道的相互作用,在隧道位移较大时候往往高估了地基土的抗力,从而低估了隧道的变形与内力,造成隧道受力评价偏于安全。目前在管道岩土工程设计中^[5],已经意识到 Winkler 地基模型的不足,并逐渐采用非线性地基模型考虑管道与土体的相互作用。

本文提出一种新的非线性地基模型,建立在地表荷载下盾构隧道纵向非线性变形计算模型,推导得到其简化解析解。最后通过三维有限元模型计算结果验证本文的正确性。

1 非线性简化理论推导

1.1 非线性地基模型

在 Pasternak 双参数地基模型基础上,提出了一种新的非线性地基模型,如图 1 所示。该模型由考虑弹簧间相互作用的剪切层和双曲线函数非线性弹簧组成。其数学表达式为

$$q(x) = \frac{w(x)}{\frac{0.3}{k_u} + \frac{w(x)}{q_u}} - G_c \frac{\partial^2 w(x)}{\partial x^2} \quad (1)$$

式中 $q(x)$ 为在梁位移为 $w(x)$ 下的地基反力; k_u 为弹塑性弹簧模型的斜率, $k_u = q_u / \delta_u$; q_u 为地层极限抗力; δ_u 为弹性模型中进入塑性时的地基或梁的位移; G_c 为剪切层刚度系数。

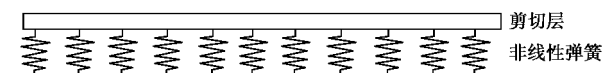


图 1 非线性地基模型

Fig. 1 Nonlinear foundation model

非线性地基模型中弹簧的非线性变形部分通过双曲线函数考虑,如图 2 所示。参考管道-土体反力的相关研究建议^[5],弹簧的弹塑性模型中弹性部分(图 2

中虚线部分)与双曲线的交点横坐标为 0.7 倍的极限地基反力 q_u 。地基梁作用下地基的极限反力 q_u 可以根据 Meyerhof^[6]圆形截面的条形地基极限承载力公式得到。

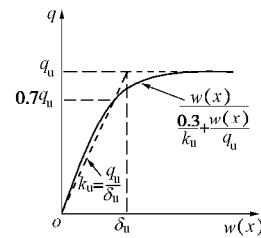


图 2 非线性弹簧模型

Fig. 2 Nonlinear spring model

1.2 盾构隧道纵向变形

在地表荷载下,盾构隧道表面承受地表堆载引起附加荷载的作用 $p(x)$,从而发生沉降变形,如图 3 所示。根据受力平衡,可得到在附加荷载下,盾构隧道在非线性地基上的平衡微分方程:

$$(EI)_{eq} \frac{d^4 w(x)}{dx^4} + \frac{w(x)D}{\frac{0.3}{k_u} + \frac{w(x)}{q_u}} - G_c D \frac{\partial^2 w(x)}{\partial x^2} = p(x)D \quad (2)$$

式中, $(EI)_{eq}$ 为盾构隧道的纵向等效抗弯刚度, D 为盾构隧道的直径。

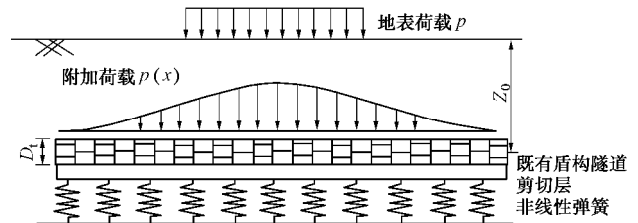


图 3 计算模型示意图

Fig. 3 Computational model

在宽为 B 、长为 L 的矩形堆载下(图 4),盾构隧道附加竖向荷载 $p(x)$ 可以通过布辛内斯克经典弹性解估算:

$$p(x) = \int_{-\frac{B}{2}}^{\frac{B}{2}} \int_{\frac{L}{2}}^{\frac{L}{2}} \frac{3pz_0^3}{2\pi R^5} dx dh \quad (3)$$

式中, p 为地表堆载引起的均布荷载, z_0 为盾构隧道轴线的埋深, R 为参数,

$$R = \sqrt{(x \cos a + d \cos b - x)^2 + (-x \sin a + d \sin b - h)^2 + z_0^2} \quad (4)$$

其中, x 为 x - y 坐标系中横坐标, x 与盾构隧道轴线垂直, d 为隧道轴线中点到荷载中心的距离, b 为隧道轴线中点到荷载中心的连线与坐标轴 x 的夹角, a 为 x 轴与 x 轴夹角。

2 迭代求解

式(2)为非齐次四阶微分方程,直接求解存在较大的困难,因此,本文采用有限差分法和 Newton 迭代法相结合的思路求得其数值解。可沿其纵向离散为

单位长度为 l 的 $n+1$ 点。为考虑隧道的边界效应, 在隧道两端分别增加 2 个虚拟节点, 如图 5 所示。

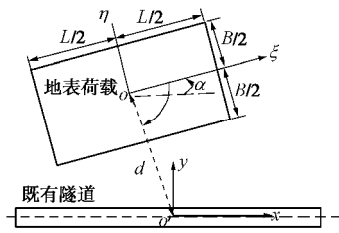


图 4 荷载与既有盾构隧道相对位置平面图

Fig. 4 Relative location of existing shield tunnel and surcharge

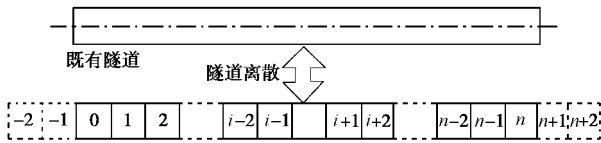


图 5 隧道离散分析

Fig. 5 Discretization of tunnel

基于中心标准有限差分法, 式 (2) 可进一步转化为有限差分格式表示:

$$(EI)_{eq} \frac{6w_i - 4(w_{i+1} + w_{i-1}) + (w_{i+2} + w_{i-2})}{l^4} + \frac{w_i D}{\frac{0.3}{k_u} + \frac{w_i}{q_u}} - G_c D \frac{w_{i+1} - 2w_i + w_{i-1}}{l^2} = p(x_i) D \quad (5)$$

式中, w_i , w_{i+1} , w_{i-1} , w_{i+2} 及 w_{i-2} 分别为节点单元 i , $i+1$, $i-1$, $i+2$ 及 $i-2$ 竖向位移, $p(x_i)$ 为 i 节点单元处附加荷载。

假定隧道两端自由, 盾构隧道在地表荷载下的非线性有限差分表达式 (5) 可进一步写为矩阵-向量的表达式形式:

$$K_t \mathbf{w} + \frac{\mathbf{w} D}{\frac{0.3}{k_u} + \frac{\mathbf{w}}{q_u}} - \mathbf{G} \mathbf{w} = \mathbf{p} \quad (6)$$

式中 $\mathbf{w}$ 为隧道竖向位移列向量, $\mathbf{w} = \{w_0, w_1, \mathbf{L} w_i, w_{i+1}, \mathbf{L} w_{n-1}, w_n\}^T$; $\mathbf{p}$ 为新建隧道开挖引起既有隧道竖向附加荷载列向量, $\mathbf{p} = \{p(x_0), p(x_1), \mathbf{L} p(x_i), \mathbf{L} p(x_{n-1}), p(x_n)\}^T$; D 为各个矩阵的表达式为

$$K_t = \frac{(EI)_{eq}}{l^4} \begin{bmatrix} 2 & -4 & 2 & & & & 0 \\ -2 & 5 & -4 & 1 & & & \\ 1 & -4 & 6 & -4 & 1 & & \\ & 1 & -4 & 6 & -4 & 1 & \\ & & \mathbf{L} & \mathbf{L} & \mathbf{L} & \mathbf{L} & \mathbf{L} \\ & & & 1 & -4 & 6 & -4 & 1 \\ & & & & 1 & -4 & 6 & -4 & 1 \\ & & & & & 1 & -4 & 5 & -2 \\ 0 & & & & & & 2 & -4 & 2 \end{bmatrix}_{(n+1) \times (n+1)} \quad (7)$$

$$\mathbf{G} = \frac{G_c D}{l^2} \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & & 0 \\ 1 & -2 & 1 & & \\ & \mathbf{L} & \mathbf{L} & \mathbf{L} & \\ & & 1 & -2 & 1 \\ & & & 1 & -2 & 1 \\ 0 & & & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}_{(n+1) \times (n+1)} \quad (8)$$

值得注意的是, 式 (6) 中的第二项为非线性项, 本文采用 Newton 迭代法求解隧道的竖向位移。令

$$\mathbf{F}(\mathbf{w}) = K_t \mathbf{w} + \frac{\mathbf{w} D}{\frac{0.3}{k_u} + \frac{\mathbf{w}}{q_u}} - \mathbf{G} \mathbf{w} - \mathbf{p} = \mathbf{0} \quad (9)$$

矩阵存在, 则 $\mathbf{F}(\mathbf{w})$ 的 Jacobi 矩阵为

$$\mathbf{F}'(\mathbf{w}) = K_t + K_s - \mathbf{G} \quad (9)$$

$$K_s = \begin{bmatrix} dw_0 & & & & 0 \\ & dw_1 & & & \\ & & dw_2 & & \\ & & & \mathbf{L} & \\ & & & & dw_{n-2} \\ & & & & & dw_{n-1} \\ 0 & & & & & & dw_n \end{bmatrix}_{(n+1) \times (n+1)} \quad (10)$$

$$\text{式中, } dw_0 = \frac{1}{\frac{0.3}{k_u} + \frac{w_0}{q_u}} D - \frac{w_0}{q_u \left(\frac{0.3}{k_u} + \frac{w_0}{q_u} \right)^2} D \quad ,$$

$$dw_1 = \frac{1}{\frac{0.3}{k_u} + \frac{w_1}{q_u}} D - \frac{w_1}{q_u \left(\frac{0.3}{k_u} + \frac{w_1}{q_u} \right)^2} D, \dots, \dots,$$

$$dw_n = \frac{1}{\frac{0.3}{k_u} + \frac{w_n}{q_u}} D - \frac{w_n}{q_u \left(\frac{0.3}{k_u} + \frac{w_n}{q_u} \right)^2} D, \text{ 如此类推。}$$

值得注意的是, $K_t \mathbf{w}$ 的 Jacobi 矩阵为 K_t , $\mathbf{G} \mathbf{w}$ 的 Jacobi 矩阵为 $\mathbf{G}$, 而 $\mathbf{p}$ 为常数向量, 其 Jacobi 矩阵为零方阵。

根据 Newton 迭代公式有

$$\mathbf{w}^{(k+1)} = \mathbf{w}^{(k)} - (\mathbf{F}'(\mathbf{w}^{(k)}))^{-1} \mathbf{F}(\mathbf{w}^{(k)}) \quad (11)$$

式中, $\mathbf{F}'(\mathbf{w})^{-1}$ 为 $\mathbf{F}(\mathbf{w})$ 的 Jacobi 矩阵的逆矩阵。

令 $\mathbf{w}^{(k+1)} - \mathbf{w}^{(k)} = \Delta \mathbf{w}^{(k)}$, 则有

$$\Delta \mathbf{w}^{(k)} = -(\mathbf{F}'(\mathbf{w}^{(k)}))^{-1} \mathbf{F}(\mathbf{w}^{(k)}) \quad (12)$$

通过上述转化就把非线性的方程求解问题变成了线性方程组的求解问题。具体实施如下: 取初值 $\mathbf{w}^{(0)}$ 代入式 (12) 可求得 $\Delta \mathbf{w}^{(0)}$, 代入公式 $\mathbf{w}^{(1)} = \Delta \mathbf{w}^{(0)} + \mathbf{w}^{(0)}$, 可解得 $\mathbf{w}^{(1)}$ 。再次把 $\mathbf{w}^{(1)}$ 代入式 (11) 中, 如此循环迭代, 直到 m 次迭代使得 $\Delta \mathbf{w}^{(m)} < e$, 其中 e 为误差容许范围值, 则 $\mathbf{w}^{(m+1)}$ 值为最终隧道变形结果。

3 有限元验证

为验证本文所提方法的适用性和正确性, 通过

表 1 有限元中土体模型参数

Table 1 Hardening-soil parameters used for the finite element models

g_{sat}	c'	j'	ψ	n_{ur}	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	E_{50}^{ref}	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	G_0^{ref}	p^{ref}	$g_{0.7}$	m
$/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	$/\text{kPa}$	$/(^{\circ})$	$/(^{\circ})$		$/\text{MPa}$	$/\text{MPa}$	$/\text{MPa}$	$/\text{MPa}$	$/\text{kPa}$		
19.8	2	17	0	0.2	1.8	2.0	15.1	34	100	2×10^{-4}	0.8

注： c' 为有效黏聚力， j' 为有效内摩擦角， ψ 为剪胀角， $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ 为固结试验的参考切线模量， E_{50}^{ref} 为三轴固结排水剪切试验的参考割线模量， $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ 为三轴固结排水卸载再加载试验的参考卸载再加载模量， G_0^{ref} 为小应变刚度试验的参考初始剪切模量， $g_{0.7}$ 为剪切模量降低到其 70% 时所对应的剪应变， n_{ur} 为泊松比， m 为与模量应力水平相关的幂指数。

Plaxis-3D 有限元软件建立在地面堆载下盾构隧道的三维有限元模型。所建立的模型为 200 m(长)×200 m(宽)×80 m(深)，隧道长度为 200 m，地表荷载位于模型中央，荷载尺寸为 20 m(长)×20 m(宽)，荷载大小为 60 kPa。所建模型如图 6 所示。模型土体选取为上海典型④号淤泥质黏土层，采用小应变硬化本构模型(HS-Small)，相关参数如表 1 所示。下卧隧道模拟为上海典型盾构隧道，轴线埋深为 16.9 m 隧道直径为 6.2 m，厚度 0.35 m，其抗弯刚度通过等效连续化模型计算为 $7.8\times 10^6 \text{ kN}\cdot\text{m}^2$ ， δ_{u} 取值 0.279 m，计算得到地基极限反力值 $q_{\text{u}}=505 \text{ kPa/m}$ 。计算结果与有限元计算结果如图 7 所示。由图可见，在地表 60 kPa 的均布荷载作用下隧道的最大沉降约为 4 mm。本文计算得到的最大沉降量与有限元计算结果基本一致。所得到的隧道沉降范围略小于有限元计算结果，但总体而言本文计算结果与有限元结果有良好的一致性，从而证明了本文计算方法的可靠性。

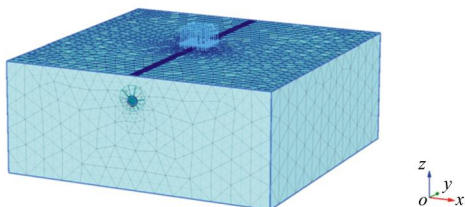


图 6 Plaxis-3D 模型

Fig. 6 Model of Plaxis-3D

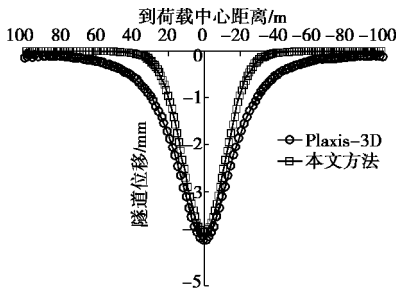


图 7 有限元与本文计算结果对比分析

Fig. 7 Comparison of calculated results between FEM and this paper

4 结 语

本文在前人的基础上，提出了适用于盾构隧道–土体变形的非线性地基模型。基于所提的地基模型，推导得到隧道在地表荷载下的纵向变形非线性解析解。表荷载引起隧道表面附加荷载通过 Boussinesq 求得，采用连续长梁模拟隧道的变形，推导得到在地表堆载引起的盾构隧道的纵向变形微分方程。采用通过有限差分法与 Newton 迭代法相结合的思路求解隧道变形的数值解。通过三维有限元验证了本文方法的可靠性。本文方法可以为预判盾构隧道在地表堆载下的沉降变形提供理论支持。

参考文献:

[1] HUANG H W, ZHANG D M. Resilience analysis of shield tunnel lining under extreme surcharge: characterization and field application[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2016, 51: 301 – 312.

[2] 康 成, 梅国雄, 梁荣柱, 等. 地表临时堆载诱发下既有盾构隧道纵向变形分析[J]. 岩土力学, 2018, 39(12): 4605 – 4616. (KANG Cheng, MEI Guo-xiong, LIANG Rong-zhu, et al. Analysis on the longitudinal deformation of existing shield tunnel induced by temporary surface surcharge[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, 39(12): 4605 – 4616. (in Chinese))

[3] KONDER R L. Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 1963, 89(SM1): 115 – 143.

[4] DUNCAN J M, CHANG C Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soils[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 1970, 96(SM5): 1629 – 1653.

[5] ASCE Committee on Gas and Liquid Fuel Lifelines. Guideline for the seismic design of oil and gas pipeline systems[M]. New York: American Society of Civil Engineering (ASCE), 1984.

[6] MEYERHOF G G. The ultimate bearing capacity of foudations[J]. Géotechnique, 1951, 2(4): 301 – 332.

(责编: 胡海霞)

王吉望 王复明 孔宪京 冯国栋 包承纲 刘金砺 吴肖茗 张建民 张雁
李广信 陈仲颐 陈湘生 陈云敏 周镜 周丰峻 郑健龙 殷宗泽 顾小芸
顾晓鲁 钱七虎 黄熙龄 龚晓南 葛修润 蒋国澄 谢定义 赖远明 濮家骝
魏汝龙

学术委员会:

主席: 张建民

副主席: (以姓氏笔画为序)

王卫东 叶阳升 刘汉龙 刘松玉 汪稔 沈小克 陈云敏 郑刚 黄茂松
谢永利 滕延京

常务委员: (以姓氏笔画为序)

王卫东 王兰民 王复明 叶阳升 李耀良 刘汉龙 刘松玉 汪稔 沈小克
宋二祥 陈云敏 陈正汉 杨光华 郑刚 郑俊杰 张丙印 张建民 张炜 张
鸿儒 赵明华 侯伟生 高文生 高玉峰 姚仰平 黄茂松 谢永利 温彦锋 蔡
正银 蔡袁强 滕延京

委员: (以姓氏笔画为序)

丁冰 丁选明 马巍 马建林 孔令伟 于广明 于玉贞 王卫东 王兰民
王旭王刚 王园 王立忠 王复明 王桂萱 白晓红 司建波 叶阳升 叶国良
龙莉波 孙宏伟 孙宏林 刘汉龙 刘永超 刘华北 刘国彬 刘国楠 刘松玉
刘春原 刘恩龙 刘增荣 吕海波 李驰 李国英 李耀刚 李耀良 闫澍旺
朱本珍 朱彦鹏 朱俊高 杜修力 杜延军 冷伍明 汪稔 汪小刚 陈云敏
陈正汉 陈龙珠 陈国兴 陈湘生 陈锦剑 杨平 杨庆 杨广庆 杨光华 杨敏
杨斌 吴江斌 吴宏伟 吴志坚 张丙印 张建民 张建红 张炜 张爱军 张振拴
张继文 张鸿儒 宋二祥 沈小克 沈扬 岳中琦 辛鸿博 邵生俊 郑永强
郑刚 郑俊杰 林从谋 周国然 周同和 赵成刚 赵有明 赵明华 武威 胡黎明
殷建华 施木俊 施建勇 侯伟生 欧国强 宫剑飞 高文生 高玉峰 娄荣祥
徐日庆 陶连金 袁晓铭 姚仰平 钱建固 黄茂松 梁波 梁志荣 凌贤长
梅国雄 章为民 康景文 谢永利 傅旭东 傅志斌 温彦锋 程展林 韩自力
韩煊 雷华阳 简文彬 鲁晓兵 滕延京 蔡正银 蔡袁强 薛炜 薛强

组织委员会

主席: 郑刚 刘永超

副主席: 韩庆华 焦莹 侯玉杰 王新洲 王宝德 缪俊发 武思宇 江志安

委员: (以姓氏笔画为序)

刁钰 马丽 于鑫平 尹金凤 王凡俊 王成华 王睿 王涛 王连利 方祥位
介玉新 加瑞 卢力强 冯士伦 孙立强 史小锐 许洁 刘中宪 刘加强 刘建
志 刘猛 刘畅 刘景 锦李飒 李涛 李刚 吴永红 杨荣伟 杨爱武 季忠原
苏杭 胡彬 胡军 陆培毅 张天奇 张雪莲 张建新 张稳军 张毅 陈津生
陈昊 郑玉文 周玉明 周海祚 赵志峰 赵瑞斌 宫喜庆 郭伟 俞建霖 夏小刚
高喜峰 梁发云 黄英豪 蒋明镜 程雪松 路德春 詹良通 雷华阳 冀旭

秘书长: 雷华阳 程雪松

副秘书长: 刘畅 刘中宪 许洁

投稿论文工作组:

组长: 郑刚

副组长: 雷华阳 程雪松

组员: (以姓氏笔画为序)

刁钰 加瑞 刘畅 刘景锦 张天奇 张雪莲 周海祚 郭伟

致 谢: 硕士及博士研究生王磊、庄道坤、赵佳鹏、吴阳、李昕昊、秘诚、栗晴瀚和吴世雄等参加了投稿论文的整理工作。

《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	黄国龄	魏汝龙	谢定义	殷宗泽		
主 任:	陈生水							
副 主 任:	汪小剛	费晓南	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	陈正忠
	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	葛宇雷	费晓南	何满潮	洪振舜
	黄安斌	黄茂松	黄润秋	蒋明镜	孔令伟	赖运明	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	邱生俊	沈 强	沈永龙	沈小克	施 斌	施建勇	宋二祥
	孙德安	滕延京	汪 稔	汪小剛	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	谢水利
	徐长节	徐永福	杨春和	杨光华	杨 庆	杨仲轩	姚仲平	于玉贞
	俞清瀚	袁晓铭	岳中琦	唐良通	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-ich Chang		
主 编:	蔡正银							
副 主 编:	汪小剛	杨春和	明经平					
责任编辑:	明经平	周 平	李运辉	胡海霞	孙振远	黄贤沙		

岩土工程学报

(月刊 1979 年创刊)

第 41 卷增刊 1 (总 338) 2019 年 7 月出版
增刊备案号: 321124201901

Chinese Journal of Geotechnical Engineering

(Monthly, Started in 1979)

Vol. 41, Supp. 1 (Total No. 338) Published in July 2019

主 办 中国科学技术协会
主 办 中国水利学会 中国土木工程学会
主 办 中国力学学会 中国建筑学会
主 办 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
电子邮箱: ge@nhri.cn

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

网 址 www.cjgejournal.com

广 告 登 记 江苏省工商行政管理局登记编号: 广登 32000000054

Competent Authority:

China Association for Science and Technology

Sponsors:

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

Published under the Auspices of

Nanjing Hydraulic Research Institute

Edited and Published by

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

Editor-in-Chief:

CAI Zheng-yin

Printed by

Hohai University Printing Factory

Overseas Distributor:

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

Web Site: www.cjgejournal.com

中国标准连续出版物号 ISSN 1000-4548
CN 32-1124/TU

发行代号 国内 28-62
国外 MO 0520

国内定价: 150.00元