

ISSN 1000 - 4548
CODEN YGXUEB

岩土工程学报

Chinese Journal of Geotechnical Engineering

第 39 卷

增刊 2 (总 315 期)

Vol.39

Supp.2 (Total 315)

增刊 2

2017

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 454001



10

前 言

软土地基广泛分布在我国沿海地区和内陆平原或盆地，由于其特殊的工程特性，在软土地基上进行工程建设，经常出现各种各样的工程问题，甚至导致建(构)筑物出现不同程度的破坏，这些问题不仅严重影响着软土地区的发展建设，更是反映出对于软土工程理论及技术研究的不足。

第一届全国软土工程学术会议以“软土工程的理论创新与工程实践”为主题，于2013年11月在上海同济大学顺利召开。第二届全国软土工程学术会议将于2017年11月10—12日在天津召开，围绕着“软土工程的性能与安全(Performance and Safety of Soft Ground Engineering)”这一主题，立足于交流近年来我国在软土工程领域取得的最新研究成果，致力于推动我国在软土工程理论、实践和应用等方面的发展和进步。届时全国软土工程专家学者将欢聚一堂，围绕重大软土工程问题、软土工程新理论、新技术、软土与地下工程、超软基处理等方面进行研讨与交流，共同探讨软土工程学科的发展趋势，展现最新的研究进展和研究成果。

本次会议共收到投稿论文180篇，最终60篇论文入选会议论文集，以《岩土工程学报》增刊形式发表，这些论文集中反映了我国在软土工程领域的科学研究新进展，反映了我国岩土工程工作者在软土工程领域取得的一系列研究成果，本次会议的召开必将促进我国软土工程领域相关理论和技术研究的进一步繁荣与发展！

本次会议由中国土木工程学会土力学及岩土工程分会软土工程专业委员会主办，由天津大学和天津市建筑学会岩土力学与地下工程专业委员会承办，在大会的筹办与组织过程中，得到了多家单位的大力协助与支持，在此表示衷心的感谢！感谢与会代表与论文作者的大力支持，感谢评审专家对于投稿论文的专业意见，同时特别感谢《岩土工程学报》编辑部的辛勤付出！

在此谨向所有支持与关心本次大会的单位、专家及同行表示最诚挚的感谢！
预祝第二届全国软土工程学术会议取得圆满成功！

第二届全国软土工程学术会议组委会主席 郑 刚

2017 年 11 月

《岩土工程学报》第十二届编委会名单

2016年4月8日 南京

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

岩土工程学报

(月刊 1979 年创刊)

第 39 卷增刊 2 (总 315) 2017 年 10 月出版

增刊备案号: 321124201702

Chinese Journal of Geotechnical Engineering

(Monthly, Started in 1979)

Vol. 39, Supp.2 (Total No. 315) Published in Oct. 2017

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

Competent Authority:

China Association for Science and Technology

Sponsors:

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

Published under the Auspices of

Nanjing Hydraulic Research Institute

Edited and Published by

Editorial Office of Chinese Journal of Geotechnical Engineering

Address: 34 Hujuguan, Nanjing 210024, China

Tel: 86-25-85829534, 85829556 Fax: 86-25-85829555

E-mail: ge@nhri.cn

Editor-in-Chief:

CAI Zheng-yin

Printed by Hohai University Printing Factory

Overseas Distributor:

China International Book Trading Corporation

P. O. Box 399, Beijing, China

Web Site: www.cgejournal.com

广 告 登 记 江苏省工商行政管理局登记编号: 广登 32000000054

目次

基于 CPTU 的土分类方法在港珠澳大桥中的应用	刘松玉, 邹海峰, 蔡国军, 祝刘文, 杜宇 (1)
工程桩对基坑稳定性的影响及其计算方法	郑刚, 张涛, 程雪松 (5)
软黏土中水平受荷桩的静力和循环 $p-y$ 曲线	黄茂松, 马昊, 李森, 俞剑, 张陈蓉 (9)
海积软黏土的强度特性与桩土界面剪切速率效应	孔令伟, 熊春发, 郭爱国, 杨爱武 (13)
南海软土微观结构与力学特性试验研究	蒋明镜, 李志远, 黄贺鹏, 刘俊 (17)
软土地基刚性桩复合地基沉降计算的简化方法	杨光华, 徐传堡, 李志云, 姜燕, 张玉成 (21)
UH 模型在路堤软基变形分析中的应用	冯兴, 姚仰平, 李汝宁, 霍海峰 (25)
深基坑降水沉降计算土体弹性参数取值方法探讨	梁发云, 贾亚杰, 邓航, 姚笑青 (29)
柔性荷载刚性桩复合地基修正密度法稳定分析改进	刘吉福, 郑刚, 龚晓南, 谢永利, 陈昌富 (33)
考虑桩体破坏模式差异的路堤下刚性桩复合地基稳定分析方法研究	俞建霖, 李俊圆, 王传伟, 张甲林, 龚晓南, 陈昌富, 宋二祥 (37)
基坑隆起稳定性数值分析中的若干问题	王成华, 李亚杰 (41)
膜袋砂围堰荷载下软土地基破坏分区特性研究	周小文, 王晓亮, 汪明元, 王力 (45)
下挖增层桩顶约束对桩基屈曲稳定临界荷载影响分析	单华峰, 夏唐代, 俞峰, 胡军华 (49)
基于 3D 建模的海底管道在位稳定分析	熊宝, 李, 孙, 翟京生 (53)
管状 EKG 电化学注浆软基加固室内试验研究	沈扬, 邱晨辰, 宋顺翔, 芮笑曦, 施文 (57)
基于监测数据反演的软土高填方地基性能分析	叶观宝, 饶烽瑞, 张振, 鲁旺达, 苏泽昊, 许诗蕾 (62)
特大型溶洞回填体桩基荷载-沉降规律与计算研究	蒋武军, 鄢定媛, 王明明, 李煜, 陈骅伟, 蒋冲, 陈兆 (67)
双向激振循环荷载和振动频率共同作用下饱和软黏土孔压试验研究	黄珏皓, 陈健, 柯文汇, 钟宇, 邱岳峰 (71)
考虑参数空间变异性的隧道下穿建筑物安全性评价	程红战, 陈健, 胡之锋, 李建斌 (75)
上海地区软黏土的 OCR 及地质成因	高彦斌, 陈忠清 (79)
桩承式变刚度加筋垫层复合地基数值模拟	曹文昭, 郑俊杰, 严勇 (83)
软土地基平板载荷试验稳定标准的研究	秦振华 (87)
微型桩在软土地基加固工程中的应用	孙训海, 佟建兴, 杨新辉, 罗鹏飞, 杜世伟 (91)
地震作用下临近边坡的条形基础极限承载力研究	尹鑫, 周海祚, 郑刚 (95)
循环荷载下软黏土路基变形响应的离心试验模拟	钱建固, 王其伟 (99)
改性聚酯注浆新技术在控制基坑周边房屋沉降的运用	苏志鹏, 梁永辉 (103)
聚丙烯酰胺改性石灰固化吹填土固结特性研究	雷华阳, 许英刚, 李鑫, 刘广学, 金亚伟 (107)
不同施工条件下基坑降水对地连墙侧移影响研究	曾超峰, 胡义, 薛秀丽 (112)
天津港超软土地基加固特性探讨	尹长权 (116)
含气泡土的孔隙流体压缩系数计算分析	刘侃, 朱小军, 张帆舸, 杨敏 (120)
真空预压法处理软土地基的工程应用	曹杰, 郑建国, 刘智, 李波, 李攀, 杨超, 何丹, 赵海圆 (124)
基于智能优化算法的深大基坑施工反分析	左自波, 黄玉林, 吴小建 (128)
某地铁区间盾构法施工隧道事故实例与分析	郑刚, 崔涛, 程雪松, 孙基斌, 葛隆博 (132)
活性氧化镁碳化搅拌桩模型试验研究	刘松玉, 蔡光华, 杜广印, 王亮 (136)
基于 CPTU 的三亚新机场海洋软土工程特性评价	彭鹏, 蔡国军, 刘松玉, 祝刘文, 赵健, 夏涵 (140)
絮凝加速吹填土沉积的试验研究	郑爱荣, 朱洪满 (145)
真空预压联合钱灰拌合法加固新吹填超软土地基技术	刘爱民 (149)
砂土地基中 V-H-M 组合荷载下单桩分析方法研究	木林隆, 康兴宇, 李婉 (153)
基础托换对基坑周边建筑物变形控制作用的三维有限元分析	李靖, 徐中华, 王卫东 (157)
锚杆静压桩在低净空条件下既有建筑地基加固中的应用	吴江斌, 王向军, 宋青君 (162)
与上部建筑结合的地下变电站转换结构分析与设计	苏银君, 姜波, 翁其平 (166)
黄河冲积平原 PHC 管桩双桩水平承载性能现场试验研究	亓乐, 宋修广, 张宏博, 周志东, 岳红亚 (171)
软土地区深基坑对临近地铁结构影响的实测与分析	张立明, 朱敢平, 郑习羽, 杨振丹 (175)
基于可变组合机构的黏土基坑抗隆起稳定性上限分析	唐震, 黄茂松, 袁聚云 (180)
不同频率影响下结构性软黏土动力特性试验研究	杨爱武, 王亚成 (184)
新型无膜真空预压法加固超软吹填土模型试验及数值模拟分析	雷华阳, 刘英男, 冯双喜, 刘景锦 (189)
有机质相压缩变形对泥炭土固结特性影响	方坤斌, 李卫超, 杨敏 (194)
有明黏土固结特性的应变率效应和应变率取值研究	加瑞, 雷华阳 (198)
盾构隧道弯螺栓接头力学特性受预紧力影响的数值研究	张稳军, 张云旆, 宋晓龙 (203)
超深开挖对坑底桩的抗压承载力及沉降特性的影响因素研究	刁钰, 李光帅, 郑刚 (207)
利用带弯曲元应力路径三轴仪量测静止土压力系数研究	刘麟, 顾晓强, 黄茂松 (212)
CFG 桩软基加固质量缺陷原因分析及处理方法探讨	李三明, 阎波, 安海堂, 程宗亮, 徐伟 (216)
软土地区地铁不同类型轨道振动测试分析	丁智, 王永安, 顾晓卫, 黄小斌, 魏新江, 魏纲 (220)
浅基础框架建筑受邻近基坑开挖影响简化分析	张治国, 杨轩, 赵其华, 费思异, 贾延臣 (224)
透水管桩技术研究进展	曾超峰, 薛秀丽, 梅国雄 (228)
Von-Mises 半无限空间结构安定理论研究	庄妍, 王孟, 王康宇 (232)
基于 CPTU 测试的港珠澳大桥砂土液化评价方法研究	段伟, 蔡国军, 刘松玉, 祝刘文, 杜宇 (236)
大直径超长桩溜桩桩端阻力的计算方法	贾滔霖, 练继建, 陈昆, 杨爱武, 袁新勇, 王小合 (240)
堤(坝)基中浅层强透水层上覆砂层侵蚀试验与分析	王正成, 毛海涛, 王晓菊, 黄海均, 胡洪浩 (244)
双向叠层剪切箱的研制及模型土体振动台试验研究	曹文冉, 田伟, 李春 (249)

CONTENTS

Application of CPTU-based soil classification methods in Hong Kong-Zhuhai-Macao Bridge	LIU Song-yu, ZOU Hai-feng, CAI Guo-jun, ZHU Liu-wen, DU Yu (1)
Effect of foundation piles on excavation stability and its calculation	ZHENG Gang, ZHANG Tao, CHENG Xue-song (5)
Static and cyclic p - y curves for laterally loaded piles in soft clay ...	HUANG Mao-song, MA Hao, LI Sen, YU Jian, ZHANG Chen-rong (9)
Effects of shear rate on strength properties and pile-soil interface of marine soft clay	KONG Ling-wei, XIONG Chun-fa, GUO Ai-guo, YANG Ai-wu (13)
Experimental study on microstructure and mechanical properties of seabed soft soil from South China Sea	JIANG Ming-jing, LI Zhi-yuan, HUANG He-peng, LIU Jun (17)
Simplified method for settlement calculation of rigid pile composite foundation in soft soils	YANG Guang-hua, XU Chuan-bao, LI Zhi-yun, JIANG Yan, ZHANG Yu-cheng (21)
Application of UH model to analysis of deformation of embankment on soft soils	FENG Xing, YAO Yang-ping, LI Ru-ning, HUO Hai-feng (25)
Discussions on elastic parameters of soil for land subsidence caused by decompression of confined aquifer in deep excavation	LIANG Fa-yun, JIA Ya-jie, DENG Hang, YAO Xiao-qing (29)
Improvement of revised density method for stability analysis of rigid-pile composite foundation under flexible loads	LIU Ji-fu, ZHENG Gang, GONG Xiao-nan, XIE Yong-li, CHEN Chang-fu (33)
Stability of composite foundation improved by rigid piles under embankment considering different failure modes of piles	YU Jian-lin, LI Jun-yuan, WANG Chuan-wei, ZHANG Jia-lin, GONG Xiao-nan, CHEN Chang-fu, SONG Er-xiang (37)
Some problems in numerical analyses of basal upheaval stability of foundation pits	WANG Cheng-hua, LI Ya-jie (41)
Characteristics of failure zones of soft soil foundation under flexible load of sandbag cofferdam	ZHOU Xiao-wen, WANG Xiao-liang, WANG Ming-yuan, WANG li (45)
Critical buckling capacity of piles with different pile-head constraints for excavation beneath existing foundation	SHAN Hua-feng, XIA Tang-dai, YU Feng, HU Jun-hua (49)
Stability analysis of submarine pipelines based on 3D model reconstruction	XIONG Chun-bao, LI Zhi, SUN Xuan, ZHAI Jing-sheng (53)
Experimental study on electro-osmosis chemical grouting reinforcement of marine soft clay using tubular EKG	SHEN Yang, QIU Chen-chen, SONG Shun-xiang, RUI Xiao-xi, SHI Wen (57)
Back analysis of performance of high fill embankment on soft soils based on field data	YE Guan-bao, RAO Feng-rui, ZHANG Zhen, LU Wang-da, SU Ze-hao, XU Shi-lei (62)
Load-settlement rules and calculation of foundation piles in karst cave	JIANG Wu-jun, YAN Ding-yuan, WANG Ming-ming, LI Yu, CHENG Hua-wei, JIANG Chong, CHENG Zhao (67)
Coupling effects of bidirectional cyclic loading and loading frequency on pore water pressure of saturated soft clay	HUANG Jue-hao, CHEN Jian, KE Wen-hui, ZHONG Yu, QIU Yue-feng (71)
Evaluation of safety of buildings above tunnels accounting for spatial variability of soil properties	CHENG Hong-zhan, CHEN Jian, HU Zhi-feng, LI Jian-bin (75)
OCR of Shanghai soft clay and its geological causes	GAO Yan-bin, CHEN Zhong-qing (79)
Numerical simulation of composite foundation using pile-supported and geosynthetics-reinforced cushion with variable stiffness	CAO Wen-zhao, ZHENG Jun-jie, YAN Yong (83)
Stability standards of plate load tests on soft foundation	QIN Zhen-hua (87)
Application of micro-piles in reinforcement of soft soil area ...	SUN Xun-hai, TONG Jian-xing, YANG Xin-hui, LUO Peng-fei, DU Shi-wei (91)
Seismic bearing capacity of strip footings adjacent to slopes	YIN Xin, ZHOU Hai-zuo, ZHENG Gang (95)
Centrifuge tests on behaviors of soft clay subgrade under cyclic loading	QIAN Jian-gu, WANG Qi-wei (99)
Application of PU grouting in settlements of structures induced by excavation	SU Zhi-peng, LIANG Yong-hui (103)
Experimental study on consolidation characteristics of polyacrylamide-modified lime-stabilized dredger fill	LEI Hua-yang, XU Ying-gang, LI Xin, LIU Guang-xue, JIN Ya-wei (107)
Wall deflection induced by pre-excavation dewatering under different construction conditions	ZENG Chao-feng, HU Yi, XUE Xiu-li (112)
Reinforcement characteristics of ultra-soft ground in Tianjin Port	YIN Chang-quan (116)
Calculation of coefficient of compressibility for air-water mixture in gassy soils	LIU Kan, ZHU Xiao-jun, ZHANG Fan-ge, YANG Min (120)

Application of vacuum preloading method in consolidating soft soil foundation	CAO Jie, ZHENG Jian-guo, LIU Zhi, LI Bo, LI Pan, YANG Chao, HE Dan, ZHAO Hai-yuan (124)
Back analysis of construction of large deep excavations using intelligent optimization algorithm	ZUO Zi-bo, HUANG Yu-lin, WU Xiao-jian (128)
Introduction and analysis of an accident in a shield tunnel ...	ZHENG Gang, CUI Tao, CHENG Xue-song, SUN Ji-bin, GE Long-bo (132)
Model tests on carbonated reactive MgO mixing piles	LIU Song-yu, CAI Guang-hua, DU Guang-yin, WANG Liang (136)
Evaluation of soft soil engineering characteristics of Sanya New Airport from CPTU data	PENG Peng, CAI Guo-jun, LIU Song-yu, ZHU Liu-wen, ZHAO Jian, XIA Han (140)
Experimental study on flocculation-accelerated deposition of dredger fill	ZHENG Ai-rong, ZHU Hong-man (145)
Reinforcement technology for vacuum preloading combined with lime mixing method for soft soil foundation	LIU Ai-min (149)
Analytical method for single pile under V-H-M combined loads in sand	MU Lin-long, KANG Xing-yu, LI Wan (153)
Three-dimensional finite element analysis of effects of foundation underpinning on deformation control of existing buildings adjacent to a deep excavation	LI Jing, XU Zhong-hua, WANG Wei-dong (157)
Application of foundation reinforcement by anchor-jacked piles under low clearance	WU Jiang-bin, WANG Xiang-jun, SONG Qing-jun (162)
Analysis and design of conversion structure of an underground substation combined with superstructure	SU Yin-jun, JIANG Bo, WENG Qi-ping (166)
Field tests on bearing behavior of double pipe piles under horizontal load in Yellow River alluvial plain	QI Le, SONG Xiu-guang, ZHANG Hong-bo, ZHOU Zhi-dong, YUE Hong-ya (171)
Monitoring and analysis of influence of excavations on adjacent metro structures in soft soils	ZHANG Li-ming, ZHU Gan-ping, ZHENG Xi-yu, YANG Zhen-dan (175)
Upper bound analysis of basal stability of excavations in clay based on variable combined mechanism	TANG Zhen, HUANG Mao-song, YUAN Ju-yun (180)
Experimental study on dynamic characteristics of structural soft clay under different vibration frequencies	YANG Ai-wu, WANG Ya-cheng (184)
Model tests and numerical simulations of newly sheet-free vacuum preloading method for ultra-soft dredger fills	LEI Hua-yang, LIU Ying-nan, FENG Shuang-xi, LIU Jing-jin (189)
Effect of compression of organic matter on consolidation behavior of peaty soil	FANG Kun-bin, LI Wei-chao, YANG Min (194)
Effect of strain rate on consolidation behavior of Ariake clay and selection of the suitable strain rate	JIA Rui, LEI Hua-yang (198)
Numerical study on mechanical behavior of bent bolted connection in shield tunnel under effect of preload	ZHANG Wen-jun, ZHANG Yun-pei, SONG Xiao-long (203)
Influencing factors of deep excavation on bearing capacity and settlement of piles beneath excavation	DIAO Yu, LI Guang-shuai, ZHENG Gang (207)
K_0 -determination by stress path triaxial apparatus with bender element	LIU Lin, GU Xiao-qiang, HUANG Mao-song (212)
Causes and processing methods for quality defects of soft foundation reinforcement using CFG piles	LI San-ming, YAN Bo, AN Hai-tang, CHENG Zong-liang, XU Wei (216)
Vibration of different types of tracks of subway in soft soil	DING Zhi, WANG Yong-an, GU Xiao-wei, HUANG Xiao-bin, WEI Xin-jiang, WEI Gang (220)
Simplified analysis of frame buildings with shallow foundation induced by excavation of adjacent foundation pit	ZHANG Zhi-guo, YANG Xuan, ZHAO Qi-hua, FEI Si-yi, JIA Yan-chen (224)
A review of recent advances in permeable pipe pile	ZENG Chao-feng, XUE Xiu-li, MEI Guo-xiong (228)
The study of shakedown analysis for Von-Mises half-space	ZHUANG Yan, WANG Meng, WANG Kang-yu (232)
Evaluation method for sand liquefaction of Hong Kong-Zhuhai-Macao Bridge based on CPTU tests	DUAN Wei, CAI Guo-jun, LIU Song-yu, ZHU Liu-wen, DU Yu (236)
Computational method for end resistance of large-diameter ultra-long piles during pile sliding	JIA Zhao-lin, LIAN Ji-jian, CHEN Kun, YANG Ai-wu, YUAN Xin-yong, WANG Xiao-he (240)
Laboratory tests on erosion of overlying sand layer on shallow and strong permeable stratum in dike (dam) foundation	WANG Zheng-cheng, MAO Hai-tao, WANG Xiao-ju, HUANG Hai-jun, HU Hong-hao (244)
Development of 2-D laminar shear box and shaking table tests on model soil	CAO Wen-ran, TIAN Wei, LI Chun (249)

DOI: 10.11779/CJGE2017S2001

基于 CPTU 的土分类方法在港珠澳大桥中的应用

刘松玉¹, 邹海峰¹, 蔡国军¹, 祝刘文², 杜宇²

(1. 东南大学岩土工程研究所, 江苏 南京 210096; 2. 中交第四航务工程勘察设计院有限公司, 广东 广州 510275)

摘 要: 由孔压静力触探测试 (CPTU) 所提供的锥尖阻力、侧壁摩阻力和孔隙水压力等参数能直观地反映地下土类的变化, 目前, 国内外基于 CPTU 的土类划分发展出了许多不同的方法, 这些方法对于国内工程场地土类划分的有效性尚未得到验证。本研究在港珠澳大桥主体工程进行了大量 CPTU 贯入试验和平行钻孔取样与室内试验, 将 6 种 CPTU 土分类与室内试验的土分类结果进行了对比分析。发现未经过土覆应力修正的土分类图判别准确率较低, 但整体准确率也可达到 80% 左右; 经过应力修正的归一化土分类图能够提供更为准确的土类判别结果, 然而所给出的土类分区与实际土分类数据点存在一定的不符, 且并未给出各类土所一一对应的土类分区, 导致准确率被高估; 而经过由国内试验资料修正的中国 CPTU 实用土分类方法能够提供最为精细且准确的土类判别结果, 整体准确率达到 90% 以上。

关键词: 孔压静力触探; 土分类; 孔隙水压力; 土类指数; 归一化锥尖阻力

中图分类号: TU413

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)S2-0001-04

作者简介: 刘松玉(1963-), 男, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事土力学理论与现代原位测试技术等方面的研究工作。E-mail: liusy@seu.edu.cn。

Application of CPTU-based soil classification methods in Hong Kong-Zhuhai-Macao Bridge

LIU Song-yu¹, ZOU Hai-feng¹, CAI Guo-jun¹, ZHU Liu-wen², DU Yu²

(1. Institute of Geotechnical Engineering, Southeast University, Nanjing 210096, China; 2. CCCC-FHDI Engineering Co. Ltd., Guangzhou, 510275, China)

Abstract: The parameters obtained from the piezocone penetration tests (CPTU) have been widely used for soil profiling and geostatigraphy over the decades. In this study, large amount of CPTU soundings and parallel drilling borings and laboratory tests are performed to characterize the soils in the projects of Hong Kong-Zhuhai-Macao Bridge. The soil types determined from six CPTU-based soil classification charts are compared with those of the laboratory tests. It is shown that the soil classification charts using the non-normalized CPTU data are the worst performers with an accuracy of 80%. The normalized CPTU-based charts provide a more accurate evaluation of the soil type. However, the soil boundaries given by the normalized charts are not consistent with the soil types determined by the China's standard. Moreover, the accuracies of the normalized charts are over-estimated since a wide range of soil zones (e.g., zone 4 to 5) are used to characterize one single soil (e.g., silt). The CPTU-based soil classification chart modified for the China's practice is the best performer with an accuracy of 90%.

Key word: CPTU; soil classification; pore pressure; soil type index; normalized cone tip resistance

0 引 言

孔压静力触探 (CPTU) 能实测锥尖阻力 q_t 、侧壁摩阻力 f_s 和孔隙水压力 u_2 等参数, 其中 q_t 反映了土体在原位状态下破坏时的强度特征, f_s 则对应于土体破坏后的抗剪特性, 而 u_2 描述了土体原位状态下的固结与渗流特征。这 3 项测试参数均可反映地下土体的类别, 因此, 基于 CPTU 的土分类方法也被称为力学分类方法。Robertson^[1]指出, 与室内根据塑性指数分类相比, 力学分类在岩土工程实践中更加具有吸引力, 因为工程中土体的力学性质比物理性质更为重要。

国内外对提出了大量基于 CPTU/CPT 的土类划分方法^[2-4]。国外方法所采用的土类名称和分类方法主要是根据美国试验与材料学会 ASTM D2487 的统一土质分类方法 (USCS)^[5], 与中国现行的标准和规范^[6-7]存在差异。近年来, 已有国内学者将这些国际 CPTU 土分类方法进行了对比研究, 并提出了符合国内实践

基金项目: 国家重点研发计划课题 (2016YFC0800201); 国家自然科学基金项目 (41672294)

收稿日期: 2017-08-02

*通讯作者 (E-mail: focuscai@163.com)

经验的中国实用土分类方法^[4]。

本文以港珠澳大桥工程实践资料为基础, 分析比较了国际上常用的6种CPTU土分类图方法和中国实用土分类方法, 并将分类结果与现场钻孔资料对比, 评价了这6种CPTU土分类方法的准确性和有效性。所采用的6种CPTU土分类图是: Robertson等提出的 q_t - R_f 和 q_t - B_q 分类图^[2]、Robertson提出的 Q_t - F_r 和 Q_t - B_q 分类图^[3]、Robertson提出的 I_c 分类图^[1]和刘松玉等提出的 I_c 分类图^[4]。

1 试验场地与试验设备

1.1 试验场地与设备

港珠澳大桥是连接香港特别行政区、广东省珠海市、澳门特别行政区的大型跨海通道, 是中国继三峡工程、青藏铁路、南水北调、西气东输、京沪高铁之后又一重大基础设施项目。为评价土体的原位特征, 在本工程场地进行了大量的海上CPTU测试, 并在CPTU测试孔附近进行了符合国际标准的室内土工试验。本次港珠澳大桥工程, 钻探采用分离式波浪补偿钻机, 取样采用固定活塞薄壁取土器和敞口薄壁取土器采取I级原状土样, 孔压静力触探采用海床式贯入设备。海床式静力触探贯入系统由两台辉固的Seacalf设备和一台中交第四航务工程勘察设计院的Roson设备共同完成。图1为Seacalf贯入设备和船载式钻探平台操作图。



图1 Seacalf贯入设备和船载式钻探平台

Fig. 1 Pushing system of CPTU and borehole

本工程共完成了383个海床式CPTU孔和80个钻孔(均在CPTU位置5 m范围以内), 在钻孔中进行了取样, 对土样进行了室内土的物理力学性质指标测试。通过上述多种勘察方法进行比较分析, 可以利用现场钻探资料、室内土工试验资料和CPTU测试资料进行对比和验证, 建立CPTU数据与土类之间的关系。

1.2 典型测试结果

采用Seacalf和Roson海床式贯入设备得到的典型CPTU测试曲线如图2所示, 其中两种设备测试孔的间距低于5 m。图2表明, 两种贯入设备试验结果有很好的 consistency。因此, 两种设备的试验结果可以同时与其他勘察方法进行对比分析。图2还表明, 在淤泥

和淤泥质土中, q_t 、 f_s 和 u_2 均随深度线性增加, 这是由于上覆应力(σ_{v0})逐渐增大导致土体破坏时所需要的承载力更大的缘故。因此, CPTU参数经过上覆应力的归一化之后, 应当能够更加一致地描述同一土层的力学特征。在黏土和粉质黏土中产生了非常大的超静孔隙水压力, 而在砂夹层中贯入孔压会陡降。因此, 孔压参数能够非常灵敏地反映地下土类的分布规律。

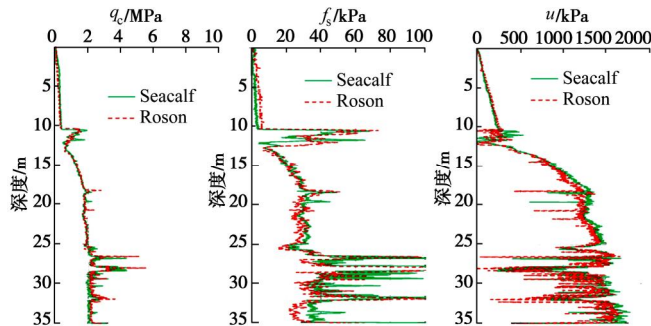


图2 典型的Seacalf和Roson试验结果对比图

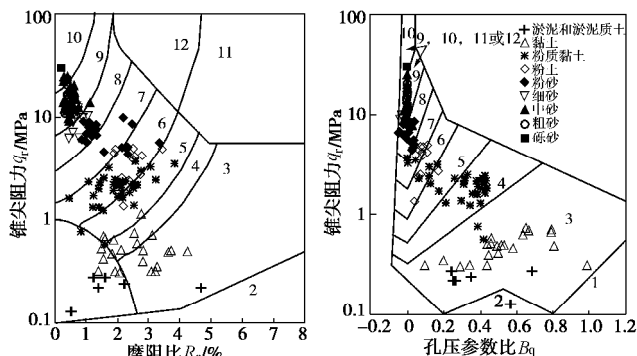
Fig. 2 Comparison of results from Seacalf and Roson equipment

2 试验结果分析

根据室内试验结果, 港珠澳大桥工程建设场地的对比试样包括: 6个淤泥和淤泥质土、22个黏土、35个粉质黏土、11个粉土、21个粉砂、13个细砂、45个中砂、6个粗砂和2个砾砂。

2.1 Robertson等(1986)土分类图

采用Robertson等(1986)提出的分类图划分土类, 并与钻孔资料进行对比, 结果如图3所示。从图3中可以看出, 黏性土(淤泥和淤泥质土、黏土、粉质黏土)和无黏性土(粉砂、细砂、中砂、粗砂和砾砂)之间的分界线大约位于6区和7区之间。



1-灵敏性细粒土, 2-有机质土、泥炭, 3-黏土, 4-粉质黏土-黏土, 5-黏质粉土-粉质黏土, 6-砂质粉土-黏质粉土, 7-粉质砂土-砂质粉土, 8-砂土-粉质砂土, 9-砂土, 10-砾砂-砂土, 11-非常坚硬的细粒土, 12-砂土-黏质砂土

图3 Robertson等土分类对比图

Fig. 3 Validation of charts by Robertson et al. (1986)

此外, 该土分类图似乎难以更进一步划分各黏性土和各无黏性土之间的边界线。相对而言, 各黏性土分界线在 q_t - B_q 图上似乎更为明显一些, 这可能是由于 B_q 能够直观地反映黏性土和粉土的贯入排水条件。然而, 在 q_t - R_f 图上无黏性土之间的区别要比 q_t - B_q

图上更为明显一些。这可能是由于无黏性土中 B_q 集中在零值甚至负值附近, 降低了土类判别的准确性。定义准确率为与钻孔取样和室内试验结果相符合的数据点数量占该土类总数据点数量之比。Robertson 等^[2]土分类图对不同土类的准确率见表 1。

表 1 Robertson 等(1986)土分类图准确率分布

中国土类名称		准确率/%	
对应土类分区		q_t-R_f	q_t-B_q
淤泥和淤泥质土	1 区和 2 区	83	17
黏土	3 区	64	91
粉质黏土	4 区至 5 区	34	78
粉土	5 区至 7 区	100	100
粉砂	7 区至 8 区	90	90
细砂	8 区至 9 区	100	100
中砂	9 区	89	93
粗砂	9 区至 10 区	100	100
砾砂	10 区	100	100
整体 (加权平均)	1 区—10 区	79	86

可以看出, 该土分类图对淤泥和淤泥质土与粉砂的鉴别准确率较差。此外, 由于粉土在 5、6 和 7 区都有分布, 离散性非常大, 因此 Robertson 等(1986)土分类图对粉土的判别结果并不理想。整体而言, 采用 Robertson 等(1986)土分类 q_t-R_f 图和 q_t-B_q 图划分土类的准确率平均值分别为 79%和 86%。

2.2 Robertson (1990)土分类图

Robertson (1990)土分类图给出的土分类结果与钻孔取样和室内试验获得的土分类对比如图 4 所示。可以看出, Robertson (1990)归一化土分类图中黏性土与无黏性土之间的分界线大约位于 4 区和 5 区之间。

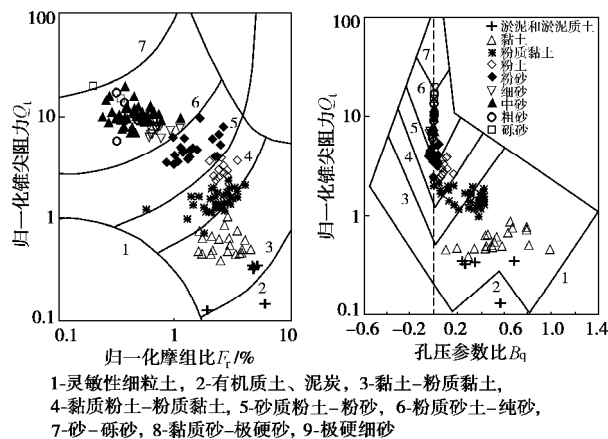


图 4 Robertson (1990)土分类对比图

Fig. 4 Validation of charts by Robertson (1990)

表 2 给出了 Robertson (1990)归一化土分类图判别土类时的准确率。从表 2 可以看出, 该归一化土分类图能相对较为准确的鉴别所有土类, 除淤泥和淤泥质土和砾砂之外, 其他土类的判别准确率可达 100%, 该归一化土分类图应当具有令人满意的准确性。然而, 在表 2 中同一类土所对应的土类分区并不唯一, 也即

该分类方法是一种过渡带分类。例如, 由于归一化土分类图定土名时的不确定性, 表 2 中的粉土对应的土类分区为 4 区至 5 区, 而这一对应关系会导致土分类图准确率的过高估计。观察图 4 可以发现, 归一化土分类图中粉土与粉砂数据点混合在一起, 因此该分类图对于这两者的判别并不能达到百分百准确。

表 2 Robertson (1990)土分类图准确率

中国土类名称		准确率/%	
对应土类分区		Q_t-F_r	Q_t-B_q
淤泥和淤泥质土	1 区至 2 区	17	17
黏土	3 区	100	100
粉质黏土	3 区至 4 区	97	97
粉土	4 区至 5 区	100	100
粉砂	5 区至 6 区	100	100
细砂	6 区	100	100
中砂	6 区	100	100
粗砂	6 区	100	100
砾砂	7 区	50	50
整体 (加权平均)	1 区—7 区	96	96

此外, 在 Q_t-B_q 图中细砂、中砂和粗砂土之间的分界线并不明显, 这可能是由于无黏性土中 B_q 值的不稳定所致。尽管 Q_t-F_r 图中各类土之间的分界线比较清楚, 然而这些土类分区并不与实际数据点精确符合。例如图 4 中, 粉质黏土与黏土数据点之间的分界线比 4 区的边界线略低, 而粉土与粉砂数据点之间的分界线分别位于 4 区和 6 区内部。这可能是由于该分类图是根据 ASTM D2487^[5]提出的, 与中国现行的标准和规范^[6-7]存在差异所致。

2.3 Robertson (2009)土分类图

Robertson (2009)土分类图给出的土分类结果与钻孔取样和室内试验获得的土分类对比如图 5 所示。表 3 给出了该土分类图判别土类时的准确率。可以看出, 该土分类图能相对较为准确的鉴别所有土类, 除淤泥和淤泥质土和砾砂之外, 其他土类的判别准确率可达 100%。然而, 与 Robertson (1990)分类图类似, 该土分类图同样是一种过渡带分类, 导致分类准确率被过高估计。此外, 该土分类图的土类分区也不与实际土类数据点精确符合, 这同样反映了 ASTM D2487 土分类方法与中国现行的标准和规范^[6-7]之间的差异。

2.4 基于 CPTU 的中国实用土分类方法

图 6 为港珠澳大桥工程试验场地的数据点在刘松玉等^[4]所提出的中国实用土分类图中的投影。表 4 给出了中国实用土分类图的准确率。可以看出, 整体上, 该实用土分类图的准确率可以达到 97%以上。仅在粉砂和粉土的判别上存在一定的误差, 准确率为 91%。然而, 需要指出的是粉土与粉砂的判别是目前所有 CPTU 土分类图中存在的问题, 变速率测试方法则提

供了一种潜在的解决方案^[4]。

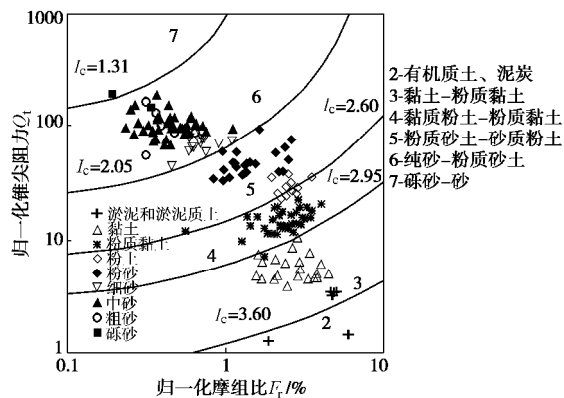


图 5 Robertson (2009)土分类对比图

Fig. 5 Validation of charts by Robertson (2009)

表 3 Robertson (2009)土分类图准确率

Table 3 Accuracy of charts by Robertson (2009)

中国土类名称	对应土类分区	准确率/%
淤泥和淤泥质土	2 区	33
黏 土	3 区	100
粉质黏土	3 区至 4 区	97
粉 土	4 区至 5 区	100
粉 砂	5 区至 6 区	100
细 砂	6 区	100
中 砂	6 区	100
粗 砂	6 区	100
砾 砂	7 区	50
整体 (加权平均)	2 区—7 区	96

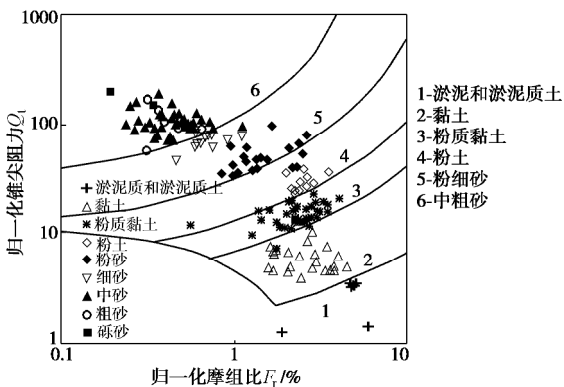


图 6 基于 CPTU 的中国实用土分类对比图

Fig. 6 Validation of practical soil classification methods in China

表 4 中国实用土分类法准确率

Table 4 Accuracy of practical soil classification methods in China

中国土类名称	对应土类分区	准确率/%
淤泥和淤泥质土	1 区	100
黏 土	2 区	100
粉质黏土	3 区	97
粉 土	4 区	100
粉细砂	5 区	91
中粗砂	6 区	100
整体 (加权平均)	1 区—6 区	97

3 结 论

本文以港珠澳大桥工程场地 CPTU 测试资料和室内试验资料为基础,对比分析了六种不同 CPTU 土分类图在判别土类时的准确性。主要结论如下:

(1) 所有土分类图均可区分黏性土和无黏性土。

(2) Robertson 等(1986)土分类图整体准确率为 80%左右,对淤泥和淤泥质土、粉土和粉砂的鉴别准确率较低。

(3) Robertson (1990)和 Robertson (2009)分类图准确率似乎可达 96%,但其所依据的美国 ASTM 规范的土类名称与中国现行的标准和规范存在差异。且并未给出某一类土与土分类图分区的一一对应关系,而是过渡带分类,导致土类判别的准确率被过高估计。

(4)刘松玉等提出的实用分类图能够给出与我国国标规范各类土一一对应的分区,土类定名准确率可达 90%以上,能可靠地用于指导工程实践。

参考文献:

[1] ROBERTSON P K. Interpretation of cone penetration tests - a unified approach[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2009, 46(11): 1337 - 1355.

[2] ROBERTSON P K, CAMPANELLA R G, GILLESPIE D, et al. Use of piezometer cone data[C]// Proceedings of the ASCE Specialty Conference In Situ'86: Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering, Blacksburg, 1986: 1263 - 1280.

[3] ROBERTSON P K. Soil classification using the cone penetration test[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1990, 27(1): 151 - 158.

[4] 刘松玉, 蔡国军, 邹海峰. 基于 CPTU 的中国实用土分类方法研究[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(10): 1765 - 1776. (LIU Song-yu, CAI Guo-jun, ZOU Hai-feng. Practical soil classification methods in China based on piezocone penetration tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(10): 1765 - 1776. (in Chinese))

[5] ASTM. Standard practice for classification of soils for engineering purpose (USCS)[S]. ASTM standard D2487. ASTM International, West Conshohocken, Pa.

[6] GB/T 50145—2007 土的工程分类标准[S]. 2007. (GB/T 50145—2007 Standard for engineering classification of soil[S]. 2007. (in Chinese))

[7] GB 50021—2001 岩土工程勘察规范[S]. 2009. (GB 50021—2001 Code for investigation of geotechnical engineering[S]. 2009. (in Chinese))

(本文责编 孙振远)

DOI: 10.11779/CJGE2017S2002

工程桩对基坑稳定性的影响及其计算方法研究

郑刚^{1,2}, 张涛¹, 程雪松^{1,2}

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

摘要: 通过有限差分数值模拟和极限平衡法对比计算, 对单排支撑的基坑破坏模式及坑内工程桩对基坑稳定性的影响进行了分析, 得到以下结论: 坑内工程桩的存在能在一定程度上提高基坑稳定安全系数。单排支撑基坑的失稳滑动面更接近于绕支撑点转动的圆弧滑动面。当基坑发生失稳破坏时, 工程桩更容易发生弯曲破坏, 考虑坑内工程桩对基坑稳定的贡献时, 应取工程桩抗弯破坏时的等效抗剪强度和实际抗剪强度中的较小值。

关键词: 基坑稳定; 工程桩; 有限差分法; 极限平衡法; 等效抗剪强度

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)S2-0005-04

作者简介: 郑刚(1967-), 男, 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。

Effect of foundation piles on excavation stability and its calculation

ZHENG Gang^{1,2}, ZHANG Tao¹, CHENG Xue-song^{1,2}

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

Abstract: Using the finite difference method and the limit equilibrium method, the failure modes of excavations and the effect of foundation piles in excavations on excavation stability are investigated. The following conclusions are drawn: (1) The foundation piles can improve the safety factor of stability to certain degree. (2) Instability sliding surface of excavations with single level of horizontal struts is close to the circular slip surface rotating about the supporting point of the strut. (3) When instability of excavations occurs, the foundation piles tend to be subjected to bending failure rather than shear failure. While taking the contribution of foundation piles into consideration, the smaller value between the equivalent shear strength and real shear strength should be used.

Key words: excavation stability; foundation pile; finite difference method; limit equilibrium method; equivalent shear strength

0 引言

当深基坑处于周围环境比较复杂的场地时, 基坑开挖引起的变形需要严格控制。这种情况下深基坑的稳定性十分重要, 否则一旦发生失稳破坏, 或由于稳定安全系数过低而导致过大的变形^[1], 后果不堪设想。

为了提高此类深基坑的稳定性, 除提高支护结构强度和刚度外, 有时还需对坑内外主被动区土体进行加固^[2]。在软土地基中建设建筑物时, 通常需要使用桩基, 而坑内的工程桩就相当于对坑底土体的加固。如不考虑工程桩对基坑稳定的提高作用, 计算所得安全系数将偏低。但如果在考虑其作用时, 简单地将工程桩按剪切破坏来计算, 又会大大高估其对稳定性的贡献^[3-6]。因此, 有必要对坑内存在工程桩时的基坑稳定性进行正确的分析判断, 以达到既经济又安全的效果。本文针对坑内工程桩对基坑稳定性的影响以及考

虑工程桩时的基坑稳定计算方法进行了分析探讨。

1 基坑内有无工程桩的数值模拟对比

1.1 工程概况

某基坑采用 $\Phi 700@900$ mm 灌注桩作为围护结构, 围护桩抗弯承载力为 $820 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 。坑内工程桩直径 700 mm , 桩身混凝土等级为 C30, 桩身抗弯承载力约为 $83.7 \text{ kN}\cdot\text{m}$, 抗剪承载力约为 437 kN , 基坑剖面及工程桩截面如图 1。数值计算时考虑地面超载 20 kPa , 土的强度采用由固结快剪指标推算得出的不排水强度 c_u , $c_u = c_{cu} + s'_c \tan j_{cu}$ (s'_c 为上覆土有效重度), 沿深度线性增加, 内摩擦角 φ 取 0 。计算采用相关联流

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51508382, 41630641); 国家重点研发计划 (2016YFC0802008)

收稿日期: 2017-08-02

*通讯作者 (E-mail: cheng_xuesong@163.com)

动法则。表 1 列出了土层的信息及物理力学参数。

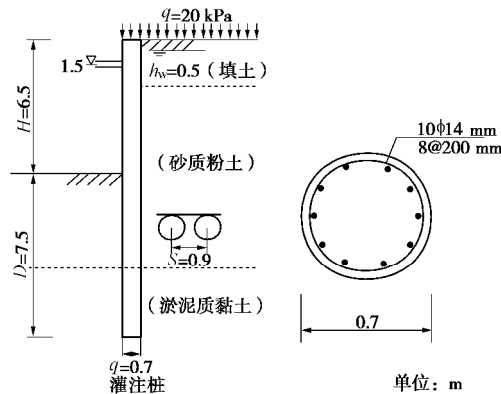


图 1 基坑剖面及工程桩截面图

Fig. 1 Cross sections of excavation and foundation piles

表 1 土体的物理力学参数

Table 1 Parameters of soils

土层	层厚 /m	重度 /(kN·m ⁻³)	固结快剪 $j_{cu}/(^{\circ})$	固结快剪 c_{cu}/kPa
填土	2.0	18.0	10	0
砂质粉土	8.5	18.2	30.5	5
淤泥质黏土	5.0	16.8	12.5	10
黏土	4.5	17.7	14	15
粉质黏土	40	17.9	21	13

1.2 数值模拟

数值模拟采用强度折减法，分坑内不存在和存在工程桩两种工况进行分析，模型示意分别如图 2 (a)、(b) 所示。根据对称性，不存在工程桩时，模型厚度取围护桩桩距的距离 900 mm，存在工程桩时，模型厚度取工程桩沿厚度方向的桩距，2700 mm。

(1) 坑内不存在工程桩时数值计算结果与分析：

当坑内不存在工程桩时，计算得到的稳定安全系数为 1.59。剪切塑性带从桩底通过，贯穿坑内外，如图 2 (a) 所示，破坏时围护桩与土体以支撑与围护桩的交点为中心旋转。临界状态时，围护桩最大弯矩为 538.1 kN·m，未达到其极限承载弯矩 820 kN·m。说明基坑失稳时，围护桩未破坏并随土体一起运动。

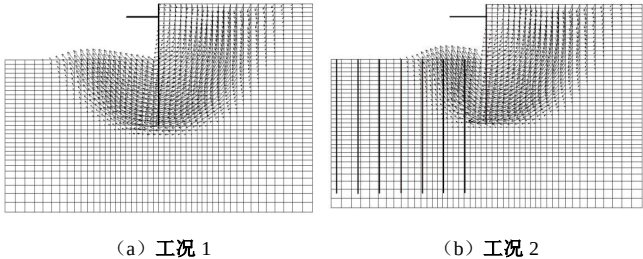


图 2 临界状态时节点速率矢量图

Fig. 2 Velocity vectors of grids at critical state

(2) 坑内存在工程桩时数值计算结果与分析：

当坑内存在工程桩时，强度折减法计算所得的安全系数为 2.42，较没有工程桩时提高 52.2%。在 FLAC

3D 中，虽然对桩设定了极限塑性矩，但桩身弯矩达到塑性矩后桩仍能承载，未模拟其破坏后的状态，因此使得安全系数偏高。这部分计算是为了分析工程桩在基坑稳定中的作用以及基坑破坏机理。对比图 2 (a) 和图 2 (b) 可以发现，由于工程桩的阻挡作用，工况 2 的剪切塑性带在坑内延伸范围较工况 1 明显更小。

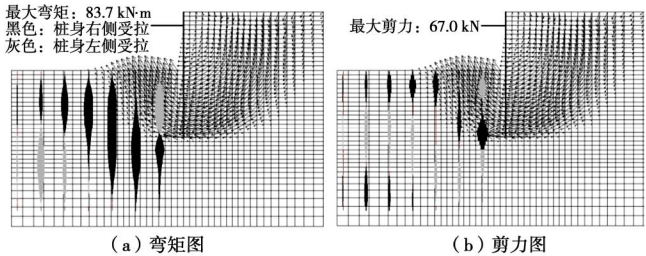


图 3 工况 2 临界状态时工程桩桩身

Fig. 3 Foundation piles at critical state in case 2

坑内工程桩的塑性矩取抗弯承载力 83.7 kN·m，由图 3 可知，离坑边最近的四根工程桩均达到了最大弯矩，沿剪切塑性带分布，且距坑边最近的一根工程桩存在正负两个较大弯矩，可知基坑失稳破坏时离基坑侧壁最近的几排工程桩都会弯断。而坑内工程桩最大剪力为 67.0 kN，远未达到其抗剪承载力 437 kN。

综上所述，坑内工程桩是由于弯曲而发生破坏。因此在考虑坑内工程桩对基坑稳定的提高作用时，不能将坑内工程桩按剪切破坏计算，否则将大大高估基坑的稳定性^[5-6]。实际上，郑刚等在研究刚性桩复合地基的稳定计算方法时就已指出了这一点。

2 极限平衡法对比计算

为了验证强度折减法的计算结果，采用极限平衡法对上述两个工况进行对比计算分析。极限平衡法中整体稳定计算采用简单条分法，坑底抗隆起稳定计算采用圆弧滑动法，土的强度指标与强度折减法中保持一致，本次计算时分层情况与各层不排水强度值如图 4，各层不排水强度值取每层中心处不排水强度。

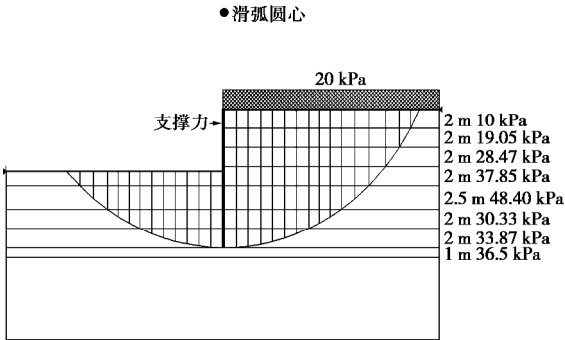


图 4 整体稳定分析滑动面

Fig. 4 Slip surface of overall stability failure

2.1 坑内不存在工程桩时的计算结果

对于工况一，整体稳定计算分考虑与不考虑支撑

轴力两种情况。图 4 为极限平衡法计算整体稳定得到的滑动面。考虑支撑轴力时, 轴力值取数值模拟临界状态时的支撑轴力, 换算到每延米宽度为 452 kN。不考虑支撑轴力时, 计算结果明显小于数值分析结果, 而考虑支撑轴力时计算结果比数值分析结果稍大, 如表 2 所示。图 5 中滑动面 1, 2 分别为整体稳定计算和拟合数值模拟塑性剪切带得到的滑动面。其中滑动面 2 以支撑点为圆心, 支撑点以下桩长为半径, 此滑动面与上海《基坑工程技术规范 DG/TJ08—61—2010》^[7] 坑底抗隆起稳定验算推荐滑动面接近。由此可见, 对于此单排支撑的基坑, 在支撑未破坏的情况下, 更容易发生坑底隆起失稳。考虑到数值计算得到的临界破坏模式并非整体稳定破坏, 因此整体稳定的安全系数应比数值结果略高, 即应是考虑支撑轴力计算到的结果。由此得知, 在分析整体稳定时应考虑支撑轴力。

表 2 极限平衡法与强度折减法计算结果对比

Table 2 Comparison of calculated results between shear strength reduction method and limit equilibrium method

强度折减法	不考虑支撑轴力	考虑支撑轴力
简单条分法 (滑动面 1)	1.362	1.655
圆弧滑动法 (滑动面 2)	1.588	1.588

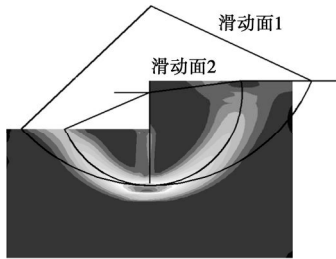


图 5 整体稳定分析与数值模拟滑动面对比

Fig. 5 Comparison of slip surfaces between overall stability and FDM method

圆弧滑动法采用滑动面 2 计算, 计算得到的安全系数为 1.588, 与强度折减法得到的安全系数几乎一致。计算图示如图 6, 计算方法为

$$F_s = \frac{M_R + M_p}{M_s} = \frac{R \sum c_i l_i + M_p}{WL} \quad (1)$$

式中 W 为 oabc 处土的总重量与超载的合力, L 为 W 的力臂长度; c_i , l_i 分别为第 i 小层的排水强度与滑动面弧长; M_p 为桩的抗弯承载力。

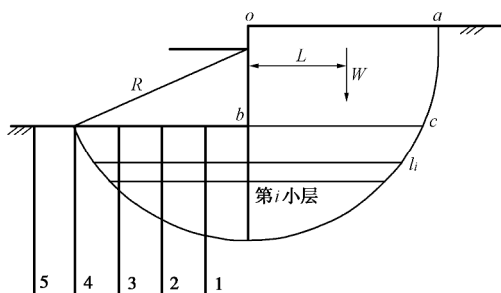


图 6 圆弧滑动法计算示意图

Fig. 6 Schematic diagram of circular slip method

2.2 坑内存在工程桩时的计算结果

对于工况二, 分析其整体稳定性时分别按照工程桩的实际抗剪强度和受弯破坏时的等效抗剪强度^[9]计算。轴力值取数值模拟临界状态时的支撑轴力, 换算到每延米宽度为 541 kN。第一种情况, 工程桩的抗剪强度为 437 kN, 换算到每延米宽度为 161.85 kN。整体稳定滑动面如图 7, 得到的安全系数为 11.782, 远大于强度折减法得到的安全系数 2.42, 显然极大高估了工程桩的作用 (表 3)。第二种情况, 采用受弯破坏时等效抗剪强度, 计算图示如图 8。

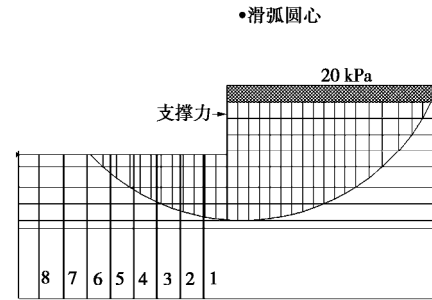


图 7 整体稳定分析滑动面

Fig. 7 Slip surface of overall stability analysis

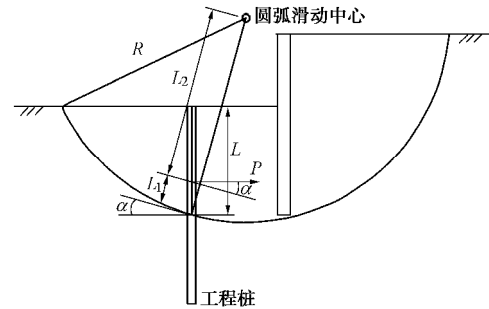


图 8 受弯破坏时等效抗剪强度计算图示

Fig. 8 Schematic diagram of calculating equivalent shear strength

由桩身抗弯强度决定的滑动面以上桩长可提供的阻滑力 P 可按下式确定:

$$M_p = P \cdot L / 3 \quad (2)$$

式中, L 为滑动面以上的桩长, M_p 为桩身抗弯强度, P 为桩体作用于土体的抗滑集中力。

设桩与圆弧相交位置圆弧切线方向与水平线方向夹角为 α 。桩抗弯强度贡献的抗滑力矩为

$$\begin{aligned} M_{RP1} &= PL_2 \cdot \cos \alpha \\ &= 3M_p \cdot \cos \alpha / L \cdot (R - L \cdot \cos \alpha / 3) \end{aligned} \quad (3)$$

式中, R 为滑动面半径。

桩在滑动面的抗剪强度贡献的抗滑力矩:

$$M_{RP2} = t_p \cdot R \quad (4)$$

式中, t_p 为抗剪强度。

桩由抗弯强度与桩由抗剪强度贡献的抗滑力矩相等, 即 $M_{RP1} = M_{RP2}$, 由可确定此工程桩在滑动面上的等效抗剪强度 t_p 。

采用简单条分法计算整体稳定, 如图 7 所示的滑

动面,计算所得的 1~5 号工程桩每延米厚度的等效抗剪强度分别为 10.91, 12.02, 14.00, 17.37, 30.66 kN。最终得到整体稳定安全系数为 1.922。

采用圆弧滑动法计算坑底抗隆起稳定,如图 6 所示滑动面,计算所得 1~4 号工程桩每延米厚度的等效抗剪强度分别为 10.26, 11.44, 14.85, 73.00 kN。最终得到坑底抗隆起稳定安全系数为 1.722。

表 3 计算结果对比

计算方法	安全系数		安全系数提高比例/%
	坑内无工程桩	坑内有工程桩	
强度折减法	1.588	2.420	52.2
简单条分法,整体稳定	1.655	1.922	16.1
圆弧滑动法,坑底抗隆起稳定	1.588	1.722	8.4

2.3 工程桩抗弯刚度对坑底抗隆起安全系数的影响

采用工程桩受弯破坏等效抗剪强度进行以下计算,进一步分析坑内工程桩抗弯强度对稳定安全系数的影响。为方便计算,在工程桩抗弯强度变化时取其抗剪强度均为 600 kN,折算后每延米抗剪强度为 222 kN。当工程桩按受弯破坏的等效抗剪强度大于实际抗剪强度时,工程桩将发生剪切破坏,抗剪强度则取实际抗剪强度。工程桩抗弯强度变化时,各工程桩可使用抗剪强度及抗隆起安全系数见表 4。可以看出,随工程桩抗弯强度提高,安全系数逐渐增加,但提高比例逐渐下降,当抗弯强度达到一定值后,工程桩由弯曲破坏转变为剪切破坏,抗隆起安全系数将不再提高。

表 4 不同抗弯强度工程桩可使用抗剪强度及抗隆起安全系数

Table 4 Allowable shear strengths and safety factors with different flexural strengths of foundation piles						
工程桩抗弯强度/(kN·m)	工程桩可使用抗剪强度/kN				安全系数	提高比例/%
	1 号桩	2 号桩	3 号桩	4 号桩		
无工程桩	—	—	—	—	1.588	—
83.70	10.26	11.44	14.85	73.00	1.722	8.4
200	24.51	27.33	35.48	174.40	1.909	20.2
400	49.03	54.67	70.97	222.00	2.074	30.6
600	73.54	82.00	106.44	222.00	2.181	37.3
800	98.07	109.34	141.94	222.00	2.287	44.0
1000	122.59	136.69	177.43	222.00	2.394	50.8
1200	147.10	164.02	212.90	222.00	2.501	57.5
1400	171.65	191.39	222.00	222.00	2.576	62.2
1600	196.13	218.69	222.00	222.00	2.639	66.1
1800	220.69	222.00	222.00	222.00	2.673	68.3
2000	222.00	222.00	222.00	222.00	2.674	68.4

3 结论与建议

本文通过对有限差分数值模拟和极限平衡法进

行对比分析,探讨了基坑破坏模式及坑内工程桩对基坑稳定的影响,得到如下结论:

(1) 坑内工程桩的存在能在一定程度上限制塑性剪切带的延伸,提高基坑稳定安全系数。

(2) 单排支撑的基坑,较之于发生整体失稳,其更容易发生坑底隆起失稳。此时坑内工程桩更容易发生弯曲破坏,考虑其对基坑稳定的贡献时,应取抗弯破坏时的等效抗剪强度和实际抗剪强度中的较小值。

参考文献:

[1] ADBULAZIZ I, MANA G, WAYNE Clough. Prediction of movement for braced cuts in clay[J]. Journal of Geotechnical Division, 1981, 107(GT6): 759 - 777.

[2] 马 郢, 屈若枫, 周兴涛, 等. 基坑被动区加固参数对支护结构位移影响分析[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(增刊 1): 190 - 196. (MA Yun, QU Ruo-feng, ZHOU Xin-tao, et al. Effects of reinforcement parameters in passive zone of excavations on lateral deformation of supporting structures[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(S1): 190 - 196. (in Chinese))

[3] HUANG J, HAN J, PORBAHA A. Two and three-dimensional modeling of DM columns under embankments[C]// ASCE GeoCongress. 2006.

[4] NAVIN M P, FILZ G M. Numerical stability of embankments supported on deep mixed columns[C]// ASCE GSP 152, Ground Modification and Seismic Mitigation. Shanghai, 2006.

[5] 郑 刚, 刘 力, 韩 杰. 刚性桩加固软弱地基上路堤稳定性问题(II)——群桩条件下的分析[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(12): 1811 - 1820. (ZHENG Gang, LIU Li, HAN Jie. Stability of embankment on soft subgrade reinforced by rigid inclusions (II)—group piles analysis [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(12): 1811 - 1820. (in Chinese))

[6] 郑 刚, 刘 力, 韩 杰. 刚性桩加固软弱地基上路堤的稳定性问题(I)——存在问题及单桩条件下的分析[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(11): 1648 - 1657. (ZHENG Gang, LIU Li, HAN Jie. Stability of embankment on soft subgrade reinforced by rigid piles (I)—background and single pile analysis[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(11): 1648 - 1657. (in Chinese))

[7] DG/TJ08—61—2010 上海市基坑工程技术规范[S]. 2010. (DG/TJ08 — 61 — 2010 Technical code for excavation engineering[S]. 2010. (in Chinese))

(本文责编 胡海霞)

DOI: 10.11779/CJGE2017S2003

软黏土中水平受荷桩的静力和循环 $p-y$ 曲线

黄茂松^{1,2}, 马 昊^{1,2}, 李 森^{1,2}, 俞 剑^{1,2}, 张陈蓉^{1,2}

(1. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092)

摘 要: 首先介绍了构建软黏土中水平受荷桩静力 $p-y$ 曲线的拟三维分析方法, 该方法基于考虑土体特性的二维弹性虚拟加载上限方法和改进的三维极限承载力剖面。基于水平受荷桩的静力 $p-y$ 曲线, 引入土体不排水抗剪强度和塑性累积位移间的关系和 Masing 准则, 建立了水平受荷桩的循环 $p-y$ 曲线。采用考虑土体应力-应变关系及强度衰减的 $p-y$ 曲线分析离心机模型试验, 计算结果表明本文方法可较好地模拟黏土中水平受荷桩的静力及循环承载特性。经试验标定土性相关参数后, 本文循环 $p-y$ 曲线在不同循环荷载幅值下获得的桩顶荷载-位移滞回曲线及相应桩顶荷载衰减曲线均与离心试验结果基本吻合。

关键词: 软黏土; 应力-应变关系; $p-y$ 曲线; 循环荷载; 强度衰减

中图分类号: TU43 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2017)S2-0009-04

作者简介: 黄茂松(1965-), 男, 博士, 教授, 博士生导师, 从事岩土工程方面的科研和教学工作。E-mail: mshuang@tongji.edu.cn。

Static and cyclic $p-y$ curves for laterally loaded piles in soft clay

HUANG Mao-song^{1,2}, MA Hao^{1,2}, LI Sen^{1,2}, YU Jian^{1,2}, ZHANG Chen-rong^{1,2}

(1. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Key Laboratory of Geotechnical and

Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai, 200092, China)

Abstract: A pseudo-three-dimensional analysis method on static $p-y$ curves of laterally loaded piles in soft clay is conducted. This method is based on the two-dimensional elastic fictitious loading upper bound limit analysis approach considering the stress-strain relationship of soils and the improved profile of three-dimensional ultimate bearing capacity. The cyclic $p-y$ curves of laterally loaded piles are established by combining the static $p-y$ curves of laterally loaded piles considering the soil characteristics, the Masing criterion and the relationship between the undrained shear strength and the cumulative plastic displacement of soils. Published centrifuge model tests are analyzed with the proposed $p-y$ curves simultaneously considering the soil stress-strain relationship and strength degradation. The results show that the proposed method can simulate the static and cyclic behavior of laterally loaded piles in clay with reasonable accuracy. After being calibrated with model tests, the proposed cyclic $p-y$ curve can be applied in the analysis of laterally loaded piles. Under different cyclic loading amplitudes, the hysteresis load-displacement curves at pile top and the corresponding degradation curves of the mobilized load at pile top obtained by the proposed cyclic $p-y$ curve are similar to those observed from the centrifuge experiments.

Key words: soft clay; stress-strain relationship; $p-y$ curve; cyclic load; strength degradation

0 引 言

水平受荷桩在跨海桥梁、海上风电等工程中得到了广泛应用,其分析方法和承载特性已成为研究热点。目前,水平受荷桩的桩-土相互作用分析多采用 Winkler 地基模型,其将桩周土体抽象为相互独立的弹簧,通过求解桩身挠曲方程获得桩身响应。各类 Winkler 地基模型的差别在于桩周土反力-位移关系($p-y$ 曲线)的选取,其中应用最为广泛是基于现场试验规律提出的 API 规范方法。但以 API 规范方法为代表的 $p-y$ 曲线构造方法对土体性质的考虑缺乏理

论依据,因此受到试验桩型的限制;此外,API 规范方法通过对桩基极限承载力系数进行折减来考虑循环荷载的影响,未能合理考虑循环荷载下桩周土体的逐步演化。

黄茂松等^[2]提出了可通过弹性迭代计算获得塑性变形场和边界荷载的弹性虚拟加载上限方法(T-EMSD 方法),并采用弹性虚拟加载上限方法构造

基金项目: 国家自然科学基金项目(51579177)

收稿日期: 2017-08-02

了纯剪流型的桩周极限速度场。之后,黄茂松等^[3]在商业化有限元程序中数值实现了弹性虚拟加载上限方法,扩展了该方法的应用范围。黄茂松等^[4]应用弹性有限元虚拟加载上限方法对二维水平受荷桩问题进行分析,讨论了不同土体应力-应变曲线形式及刚度比对桩身响应的影响,并将分析结果与常规弹塑性数值方法计算结果进行了对比验证。Yu等^[5]采用虚拟加载上限分析方法分析二维水平受荷桩问题,从荷载位移曲线、极限承载力和桩周极限速度场三方面将弹性虚拟加载上限方法分析结果与已有研究进行了对比,并证明了虚拟加载上限法获得的边界荷载将在极限状态下逼近塑性上限值。

为研究水平受荷桩的循环响应,Zhang等^[6]和俞剑^[7]分别通过离心机试验模拟了弱超固结黏土和正常固结黏土中大直径桩基础在水平循环荷载下的响应。俞剑^[7]通过 T-bar 试验结果标定桩侧土体不排水抗剪强度随塑性累积应变的衰减规律,并通过有限元二次开发实现循环荷载下桩侧响应的数值模拟。本文拟在上述研究的基础上提出一种适用于软黏土中水平循环受荷桩分析的 $p-y$ 曲线,其三维静力 $p-y$ 曲线构成与文献[2]一致,并在其基础上引入软黏土不排水抗剪强度随土体塑性累计变形的衰减关系和 Masing 准则来考虑循环荷载的影响。采用本文循环 $p-y$ 曲线分析了文献[7]的离心模型试验,并和试验数据及有限元分析结果进行对比验证。

1 水平受荷桩静力分析

$p-y$ 曲线的构成包括 $p-y$ 骨干曲线,桩侧极限承载力剖面和桩土初始刚度三部分。在 $p-y$ 骨干曲线中考虑土体应力-应变关系的关键是基于二维桩土变形机构建立桩身位移和桩周土体应变水平的关系。二维桩土机构仅能反映横向桩土相互作用,但忽略了桩基深度方向的影响。为此,可如图1所示将 $p-y$ 骨干曲线与三维桩侧极限承载力剖面和三维桩土初始刚度剖面结合以考虑三维效应。

本文采用文献[1, 2]基于土体双曲线型应力-应变关系的 $p-y$ 曲线,其表达式为

$$p = r_0 N_p s_u + \frac{1.5}{M_c} a r_0 s_u + 0.5 a E y - \sqrt{\left(r_0 N_p s_u + \frac{1.5}{M_c} a r_0 s_u + 0.5 a y \right)^2 - 2 a E N_p r_0 s_u y}, \quad (1)$$

式中 r_0 为桩径; N_p 为桩侧极限承载力系数; s_u 为不排水抗剪强度; M_c 为剪应变系数; a 为与初始刚度相关的无量纲系数; E 为土体的弹性模量。水平受荷桩承载力系数 N_p 随深度的分布采用 Yu 等^[8]基于三维剪

流-摩擦机构获得的上限桩基承载力剖面;桩侧初始刚度采用 Zhang 等^[9]通过配比无限长桩在 Winkler 地基和集中荷载作用下全弹性空间位移解获得的桩侧刚度公式。黄茂松等^[2]及 Yu 等^[5]将虚拟加载上限法与分层环状介质的弹性解析解结合以构造桩周极限速度场,其对应的剪应变系数 M_c 分别为 0.80 (完全胶结) 和 0.90 (光滑桩)。

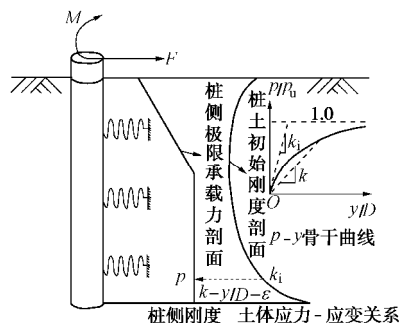


图1 考虑三维承载力及模量剖面的 $p-y$ 曲线^[2]

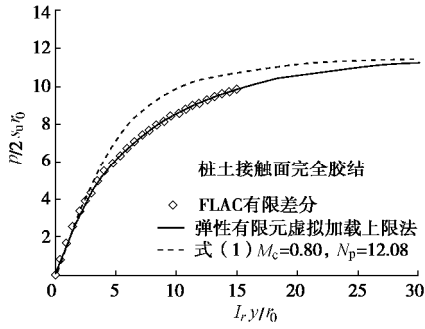
Fig. 1 $p-y$ curves considering the three-dimensional bearing capacity and initial stiffness profiles

本文采用弹性有限元虚拟加载上限方法构造的桩周极限速度场对应的剪应变系数 M_c , 并将不同变形场对应的 M_c 列于表1中, 其中 r_n 为塑性扰动变形区半径。表1表明相比于解析弹性虚拟加载上限法获得的剪应变系数 M_c , 弹性有限元虚拟加载上限法构造变形机构对应的 M_c 在桩土接触完全胶结情况下降低, 而在桩土接触光滑情况下增大, 其原因是 M_c 与 N_p 成正比, 并与 r_n/r_0 成反比。虽然在各桩土接触条件下弹性有限元虚拟加载上限法计算获得的 N_p 值均更低(接近最优上限解), 但弹性有限元虚拟加载上限法给出的变形机构范围 r_n/r_0 也小于解析弹性虚拟加载上限法的结果, 导致光滑桩变形机构对应的 M_c 值增大。图2给出了在式(1)中采用二维水平受荷桩极限承载力系数及弹性有限元虚拟加载上限法构造变形机构对应的 M_c 的计算结果, 由图2可知式(1)给出的二维水平受荷 $p-y$ 曲线接近弹塑性数值分析及弹性有限元虚拟加载上限分析结果。弹性有限元虚拟加载上限法作为数值方法可为变形机构演化提供较大的自由度, 其获得的变形机构也更接近最优解析上限机构, 因此本文中涉及的计算均采用弹性有限元虚拟加载上限法获得的剪应变系数。

表1 剪应变系数

Table 1 Compatibility factors

虚拟加载上限法	完全胶结桩			光滑桩		
	N_p	r_n/r_0	M_c	N_p	r_n/r_0	M_c
单层介质解析解 ^[1]	14.52	2.85	1.30	10.06	2.40	1.35
多层介质解析解 ^[2]	12.84	3.34	0.80	10.04	2.85	0.90
数值解	12.08	3.22	0.80	9.26	2.30	1.36

图 2 $p-y$ 曲线对比Fig. 2 Comparison of $p-y$ curves

采用本文 $p-y$ 曲线方法模拟俞剑^[7]静力加载试验的结果, 并在图 3 中对比了本文方法、弹塑性有限元及 API 规范法的模拟结果。整体上本文 $p-y$ 曲线方法计算获得的桩顶荷载-位移曲线与离心机试验结果相吻合, API 规范法计算误差最大。API 规范结果在位移加载量较小(初始段)或较大(极限段)时均显著低估桩侧抗力。这是由于文献[7]通过试验模拟了大直径单桩, 而 API 规范是基于柔性长桩的现场试验规律总结提出, 因此 API 规范方法并不适用于黏土中大直径单桩的分析。图 3 表明当初始和极限段, 弹塑性有限元获得的荷载与试验值相近, 而本文 $p-y$ 曲线结果在整个加载阶段都与离心试验结果相近。有限元分析的误差可能是由于有限元分析^[7]中采用了理想弹塑性本构模型, 其仅能较好地模拟初始弹性阶段和极限塑性阶段, 而无法合理反映土体弹塑性的发展。相比之下引入土体双曲线型应力-应变关系的 $p-y$ 曲线方法在整个加载阶段的模拟结果更接近试验结果。

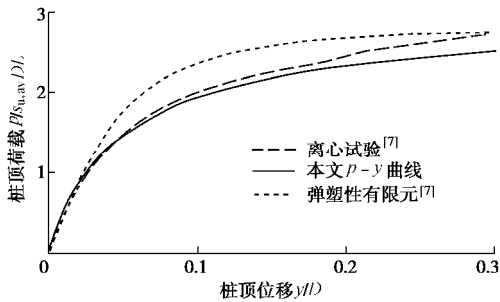


图 3 桩顶荷载-位移曲线

Fig. 3 Load-displacement curves of laterally loaded piles

2 水平受荷桩循环加载分析

在分析水平受荷桩循环荷载作用下的响应时, 主要关注荷载位移滞回曲线以及循环对桩身承载力的影响。为了得到荷载位移滞回曲线, 首先需要将前文所述的引入土体双曲线型应力-应变关系的静力 $p-y$ 曲线扩展为循环加载时的 $p-y$ 滞回曲线。本文运用 Masing 二倍法进行扩展, 滞回曲线形状与骨干曲线一致, 因而可以根据不同的加卸载条件直接给出 $p-y$

滞回曲线表达式, 具有计算效率高的优点。

为了得到循环荷载对桩身承载力的影响, 在上述 $p-y$ 滞回曲线中引入土体不排水抗剪强度随塑性累积变形的演化关系:

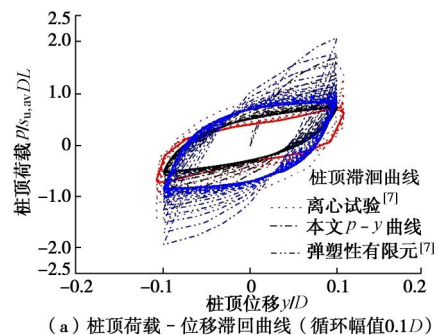
$$\frac{s_u}{s_{u,ini}} = d_{rem} + (1 - d_{rem}) \exp\left(-b \cdot \frac{y_p}{D}\right), \quad (2)$$

式中, s_u 为弱化后的不排水抗剪强度; $s_{u,ini}$ 为初始(未经弱化)不排水抗剪强度; d_{rem} 为残余强度占初始强度的比例; b 为与土性相关的弱化参数; y_p 桩身运动引起的土体塑性累积位移; D 为桩径。将式(2)与式(1)通过 Masing 准则扩展后的曲线结合, 即可获得考虑循环影响的 $p-y$ 曲线。

在增量步计算循环时, 应注意到, 在同一增量步计算中, 桩身不同节点可能会处于不同的加卸载状态, 有着不同的应力历史, 因此, 应对桩身每一节点单独判断其加卸载状态和应力历史。在计算土体塑性累积位移 y_p 时, 对于加载和卸载情况分别进行累加, 即对于一次加卸载循环, 进行两次塑性累积位移累加。

为模拟黏土中水平循环受荷单桩试验, 首先对式(2)涉及的参数进行标定, 通过 T-bar 试验结果^[7]标定的残余强度比 d_{rem} 为 0.33, 弱化参数 b 为 4.875。

图 4 显示循环荷载幅值为 $0.1D$ 作用下水平受荷单桩的响应, 从桩顶荷载-位移滞回曲线和桩顶承载力衰减两方面将本文循环 $p-y$ 曲线计算结果与试验结果及有限元分析结果^[7]进行对比。图 4(a) 表明 $p-y$ 曲线方法与试验的桩顶滞回圈发展及其最终稳定状态均较为相近, 而有限元获得的滞回圈偏“胖”。图 4(b) 为循环位移荷载幅值为 $0.1D$ 时的桩顶承载力衰减曲线, 本文 $p-y$ 曲线与有限元方法均可较好模拟桩顶承载力随循环次数增加逐步衰减的趋势, 并且本文 $p-y$ 曲线分析结果比有限元分析结果更接近试验结果。循环位移荷载幅值为 $0.1D$ 时, 有限元分析结果仅在循环次数较多的情况下接近试验结果, 而在中间阶段高估桩侧抗力, 这可能是由于本构关系采用了较为简化的理想弹塑性模型结合屈服强度随塑性累积应变衰减。在不同位移循环荷载幅值下, 本文 $p-y$ 曲线分析结果均与试验结果基本吻合。



(a) 桩顶荷载-位移滞回曲线(循环幅值0.1D)

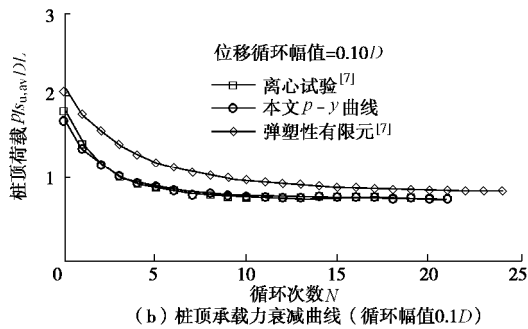


图4 水平受荷桩循环加载特性

Fig. 4 Cyclic behaviors of laterally loaded piles

3 结 语

本文综合评述了在黏土中水平受荷桩 $p-y$ 曲线方面的理论研究,并基于考虑黏土应力-应变关系的静力 $p-y$ 曲线结合 Masing 准则及不排水抗剪强度衰减关系提出了循环 $p-y$ 曲线。本文循环 $p-y$ 曲线可获得循环荷载作用下桩顶滞回曲线及桩侧刚度弱化规律,可为工程设计提供指导。

经试验标定后本文 $p-y$ 曲线方法计算获得的桩顶静力荷载-位移曲线及桩侧刚度循环弱化规律均与离心机试验结果相吻合。本文 $p-y$ 曲线与基于单相介质的有限元方法均可较好模拟桩顶承载力随循环次数增加逐步衰减的趋势,二者的分析结果均接近试验结果。本文 $p-y$ 曲线方法获得的桩侧刚度弱化规律比将不排水黏土模拟为单相介质的弹塑性有限元分析结果更加符合离心试验结果。后续研究将建立基于合理黏土本构模型的土体应力-应变关系,并将本文 $p-y$ 曲线方法与采用相应合理本构的有限元方法进行对比验证。

参考文献:

- [1] KLAR A. Upper bound for cylinder movement using "Elastic" fields and its possible application to pile deformation analysis[J]. International Journal of Geomechanics, 2008, 8(2): 162 - 167.
- [2] 黄茂松, 俞 剑, 张陈蓉. 基于应变路径法的黏土中水平受荷桩 $p-y$ 曲线[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(3): 400 - 409. (HUANG Mao-song, YU Jian, ZHANG Chen-rong. $p-y$

curves of laterally loaded piles in clay based on strain path approach[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, 37(3): 400 - 409. (in Chinese)).

- [3] 黄茂松, 李 森, 俞 剑. 基于弹性有限元的虚拟加载上限分析方法[J]. 岩土工程学报, 2016, 28(12): 2295 - 2301. (HUANG Mao-song, LI Sen, YU Jian. A fictitious loading upper bound limit analysis approach based on elastic FEM[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, 38(12): 2295 - 2301. (in Chinese)).
- [4] 黄茂松, 李 森, 俞 剑. 水平受荷桩的弹性有限元虚拟加载上限分析[J]. 岩土力学, 2016, 37(8): 2399 - 2403. (HUANG Mao-song, LI Sen, YU Jian. Analysis of laterally loaded pile by elastic finite element based T-EMSD method[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, 37(8): 2399 - 2403. (in Chinese)).
- [5] YU J, HUANG M, LI S, et al. Load-displacement and upper-bound solutions of a loaded laterally pile in clay based on a total-displacement-loading EMSD method[J]. Computers and Geotechnics, 2017, 83: 64 - 76.
- [6] ZHANG C, WHITE D, RANDOLPH M. Centrifuge modeling of the cyclic lateral response of a rigid pile in soft clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2010, 137(7): 717 - 729.
- [7] 俞 剑. 饱和黏土中大直径单桩水平循环加载特性[D]. 上海: 同济大学, 2015. (YU Jian. Behavior of monopiles in saturated clay subjected to cyclic lateral load[D]. Shanghai: Tongji University, 2015. (in Chinese))
- [8] YU J, HUANG M, ZHANG C. Three-dimensional upper-bound analysis for ultimate bearing capacity of laterally loaded rigid pile in undrained clay[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2015, 52(11): 1775 - 1790.
- [9] ZHANG C, YU J, HUANG M. Winkler load-transfer analysis for laterally loaded piles[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2016, 53(7): 1110 - 1124.
- [10] KLAR A, OSMAN A S. Load-displacement solutions for piles and shallow foundations based on deformation fields and energy conservation[J]. Géotechnique, 2008, 58(7): 581 - 589.

(本文责编 明经平)

DOI: 10.11779/CJGE2017S2004

海积软黏土的强度特性与桩土界面剪切速率效应

孔令伟¹, 熊春发^{1,2}, 郭爱国¹, 杨爱武^{1,3}

(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. 广西交通科学研究院广西道路结构与材料重点实验室, 广西 南宁 530007; 3. 天津城建大学天津市软土特性与工程环境重点实验室, 天津 300384)

摘 要: 针对中等结构性的海积软黏土, 开展了剪切速率影响下原状土的三轴 CU 试验与软黏土-钢管桩环剪试验, 分析了其抗剪强度与桩土界面特性的演化规律, 并对桩周土剪切后再固结的界面性状进行了模拟试验。结果表明, 该土样的抗剪强度与内摩擦角均随剪切速率的增大而单调增大, 而黏聚力则相反; 发现在不排水条件下, 桩土接触界面的峰值强度与摩擦角随着剪切速率的增大也随之增大, 应变软化现象更加明显, 但相应的残余强度与摩擦角变化甚微; 桩周软黏土历经剪切大变形重新固结后, 桩土界面的强度性状呈现出峰值强度降低与残余强度增大的特征。

关键词: 软黏土; 剪切速率; 环剪试验; 强度特性; 桩土界面

中图分类号: TU443

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)S2-0013-04

作者简介: 孔令伟(1967-), 男, 博士, 研究员, 博士生导师, 主要从事特殊土的力学特性与灾害防治技术研究。E-mail: lwkong@whrsm.ac.cn。

Effects of shear rate on strength properties and pile-soil interface of marine soft clay

KONG Ling-wei¹, XIONG Chun-fa^{1,2}, GUO Ai-guo¹, YANG Ai-wu^{1,3}

(1. State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan, Hubei 430071 China; 2. Guangxi Key Laboratory of Road Structure and Materials, Guangxi Transportation Research Institute, Nanning, Guangxi, 530007 China; 3. Key Laboratory of Soft Soil Characteristics and Engineering Environment of Tianjin, Tianjin Chenjian University, Tianjin 300384, China)

Abstract: The CU triaxial tests and ring shear tests on interface between steel pipe pile and soil of a kind of intact marine soft clay with medium structure are carried out under influence of shear strain rate, and the variations of strength properties and pile-soil interface properties of the tested soil with shear strain rate are analyzed. Moreover, simulation tests on the reconsolidated soft clay around the pile after shearing are also conducted to analyze the strength behaviors of pile-soil interface. The results show that the shear strength and internal friction angle of the tested soil increase with the increasing shear strain rate monotonously, while the variation characteristics of the cohesion are opposite. Under the undrained condition, it is also found that the peak shear strength and internal friction angle of the pile-soil interface increase with the increasing shear strain rate, and the strain softening phenomenon becomes more obvious, however, the corresponding variations of residual shear strength and internal friction angle are very small. Although the peak shear strength of reconsolidated soil around the pile after large shear deformation tends to decrease, the residual shear strength increases, which shows the strength recovery characteristics of pile-soil interface.

Key words: soft clay; shear rate; ring shear test; strength property; pile-soil interface

0 引 言

软黏土均具有不同程度的结构强度, 其力学性能受控于结构性的强弱, 且具有显著加载速率效应。朱启银等^[1]总结了软黏土加载速率效应, 但涉及不同强弱结构性土体影响差异性分析不多。陈铁林等^[2]开展了人工结构性黏土在不同速率下的压缩和剪切特性试验, 发现高应变速率下软化特性影响显著, 且低围压下应变速率影响更大; 蔡羽等^[3]针对湛江强结构性黏

土, 分析了剪应变率对其力学性状的影响, 发现其固结不排水剪切强度、黏聚力与内摩擦角随剪切速率增大呈现先减小后增大的特征, 存在拐点效应的临界速率现象。但工程实践中遇到的大多为中等结构性软黏土, 是否普遍存在临界速率效应, 有待深入探究。

在软黏土地区桩基工程中, 存在反映成桩快慢的

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51179186, 41372291)

收稿日期: 2017-08-02

表 1 天津软黏土物理力学性质平均指标

Table 1 Physical and mechanical indices of Tianjin soft clay

天然含水率 $w/\%$	天然重度 $\gamma/(kN\cdot cm^{-3})$	颗粒相对密度 G	孔隙比 e	液限 $w_L/\%$	塑限 $w_p/\%$	塑性指数 I_p	液性指数 I_L	渗透系数 $K/(10^{-8}cm\cdot s^{-1})$	压缩系数 $a_{1-2}/(MPa^{-1})$	结构屈服应力 σ_k/kPa
39.0	17.7	2.75	1.10	41.8	23.4	18.4	0.85	3.0	0.45	110.0

剪应变速率与承受上覆荷载快慢的加载速率问题，如何判识其桩土界面效应，对选取桩周土强度参数与计算桩侧摩阻力具有参考价值。此外，成桩过程都会引起桩周土的扰动损伤，界面处土体会发生大变形与结构强度丧失，但受扰动的桩周土在上覆地层自重下随时间的递移而重新固结，强度有不同程度恢复，如何模拟该种过程的桩土界面强度性状，进入分析桩土界面相互作用的长期性能，少见文献报道，而环剪仪常用来探讨不同材料接触面的剪切特性，将其应用于研究软黏土的桩土界面力学效应，值得尝试。

本文以天津海积软黏土为对象，通过开展不同剪切速率下软黏土 CU 试验、钢管桩-软黏土环剪试验以及软黏土历经剪切再固结的强度恢复模拟试验，探讨该软黏土的强度特性与桩土界面剪切速率效应。

1 试验土样及试验方案

1.1 试验土样

土样来自天津滨海新区某地，薄壁取土器取土深度 13.5~16.5 m，其物理力学特性平均指标见表 1，具有中等压缩性。土样灵敏度为 4.2，按灵敏度来判断其结构性强弱，该软黏土属中等结构性土^[4]。

1.2 试验方案

采用 GDS 三轴仪开展不同固结压力下剪切速率为 0.05, 0.50, 5.0 kPa/min 原状土 CU 试验，试样尺寸为 $\Phi 50\text{ mm}\times 38\text{ mm}$ ，用于分析剪切速率对天津海积软黏土强度特性的影响，固结压力分别为 50, 100, 150 kPa，剪切速度分别为 0.05, 0.5, 5.0 kPa/min。

原状土与钢桩界面环剪试验在 DTA-138 型环剪仪上完成，剪切速率为 0.05, 0.50, 5.0 mm/min，固结压力分别为 90, 180, 270 kPa。放在上剪切盒的环状土样外径、内径与高度为 150 mm $\times$ 100 mm $\times$ 10

mm，置入下剪切盒模拟钢桩的钢环尺寸与土样相同；固结后开始剪切，剪切时上盒固定、下盒转动，当剪切位移达 30 mm 时停止试验。

历经剪切大变形重新固结后桩土界面强度特性试验与上述环剪试验类似。不同之处在于当剪切位移达到 30 mm 停止试验后，保持固结压力不变重新固结 24 h，以同样剪切速率 0.05 mm/min 再次剪切至位移达 30 mm 时终止（见表 2），以此再现历经大变形重新固结后的软黏土与钢桩相互作用特征。

表 2 软黏土历经剪切大变形再固结后桩土界面环剪试验

Table 2 Ring shear tests on interface between pile and reconsolidated soft clay after large shear deformation

再固结桩土界面环剪试验	设置固结压力 σ_c/kPa			剪切速率 $/(\text{mm}\cdot\text{min}^{-1})$	剪切位移/mm
	90	180	270	0.05	30

表 3 不同剪切速率下软黏土强度指标

Table 3 Strength indices of soft clay under different shear rates

剪切速率 $/(\text{kPa}\cdot\text{min}^{-1})$	总应力指标		有效应力指标	
	c/kPa	$\varphi/(^\circ)$	c'/kPa	$\varphi'/(^\circ)$
0.05	23.5	9.6	9.8	22.4
0.5	22.2	11.9	7.4	26.3
5.0	19.5	14.4	3.6	30.8

2 试验结果与分析

2.1 剪切速率对海积软黏土强度特性的影响

原状软黏土在不同剪切速率下 CU 试验应力 - 应变及孔隙水压力 - 应变曲线见图 1, 2，表 3 为其强度指标。发现在剪切速率 0.05~5.0 kPa/min 内，其抗剪强度、内摩擦角随剪切速率增大而增大，黏聚力则略有减小。以往研究表明，软黏土不排水抗剪强度在应变率增加 10 倍时，强度增长幅度为 5%~20%，且与土体物理力学性质的差异密切相关^[2, 4]，图 1 与表 3

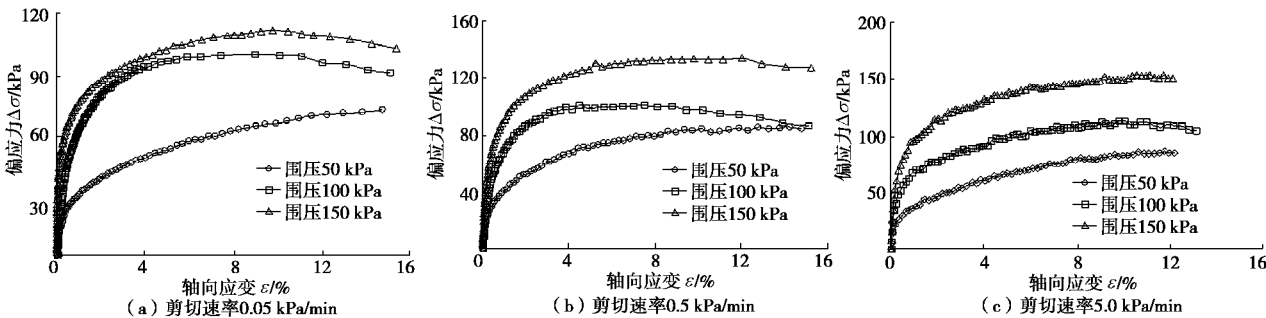


图 1 不同剪切速率下结构性软黏土软黏土应力 - 应变关系曲线

Fig. 1 Stress-strain relation curves of structured soft clay under different shear rates

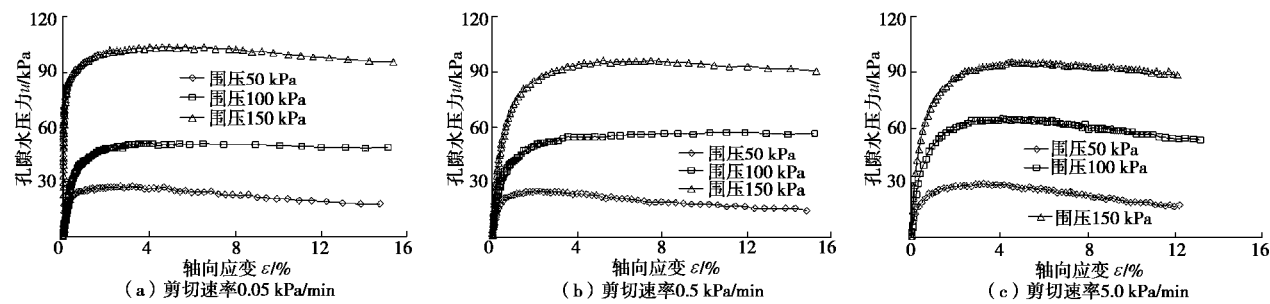


图 2 不同剪切速率下结构性软黏土软黏土孔隙水压力 - 应变关系曲线

Fig. 2 Pore water pressure-strain relation curves of structured soft clay under different shear rates

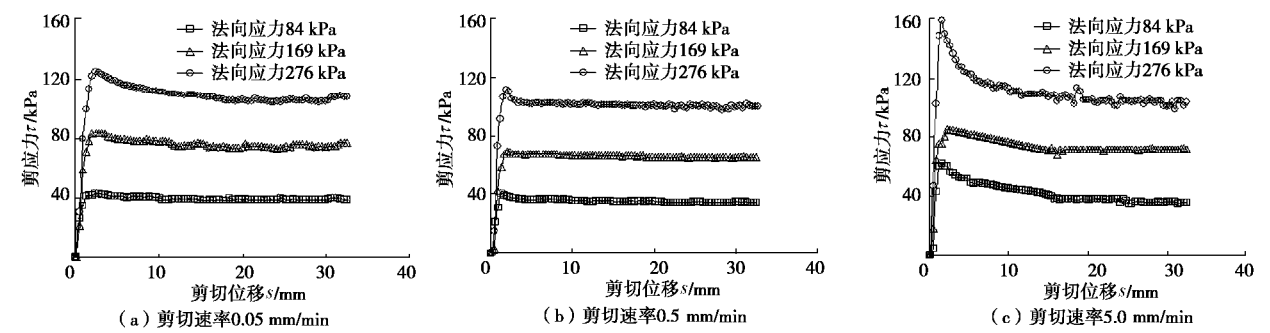


图 3 不同剪切速率下桩土界面剪应力 - 剪切位移关系曲线

Fig. 3 Shear stress-deformation relation curves of pile-soil interface under different shear rates

表 4 不同剪切速率下桩土界面的强度指标

Table 4 Strength indices of pile-soil interface under different shear rates

剪切速率 $/(\text{mm}\cdot\text{min}^{-1})$	强度指标					
	c_p/kPa	$j_p/(^\circ)$	相关系数 R^2	c_r/kPa	$j_r/(^\circ)$	相关系数 R^2
0.05	9.1	23.0	0.9958	12.8	18.9	0.9912
0.5	7.1	20.7	0.9995	5.5	19.3	0.9986
5.0	8.8	27.8	0.9569	7.8	19.6	0.9894

表 5 历经剪切大变形再固结后桩土界面的强度指标变化特性

Table 5 Variation of strength indices of interface between pile and reconsolidated soft clay after large shear deformation

土体状态	强度指标					
	c_p/kPa	$j_p/(^\circ)$	相关系数 R^2	c_r/kPa	$j_r/(^\circ)$	相关系数 R^2
再固结前	9.1	23.0	0.9958	12.8	18.9	0.9912
再固结后	11.3	21.8	0.9929	8.9	21.4	0.9881

的结果与上述结论相吻合,对于大多数软黏土,其结构屈服应力通常较小,其剪切速率效应更接近于重塑土^[4],不存在强结构性黏土的独特临界速率现象^[3]。

2.2 钢管桩与软黏土界面力学特性的剪切速率效应

桩土界面环剪试验结果见图 3, 4, 峰值与残余强度指标如表 4 所示。在 0.05~5.0 mm/min 剪切速率内,抗剪强度及黏聚力与内摩擦角总体呈现先减小后增大演化规律。剪切速率为 0.05 mm/min 时,可认为剪切过程中基本处于排水条件,剪切速度达到 0.5 mm/min 可近似认为处于不排水条件;当剪切速率由 0.05 mm/min 增大至 0.5 mm/min 时,剪切过程因孔隙水压力增加使其强度降低,其强度略有弱化趋势。

在剪切速率 0.5~5 mm/min 不排水条件下,其强度随剪切速率增大而增长与以往软黏土的剪切速率效

应类似,但峰值强度增长达 21%~52%,主要体现峰值内摩擦角增加上;而残余强度增长幅度为 2%~8%,内摩擦角与黏聚力变化均较小。原因是随剪切速率增大需达到更大位移与克服更大阻力才可使峰值强度降至残余强度(见图 3),当剪应力达到峰值强度时,黏土基本单元体处无序排列状态;达到残余强度时,趋向有序定向状态,而当变形超过一定值后,则处于相对稳定状态,此时受剪切速率影响很小,这也是桩基宜控制适当施工速率的缘由。

2.3 历经大变形再固结软黏土的桩土界面强度特征

历经剪切大变形重新固结后桩土界面环剪试验结果见图 5, 6 (剪切速率 0.05 mm/min), 表 4 为峰值与残余强度指标。类比图 5, 3 (a) 与表 5, 再固结前后桩土界面剪应力 - 位移关系及强度指标,发现再固结

后峰值强度在固结应力较低时基本不变,反之则有所降低,致使峰值摩擦角略有降低,且剪应力达到峰值强度时剪切位移更小,由固结前 2.3~2.7 mm 减小到 0.4~0.8 mm,这说明在较小变形下就可破坏再生重组的结构恢复强度;但残余强度与残余内摩擦角因固结压密略有增大。

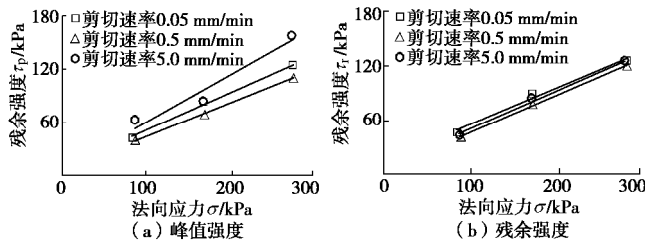


图4 不同剪切速率下桩土界面的剪切强度与法向应力关系

Fig. 4 Shear strength-normal stress relations of pile-soil interface under different shear rates

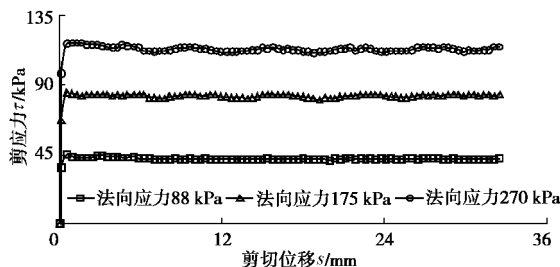


图5 历经剪切大变形再固结桩土界面剪应力-剪切位移关系

Fig. 5 Shear stress-deformation relations of interface between pile and reconsolidated soft clay after large shear deformation

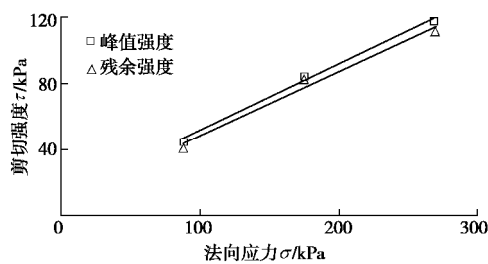


图6 历经剪切大变形再固结桩土界面剪切强度与法向应力关系

Fig. 6 Shear strength-normal stress relations of interface between pile and reconsolidated soft clay after large shear deformation

对于历经大变形后再固结软黏土而言,重新固结前土体就呈定向排列,强度降至残余强度,重新固结使土体颗粒相互嵌合,且随时间推移,因固结与触变性形成再生结构,但历经大变形后的结构状态并不可逆,再次固结使孔隙比有所减小与干密度有所增大,导致桩土界面峰值强度略有降低而残余强度有所提

高。因此,确定桩基承载力应充分考虑软黏土桩侧摩阻力随成桩休止时间增长而增大的有利因素,成桩后间隔一定时间方可进行检测,否则提出的设计参数偏于保守与安全。

3 结 论

(1) 中等结构性海积软黏土在不排水剪切条件下,其抗剪强度与内摩擦角随剪切速率增大而呈单调增大,而黏聚力则相反,不存在临界剪切速率效应。

(2) 不排水条件下,桩土界面的峰值强度随剪切速率增大而有较大幅度增长,主要表现为峰值内摩擦角增加与应变软化更加明显,对残余强度影响甚微。

(3) 桩周软黏土历经大变形重新固结后,桩土界面峰值强度与内摩擦角有所降低,达到峰值强度的剪切位移更小,但残余强度与相应内摩擦角则略有增大。

参考文献:

- [1] 朱启银,尹振宇,朱俊高,等. 软黏土加载速率效应特性试验研究: 进展与趋势[J]. 岩土力学, 2014, 35(1): 7 - 24. (ZHU Qi-yin, YIN Zhen-yu, ZHU Jun-gao, et al. Progress and trend of experimental investigation on rate-dependent behavior of soft clays[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, 35(1): 7 - 24. (in Chinese))
- [2] 陈铁林,周 成,沈珠江. 结构性黏土压缩和剪切特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2004, 26(1): 31 - 35. (CHEN Tie-lin, ZHOU Cheng, SHEN Zhu-jiang. Compression and shear test of structured clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, 26(1): 31 - 35. (in Chinese))
- [3] 蔡 羽,孔令伟,郭爱国,等. 剪应变率对湛江强结构性黏土力学性状的影响[J]. 岩土力学, 2006, 27(8): 1235 - 1240. (CAI Yu, KONG Ling-wei, GUO Ai-guo, et al. Effects of shear strain rate on mechanical behavior of Zhanjiang strong structured clay[J]. Rock and Soil Mechanics, 2006, 27(8): 1235 - 1240. (in Chinese))
- [4] 熊春发. 不同加荷模式下软黏土的力学响应与结构损伤特征[D]. 武汉: 中国科学院武汉岩土力学研究所, 2013. (XIONG Chun-fa. Characteristic of mechanical response and structural damage of soft clay under different loading mode[D]. Wuhan: Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, 2013. (in Chinese))

(本文责编 孙振远)

DOI: 10.11779/CJGE2017S2005

南海软土微观结构与力学特性试验研究

蒋明镜^{1, 2, 3}, 李志远^{2, 3}, 黄贺鹏^{2, 3}, 刘俊^{2, 3}

(1. 土木工程防灾减灾国家重点实验室, 上海 200092; 2. 同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092;
3. 同济大学土木工程学院地下建筑与工程系, 上海 200092)

摘要: 针对南海原状土力学性质的研究对于南海油气资源开发具有重要意义。对南海陆坡区所取的软土试样, 通过物理试验和 X-射线衍射试验, 分析了该土样的物化特性; 通过一维固结试验和常规三轴压缩试验, 探究了该原状土的压缩及剪切特性; 借助扫描电子显微镜, 分析了土体的微观结构特征。试验结果显示: 该土体为高液限粉土, 具有高含水率、高孔隙比和高饱和度的特点; 土体的黏土矿物中伊利石含量最高, 其胶体活动指数高; 土体为欠固结土, 在固结试验中表现出一定的结构性, 在剪切试验中呈现应变硬化特征; 土体微观上呈开放式的絮凝结构, 骨架松散, 颗粒定向度较低。

关键词: 南海; 软土; 微观结构; 压缩; 剪切

中图分类号: TU47 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)S2-0017-04

作者简介: 蒋明镜(1965-), 男, 教授, 同济大学特聘教授、博士生导师, 主要从事天然结构性黏土、砂土、太空土、非饱和土和深海能源土的宏微观试验、本构模型和数值分析等方面的研究工作。E-mail: mingjing.jiang@tongji.edu.cn。

Experimental study on microstructure and mechanical properties of seabed soft soil from South China Sea

JIANG Ming-jing^{1, 2, 3}, LI Zhi-yuan^{2, 3}, HUANG He-peng^{2, 3}, LIU Jun^{2, 3}

(1. State Key Laboratory of Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai, 200092, China; 2. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai, 200092, China; 3. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: Experimental researches on undisturbed soil samples are of great significance for the oil and gas exploitation in South China Sea. The physical and chemical properties of seabed soil in the slope area of South China Sea are studied by using the physical and X-ray diffraction tests. The consolidation and shearing properties are studied by means of the one-dimensional oedometer and conventional triaxial compressive tests. The microstructure is observed by the scanning electron microscope. The results show that the silts are the main compositions, and the soil is of high liquid limit, high void ratio and high saturation. Besides, the soil has large activities, with illite as the primary clay mineral. The soil is under-consolidated and shows traces of structural performance in consolidation tests and strain-hardening behavior in direct shear and conventional compressive triaxial tests. The soil is of flocculated microstructure which has a loose skeleton and weakly ordered grains.

Key words: South China Sea; soft soil; microstructure; compression; shearing

0 引言

我国南海区域海洋面积巨大, 海底地形地貌复杂, 包括水深较浅的北部陆架区、海底地形复杂的陆坡区和相对平坦的深海平原区^[1]。南海蕴藏着丰富的油气资源。据统计, 南海的油气储量达630亿吨, 其中位于我国传统疆界线以内的约占2/3^[2]。钻井平台和海底输油管道等众多工程构筑物都座落在深海土体之上, 为了保证南海地区油气资源的合理开发, 减少意外事故的发生, 需要对南海软土的力学性质进行研究。

国内外学者对南海地区的工程地质进行了一系列的勘查和研究工作^[1, 3-6], 这对南海的海洋工程建设有显著意义。然而, 由于深海沉积物(尤其在水深超过1000 m情况下)样品较难获取, 目前对于南海深海区域软土的研究工作相对较少, 南海软土原状样的物理、化学、力学和微观结构特性的研究成果相对有限。

基金项目: 国家自然科学基金重点项目(51639008); 山东省重点实验室开放基金项目(MEGE-1602)
收稿日期: 2017-08-02

表 1 取土深度、土样描述及土的基本特性

Table 1 Sampling depth, description and basic characteristics of soil

取土深度	天然密度	干密度	含水率	比重	孔隙比	饱和度	土样描述
h/m	$\rho/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	$\rho_d/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	$w/\%$	G_s	e	$S_r/\%$	
2.5~3.0	1.53	0.88	74.2	2.66	2.029	97.4	灰黑色淤泥质黏土，有轻微臭味

表 2 土的界限含水率及粒径组成

Table 2 Limit water content and grain-size distribution of soil

液限	塑限	塑性指数	液性指数	土样命名	砂砾含量/%			粉粒含量/%	胶粒含量/%	
					2~0.5 mm	0.5~0.25 mm	0.25~0.075 mm	0.075~0.005 mm	0.005~0.002 mm	<0.002 mm
60.2	40.9	19.3	1.71	高液限粉土(MH)	0.75	3.16	4.79	58.8	17.5	15.0

本文对南海东北部陆坡区的深海表层软土土样进行了物理试验、X-射线衍射试验(XRD)、一维固结试验、常规三轴压缩试验和扫描电子显微镜(SEM)试验等试验研究工作，旨在为我国南海海底电缆和输气管道的铺设、钻井平台的设计以及未来可能的甲烷水合物开采前期工程等提供科学依据。

高岭石。胶体活动性指数 A_c 等于 I_p (塑性指数)与 $P_{<0.002}$ (粒径小于0.002 mm的胶粒的百分含量)之商。经计算，该土体胶体活动指数达到1.38，为活动性黏土。

表 3 黏土矿物的组成成分

Table 3 Compositions of clay minerals

黏土矿物	蒙脱石	伊利石	高岭石	绿泥石
占比/%	24	43	13	20

1 样品获取与物理化学试验分析

1.1 样品获取

取土工作由基金委“南海北部及吕宋海峡共享航次(NORC2015-05)”开展。取土点位于南海东北部陆坡区，海水深度 1187 m，取土深度 2.5~3.0 m，采用重力取样方式。

1.2 物理试验分析

物理试验结果见表1和表2。从表1可以看出该样品具有高含水率、高孔隙比和高饱和度的特点。根据表2列出的数据和塑性图，该土样为高液限粉土(MH)。土体的颗粒组分以粉粒为主，黏粒次之，砂粒最少。

1.3 X-射线衍射试验分析

土的矿物组成通过日本理学电机株式会社生产的X射线衍射仪测量，图1是X射线衍射试验的结果。

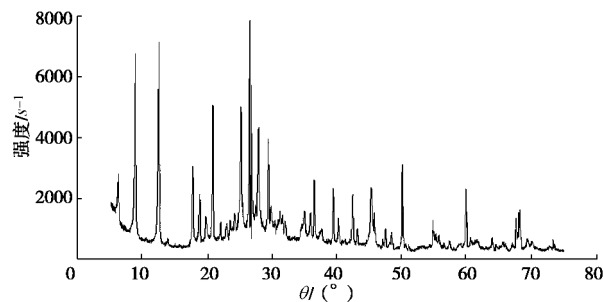


图 1 X-射线衍射试验结果

Fig. 1 X-ray diffraction curves of soil

黏土矿物的组成计算以JCPDS卡片(国际粉末衍射标准联合委员会)为依据^[7]，通过jade 6.5软件进行计算。黏土矿物含量的计算结果如表3所示。黏土矿物中以伊利石含量最高，之后依次是蒙脱石、绿泥石和

2 压缩及剪切试验分析

2.1 一维固结试验分析

以两组平行试样其中一组为例，得到原状土的压缩回弹曲线如图2所示，土的物理与压缩特性指标如表4所示。考虑到该土样埋深为 2.5~3.0 m，竖向有效应力为 25~30 kPa，而先期固结压力(s_{pc})小于 25 kPa，可判断为欠固结土。又根据 a_{1-2} 大于 0.5 MPa^{-1} ，可判断该土体为高压缩性土。

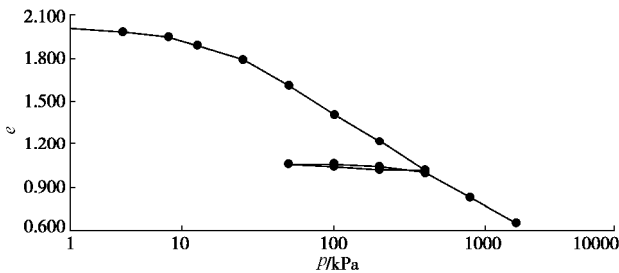


图 2 一维固结试验 $e - \lg p$ 曲线

Fig. 2 $e - \lg p$ curves by oedometer tests

图3是土体在各级压力下的 $e - \lg t$ 曲线，现有研究表明^[8]，该曲线一般分为初始陡峭弧线段、中部平缓弧线段和尾部直线段。中部弧线段拟合直线和尾部直线段延长线的交点为二次固结分界点，对应时间为二次固结完成时间 t_{100} 。图3表明：①原状土随着固结压力的提高，主固结占比增大。这主要是由于土的压硬性，使孔隙的压密过程随加载的进行越来越困难，致使主固结耗时增长。②二次固结特征随着固结压力增大呈现“不明显→明显→不明显”的变化。该特征表明软土在远小于 s_{pc} 的固结压力下，主固结迅速完

成; 当固结压力接近 s_{pc} , 土体的结构性致使其骨架可较好抵抗压力, 初始变形几乎完全由孔隙水压力的消散引起; 当固结压力远超过 s_{pc} 时, 土体结构性几乎丧失, 此时变形由主、次固结共同参与, 表现为主次固结难以区分。

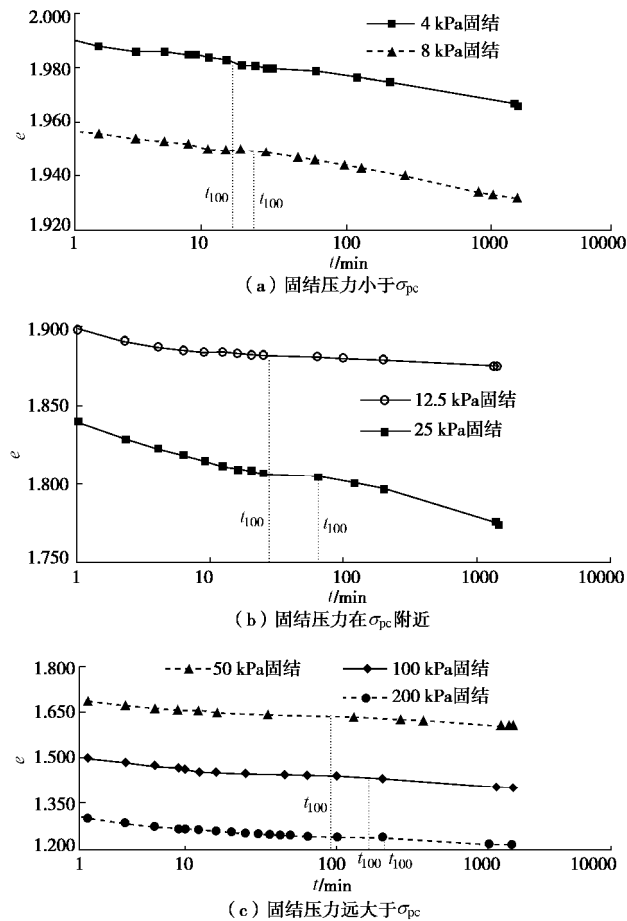


图 3 一维固结试验 $e-lgt$ 曲线
Fig. 3 $e-lgt$ curves by oedometer tests

如图4所示, 固结系数 C_v 的计算分别采用时间对数法、时间平方根法和三点法。可以得到, 当固结压力小于 s_{pc} 时, 曲线较平缓, 超过 s_{pc} 后曲线陡降。这是因为当压力较小时, 软土的结构性使土颗粒的排列能够较好地维持原状, 而一旦超过 s_{pc} , 骨架变形显著。 $e-lgt$ 曲线和 C_v 曲线的特征说明土体具有一定结构性。

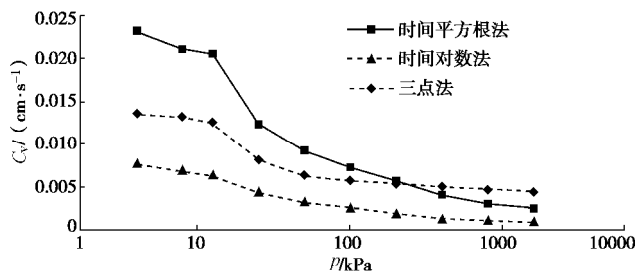


图 4 固结系数 C_v 曲线
Fig. 4 Curves of consolidation coefficient (C_v)

表 4 一维压缩试验指标

Table 4 Compressive indexes by oedometer tests				
编号	压缩指数 C_c/MPa^{-1}	回弹指数 C_e/MPa^{-1}	压缩系数 a_{1-2}/MPa^{-1}	先期固结压力 s_{pc}/kPa
1	0.63	0.056	1.88	19.9
2	0.61	0.096	1.90	21.4

2.2 常规三轴压缩试验及分析

在固结不排水 (CU) 常规三轴剪切试验中, 四组试样均呈“腰鼓状”破坏。图5为偏应力 ($s_1 - s_3$) 的与轴向应变 (e_1) 关系曲线。各曲线没有出现明显的峰值点, 土体呈现应变硬化特性。图6为孔隙水压力与轴向应变关系曲线。可以看出, 初始阶段孔隙水压迅速上升; 随着轴向应变的增加, 孔隙水压增长速率逐渐降低, 并趋于某一临界点。表5为土体强度指标。由于孔压 u 为正值, $c_{cu} > c'$, $\varphi_{cu} < j'$ 。

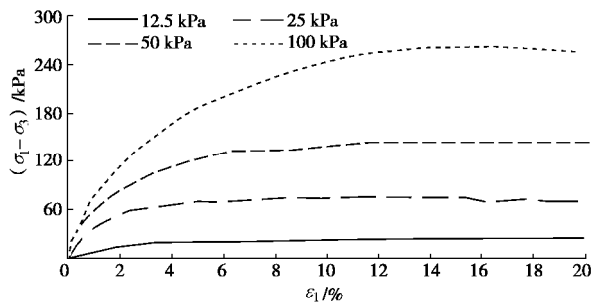


图 5 固结不排水三轴试验 ($s_1 - s_3$) - e_1 曲线
Fig. 5 ($s_1 - s_3$) - e_1 curves by consolidated undrained triaxial tests

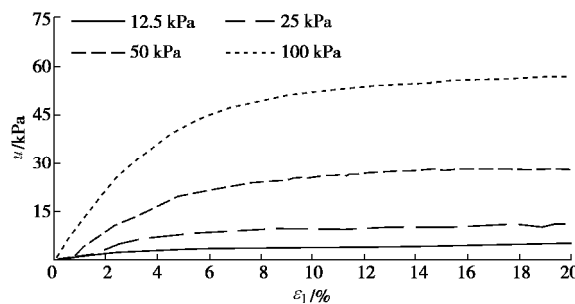


图 6 固结不排水三轴试验 $u - e_1$ 曲线
Fig. 6 $u - e_1$ curves by consolidated undrained triaxial tests

表 5 三轴压缩试验抗剪强度指标

Table 5 Strength parameters by triaxial tests			
c_{cu}/kPa	$j_{cu}/(^{\circ})$	c'/kPa	$j'/(^{\circ})$
3.45	32.2	1.99	38.2

3 土体微观结构分析

采用液氮真空冷冻升华干燥法制备样品, 土体的微观结构通过扫描电子显微镜 (SEM) 观察。

图 7 是通过 SEM 试验得到的原状土的微观结构图。从图 7 中可以看出该土体呈开放式的絮凝结构,

颗粒分布有一定方向性,但总体较散乱,定向度较低。土体中扁平的黏土矿物组成黏土矿物聚集体。

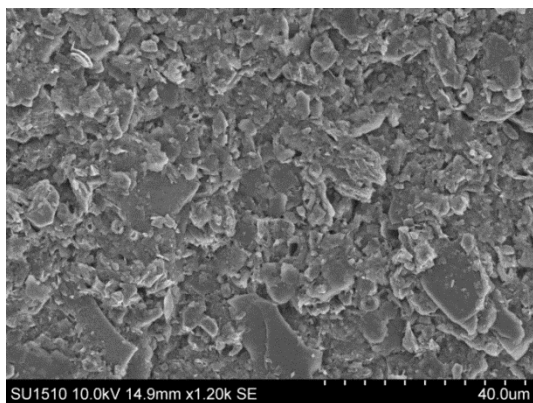


图7 扫描电子显微镜下土体微观结构图($\times 1200$)

Fig. 7 Microstructure of soil by SEM tests ($\times 1200$)

4 结 论

本文通过物化试验、X-射线衍射试验、一维固结试验、直接剪切试验和常规三轴压缩试验探究了南海陆坡区原状土物理化学性质、压缩特性及剪切特性。初步结论如下:

(1) 该土体的颗粒组成以粉粒为主,黏粒次之,为高液限粉土,土体的黏土矿物中以伊利石和蒙脱石为主,土体的胶体活动指数高。

(2) 土体为高压缩性欠固结土。土样的主次固结特征在固结压力接近先期固结压力时最明显;固结系数 C_v 在固结压力小于先期固结压力前近似为直线,超过先期固结压力后迅速降低,上述两点特征表明土体具有一定的结构性。

(3) 在直接剪切试验与固结不排水(CU)三轴压缩试验中,土体呈现应变硬化特性,破坏时呈“腰鼓状”破坏。

(4) 微观上,土体呈开放式的絮凝结构,骨架十分松散,颗粒定向度较低,片状黏土矿物形成矿物聚集体,土体中含有生物残骸。

参考文献:

[1] 牛作民. 南海海底细粒土的工程地质性质基本特征[J]. 海洋地质与第四纪地质, 1992(1): 15 - 25. (NIU Zuo-min. Engineering geological properties of fine soil in the seafloor

of the South China Sea[J]. Marine Geology & Quaternary Geology, 1992(1): 15 - 25. (in Chinese))

- [2] 王勇智, 宋 军, 韩雪双, 等. 关于南海断续线的综合探讨[J]. 中国海洋大学学报(社会科学版), 2008(3): 1 - 5. (WANG Yong-zhi, SONG Jun, HAN Xue-shuang, et al. Discussion on the discontinuous boundary in South Sea[J]. Journal of Ocean University of China (Social Sciences Edition), 2008(3): 1 - 5. (in Chinese))
- [3] 卢 博, 李赶先, 黄韶健, 等. 南海北部大陆架海底沉积物物理性质研究[J]. 海洋工程, 2004, 22(3): 48 - 55. (LU Bo, LI Gan-xian, HUANG Shao-jian, et al. A study on physical properties of sediments on continental shelf seabed of the northern South China Sea[J]. The Ocean Engineering, 2004, 22(3): 48 - 55. (in Chinese))
- [4] LIU Z F, CHRISTOPHE C, HUANG W, et al. Clay minerals in surface sediments of the Pearl River drainage basin and their contribution to the South China Sea[J]. Science Bulletin, 2007, 52(8): 1101 - 1111.
- [5] SHI Y, MA S, ZENG N, et al. Characteristics of Engineering Geological Environment at Lingdingyang Estuary of Pearl River Mouth, South China Sea[J]. Journal of Coastal Research, 2013, 66(66): 25 - 33.
- [6] 陈 聪, 龙建军, 李赶先. 南海深海海底沉积物力学性质试验研究[J]. 海洋工程, 2015, 33(4): 108 - 114. (CHEN Cong, LONG Jian-jun, LI Gan-xian, et al. Experimental study on mechanical properties of seafloor sediments of deep South China Sea[J]. Ocean Engineering, 2015, 33(4): 108 - 114. (in Chinese))
- [7] 孔令伟, 吕海波, 汪 稔, 等. 湛江海域结构性海洋土的工程特性及其微观机制[J]. 水利学报, 2002, 33(9): 82 - 88. (KONG Ling-wei, LÜ Hai-bo, WANG Ren, et al. Engineering properties and micro-mechanism of structural marine soil[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2002, 33(9): 82 - 88. (in Chinese))
- [8] 袁聚云, 钱建固, 张宏鸣, 等. 土质学与土力学[M]. 4 版. 北京: 人民交通出版社, 2010. (YUAN Ju-yun, QIAN Jian-gu, ZHANG Hong-ming, et al. Soil properties and soil mechanics[M]. 4th ed. Beijing: China Communications Press, 2010. (in Chinese))

(本文责编 明经平)

DOI: 10.11779/CJGE2017S2006

软土地基刚性桩复合地基沉降计算的简化方法

杨光华^{1, 2, 3}, 徐传堡¹, 李志云¹, 姜燕^{2, 3}, 张玉成^{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: 既简便又具有较好精度的刚性桩复合地基沉降计算方法仍是工程实践中迫切需要而又有待于解决的问题。对于软土地基中的刚性桩复合地基沉降计算, 现行规范方法把其沉降分为加固区的沉降和下卧层的沉降, 加固区复合模量的提高采用复合地基与天然地基承载力的倍数求得, 实际发现这样得到的加固区复合模量的提高不够, 造成计算沉降偏大。本文认为造成这种情况的原因是由于公式推导中假设了桩土应力比与桩土承载力比相等而造成的。另外对于软土地基刚性桩复合地基沉降计算, 当桩底置于可靠持力层时, 提出其复合地基的沉降可以简化为桩的沉降加褥垫层的压缩沉降的简化方法。工程实例表明, 简化方法既简便又具有较好的精度, 可为工程实践提供一个有效实用的计算方法。

关键词: 软土地基; 刚性桩复合地基; 沉降计算

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)S2-0021-04

作者简介: 杨光华(1962-), 男, 博士, 教授级高级工程师, 博士生导师, 主要从事本构理论、基础工程、软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。

Simplified method for settlement calculation of rigid pile composite foundation in soft soils

YANG Guang-hua^{1, 2, 3}, XU Chuan-bao¹, LI Zhi-yun¹, JIANG Yan^{2, 3}, ZHANG Yu-cheng^{2, 3}

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

2. Guangdong Research Institute of Water Resources and Hydropower, Guangzhou, Guangdong 510610, China; 3. The Geotechnical

Engineering Technology Center of Guangdong Province, Guangzhou, Guangdong 510610, China)

Abstract: To find a simple and precise settlement calculation method for rigid pile composite foundation is still an urgent problem which is not solved as yet. For the settlement calculation of rigid pile composite foundation in soft soils by using the existing standard method, the total settlement can be the sum of reinforced area and substratum, the improvement of composite modulus in the reinforced area can be obtained by the bearing capacity ratio of compound foundation to natural foundation. In fact, the calculated results of settlement are usually too large because the inadequate improvement of composite modulus by using the above method. It is put forward that the reasons for this situation are the unreasonable hypothesis in formula derivation that the pile-soil stress ratio is equal to the pile-soil bearing capacity one. For the settlement calculation of rigid pile composite foundation in soft soils, a simplified method is proposed that the settlement of reinforced area can be the sum of pile settlement and cushion compress settlement when the pile tip is placed at reliable bearing stratum. The calculation of engineering examples shows that the simplified method is simple and precise, and it can provide an effective and practical calculation method for engineering practice.

Key words: soft ground; rigid-pile composite foundation; settlement calculation

1 技术规范

1.1 建筑地基处理技术规范

《建筑地基处理技术规范》(JGJ 79—2012)^[1]规定的计算方法是目前刚性桩复合地基沉降计算中用得最多的, 该方法对加固区和非加固区均采用分层总和法计算其沉降, 加固区沉降按复合模量法计算, 复合

模量提高系数等于复合地基与天然地基承载力的倍数。下卧层顶面的附加应力按 Boussinesq 解计算。

1.2 复合地基技术规范

基金项目: 广东省省级科技计划项目 (2014B070706008); 广东省水利科技创新项目 (2009-25)

收稿日期: 2017-08-02

《复合地基技术规范》(GB/T50783—2012)^[2]中规定加固区沉降 S_1 采用桩身压缩量法计算,下卧层沉降 S_2 采用等效实体法计算。

1.3 广东省地基处理技术规范

广东省《建筑地基处理技术规范》(DBJ 15—38—2005)^[3]认为刚性桩复合地基变形可按桩及桩间土分别计算。当桩间土的变形计算值 S_s 与桩的变形计算值 S_p 相差不超过 30%时,可取 $\max\{S_s, S_p\}$ 作为刚性桩复合地基的变形计算值,当二者相差大于 30%时,可参考现场荷载试验结果调整计算参数,有可靠经验时,也可依实际情况对计算结果进行调整。

对以上 3 种规范方法,地基处理国家规范建议的方法(以下简称 z 方法)应用最多,最广泛,且可操作性强。复合地基规范方法因加固区引入了桩体压缩经验系数 y_p ,此系数需综合考虑刚性桩长细比、桩端刺入量并根据地区实测资料及经验来确定,是一种概念设计,操作性不够。广东省地基处理规范方法经常不满足其桩土沉降在 30%误差范围内。

同时,上面这些方法对于硬土地基尚可,但对于软土地基,则常常出现计算结果不合理的现象。例如 z 方法计算沉降偏大,造成很多计算沉降无法满足设计要求。故在软土地基中采用刚性桩复合地基时,其沉降值的合理计算尚未很好解决。

2 z 方法计算沉降偏大原因

以广东省的淤泥或淤泥质土地基为例,其压缩模量一般为 $E_s=2\sim 3$ MPa,承载力特征值一般为 $f_{ak}=60\sim 80$ kPa。对于一些采用刚性桩复合地基的水闸,将其复合地基承载力特征值 f_{spk} 提高到 200 kPa,则复合模量 $E_{sp}=z E_s=7\sim 8$ MPa,即使取 $E_{sp}=10$ MPa,按弹性地基 Boussinesq 解,取水闸底板宽 $B=20$ m 计算,则最大沉降为

$$s = \frac{Bp(1-n^2)}{E_{sp}} w = \frac{20 \times 200 \times (1-0.3^2)}{10000} \times 0.9 = 0.33 \text{ m} = 33 \text{ cm},$$

式中, B 为水闸底板宽, p 为底板附加应力,取为复合地基承载力特征值 $f_{spk}=200$ kPa, n 为土泊松比, w 为几何形状系数, E_{sp} 为复合模量。

上述计算沉降显然太大了,即使不考虑有限压缩和下卧层的沉降,将其乘以 0.7 的折减系数后,沉降也大于 20 cm,超出规范允许值。而实际上刚性桩支撑着底板,当桩底支承在可靠持力层时,其沉降应主要是褥垫层压缩和桩基沉降,应在 5 cm 左右,小于 10 cm。显然,理论计算与经验判断差异大,这种沉降计算方法对软土地基刚性桩复合地基是偏大的,使一些软土地基的应用存在困难。

造成这一计算误差的原因在于公式推导中假定了

$s_p/s_s = f_p/f_s$ 存在不合理。按 z 方法的推导^[5]:

复合模量为

$$E_{sp} = mE_p + (1-m)E_s, \quad (1)$$

设

$$\frac{s_p}{s_s} = \frac{E_p}{E_s} = n, \quad (2)$$

则

$$E_{sp} = [1 + m(n-1)]E_s = z E_s \quad (3)$$

$$z = 1 + m(n-1). \quad (4)$$

复合地基承载力:

$$f_{sp} = mf_p + (1-m)f_s \quad (5)$$

设

$$\frac{f_p}{f_s} = n', \quad (6)$$

则

$$f_{sp} = [1 + m(n'-1)]f_s = z' f_s \quad (7)$$

$$z' = 1 + m(n'-1). \quad (8)$$

只有当 $n'=n$ 时,则 $z'=z$,有 $E_{sp}=z'E_s$ 。式(1)~(8)中 m 为面积置换率; s_p 为桩顶应力; s_s 为桩间土应力; n 为桩土应力比; f_{sp} 为复合地基特征承载力; f_p 为桩特征承载力; f_s 为桩间土特征承载力; n' 为桩土特征承载力之比; z' 为特征承载力之比求得的模量提高系数;其他符号意义同前。

由于土在承载力特征值 f_{sk} 作用下对应的沉降 S_s 并不等于桩在其特征承载力 f_p 作用下对应的沉降 S_p , n 是相同沉降下的桩土应力比, n' 是桩土特征承载力之比,两者并不完全相同,故实际上, $n \neq n'$ 。如图 1 所示, $n = f_p/f_s$, $n' = f_p/f_{sk}$ 。尤其是软土,差异性更大,实际上 $n > n'$, $z > z'$,因而规范统一采用 $E_{sp}=z'E_s$ 计算所得的复合模量 E_{sp} 是偏小的,由此会造成计算沉降偏大的情况。

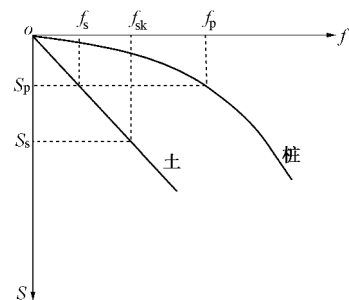


图 1 桩土特征承载力-沉降曲线

Fig. 1 Load settlement curves of piles and soils

下面将通过一个具体案例验证 $n > n'$ 。

南京浦镇车辆厂生活区由十多栋多层住宅楼组成。拟建场地土具有明显的软土特征。设计要求地基承载力特征值为 160 kPa,考虑到该天然地基承载力较小,采用桩径为 500 mm,桩长为 15.5 m 的 CFG 桩复

合地基进行地基处理。桩顶与基础之间铺设 30 cm 粗砂垫层, 垫层模量为 50 MPa。

土层分布及其物理力学参数见表 1, 其中变形模量 E_0 的取值依据文献[6], 根据地基承载力特征值 f_{ak} 线性插值得到。

表 1 土层的物理力学指标

Table 1 Physical and mechanical indexes of soils			
土层名称	E_s /MPa	E_0 /MPa	f_{ak} /kPa
②-1 粉质黏土	4.46	3.96	90
②-2 淤泥质粉质黏土	2.82	1.44	60
③ 粉土	6.16	5.52	105
④ 粉土	8.12	9.12	130
②-3 粉土	8.00	9.84	135
⑤ 粉质黏土	3.50	4.80	100
②-4 粉质黏土	4.62	6.24	110

计算桩土应力比 s_p / s_s 采用杨光华等^[7]提出的基于桩土变形协调的独立算法。

首先计算加固区桩间土在 $f_{ak} = 90$ kPa 下的沉降 S_k , 假设其 $P_s - S_s$ 曲线满足线性关系, 则桩间土 $P_s - S_s$ 曲线方程为 $P_s = 0.2290S_s$ 。

根据该工程已有单桩静载试验结果, 假设单桩 $Q - S_p$ 曲线满足如下双曲线方程:

$$Q = \frac{S_p}{a + bS_p} \quad (9)$$

在考虑垫层压缩下对其进行拟合, 得系数 $a=0.0371$, $b=0.0008$ 。

由桩土变形协调和静力平衡, 有

$$\frac{S_s}{S_k} f_{sk} A_s + N \frac{S_p}{a + bS_p} = F \quad (10)$$

$$S_s = S_p = S_1 \quad (11)$$

式中, A_s 为桩间土总面积, N 为复合地基总桩数, F 为上部结构荷载。代入数据, 可解得加固区沉降 $S_1 = 17.71$ mm。

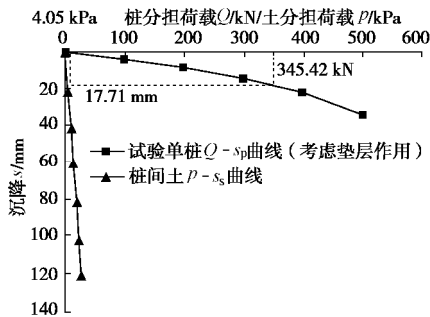


图 2 桩土荷载 - 沉降曲线

Fig. 2 Load-settlement curves of piles and soils

由桩土荷载 - 沉降曲线(图 2)及加固区沉降 S_1 反算桩土应力比 n , 此时单桩分担的荷载为 345.42 kN, 桩间土抗力为 4.05 kPa。则

$$n = \frac{s_p}{s_s} = \frac{345.42}{0.196 \times 4.05} = 435.1,$$

$$n' = \frac{f_p}{f_{ak}} = \frac{2008.378}{90} = 22.3,$$

其中, f_p 按单桩承载力特征值计算:

$$f_p = \frac{R_a}{A_p} = \frac{u_p \sum q_{si} l_i + a q_p A_p}{A_p} = 2008.378 \text{ kPa}。$$

计算发现 $n > n'$, 与 z 方法公式推导中 $n = n'$ 的假设不符, 故在软土地基刚性桩复合地基沉降计算中, 对模量提高系数 z 的计算偏小, 造成复合模量偏小, 计算沉降偏大。

3 软土地基刚性桩复合地基沉降计算解决方法

对软土地基刚性桩复合地基沉降计算出现的上述问题, 提出以下 3 种解决方法:

方法一: 即上述验证 $s_p / s_s > f_p / f_{ak}$ 时采用的基于桩土变形协调的独立算法^[7]。

方法二(简化方法): 适用于软土地基且桩端持力层较好的情况。该方法采用简单线性共同作用方法, 对加固区首先确定桩土分担荷载, 再计算桩的沉降, 将其沉降作为加固区沉降。其主要计算公式如下:

$$f_{pa} = \frac{np}{1 + m(n-1)} \quad (12)$$

$$S = S_{pa} + S_2 \quad (13)$$

$$S_{pa} = S_d + S_p + S_b \quad (14)$$

$$S_d = \frac{f_{pa} \cdot h_1}{E_0} \quad (15)$$

$$S_p = \frac{f_{pa} + f_{pb}}{2} \cdot \frac{h_2}{E_c} \quad (16)$$

$$S_b = \frac{f_{pb} \cdot D(1-n^2)}{E_0} \times 0.88 \quad (17)$$

$$S_2 = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta p_i}{E_{0i}} \cdot \Delta h_i \quad (18)$$

式中 f_{pa} 为桩顶分担应力; n 为桩土应力比, 可由方法一计算; m 为面积置换率; p 为复合地基上平均荷载密度; S_{pa} 为桩在加固区的沉降; S_2 为加固区下卧层的沉降; f_{pb} 为桩底应力; h_1 为褥垫层厚度; E_0 为褥垫层变形模量; h_2 为桩长; E_c 为桩身弹性模量; D 为桩身直径; n 为桩底土层泊松比; E_0 为桩底土层变形模量。

方法三(更简化方法): 该方法同上述简化方法, 仅在加固区确定桩土分担荷载时, 直接以单桩承载力特征值作为单桩分配荷载, 再计算桩的沉降, 将其沉

降作为加固区沉降。

下面用前述实例对比 3 种方法的计算结果，并与规范方法和工程实测值进行比较。

3.1 方法一

如前所述，已解得加固区沉降 $S_1=17.71\text{ mm}$ ，下卧层沉降按照应力扩散法采用变形模量计算，其中应力扩散角 $q=23^\circ$ ，解得下卧层沉降 $S_2=37.64\text{ mm}$ ，故 CFG 桩复合地基总沉降为 $S=S_1+S_2=55.35\text{ mm}$ 。由桩土荷载-沉降曲线及加固区沉降 S_1 反算桩土应力比 $n=435.1$ ，用于简化方法的计算。

3.2 方法二（简化方法）

由式(12)计算 CFG 桩分担荷载 $f_{pa}=1931.600\text{ kPa}$ ，由式（15）计算褥垫层的压缩沉降 $s_d=19.32\text{ mm}$ ，桩底应力 f_{pb} 根据桩基规范中单桩承载力公式进行计算得 $f_{pb}=524.110\text{ kPa}$ 。由式（16）可得桩身压缩沉降 $s_p=0.95\text{ mm}$ ，其中桩身模量 E_c 取 20000 MPa ，对于桩底刺入沉降，桩底粉土变形模量 $E_0=9.12\text{ MPa}$ ，由式（17）得 $S_b=23.01\text{ mm}$ 。加固区沉降 $S_1=S_d+S_p+S_b=43.28\text{ mm}$ ，下卧层同上法 $S_2=37.64\text{ mm}$ 。

CFG 桩复合地基总沉降为 $S=S_1+S_2=80.92\text{ mm}$ 。

3.3 方法三（更简化方法）

进一步简化，实际上可不考虑桩土应力分配，直接按单桩承载力特征值计算桩身沉降并作为加固区沉降。此时 $f_{pa}=2008.378\text{ kPa}$ ，按简化方法计算得 CFG 桩复合地基总沉降为 $S=85.12\text{ mm}$ 。

3.4 国家规范方法

按照《建筑地基处理技术规范》（JGJ79—2012），采用分层总和法计算基底附加应力 $p_0=f_{spk}=160\text{ kPa}$ 时的底板总沉降为 197.39 mm 。

不同方法计算结果对比见表 2。

表 2 沉降计算结果对比

Table 2 Comparison among calculated settlements (mm)

区域	实测	方法一	方法二	方法三	规范法
加固区	—	17.71	43.28	47.48	—
下卧层	—	37.64	37.64	37.64	—
总沉降	35~40	55.35	80.92	85.12	197.39

对比上述几种方法，简化方法均较规范法更接近实测值且计算更加简便。

4 结论与建议

（1）刚性桩复合地基的沉降计算中，《建筑地基处理技术规范》z 法是一个简便实用的方法，但对于软土地基，会出现计算沉降明显偏大的不合理结果。

（2）出现上述问题的原因在于公式推导中假设了桩土应力比与桩土承载力比相等，实际中桩土应力比

要大于桩土承载力比，这个现象软土要比硬土更突出，建议采用桩土共同作用的方法计算软土地基刚性桩复合地基的沉降较合理。

（3）对于一般刚性桩桩底置于较好的地基持力层情况，单桩沉降是不大的，这样，可以通过计算单桩的沉降加上褥垫层的压缩沉降作为复合地基加固区的沉降，其结果较符合实际。

（4）上述方法计算简便，参数简单，结果具有较好的计算精度，可为刚性桩复合地基的沉降计算，尤其是软土中的刚性桩复合地基的沉降计算提供一种工程上的简便实用方法。

参考文献：

[1] JGJ79—2012 建筑地基处理技术规范[S]. 2012. (JGJ79—2012 Technical code for ground treatment of buildings[S]. 2012. (in Chinese))

[2] GB/T 50783—2012 复合地基技术规范[S]. 2012. (GB/T 50783—2012 Technical code for composite foundation[S]. 2012. (in Chinese))

[3] DBJ 15—38—2005 广东省建筑地基处理技术规范[S]. 2005. (DBJ 15—38—2005 Technical code for ground treatment of buildings, Guangdong[S]. 2005. (in Chinese))

[4] 杨光华. 地基沉降计算的新方法[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(4): 679 - 686. (YANG Guang-hua. New computation method for soil foundation settlement[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27(4): 679 - 686. (in Chinese))

[5] 闫明礼, 曲秀莉, 刘伟, 等. 复合地基的复合模量分析[J]. 建筑科学, 2004(4): 27 - 32. (YAN Ming-li, QU Xiu-li, LIU Wei, et al. Composite modulus analysis of composite foundation[J]. Building Science, 2004(4): 27 - 32. (in Chinese))

[6] 杨光华. 深基坑支护结构的实用计算方法及其应用[M]. 北京: 地质出版社, 2004. (YANG Guang-hua. Practical calculation method of retaining structures for deep excavations and its application[M]. Beijing: Geological Publishing House, 2004. (in Chinese))

[7] 杨光华, 范泽, 姜燕, 等. 刚性桩复合地基沉降计算的简化方法[J]. 岩土力学, 2015, 36(增刊 1): 76 - 84. (YANG Guang-hua, FAN Ze, JIANG Yan, et al. A simplified method for calculating settlement of rigid pile composite foundation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, 36(S1): 76 - 84. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE2017S2007

UH 模型在路堤软基变形分析中的应用

冯 兴¹, 姚仰平², 李汝宁³, 霍海峰¹

(1. 中国民航大学机场学院, 天津 300300; 2. 北京航空航天大学交通科学与工程学院, 北京 100191; 3. 中国北方发动机研究所, 天津 300400)

摘 要: 姚仰平等提出的统一硬化模型 (UH 模型) 能够合理考虑土的复杂应力路径和应力历史对土体变形和强度的影响, 它不仅能够描述正常固结土的特性, 而且能够描述超固结土的硬化、软化、剪缩和剪胀等应力应变特性。通过在 UH 模型有限元程序中引入初始超固结比 OCR, 将 OCR 作为一个控制参数, 采用该有限元程序对具有不同 OCR 地基土层的路堤软基进行了三维有限元分析, 比较了与应用修正剑桥模型 (MCC 模型) 计算的软基土体沉降随时间的变化曲线、地基表面点沉降量、竖向位置结点的水平位移的不同, 得到了地基土体沉降变形规律, 并与工程实测数据做了对比, 说明了 UH 模型在分析实际路堤软基工程方面的合理性。

关键词: UH 模型; 有限元; 软土地基; 超固结比; 沉降

中图分类号: TU 43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)S2-0025-04

作者简介: 冯 兴(1980-), 女, 河北石家庄人, 博士, 主要从事岩土工程数值计算研究。E-mail: fxing_sjz@foxmail.com。

Application of UH model to analysis of deformation of embankment on soft soils

FENG Xing¹, YAO Yang-ping², LI Ru-ning³, HUO Hai-feng¹

(1. School of Airport, Civil Aviation University of China, Tianjin 300300, China; 2. School of Transportation Science and Engineering,

Beihang University, Beijing 100191, China; 3. China North Engine Research Institute, Tianjin 300400, China)

Abstract: The unified hardening model (UH model) proposed by Yao et al. is the constitutive model which can consider the influence of the complex stress path and stress history on the deformation and strength of clays reasonably. It can describe the characteristics of the normal consolidated clays and the overconsolidated clays well, including stress-strain relationships, shear dilatancy and shrinkage, strain hardening and softening. The initial overconsolidation ratio (OCR) is introduced into the finite element program of UH model. By regarding OCR as the control parameter, the three-dimension finite element analysis of embankment on soft soil with different OCRs is performed by the program. The settling curves with the time, the settlements of each point on the surface of subgrade and the horizontal displacements at vertical points are compared using the UH model and the MCC model. The settlements of subgrade soil deformation are attained. The results of UH model are compared with the measured data, and it is illustrated that the UH model is rational in analyzing the actual embankment engineering on soft soil.

Key words: UH model; finite element; subgrade on soft soil; overconsolidation ratio; settlement

0 引 言

软土除了具有压缩性大、渗透性低和固结变形时间长等特点外, 还有一定的超固结特性, 路堤软土地基往往呈层状分布, 每层地基土体的超固结比 (OCR) 也不尽相同, 这些特性增加了软土地基沉降预估和计算的难度。近年来, 随着计算机技术的发展, 国内外学者应用有限元方法对软基固结变形进行了研究, 黄文雄等^[1]应用修正剑桥模型 (MCC 模型) 对软基固结进行了二维弹塑性有限元分析, OLIVEIRA 等^[2]应用修正剑桥模型 (MCC 模型) 对考虑大变形条件下的软基固结进行了二维数值分析, 孙德安等^[3]应用基于空间滑动平面 (SMP) 准则改进的剑桥模型 (MCC-SMP) 对软基固结进行三维弹塑性有限元分析。

有限元法关键技术是本构模型, 采用合适的岩土本构模型, 可以使路堤软土地基固结变形得到合理分析。而在岩土工程数值分析中广泛应用的 MCC 模型等弹-塑性模型大多只能描述正常固结土或弱超固结土的变形特性, 对超固结的应力-应变特性反映并不理想。姚仰平等提出的统一硬化模型 (UH 模型)^[4-5]能够合理考虑土的复杂应力路径和应力历史对土体变形和强度的影响, 它不仅能够描述正常固结土的特性, 而且能够描述超固结土的硬化、软化、剪缩和剪胀等

基金项目: 国家自然科学基金项目 (11672015, 51308534); 中央高校基本科研业务费项目 (3122014C014); 中国民航大学机场工程科研基地开放基金项目 (JCGC2015KFJJ004); 中国民航大学科研启动基金项目 (2013QD12X)

收稿日期: 2017-08-02

应力应变特性, 而且它与 MCC 模型的参数相同, 可由常规三轴试验确定, 简单、实用, 利于模型在工程中的广泛应用, 并且对 UH 模型已经进行了有限元实现^[6-7]。本文考虑到软土地基的超固结特性, 将超固结比 OCR 引入 UH 模型有限元程序, 应用 UH 模型对葡萄牙某高速公路路堤工程中的层状软基变形进行三维有限元分析, 并与 MCC 模型计算结果和试验数据进行了比较, 重点分析了软基固结过程中沉降和水平位移变化规律。

1 UH 模型简介

1.1 UH 模型的屈服函数

当前屈服面以及相应的塑性势面可统一表示为

$$f = \ln \frac{p}{p_{x0}} + \ln \left[1 + \frac{q^2}{M^2 p^2} \right] - \frac{1}{c_p} H = 0 \quad (1)$$

式中 p 为当前应力点上的平均主应力; q 为该点上的广义剪应力; $c_p = (1-k)/(1+e_0)$, l 为等向压缩线的斜率, k 为等向回弹线的斜率, e_0 为初始孔隙比; M 为特征状态和临界状态下的应力比, p_{x0} 为相应的初始平均主应力, 硬化参数 H 可表示为

$$H = \int dH = \int \frac{M_f^4 - h^4}{M^4 - h^4} de_v^p \quad (2)$$

式中, M_f 为潜在强度, R 为超固结参数。

1.2 三维 UH 模型对称弹塑性矩阵

UH 模型的对称弹塑性矩阵表示为^[8]

$$D_{ijkl} = D_{ijkl}^e - D_{ijmn}^e \frac{\partial f}{\partial \sigma_{mn}} \frac{\partial f}{\partial \sigma_{st}} D_{stkl}^e / X' \quad (3)$$

式中, D_{ijkl}^e 为弹性矩阵的张量。

$$\left. \begin{aligned} X' &= k \left(\frac{\partial f}{\partial s_{ij}} D_{ijkl}^e \frac{\partial f}{\partial s_{kl}} + \frac{1}{\Omega} \frac{\partial f}{\partial s_{mm}} \right) \\ \Omega &= \frac{(M^4 - h^4)}{(M_f^4 - h^4)} \\ k &= \frac{(\partial f / \partial s_{ij})^T D^e d\varepsilon}{(\partial f / \partial s)^T D^e d\varepsilon} \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

2 UH 模型有限元程序中 OCR 的引入

为了研究具有不同初始超固结比 OCR 土层的路堤软基变形, 可以将 OCR 作为一个参数引入 UH 模型的有限元程序, 进而对路堤层状软基进行有限元分析, OCR 引入流程如图 1 所示。

图 1 中, K_0^{NC} 为正常固结土的静止土压力系数, K_0^{OC} 为当前静止土压力系数, h_0 为初始应力比, R_0 为初始超固结参数, p_0 为初始平均主应力, $\bar{p}_{x0}$ 为前期

固结压力。

$$K_0^{NC} = \frac{6-2M}{6+M} \quad (5)$$

$$K_0^{OC} = \left(\frac{6-2M}{6+M} \right) OCR^{\frac{3M}{6+M}} \quad (6)$$

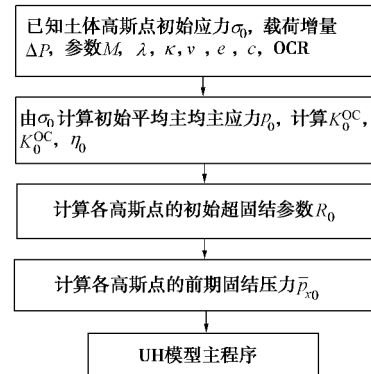


图 1 OCR 引入流程图

Fig. 1 Flow chart of introducing OCR

3 路堤软基有限元分析

3.1 工程概况简介与建模方法

该试验段路堤位于葡萄牙的 A14 高速公路的 7.775 km 处。路堤的施工分 6 层进行填筑, 填筑高度分别达 1.1, 1.85, 3.45, 4.7, 7.55 和 8.1 m, 开始填筑时间为 0, 80, 240, 290, 385 和 420 d, 施工顺序如图 2 所示。路基土层分为 7 层, 各土层深度为: 土层 1 (0~0.5 m)、土层 2 (0.5~1.5 m)、土层 3 (1.5~3.0 m)、土层 4 (3.0~4.5 m)、土层 5 (4.5~6.5 m)、土层 6 (6.5~8.5 m)、土层 7 (8.5~21 m)。软土地基采用 UH 模型模拟, 路堤填土采用线弹性模型模拟, 其中填土的弹性模量自填土上层而填土下层由 2 MPa 到 30 MPa 变化。土层参数如表 1 所示^[2], 其中, 各土层 $M=1.48$, $\nu=0.3$, 并通过式 (5)、(6), 计算得到各土层的 K_0^{OC} 。

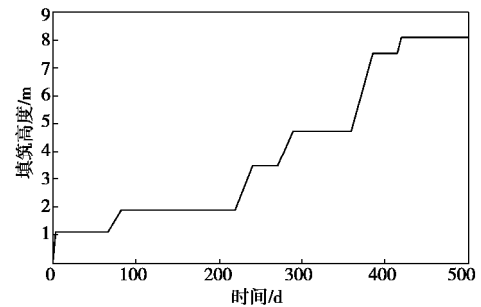


图 2 路堤的填筑顺序

Fig. 2 Filling order of embankment

路堤采用三维实体 8 节点单元 (C3D8), 地基部

分采用三维实体 8 节点孔压单元 (C3D8P), 有限元网格划分如图 3 所示, 网格的边界条件为右边竖向约束水平向位移, 以保证土体的变形只发生在竖向, 而由于软土地基底部为岩层, 路基底部边界 3 个方向位移均约束, 保证 3 个方向都不会发生土体变形。设置软土地基上表面为排水边界, 其它边界不排水。

表 1 土层参数

Table 1 Parameters of soil layers

土层	g_t $/(kN \cdot m^{-3})$	OCR	K_0^{OC}	渗透率 $/(10^{-4} \cdot m \cdot d^{-1})$	l	k	e_0
1	15.0	7.0	1.29	—	0.226	0.028	2.0
2	15.0	5.0	1.06	15.6	0.226	0.028	2.0
3	14.8	3.0	0.78	62.4	0.282	0.035	2.1
4	14.5	1.5	0.52	103.6	0.374	0.05	2.3
5	14.5	1.0	0.41	20.8	0.343	0.063	2.1
6	15.2	1.0	0.41	5.1	0.178	0.025	1.8
7	15.0	1.0	0.41	6.2	0.217	0.026	1.9
填土	22.0	—	0.50	—			

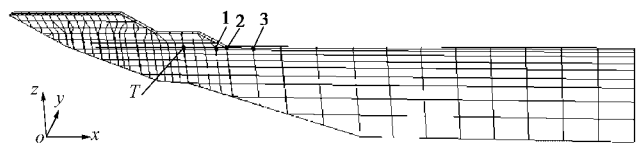


图 3 有限元网格划分图

Fig. 3 Meshes for finite element analysis

3.2 结果分析

(1) 沉降

图 4 是点 T 的土体沉降随时间的变化曲线, 图 5 是路堤填筑第 290 天时, 地基表面各点的沉降量。

由图 4 可知, 随着填土的增加, 土体沉降量增加, 沉降量增加速率先是在填土达到填筑高度的时候变大, 接着在填土结束时又变小。开始沉降速率变大说明填土达到极限荷载, 土体变形进入塑性阶段, 接着变小是因为荷载没有再继续增加, 只是在土体固结排水时而发生的沉降。并且由两种模型计算结果与试验数据比较可知, 应用 UH 模型计算的点 T 的沉降随时间的变化曲线, 在路堤填筑第 290 天前, UH 模型和 MCC 模型计算沉降量较一致, 这是由于 MCC 模型在填土前期阶段处于弹性状态, UH 模型处于弹塑性状态, 但是由于 UH 模型考虑了土的超固结性, 所以二者计算的沉降量较一致; 而在路堤填筑 290 天后, UH 模型计算沉降量比 MCC 模型计算沉降量小, 这是由于二者都处于弹塑性状态, 但是 UH 模型考虑了土的超固结性, UH 模型比 MCC 模型计算的土体变形小。总体来说, UH 模型相比 MCC 模型, UH 模型计算的沉降曲线和实测曲线更吻合。

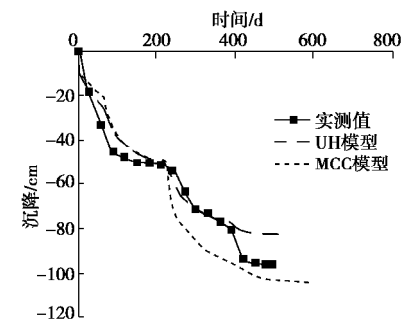


图 4 点 T 的土体沉降随时间的变化曲线

Fig. 4 Settling curves with time at Point T

由图 5 可知, 在软土地基中, 地基中心部位受到的填土荷载影响大, 沉降量较大, 随着荷载影响减弱, 沉降量由地基中心向两侧逐渐变小。并且由 UH 模型计算曲线, 发现在坡脚点 2 处, 沉降量曲线出现拐点, 1~2 之间的沉降量变化曲率要比点 1 左侧土体曲率大, 这是由于坡脚处地基的载荷量减小, 土体超固结性比远离坡脚的左侧土体的超固结比要小, 沉降量变化曲率增大, 随后 2~3 之间沉降量变化曲率减小, 这是由于远离坡脚的右侧地基上没有了填土载荷作用, 填土荷载影响明显减弱, 且随着远离坡脚沉降量最终趋于 0。且由两种模型计算结果与试验数据比较可知, UH 模型相比 MCC 模型, 由于 UH 模型考虑了土体的超固结性, 应用 UH 模型计算的地基表面各点的沉降量结果和试验数据较吻合。

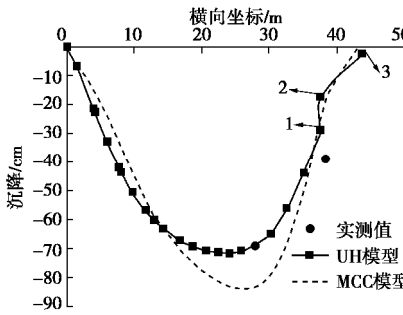


图 5 地基表面各点的沉降量

Fig. 5 Settlements at various points on surface of subgrade

(2) 水平位移

图 6 是路堤填筑第 290 天时, 点 T 竖向位置结点的水平位移。由图 6 可知, 随着土体深度的增加, 水平位移是先增加后减小的, UH 模型计算的水平位移在 2~3 m 处达到最大值。并且由 UH 模型和 MCC 模型计算结果比较可知, 应用 UH 模型计算的水平位移比应用 MCC 模型计算的水平位移小, 这是由于在 0~4.5 m 深度之间的土层为 1~4 层, 土体有一定的初始超固结度, 随着填土的增加, 施加在地基上的荷载加大, 地基中的土体超固结度增大, 同样在 4.5~8.5 m 之间的土层为 5~6 层, 土体初始状态为正常固结土,

OCR=1, 随着填土的增加, 地基土体受到的荷载增大, 地基中的正常固结土体变为了超固结土, 具有了一定的超固结性, UH 模型可以考虑土体的超固结性, 所以应用 UH 模型计算的水平位移比应用 MCC 模型计算的水平位移小且更加和实测值接近, 这说明应用 UH 模型对路堤进行有限元计算能够较好描述路堤软土地基的水平位移情况。

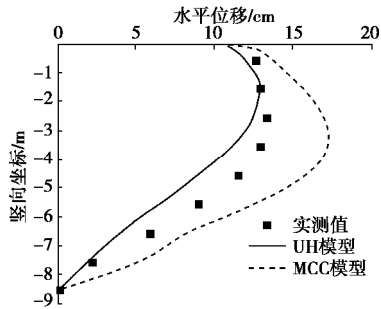


图 6 点 T 竖向位置结点的水平位移

Fig. 6 Horizontal displacements at vertical points under Point T

4 结 论

(1) 通过在 UH 模型有限元程序中引入超固结比 OCR, 使 OCR 成为一个控制参数, 能够反映路堤软基每层土体的实际 OCR, 就可以应用 UH 模型的有限元程序对路堤层状软基进行合理的变形分析。

(2) 通过应用 UH 模型和 MCC 模型对路堤软基变形进行有限元分析, 计算的结果和实测数据进行比较, 可知由于 UH 模型考虑了土体的超固结性, 计算得到的沉降变化规律相比 MCC 模型更加合理, 并和工程实测数据较吻合, 说明 UH 模型在实际软基工程分析中的合理性。

(3) 通过应用 UH 模型对路堤软基变形的三维有限元分析, 由沉降随时间变化曲线, 得到每层路堤填筑期间, 土体沉降量速率增大, 填筑完成后固结期间沉降速率变小; 由地基表面点沉降量曲线, 得到沉降量由地基中心向两侧逐渐变小, 发现在坡脚处, 沉降量曲线出现拐点; 由水平位移曲线, 得到随着土体深度的增加, 水平位移是先增加后减小的。

参考文献:

[1] HUANG W X, FITYUS S, BISHOP D, et al. Finite-Element

parametric study of the consolidation behavior of a trial embankment on soft clay[J]. International Journal of Geomechanics, 2006, 6(5): 1 - 14.

[2] OLIVEIRA P J V, LEMOS L J L. Numerical analysis of an embankment on soft soils considering large displacements[J]. Computers and Geotechnics, 2011, 38: 88 - 93.

[3] 孙德安, 甄文战, 黄文雄. 三维弹塑性模型在路堤软基固结分析中应用[J]. 岩土力学, 2009, 30(3): 669 - 674. (SUN De-an, ZHEN Wen-zhan, HUANG Wen-xiong. Application of 3D elastoplastic model to analysis of consolidation behavior of embankment on soft soils[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, 30(3): 669 - 674. (in Chinese))

[4] YAO Yang-ping, HOU Wei, ZHOU An-nan. UH model: three-dimensional unified hardening model for overconsolidated clays[J]. Géotechnique, 2009, 59(5): 451 - 469.

[5] 姚仰平. UH 模型系列研究[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(2): 193 - 217. (YAO Yang-ping. Advanced UH models for soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, 37(2): 193 - 217. (in Chinese))

[6] 姚仰平, 冯 兴, 黄 祥, 等. UH 模型在有限元分析中的应用[J]. 岩土力学, 2010, 31(1): 237 - 245. (YAO Yang-ping, FENG Xing, HUANG Xiang, et al. Application of UH model to finite element analysis[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(1): 237 - 245. (in Chinese))

[7] 冯 兴, 姚仰平, 李春亮, 等. UH 模型在双层地基受力变形分析中的应用[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(5): 805 - 811. (FENG Xing, YAO Yang-ping, LI Chun-liang, et al. Application of UH model to analysis of deformation of double-layer subgrade[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(5): 805 - 811. (in Chinese))

[8] 罗 汀, 秦振华, 姚仰平, 等. UH 模型切线刚度矩阵对称化及其应用[J]. 力学学报, 2011, 43(6): 1186 - 1190. (LUO Ting, QIN Zhen-hua, YAO Yang-ping, et al. Symmetrization and applications of tangent stiffness matrix for UH model[J]. Chinese Journal of Theoretical and Mechanics, 2011, 43(6): 1186 - 1190. (in Chinese))

(本文责编 黄贤沙)

DOI: 10.11779/CJGE2017S2008

深基坑降水沉降计算土体弹性参数取值方法探讨

梁发云, 贾亚杰, 邓 航, 姚笑青

(同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092)

摘 要: 针对上海和天津软土地区敏感环境下的深基坑降水工程, 对比由室内土工试验获得的土体剪切模量 G 与抽水试验反算得到的剪切模量 G' 及土体小应变初始剪切刚度 G_0 之间的关系, 采用土体小应变模型 (HSS) 分析 $G/G_0 - g$ 关系, 指出敏感环境条件下, 基坑降水引起土体应变范围约为 0.1%~0.5%, 可取土体剪切刚度 $G=(0.25 \sim 0.35)G_0$ 估算土层变形。以上海地铁 10 号线航中路站和彭越浦泵站基坑工程降水为例, 根据所建议的取值方法确定含水层压缩模量计算含水层变形, 与采用抽水试验结果计算得到的变形相近, 验证了本文建议取值方法的合理性。

关键词: 基坑降水; HSS 模型; 地面沉降; 剪切模量; 压缩模量

中图分类号: TU473

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)S2-0029-04

作者简介: 梁发云(1976-), 男, 博士, 教授, 主要从事土力学与基础工程的教学科研工作。E-mail: fyliang@tongji.edu.cn。

Discussions on elastic parameters of soil for land subsidence caused by decompression of confined aquifer in deep excavation

LIANG Fa-yun, JIA Ya-jie, DENG Hang, YAO Xiao-qing

(Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: The relationships among the soil shear modulus G obtained by oedometer tests, G' by pumping tests and the initial shear modulus G_0 of hardening soil small (HSS) model for soft soil under sensitive circumstance in Shanghai and Tianjin are studied. The HSS model is used to fit the relationship between shear modulus ratio G/G_0 and shear strain g . It is found that the soil strain caused by excavation dewatering under sensitive circumstance is about 0.1%~0.5%. The shear modulus G of $(0.25 \sim 0.35)G_0$ can be adopted to estimate soil deformation. Taking the deep foundation pit dewatering projects of Hangzhong Road Station of Shanghai Metro Line No. 10 and Pengyuepu Pumping Station as examples, the deformation calculated by adopting the elastic modulus determined by the proposed method is close to that by adopting the parameter obtained from in-suit pumping tests, and thus the rationality of the proposed method is verified.

Key words: excavation dewatering; HSS model; land subsidence; shear modulus; compression modulus

0 引 言

城市地下空间的开发使得基坑工程向着大规模、大深度的方向发展, 当基坑下卧深厚承压含水层时, 常需要对承压含水层降压。在基坑工程中, 当止水帷幕不能完全隔断含水层时, 往往在基坑周边 $3H \sim 5H$ (H 为基坑开挖深度) 范围以外仍会引起明显的地面沉降。承压层降压引起地面沉降计算模型包括顺序耦合和直接耦合模型等, 无论采用何种模型, 其准确性很大程度上依赖于土体参数的选择。恰当地选取土体参数对于计算结果的影响甚至可能大于方法本身带来的差异^[1]。文献[2]根据上海地区 62 根打入桩的实测沉降反算地基土的弹性模量 E_0 , 指出 E_0 可取为 $(2.5 \sim 3.5)E_{s1-2}$, E_{s1-2} 为地基土的压力在 100~200 kPa 时对应的压缩模量。文献[3]根据天津站深基坑土体三

轴试验和静力触探试验, 推算出土体弹性模量 E_0 约为 E_{s1-2} 的 8 倍。基坑降水的理论分析方面, 获取土体压缩模量的方法有两种, 一种由室内土工试验确定, 另一种由现场抽水试验确定。后者获取的土体压缩模量远大于前者确定的压缩模量, Preene^[4]指出这种情况可能是由于深基坑工程的土体处于小应变状态所致。

本文针对上海和天津软土地区敏感环境下的典型深基坑降水工程, 对比由室内土工试验获得的剪切模量 G 、抽水试验反算得到的剪切模量 G' 及土体小应变初始剪切刚度 G_0 之间的关系, 采用土体小应变模型 (HS-Small) 分析 $G/G_0 - g$ 关系, 为计算基坑降水引起地面沉降的土体参数选取提供依据, 并以实际的

基金项目: 国家重点研发计划课题 (2016YFC0800204); 上海市人才发展资金项目 (201548)

收稿日期: 2017-08-02

深基坑工程降水沉降计算为例, 验证该参数取值方法的合理性。

1 基坑降水的土体弹性参数

计算土层因基坑降水引起的压缩变形, 关键的土体参数是压缩模量 E_s 。由常规土工试验可直接确定土体压缩模量 E_{s1-2} , 由现场抽水试验通过反演可得到含水层储水率 S_s , 由式 (1~3) 可转换得到剪切模量 G' 。

$$S_s = r g(a + nb) \approx r g a \quad , \quad (1)$$

式中, S_s 为储水率 (m^{-1}), r 为水的密度 (kg/m^3), g 为重力加速度 (N/kg), a 为土的体积压缩系数 (Pa^{-1}), n 为土体孔隙率 (无量纲), b 为水的体积压缩系数 (Pa^{-1})。

假设土体只发生竖向压缩, 则

$$S_s \approx \frac{g_w}{E_s}; \text{ 或 } E_s \approx \frac{g_w}{S_s} \quad . \quad (2)$$

剪切模量 G 和 G' 可由其与弹性模量与压缩模量的关系推算如下:

$$E_0 = \left(1 - \frac{2m^2}{1-m}\right) E_s, \quad G = \frac{E_0}{2(1+m)} \quad , \quad (3)$$

式中, m 为泊松比 (量纲为 1)。

土体小应变初始剪切刚度 G_0 可根据共振柱试验确定, 或由现场波速测试结果确定。现场波速测试方法可根据式 (4) 进行计算:

$$G_0 = r V_s^2 \quad , \quad (4)$$

式中, r 为土体密度 (kg/m^3); V_s 为剪切波速 (m/s)。

2 土体弹性参数确定方法

Atkinson 等^[5]将应变定义成 3 个范围: 非常小应变 (不大于 0.001%)、小应变 (在 0.001% 与 1% 之间) 和大应变 (大于 1%), 多数重要岩土工程的土体在工作荷载下处于小应变状态。在小应变区域, 尤其是剪应变位于 0.01%~1% 范围内, 土体刚度随应变增加而迅速降低。土体小应变模型 (HS-Small) 可以考虑小应变范围内土体剪切模量随应变增大而衰减的特点, 在深基坑开挖分析方面得到较多运用, 但在基坑降水引起地面沉降方面的运用还较少。根据 HS-Small 模型, 分析土体剪切模量随应变增加的衰减过程, 可获得适用于计算基坑降水引起地面沉降的土体剪切模量。

通过室内压缩试验得到土体压缩模量 E_{s1-2} , 由抽水试验得到储水率 S_s , 由式 (2) 得到 E_s , 取 $m=0.3$, 由式 (3) 将 E_{s1-2} 和 E_s 换算成 G 和 G' 。

以上海世纪大都会 2-3 地块项目^[6]和天津文化中心站^[1]的实测资料进行分析, 计算得到 G , G' 和 G_0 三者的关系如表 1 所示。由表 1 可知, 上海世纪大都会和天津文化中心站各土层由抽水试验反算得到的剪切模量与初始剪切模量之比 G'/G_0 约为 0.25~0.35。

在 PLAXIS 软件手册^[7], 给出了剪切模量 G , G_0 与剪应变 g 关系式如下:

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{(1 + 0.385g/g_{0.7})^2} \quad , \quad (5)$$

式中, $g_{0.7}$ 为割线剪切模量 G_s 减小到初始值 G_0 的 70% 时对应的剪应变。

表 1 土体模量 G 、 G' 和 G_0 的关系

Table 1 Relationship among various soil moduli

实例	土层	室内侧限	常规土工试	储水率	反算压缩模	反算剪切模量	初始剪切刚	G/G_0	G'/G_0
		压缩模量	验剪切模量		量 E_s /MPa	G /MPa	度 G_0 /MPa		
		E_{s1-2} /MPa	G /MPa	$S_s/(m^{-1})$					
上海世纪大都会	⑦ ₁ 粉砂夹砂质粉土	12.5	3.6	9.9×10^{-5}	100.8	28.8	101.5	0.035	0.28
	⑦ ₂ 粉细砂	42.0	12.0	3×10^{-5}	333.3	95.2	176.7	0.068	0.54
	⑨ ₁ 粉细砂	53.0	15.2	3×10^{-5}	333.3	95.2	243.8	0.062	0.39
	⑨ ₂ 含砾中砂	59.0	16.8	3×10^{-5}	333.3	95.2	287.7	0.058	0.33
天津文化中心站	① 粉质黏土夹粉土	5.0	1.4	2.5×10^{-4}	40.1	11.5	50.5	0.028	0.23
	② 粉砂	18.1	5.2	8.7×10^{-5}	114.9	32.8	99.6	0.052	0.33
	③ 粉土夹粉质黏土	6.8	1.9	1.7×10^{-4}	59.0	16.9	68.3	0.028	0.25
	④ 粉砂	19.9	5.7	8.7×10^{-5}	114.9	32.8	99.6	0.057	0.33
	⑤ 粉质黏土	7.4	2.1	1.9×10^{-4}	52.0	14.9	81.4	0.026	0.18
	⑥ 粉砂	29.8	8.5	7.4×10^{-5}	135.1	38.6	141.3	0.060	0.27
	⑦ 粉质黏土	12.6	3.6	1.1×10^{-4}	92.5	26.4	121.4	0.030	0.21
	⑧ 粉土、粉砂	25.4	7.3	6.5×10^{-5}	154.9	44.3	170.8	0.042	0.26
	⑨ 粉质黏土	18.5	5.3	8.5×10^{-5}	118.3	33.8	161.8	0.033	0.21

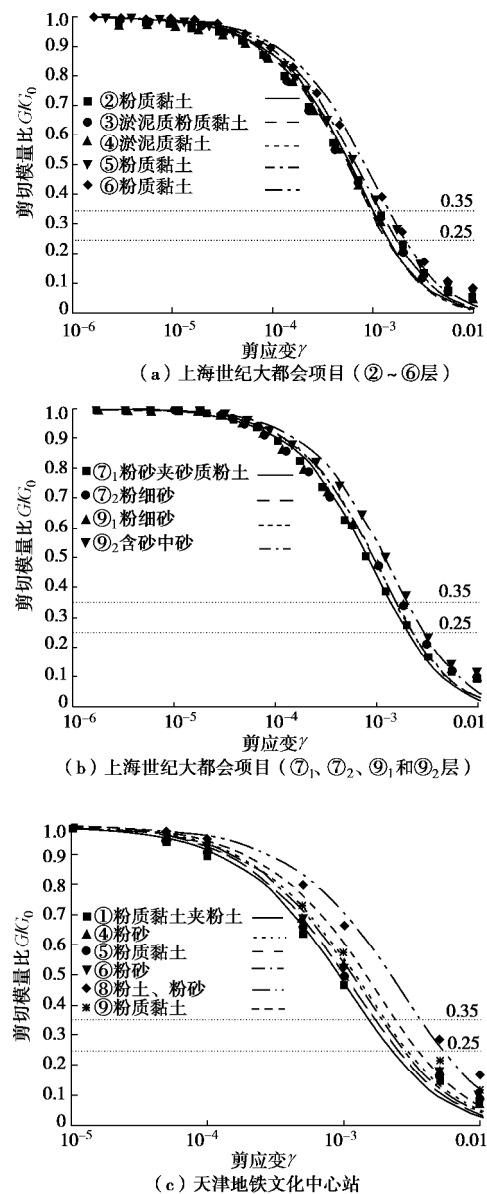


图1 土体剪切刚度比 G/G_0 与剪应变 g 关系

Fig. 1 Relationships between shear stress ratio G/G_0 and shear stress g

用式(5)拟合通过试验获取的上述两个工程各土层 $G/G_0 - g$ 关系(图1),各土层拟合相关系数 $R^2 > 0.99$,表明HSS模型可以描述土体剪切模量随应变增加而衰减的特点。由图1可知,上述工程的基坑降水引起土体平均应变范围约为0.1%~0.5%。当土体处于小应变状态,尤其是剪应变变为0.01%~1%时,土体剪切模量随剪应变增加迅速衰减,当剪应变为1%时,刚度值约为0.1 G_0 。对于常规土工试验,其土体应变约为1%~15%,获取的土体剪切刚度可能更低。

表1给出的各土层室内试验剪切模量与初始剪切模量之比 G/G_0 约为0.03~0.06,不能直接采用常规室内侧限压缩试验获取的土体刚度计算基坑降水引起的地面沉降。应根据土体实际发生的应变范围,采用

合适的土体刚度计算地层变形。

3 算例分析

含水层降压引起含水层的压缩量为

$$s = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta P_i}{E_{si}} H_i \quad (6)$$

式中 s 为含水层总压缩量(m); H_i 为第 i 含水层厚度(m); E_{si} 为第 i 含水层压缩模量(kPa); ΔP_i 为第 i 含水层降水引起土层附加荷载(kPa)。

$$\Delta P_i = g_w (h_{i1} - h_{i2}) \quad (7)$$

式中, g_w 为水的重度(kN/m^3), h_{i1} 为含水层降压前后的水头高度(m)。

分别以上海地铁10号线航中路站^[8]和彭越浦泵站^[9]基坑工程降水为例,对上述弹性参数确定方法进行验证。降压含水层土层参数见表2。

表2 含水层土层参数

Table 2 Parameters for dewatering aquifers						
项目名称	降压含水层	层厚/m	初始剪切模量 G_0 /MPa	孔隙比 e	水平渗透系数 $/(\text{m}\cdot\text{d}^{-1})$	竖向渗透系数 $/(\text{m}\cdot\text{d}^{-1})$
地铁10号线 航中路站	⑤ ₂₋₁ 粉质黏土	3.5	66.6	0.98	0.181	0.088
	⑤ ₂₋₂ 粉砂层	26.2	66.6	0.83	0.372	0.143
	⑦ 粉细砂	5.5	176.7	0.76	3.59	2.54
彭越浦泵站	⑤ 粉砂层	24.9	66.6	1	0.166	0.242

3.1 地铁10号线航中路站

上海地铁10号线航中路站^[8]降压100 d,根据降水方案1,距离隔水帷幕5,10,20,40 m,⑤₂₋₁水位降深分别为5.27,5.21,5.00,4.38 m,⑤₂₋₂水位降深分别为9.27,8.10,6.44,4.68 m,⑦水位降深分别为0.97,0.97,0.96,0.94 m,分别取 $G = 0.25G_0$ 和 $G = 0.35G_0$,各点沉降如图2所示。

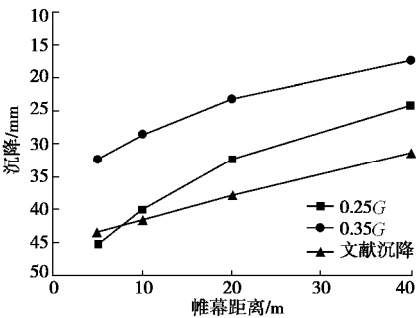


图2 航中路地铁站基坑附近沉降

Fig. 2 Land subsidence around Hangzhong Road Station

从图2中可见,距离帷幕5,10,20,40 m,文献^[8]不计其它土层变形影响的地面沉降分别为43.42,41.55,37.8 mm和31.32 mm;当 $G = 0.25G_0$,沉降分别为45.19,39.89,32.30 mm和24.01 mm,本文结果与原文较为接近。

3.2 彭越浦泵站

彭越浦泵站^[9]连续墙内径为 59.2 m, 连续墙厚度为 0.8 m, 地连墙深度为 37.4 m, 含水层顶板埋深为 17.5 m, 底板埋深为 42.4 m。降压 60 d, 坑内降深 7.9 m, 坑外降深 $s_w = 4.4$ m。如图 3 所示, 距离帷幕 90, 140, 170 m 处, $G = 0.25G_0$, 沉降分别为 9.4, 7.2, 6.1 mm; $G = 0.35G_0$, 沉降分别为 6.7, 5.1, 4.4 mm; 文献[9]沉降分别为 8, 6, 5 mm, 介于两者之间。

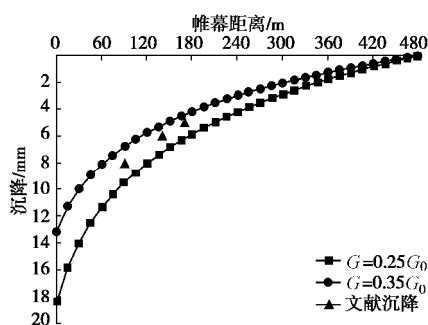


图 3 彭越浦泵站基坑附近沉降

Fig. 3 Land subsidences around Pengyuepu Pumping Station

4 结 论

针对软土地区敏感环境下的深基坑降水工程, 对比由常规土工试验获得的土体剪切模量 G 、抽水试验反算得到的压缩模量 G' 及土体小应变初始剪切刚度 G_0 三者之间的关系, 得到以下 3 点结论。

(1) 敏感环境条件下, 基坑降水引起土体变形剪应变范围约为 0.1%~0.5%, 处于小应变范围, 土体刚度远大于常规室内试验获得的剪切刚度。

(2) 计算基坑降水引起地面沉降, 可根据地面沉降控制要求估算土体实际发生的应变范围, 进而采用合适的土体刚度估算土层变形, 或取土体剪切刚度为 $(0.25 \sim 0.35) G_0$ 估算土层变形。

(3) 以上海地铁 10 号线航中路站和彭越浦泵站基坑工程降水为例, 根据本文取值方法确定含水层压缩模量计算含水层变形, 计算结果与根据抽水试验结果计算得到的变形相近, 验证了本文取值方法的合理性。

参考文献:

[1] 郑 刚, 曾超峰, 薛秀丽. 承压含水层局部降压引起土体沉降机理及参数分析[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(5): 802 - 817. (ZHENG Gang, ZENG Chao-feng, XUE Xiu-li.

Settlement mechanism of soils induced by local pressure-relief of confined aquifer and parameter analysis [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, 36(5): 802 - 817. (in Chinese))

- [2] 杨 敏, 赵锡宏. 分层土中的单桩分析法[J]. 同济大学学报, 1992, 20(4): 421 - 428. (YANG Min, ZHAO Xi-hong. An approach for a single pile in layered soil[J]. Journal of Tongji University, 1992, 20(4): 421 - 428. (in Chinese))
- [3] 贾 堤, 石 峰, 郑 刚, 等. 深基坑工程数值模拟土体弹性模量取值的探讨[J]. 岩土工程学报, 2008, 30(增刊): 155 - 158. (JIA Di, SHI Feng, ZHENG Gang, et al. Elastic modulus of soil used in numerical simulation of deep foundation pits[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, 30(S0): 155 - 158. (in Chinese))
- [4] PREENE M. Assessment of settlements caused by groundwater control[J]. Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Geotechnical Engineering, 2000, 143(4): 177 - 190.
- [5] ATKINSON J H, SALLFÖRS G. Experimental determination of stress-strain-time characteristics in laboratory and in-situ tests[C].// General Report. Proceedings of 10th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Florence, 1991: 915 - 956.
- [6] 梁发云, 贾亚杰, 丁钰津, 等. 上海地区软土 HSS 模型参数的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2017, 39(2): 269 - 278. (LIANG Fa-yun, JIA Ya-jie, DING Yu-jin, et al. Experimental Study on Parameters of HSS Model for Soft Soil in Shanghai[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, 39(2): 269 - 278. (in Chinese))
- [7] BRINKGREVE R B J, BROERE W. Plaxis material models manual [R]. Delft: the Netherlands, 2006.
- [8] ZHOU N Q, VERMEER P A, LOU R X, TANG Y Q, JIANG S M. Numerical simulation of deep foundation pit dewatering and optimization of controlling land subsidence[J]. Engineering Geology, 2010, 114 (3/4): 251 - 260.
- [9] 孙文娟. 软土地基中基坑围护结构的挡水作用机理及其工程应用[D]. 上海: 上海交通大学, 2010. (SUN Wen-juan. Cutoff mechanism of retaining structure on groundwater seepage during dewatering of excavation in soft deposit[D]. Shanghai: Shanghai Jiaotong University, 2010. (in Chinese))

(本文责编 孙振远)

DOI: 10.11779/CJGE2017S2009

柔性荷载刚性桩复合地基修正密度法稳定分析改进

刘吉福¹, 郑刚², 龚晓南³, 谢永利⁴, 陈昌富⁵

(1. 中国铁建港航局集团有限公司, 广东 珠海, 519000; 2. 天津大学建筑工程学院, 天津 300072; 3. 浙江大学滨海与城市岩土工程研究中心, 浙江 杭州 310058; 4. 长安大学公路学院, 陕西 西安 710064; 5. 湖南大学岩土工程研究所, 湖南 长沙 410082)

摘要: 基于柔性荷载下刚性桩复合地基绕流滑动时的桩土作用分析, 改进了用于稳定分析的修正密度法。滑动面圆心外侧填料密度不作修正, 拉中性面以上的正摩擦力增大桩间土密度, 拉中性面以下的负摩擦力减小桩间土的密度, 并考虑了桩身抗拉强度对拉中性面位置和桩间土修正密度的影响, 将端阻力的反力换算到桩端土密度中。分析表明, 滑动面圆心外侧填料和桩间土密度修正方法的变化对稳定安全系数影响较小, 存在软土下卧层时, 桩端土密度修正对稳定安全系数影响较大。工程实例证明改进后的修正密度法分析结果与工程实际符合较好。

关键词: 柔性荷载; 刚性桩; 复合地基; 绕流滑动; 中性面; 修正密度法

中图分类号: TU44

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)S2-0033-04

作者简介: 刘吉福(1971-), 男, 山东阳谷人, 博士, 教授级高级工程师, 主要从事公路、水运工程的施工、科研等工作。E-mail: LJFMXY@163.com。

Improvement of revised density method for stability analysis of rigid-pile composite foundation under flexible loads

LIU Ji-fu¹, ZHENG Gang², GONG Xiao-nan³, XIE Yong-li⁴, CHEN Chang-fu⁵

(1. CRCC Harbour & Channel Engineering Group Co., LTD, Zhuhai 519000, China; 2. School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, China; 3. Research Center of Coastal and Urban Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 4. Highway School, Chang'an University, Xi'an 710064, China; 5. Institute of Geotechnical Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China)

Abstract: The revised density method is improved based on analysis of interactions between ground soil, fill and piles in flow sliding. The density of fill outside the center of sliding surface needn't be revised. The density of soils among piles outside the center of sliding surface is increased due to the positive frictional stress over the tensile neutral plane and decreased due to the negative frictional stress below the tensile neutral plane. The influences of tensile strength of piles on position of the tensile neutral plane and the revised density of soils among piles are taken into account. The counterforce of end resistance of piles is transformed into the soil density below piles. It is shown by analysis that the safety factor of stability is affected little by change of the revised method for density of fills and soils among piles outside the center of sliding surface, but is obviously affected by the revision of density of soils below piles when there is soft substratum. It is shown that the results of stability analysis of a sliding project by the improved revised density method for rigid-pile composite foundation coincides with the project practices.

Key words: flexible load; rigid pile; composite ground; flow sliding; neutral plane; revised density method

0 引言

现行规范对柔性荷载下刚性桩复合地基稳定分析时多假设桩土整体剪切滑动破坏, 稳定安全系数严重偏大, 可能导致失稳事故^[1-3]。刘吉福等^[3]提出的修正密度法可考虑单桩承载力、桩荷载率、桩土摩擦力等因素的影响, 简便实用, 但对滑动面圆心两侧采用相同的处理方法的作法不合理, 未考虑桩身抗拉强度的影响; 对桩底土密度未修正, 悬浮桩复合地基稳定安全系数偏大。在分析柔性荷载下刚性桩复合地基绕流

滑动时桩土作用的基础上, 改进了修正密度法, 并利用失稳工程验证了修正密度法的可行性。

1 绕流滑动时桩土作用

绕流滑动时, 滑动面圆心外侧桩间土隆起, 图1中1区填料中土拱作用于桩间土上, 桩间土承担几乎全部填料荷载; 滑动面圆心内侧桩间土沉降, 图1中

2 区填料中土拱作用于桩帽顶面, 桩帽对填料产生竖向反力 P_p , 作用于桩间土的荷载很小。

滑动面圆心外侧、拉中性面以上区域(图 1 中 3 区), 桩间土相对刚性桩向上位移, 刚性桩对桩间土的摩擦力 t 向下; 滑动面圆心内侧、压中性面以上区域(图 1 中 4 区), 桩间土相对刚性桩向下位移, 刚性桩对桩间土的摩擦力向上; 滑动面圆心外侧、拉中性面以下区域(图 1 中 5 区), 桩间土相对刚性桩向下位移, 刚性桩对桩间土的摩擦力向上; 滑动面圆心内侧、压中性面以下区域(图 1 中 6 区), 桩间土相对刚性桩向上位移, 刚性桩对桩间土的摩擦力向下。桩底端对图 1 中 7 区土体的 Q_{pk} 向下。刚性桩对滑动体产生水平阻力 q_h 。 P_p 和 q_h 均对绕流滑动有阻止作用, 圆心内侧负摩擦力和圆心外侧正摩擦力阻止绕流滑动, 圆心内正摩擦力和圆心外侧负摩擦力促进绕流滑动, Q_{pk} 促进绕流滑动。用于地基处理的刚性桩抗裂弯矩很小, 能承受的 q_h 很小, 可忽略不计。

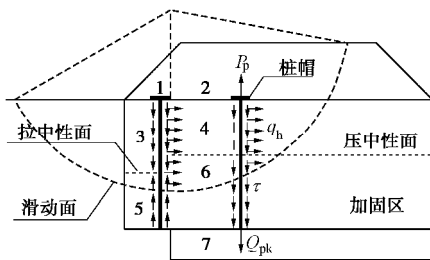


图 1 桩对滑动体的作用力

Fig.1 Interaction between sliding mass and piles of rigid-pile composite foundation

2 改进后的修正密度法

2.1 桩帽荷载确定

圆心内侧土拱效应控制的桩帽荷载 P_{pa} 可采用 HEWLETT 法计算^[4]。 P_{pa} 大于单桩竖向极限承载力 Q_{uk} 时, 桩顶荷载 $P_p = Q_{uk}$ 。如 $P_{pa} < Q_{uk}$, P_p 等于 P_{pa} 与格栅向桩帽转移荷载 P_r 之和。 P_r 可按格栅挠度 S_g 等于桩土沉降差 S_f 的原则计算^[3]。

圆心外侧桩间土隆起, 土拱作用于桩间土上, 桩帽位于土拱下方, 桩间土荷载集度大于桩顶荷载集度, 桩帽荷载可近似取零。

2.2 确定用于稳定分析的中性面

圆心内侧刚性桩刺入破坏时, 由图 2 可得:

$$Q_s^n = \frac{Q_{uk} - P_p}{2} \quad (1)$$

按式 (1) 计算的 Q_s^n 确定的压中性面低于滑动面时, 该压中性面不是真正的压中性面, 但可保证稳定分析时滑动面内圆心内侧均为负摩擦力。

由图 2 可知, 圆心外侧刚性桩拔起时的竖向受力平衡条件为

$$Q_s^p = \frac{Q_{sk}}{2} \quad (2)$$

式中, Q_s^p 为正摩擦力, Q_{sk} 为总极限摩阻力。

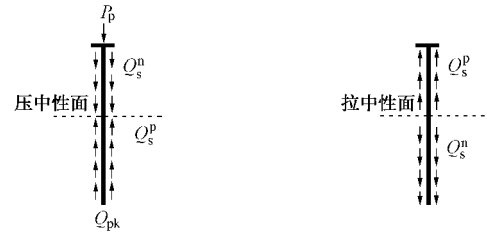


图 2 极限状态下桩的竖向受力

Fig. 2 Vertical forces in limit states

根据 Q_s^p 确定的拉中性面低于滑动面时, 该拉中性面不是真正的拉中性面, 但可保证绕流滑动稳定分析时滑动面内圆心外侧均为正摩擦力。

如果 Q_s^p 大于桩身抗拉强度控制的抗拔力, 刚性桩阻止滑动的最大总摩擦力等于桩身抗拉强度控制的拉力, Q_s^p 取桩身抗拉强度控制的抗拔力, 根据 Q_s^p 确定中性面, 并且中性面以下摩擦力取零。

2.3 修正密度计算

1 区: 圆心外侧填料中土拱作用于桩间土, 桩间土几乎承担全部荷载, 1 区填料密度不修正。

2 区: 该区促使桩间土滑动的是桩间荷载, 可按式对桩帽以上填料密度进行修正:

$$r_{fr} = r_f \frac{P_u - P_p}{P_u} \quad (3)$$

式中, r_{fr} 为填料修正密度, r_f 为填料密度, P_u 为单桩负责区域桩帽以上荷载。

填料密度修正会减小填料中滑动面的摩擦力和剪切力, 新编或修改稳定分析软件时, 填料中滑动面正上方填料应采用未修正的填料密度。稳定分析表明, 由于填料中滑动面接近竖直, 直接利用现有软件时, 填料修正密度对稳定分析的影响可忽略不计。

3 区、5 区: 该区桩侧正摩擦力阻止桩间土滑动, 负摩擦力促进桩间土滑动, 可按式将摩擦力转换到桩间土密度中:

$$r_{sr} = (1-m) \left[r_s - \frac{ut}{D^2(1-m)g} \right] \quad (4)$$

式中, r_{sr} 为桩间土修正密度, m 为置换率, r_s 为桩间土密度, u 为周长, t 为摩擦力, D 为桩间距, g 为重力加速度。

4 区、6 区: 该区桩侧正摩擦力促进桩间土绕流滑动, 负摩擦力阻止桩间土绕流滑动, 因此:

$$r_{sr} = (1-m) \left[r_s + \frac{ut}{D^2(1-m)g} \right] \quad (5)$$

7 区: 该区作用是将 Q_{pk} 转换到桩底土密度中, 其厚度可取 0.5~1 m, 其修正密度为

$$r_{sr} = (1-m) \left[r_s + \frac{Q_{pk}}{D^2 g T_g} \right] \quad (6)$$

式中, Q_{pk} 为总极限端阻力, T_g 为 7 区厚度。

2.4 桩间土抗剪强度指标处理

由于加固区分析对象为桩间土, 需按下式将桩间土黏聚力或不排水抗剪强度均化到整个加固区^[3]。

$$c_r = c(1-m) \quad (7)$$

式中, c_r 为黏聚力或不排水抗剪强度修正值, c 为黏聚力或不排水抗剪强度。

2.5 稳定分析

忽略桩, 采用修正密度和抗剪强度指标, 稳定分析分析得到绕流滑动稳定安全系数 F_t 。

由于 P_p 和中性面位置随荷载增大而变化, 可先对设计密度乘以稳定安全系数 F_s 再验算绕流滑动稳定安全系数 F_t 。验算是否绕流滑动时 F_s 取 1, $F_t < 1$ 时绕流滑动; 验算是否满足规定的安全系数 $[F_s]$ 时 F_s 取 $[F_s]$, $F_t > 1$ 时满足规定安全系数; 验算 F_s 具体值时, F_s 取不同值进行试算直至 $F_t = 1$ 。

修正密度法基于桩间土绕流滑动时的桩土作用分析^[3], 适用于不发生弯断或倾斜破坏的刚性桩复合地基。当桩弯断或倾斜破坏时, 桩间土位移较大, 仍可采用修正密度法, 只是对应的 F_t 大于 1.0。

3 方法改进前后对比分析

某路基顶宽 35 m, 路堤高 10 m, 边坡坡率为 1:1.5。路堤土黏聚力为 25 kPa, 内摩擦角为 25°, 密度为 2041 kg/m³。软土厚 26 m, 密度为 1680 kg/m³, 不排水抗剪强度为 25 kPa。采用 CFG 桩复合地基处理, 桩身混凝土强度等级为 C15, 桩长 20 m, 直径 0.4 m, 正方形布置, 桩间距 2 m, 单桩竖向极限承载力为 725 kN。桩帽边长 1.2 m, 桩帽顶面设置 2 层双向土工格栅, 格栅抗拉强度为 80 kN/m。

考虑桩身拉断时, C15 混凝土抗拉强度为 1.27 MPa, 拉中性面位于地面下 5.08 m 处, 按图 1 计算的稳定安全系数为 1.157; 不考虑桩身拉断时, 拉中性面位于地面下 10 m 处, 按图 1 计算的稳定安全系数为 1.153, 误差为 0.3%。按图 3 计算的稳定安全系数为 1.159, 误差为 0.2%。按文献[3]计算的稳定安全系数为 1.221, 误差为 5.5%。可见, 滑动面圆心内外侧填料和桩间土密度修正方法改变对稳定安全系数影响不

大; 存在软土下卧层时, 桩底土密度修正对稳定安全系数影响较大。

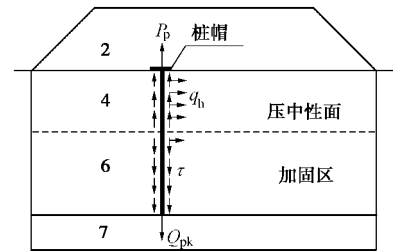


图3 修正密度法简化等效处理示意图

Fig. 3 Simplified equivalent transformation for revised density method

4 案例分析^[1, 5]

4.1 参数确定

精矿和垫层物理力学指标按照文献[5]取值, 精矿和砂石料的黏聚力取 0 kPa, 精矿内摩擦角取 37°, 砂石料取 35°。由文献[1, 5]得到地层情况见表 1。表 1 中淤泥质黏土层带*的为失稳后调查结果。由文献[1]得粉质黏土层顶面平均高程为 1.33 m, 平均厚度为 2.3 m; 淤泥质黏土层顶面高程平均为 -0.97 m, 平均厚度为 30 m。由文献[1]可知淤泥质黏土层静力触探锥尖阻力随深度呈线性增长, 将其按照 5 m 一层, 划分为 6 个亚层, 每个亚层土的不排水抗剪强度根据该层中点对应的锥尖阻力按《铁路工程地质原位测试规程》(TB10018—2003) 计算得到。淤泥质黏土层顶面锥尖阻力 0.080 MPa 根据上覆土粉质黏土层厚度 2.3 m 计算得到。

粉质黏土、淤泥质黏土为饱和黏性土, 且未设置竖向排水体, 其排水固结作用可忽略不计, 堆场失稳后调查结果也证实了这一点^[1, 5], 稳定分析采用表 1 中地基处理前的不排水抗剪强度。粉质黏土不排水变形模量取表 1 中压缩模量的 10 倍, 淤泥质黏土的不排水变形模量取表 1 中 C_u 的 1200 倍^[6]。

根据淤泥质黏土层锥尖阻力随深度基本呈线性增长的特点, 计算得到 28 m 桩长范围内淤泥质黏土的平均锥尖阻力和桩底面处的锥尖阻力, 然后根据《铁路工程地质原位测试规程》(TB10018—2003) 计算平均极限侧阻力, 根据《建筑桩基技术规范》(JGJ94—2008) 计算总极限端阻力, 单桩极限承载力计算结果见表 2。

4.2 修正密度法稳定分析结果

精矿填筑高度为 6.5m 时位移速率 37~38 mm/d、最大沉降达到 2.41 m。按文献[4]计算堆场中线附近桩

表 1 地层情况

Table 1 Conditions of soil strata

土名	h /m	ρ_s /($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$)	e	I_l	w /%	q_c /MPa	f_s /kPa	f_{ak} /kPa	E_s /MPa	c_{cu} /kPa	φ_{cu} /($^\circ$)	c_u /kPa	ρ_{sr} /($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$)
精矿	8.0	2500								0	37		1623
垫层	2	1940								0	35		1259
粉质黏土	1.67	1900			32.7			90	4.0	8.5	11.4	39.4	644
淤泥质黏土	5											9.3	1422
	5											17.0	1188
	5	1760	1.251	1.23	44.6	0.60	9.68	60	2.2	6.2	7.8	24.6	958/2451*
	5											32.2	2681
	5											39.8	2912
	5											47.5	3146
淤泥质黏土*	30		1.275	1.42	45.4	0.47	10.00			8.7	3.1	21.9	
粉质黏土	7.2	1880			32.5			75	3.0	12.5	13.5		
黏土	>15	1930			30.5			140	6.0	19.0	12.5		

注：淤泥质黏土“/”前后数据分别为中性面上下的修正密度。

表 2 单桩极限承载力计算结果

Table 2 Calculated results of ultimate resistance of piles

项目	粉质黏土	淤泥质黏土
h/m	1.67	26.33
桩身 q_c 平均/MPa		0.536
c_u 平均值/MPa	39.4	25.6
Q_{sk}/kN	88.1	902.1
桩底 q_c /MPa		0.993
Q_{pk}/kN		94.4
Q_{uk}/kN	1084.5	

顶荷载为 311.30 kN。按文献[3]方法计算得格栅挠度为 79.76 mm，兜提力为 11.16 kN/m，转移荷载为 1.79 kN，桩顶荷载为 313.09 kN，桩间土荷载率为 64.7%，桩身中性点位于桩顶面以下 15.37 m 处。修正密度计算结果见表 1。

利用理正软土地基路基设计软件得到的绕流稳定安全系数 F_t 为 0.965，稳定分析结果与工程情况吻合较好。

5 结 论

(1)滑动面圆心内外侧填料和桩间土密度修正方法改变对稳定安全系数影响不大;存在软土下卧层时,桩底土密度修正对稳定安全系数影响较大。

(2)改进的修正密度法可以考虑软土下卧层、圆心外侧桩间土隆起等因素，更加合理。

参考文献:

[1] 吕文志. 柔性基础下桩体复合地基性状与设计方法研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2009: 100 - 105. (LU Wen-zhi. Study of characteristic of design method of pile composite ground under flexible foundation[D]. Hangzhou: Zhejiang University,

2009: 100 - 105. (in Chinese))
[2] 刘吉福, 郑 刚, 安关峰. 折减荷载法分析刚性桩复合地基路基绕流滑动稳定性[J]. 广西大学学报, 2013, 38(1): 176 - 181. (LIU Ji-fu, ZHENG Gang, AN Guan-feng. Load reduction method for stability analysis of flow-slide of embankment on rigid-piles composite foundation[J]. Journal of Guangxi University: Nat. Sci Ed, 2013, 38(1): 176 - 181. (in Chinese))
[3] 刘吉福, 郭舒洋·肖昌建.修正密度法分析混凝土桩复合地基路基绕流滑动稳定性[J].广东公路交通, 2016(5): 12 - 20. (LIU Ji-fu, GUO Shu-yang, XIAO Chang-jian. Revised density method for stability analysis of flow slide of embankment with concrete-pile composite foundation[J]. Guangdong Highway Communications, 2016(5): 12 - 20. (in Chinese))
[4] 陈云敏, 贾 宁, 陈仁朋. 桩承式路堤土拱效应分析[J]. 中国公路学报, 2004, 17(4): 1 - 6. (CHEN Yun-min, JIA Ning, CHEN Ren-peng. Soil arch analysis of pile supported embankments[J]. China Journal of Highway and Transport, 2004, 17(4): 1 - 6. (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 & Waterway Engineering, 2013(10): 212 - 217. (in Chinese))
[6] 龚晓南. 土塑性力学[M]. 杭州:浙江大学出版社, 1990. (GONG Xiao-nan. Soil plastic mechanics[M]. Hangzhou: Zhejiang University Press, 1990. (in Chinese))

(本文责编 胡海霞)

DOI: 10.11779/CJGE2017S2010

考虑桩体破坏模式差异的路堤下刚性桩复合地基 稳定分析方法研究

俞建霖^{1,2}, 李俊圆^{1,2}, 王传伟¹, 张甲林¹, 龚晓南^{1,2}, 陈昌富³, 宋二祥⁴

(1. 浙江大学滨海和城市岩土工程研究中心, 浙江 杭州 310058; 2. 浙江大学软弱土与环境土工教育部重点实验室, 浙江 杭州 310058;
3. 湖南大学岩土工程研究所, 湖南 长沙 410082; 4. 清华大学土木工程系, 北京 100084)

摘 要: 针对路堤下刚性桩复合地基稳定性分析方法仍不够完善的现状, 采用数值分析方法对路堤下不同位置桩体的损伤发展过程和破坏模式进行了模拟分析, 指出刚性桩对路堤稳定性的贡献因其所处位置不同而具有明显差异, 其破坏模式可分为受压破坏、受弯破坏和受拉破坏三类, 并根据破坏模式的差异对路堤下的桩体进行了分区和分类。基于极限平衡法基本原理, 提出了考虑桩体破坏模式差异的路堤下刚性桩复合地基稳定分析方法, 并通过算例与常用的其他四种稳定分析方法进行了对比分析。结果表明: 所提出的稳定分析方法与数值分析方法的计算结果最为接近, 是合理可行的。

关键词: 路堤; 刚性桩复合地基; 稳定分析; 破坏模式

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)S2-0037-04

作者简介: 俞建霖(1972-), 男, 福建福清人, 博士, 副教授, 主要从事软黏土力学、基坑工程、地基处理及土工数值分析的研究。E-mail: yujianlin72@126.com。

Stability of composite foundation improved by rigid piles under embankment considering different failure modes of piles

YU Jian-lin^{1,2}, LI Jun-yuan^{1,2}, WANG Chuan-wei¹, ZHANG Jia-lin¹, GONG Xiao-nan^{1,2},
CHEN Chang-fu³, SONG Er-xiang⁴

(1. Research Center of Coastal and Urban Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 2. Key Laboratory of Soft Soils and Geoenvironmental Engineering, Ministry of Education, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 3. Institute of Geotechnical Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China; 4. Department of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China)

Abstract: The stability analysis methods for composite foundation improved by rigid piles under embankment are imperfect at present. The finite element method is used to analyze the damage process and failure mode of the piles under embankment. Due to the position of piles, there are significant differences between rigid piles to the contribution of embankment stability. The failure modes of piles can be divided into three categories: compression failure, bending failure and tensile failure, and the piles can be classified and partitioned according to their failure modes. Based on the principle of the limit equilibrium methods, the stability analysis method for rigid pile composite foundation under embankment considering the difference of failure modes is put forward and compared with other four kinds of stable analysis methods. It is shown that the results of this method are the closest to those of numerical analysis method, and this method is reasonable and feasible.

Key words: embankment; rigid pile composite foundation; stability analysis; failure mode

0 引 言

随着土木工程建设的蓬勃发展, 各种形式的复合地基技术在高速公路、铁路等领域得到了广泛的应用和推广, 并取得了良好的经济效益和社会效益。刚性桩复合地基由于其承载力高、工后沉降小、施工速度快的优点, 在软土地基道路工程中的应用越来越多。

但近年来我国珠三角、长三角及内地软土地区的路堤采用刚性桩加固后仍时有滑坡事故发生, 因此路堤下刚性桩复合地基的稳定问题引起了学术界和工程界的

基金项目: 国家自然科学基金资助项目 (51378467)

收稿日期: 2017-08-02

重视。

目前柔性基础下黏结材料桩复合地基的稳定分析大多沿用传统散体材料桩复合地基的稳定分析方法^[1-2],假定不同位置桩体均发生剪切破坏并引发土体产生剪切滑动面破坏,采用极限平衡法进行分析。国内外学者^[3-5]通过模型试验发现:对于黏结材料桩来说,路堤失稳时复合地基可能发生桩体弯曲破坏、受压破坏、受拉破坏、剪切破坏、倾斜和桩间土绕流破坏等多种破坏形式。Broms^[6]指出路堤下搅拌桩存在剪切破坏以外的其他破坏模式,并对搅拌桩可能的破坏模式进行了分区和分类,提出了稳定分析新方法。郑刚^[7]指出桩体发生剪切破坏的假定将显著高估路堤的稳定性,并提出采用等效抗剪强度法来计算路堤的稳定性。《英国加筋土及加筋填土规范》(BS 8006:1995)^[8]则采用滑动面以下桩体的竖向承载力作为作用在滑动面上的阻滑力来计算抗滑力矩。

已有的研究成果表明,假定桩体发生剪切破坏的稳定分析方法高估了路堤稳定性,由此设计出的工程往往处于不安全状态。现有的研究主要侧重于复合地基失稳时桩体的破坏形式,并提出了一些改进的稳定分析方法,但仍假定复合地基中所有桩体的破坏模式是相同的。事实上,在上部荷载和桩间土体的作用下,不同位置的桩体受力状态存在较大差异,路堤发生失稳时很可能出现多种破坏模式,目前还缺少考虑桩体破坏模式差异的路堤下复合地基稳定分析方法。

本文采用数值方法对路堤下不同位置桩体的损伤发展过程和破坏模式进行了分析,对不同位置桩体的破坏模式进行了分区和分类,最后提出了考虑桩体破坏模式差异的路堤下刚性桩复合地基稳定分析方法。

1 路堤下刚性桩复合地基性状分析

张甲林^[9]采用三维数值分析方法和混凝土损伤模型对路堤下刚性桩复合地基在加载过程中桩体的受力和破坏特征进行了分析。计算模型中路堤高度为 3.0 m,垫层厚度 0.5 m;复合地基中混凝土桩的桩长为 15.0 m,桩端进入下部持力层中 3.0 m,桩径为 0.6 m,桩间距 2.0 m,布置#1~#9 共 9 根桩(图 1)。

随着路堤顶面均布荷载 q 的增大,复合地基中各桩的拉伸损伤和变形发展过程如图 2 所示(图 2 中从左至右依次为#1~#9 桩)。由图 2 可见:①在路堤填筑完成($q=0$ kPa)时,只有路堤坡脚处的#9 桩在深度 11.5 m 处(软硬土层交界)出现轻微的拉伸损伤;②加载至 100 kPa 时,坡脚的#8 和#9 桩已接近完全拉伸损伤状态, #6 和#7 桩拉伸损伤程度增大,说明#8 和#9 桩下部开裂后产生了内力迁移现象;③加载至 120 kPa

时, #8 和#9 桩损伤程度变化不大,但路肩下的#4~#7 桩在桩身中段左侧出现新的拉伸损伤区,且桩顶的水平位移明显,说明此时#4~#7 桩承担较大的水平力;④加载至 130 kPa 时, #4~#7 桩桩身中部的拉伸损伤区进一步扩大, #3 桩出现了一定程度的拉伸损伤, #8 和#9 桩中段出现二次损伤区,且存在明显的向上位移,说明#8 和#9 桩受到了土体的上拔力作用;⑤在加载过程中, #1 和#2 桩未出现拉伸损伤且水平位移很小,说明#1 和#2 桩主要承受竖向压力。

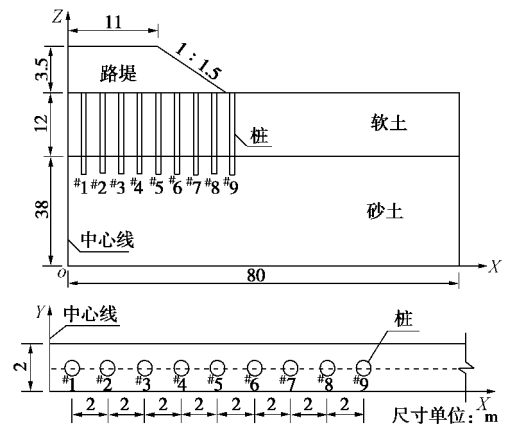


图 1 数值计算模型和桩位编号

Fig. 1 Numerical model and number of piles

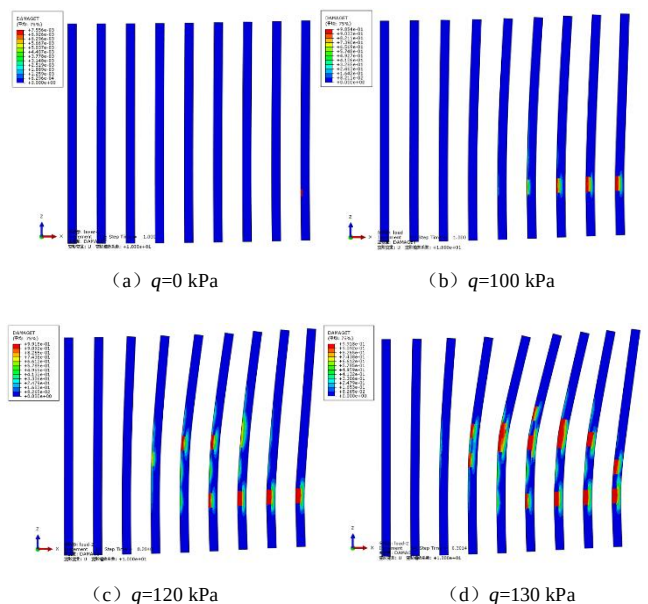
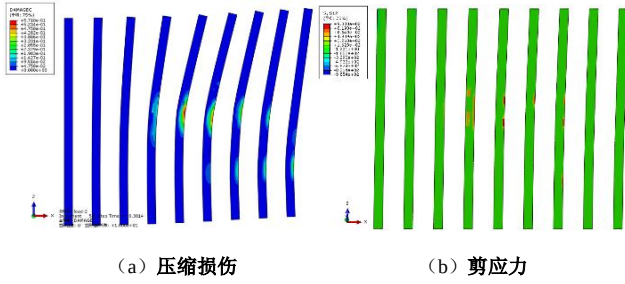


图 2 各级荷载下桩体拉伸损伤及变形分布图

Fig. 2 Tensile damages and deformations of piles under various loads

从图 3 可见,当 $q=130$ kPa 时:①桩身左侧出现严重拉伸损伤的#5~#7 桩,在右侧对应位置也出现了不同程度的压缩损伤,说明桩身承受较大弯矩;②当路堤加载至桩体出现严重损伤和较大位移时各桩身剪应力值仍较低,发生剪切破坏的可能性较小。

图 3 $q=130$ kPa 时桩体压缩损伤和剪应力分布图Fig. 3 Compression damages and shear stresses of piles at $q=130$ kPa

2 桩体破坏模式的分区和分类

根据上述分析的结果, 可将路堤下不同位置的桩体的破坏模式进行分区和分类 (图 4): ①受压破坏, 如图 4 中 AB 段下方的桩体 (#1 和 #2 桩), 主要位于路堤中心以下区域, 以承受竖向荷载为主, 桩身水平位移和弯矩较小, 当竖向荷载较大或桩身抗压强度较低时产生受压破坏; ②受弯破坏, 如图 4 中 BC 段下方的桩体 (#3~#7 桩), 该区域各桩的桩身弯矩和水平位移均较大, 其破坏模式主要表现为受弯破坏; ③受拉破坏, 如图 4 中 CD 段下方的桩体 (#8 和 #9 桩)。该区域桩体同时承受土体上拔力和水平力作用, 其破坏模式主要表现为受拉破坏。

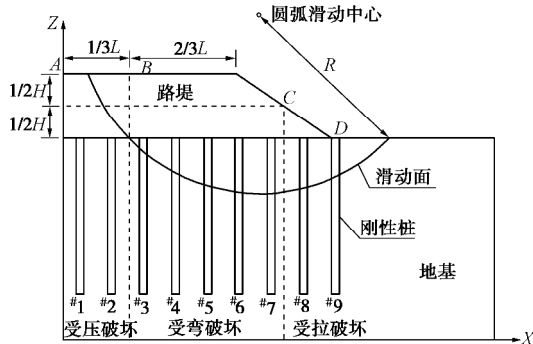


图 4 桩体破坏模式分区和分类

Fig. 4 Classification and partition of failure modes of piles

3 考虑桩体破坏模式差异的稳定性分析方法

基于前文分析结果和极限平衡法基本原理, 本节提出了简化的路堤下刚性桩复合地基稳定分析方法: ①对处于受压破坏区域的桩体, 取滑动面以下桩体的竖向抗压承载力和抗压强度的较小值作为阻滑力, 提供抗滑力矩 M_{RPC} ^[8]; ②对处于受拉破坏区域的桩体, 取滑动面以下桩体的竖向抗拉承载力和抗拉强度的较小值作为阻滑力, 提供抗滑力矩 M_{RPT} ^[8]; ③对处于受弯破坏区域的桩体, 采用等效抗剪强度法来计算抗滑力矩 M_{RPM} ^[7]。

根据前述假定, 简化方法计算模式如图 5 所示。路堤边坡稳定安全系数 F_s 为:

$$F_s = \frac{M_{RS} + M_{RPT} + M_{RPC} + M_{RPM}}{M_D} \quad (1)$$

式中, M_D 为滑动力矩, M_{RS} 为土体提供的抗滑力矩。

(1) 土体自重产生的滑动力矩 M_D

$$M_D = \sum (w_i \cdot \sin a_i) \cdot R_d \quad (2)$$

式中 w_i 为土条 i 的自重; a_i 为土条 i 圆弧底部切线与水平线的夹角; R_d 为圆弧滑动面的半径。

(2) 各土条自重产生的抗滑力矩 M_{RS}

$$M_{RS} = \sum (c_i \cdot b_i \sec a_i + w_i \cdot \cos a_i \cdot \tan j_i) \cdot R_d \quad (3)$$

式中 c_i 为土条 i 的黏聚力; b_i 为土条 i 的宽度; j_i 为土条 i 的内摩擦角。

(3) 受拉区桩体抗滑力矩 M_{RPT}

$$M_{RPT} = \sum F_{PTi} \cdot X_{PTi} \quad (4)$$

式中 F_{PTi} 为受拉区滑动面以下第 i 根桩体竖向抗拉承载力与抗拉强度的较小值; X_{PTi} 为受拉区第 i 根桩体到滑动面圆心的水平距离。

(4) 受压区桩体抗滑力矩 M_{RPC}

$$M_{RPC} = \sum F_{PCi} \cdot X_{PCi} \quad (5)$$

式中 F_{PCi} 为受压区滑动面以下第 i 根桩体竖向抗压承载力与抗压强度的较小值; X_{PCi} 为受压区第 i 根桩体到滑动面圆心的水平距离。

(5) 受弯区桩体抗滑力矩 M_{RPM}

$$M_{RPM} = \sum (3M_u \cos a_i / L_i) \cdot (R_d - L_i \cos a_i / 3) \quad (6)$$

式中 M_u 为桩身极限抗弯强度; L_i 为第 i 根桩滑动面以上的长度; a_i 为桩与圆弧相交位置圆弧切线与水平线的夹角。

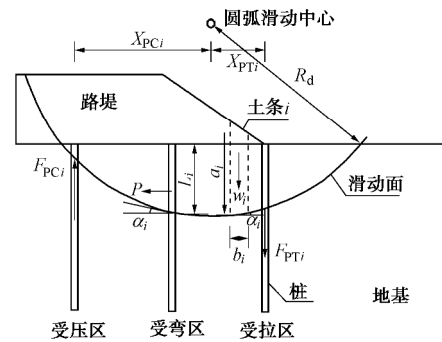


图 5 简化方法计算模型

Fig. 5 Computational model of simplified method

4 算例分析

算例 1 采用基于京津城际高速铁路刚性桩复合地基实例^[10]所建立的简化模型及计算参数。算例 2 将算例 1 中混凝土桩的横向中心距改为 2.5 m, 其余参数不变。分别采用传统复合地基稳定分析方法、英国 BS8006 规范方法、等效抗剪强度法、强度折减有限

元法及本文提出的简化分析方法计算上述两个算例的路堤稳定安全系数，结果如表 1 所示。

由表 1 可见：①在 5 种方法的计算结果中，传统复合地基稳定分析方法的稳定安全系数最大，英国 BS8006 规范方法次之，本文方法与强度折减有限元法的计算结果最为接近，而等效抗剪强度法的计算值最小；②传统的复合地基稳定分析方法假设所有桩体为剪切破坏，严重高估了复合地基的稳定性，计算所得安全系数偏不安全；③英国 BS8006 规范方法计算结果与传统稳定分析方法相比有了较大改善，但仍高估了路堤稳定性；④等效抗剪强度法假设所有桩体为受弯破坏，所得安全系数偏小；⑤在两个算例分析中，本文方法与强度折减有限元法的计算结果均较为接近，说明本文方法在柔性基础下刚性桩复合地基的稳定分析中具有较好的适用性。

表 1 不同分析方法计算所得稳定安全系数

分析方法	F_s	
	算例 1	算例 2
传统复合地基稳定分析方法	3.164	2.292
英国 BS8006 规范方法	1.960	1.673
等效抗剪强度法	1.542	0.903
强度折减有限元法	1.674	1.429
本文方法	1.564	1.315

5 结 论

本文通过上述分析，得到以下主要结论：

（1）随着路堤顶面荷载的增加，复合地基中起主要抗滑作用的桩体损伤情况不断发展。在临界状态下，不同位置桩体所承受土体作用力的大小和方向不同，对路堤稳定性的抗滑贡献具有明显差异。

（2）路堤下刚性桩复合地基中的桩体根据受力特征和破坏机理的不同，可分为受压破坏、受弯破坏、受拉破坏 3 种破坏模式。其中受压破坏主要出现在路堤中心下区域，桩体主要承受竖向压力的作用，当竖向荷载较大或桩身抗压强度较低时产生受压破坏；受拉破坏主要发生在坡脚附近区域，桩体同时承受土体上拔力和水平力的作用；发生受弯破坏的桩体同时承受较大竖向压应力和水平力的作用。

（3）本文提出的柔性基础下刚性桩复合地基稳定分析方法，考虑了路堤下不同位置桩体的受力情况和破坏模式差异，所求得的安全系数与数值分析方法结果较为吻合，说明该方法是合理可行的。

参考文献：

[1] JTG D30—2004 公路路基设计规范[S]. 北京：人民交通

出版社, 2004. (JTG D30—2004 Specification for design of highway subgrades[S]. Beijing: China Communications Press, 2004. (in Chinese))

[2] TB 10035—2006 铁路特殊路基设计规范[S]. 北京：中国铁道出版社, 2006. (TB 10035—2006 Specification for design of special railway subgrade[S]. Beijing: China Railway Publishing House, 2006. (in Chinese))

[3] KITAZUME M, KENJI MARUYAMA. External stability of group column type deep mixing improved ground under embankment[J]. Soils and Foundations, 2006, 46(3): 323 - 340.

[4] 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.

[5] 郑 刚, 李 帅, 刁 钰, 等. 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, et al. 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))

[6] KIVELO M, BROMS B. Mechanical behaviour and shear resistance of lime/cement columns[C]// International Conference on Dry Mix Methods: Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilization. 1999: 193 - 200.

[7] 郑 刚, 刘 力, 韩 杰. 刚性桩加固软弱地基上路堤的稳定性问题(II)——群桩条件下的分析[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(12): 1811 - 1820. (ZHENG Gang, LIU Li, HAN Jie. Stability of embankment on soft subgrade reinforced by rigid inclusions(II) - Group piles analysis[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(12): 1811 - 1820. (in Chinese))

[8] British Standard BS8006 Code of Practice for Strengthened Soils and Other Fills[S]. 1995.

[9] 张甲林. 柔性基础下刚性桩复合地基受力及破坏特征分析[D]. 杭州：浙江大学, 2014. (ZHANG Jia-lin. Stress and failure mechanism analysis on the composite foundation reinforced by rigid piles under flexible foundation[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2014. (in Chinese))

[10] 郑 刚, 纪颖波, 刘双菊, 等. 桩顶预留净空或可压缩垫块的桩承式路堤沉降控制机理研究[J]. 土木工程学报, 2009, 42(5): 125 - 132. (ZHENG Gang, JI Ying-bo, LIU Shuang-ju, et al. Mechanism of settlement control of piled raft with gap or compressible block at pile top for support of railway embankment[J]. China Civil Engineering Journal, 2009, 42(5): 125 - 132. (in Chinese))

(本文责编 明经平)

DOI: 10.11779/CJGE2017S2011

基坑隆起稳定性数值分析中的若干问题

王成华, 李亚杰

(天津大学建筑工程学院, 天津 300354)

摘 要: 基坑隆起稳定性数值分析是深基坑工程研究中的重要方法, 尚处于初步探讨阶段, 还存在一些重要的科学问题有待深入认识。基于国内外这方面的研究成果并结合笔者在软土基坑三维数值参数分析工作中的经验, 对基坑隆起稳定性数值分析中的隆起破坏空间效应、破坏模式、本构模型及参数选择等问题进行了初步探讨, 指出隆起稳定分析应重点开展三维和窄长基坑双侧隆起分析; 破坏模式辨识中, 隆起模式未必与传统方法的破坏模式相同; 土体本构模型选择应主要考虑土体加卸荷条件以及屈服与破坏准则; 参数分析中, 首次指出本构模型参数选择存在可行域问题。

关键词: 隆起稳定性; 空间效应; 破坏模式; 本构模型; 参数分析

中图分类号: TU 470

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 4548(2017)S2 - 0041 - 04

作者简介: 王成华(1959 -), 男, 教授, 工学博士, 主要从事岩土工程方面的教学和科研工作。E-mail: chwang@tju.edu.cn。

Some problems in numerical analyses of basal upheaval stability of foundation pits

WANG Cheng-hua, LI Ya-jie

(School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300354, China)

Abstract: Numerical analysis of basal upheaval stability of foundation pits is a very important method in researches on deep excavation engineering, which is in the initial development stage and is of important issues remained to be understood and solved. Based on analysis of the results of the corresponding researches, combining the experience gained from the researches in three-dimensional parametric analysis of excavation in soft soils, the problems such as spatial effects, failure patterns, selection of soil constitutive models and their parameters are analyzed. Both the three-dimensional analyses and the bilateral plain analyses of basal upheaval stability are emphasized. The differences of failure patterns of basal upheaval from numerical analyses and those from the traditional analytical methods in failure pattern recognition are revealed. The great importance should be attached to the loading and/or unloading criteria and yield and failure criteria in selection of soil constitutive models and their parameters. The concept of feasible region for parameters in parametric analysis is firstly put forward.

Key words: basal upheaval stability; spatial effect; failure pattern; constitutive model; parametric analysis

0 引 言

基坑隆起破坏是指随着基坑开挖深度的增加, 墙后地表土体发生沉降, 基坑底面土体隆起变形较大, 发生鼓起破坏, 如图 1 所示^[1]。基坑隆起稳定性受到基坑地质条件、坑外超载、基坑尺寸和形状以及支护结构的插入深度等诸多因素的影响, 其实际机理也较复杂, 因而选择和发展更好的分析方法仍然是当今基坑工程领域研究的热点之一。

基坑抗隆起稳定分析是基坑工程设计的重要内容之一。目前基坑抗隆起稳定性分析方法主要有极限平衡法、极限分析法和数值分析法等。极限平衡法主要包括极限承载力法和圆弧滑动法, 该方法是最常用但采用假定的滑裂面, 与真实情况还是存在一定差距; 极限分析法的人为假定过多、适用范围较小, 其应用也受到了限制。利用数值分析方法进行基坑抗隆起稳

定分析, 能够考虑较多的影响因素, 尤其能考虑基坑空间效应、土的本构关系和复杂地质条件, 能较好地模拟实际施工工况, 因而适用范围较宽, 越来越受到工程界和学术界的认可^[2]。

但是, 以数值分析方法研究基坑隆起稳定性尚处于探索阶段, 还有不少概念性和技术性问题有待深入认识和解决。本文在国内外基坑隆起稳定性分析成果的基础上, 结合笔者进行的基坑隆起稳定性有限元参数分析经验^[3], 对基坑隆起稳定性数值分析中存在的破坏模式辨识、土本构模型及其参数选取、大变形模拟等一些关键科学问题进行探讨, 以期加深对基坑稳定性数值分析科学性与合理性的认识, 提出新的研究

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51478313, 50978182)

收稿日期: 2017 - 08 - 02

方向和思路,促进基坑隆起稳定数值分析的发展。

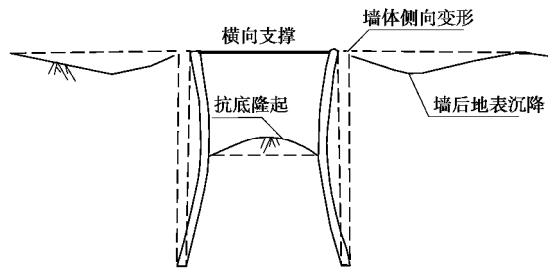


图1 基坑坑底隆起破坏示意^[1]

Fig 1 Schematic diagram of upheaval failure of foundation pit

1 隆起空间效应问题

基坑隆起破坏的空间效应包括两个方面:一是三向尺度均不能简化或忽视的三维基坑坑内外土体的三维滑动,二是窄长基坑双侧隆起问题。现阶段基坑抗隆起稳定性分析的极限平衡方法和极限分析方法一般只能进行基坑单侧的平面分析,难以反映隆起破坏的空间效应,而数值分析也多是基坑平面分析,而且是单侧平面分析。实际上,大量基坑是三维的,其隆起破坏应为三维滑动破坏,平面分析方法不能很好反映基坑的空间效应^[2]。

为了更加准确地分析空间效应明显的深基坑的稳定问题,应对基坑进行三维数值分析。国内外有一些学者对基坑的三维稳定问题进行研究。Cai等利用强度折减有限元方法分析了软土中圆形基坑的隆起稳定性^[4],而Faheem等也采用非线性有限元强度折减法分析了软土中矩形基坑的隆起稳定性^[5]。张震等在圆弧滑动法的基础上建立三维的有限元模型,并通过工程实例对基坑的二维和三维计算结果进行对比分析,得到三维隆起稳定性大于二维隆起稳定性^[6],说明考虑空间效应的计算方法的合理性。这些分析对于认识在特定条件下的软土基坑稳定性有一定的帮助,但是强度折减法分析基坑稳定性还存在一些因强度折减法带来的一系列问题,自然导致以其分析结果的合理性和适用性值得商榷。目前基于真实应力场而非强度折减应力场的隆起稳定性分析还很少^[3],因此建议大力开展基于真实应力场的基坑隆起稳定性分析。

基坑隆起空间效应的另一个方面就是大量存在的窄长基坑双侧隆起破坏问题。已有的基坑隆起稳定性分析多是假定基坑平面内出现单侧隆起破坏,而未能考虑窄长基坑两侧由于空间狭窄且存在支护挡土结构约束情况下的隆起稳定性。随着长距离管线铺设尤其综合管廊工程的快速发展,应更多开展基于真实应力场的窄长基坑双侧抗隆起破坏稳定性的数值分析。

2 隆起破坏模式问题

经典的极限平衡方法与极限分析方法分析基坑隆

起问题,已经提出了一些基坑破坏模式,如极限平衡分析地基承载力模式和圆弧滑动模式。由于这些传统模式得到大量应用,已经深深地嵌入了基坑隆起稳定性研究者中的脑海中,因而很容易导致以这些传统模式来鉴别数值分析结果的合理性。在基坑隆起稳定性数值分析中,如何对待传统破坏模式是一个难以避免且尚未得到定论的问题。

2.1 破坏模式辨识问题

无论采用何种数值分析方法进行隆起稳定性分析,均涉及破坏模式识别问题。众所周知,在岩土破坏问题的数值分析中,通常利用以塑性区开展边界或变形突变位置确定破坏范围和形态。笔者发现,国内外大量的基坑非线性数值分析中,很难找到与传统隆起破坏模式特别相符的土体破坏范围和形态。

笔者采用ABQUS软件针对大比尺基坑模型试验进行了基于应力场的三维数值分析^[3],所得到的在不同参数及超载条件下,模型基坑的破坏模式或塑性区虽有所差别,但与图2所示的塑性区大致相同。在图2中,看不见传统的隆起破坏的承载力模式或圆弧滑动模式。计算得到的模型的塑性区云图还有很大不同,传统的破坏模式存在在某点开始沿着一条垂线延伸到地表,为一个立面,而计算得到的却不存在这一立面,而是一个斜面,这显然与传统的破坏模式是不相符的,这就使得计算结果与真实结果产生很大误差。

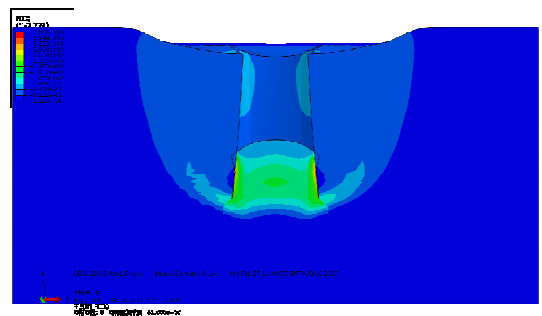


图2 软土中模型基坑破坏模式

Fig. 2 Failure pattern of foundation pit in soft soils

胡安峰等利用Plaxis软件对黏土基坑开挖问题进行了数值分析,得到某基坑破坏时土体的变形图和滑裂面如图3所示^[7]。从图3中可以看到,坑底已经发生明显的隆起变形,土体到达破坏,该模型计算得到的滑裂面也是一个倾斜的面,与传统的破坏模式不同。

张天宝利用Limitstate:geo极限分析软件搜索长条形基坑在单侧施加超载时的土体破坏面,得到坑内土体有两种破坏模式,分别为图4(a)和(b)所示的三角形破坏模式和梯形破坏模式^[8]。随着基坑宽度从大变小,无论是柔性挡土结构和刚性的挡土结构,隆起破坏从三角形破坏模式向梯形破坏模式发展。

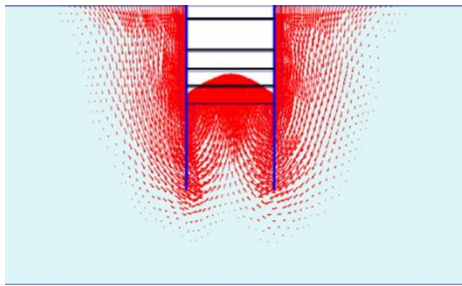


图 3 基坑破坏时土体变形图和滑裂面^[7]

Fig. 3 Displacement vectors of soil and slip surface at failure

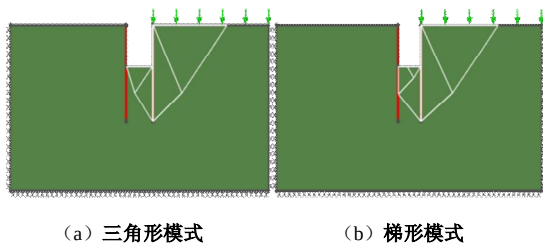


图 4 长条形基坑隆起的两种破坏模式^[8]

Fig. 4 Two upheaval failure patterns for long stripped pits

不难发现,数值分析中并未出现传统的坑外立面破坏模式,而出现了斜面破坏模式。但这种斜面模式产生的原因及其适用性尚需进一步研究。

通过阅读大量文献发现,和传统的破坏模式相比,很多数值分析研究中,得出的基坑破坏模式并非传统的破坏模式,而可能是各种破坏模式的集合或组合。

2.2 总破坏模式与子破坏模式

从理论概念上来讲,岩土非线性数值分析能够得到在一定条件下的全部破坏范围和形态。为了方便讨论问题,笔者定义由数值分析得到的全部破坏范围形态为总破坏模式(Entire Pattern of Failure)。针对基坑非线性数值分析,计算得到的所有土体破坏点的集合即为基坑土体破坏的总模式。理论上,只要满足土体强度破坏的准则,就可以找到全部破坏点,根据破坏点的分布特征提取土体总破坏模式。

然而,只要不是特别约束条件,土体内的破坏点的出现和分布一般不会恰好与传统的隆起破坏模式严格相符。数值分析与传统极限平衡分析、极限分析方法在计算原理与准则方面的不同,是数值分析得到的隆起破坏形态与传统隆起破坏模式不相吻合的内在原因。

在国内外的一些数值分析中,很容易发现土体破坏的位置可能出现在传统破坏模式的内部、外围或更多的位置,也可能包含有多种破坏模式的特征,由此看来,一个完整的土体破坏模式即总破坏模式中可能还有各种具体破坏模式即子破坏模式(Subpattern of Failure),如土体的整体滑动失稳、水平滑移、倾覆及隆起破坏等。从这个意义上来讲,数值分析得出破坏

模式与传统某一种子破坏模式不同也是正常的,是可以理解的。

3 本构模型及参数选择问题

为了保证基坑隆起稳定性数值分析计算结果的准确性,需要解决两个技术关键问题,即土体本构模型和模型参数选择问题。而在模型的各项参数的确定过程中,本构模型则要慎重选择,它会对模型的结果产生很大的影响。

3.1 模型选择问题

各种土体本构模型都针对某些的土的主要特性做了适当的简化假设,有各自的适用范围和局限性^[9]。基坑开挖的数值分析中,根据具体土性及开挖问题的特点选择合适的本构模型,才能到真实可靠的结果。

线弹性模型是最简单的,但它不能反映土的非线性和塑性变形等特性,自然不能用于基坑稳定性分析;弹塑性模型反应了土的非线性特性,但研究破坏问题尚需根据针对土性特点尤其是加卸荷应力路径下加卸荷条件及土体屈服和破坏准则来选择本构模型。表 1 对若干常用本构模型用于基坑开挖分析的适用性进行了总结,同样适用于基坑隆起稳定性分析。

表 1 本构模型对基坑开挖问题的适用性

Table 1 Applicability of constitutive models to excavation issue			
模型名称	不适用	较适用	适用
线弹性模型(LE)	√		
Mohr-Coulomb 模型(MC)		√	
Drucker-Prager 模型(DP)		√	
Duncan-Chang 模型(DC)		√	
修正剑桥模型(MCC)			√
硬化模型(HS)			√

探讨一般规律性的基坑隆起稳定数值分析中,依据弹性理想塑性模型进行分析,多数可采用Mohr-Coulomb 屈服准则^[3]。该模型可以较好地描述土体的破坏行为,但不能考虑中主应力的影响,也不能考虑应力历史的影响以及区分加卸荷情况^[7]。通过计算发现,计算得到的一般规律比较符合实际。

大变形问题是基坑隆起稳定性分析中本构模型选择的另一个方面问题。目前基坑隆起稳定性分析中多采用小变形本构模型,但大多数基坑隆起破坏是在软黏土中产生的大变形。有些研究表明在一定情况下,大变形模型更适合于计算基坑的抗隆起稳定问题,本文限于篇幅,不再展开讨论。

3.2 参数选择问题

由于土的复杂性和不可重复性,在土力学中可以有通用的本构模型,但不会有通用的模型参数。基于

长期的数值分析工作经验,笔者认为:作为研究一般规律性的数值分析,可基于所选择的本构模型,根据试验或经验选择适当的计算参数;对于与工程实测、模型试验及其他方法结果进行对比的数值分析,使用任何模型时必须针对具体的土进行试验,确定其参数。

笔者通过数值分析^[3]和阅读文献发现,适用于基坑开挖的本构模型都各有其优缺点,MC模型的参数较少,比较容易确立,但是得到的结果与修正的剑桥模型相比并不是十分理想,修正的剑桥模型相比于MC模型更适合模拟基坑开挖,但收敛性比较差,剑桥模型的参数确定比较复杂,必须进行试验测定参数。

在土体稳定性的数值计算参数分析中,应该重视参数分析的可行域问题。如采用Mohr-Coulomb屈服准则,可以分别考虑黏聚力或内摩擦角在零到某一数值以内变化进行参数分析,但是两者同时处于零或接近零的参数区域就可能失去可行性或合理性,即参数取值不可行。

董林伟等通过数学推导发现,当摩擦角大于 22° 时,修正DP模型和扩展剑桥模型不再适用,而可以选择MC模型^[10]。这也表明参数可行域问题可能与采用的本构模型有关,这一问题值得深入研究。

4 结 论

通过本文上述探讨,得出以下几点初步认识:

(1) 基坑隆起稳定性的数值分析,应在考虑真实应力场的基础上研究隆起稳定性的空间效应。应重点开展三维隆起及窄长基坑双侧隆起稳定分析。

(2) 基坑隆起稳定性数值分析得到的破坏模式一般并不符合极限平衡分析和极限分析得出的传统模式。基坑内外土体滑动可能存在斜面破坏模式。

(3) 基坑开挖非线性数值分析中的土体全部破坏范围即总破坏模式可能包含整体稳定性、隆起、倾覆及滑移等各种破坏形态即子破坏模式。

(4) 针对隆起稳定性的数值分析,应重点考查本构模型中土体应力路径对应的加卸荷条件以及屈服与破坏准则。在一般规律的参数分析中,本构模型参数选择存在可行域问题,值得深入研究。

参考文献:

[1] 林 鹏. 基于板桩墙支护的基坑开挖模型试验的三维数值分析及变形预测[D]. 南昌: 华东交通大学, 2008. (LIN Peng. Based on 3D numerical analysis of the sheet pile wall supporting model and deformation predicting for deep foundation pit[D]. Nanchang: East China Jiaotong University,

2008. (in Chinese))

- [2] GOH A T C. Estimating basal-heave stability for braced excavations in soft clay[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1994, **120**(8):1430 - 1436.
- [3] 李亚杰, 王成华. 基于大比尺基坑模型试验的基坑隆起稳定性参数分析[R]. 天津: 天津大学, 2017. (LI Ya-jie, WANG Cheng-hua. A parametric analysis of the basal upheaval stability based on large-scale excavation model tests[R]. Tianjin: Tianjin University, 2017. (in Chinese))
- [4] CAI F, UGAI K, HAGIWARA T. Base stability of circular excavations in soft clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2002, **128**(8): 702 - 706.
- [5] FAHEEM H, CAI F, UGAI K. Three-dimensional base stability of rectangular excavations in soft soils using FEM[J]. Computers and Geotechnics, 2004(31): 67 - 74.
- [6] 张 震, 冯 虎, 刘国彬. 基坑抗隆起稳定三维分析的极限平衡法[J]. 沈阳建筑大学学报(自然科学版), 2012, **28**(1): 37 - 43. (ZHANG Zhen, FENG Hu, LIU Guo-bin. A three-dimensional limit equilibrium method for basal stability analysis[J]. Journal of Shenyang Jianzhu University (Natural Science), 2012, **28**(1): 37 - 43. (in Chinese))
- [7] 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**(增刊 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**(S2): 592 - 597. (in Chinese))
- [8] 张天宝. 长条形基坑抗隆起稳定及整体稳定性分析方法[D]. 天津: 天津大学, 2016. (ZHANG Tian-bao. The methods for analyzing basal upheaval stability and general stability of long foundation pits[D]. Tianjin: Tianjin University, 2016. (in Chinese))
- [9] 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))
- [10] 董林伟, 张明义, 解云芸, 等. ABAQUS 软件本构模型中屈服准则的参数研究[J]. 青岛理工大学学报, 2013, **34**(1): 48 - 50. (DONG Lin-wei, ZHANG Ming-yi, XIE Yun-yun, et al. Study on the parameters of soil models yield criterion in ABAQUS software[J]. Journal of Qingdao University of Technology, 2013, **34**(1): 48 - 50. (in Chinese))

(本文责编 明经平)

DOI: 10.11779/CJGE2017S2012

膜袋砂围堰荷载下软土地基破坏分区特性研究

周小文¹, 王晓亮¹, 汪明元², 王力¹

(1. 华南理工大学亚热带建筑科学国家重点实验室, 广东 广州 510640; 2. 中国电建集团华东勘测设计研究院有限公司, 浙江 杭州 310014)

摘要: 膜袋砂围堰对地基的作用是一种典型的柔性荷载, 该荷载作用下的软土地基的破坏模式及潜在滑裂面与刚性基础荷载有所不同。针对这一问题, 设计并完成了一组室内模型试验, 模拟膜袋砂围堰的填筑过程, 观测获得了围堰填筑过程中和加载完成后软土地基的变形形态。基于模型试验得到的软土地基位移矢量和裂缝形态, 参考传统地基承载力理论, 提出了一种新的地基破坏分区方法, 并用数值模拟方法分析了该破坏分区的合理性。新的分区方法主要改变了软土地基破坏时主动区和过渡区的划分, 对于软土地基破坏分区是一种新的认识。

关键词: 膜袋砂围堰; 软土地基; 破坏分区; 模型试验

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)S2-0045-04

作者简介: 周小文(1965-), 男, 教授, 主要从事特殊土性质及岩土工程问题研究。E-mail: xwzhou@scut.edu.cn。

Characteristics of failure zones of soft soil foundation under flexible load of sandbag cofferdam

ZHOU Xiao-wen¹, WANG Xiao-liang¹, WANG Ming-yuan², WANG Li¹

(1. State Key Laboratory of Subtropical Building Science, South China University of Technology, Guangzhou 510640, China; 2. Huadong Engineering Corporation Limited, Hangzhou 310014, China)

Abstract: Sandbag cofferdam applies flexible load on soil foundation. The failure mode and sliding surface of soft soil foundation under sandbag cofferdam should be significantly different from that under rigid base. Aimed to get better understanding about this problem, a model test is conducted to simulate the construction process of sandbag cofferdam, in which the displacement of soil is observed. Based on the results of model tests, a new failure zone is proposed. The finite element analysis is used to verify the reasonability of this new failure zones.

Key words: sandbag cofferdam; soft soil foundation; failure zone; model test

0 引言

近海水利、港口以及围海造地等工程中常需要首先修建围堰。由于近海软土深厚, 地基承载力低, 围堰形成难度大, 传统的土石围堰或混凝土围堰形式适应性较差, 膜袋砂围堰因而成为主要的围堰型式^[1]。虽然膜袋砂围堰能够适应地基变形, 但是实际工程中有大量的失稳案例, 这说明膜袋砂围堰的设计计算理论可能还存在一定的缺陷。

现有的地基承载力理论, 如普朗德尔理论和太沙基理论, 皆是在假定刚性基础的条件下, 对地基进行破坏分区并确定其失稳时的滑裂面。膜袋砂围堰与路堤相似, 是一种柔性结构, 能够协调适应地基的变形, 但由于其本身的包裹加筋特性^[2], 又不同于路堤。在土工膜袋未被拉断的条件下, 膜袋砂围堰既具有“柔性”又具有较好的“整体性”, 这种结构型式对于地基的受荷及破坏型式显然具有一定的影响, 研究这种柔性荷载作用下的地基破坏形态是有意义的。

对于柔性荷载作用下的地基变形与承载力问题, 已有一些学者开展了相关研究工作^[3-6], 提出了一些定性的认识, 但是并未对柔性基础下的地基破坏形态及承载力提出新的理论。笔者在研究这一问题时, 通过物理模型试验观察到一些新的现象, 对膜袋砂围堰柔性荷载作用下地基的破坏形态获得了新的认识, 并通过数值模拟进行了检验。本文叙述上述研究的基本情况及其结果, 以供讨论。

1 模型试验方法

1.1 模型箱

设计了长2400 mm×宽280 mm×高600 mm的模

基金项目: 中国电力建设集团华东勘测设计研究院有限公司科技项目(SD2013-10); 广东省水利科技创新项目(2015-17); 广州市科学研究专项重点项目(2017-34)

收稿日期: 2017-08-02

***通讯作者** (E-mail: wmy_90@163.com)

型箱,如图1所示。模型箱框架用50 mm角钢焊接,内侧镶嵌15 mm厚高强度钢化玻璃。模型箱顶部沿长度方向距边缘1/3处各设置一道加固肋条,以便约束模型槽宽度方向上的变形。



图1 模型箱

Fig. 1 Model box

1.2 砂袋围堰断面设计

假设膜袋砂围堰截面顶宽5 m、围堰高度2.5 m、两侧坡度1:2、底宽15 m。5层砂袋,单层高度0.5 m。试验采用缩尺比例 N 为25进行模拟,模型围堰亦由5层砂袋组成,底层砂袋宽度600 mm,顶层砂袋宽度200 mm,每层砂袋的充填高度20 mm,围堰坡度为1:2,高度为100 mm。

1.3 模型试验材料

试验地基土材料选定为近海淤泥软土,取自广东省江门市新会大洞口水闸工程现场,制备模型时控制含水率80%。

围堰砂袋由土工膜袋和充填材料组成。选用比重较大的铁砂作为砂袋充填材料,以尽量增大重力水平。铁砂充填密度为 46 kN/m^3 ,100 mm高的围堰相当于密度为 15 kN/m^3 的围堰高度300 mm。实际工程中常见的土工膜袋强度参数为拉伸刚度 EA 为140 kN/m左右,极限抗拉强度 N_p 为15 kN/m左右。由于模型中重力水平较低,需选用强度低的替代材料,按照土工合成材料模型试验的经验,选用医用纱布作为土工膜袋的模拟材料。经测定,其强度参数为: $EA=7.6 \text{ kN/m}$, $N_p=1.14 \text{ kN}$ 。

1.4 位移观测

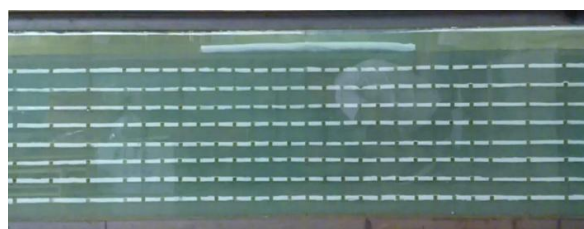
主要通过数码拍摄的方式对围堰砂袋逐层充填加载过程中软土地基的变形进行观测。拍摄装置的位置在试验过程中固定不变。为便于识别地基土的位移,模型地基土玻璃板一侧埋设白色石英砂和红色积木块作为标记线和标记点。

1.5 围堰填筑过程

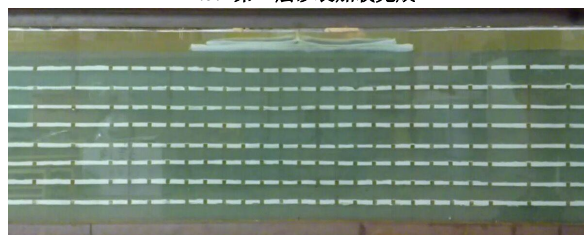
参照实际工程中砂袋围堰的填筑过程,采用膜袋逐层填筑加载的方式。为更好地观察地基变形与破坏形态,砂袋分层填筑采用间隙时间较短的加载方式,不考虑软土地基的固结效应。

2 地基变形特征

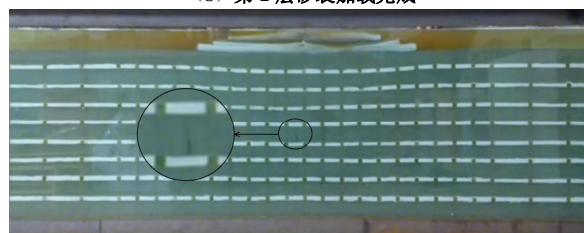
围堰分5层砂袋堆填加载,加载过程中的软土地基变形如图2所示。



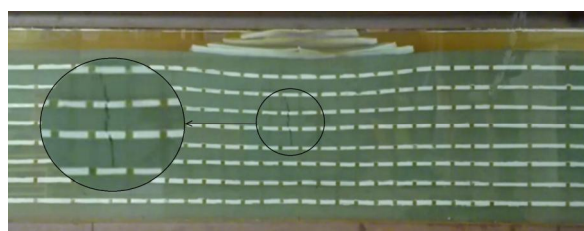
(a) 第1层砂袋加载完成



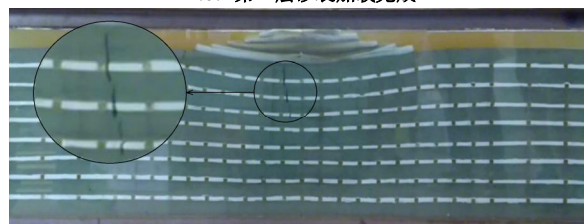
(b) 第2层砂袋加载完成



(c) 第3层砂袋加载完成



(d) 第4层砂袋加载完成



(e) 第5层砂袋加载完成



(f) 地表裂缝俯视图

图2 加载过程中软土地基变形形态

Fig. 2 Deformations of soft soil foundation during loading

第 1 层砂袋加载完成时, 软土地基几乎没有变形。第 2 层砂袋加载完成时, 软土地基略有沉降, 但沉降量很小。第 3 层砂袋加载完成时, 地基沉降增大, 地基土的变形主要集中在膜袋砂围堰下方软土地基深度 1/2 围堰底宽 (300mm) 范围内的土体。加载过程中, 地基土中出现了一条竖向发展的裂缝。土内中部出现竖向裂缝是以前研究者未曾发现过的现象。第 4 层砂袋加载完成时, 地基的沉降继续增大, 但依然主要集中于 1/2 围堰底宽 (300 mm) 的深度范围内。膜袋砂围堰沉降变形呈现“中间大两边小”的下凹弧面, 坡脚处地基轻微隆起。地基土中部出现的裂缝进一步向上发展, 整个裂缝长度约 150 mm。裂缝上窄下宽, 最大宽度处约为 5 mm。

第 5 层砂袋充填完成时, 软土地基的沉降变形已经非常显著。围堰两侧坡脚位置下方区域的土体变形主要以水平侧移为主, 两侧地基的表面隆起现象更为明显。地基中部裂缝向上发展至地基表面, 裂缝长度和最大宽度无明显变化, 裂缝形态由上窄下宽变为上宽下窄。

第 5 层砂袋填筑完成后, 变形随时间有所增加, 经过一天变形稳定后, 测得地基最大沉降出现在表面中心处, 达到 66 mm。由于荷载是分次施加, 且地基在加载过程中始终在柔性渐进变形, 很难判定地基何时或者是否达到破坏状态, 但是, 100 mm 高的围堰下沉了 66 mm, 下沉量达到 66%。从一般可接受的工程位移量 ($\leq 20\%$) 来看, 地基是破坏了。

基于模型试验得到软土地基最终变形图像, 计算得到位移矢量分布如图 3 中箭头分布所示。由位移矢量图可知, 软土地基中部土体受到外荷载压缩作用出现竖向沉降, 两侧土体受到中部土体的鼓胀作用出现侧移, 围堰两侧的表层土体受到下部土体的推动作用出现隆起。

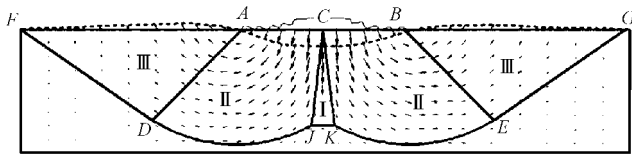


图 3 地基位移矢量及破坏分区

Fig. 3 Slip surface and failure division of soft soil foundation assumed by this paper

3 软土地基破坏分区探讨

经典地基承载力理论中, 以普朗德尔地基承载力理论和太沙基地基承载力理论为例, 对刚性基础作用下地基处于极限状态下的滑裂面假定如图 4 所示。普朗德尔理论中 I 区为主动区, II 区为过渡区, III 区为被动区。太沙基理论中 I 区为刚性核 (弹性核), II 区

为过渡区, III 区为被动区。

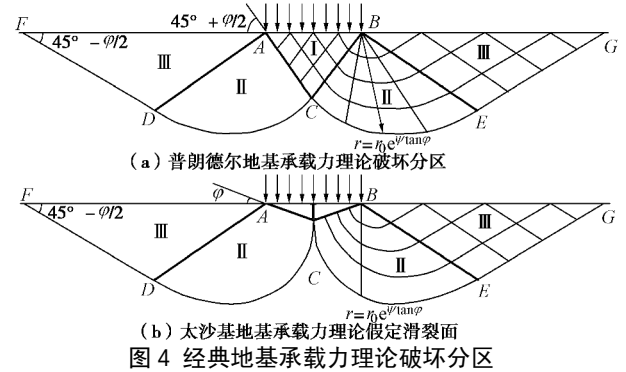


图 4 经典地基承载力理论破坏分区
Fig. 4 Failure zones in classical theories of foundation bearing capacity

普朗德尔理论和太沙基理论皆假定基础为刚性, 即基础与地基的接触面 (图 4 中 AB 平面) 为水平面。地基变形过程中, 接触面保持水平, 不受地基变形的影响。因此, 在假定地基破坏分区时, 两者都划分了一个倒三角形 (ABC) 的 I 区, 只是由于对基础底面与地基接触面摩擦特性的不同考虑, 假定的倒三角形形状有所不同。

膜袋砂围堰为相对柔性的结构, 与地基的接触面在初始状态时为水平面, 变形后接触面不再保持水平。可见, 膜袋砂围堰荷载作用下的地基破坏不可能出现普朗德尔和太沙基理论中假定的倒三角 (ABC) I 区。经典承载力理论中对于地基破坏分区的假定对于膜袋砂围堰荷载作用下的地基可能不再适用。

基于本文模型试验得到的位移矢量图及中间出现长条竖向裂缝的现象, 参考经典承载力理论中假定地基破坏分区的思路, 对膜袋砂围堰这种梯形柔性荷载作用下的软土地基破坏分区展开讨论。本文提出新的滑裂面和破坏分区如图 3 所示。

图 3 中的潜在滑裂面 CJDF (CKEG) 由三段组成, 其中 CJ、DF 段为直线, JD 段为弧线。临界破坏状态下的地基被划为 3 个区域: I 主动区、II 过渡区、III 被动区。

I 区 (ΔCJK) 的划分主要考虑到三点: ①由于接触面 AB 是柔性变形, 从位移矢量方向看, AC 和 BC 以下的土体分别同时向下和向外 (水平) 位移, 都有离开中心线的趋势, 也就是说中心线附近很窄范围内的土体 CJK 趋于主动状态; ②试验中, 确实在 CJK 内出现了竖向的拉裂缝, 表明 CJK 的土体确实处于主动状态。

参考普朗德尔地基承载力理论中主动区的定义, 假定在地基中轴线位置有一挡土墙, 两侧土体发生离开挡土墙的移动, 挡土墙上所受土压力由静止土压力转为主动土压力, 因此视 I 区为主动区。 ΔCJK 的 C 点位于围堰与地基接触面的中心点, 水平线段 JK 的位置大概是地基中部数量裂缝出现的初始位置, 线段长

度还有待进一步研究。

II 区（*CJDA*和*CKEB*）为过渡区，III 区（ ΔADF 和 ΔBEG ）为被动区，这二区的划分原理与普朗德尔和太沙基地基承载力理论相同。

4 数值模拟分析

为检验上述柔性荷载作用下软土地基破坏分区的合理性，借用有限元软件（Abaqus）对模型试验的原型进行数值模拟。建立平面应变模型，地基与围堰的模拟皆选用理想弹塑性模型，土工膜袋的模拟用线弹性模型，材料参数取值如表 1 所示。

表 1 数值模拟材料参数

Table 1 Material parameters of numerical simulation						
材料	E /MPa	n	c /kPa	j	g /(kN·m ⁻³)	EA /(kN·m ⁻¹)
围堰	10	0.3	10	20	20	—
地基	2	0.35	5	2	6.8(g')	—
膜袋	70	0.3	—	—	—	140

数值模拟中围堰截面几何形状及尺寸与模型试验对应的原型相同，围堰顶宽 5 m，底宽 15 m，高 2.5 m，坡度 1/2。为了避免模型试验中可能出现的边界效应，地基截面尺寸长度方向取 9 倍于围堰底部宽度，深度取 8 倍于围堰高度。数值模拟得到的位移矢量图和等效塑性应变结果如图 5 所示。

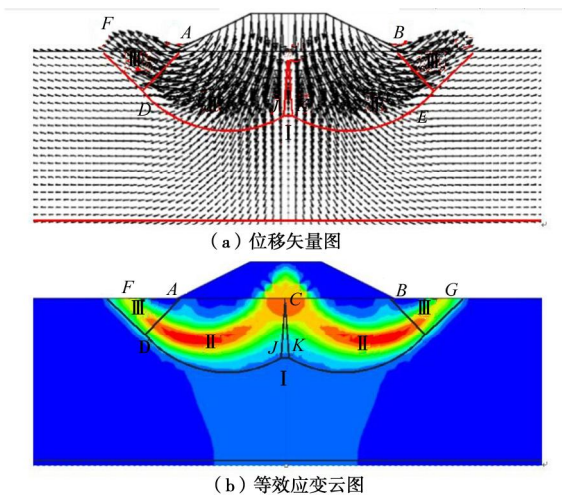


图 5 数值模拟软土地基破坏分区

Fig. 5 Slip surface and failure zones obtained by numerical simulation

由图 5 所示，本文提出的地基破坏分区与数值模拟得到的结果基本吻合。模型试验中地基中部出现竖向裂缝所划分的 I 区（ ΔCJK ）的深度与数值模拟结果基本一致，但宽度还有待进一步确定。根据围堰坡脚裂缝和地基表面最大隆起位置确定的 III 区（ ΔADF 和 ΔBEG ）也与数值模拟结果差别不大。

据此可认为，数值模拟的结果从一定程度上佐证

了本文提出的潜在滑裂面形态和地基破坏分区具有较好的准确性和合理性。

5 结 论

本文针对膜袋砂围堰下软土地基的变形与破坏分区问题，进行了室内模型试验和数值模拟分析，得到主要结论如下：

（1）膜袋砂围堰作为一种典型的柔性荷载，其作用下地基的变形与破坏形态，与刚性基础下地基的变形与破坏形态有显著的区别。

（2）柔性荷载作用下地基的破坏分区与传统地基承载力理论中刚性基础下土体的破坏分区有显著的区别，区别主要体现在中间线的主动区宽度较窄、深度较大，是一个正三角形，而不是传统地基承载力理论中的倒三角形。

参考文献：

[1] MATSUOKA H, LIU S. New earth reinforcement method by soilbags (Donow)[J]. Soils and Foundations, 2003, 43(6): 173 - 188.

[2] 白福青, 刘斯宏, 王艳巧. 土工袋加固原理与极限强度的分析研究[J]. 岩土力学, 2010, 31(增刊 1): 172 - 176. (BAI Fu-qing, LIU Si-hong, WANG Yan-qiao. Research on reinforcement mechanism and failure strength of soilbags[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(S1): 172 - 176. (in Chinese))

[3] LESHCHINSKY D, MARCOZZI G F. Bearing capacity of shallow foundations: rigid versus flexible models[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1990, 116(11): 1750 - 1756.

[4] MURAMATSU D, ZHANG F, SHAHIN H M. Numerical simulation on bearing capacity of soilbag-reinforced ground considering finite deformation[J]. Jiban Kogaku Janaru, 2007, 2(1): 11 - 23.

[5] 高峰. 滨海软基上膜袋围堰稳定性分析及沉降预测研究[J]. 岩土力学, 2010, 31(4): 1233 - 1237. (GAO Feng. Analysis of stability and settlement prediction of cofferdam with geotextile bags on seaside soft foundation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(4): 1233 - 1237. (in Chinese))

[6] 陈凌伟. 软基上大砂袋围堰的变形与失稳模式研究[D]. 广州: 华南理工大学, 2016. (CHEN Ling-wei. Deformation and failure mode of the large-scale geotextile sand container cofferdam on soft foundation[D]. Guangzhou: South China University of Technology, 2016. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE2017S2013

下挖增层桩顶约束对基桩屈曲稳定临界荷载影响分析

单华峰^{1, 2}, 夏唐代², 俞峰³, 胡军华²

(1. 台州学院滨海环境与岩土工程研究所, 浙江 台州 318000; 2. 浙江大学滨海和城市岩土工程研究中心, 浙江 杭州 310058;

3. 浙江理工大学建筑工程学院, 浙江 杭州 310018)

摘 要:以浙江饭店地下车库扩建工程为背景, 假定桩顶约束不同, 从而得到相应的挠曲变形函数。之后, 结合 Winkler 弹性地基梁理论建立桩-土体系总势能方程, 利用最小势能原理, 求得既有建筑下挖增层改造工况下, 不同桩顶约束时, 桩基础的屈曲稳定临界荷载表达式。在此基础上, 分析了桩顶约束对桩基础屈曲稳定临界荷载的影响。得知: 随着半波数的增加, 桩基础的屈曲稳定临界荷载逐渐收敛, 桩顶固定收敛速度最快, 铰接次之, 弹性嵌固最慢; 不同的桩顶约束对桩基础屈曲稳定临界荷载比影响不同, 在同一开挖深度下, 桩顶固定时, 临界荷载比最大, 弹性嵌固次之, 铰接最小; 随着开挖深度的增加, 桩顶固定时的临界荷载比缓慢减小, 而桩顶嵌固及铰接时的临界荷载比急剧降低。

关键词:地下室增层; 开挖; 桩顶约束; 屈曲稳定

中图分类号: TU473

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)S2-0049-04

作者简介:单华峰(1987-), 男, 博士, 讲师, 从事桩基础设计理论及其应用等方面的研究。E-mail: shanhf@zju.edu.cn。

Critical buckling capacity of piles with different pile-head constraints for excavation beneath existing foundation

SHAN Hua-feng^{1, 2}, XIA Tang-dai², YU Feng³, HU Jun-hua²

(1. Institute of Coastal Environment and Geotechnical Engineering, Taizhou University, Taizhou 318000, China; 2. Institute of Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 3. School of Civil Engineering and Architecture, Zhejiang Sci-Tech University, Hangzhou 310018, China)

Abstract: The constraint conditions at pile head are assumed based on the case of Zhejiang Hotel Expansion Project, and then the deflection functions under different constraint conditions of pile tip and top are introduced. The total potential energy of pile-soil system is established based on the Winkler's elastic beam theory. The expressions for the critical buckling capacity pile foundation under different constraint conditions are deduced by using the minimum potential energy principle. On this basis, the influence factors for the critical buckling capacity of pile foundation under different constraint conditions are analyzed. It is shown that the critical buckling capacity of pile foundation converges with the increase in the half-wave number. The convergence rate of the fixed pile head is the fastest, that of the hinge takes second place and that of the fixed with sway is the slowest. The constraint conditions at pile head affect the critical buckling capacity. The ratio of the critical buckling capacity of fixed pile head is the largest, that fixed with sway takes the second place and that of the hinge is the smallest at the same excavation depth. The ratio of critical buckling capacity of fixed pile head decreases slowly with the increasing excavation depth. However, the ratios the hinge and fixed with sway at pile head decrease rapidly.

Key words: floor-addition of basement; excavation; constraint of pile head; buckling stability

0 引 言

相比于桩基沉降及承载力问题, 桩基屈曲问题研究起步较晚。直到 20 世纪 20 年代, 国外部分学者才开始研究桩基屈曲稳定问题, 并认为软土地基中普通尺寸的桩基础不会发生屈曲失稳。随着施工技术的不断提高, 长桩及超长桩的应用, 基桩屈曲问题也随之而来。此时, 国内外学者对基桩屈曲问题进行了大量的研究。如 Reddy 等^[1]通过室内模型试验证明基桩存

在屈曲失稳现象; Lee 等^[2]建立了基桩屈曲失稳能量控制方程; 朱大同^[3]结合里兹法获得了桥梁桩基稳定计算长度表达式; 赵明华等^[4]及邹新军等^[5]认为一般情况下, 可不考虑基桩自重及桩侧摩阻力对基桩屈曲失稳问题的影响。

以上研究都是基于桩身入土深度不变。然而, 在

基金项目: 国家自然科学基金项目 (41472284, 51378463)

收稿日期: 2017-08-02

表 1 土层的物理力学性质
Table 1 Physical and mechanical parameters of soils

层号	名称	层厚 /m	重度 /(kN·m ⁻³)	固结快剪试验		压缩模量 /MPa	泊松比
				黏聚力/kPa	内摩擦角/(°)		
① ₂	素填土	5.1	17.7	9.0	12.0	20.0	0.35
③ ₂	淤泥质粉质黏土	11.5	17.9	11.2	19.5	17.5	0.35
③ ₃	淤泥质黏土	6.0	17.1	19.6	7.0	15.0	0.35
④ ₃	黏土	5.0	19.0	37.0	14.5	36.5	0.35
⑤	粉质黏土	5.0	18.9	35.0	16.0	35.0	0.35
⑥ ₁	黏土	5.4	18.0	52.5	9.0	22.5	0.35
⑧ ₂	强风化安山岩	—	22.0	450.0	53.0	75.0	0.25

既有建筑下挖增层改造过程中,随着桩周土层的开挖,土体对桩的约束逐渐减小,基桩可能发生屈曲失稳。单华峰等^[6-7]基于给定基桩两端约束的情况下,对该问题进行了相关研究,得出基桩屈曲稳定临界荷载随着开挖深度的增大而急剧减小。但尚未讨论在该工况下,基桩两端约束不同对基桩屈曲稳定临界荷载的影响。而赵明华^[8-9]、Gabr 等^[10]认为基桩两端约束不同会对基桩屈曲稳定临界荷载产生一定的影响。因此,本文以浙江饭店地下车库扩建工程为背景,研究半波数,桩顶约束及开挖深度对桩基础临界荷载的影响。

1 工程背景

浙江饭店位于杭州市凤起路与延安路交叉口的西南角,主楼 10~12 层,附楼为 4 层,1 层地下室,埋深约为 5.1 m,其场地土层的物理力学性质如表 1 所示。该工程采用桩筏基础,其中,桩径为 0.6~0.9 m,桩长为 34~40 m。

为满足客户的停车需求,同时创造更大的经济效益,业主决定在现有一层地下室下方再扩建一层,预计开挖深度为 5 m。由于浙江饭店周边既有管线、建筑物密集,该工程风险较高,因此,方案设计阶段历时较长。而待设计完成后,邻近位置的杭州地铁 2 号线盾构隧道先期开工,致使扩建工程目前暂未开工。

2 模型建立

本文假设浙江饭店地下车库扩建工程中既有桩的桩端约束为固定^[6]。在现场施工过程中,通过浇筑承台将桩基础连接成整体共同承担上部结构的荷载。承台与桩基础之间的约束很难做到理想中的固定支座,而基桩两端约束不同对应不同的挠曲函数,从而对基桩的屈曲稳定临界荷载将带来一定的影响。因此,本文将分析不同桩顶约束对桩基础屈曲稳定临界荷载的影响。

2.1 屈曲分析

本文采用 Winkler 弹簧来模拟桩与桩周土层之间的相互作用,地基反力 $q(x)$ 为

$$q(x) = kyb_0 = m(h - x)yb_0 \quad (0 \leq x \leq h), \quad (1)$$

式中, k 为地基反力系数, y 为桩身挠曲变形函数,如表 2 所示^[8-9], b_0 为计算宽度, m 为系数。

表 2 基桩两端不同约束情况的挠曲变形函数表

Table 2 Deflection functions under different boundary conditions between pile tip and top

桩顶约束	挠曲函数表达式
铰接	$y = \sum_{i=1}^n c_i \left[\cos\left(\frac{2i+1}{2l}\pi x\right) - \cos\left(\frac{2i-1}{2l}\pi x\right) \right]$
弹性嵌固	$y = \sum_{i=1}^n c_i \left[1 - \cos\left(\frac{i}{l}\pi x\right) \right]$
固定	$y = \sum_{i=1}^n c_i \left[1 - \cos\left(\frac{2(2i-1)}{l}\pi x\right) \right]$

注: c_i 为挠曲函数第 i 项的待定系数。

本文采用规范^[11]推荐的经验公式来计算 m 值:

$$m = \frac{0.2j^2 - j + c}{v_b}, \quad (2)$$

式中, φ 为土体内摩擦角, c 为土体黏聚力, v_b 为水平位移。本工程场地为成层土,根据陈永辉等^[12]建议 m 值可取不同土层的层厚加权平均值。

2.2 屈曲能量控制方程

文献[4, 5]认为桩身自重,桩侧摩阻力对基桩屈曲稳定临界荷载影响不大,可忽略不计。单华峰等^[7]分析了下挖增层改造过程对托换桩屈曲稳定临界荷载的影响,认为桩侧摩阻力及桩身自重对托换桩基础的屈曲稳定临界荷载影响不明显。因此,本文在建立基桩屈曲能量方程时不考虑桩侧摩阻力引起的荷载势能 V_f 及基桩自重势能 V_g 。则基桩屈曲能量控制方程为

$$P = U_p + U_s + V_p \quad (3)$$

桩身应变能 U_p 为

$$U_p = \frac{EI}{2} \int_0^l (y'')^2 dx \quad (4)$$

式中, EI 为基桩的抗弯刚度, l 为桩长。

桩侧土层的应变能 U_s 为

$$U_s = \frac{1}{2} \int_0^h q(x) y dx \quad , \quad (5)$$

式中, h 为基桩的入土深度。

桩顶荷载势能 V_p 为

$$V_p = -\frac{P}{2} \int_0^l (y')^2 dx \quad , \quad (6)$$

式中, P 为桩顶荷载。

综上所述, 基桩屈曲能量控制方程为

$$P = \frac{EI}{2} \int_0^l (y'')^2 dx + \frac{mb_0}{2} \int_0^h (h-x)y^2 dx - \frac{P}{2} \int_0^l (y')^2 dx \quad (7)$$

由最小势能原理可知

$$\frac{\partial P}{\partial c_i} = 0 \quad (i=1, 2, 3, \dots) \quad (8)$$

将式 (8) 展开, 即为 n 个方程求 n 个未知数。

为使式 (8) 有非零解, 要求其系数行列式等于零, 即

$$D = \begin{vmatrix} a_{11} - x & a_{12} & \mathbf{L} & a_{1n} \\ a_{21} & a_{22} - x & \mathbf{L} & a_{2n} \\ \mathbf{M} & \mathbf{M} & \mathbf{M} & \mathbf{M} \\ a_{n1} & a_{n2} & \mathbf{L} & a_{nn} - x \end{vmatrix} = 0 \quad (9)$$

式 (9) 即为既有建筑下挖增层改造工况下桩基础屈曲稳定的特征方程。取行列式 D 的最小正根, 则基桩屈曲稳定临界荷载 P_{cr} 为

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l^2} x_{\min} \quad (10)$$

结合表 2 所推荐的不同约束情况下基桩的挠曲函数, 按照上述计算方法即可获得不同约束情况下基桩的屈曲稳定临界荷载 P_{cr} 。

3 参数分析

在浙江饭店地下车库扩建工程中, 既有桩的桩长为 34 m, 桩径为 0.9 m, 嵌岩深度为 1.1 m, 桩顶荷载承载力特征值为 4330 kN。

3.1 半波数

图 1 为开挖深度为 1.6 m 时的浙江饭店地下车库扩建工程半波数 n 与临界荷载比 a_n (半波数为 n 时的临界荷载与收敛时的临界荷载之比) 的关系图。由图 1 可知, 在同一开挖深度下, 随着半波数 n 的增大, 不同桩顶约束情况下, 既有桩的临界荷载比 a_n 急剧收敛; 对比不同的桩顶约束情况, 可知桩顶固定收敛速度最快, 铰接次之, 弹性嵌固最慢, 其原因可能与桩顶约束强度有关。

在浙江饭店地下车库扩建工程中, 当半波数 n 达到 39 时, 不同开挖深度及桩顶约束情况下, 既有桩的屈曲稳定临界荷载都已收敛。

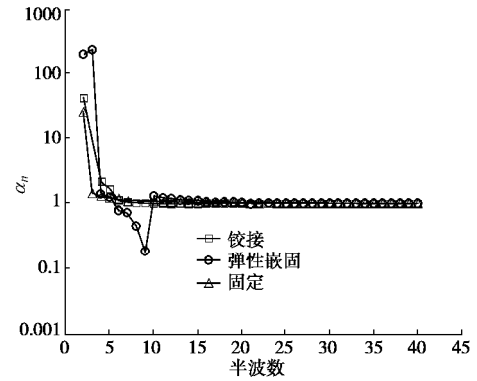


图 1 不同桩顶约束下半波数对屈曲临界荷载比的影响

Fig. 1 Effect of half-wave number on ratio of critical load under different pile-head constraints

3.2 桩顶约束

本节分析了不同桩顶约束对桩基础屈曲稳定临界荷载的影响, 如图 2 所示。图中 a_c 为在同一开挖深度下, 不同桩顶约束时的屈曲稳定临界荷载与桩顶弹性嵌固时的屈曲临界荷载之比, 因此, 桩顶约束为弹性嵌固时, $a_c = 1$ 。由图可知, 在同一开挖深度下, 不同的桩顶约束对应着不同的临界荷载比 a_c , 桩顶固定时, a_c 最大, 桩顶弹性嵌固, a_c 次之, 桩顶铰接, a_c 最小, 其原因可能是和桩顶约束强度有关; 随着开挖深度的增大, 桩顶固定时的临界荷载比 a_c 急剧增大, 而桩顶铰接时的临界荷载比 a_c 则在缓慢降低。因此, 在实际施工过程中, 应将桩顶约束做成固定的形式。

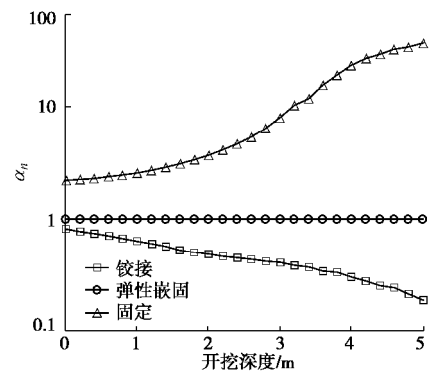


图 2 不同开挖深度下不同桩顶约束对临界荷载比的影响

Fig. 2 Effect by the ratio of critical load with different constraint condition at pile head under different excavation depth

3.3 开挖深度

本节分析不同开挖深度对基桩屈曲稳定临界荷载的影响, 如图 3 所示。图中 a_{10} 定义为不同开挖深度下的屈曲稳定临界荷载与尚未开挖时的屈曲稳定临界荷载之比。由图可知, 随着开挖深度的增加, 相应的临界荷载比 a_{10} 也随之降低, 但降低的幅度各不相同, 桩顶固定时的临界荷载比 a_{10} 降低最小, 而桩顶弹性嵌固及铰接时的临界荷载比 a_{10} 随开挖深度急剧降低。在浙江饭店地下车库扩建工程中, 当开挖深度小

于一定深度(约 3.5 m)时,弹性嵌固时的临界荷载比 a_{10} 大于桩顶铰接时的临界荷载比 a_{10} ;而当开挖深度超过该深度时,情况则相反。

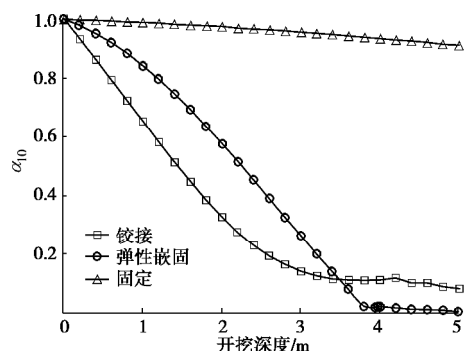


图3 不同桩顶约束时开挖深度对临界荷载比的影响

Fig. 3 Effect of different excavation depths on ratio of critical load under different constraint conditions at pile head

4 结 论

(1) 结合 Winkler 弹性地基梁理论建立了不同桩顶约束时的桩-土体系总势能方程,利用最小势能原理,导得不同桩顶约束情况下,既有建筑下挖增层改造工程中桩基础的屈曲稳定临界荷载表达式。

(2) 随着半波数 n 的增加,桩基础的屈曲稳定临界荷载急剧收敛,桩顶固定收敛速度最快,铰接次之,弹性嵌固最慢;不同的桩顶约束对桩基础屈曲稳定临界荷载比影响不同;随着开挖深度的增加,桩顶固定时的临界荷载比缓慢减小,而桩顶嵌固及铰接时的临界荷载比急剧降低。

参考文献:

- [1] REDDY A S, VALSANGKAR A J. Buckling of fully and partially embedded piles[J]. Journal of Soil and Mechanics and Foundation Division, ASCE, 1970, **96**(6): 1951 - 1965.
- [2] LEE K L. Buckling of partially embedded piles in sand[J]. Journal of Soil and Mechanics and Foundation Division, 1968, **94**(1): 255 - 270.
- [3] 朱大同. 端部嵌固桩的计算长度[J]. 铁路标准设计通讯, 1974(5): 27 - 29. (ZHU Da-tong. Calculation length of piles fixed in both sides[J]. News Report in Railway Standard Design, 1974(5): 27 - 29. (in Chinese))
- [4] 赵明华, 王季柏. 基桩计入摩阻力的屈曲分析[J]. 岩土工程学报, 1996, **18**(3): 87 - 90. (ZHAO Ming-hua, WANG Ji-bai. Buckling analysis of piles with side resistance considered[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1996, **18**(3): 87 - 90. (in Chinese))
- [5] 邹新军, 赵明华, 刘光栋. 复杂地基反力模式下高承台嵌岩灌注桩的屈曲稳定分析[J]. 岩土力学, 2008, **29**(4): 963 - 967. (ZOU Xin-jun, ZHAO Ming-hua, LIU Guang-dong. Buckling analysis of cast-in-situ rock-socketed piles with highrise pile cap under complicated subgrade reaction modulus[J]. Rock and Mechanics, 2008, **29**(4): 963 - 967. (in Chinese))
- [6] 单华峰, 夏唐代, 胡军华, 等. 既有建筑物地下室增层开挖桩基屈曲稳定研究[J]. 岩土力学, 2015, **36**(增刊 2): 507 - 512. (SHAN Hua-feng, XIA Tang-dai, HU Jun-hua, et al. Buckling analysis of pile foundation for excavation beneath the basement of existing building[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(S2): 507 - 512. (in Chinese))
- [7] 单华峰, 夏唐代, 俞 峰, 等. 地下增层开挖托换桩的屈曲稳定临界荷载分析[J]. 浙江大学学报(工学版), 2016, **50**(8): 1425 - 1430. (SHAN Hua-feng, XIA Tang-dai, YU Feng, et al. Buckling stability analysis on critical load of underpinning pile for excavation beneath existing building[J]. Journal of Zhejiang University (Engineering Science), 2016, **50**(8): 1425 - 1430. (in Chinese))
- [8] 赵明华. 桥梁基桩稳定计算长度[J]. 工程力学, 1987, **4**(1): 94 - 105. (ZHAO Ming-hua. Buckling equivalent length of piles[J]. Engineering Mechanics, 1987, **4**(1): 94 - 105. (in Chinese))
- [9] 赵明华. 桥梁桩基的屈曲分析及试验[J]. 中国公路学报, 1990, **3**(4): 47 - 57. (ZHAO Ming-hua. Buckling analysis and tests of bridge piles[J]. China Journal of Highway and Transport, 1990, **3**(4): 47 - 57. (in Chinese))
- [10] GABR M A, WANG J J, ZHAO M. Buckling of piles with general power distribution of lateral subgrade reaction [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1997, **123**(2): 123 - 130.
- [11] 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 excavation[S]. 2012. (in Chinese))
- [12] 陈永辉, 王新泉, 刘汉龙. 基于尖点突变理论的 Y 型桩屈曲临界荷载分析[J]. 工程力学, 2009, **26**(4): 119 - 127. (CHEN Yong-hui, WANG Xin-quan, LIU Han-long. Buckling critical load analysis of Y style vibro-pile based on cusp catastrophe theory[J]. Engineering Mechanics, 2009, **26**(4): 119 - 127. (in Chinese))

(本文责编 孙振远)

DOI: 10.11779/CJGE2017S2014

基于 3D 建模的海底管道在位稳定分析

熊春宝¹, 李志^{*1}, 孙 轩², 翟京生³

(1. 天津大学土木系, 天津 300350; 2. 南开大学周恩来政府管理学院, 天津 300350; 3. 天津大学海洋科学与技术学院, 天津 300350)

摘 要: 由于海流冲刷等影响, 软土海床上的海底管道存在大量裸露甚至悬空, 易导致海底管道存在安全稳定风险。基于传统的海底管道检测方法不能全面、精细地反映海底管道的状态信息, 无法准确判断海底管道的安全状态。因此, 提出一种基于多源数据融合的在役海底管道 3D 建模方法。该方法通过声波探测技术获取海底管道数据信息, 融合含有海底管道状态的多源数据信息, 提取识别海底管道及其空间坐标信息, 以胜利油田海底输油管道为研究对象, 建立海底管道 3D 模型, 实现海底管道 3D 可视化精细表达, 确定海底管道空间位置状态; 并对海床上处于不同位置状态下非掩埋管道的安全裸露长度的进行分析计算, 结合 3D 精细模型分析得到在役海底管道的实时安全稳定状态。

关键词: 海底管道检测; 多源数据; 稳定分析; 3D 建模; 软弱海床

中图分类号: TU447 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)S2-0053-04

作者简介: 熊春宝(1964-), 男, 教授, 博士生导师, 主要从事海底管道等结构健康监测方面的研究。E-mail: luhai_tj@126.com。

Stability analysis of submarine pipelines based on 3D model reconstruction

XIONG Chun-bao¹, LI Zhi¹, SUN Xuan², ZHAI Jing-sheng³

(1. Department of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300350, China; 2. Zhou Enlai School of Government, Nankai University, Tianjin 300350, China; 3. School of Marine Science and Technology, Tianjin University, Tianjin 300350, China)

Abstract: Due to the scouring of bottom turbulent currents, the submarine pipelines on the soft seabed become exposed or unsupported so that they will be instable. The conventional methods for inspecting the submarine pipelines are inadequate and unprecise to reveal the actual status of submarine pipelines. It makes it difficult to analyze the safety of the pipelines. Therefore, a new method for inspecting the status of submarine pipelines is proposed to obtain their precise status information, where the surveying data collected by side-scan sonar, sub-bottom profiler and multi-beam bathymetric systems are integrated together to make precise visual 3D models and to determine the spatial position information of the submarine pipelines. Based on the precise visual 3D models and the spatial position information, the stability analysis is then conducted on the 3D models to evaluate the reliability of the pipelines at different parts.

Key words: submarine pipeline inspection; multi-source data; stability analysis; 3D model reconstruction; soft seabed

0 引 言

随着中国海洋油气资源的开发和利用, 海底管道的建设及运营发挥着至关重要的作用, 由于海底管道服役环境恶劣, 海床常年遭受到波浪、海流冲刷等作用, 容易导致海底管道出现裸露甚至悬空状态^[1], 严重威胁海上油气生产安全。

为得到海底管道实际状态信息, 需进行海底管道的安全检测, 其中基于声波探测技术的侧扫声纳系统 (SSS)、多波束测深系统 (MBS) 及浅层剖面仪 (SBP) 已广泛应用于海底管道等检测中。由于 SSS 的拖曳式作业方式, 其侧扫范围宽、工作效率高且具有较高分辨率, 常被用以探测海底管道的走向及位置状态, 但其位置精度较差, 无法准确获取海底管道空间位置信

息; MBS 在获取海底管道位置信息的同时, 还可获取水深信息及海床地貌图像信息, 其图像位置精度较高, 但分辨率较低^[2]; 针对掩埋段管道, SSS 及 MBS 均无法对其进行实时检测, 而 SBP 能够实现掩埋管道高程信息的获取, 但 SBP 一次仅能获取一个管道断面信息, 无法实现海底管道的全分布式快速检测。此外, 传统海底管道状态检测中, 多波束声图及浅层剖面仪声图存在大量检测盲点, 无法全面反映出海底管道信息。因此, 对基于以上三者获取的海底管道状态数据

基金项目: 国家重点研发计划项目 (2016YFC1401203); 中央高校基本科研业务费专项资金项目 (NKZXB1483)

收稿日期: 2017-08-02

*通讯作者 (E-mail: rangolee@tju.edu.cn)

信息进行融合,可丰富单源数据信息量并提高数据精细度,还可改善声图的位置精度,提高海底管道反映的准确度。其次,在海底管道安全方面,一些学者对海底管道安全设计方面做了大量研究^[3],然而多数是以室内试验及理论分析为主,由于管道服役环境的复杂性及长期性,在役海底管道难以长期满足理想的设计条件^[4],因此亟需采用合适的方法对在役海底管道安全状态进行检测及分析。

本文基于 SSS、MBS 及 SBP 对海底管道实时检测,多方面获取海底管道状态信息,提取海底管道特征及空间位置信息,采用几何匹配算法对海底管道进行 3D 模型重构,以获取连续、精细化的海底管道状态信息,实现海底管道的 3D 可视化表达。以东营胜利油田海底管道为研究对象,针对东营港海域实际海况,进一步对不同位置状态下的在役海底管道进行安全分析。

1 海底管道 3D 建模

基于声学探测技术对海底管道进行多方面检测,结合 3D 重建建模技术实现在役海底管道的 3D 模型建立,具体流程:①联合 SSS-MBS-SBP 对目标管道进行检测,多方面获取海底管道状态信息数据;②对声图进行预处理,提取并识别管道特征,获取管道空间位置信息;③融合管道多源数据信息,得到统一空间坐标系下的管道完整的空间位置数据,完成管道原型的数字化测量;④利用 3D 模型重构技术,重构海底管道 3D 模型,实现检测成果的 3D 精细化表达。

1.1 数据采集及预处理

因受环境及检测过程中稳定因素的影响较大,基于声学检测的海底管道图像伴有较强的噪声干扰,因此在提取管道特征之前,需对声图进行预处理,以降低声图噪声,获得更好的提取结果。MBS 是由多传感器组成的综合性测深系统,除受自身系统误差影响外还受声速、姿态、安装偏角等误差影响,测深数据中存在大量的异常值,因此,需对其采集数据进行滤除,以提升数据结果的精度及成果表达^[5]。此外,由于海底地形影响,SBP 检测时易出现地层偏移现象,因此需对其声图进行预处理以避免在管道特征识别时出现假象及失真^[6]。

1.2 管道 3D 建模

(1) 管道特征提取及识别

图像的边缘信息携带着图像的大部分信息,能表达出完整的图像轮廓,边缘检测能够有效地提取出图像中所携带的目标信息。SSS 海底管道声图中,管道图像表现为明显的线状特征,为提取 SSS 声图中海底

管道特征,采用 Kirsch 算子^[7],通过使用 8 个模图中提取管道特征。采用 Snake 算法^[8],以管道连续性及曲率特征为参数,连接管道特征片段,从而识别出声图中完整的管道线路。

(2) 三维坐标的统一

通过对声图像素坐标与实际坐标进行标定,沿管道路线上的脊点空间坐标与声图像素坐标之间的关系为

$$\begin{cases} C_x(rp) = C_{x0} + Pix_x(rp) \cdot \text{scale}(A) \\ C_y(rp) = C_{y0} + Pix_y(rp) \cdot \text{scale}(A) \\ C_z(rp) = HB(rp) + \text{ReH}(rp) \cdot \text{scale}(A) \end{cases} \quad (1)$$

式中, $(C_x(rp), C_y(rp))$, $C_z(rp)$ 为管道脊点空间坐标; $(Pix_x(rp), Pix_y(rp))$ 为对应脊点在声图中像素点的水平坐标; $\text{ReH}(rp)$ 为浅层剖面仪声图中对应管道脊点相对海底平面的高程坐标,当管道处于裸露状态下, $\text{ReH}(rp)=0$,当管道处于掩埋状态下, $\text{ReH}(rp)$ 值可直接通过浅层剖面仪声图坐标获取; (C_{x0}, C_{y0}) 为声图左上角的像素点起始坐标; $HB(rp)$ 为多波束声图中对应管道脊点的高程坐标; $\text{scale}(A)$ 为声图像素点坐标与实际坐标的比例尺度。

(3) 管道 3D 模型建立

基于以上海底管道 3D 空间坐标的计算,通过 B 样条曲线重构得到平滑脊线曲线:

$$C(rp(t)) = \sum_{i=0}^n C(rp_i) \cdot F_{i,n}(t) \quad , \quad (2)$$

$$F_{i,n}(t) = \frac{1}{n!} \sum_{j=0}^{n-i} (-1)^j C_{n+1}^j (t+n-i-j)^n \quad , \quad (3)$$

式中, $C(rp(t))$ 为管道脊线坐标曲线,参数 $t \in (0,1)$, $C(rp_i)$ 为沿管道脊线上的已获取的脊点坐标, $F_{i,n}(t)$ 为 B 样条基函数。海底管道模型建立过程中,管道中心线的生成是建模的关键。通过 B 样条曲线重构建立管道脊线曲线,获取管道中心线坐标:

$$\begin{cases} C_x(P) = C_x(rp) \\ C_y(P) = C_y(rp) \\ C_z(P) = C_z(rp) - D/2 \end{cases} \quad (4)$$

式中 $(C_x(rp), C_y(rp), C_z(rp))$ 为管道脊点水平及竖直坐标; $(C_x(P), C_y(P), C_z(P))$ 为管道中心线上对应点 P 的水平及竖直坐标; D 为管道直径。基于管道中心线坐标,结合三角网格划分方法建立连续、精细化的海底管道 3D 模型。

1.3 管道状态安全分析

随着波浪和海流引起的环境流体动力载荷的长期作用,导致管道的附加沉降,此时管道产生侧向位移的同时管道下方的土体发生侧向隆起,使得土体对管道的侧向阻力不仅包含库仑摩擦阻力,还包括土体的主动抗力^[9-10]:

$$P=N\left(0.3+\frac{2(w/D)_{init}}{(N_{max}/N)}\right)。(5)$$

式中 z 为管道初始埋深; N_{max} 为土体竖向最大抗力, $N_{max}=a(w/D)^b s_u D$, s_u 为土体不排水抗剪强度, $s_u=s_0+kw$; a , b 为与管道与土接触面的粗糙程度以及土体不排水抗剪强度有关的参数, 当 $w/D<0.5$ 时, $a=4.44$, $b=0.17$, 当 $w/D>0.5$ 时, $a=4.62$, $b=0.21$ 。

将置于海床上的裸露管道段简化为两端简支的弹性梁模型, 设管道轴向方向为 x 轴, 则受波流联合作用下, 根据管道微分控制方程, 海底裸置管道在波流作用下跨中最大内应力:

$$s_{max}=\frac{(Q-P)l^2 D}{16I},(6)$$

式中, Q 为单位管道受到的水动力, $Q=F_D+F_I$; P 为土体侧向抗力; l 为裸露段管道长度; I 为管道截面惯性矩; D 为管道直径。

判断海管失效的准则有: ①刚度失效准则, $|y_{max}|\leq[y]$, 按照 DNV 规范, $[y]=0.4\%l$; ②强度失效准则: $|s_{max}|\leq[s]$, 其中 $[s]$ 为容许应力。

2 应用实例

本次以渤海域东营港胜利油田海底管道为检测对象, 被检测海域平均水深 h 约 13 m。通过高分辨率侧扫声纳及浅地层剖面记录, 该海域海底为高含水率的软弱土层, 表层土抗剪强度低于 3 kPa^[11]。年内 (3 月—12 月) 浪高 2.6~5.8 m, 周期 5.6~9 s^[12], 最大海流流速 $u_y=0.5$ m/s, 管材参数见表 1。

表 1 管材参数

Table 1 Parameters of pipelines

D/m	E/Pa	I/m^4	$W/(N\cdot m^{-1})$	$[s]/Pa$
0.245	2.07×10^{11}	6.21×10^{-5}	959.44	3.19×10^8

试验采用 Sonic2024 多波束测深仪、Edge-Tech 4200FS 侧扫声纳、SES-2000 浅层剖面仪。为获取精细化、高质量的管道状态信息数据, 在进行海底管道数据采集之前。试验采用双探头 MBS 检测方法, 以获取完整高质量的海底管道点云数据及声图。其次, 针对掩埋管道的数据获取, 为保证管道中心线拟合及模型的精度, SBP 采样间隔不宜过大, 宜取 10~20 m, 本次试验中, 采样间隔取 10 m。结合数据处理获取管道 3D 建模所需的原始数据, 通过对此多源数据进行融合处理, 构建海底管道 3D 模型, 实现海底管道状态的 3D 精细化表达 (图 1)。

当 $N<0$ 时, 管道脱离海床发生浮动, 此时对应得到能够引起管道发生浮动的管道附近波浪水质点速度临界值与管道埋深关系如图 2 所示, 随着管道埋深的

不断加深, 能够引起管道浮动的管道附近水质点临界流速也随之增大, 当管道埋深超过管径的 83%时, 管道附近水质点流速的增加已不能引起管道的上浮。

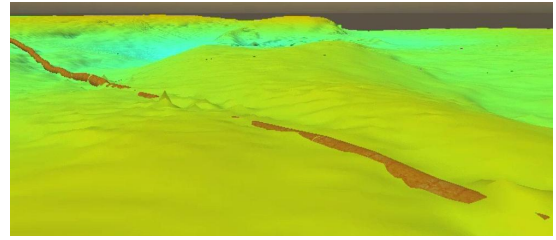


图 1 试验区某海底输油管道 3D 模型

Fig. 1 3D model for submarine oil pipeline in filed

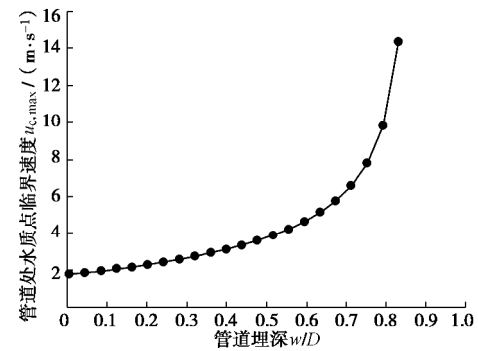


图 2 裸露管道处水质点临界速度与管道埋深关系

Fig. 2 Relation between critical velocity of water at surface of pipelines and buried depth of pipelines

针对年内 (3 月—12 月) 东营港海域海况, 裸露海底管道临界长度随埋深 e 的关系如图 3 所示, 由图 3 可知, 随着管道埋深的不断增加, 管道临界长度也随之增加, 年内浪高均未超过 5.8 m, 此时当管道埋深 $e\geq 0.45$ 时, 管道处于稳定状态, 基于管道 3D 模型调查分析, 该段管道裸露段多数埋深 $e\leq 0.5$, 且裸露长度远大于最大波浪时的裸露管道的临界长度, 因此该段管道处于危险状态。

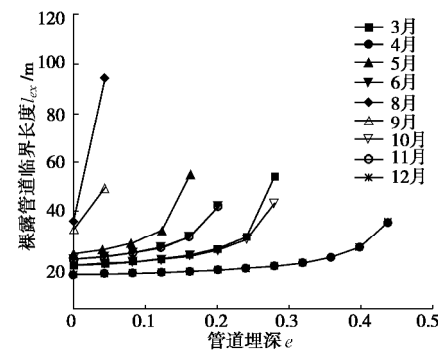


图 3 年内 (3 月—12 月) 裸露管道临界长度与管道埋深关系

Fig. 3 Relation between critical length and buried depth of pipelines

不同埋深程度下, 完全及部分裸露管临界长度随管道附近水质点流速度变化关系见图 4, 由于波浪作

用的影响, 裸露管道临界长度(同一埋深下)随管道附近水质点流速增大而减小, 而随埋深的增加而增加, 因此, 海底管道的位置状态对管道的安全运营起着至关重要的作用。

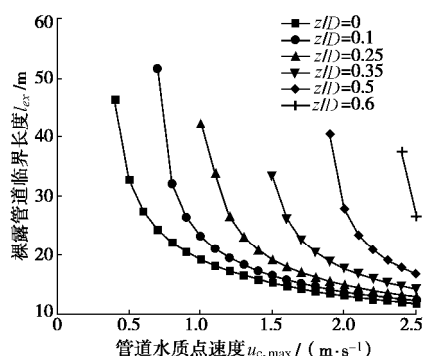


图4 不同埋深下裸露管道临界长度与管道处水质点速度关系

Fig. 4 Relation between critical length of bared pipelines and critical velocity of water at surface of pipelines at different buried depths

3 结 语

传统海底管道安全检测无法全面实时获取管道状态信息, 本文声波探测技术, 以山东胜利油田海底输油管道为试验对象, 联合侧扫声纳(SSS)、多波束系统(MBS)及浅层剖面仪(SBP)对海底管道进行综合检测, 对此多源数据进行融合, 利用图像分析技术, 完整提取海底管道路线及空间坐标信息, 以此建立海底管道3D模型并对其进行安全分析, 与传统海底管道检测方法相比, 利用该方法能够建立海底管道3D精细模型, 能够全面反映海底管道状态信息, 实现海底管道的三维可视化有效表达; 由于波流作用对裸露及悬空管道安全运营影响较大, 易造成管道失稳破坏, 基于海底管道3D精细化模型安全分析, 分析得到在役海底管道的实时安全稳定状态。

参考文献:

- [1] XU J S, LI G X, HORRILLO J, et al. Calculation of maximum allowable free span length and safety assessment of the DF1-1 submarine pipeline[J]. Journal of Ocean University of China, 2010, 9(1): 1 - 10.
- [2] 赵建虎, 王爱学, 郭 军. 多波束与侧扫声呐图像区块信息融合方法研究[J]. 武汉大学学报(信息科学版), 2013, 3: 287 - 290. (ZHAO Jian-hu, WANG Ai-xue, GUO Jun. Study on fusion method of the block image of MBS and SSS[J]. Geomatics and Information Science of Wuhan University, 2013, 3: 287 - 290. (in Chinese))
- [3] TURA F, BRYNDUM M, NIELSEN N. Guidelines for Free Spanning Pipelines: Outstanding Items and Technological Innovations[M]. Aspect'94Springer, 1994: 59 - 76.
- [4] CHENG L, YEOW K, ZHANG Z P, et al. Three-dimensional scour below offshore pipelines in steady currents[J]. Coastal Engineering, 2009, 56(5): 577 - 590.
- [5] YANG F L, LI J B, LIU Z M, et al. Correction for depth biases to shallow water multibeam bathymetric data[J]. China Ocean Engineering, 2013, 27: 245 - 254.
- [6] 刘 臻, 曹立华, 童思友, 等. 高频浅地层剖面技术在海底管道探测中的应用[J]. 海洋地质前沿, 2015(7): 66 - 70. (LIU Zhen, CAO Li-hua, TONG Si-you, et al. Problems of application of high-frequency sub-bottom profiler technology to submarine pipeline inspection[J]. Marine Geology Frontiers, 2015(7): 66 - 70. (in Chinese))
- [7] MAINI R, AGGARWAL H. Study and comparison of various image edge detection techniques[J]. International journal of image processing (IJIP), 2009, 3(1): 1 - 11.
- [8] PAPARI G, PETKOV N. Edge and line oriented contour detection: State of the art[J]. Image and Vision Computing, 2011, 29(2): 79 - 103.
- [9] WHITW D, DINGLE H. The mechanism of steady friction between seabed pipelines and clay soils[J]. Géotechnique, 2011, 61(12): 1035 - 1041.
- [10] AUBENY C P, SHI H, MURFF J D. Collapse loads for a cylinder embedded in trench in cohesive soil[J]. International Journal of Geomechanics, 2005, 5(4): 320 - 325.
- [11] 许国辉, 卫聪聪, 孙永福, 等. 黄河水下三角洲浅表局部扰动地层工程特性与成因[J]. 海洋地质与第四纪地质, 2008, 28(6): 19 - 25. (XU Guo-hui, WEI Cong-cong, SUN Yong-fu, et al. The engineering characteristics of shallow disturbed strata and analysis of their formation on the subaqueous Yellow River delta[J]. Marine Geology Frontiers, 2008, 28(6): 19 - 25. (in Chinese))
- [12] 燕峒胜, 蒲高军, 张建华, 等. 黄河三角洲胜利滩海油区海岸蚀退与防护研究[M]. 黄河水利出版社, 2006. (HUANG Tong-sheng, PU Gao-jun, ZHANG Jian-hua, et al. Study on coastal erosion and protection of the Yellow River delta Shengli oilfields coast[M]. Yellow River Conservancy Press, 2006. (in Chinese))

(本文责编 孙振远)

DOI: 10.11779/CJGE2017S2015

管状 EKG 电化学注浆软基加固室内试验研究

沈 扬^{1,2}, 邱晨辰^{1,2}, 宋顺翔¹, 芮笑曦¹, 施 文¹

(1. 河海大学岩土力学与教育部重点实验室, 江苏 南京 210098; 2. 河海大学江苏省岩土工程技术工程研究中心, 江苏 南京 210098)

摘 要: 为了改善电化学注浆法存在的问题, 寻求适宜的注浆浓度和方式, 利用自主研发的装置前期对管状 EKG 电化学注浆法进行探索, 对比不同注浆浓度电化学注浆效果, 以此为基础重点分析强度和电流两个因素, 探究电化学注浆对真空预压进行二次加固的可行性, 结果表明: ①EKG 管可将真空预压和电化学注浆有机结合, 有效缓解金属电极腐蚀问题; ②电化学注浆效果显著, 必然存在浓度最优值使得注浆效果最好, 电势作为能反映外加电解质溶液后土体内部变化的重要指标应该被重点研究; ③真空-电化学注浆法二次加固土样强度提升明显, 注浆浓度选择应根据土样含水率具体确定, 研究尚需完善, 但能够为真空预压的二次处理方式提供新的研究方向。

关键词: 电化学注浆; 真空预压; 注浆浓度; 管状 EKG

中图分类号: TU 411

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)S2-0057-05

作者简介: 沈 扬(1980-), 男, 浙江杭州人, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事土体静动力学特性和本构理论研究。E-mail: shenyang1998@163.com。

Experimental study on electro-osmosis chemical grouting reinforcement of marine soft clay using tubular EKG

SHEN Yang^{1,2}, QIU Chen-chen^{1,2}, SONG Shun-xiang¹, RUI Xiao-xi¹, SHI Wen¹

(1. Key Laboratory of Geomechanics and Embankment Engineering of Ministry of Education, Hohai University, Nanjing 210098, China;

2. Geotechnical Engineering Research Center of Jiangsu Province, Hohai University, Nanjing 210098, China)

Abstract: In order to improve the problems of the electro-osmosis chemical grouting method, the tests need to be carried out for proper grouting concentration and methods. The electro-osmosis chemical grouting with different grouting concentrations is studied using the tubular EKG in the early period. Furthermore, the density and electricity are studied to verify the feasibility of the second treatment using the vacuum preloading combined with electro-osmosis chemical grouting. It is shown that: (1) The vacuum preloading combined with electro-osmosis can provide a new idea for grouting using the tubular EKG, and the metal corrosion can be avoided effectively. (2) The grouting results are effective. There exists an optimum concentration to make the grouting quality best. Especially, the potential should be studied to express the internal changes of soil after grouting treatment; (3) The strength can be dramatically improved after the treatment using the vacuum preloading combined with electro-osmosis chemical grouting. The grouting concentration should be chosen according to the moisture content. The further studies on the electro-osmosis chemical grouting need to be carried out and a new idea for the second treatment of vacuum preloading is proposed.

Key words: electro-osmosis chemical grouting; vacuum preloading; concentration; tubular EKG

0 引 言

真空预压能大面积快速处理吹填土, 但由于真空度沿深度衰减, 所以施工前需要进行二次处理^[1]; 电化学注浆^[2-3]将电渗排水^[4]和注浆相结合加固土体, 其加固机理通常包括浆液渗透挤压^[5]和生成化学凝胶土体强度。但传统电化学注浆法有金属电极易腐蚀, 注浆不均匀等问题。电动土工合成材料^[6]可以有效缓解在电渗过程中金属电极易腐蚀的问题^[7]。

基于以上分析, 本文在真空预压和传统电化学注

浆的基础上采用武汉谦城环境有限公司的新型管状 EKG 材料作为注浆管, 确定在本次试验方案下最适宜的注浆浓度, 并将电化学注浆用于真空预压二次处理, 重点分析强度和电流, 探究真空-电化学注浆可行性。管状 EKG 能避免试验过程中电极板弯折而影响排水效果。最后针对试验结果为电化学注浆发展以及真空

基金项目: 中央高校基本科研业务费专项资金项目 (2015B17114)

收稿日期: 2017-08-02

预压二次加固方式选择提供参考和进一步研究思路。

1 装置与方法

本试样为典型南京地区黏性土，原状土的基本物理力学性质指标如表 1 所示。

表 1 原状土的基本物理力学指标

Table 1 Basic physical properties of undisturbed soil						
比重	液限 /%	塑限 /%	塑性指数	颗粒组成/%		
				砂粒	粉粒	黏粒
2.75	42.5	24.2	18.3	0	21.4	78.6

管状 EKG 材料实物如图 1 所示，圆管壁厚约 20 mm，内外管壁均匀分布有排水凹槽和直径约为 3 mm 的孔洞；该材料能将排水和注浆较好结合，并可避免试验过程中电极腐蚀。



图 1 管状 EKG
Fig. 1 Tubular EKG

1.1 试验装置

模型槽如图 2 所示，内部尺寸为 200 mm×250 mm×150 mm（长×宽×高），底板阴极侧开有排水孔洞并用橡胶塞密封，如图布置 EKG 管和 PVC 管。

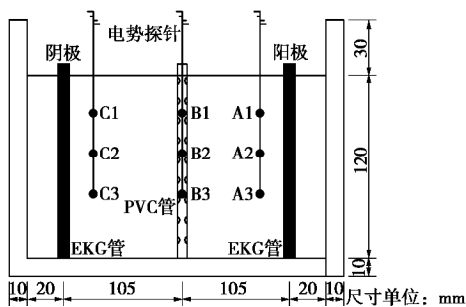


图 2 试验模型示意图
Fig. 2 Diagram of model device

1.2 试验方案

试验方案如表 2 所示。

第一部分（T1~T3）为电化学注浆试验，该部分进行重点分析和研究；第二部分（T4~T6）为真空-电化学注浆试验，主要监测强度和电流；第 7 组试验为单独真空预压试验。所有试验土样含水率均为 40%。

第一部分：管状 EKG 电化学注浆试验。准备试

验模型槽，阴极处 EKG 管放置在孔洞上，阴阳极 EKG 管对称放置；模型槽装样至 120 mm 高度处；如图 2 所示布置 3 组电势探针；试验开始时往阳极 EKG 管里注入 1 mol/L 的 CaCl₂ 溶液 50 mL，当排出的水里含有 CaCl₂ 时往阳极、阴极和中间位置处 PVC 管注入 15, 15, 20 ml 等浓度 NaSiO₃ 溶液，达到试验计划时间后停止试验；按照步骤 4 进行 1.5, 2 mol/L 电化学注浆试验，达到试验计划时间停止试验。

表 2 对比试验参数汇总

Table 2 Summary of contrast test parameters				
试验编号	溶液浓度 / (mol·L ⁻¹)	电压/V	膜下真空度 /kPa	试验时间 /h
T1	1	20	—	40
T2	1.5	20	—	40
T3	2	20	—	40
T4	1	20	60	40
T5	1.5	20	60	40
T6	2	20	60	40
T7	0	0	60	40

第二部分：管状 EKG 真空预压复合电化学注浆试验。

（1）管状 EKG 真空预压：准备模型槽并填充土样；铺设土工膜和砂垫层，最后铺设真空膜，将真空膜压入四周土体，并用软黏土回填压实；将 EKG 管与排水主管连接，排水主管与真空管连接；管状 EKG 真空预压法直接对土体进行处理，达到试验计划时间后停止试验。

（2）管状 EKG 电化学注浆：按照第一部分方法布置装置；参照上述电化学注浆方法，分别进行注浆浓度为 1, 1.5, 2 mol/L 注浆试验，达到试验计划时间后停止试验。

第三部分：单独真空预压试验。按照第二部分管状 EKG 真空预压阶段步骤进行真空预压试验。

2 试验结果与分析

2.1 电渗透系数分析

电渗透系数变化与有效电压关系密切，所以可通过下列关系式求得电渗透系数：

$$v_e = k_e \frac{j_{ef}}{L} A \quad (1)$$

式中 v_e 为电渗排水速率； k_e 为土体电渗透系数； L 为土样长度，即阴阳极之间距离； A 为土体横截面积； j_{ef} 为土体中有效电压。

如图 3 所示为电渗透系数随时间变化曲线图，T2 组最大，T3 组最小。土间电流通过粒间孔隙水及土颗粒传递，在一定程度上导电性强弱与盐溶液浓度成正比。电渗透系数可以在一定程度上为合理的选择注浆浓度提供参考。所以为进一步规范和研究电化学注浆

法, 有必要继续深入研究电渗透系数的影响。

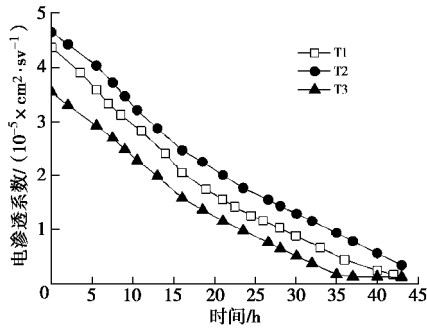


图 3 电渗透系数随时间变化曲线

Fig. 3 Variation of electro-osmotic conductivity with time

2.2 电势分布及变化

电势探针测点布置如图 2 所示。图 4 为表层土体电势变化曲线。

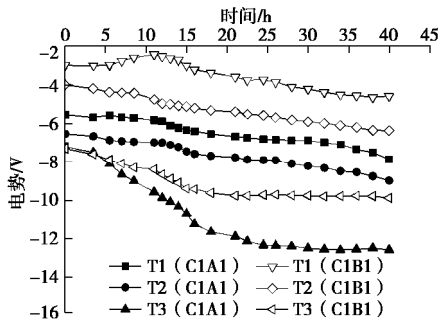


图 4 土样表层电势

Fig. 4 Potential gradients in surface of samples

T3 组溶液注入后电势增大最明显, 分别在加入 CaCl_2 和 NaSiO_3 溶液后有两次明显增大, T3 组 C1A1 段电势增大为 20 V, 而 C1B1 段电势增大不到 3 V, 在 A1B1 段发生凝胶反应, 影响有效电势传递, 不利于注浆均匀。即不宜选择浓度过高的注浆溶液, 容易过早生成沉淀, 影响注浆效果, 导致土体处理不均匀。

图 5 为中部土体电势变化。C2A2 中, T3 组电势增大最明显, 下部排水使得孔隙水和注浆溶液向下渗流, 浆液在土体中部流动频繁, 则有效电势传递在中部会优于表层土体。同理, 由于沉淀生成导致电势传递受阻, 所以 $V_{T3(C2B2)}$ 小于 $V_{T2(C2B2)}$, 即在不同的注浆条件下总存在浆液浓度极大值得使得注浆效果最佳。

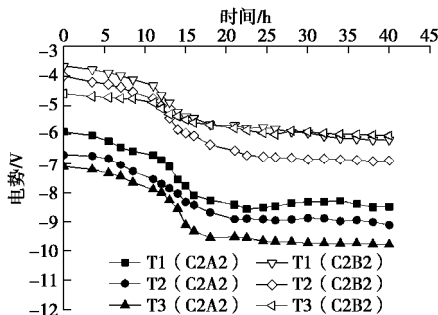


图 5 土样中部电势

Fig. 5 Potential gradients in the middle of the samples

图 6 为下层土体电势变化曲线。所示电势增大原因与前文所述相同。根据拆样发现, EKG 电极管和 PVC 管底部溶液反应生成沉淀堵塞电极管, 造成土体底部电势无法有效传递, 所以 C3A3 所示 3 组试验有效电势在 NaSiO_3 注入后均不同程度减小, 可见采取分区注浆很有必要。C3B3 区域属于试验排水区域, 电势由于沉淀生成而无法从阳极经过 B3A3 区域传递到 C3B3 段, 则所示增大电势是由中部和上部土体电势汇集而来, 即使电势传递受阻, 但 V_{C3B3} 依然增大。

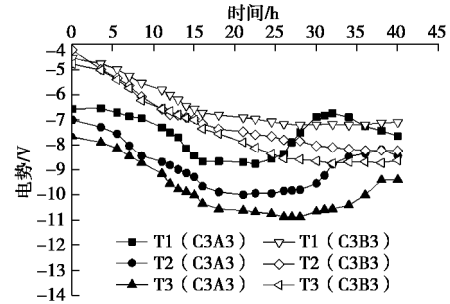


图 6 土样下层电势

Fig. 6 Potential gradients in bottom of samples

综上所述, 电势能反应浆液分布区域情况, 但在研究中很少被重点详细分析。详细分析有利于优化注浆方式, 选择注浆浓度。笔者认为进一步研究电渗及电化学注浆具有非常重要的意义, 有利于在不同的注浆环境中确定出相对最适宜注浆浓度。

2.3 试验土体电阻率分析

考虑外加浆液以及不同注浆浓度对于土体电阻率的影响。土体电阻率可通过欧姆定律计算:

$$r = \frac{RS}{L} = \frac{\Delta V S}{I L} \quad (2)$$

式中, S 为电极面积, 即管状 EKG 表面积; L 为电极间距; I 为电流强度; ΔV 为电势探针测得电势差。

以中部土体为研究对象, 可得不同注浆浓度下电阻率变化图 7, CaCl_2 和 NaSiO_3 注入使得电阻率有两次降低。T3 组使得电阻率降低最大, 同时也由于高浓度所致凝胶和沉淀生成使得电阻率始终维持在较大值, 在 30 h 后 T3 组突然增大, 也说明高浓度溶液处理一定含水率的土样效果明显但时间太短, 不宜采用。

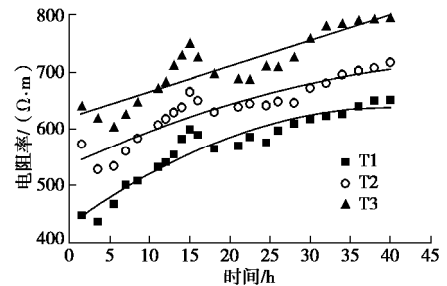


图 7 不同注浆浓度下电阻率随时间变化曲线

Fig. 7 Variation of resistivity with time under different grouting concentrations

适当增大注浆浓度效果更好。高浓度使得离子间反应剧烈,反而影响注浆均匀,并且浓度选择需对不同处理对象。不同含水率、物理性质也需不同注浆选择,所以这是后续研究需要进一步完善的方面,因此继续通过研究建立更为健全的标准显得尤为重要。

2.4 电流随时间变化分析

化学注浆作为土体二次加固的重要方法,其加固后的强度是至关重要的分析因素,为了详细分析电化学注浆对于真空预压的二次加固效果,本文将重点研究真空-电化学注浆处理强度和电流,初步探究电化学注浆对于真空预压二次加固的可行性。

图8为电流随时间变化曲线。外加溶液使得曲线有两次突变,土体内电解质浓度增大,离子间交换反应剧烈使得导电性增强,电流增大。在一定范围内,离子浓度越高,其土体内孔隙水的离子交换能力越强,则电流越大,因此T5与T6组电流值较大,而T4组相比较而言较小。 Ca^{2+} 与 SiO_3^{2-} 离子在扩散的过程中相遇,形成沉淀或者胶状物造成后续电流骤降。

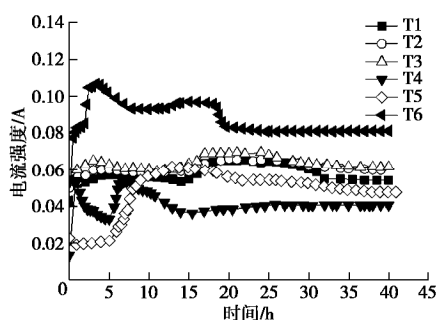


图8 电流随时间变化曲线图

Fig. 8 Variation of current with time

对于电化学注浆法而言,最佳注浆浓度选择需视处理环境而定,浓度一定时如何避免浆液在土体内过早发生反应影响试验效果也是进一步研究的方向。

2.5 土体强度

图9为十字板抗剪强度分布图。

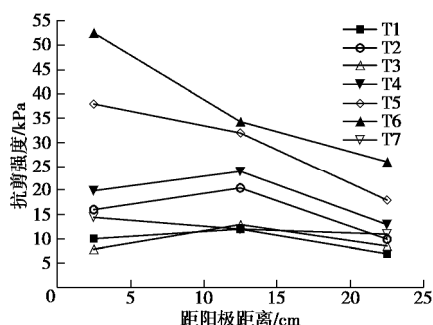


图9 土体强度分布图

Fig. 9 Distribution of vane shear strength after treatment of soil

以T6组为例进行强度分析,土体内阳离子紧密

聚集在土颗粒周围补偿表面负电荷,使得土颗粒间斥力减少,浆液发生反应生成 $n\text{SiO}_2(m-1)\text{H}_2\text{O}$ (硅酸凝胶)胶结土颗粒。而对于T4和T5组试验,较低离子浓度及离子价数使得土颗粒间形成松散的扩散层,阻碍土颗粒间凝结,所以T5组强度次之,T4组最小。所以在考虑经济成本前提下,即控制适当的外加电压和真空度等,将适宜浓度电化学注浆用于真空预压二次处理,其效果非常显著,单独真空预压或者单独电化学注浆都存在不足和缺陷。

3 结 论

对比7组试验结果可得出以下结论:

(1) 管状EKG能缓解金属电极易腐蚀的问题,可将真空预压和电化学注浆有机结合,为注浆法发展提供新思路,分区域注浆法能在一定程度上缓解注浆不均匀和强度提升不均匀的问题。

(2) 电化学注浆存在浓度最优值使得效果最佳。外加高浓度溶液效果显著但持续时间太短,整体试验效果较差,并且土中电势能反映外加电解质溶液后土体内部变化,在研究中很少被详细分析,电势能在一定程度上反应电渗过程及反映注入浆液流动和土体加固情况,有利于优化注浆方式,选择注浆浓度。

(3) 电化学注浆对土体进行二次加固效果显著,在一定范围内浓度越高效果越好,但浓度选择应视具体情况而定,处理土样含水率等都应通过进一步研究确立更为健全和完善的参考,这也是注浆法在使用耐腐蚀电极后在进一步推广使用所需要考虑的方向。

参考文献:

- [1] 龚晓南,岑仰润. 真空预压加固软土地基机理探讨[J]. 哈尔滨建筑大学学报, 2002, 35(2): 7 - 10. (GONG Xiao-nan, CEN Yang-run. Mechanism of vacuum preloading[J]. Journal of Harbin University of C E & Architecture, 2002, 35(2): 7 - 10. (in Chinese))
- [2] CHIEN S C, OU C Y. A novel technique of harmonic waves applied electro-osmotic chemical treatment for soil improvement[J]. Applied Clay Science, 2011, 52(3): 235 - 244.
- [3] OU C Y, CHIEN S C, YANG C C, et al. Mechanism of soil cementation by electroosmotic chemical treatment[J]. Applied Clay Science, 2015, 104: 135 - 142.
- [4] 李 瑛, 龚晓南, 郭 彪, 等. 电渗软黏土电导率特性及其导电机理研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(增刊 2): 4027 - 4032. (LI Ying, GONG Xiao-nan, GUO Biao, et al. Research on conductivity characteristics of soft clay during

- electro-osmosis and its conductive mechanism[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, **29**(S2): 4027 - 4032. (in Chinese))
- [5] OU C Y, SHAOCHI C, WANG Y G. On the enhancement of electroosmotic soil improvement by injection of saline solutions[J]. Applied Clay Science, 2009, **44**(3/4): 218 - 224.
- [6] 胡俞晨, 王 钊, 庄艳峰. 电动土工合成材料加固软土地基实验研究[J]. 岩土工程学报, 2005, **27**(5): 582 - 586. (HU Yu-chen, WANG Zhao, ZHUANG Yan-feng. Experimental studies on electro-osmotic consolidation of soft clay using EKG electrodes[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, **27**(5): 582 - 586. (in Chinese))
- [7] 李 瑛. 软黏土地基电渗固结试验和理论研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2011. (LI Ying. Experimental and theoretic study on electro-osmotic consolidation of soft clay foundation[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2011. (in Chinese))
- (本文责编 黄贤沙)

DOI: 10.11779/CJGE2017S2016

基于监测数据反演的软土高填方地基性能分析

叶观宝¹, 饶烽瑞¹, 张振¹, 鲁旺达¹, 苏泽昊², 许诗蕾³

(1. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 上海缘合建设工程检测有限公司, 上海 201703;

3. 上海现代建筑设计集团工程建设咨询有限公司, 上海 200041)

摘要: 在软土地区进行高填方路堤施工时地基会产生较大的变形, 需要在填筑施工过程中严密监测地基的变形和孔压变化情况。介绍了国外某软土地区高填方机场跑道的建设, 通过现场监测获得了路堤填筑过程中地基沉降和孔隙水压力的变化规律。基于第一级堆载预压获得的监测数据, 采用反演分析获得了基于孔压数据和沉降数据拟合的径向固结系数 c_h 和地基的平均固结度。在第一级加载监测数据反演分析的基础上, 预测了地基在下一级堆载下沉降发展规律。同时, 根据监测数据得出了孔压系数与路堤堆载速率之间的关系, 为控制堆填速率提供参考。对指导软土地区高填方路堤工程的监测具有借鉴意义。

关键词: 高填路堤; 软土地基; 沉降; 孔隙水压力; 现场试验

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)S2-0062-05

作者简介: 叶观宝 (1964-), 男, 工学博士, 教授, 博士生导师, 主要从事软土地基处理技术及理论研究。E-mail: ygb1030@126.com。

Back analysis of performance of high fill embankment on soft soils based on field data

YE Guan-bao¹, RAO Feng-rui¹, ZHANG Zhen¹, LU Wang-da¹, SU Ze-hao², XU Shi-lei³

(1. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Shanghai Yuanhe Construction Engineering

Test Co., Ltd., Shanghai 201703, China; 3. Shanghai Xiandai Architecture, Engineering & Consulting Co., Ltd., Shanghai 200041, China)

Abstract: Constructing high-fill embankment over soft soils will lead to a substantial deformation of foundation, therefore it is necessary to strictly monitor the settlement and pore water pressure of the foundation. A high-fill airport pavement project in Republic of Guyana is introduced. The settlement and pore water pressure are obtained based on the monitoring data. Using the introduced back analysis method based on the monitoring data of settlement and pore water pressure at the first loading stage, the coefficient of consolidation is obtained and the development of settlement at the second stage is predicted. The relationship between the coefficient of pore water pressure and the backfilling rate is proposed based on the field data. The findings and discussions may provide a guide for the monitoring project of high-fill embankment constructed on soft soils.

Key words: high fill embankment; soft soil; settlement; pore water pressure; field test

0 引言

进行铁路、公路和机场等交通基础设施建设时, 往往有填方工程。在软土地区, 由于地基软弱, 巨大的路堤荷载会引起地基的显著变形甚至失稳破坏。因此, 对填方工程特别是高填方工程的地基沉降预测和稳定性控制成为该类工程成败的关键因素之一^[1]。

许多学者针对填方路堤地基在建设过程中和使用过程中的沉降提出了多种预测方法^[2-9]。这些预测方法一般都要基于一定的现场监测数据来预测地基后期的变形和孔压的发展。本文结合国外某软土地区高填方机场跑道工程, 基于现场监测的第一手数据进行反演

分析, 获得基于沉降和孔压监测数据的地基固结系数, 用以预测下一级堆载的地基固结变形, 并利用孔压与荷载的关系提出堆载速率的控制指标。对于指导软土地区高填方工程的施工和质量控制具有参考意义。

1 反演方法简介

1.1 基于沉降数据

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51508408&51078271); 上海市浦江人才计划 (15PJ1408800)

收稿日期: 2017-08-02

*通讯作者 (E-mail: dyzhangzhen@126.com)

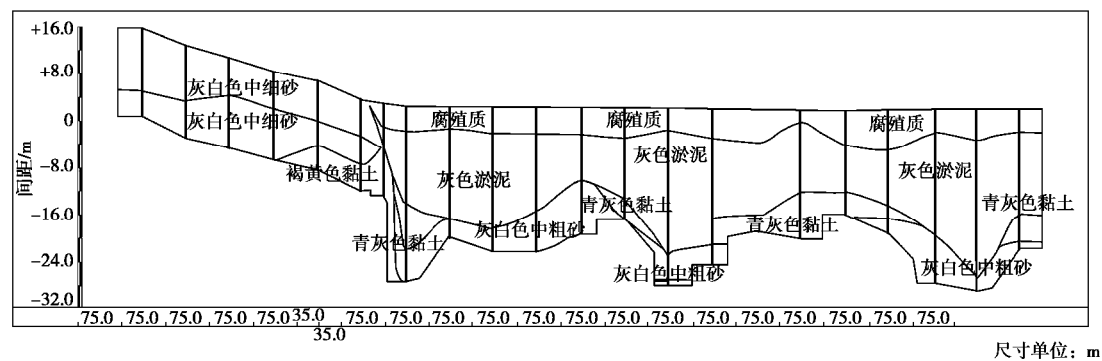


图 1 地质剖面图

Fig. 1 Cross section of geological condition

基于沉降监测数据反演地基固结参数的具体步骤如下：①基于沉降监测数据，采用 Asaoka 法^[10]获得地基某级荷载下的最终沉降 S_{∞} ；②假定一个地基固结系数 c_h ，利用改进的太沙基法计算土层平均固结度 $\bar{U}$ ，获得地基不同时刻 t 的沉降 S_t ， $S_t = S_{\infty} \times \bar{U}$ ；③对比预测沉降与实测沉降，通过不断试算反演 c_h 值，使预测沉降与实测沉降曲线最吻合。

改进的太沙基法假定土体参数在固结过程中为常数，每级荷载是在加载起讫时间的中点一次瞬时施加的，某一时间的总平均固结度等于该时各级荷载作用下固结度的叠加。因此，计算中相关参数选取准确的准确性将直接影响计算精度。

1.2 基于孔隙水压力数据

基于孔隙水压力监测数据反演地基固结参数的具体步骤如下：①根据固结度理论，在路堤预压过程中，任意时间 t_1 和 t_2 土层的固结度分别为 $\bar{U}_1 = 1 - a e^{-b t_1}$ 和 $\bar{U}_2 = 1 - a e^{-b t_2}$ ，并可得出 $(1 - \bar{U}_1)/(1 - \bar{U}_2) = e^{b(t_2 - t_1)}$ ；②根据基于孔压定义的固结度，可求得 $u_1/u_2 = e^{b(t_2 - t_1)}$ ，式中 u_1 和 u_2 为相应时间 t_1 和 t_2 的实测孔隙水压力值，并可由该式解得 b 。在选取 t_1 和 t_2 时，需将预压时间分为若干段，以每段时间间隔所得到的 b 取平均值作为反演结果，以减少监测数据波动和取值随意性带来的误差；③对于插入排水板的地基，可通过公式 $b = (8C_h)/(F(n)d_e^2)$ 求出地基向固结系数 c_h 。

2 工程概况及试验方案

2.1 工程背景

工程场地位于南美洲东北部的圭亚那，其原始地貌为滨海平原，在地形上出露称为白沙系列的沉积层。根据现场勘查报告，钻探揭露的主要土层为腐殖质土、灰色淤泥、灰色黏土和中细砂，其主要物理力学性质见表 1。场区地下水位埋深为 0~1.5 m，且随季节变化较大。为了推动经济发展，圭亚那政府投资对 Cheddi Jagan 国际机场进行扩建。由于原始场地标高过低，需要对扩建进行高填堆载，如图 2 (a) 所示，

路堤堆填高度达到 24.0 m，且堆填区域下地基软土层最厚达到 20 m 以上（图 1）。

表 1 地层主要物理力学参数表

Table 1 Physico-mechanical parameters of soils

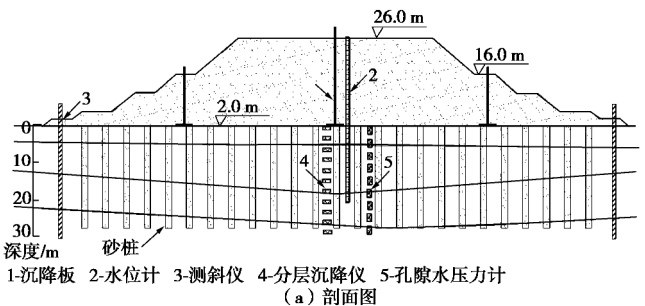
土层名称	重度 $g / (\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	黏聚力 c / kPa	内摩擦角 $j / (^{\circ})$	层厚 $/\text{m}$
①腐殖质土	14.8	15.1	0	4.5~6.0
②淤泥质土	14.8	15.1	0	8.0~12.5
③硬黏土	18.2	27.3	3.9	9.0~15.0
④中细砂	18.5	0	28	—

注： c 、 j 由不固结不排水三轴试验获得。

为了提高地基承载力，减小工后沉降，需要对地基进行加固处理。针对该工程特殊的工程地质条件，地基处理方法选用砂桩-排水板联合处理，利用路堤填土作为预压荷载，加速地基土的固结，并提高地基承载力（见图 2 (a)）。砂桩面积置换率为 10%，均穿透软弱地层，进入承载力高、排水性能良好的第④层中细砂层，桩径 800 mm，正方形布桩。

2.2 现场监测方案

本工程填方高度大，地基土性质不良，在施工过程中需要特别重视边坡变形的监测与分析。在路堤顶部 26.0 m 平台以及两侧的 16.0 m 平台的地表位置，分别布设了 3 个沉降板，同时在路堤中心轴的地基中埋设了分层沉降仪。在路堤中心轴下砂桩深度的范围内，布设了水位管与孔隙水压力计（孔压计埋设在淤泥层不同深度）。在双侧坡脚处设置了测斜管。监测仪器的布设如图 2 所示。



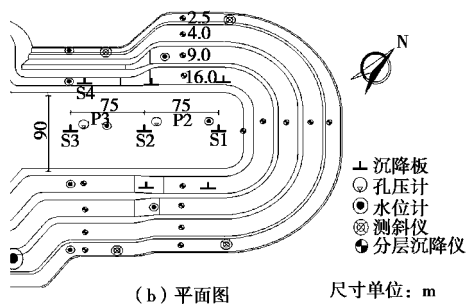


图 2 监测原件埋设示意图

Fig. 2 Layout of instruments

在堆载预压过程中，需动态跟踪地基变形发展，保证整个地基的安全并指导堆载施工。由于场地软弱层厚度大且极不均匀，若采用土工试验提供的固结参数进行沉降预测和平均固结度计算，可能并不能反映地基土实际固结情况。采用现场监测数据进行反演分析获得地基固结参数，则是较为可靠的方法。同时，堆载速率对于孔压的增长和地基的稳定具有重要影响，基于监测数据确定合适的堆载速率对于保证工程安全和工期也显得十分关键。

3 试验结果分析

3.1 基于沉降数据的反演结果

基于各点沉降监测数据，对地基在第一级堆载下的沉降发展进行拟合，并反演获得地基固结参数。图 3 (a)、(b) 为 S2 和 S4 监测点在第一级预压荷载下的拟合结果，由于拟合结果类似，其他监测点不再赘述。由图 3 可知，该方法对各监测点均有良好的拟合效果。表 2 列出了反演获得的地基径向固结系数，可以看出地基不同位置的固结系数 c_h 反演结果具有一定差异，这主要是由于地基土空间分布不均和土性差异性引起的。监测点 S4 下基本无淤泥土，因此其反演结果与其他点差异较大。需要指出的是，采用沉降监测数据进行地基固结系数的反演获得的是地基平均等效固结系数，即假设地基的均质土层，但本场地淤泥土层下硬黏土，其固结变形较小，因此可认为反演获得的固结系数主要反映淤泥土的固结特性。

基于反演结果，在第一级堆载预压后，各监测点的评价固结度均达到了 70% 的水平，说明砂桩-排水板联合处理的效果良好，达到进行下一级的堆载的要求。

表 2 地基沉降及固结度分析

Table 2 Settlements and consolidations of foundation

监测点	c_h $/(m^2 \cdot d^{-1})$	第一级完成 沉降/mm	Asaoka 法总 沉降/mm	地基平均固 结度/%
S1	0.008	198.6	265.4	74.8
S2	0.007	640.9	842.5	76.1
S3	0.006	496.7	725.8	68.4
S4	0.025	137.8	139.6	98.7

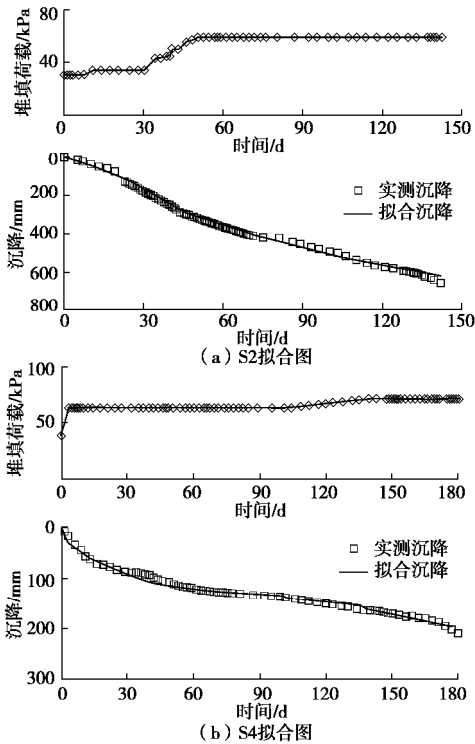


图 3 各监测点拟合结果

Fig. 3 Fitting curves based on settlement data

3.2 基于孔压数据的反演结果

在路堤中心轴位置设置孔压监测点 P2、P3。图 4 为 P2 监测点的孔压发展图。根据各点第一级堆载后预压过程中的孔压数据反演地基固结系数。由表 3 中的试算结果可知，孔压反演计算选取的时间间隔对于结果有显著影响。当间隔时间为 2 d 时，P2 和 P3 反演得到的淤泥土的平均固结系数分别为 $0.0056 \text{ m}^2/\text{d}$ 和 $0.0045 \text{ m}^2/\text{d}$ ，与基于沉降数据 S1~S3 的反演结果较为接近。因此，为了减少监测数据波动和取值随意性带来的误差，应尽量增加划分时间间隔的数量。

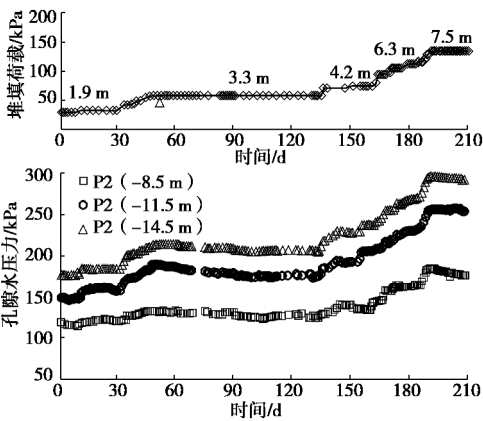


图 4 监测点 P2 孔压发展

Fig. 4 Pore water pressures of monitoring point P2

由表 4 可知，勘察报告提供的固结系数与反演结果具有一定差异，这主要是由于取样、运输和制样过

程中对土体的扰动引起的。采用基于监测数据来反演地基的固结系数,能够较好地反映地基土的实际情况。

表 3 孔隙水压力反演试算 c_h

Table 3 Back calculation of c_h based on pore water pressure (m ² /d)				
监测点	孔压计深度/m	计算时间间隔($t_1 - t_2$)		
		2 d	7 d	14 d
P2	8.5	0.007	0.003	0.002
	11.5	0.006	0.001	0.001
	14.5	0.004	0.0006	0.0005
P3	8.0	0.005	0.002	0.002
	14.2	0.004	0.001	0.0004

表 4 不同方法径向固结系数对比

Table 4 Results of c_h based on different methods (m ² /d)			
监测点	沉降数据反演	孔压数据反演	勘察报告
S2/P2	0.007	0.0056	0.0018~0.0031
S3/P3	0.006	0.0045	

3.3 预测地基下一级沉降发展

基于反演得到的各监测点 c_h 值,可以对下一级堆载过程中地基的沉降进行预测,其计算结果如图 5 所示。由图 5 可知,反演拟合方法所计算的地基沉降与实测沉降吻合度非常高,表明在堆填工作中,可以使用该方法对施工过程中的沉降进行预测,指导下一级的堆载施工。

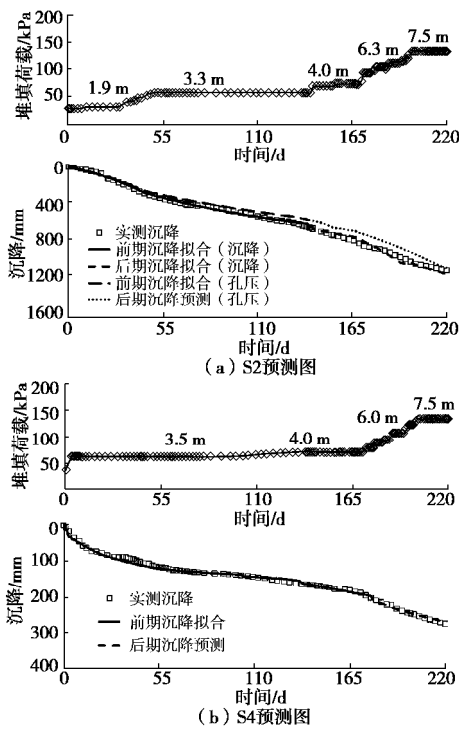


图 5 各监测点沉降预测结果

Fig. 5 Predicted monitoring points settlements at various

3.4 堆载速率分析

由图 4 中孔压的发展曲线可知,第二级加载的施

工速率明显比第一级要快。图 6 为第一级和第二级加载过程中不同加载速率和其引起的孔压散点图。从图中可以看出,孔压增长率随着加载速率的加快而加快。现场施工要求堆载增量与孔压增量之比 ($\Delta u/\Delta p$) 控制在 50%以内。通过对图 6 数据的线性拟合可知,当加载速率控制在 0.5~0.8 kPa/d 时,可较好地控制堆载引起的孔压,以保证地基的稳定性。

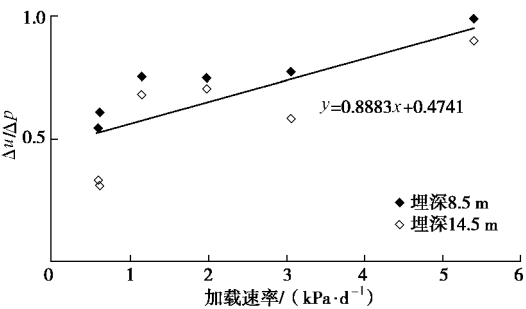


图 6 孔压增长率与加载速率关系

Fig. 6 Relationship between backfilling rate and increasing ratio of pore water pressure

4 结论与建议

(1) 对于软土地区的高填方工程,由于地基土分布上的空间分布差异造成土的工程性质具有变异性,采用基于监测数据来拟合地基的固结系数,能够较好地反映地基土的实际情况,并较好地预测地基沉降的发展规律。

(2) 通过对现场沉降和孔压监测数据的反演分析,可以较准确的预测出地基的固结参数,及时对地基处理的效果进行评价,为后期堆载的沉降和固结度预测提供计算依据。

(3) 基于孔压数据反演地基固结参数,时间间隔的选取对于结果有显著影响,为了减少监测数据波动和取值随意性带来的误差,应尽量增加划分时间间隔的数量。

(4) 根据对现场堆载速率和孔压增长率的分析,当加载速率控制在 0.5~0.8 kPa/d 时,可将孔压增长率控制在 50%以内,保证地基的稳定性。

参考文献:

[1] 徐 明, 宋二祥. 高填方长期工后沉降研究的综述[J]. 清华大学学报(自然科学版), 2009, 49(6): 770 - 773. (XU Ming, SONG Er-xiang. Review of long-term settling of high fills[J]. Journal of Tsinghua University (Science and Technology), 2009, 49(6): 770 - 773. (in Chinese))

[2] 张 宇, 陈善雄, 余 飞, 等. 南水北调高填方渠道沉降过程计算方法研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, 33(增

- 刊 2): 4367 - 4374. (ZHANG Yu, CHEN Shan-xiong, YU Fei, et al. Calculation method study of settlement process of high filling channel in south-to-north water diversion project[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, **33**(S2): 4367 - 4374. (in Chinese))
- [3] 朱才辉, 李 宁, 刘明振, 等. 吕梁机场黄土高填方地基工后沉降时空规律分析[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(2): 293 - 301. (ZHU Cai-hui, LI Ning, LIU Ming-zhen, et al. Spatiotemporal laws of post-construction settlement of loess-filled foundation of Lüliang Airport[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(2): 293 - 301. (in Chinese))
- [4] 马 闫, 王家鼎, 彭淑君, 等. 黄土贴坡高填方变形破坏机制研究[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(3): 518 - 527. (MA Yan, WANG Jia-ding, PENG Shu-jun, et al. Deformation and failure mechanism of high sticking loess slope[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(3): 518 - 527. (in Chinese))
- [5] 王家全, 周 健, 丛 林, 等. 高填方加筋新旧路现场试验与数值模拟分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, **29**(增刊 1): 2944 - 2950. (WANG Jia-quan, ZHOU Jian, CONG Ling, et al. Analysis between numerical and field tests of high fill reinforced widening embankment[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, **29**(S1): 2944 - 2950. (in Chinese))
- [6] ZHANG Y, WANG Y. Numerical simulation study on self-settlement process of high embankment[J]. Advanced Materials Research, 2013, 671-674: 1221 - 1224.
- [7] LIU S C. Study on settlement of high fill embankment on rock slope under complicated stress conditions[J]. Advanced Materials Research, 2012, 368-373: 874 - 880.
- [8] ZHANG Y, YU F, CHEN S X. A Study on the Settlement Character of High Fill Channels[J]. Applied Mechanics and Materials, 2014, 513-517: 2639 - 2642.
- [9] WANG S F, XU X D, YANG C Z. Numerical analysis on the characteristics of settlement deformation of the high rock-filled embankment during the construction period[J]. Advanced Materials Research, 2012, **496**: 374 - 378.
- [10] ASAOKA A. Observational procedure for settlement prediction[J]. Soils Found, 1978, **18**(4): 87 - 101.

(本文责编 胡海霞)

DOI: 10.11779/CJGE2017S2017

特大型溶洞回填体基桩荷载-沉降规律与计算研究

蒋武军¹, 鄢定媛¹, 王明明², 李煜³, 陈骅伟², 蒋冲³, 陈兆²

(1. 湖南省高速公路建设开发总公司, 湖南 长沙 410000; 2. 湖南省交通规划勘察设计院, 湖南 长沙 410008;

3. 中南大学资源与安全工程学院, 湖南 长沙 410083)

摘要: 为研究特大型岩溶地区回填体特性对桩基础荷载传递的影响, 提高岩溶桩基的安全性与经济性, 本文考虑特大型岩溶地区桩周回填体与基桩协调变形产生侧摩阻力的特性, 基于指数荷载传递函数, 获得了特大型岩溶地区回填体基桩荷载-沉降曲线计算方法, 并结合现有研究成果与工程实例对该计算方法进行验证, 结果表明本文方法与实际工程的结果很吻合, 在此方法的基础上, 分析各参数对岩溶桩基荷载-沉降曲线的影响, 分析结果表明: 桩基的荷载-沉降曲线随着轴向应变、碎石粒径与桩参数 a_s 的变化而变化, 桩基的极限承载力随着轴向应变与桩参数 a_s 的增加而增加, 随着碎石粒径的增加反而减小。

关键词: 回填体; 荷载传递; 极限承载力; 参数分析

中图分类号: TU449

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)S2-0067-04

作者简介: 蒋武军(1975-), 男, 高级工程师, 主要从事岩土与隧道工程研究。E-mail: nba_freeman@163.com。

Load-settlement rules and calculation of foundation piles in karst cave

JIANG Wu-jun¹, YAN Ding-yuan¹, WANG Ming-ming², LI Yu³, CHENG Hua-wei², JIANG Chong³, CHENG Zhao²

(1. Hunan Province Highway Construction Development Corporation, Changsha 410000, China; 2. Hunan Provincial Communications

Planning Survey & Design Institute, Changsha 410008, China; 3. School of Resources and Safety Engineering, Central South University, Changsha 410083, China)

Abstract: In order to study the influence of the backfill characteristics of the large karst area on the load transfer of the pile foundation and to improve the safety and economy, considering the characteristics of the side friction resistance of the pile back and the pile in the large karst area, based on the exponential load transfer function, the method for calculating the load-settlement curves of backfill piles in large karst area is obtained. The method is verified by the existing research results and engineering examples. The results show that the proposed method is in good agreement with the actual project. Based on this method, the influence of parameters on the load-settlement curves of karst piles is analyzed. The results show that the load-settlement curves of pile foundation increase with the axial strain, particle size of gravel and pile parameter a_b , and the ultimate bearing capacity of the piles increases with the increase of the axial strain and pile parameter a_s and decreases with the increase of the particle size of gravel.

Key words: backfill; load transfer method; ultimate bearing capacity; parameter analysis

0 引言

随着公路建设在西南部地区的发展, 不可避免地遇到岩溶地区, 尤其是特大型岩溶地区, 导致部分桩基置于回填体的溶洞之中, 回填体地基在荷载作用下发生沉降, 使桩侧产生摩阻力, 摩阻力会提高桩的承载力, 因而, 探讨回填体基桩荷载-沉降规律及其计算方法有重要的理论与工程意义。

桩的承载力作为岩溶桩基工作性能的重要指标, 一直是桩基础的研究重点。蔡登山等^[1]对全填充溶洞的钻孔灌注桩的荷载传递机理和嵌岩深度等作了一些

探讨性研究, 但没有考虑桩侧是回填体碎石。赵明华等^[2]通过对嵌岩桩桩端岩层破坏机理的分析, 建立了桩端持力岩层抗冲切的计算模型, 并在此基础上导出了一套能考虑冲切锥体自重及岩层剪、拉应力的岩溶及采空区桩端持力层安全厚度计算公式。但上述方法是考虑嵌岩桩的破坏机理, 赵明华等^[3]建立了岩溶区嵌岩桩承载力, 提出了岩溶区嵌岩桩承载力的确定方

基金项目: 国家自然科学基金项目(51478479, 51678570); 湖南省交通科技项目(201524)

收稿日期: 2017-08-02

*通讯作者(E-mail: jiang4107@sohu.com)

法。该方法不考虑上部桩周土的侧摩阻力,赵明华等^[4]探讨了软土地区大直径超长灌注桩的荷载传递机理和竖向承载特性,赵明华等^[5]考虑地基土固结非线性特性,推导桩侧土沉降随深度和时间变化的计算公式,建立了反映桩土界面剪切刚度系数随深度非线性增长的荷载传递函数,但是这两种方法的地基与回填体地基的荷载-沉降规律有差异。

鉴于此,本文从桩的荷载传递机理角度出发,以单桩桩身微元体为分析单元,考虑桩与回填体的协调变形,利用指数荷载传递模型得到桩侧摩阻力和桩端阻力与桩-回填体相对位移的关系式,继而绘出岩溶桩基的荷载-沉降曲线图,从而获得了回填体-岩溶桩基极限承载力计算方法,同时利用实际工程对该方法进行了验证,已期为溶洞回填体-桩基的荷载-沉降规律的分析研究提供一种新的思路。

1 回填体碎石-桩荷载传递模型

1.1 桩身荷载传递机理分析

在桩顶荷载作用下,要想得到桩-碎石共同作用的荷载-沉降规律,需对桩进行受力分析,接下来取桩身任一微元体。结合弹性力学相关理论,必须考虑每个微元体力学平衡,如图1所示。

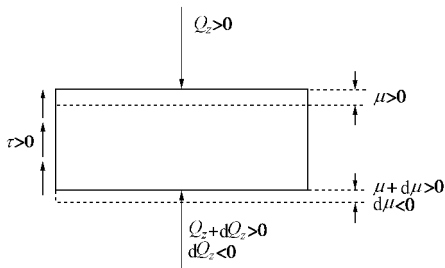


图1 压缩中的桩段的平衡

Fig. 1 Balance of pile in compression

每一个微元体受到上部微元体作用力 Q_z 、下部微元体作用力 $Q_z + dQ_z$ 和沿桩表面剪切应力 t 。写出微元体在深度 z 的力学平衡方程式,得到

$$\frac{dQ}{dm} = \frac{UE_b A_b}{Q} t(m), \quad (1)$$

式中, U 为桩的周长, E_b 是桩的弹性模量, A_b 是桩横断面面积,桩侧传递函数 $t(m)$ 是由变化的桩侧摩阻力 t 和桩横断面相对位移 m 描述的函数。

1.2 荷载传递函数的推导

考虑桩周土的剪切刚度非线性变化,根据文献[8]研究桩侧摩阻力的非线性变化,本文假设桩周回填体的剪切刚度是极限桩侧摩阻力 q_s 和当前产生桩侧摩

力 t 之间的差成正比和桩端的压缩刚度是极限桩端阻力 q_b 和当前桩端阻力 q 之间的差成正比成立,即

$$\frac{dt}{dm} = \frac{q_s - t}{l_s}, \quad (2)$$

$$\frac{dq}{dm} = \frac{q_b - q}{l_b}, \quad (3)$$

式中, q_s 为极限桩侧摩阻力, q_b 为极限桩端阻力, t 为当前产生桩侧摩阻力, q 为当前产生桩端阻力, l_s 和 l_b 是取决于碎石的种类、变形模量、桩的直径的阻力因子。

根据式(2)、(3)积分分别推导得

$$t(m) = q_s (1 - e^{-m/l_s}), \quad (4)$$

$$q(mb) = q_b (1 - e^{-mb/l_b}), \quad (5)$$

式中,函数 $t(m)$ 为桩侧摩阻力传递函数,函数 $q(mb)$ 为桩端阻力传递函数。

将荷载传递函数式(4)代入式(1)得

$$\frac{dQ}{dm} = \frac{UE_b A_b}{Q} q_s (1 - e^{-m/l_s}). \quad (6)$$

式(6)即为桩身荷载传递微分方程。式(6)考虑初始条件 $Q=0$, $m=0$ 可以得出

$$Q(z) = \sqrt{2UE_b A_b q_s (m(z) + l_s e^{-m(z)/l_s} - l_s)}. \quad (7)$$

式(7)只考虑了桩的初始条件而未引入边界条件,因而式(7)表示的荷载-沉降关系仅仅为桩身任意深度位置处由于荷载引起的弹性压缩量与荷载引起弹性压缩量时的桩身轴力之间的关系。文献[9]在研究双曲线模型用桩端土层压缩所引起的桩端沉降量是桩身的刚性位移。对于钻孔灌注桩来说,桩端沉降量是确实存在。桩身任意位置处沉降 $S(z)$ 总是等于桩端沉降量 m_b 与该处弹性压缩位移 $m_s(z)$ 之和,即式(8)所示:

$$S(z) = m_b + m_s(z). \quad (8)$$

桩顶的沉降量 S_0 为

$$S(0) = m_b + m_s(0). \quad (9)$$

根据式(5)桩端的荷载传递函数得出桩端的总反力 Q_b 为

$$Q_b = A_b q(m_b) = A_b q_b (1 - e^{-mb/l_b}). \quad (10)$$

根据静力平衡方程可以得到任意深度的桩身截面处的承载力等于该位置的侧摩阻力与桩端阻力之和,即任意深度的桩身截面处的承载力 Q 为

$$Q = Q_b + Q(z). \quad (11)$$

联立时(7)、(9)、(10)和(11)得桩顶荷载 Q_0 与沉降 S_0 的关系式:

$$Q_0 = A_b q_b (1 - e^{-mb/l_b}) + \sqrt{2UE_b A_b q_s (m(z) + l_s e^{-m(z)/l_s} - l_s)}. \quad (12)$$

2 实例计算与分析

通过Carrubba^[10]在对大直径嵌岩桩的侧摩阻力分析时根据实测的桩荷载 - 沉降曲线, 采用反分析的方法, 结合数值模拟确定桩的侧摩阻力。本文引用其中#1桩的原始资料, 桩径 B 为1.2 m, 桩长18.5 m, 桩入土深度11 m, 嵌岩深度为7.5 m。荷载传递函数的参数分别为: 岩层中, $q_s=131 \text{ kN/m}^3$, $a_s=0.2$ 和 $E_0=72 \text{ MPa}$; 桩端, $q_b=44000 \text{ kN/m}^3$, $a_b=11$ 和 $E_0=72 \text{ MPa}$ 土层中: $q_s=70 \text{ kN/m}^3$, $a_s=1.0$ 和 $E_0=23 \text{ MPa}$; 桩的弹性模量为 $E=31500 \text{ MPa}$ 。

运用指数型理论公式进行荷载 - 沉降计算, 并与文献[9]双曲线模型的区别。本文的理论计算结果如图2所示。

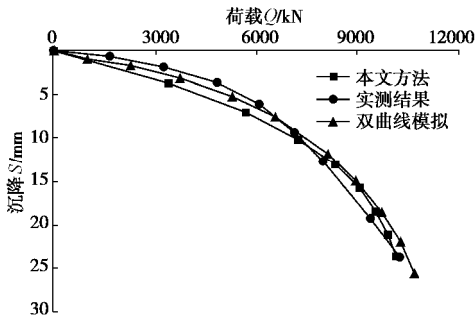


图2 荷载 - 沉降曲线

Fig. 2 Load-sedimentation curves

从图2所示的荷载 - 沉降关系曲线可见, 本文理论计算结果与Paolo Carrubba采用反分析方法得出的结果接近。从而证明了本文所提出的指数型理论公式的计算精度很高, 并且理论公式的实用性较强。

3 荷载传递函数的参数分析

参数 q_s , q_b , l_s 和 l_b 具有明显的物理意义, q_s 为桩侧摩擦力, q_b 为极限桩端阻力, l_s 和 l_b 分别为初始侧摩阻力的变化速度快慢和桩端阻力的变化速度快慢的影响参数, 其值的大小取决于桩周回填体种类、变形模量和桩的直径, 对于不同的回填体材料, 参数 q_s , q_b , l_s 和 l_b 是有明显差异的, 其具体值均可由室内直剪试验得到。参数 l_s 和 l_b 为

$$l_s = \frac{q_s B}{a_s E_0} \quad (13)$$

$$l_b = \frac{q_b B}{a_b E_0} \quad (14)$$

式中, B 为桩的直径, 参数 a_s , a_b 考虑到桩周回填体的影响因素。这两个参数减小与变形模量有关, E_0 为桩周回填体的变形模量。

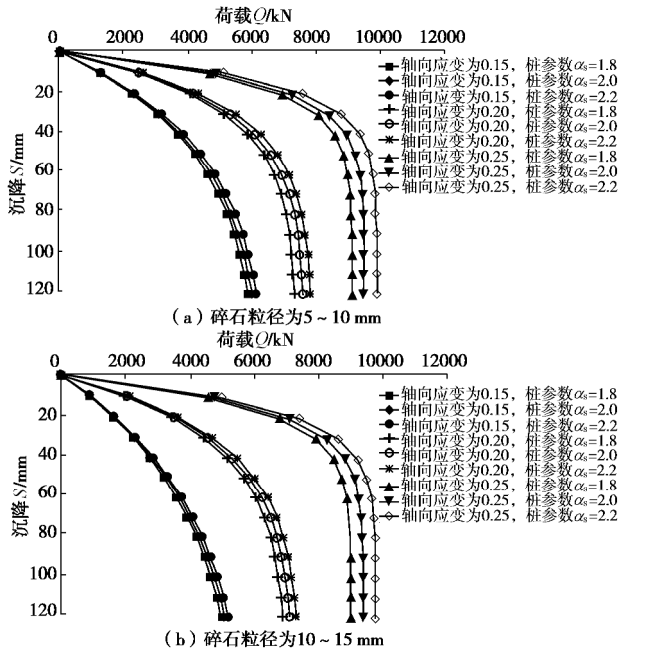
文献[11]研究了碎石的变形模量, 通过研究松散岩块压实试验, 得到了切线模量与轴向应变呈指数相关性规律, 并给出了不同碎石粒径的切线模量与轴向应变的回归方程及相关系数, 如表1所示。本文针对回填体碎石的指数型模型的影响参数进行分析, 碎石的变形模量用切线模量来表示。

表1 轴向应变与切线模量的关系

Table 1 Relationship between axial strain and tangential modulus		
粒径/mm	回归方程	相关系数 R^2
5~10	$E=2.0555e^{11.839e}$	0.9643
10~15	$E=0.9342e^{14.914e}$	0.9888
15~20	$E=1.1710e^{13.801e}$	0.9685

影响岩溶桩基承载力的主要参数有桩参数 a_s 、碎石粒径和轴向应变等, 下面分析各主要参数对岩溶桩基承载力的影响。

保持回填体桩参数 a_b 不变, 分别取碎石粒径为5~10, 10~15, 15~20 mm, 碎石轴向应变 e 为0.15, 0.2, 0.25, 桩参数 a_s 为1.8, 2.0, 2.2, 其余取值不变, 得到岩溶桩基的桩顶沉降在不同的轴向应变随着荷载的变化而变化的曲线, 从图3可知, 当荷载 - 沉降曲线出现了拐点时, 桩体承载力不再随着桩顶沉降位移增加而增加, 拐点所对应的荷载即为桩的极限承载力。通过图3 (a)、(b)、(c)的对比分析可知, 在其他条件相同的情况下, 桩体的承载力随着桩参数 a_s 的增加而增加; 与此同时, 回填体的轴向应变 e 的增长会有效提高桩的极限承载力, 回填体的轴向应变越大, 出现荷载 - 沉降曲线的拐点的桩顶沉降值越小, 随着碎石粒径的增加, 桩的极限承载力反而减小。



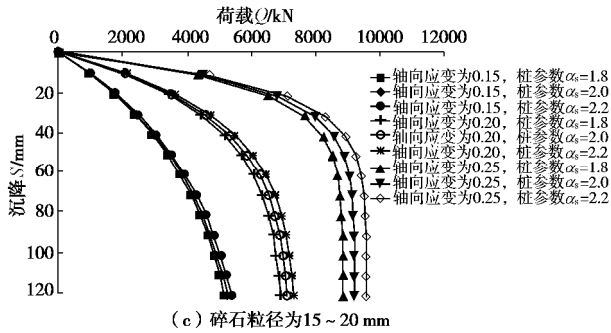


图3 不同的轴向应变、碎石粒径和桩参数 α_s 下载沉曲线
Fig. 3 Load-settlement curves under different axial strains, gravel particle sizes and pile parameters

岩溶桩基的承载力与桩参数 α_s 、碎石粒径和轴向应变相关,因此在计算岩溶地区的桩基承载力时,需要综合考虑回填体的参数的影响,不能忽略回填体与桩作用下的桩侧摩阻力,充分发挥桩侧摩阻力,增大桩基的极限承载力,提高桩基安全性,节约成本,这是在大型岩溶地区的工程实际中值得研究的课题。

4 结 论

在以荷载传递理论研究和工程实际的基础上,探讨了岩溶地区桩周是回填体碎石的竖向荷载桩的荷载沉降规律与计算方法,得到以下3点结论。

(1)考虑了桩与回填体碎石的协调变形,以及与回填体相互作用下的桩侧摩阻力非线性变化,得到了一种与桩周土体的物理参数相关的指数型荷载传递函数的模型。从而获得了岩溶地区回填体桩基荷载-沉降曲线。

(2)参数分析表明:轴向应变对竖向荷载作用下回填体碎石的荷载位移曲线影响非常明显,故在实际工程中压实回填体碎石对提高桩的承载力很有用,参数 α_s 对竖向荷载作用下回填体碎石的荷载位移曲线影响明显,参数 α_s 是影响竖向荷载作用下回填体碎石-桩的极限承载力。

(3)论文仅考虑了一层回填体条件下的竖向荷载作用下桩的荷载-沉降规律分析,对于多层回填体的条件下有待进一步的研究。

参考文献:

- [1] 蔡登山,王邦楣.岩溶地区钻孔桩受力机理研究[J].桥梁建设,2002(6):16-19.(CAI Deng-shan, WANG Bang-mei. Study on mechanical behavior of bored pile in karst area[J]. Bridge Construction, 2002(6): 16-19. (in Chinese))
- [2] 赵明华,曹文贵,何鹏祥,等.岩溶及采空区桥梁基桩桩端岩层安全厚度研究[J].岩土力学,2004,25(1):64-68.(ZHAO Minghua, CAO Wen-gui HE Peng-xiang, et al. Karst

and mined area pilethickness of end formations security[J]. Soil Mechanics, 2004, 25(1): 64-68. (in Chinese))

- [3] 赵明华,蒋冲,曹文贵.岩溶区嵌岩桩承载力及其下伏溶洞顶板安全厚度的研究[J].岩土工程学报,2009,29(2):306-307.(ZHAO Ming-hua, JIANG Chong, CAO Wen-gui. Study on bearing capacity of rock-socketed piles in karst area and safety thickness of lower cave roof[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 2009, 29(2): 306-307. (in Chinese))
- [4] 赵明华,邹新军,刘齐建.洞庭湖软土地区大直径超长灌注桩竖向承载力试验研究[J].土木工程学报,2004,37(10):63-67.(ZHAO Ming-hua, ZOU Xin-jun, LIU Qi-jian. Experimental study on vertical bearing capacity of large diameter super-long pile in soft soil area of Dongting Lake[J]. Chinese Journal of Civil Engineering, 2004, 37(10): 63-67. (in Chinese))
- [5] 赵明华,胡倩,杨超炜,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. Study on calculation method of negative friction resistance of pile side considering non-linear consolidation of foundation soil[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 2016, 38(8): 1417-1424. (in Chinese))
- [6] SEED H B, REESE L C. The action of soft clay along friction piles[J]. Transactions of the American Society of Civil Engineers, 1900, 122:731-754.
- [7] LEGRAND S, FRANK R, HABERT J, et al. Model factor for the bearing capacity of piles from pressuremeter test results - Eurocode 7 approach[J]. Géotechnique, 2014, 64: 513-525.
- [8] NANDA S, PATRA N R. Theoretical load-transfer curves along piles considering soil nonlinearity[J]. Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, 2014, 140(1): 91-101.
- [9] XIAO H B, LUO Q Z, TANG J, et al. Prediction of load-settlement relationship for large-diameter piles[J]. Structural Design of Tall Buildings, 2002, 11(4): 285-293.
- [10] CARRUBBA P. Skin friction on large-diameter piles socketed into rock[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1997, 34(2): 230-240.
- [11] 张振南,茅献彪,郭广礼.松散岩块压实变形模量的试验研究[J].岩石力学与工程学报,2003,22(4):578-581.(ZHANG Zhen-nan, MAO Xian-biao, GUO Guang-li. Experimental study on compaction modulus of loose rock mass[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2003, 22(4): 578-581. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE2017S2018

双向激振循环荷载和振动频率共同作用下饱和软黏土孔压试验研究

黄珏皓^{1,2}, 陈健^{1,2}, 柯文汇³, 钟宇⁴, 邱岳峰^{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. 武汉市市政建设集团有限公司, 湖北 武汉 430023; 4. 武汉地铁集团有限公司, 湖北 武汉 430030)

摘要: 利用 GDS 变围压三轴试验系统模拟真实交通荷载下轴向循环正应力与水平循环正应力的耦合作用, 对宁波饱和重塑软黏土进行一系列变围压不排水循环加载试验, 对循环轴向偏应力和循环围压耦合作用下饱和软黏土的孔压变化规律进行了研究, 分析了循环应力比、循环围压及振动频率对孔压的影响。研究表明: 变围压作用下, 孔压随循环应力比、循环围压的增加而增大, 随振动频率的增加而减小。不同应力路径斜率、振动频率影响下, 孔压率随加载时间的变化规律一致, 循环应力比 CSR、应力路径斜率 η 对孔压率-时间关系影响明显, 随着循环应力比 CSR、应力路径斜率 η 的增大, 孔压率也增大, 而振动频率对孔压率-时间关系影响不显著。在上述试验结果基础上得知, 估算交通荷载作用下产生的孔压, 不能忽视循环围压及振动频率的影响。

关键词: 宁波黏土; 循环应力比; 循环围压; 振动频率; 孔压

中图分类号: TU442

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)S2-0071-04

作者简介: 黄珏皓(1991-), 男, 博士研究生, 主要从事软土动力特性及本构模型方面的研究。E-mail: huangjuehao1234@163.com。

Coupling effects of bidirectional cyclic loading and loading frequency on pore water pressure of saturated soft clay

HUANG Jue-hao^{1,2}, CHEN Jian^{1,2}, KE Wen-hui³, ZHONG Yu⁴, QIU Yue-feng^{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. Wuhan Municipal Construction Group Co., Ltd., Wuhan 430023, China; 4. Wuhan Metro Group Co., Ltd., Wuhan 430030, China)

Abstract: A series of undrained cyclic tests with variable confining pressures are conducted on Ningbo saturated soft clay by using the GDS cyclic triaxial system. In this study, the coupling effects of cyclic deviatoric stress and cyclic confining pressure on the pore water pressure of Ningbo saturated soft clay in real traffic loading are simulated. The developments of pore water pressure of saturated soft clay subjected to bidirectional cyclic loading are investigated with different cyclic stress ratios, cyclic confining pressures and vibration frequencies. It is observed that the pore water pressure increases with higher cyclic stress ratios and cyclic confining pressure, but decreases with higher frequencies under bidirectional cyclic loading. The relationships between pore water pressure ratio and cyclic time are identical under different values of η and frequencies. The slope of stress paths η and cyclic stress ratios CSR affect the relationship between pore water pressure ratio and cyclic time significantly, and the pore water pressure ratio increases with the increase of η and CSR. However, the effect of frequency on the curves of pore water pressure ratio and loading time is indistinct. The observations imply that the coupling effects of cyclic confining pressure and loading frequency on the pore water pressure should also be considered to estimate the values of pore water pressure.

Key words: Ningbo clay; cyclic stress ratio; cyclic confining pressure; loading frequency; pore water pressure

0 引言

饱和软黏土在循环荷载作用下, 孔压的变化规律是利用有效应力原理进行动力分析的关键, 对土体变形和强度变化会产生重要影响^[1]。孔隙水压力的积累

基金项目: 国家重点基础研究发展计划(“973”)项目(2015CB057905); 中国科学院科技服务网络计划(STS)(KFJ-EW-ST-122); NSFC-云南联合基金重点支持项目(U1402231)

收稿日期: 2017-08-02

过程使土层发生软化现象,消散过程造成累积沉降增加,过大的附加沉降将严重威胁交通设施的安全运行。

目前,国内外对软黏土在循环荷载作用下的孔压变化规律进行了大量的研究工作:一部分学者依据试验结果,利用特定函数对动孔压与影响因素之间的关系进行数学拟合,从而得到估算动孔压的经验公式^[1-2];也有部分学者基于对动孔压变化机制的不同认识而建立相应计算模型,如 Cao 等^[3]建立的孔压随能量变化的计算模型;也有部分学者将用于描述砂土在循环荷载作用下孔压变化的一些经典理论移植到对饱和软黏土孔压变化规律的描述中,如有效应力模型和内时模型等^[4]。但目前有关交通荷载引起的动应力场的研究结果表明,交通荷载作用下土体单元不仅承受循环变化的轴向正应力,还承受同样循环变化的水平正应力^[5],而以往针对交通荷载作用下饱和软黏土孔压变化规律的研究仅仅考虑了循环变化轴向正应力的影响,并未真实反映交通荷载的作用特点。当前已进行的变围压动三轴试验结果表明,循环围压的存在对软黏土的动力特性具有显著影响^[6]。另外,列车荷载作用下土体将受到不同振动频率动荷载的作用^[7],而目前未见有变围压应力路径下考虑振动频率影响的宁波软黏土孔压变化规律的研究。

因此,本文利用 GDS 变围压试验系统,针对交通荷载的作用特点对轴向纯压和径向纯压耦合作用下宁波饱和重塑软黏土的孔压变化规律进行了研究,分析了循环应力比、循环围压及振动频率对孔压变化规律的影响,以加深对宁波软黏土在动荷载下孔压变化规律的认识,从而为交通荷载作用下的土体动力反应分析提供试验基础。

1 试验土样及方案

1.1 试验土样

试验所用土样取自宁波轨道交通 3 号线姜山地区,埋深约为 28.0~30.0 m,土样呈深灰色。试验所用软黏土的黏粒($d<0.005\text{ mm}$)含量为 59%,粉粒($0.005\text{ mm}\leq d\leq 0.075\text{ mm}$)含量为 41%,其基本物理特性见表 1 所示。由表 1 可见,宁波软黏土具有较高含水率、大孔隙比的特点;同时该黏土压缩系数为 0.81 MPa^{-1} ,灵敏度为 3.5~5.0,说明试验用土是一种中等灵敏性且压缩性较强的黏土。

表 1 宁波黏土基本物理性质

Table 1 Physical properties of Ningbo clay						
重度 $\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	含水率 $w/\%$	液限 $w_L/\%$	塑限 $w_p/\%$	塑性 指数 I_p	渗透系数 K $/(10^{-8}\text{ cm}\cdot\text{s}^{-1})$	孔隙比 e
17.6	43.9	51.5	23.3	28.2	5.18	1.25

1.2 试验方案

按照《土工试验规程》制备重塑样,试样直径为 38 mm,高 76 mm。采用真空饱和、反压饱和联合饱和方式,待 B 检测中的 B 值大于 0.95 方可进行下一步固结试验,本文所有试样均采用等向固结,固结有效围压为 100 kPa,当超静孔隙水压力完全消散时,认为土样固结完成,然后进行动力加载试验。在动力加载过程中,由于试验所用软黏土的渗透系数较低,可认为处于不排水状态,故在动力加载过程中关闭排水阀。

本试验采用 GDS 变围压动三轴试验系统,独立控制围压和轴向偏应力,并设定循环围压和循环轴向偏应力加载波形均为半正弦波且相位差 q 为 0。为了衡量循环轴向偏应力、循环围压的应力水平,引入文献[2]和文献[6]中对应力水平的表示方法,记表征循环轴向偏应力、循环围压应力水平的参数分别为循环应力比 CSR、应力路径斜率 η ,即

$$CSR = q^{amp} / 2p_o' = q^{amp} / 2s_3' \quad (1)$$

$$h = p^{amp} / q^{amp} = [(s_1^{amp} + 2s_3^{amp}) / 3] / q^{amp} = 1 / 3 + s_3^{amp} / q^{amp} \quad (2)$$

式中 p^{amp} , q^{amp} , s_3^{amp} 分别表征循环平均主应力幅值、循环偏应力幅值及侧向应力幅值, s_3' , p_o' 分别表示固结完成之后的有效侧向应力、平均有效正应力。

由式(1)、(2),根据预先设定的循环应力比 CSR、应力路径斜率 η 值,可计算变围压动三轴试验中所需轴向偏应力幅值及对应循环围压幅值。在 $p-q$ 平面,当循环轴向偏应力幅值保持恒定,不同循环围压幅值会形成不同的应力路径,所采用的应力路径如图 1 所示。文献[8]中针对宁波软黏土进行的恒定围压动三轴试验中采用 0.73, 1.22 Hz 两种振动频率来研究两种车速条件对土体动力特性的影响,而列车振动荷载频率随车厢荷重、轮组间距的不同而不断变化^[7],因此有必要研究较高振动频率影响下宁波软黏土的动力特性。但受试验仪器本身性能限制,所用仪器最大施加频率为 5 Hz,且试验过程中不能独立控制循环偏应力和循环围压的振动频率,而较高的振动频率将造成循环围压波形不稳定,对试验结果造成一定影响。因此本文基于上述考虑,将双向激振动力试验中的循环偏应力和循环围压的振动频率设置一致,拟定在试验过程中施加 3 个频率: 0.5, 1.0, 2.0 Hz。另一方面由式(1)、(2)看出,循环应力比的取值不仅可以反映循环偏应力的水平,也间接影响循环围压幅值的大小。循环应力比过小,试验中循环偏应力及循环围压的幅值均较小,循环偏应力和循环围压加载波形的稳定性和完整性将受到一定影响;循环应力比过大,试样在循环加载过程中可能在较少振次下发生较大变形并最

终破坏, 导致孔压的测量不够完整。除此之外, 围压控制器内密封圈的密封性能与循环围压幅值大小密切相关, 循环围压幅值过大对密封圈造成较为严重的磨损, 对循环围压的稳定加载会造成一定影响。因此基于上述考虑, 结合已有研究成果^[6]并经反复测试, 拟定循环应力比 CSR 分别为: 0.20, 0.25, 0.30; 应力路径斜率 η 分别为: 1/3, 1.0, 1.5。其中 $\eta=1/3$ 代表恒定围压动三轴试验。本文总共进行了 15 组试验, 每组试验的具体试验参数列于表 2 中。

表 2 循环三轴试验方案

Table 2 Programs of cyclic triaxial tests					
编号	固结有效围压 s'_3 /kPa	频率 f /Hz	CSR	η	振动次数 N
F01~F03	100	0.5	0.20	1/3, 1, 1.5	10000
F04~F06	100	1.0	0.20	1/3, 1, 1.5	10000
F07~F09	100	2.0	0.20	1/3, 1, 1.5	10000
F10~F12	100	1.0	0.25	1/3, 1, 1.5	10000
F13~F15	100	1.0	0.30	1/3, 1, 1.5	10000

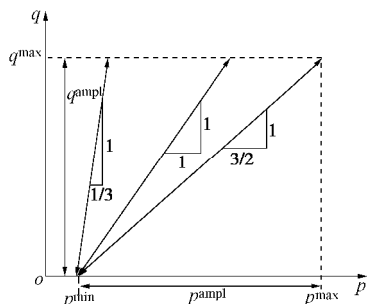


图 1 变围压动三轴应力路径

Fig. 1 Stress paths in cyclic triaxial tests under variable confining pressures

2 试验结果

2.1 循环应力比的影响

图 2 (a) 是应力路径斜率 $\eta=1.0$, 振动频率 $f=1.0$ Hz 时, 不同循环应力比作用下循环三轴试验得到的最大动孔压随循环次数的变化曲线。不同应力路径斜率条件下, 试样经历不同循环应力比的动孔压试验结果与图 2 (a) 相似, 篇幅所限, 不一一给出。从图 2 中可以看出, 在循环偏应力和循环围压的耦合作用下, 当应力路径斜率 η , 振动频率 f 相同时, 不同循环应力比 CSR 作用下的最大孔压随振次变化规律一致, 孔压随振次的增加先快速增长, 随后孔压增长速率逐渐减小, 并在一定振次时孔压趋于稳定。不同循环应力比 CSR 作用下试样所产生的最大孔压不尽相同, 相同试验条件下, 孔压随循环应力比的增大而增大。以 $\eta=1.0$ 为例, 当振动次数 $N=10000$ 时, 循环应力比 CSR 为 0.20, 0.25, 0.30 时, 对应的最大孔压分别为 59.26, 66.77, 85.32 kPa。

为进一步分析相同振动频率及循环围压幅值, 不

同循环应力比作用时, 孔压增长速率随加载时间的变化规律, 以图 2 (a) 为例, 对其数据进行进一步整理, 整理结果见图 3 (a) 所示。图 3 (a) 为不同循环应力比作用下孔压率随时间的变化曲线 (孔压率 $u/p'_0 = u/(Tp'_0)$, 加载时间 $T=N/f$, 其中 N 为循环次数, f 为振动频率)。该图表明, 在循环加载初期, 孔压率较大, 且曲线较为陡峭, 随加载时间的增长, 孔压率显著衰减, 并在一定加载时间后趋于稳定。除此之外, 从图 3 (a) 还可以看出, 相同加载时间, 随着循环应力比的增加, 孔压比也增加, 说明循环应力比的增加对孔压的增长起到了加速作用, 这与图 2 (a) 中不同循环应力比条件下孔压的发展规律保持一致。

2.2 加载频率的影响

以循环应力比 CSR=0.20, 应力路径斜率 $\eta=1.5$ 时, 不同振动频率影响下双向激振试验得到的饱和软黏土孔压随振动次数的关系曲线为例, 分析加载频率对动孔压发展规律的影响, 见图 2 (b) 所示。应力路径斜率 $\eta=1/3, 1.0$ 时, 不同振动频率条件下的孔压发展规律均与图 2 (b) 类似。从图中可以看出, 不同振动频率影响下孔压随振次关系曲线形态一致, 并与图 2 (a) 类似。除此之外, 从图 2 (b) 中还可以看出, 相同振动次数条件下, 施加在土样上的循环荷载的振动频率越小, 其孔压越大。这是因为软黏土的渗透系数较低, 在较低振动频率作用下, 孔隙水压力有足够长的时间上升, 而在较高振动频率作用下, 孔压没有足够的时间上升。采用图 3 (a) 中研究循环应力比对孔压率变化规律影响的分析方法, 可得到与图 2 (b) 对应的不同振动频率条件下孔压率随加载时间变化曲线, 见图 3 (b) 所示。从图 3 (b) 可以看出, 加载频率对孔压比与加载时间的关系曲线影响不明显, 不同振动频率条件下的孔压率与振动时间关系曲线基本重合。

2.3 循环围压的影响

图 2 (c) 是不排水条件下, 循环应力比 CSR=0.20, 振动频率 $f=1.0$ Hz 时, 不同应力路径斜率下双向激振试验得到的孔压随振次的变化曲线。从图 2 (c) 可以看出, 不同应力路径斜率 η 下孔压与振次关系曲线形态一致, 同时当其他试验条件相同, 试样在变围压应力路径 ($\eta=1.0, 1.5$) 循环加载下产生的孔压均大于恒定围压 ($\eta=1/3$) 作用下的孔压, 且循环围压的幅值越大 (η 越大), 试样产生的最大孔压越大。图 3 (c) 是图 2 (c) 对应的不同应力路径斜率 η 下软黏土的孔压率随时间变化曲线。从图 3 (c) 可以看出, 应力路径斜率参数 η 对孔压率具有显著影响, 相同加载时间条件下, 随着 η 的增大, 孔压率也增大。这说明循环围压的存在不仅造成试样孔压数值的变化, 对试样孔压的累积速率也有一定影响。

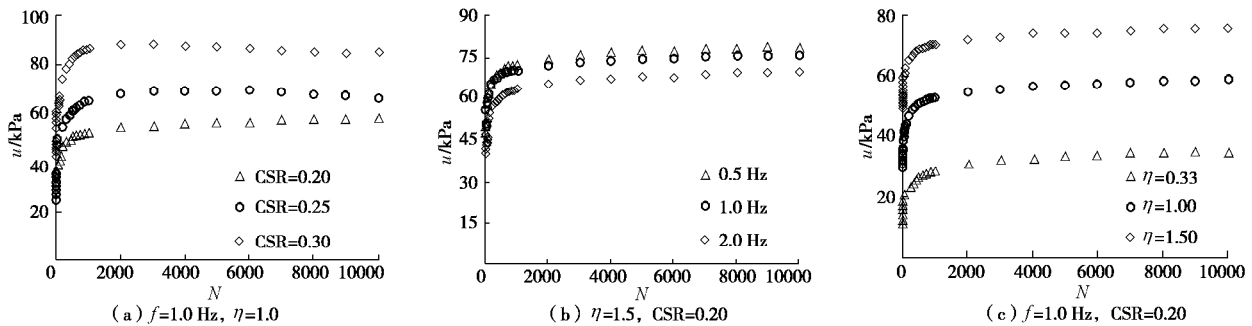


图2 不同加载条件下最大孔压与加载周数的关系

Fig. 2 Variation of maximum pore pressure with number of loading cycles under different loading conditions

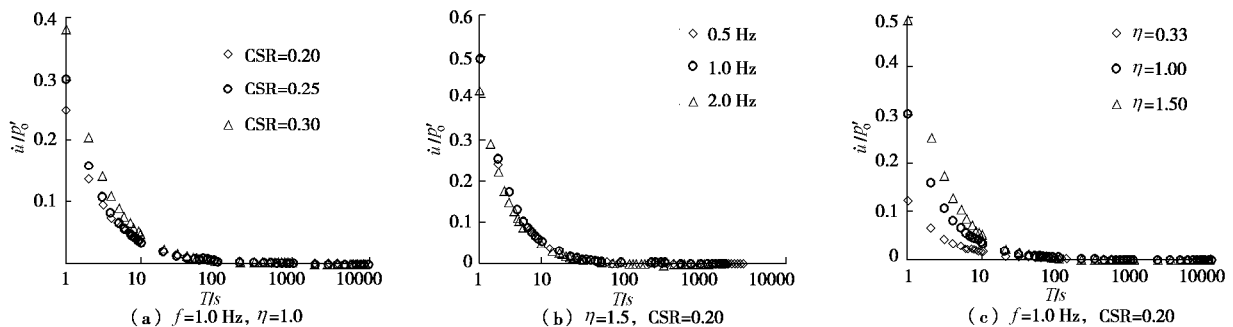


图3 不同加载条件下孔压率随时间变化曲线

Fig. 3 Relationship between pore water pressure rate and time under different loading conditions

3 结 论

(1) 不排水条件循环偏应力和循环围压耦合作用下, 最大孔压随振次的增加而增加。相同振动次数条件下, 最大孔压随循环应力比、循环围压幅值的增加而增加, 随振动频率的增加而减小。

(2) 不同振动频率条件下循环偏应力和循环围压耦合试验中, 孔压率随加载时间的变化规律一致。在加载初期, 孔压率较大, 随着加载时间的增加, 孔压率发生陡降, 随后孔压率随时间变化趋于稳定。其中加载频率相同时, 孔压率随循环应力比、应力路径斜率的增大而增大; 而振动频率对孔压率与时间关系曲线的影响不显著, 大部分的试验数据均集中在同一曲线上。

参考文献:

- [1] MATASOVIC N, VUCETIC M. Pore pressure model for cyclic straining of clay[J]. Soils and Foundations, 1992, 32(3): 156 - 173.
- [2] SAKAI A, SAMANG L, MIURA A. Partially-drained cyclic behavior and its application to the settlement of a low embankment road on silty-clay[J]. Soils and Foundation, 2003, 43(1): 33 - 46.
- [3] CAO Y L, LAW K T. Energy dissipation and dynamic behaviour of clay under cyclic loading[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1992, 29(1): 103 - 111.
- [4] FINN W D L, BHATIA S K. Prediction of seismic pore pressure[C]// On Soil Mechanics and Foundation Division, Rotterdam. The Netherlands, 1981: 202 - 206.
- [5] LEKARP F, ISACSSON U, DAWSON A. State of the art. I: resilient response of unbound aggregates[J]. Journal of Transportation Engineering, 2000, 126(1): 66 - 75.
- [6] CAI Y, GU C, WANG J, et al. One-way cyclic triaxial behavior of saturated clay: comparison between constant and variable confining pressure[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2013, 139(5): 797 - 809.
- [7] 张 曦, 唐益群, 周念清, 等. 地铁振动荷载作用下隧道周围饱和软黏土动力响应研究[J]. 土木工程学报, 2007, 40(2): 85 - 88. (ZHANG Xi, TANG Yi-qun, Zhou Nian-qing, et al. Dynamic response of saturated soft clay around a subway tunnel under vibration load[J]. China Civil Engineering Journal, 2007, 40(2): 85 - 88. (in Chinese))
- [8] 叶俊能, 陈 斌. 海相沉积软土动强度与孔压特性试验研究[J]. 岩土力学, 2011, 32(增刊 1): 55 - 60. (YE Jun-neng, CHEN Bin, Dynamic strength and pore pressure property of marine deposit soft clay[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(S1): 55 - 60. (in Chinese))

(本文责编 黄贤沙)

DOI: 10.11779/CJGE2017S2019

考虑参数空间变异性的隧道下穿建筑物安全性评价

程红战^{1, 2}, 陈 健^{1, 2}, 胡之锋^{1, 2}, 李建斌^{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)

摘 要: 考虑土性参数的空间变异性, 构建了基于随机场理论和数值分析手段的隧道下穿建筑物安全概率评价方法。将土体参数弹性模量视为随机场模型, 采用应力释放方法模拟隧道施工, 并基于地表建筑物为柔性简支梁的假设, 利用极限拉应变作为判定指标对建筑物安全进行概率性评价。结果表明, 所提出方法能够在考虑土性参数空间变异性的前提下有效地评价隧道下穿建筑物的安全性。土体弹性模量变异系数和自相关距离对隧道下穿建筑物安全性具有显著的影响; 弹性模量的变异程度越高造成建筑物内最大拉应变的概率分布越离散, 达到较高破坏等级的概率也越大。

关键词: 隧道; 随机场; 建筑物; 拉应变; 安全性

中图分类号: TU47

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)S2-0075-04

作者简介: 程红战(1990-), 男, 山东菏泽人, 博士研究生, 主要从事随机场理论及其在盾构隧道变形方面的研究。

E-mail: cheng2217@126.com。

Evaluation of safety of buildings above tunnels accounting for spatial variability of soil properties

CHENG Hong-zhan^{1, 2}, CHEN Jian^{1, 2}, HU Zhi-feng^{1, 2}, LI Jian-bin^{1, 2}

(1. State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Wuhan 430071, China;

2. University of Chinese Academy of Sciences, Beijing 100049, China)

Abstract: Considering the spatial variability of soil properties, a probabilistic evaluation method is proposed for the safety of buildings above tunnels based on the random field theory and the numerical analysis method. The elasticity modulus of soils is considered as the random fields, and the stress release method is employed to simulate the tunnel excavation. Then based on the assumption that the surface buildings are treated as the flexible beam model, the safety of buildings can be probabilistically assessed through the method of limit tensile strain. It is shown that the proposed method can properly evaluate the safety of buildings in variable soils. In addition, there is a significant influence of coefficients of variation and auto-correlation length of elasticity modulus on the safety of buildings. The higher the variability of elasticity modulus, the more scattering the distribution of the maximum tensile strain in buildings, and the larger the probability of higher category of building damages.

Key words: tunnel; random field; building; tensile strain; safety

0 引 言

城市隧道施工不可避免地会对周边地层产生扰动并引发地表变形, 进而导致邻近建筑物产生不均匀沉降, 影响邻近建筑物的正常使用。目前关于隧道施工对地表上方建筑物变形影响规律的研究方法主要有理论分析法、数值模拟法和实测数据分析法等。无论是理论分析法还是数值模拟法基本将土体看作均质的材料, 各种物理力学参数的取值都是平均效应得到的, 并没有考虑土体参数的空间变异性特征。隧道施工引起的地层变形是造成建筑物发生位移的根本原因, 因此, 研究隧道施工引起的地层变形是分析建筑物变形规律的前提条件。针对这一问题, Mollon 等^[1]将土性参数视为随机变量研究了参数不确定性对地表变形规

律的影响。Miro 等^[2]分析了分别服从正态分布和对数正态分布的土性参数对地表变形的影响, 分析结果显示当变异系数较小时, 土性参数概率分布类型的影响并不明显。程勇刚等^[3]研究岩体弹性模量和侧压力系数的空间变异性对围岩变形的影响。Huber 等^[4]结合随机有限元的方法探索了土体的非均质性对隧道上方建筑物差异沉降的影响规律, 得出土体弹性模量的变异系数在其中起着非常重要的作用。为此, 本文结合随机场理论和数值分析的手段, 建立了考虑土性参数变异性的隧道下穿建筑物安全概率评价方法。考虑土

基金项目: 中国科学院科技服务网络计划(STS)(KFJ-EW-ST-122)

收稿日期: 2017-08-02

体弹性模量这一参数的空间变异性特征,首先探讨了该参数的变异系数和自相关距离对地表变形的影响规律,进而基于柔性简支梁模型的假设,采用极限拉应变作为控制指标对建筑物的安全进行概率性评价。

1 土体参数空间变异性的随机场模拟

岩土体的复杂形成过程,导致岩土体参数的空间变异性表现出局部随机性与整体结构性的双重特征。Vanmarcke 等^[5]引入随机场的理论,建立了描述土性参数空间变异性的随机场模型。模型中将空间任意点处的土性参数看作是与其位置的变量。假设该变量服从某项概率分布,同时引入自相关函数和自相关距离使得空间不同点之间满足一定的相关关系。在随机场建模方法中,协方差矩阵分解法^[6]具有简便、高效的特点,因此,本文选用该方法作为土体参数随机场模型的离散方法。

2 建筑物安全性评价方法

借鉴在英国 Jubilee 延长线施工中采用的建筑物的评价方法^[7]。该方法假设长度为 L 、高度为 H 的地表建筑物为柔性简支梁模型^[8],不计其重量,地表变形全部施加于建筑物上。受到隧道施工引起地表变形的影响,在建筑物内会产生弯曲拉应变 e_{br} 和剪切拉应变 e_{dr} ,拉应变较大建筑物内部开始出现裂隙,裂隙继续扩张进而导致建筑物发生破坏。

根据隧道上方建筑物与地表沉降曲线中反弯点的相对位置关系,可以将建筑物划分为中拱段(l_{h1} 和 l_{h2})和中垂段(l_s),如图1所示, i 表示沉降槽宽度系数。Mair 等^[9]提出将 1 mm 沉降量线作为地表沉降的影响边界,对于地表沉降量小于 1 mm 的区域可以不考虑地表变形对上方建筑物的影响。

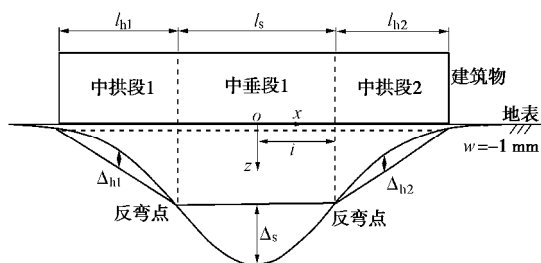


图1 建筑物变形示意图

Fig. 1 Sketch of building deformation

Burland^[10]提出了由地表沉降引起的建筑物内弯曲拉应变 e_b 和剪切拉应变 e_d 计算方法:

$$\frac{\Delta}{l} = \left(\frac{l}{12t} + \frac{3I}{2tH} \frac{E}{G} \right) e_b \quad (1)$$

$$\frac{\Delta}{l} = \left(1 + \frac{Hl^2}{18I} \frac{G}{E} \right) e_d \quad (2)$$

式中: Δ/l 为挠度比,等于弯曲段挠度差与弯曲段长度的比值; H 为建筑物高度; I 为单位宽度弹性梁的惯性矩; E 和 G 分别为建筑物的弹性模量和剪切模量; t 为弹性梁中性轴距梁边界的最大距离,中拱段 $t=H$,中垂段 $t=H/2$ 。在计算 e_b 和 e_d 时,需要分别计算建筑物中拱段和中垂段的拉应变值 e_b^{h1} , e_b^{h2} , e_b^s , e_d^{h1} , e_d^{h2} 和 e_d^s 。如 e_b^{h1} 可表示为

$$\frac{\Delta_{h1}}{l_{h1}} = \left(\frac{l_{h1}}{12H} + \frac{3I}{2tl_{h1}} \frac{E}{G} \right) e_b^{h1} \quad (3)$$

本文针对二维平面问题开展研究,仅考虑在隧道横断面方向上的水平变形情况,地表水平位移引起的水平应变 e_h 计算公式如下:

$$e_h = \frac{\partial U}{\partial x} = \frac{1}{z_0 - z} w \left(\frac{x^2}{i^2} - 1 \right) \quad (4)$$

$$U = \frac{x}{z_0 - z} w \quad (5)$$

式中 z_0 为隧道轴线埋深, $z_0=15$ m; U 表示沿 x 方向的水平位移函数; w 表示关于 x 的地表沉降曲线函数; i 为沉降槽宽度系数。

隧道施工引起地表变形在建筑物内产生的弯曲拉应变 e_{br} 和剪切拉应变 e_{dr} 可表示为

$$e_{br} = e_h + e_b \quad (6)$$

$$e_{dr} = e_h \left(\frac{1-n}{2} \right) + \sqrt{e_h^2 \left(\frac{1+n}{2} \right)^2 + e_d^2} \quad (7)$$

式中 n 为泊松比;在式(6)、(7)中应分别计算建筑物内中垂段和中拱段的弯曲拉应变和剪切拉应变。

采用极限拉应变 e_{lim} 的方法评估建筑物的破坏等级,如表1所示^[11]。取弯曲拉应变 e_{br} 和剪切拉应变 e_{dr} 之间的最大值与极限拉应变 e_{lim} 进行比较,根据表1可以确定建筑物的破坏级别。

表1 建筑物损坏级别表^[11]

破坏等级	严重性程度	极限拉应变%
0	可忽略的	0~0.05
1	非常轻微	0.05~0.075
2	轻微	0.075~0.15
3	中等	0.15~0.3
4, 5	严重至非常严重	>0.3

3 考虑参数空间变异性的建筑物安全概率评价方法

将参数随机场建模方法和建筑物安全性评价方法有机结合,本文建立了基于随机场理论的建筑物安全概率评价方法,其分析过程可以总结为以下5个步骤:

(1) 确定待分析隧道模型尺寸以及土层、衬砌材料参数和不确定性参数特征统计量。

(2) 采用有限差分软件 FLAC^{3D} 将模型进行网格

剖分, 提取所有网格单元的中心点坐标。

(3) 采用协方差矩阵分解法实现不确定性土体参数随机场模型的生成。

(4) 利用 FLAC^{3D} 中内嵌 FISH 语言编写程序, 建立随机场模型与有限差分网格单元的一对一映射关系, 实现随机场模型到数值分析模型的转换。

(5) 借助于 Monte-Carlo 策略, 多次重复步骤(3)和(4)进行隧道施工的随机分析, 提取每次随机分析得到的地表变形并进行建筑物安全概率性分析。

4 算例分析

选取模型尺寸为 60 m×40 m (宽×高), 在隧道轴线方向上取 1 m。隧道直径 D 为 6 m, 埋深 C 为 12 m。土体视为理想弹塑性材料, 服从 Mohr-Coulomb 屈服准则。隧道衬砌结构假定为线弹性材料, 采用 Shell 结构单元进行模拟。在土性参数当中, 本文主要考虑了弹性模量 E 的变异性对隧道下穿建筑物安全性的影响。本文假定弹性模量服从对数正态分布, 均值为 12 MPa。土体重度为 18 kN/m³, 内摩擦角为 8.5°, 黏聚力为 13 kPa。采用指数自相关函数形式表示土体中不同点处弹性模量之间的相关性。

4.1 隧道施工引起的地表变形规律

研究隧道施工引起的地表变形是对上部建筑物进行安全性评价的前提条件。隧道开挖后势必导致开挖边界上的节点应力释放, 因此可以采用应力释放方法模拟隧道开挖的整个过程。隧道开挖后, 在开挖边界节点上施加一个作用力, 并通过一个应力释放系数 l 控制开挖边界点上不平衡力的释放大小。从探索规律性的角度出发, 在计算本文分析过程中可取 $l = 0.1$ 。借助于 Monte-Carlo 策略开展随机性分析, 选取了 500 次作为各工况模拟次数。

取自相关距离 $\theta/D = 1/6$, 图 2 分别给出了弹性模量变异系数 COV 分别为 0.3 和 0.5 的随机计算得到的地表沉降曲线, 图中粗实线表示确定性计算结果, 即不考虑 E 空间变异性的地表沉降曲线。从图上可以看出, 由于每一次生成的参数随机场模型不同, 计算结果表现出一定程度的离散性。随着 COV 的增大, 地层的不均匀性逐渐增加, 地表沉降曲线的离散程度也会增大。

取 COV=0.4, 图 3 给出了自相关距离与隧道直径比 θ/D 分别为 1/2 和 2 时的随机计算得到的地表沉降曲线。可以看出, θ/D 越大, 随机计算结果的离散性也逐渐增加。同时 θ/D 还会在一定程度上影响地表沉降曲线的形式。当 $\theta/D = 2$ 时, 部分随机计算结果得到的地表沉降曲线形式出现明显的变化, 不再是关于隧道轴线对称的曲线。由于考虑了 E 空间变异性的作用, 在随机计算模型中出现了高刚度或低刚度单元集中的

区域。开挖引起的应力释放, 沿着高刚度单元集中的区域传递至地表引起的变形量较小, 相反沿着低刚度单元集中的区域传递就会引起较大的地表变形, 从而造成地表变形曲线的形式出现不规则的变化。

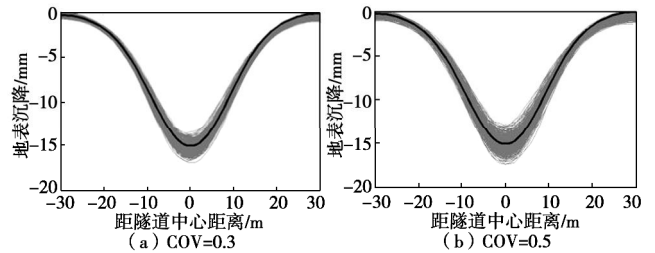


图 2 不同 COV 下地表沉降曲线

Fig. 2 Surface settlements under various values of COV

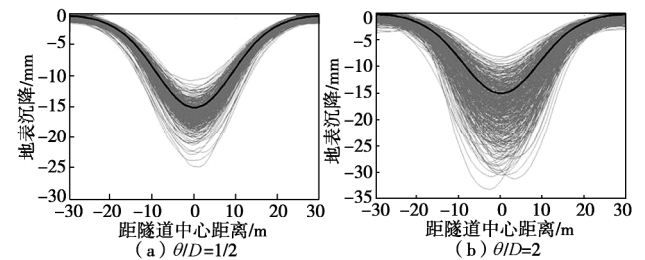


图 3 不同 θ/D 下地表沉降曲线

Fig. 3 Surface settlements under various values of θ/D

4.2 建筑物安全概率性评价

假设地表上方建筑物高度 H 为 10 m 的砌体结构建筑物 ($E/G=2.6$), 长度 L 大于地表沉降影响范围。根据式 (1) ~ (7), 可以得到不考虑弹性模量空间变异性的弯曲拉应变 e_{br} 和剪切拉应变 e_{dr} 分别为

$$e_{br} = 0.088\% \quad (8)$$

$$e_{dr} = 0.048\% \quad (9)$$

根据表 1 可知该建筑物破坏等级为 2 级, 属于轻微破坏。考虑弹性模量空间变异性的影响, 在多次随机计算结果中建筑物内最大拉应变超出极限拉应变 e_{lim} 的概率可以表示为 N 次随机计算中建筑物内最大拉应变超出 e_{lim} 的次数所占的比例。

图 4 给出了当 $\theta/D = 1/6$ 时, 不同 COV 下建筑物内产生的最大拉应变超出 e_{lim} 的概率。可以看出, 与确定性结果不同, 随机分析结果相对离散, 且随着 COV 的增大, 离散程度逐渐增加, 这与地表变形规律保持一致。但是, 在 θ 取值较小的时, 变异系数对建筑物内最大拉应变的概率分布并无较为明显的影响, 根据表 2 可知计算结果均在 2 级范围以内, 与确定性分析结果相同均位于轻微破坏范围内。

以 COV=0.4 为例, 图 5 给出了建筑物内最大拉应变超出 e_{lim} 的概率随 θ/D 的变化关系。可以看出, 建筑物内最大拉应变对 θ/D 的大小较为敏感, 并且随着 θ/D 的增大, 最大拉应变的概率分布越离散。当 $\theta/D = 2$ 时, 建筑物破坏等级达到中等破坏 (3 级) 的概率不再为 0。对于表 1 中定义的 6 个建筑物破坏等级, 有

关学者^[9]指出, 建筑物破坏等级 2 级和 3 级的划分标准 ($e_{lim}=0.15\%$) 是非常重要的, 因为造成建筑物破坏等级达到 2 级的原因可能有多种, 包括收缩、温度效应等, 不一定是由于地表变形引起的, 但是这些因素一般不会致使建筑物达到 3 级破坏。因此, 一旦建筑物的破坏等级达到了 3 级, 可以认为地表变形已经对建筑物的安全性造成一定程度的影响。

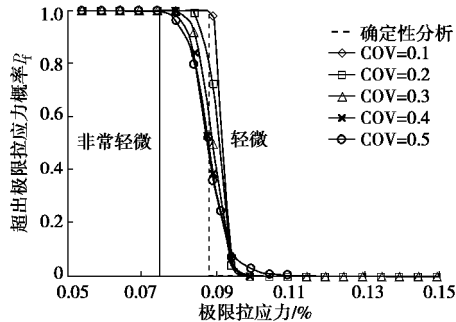


图 4 超出 e_{lim} 的概率与 COV 的关系

Fig. 4 Probability of exceeding e_{lim} under various values of COV

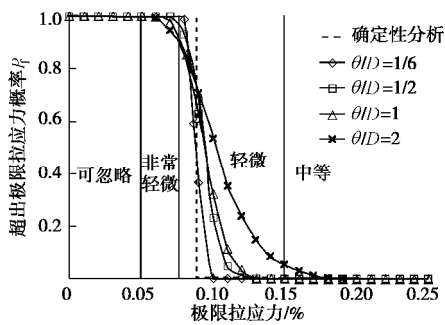


图 5 最大拉应变超出 e_{lim} 的概率与 θ/D 的关系

Fig. 5 Probability of exceeding e_{lim} under various values of θ/D

5 结 论

考虑土性参数的空间变异性特征, 提出了隧道下穿建筑物安全的概率性评价方法, 探讨了土体参数弹性模量变异系数和自相关距离对隧道上方建筑物安全性的影响, 得到以下两点结论:

(1) 弹性模量的变异系数对地表变形规律的影响主要体现在变形量上; 自相关距离对地表变形量和变形形式上都有影响。

(2) 基于以极限拉应变作为指标的建筑物破坏等级判断方法, 得出随着变异系数和自相关距离的增大, 建筑物内最大拉应变的概率分布越分散, 同时建筑物达到较高破坏等级的概率也越大。

参考文献:

[1] MOLLON G, DIAS D, SOUBRA A H. Probabilistic analyses of tunneling-induced ground movements[J]. Acta

Geotechnica, 2013, 8(2): 181 - 199.

[2] MIRO S, KÖNIG M, HARTMANN D, et al. A probabilistic analysis of subsoil parameters uncertainty impacts on tunnel-induced ground movements with a back-analysis study[J]. Computers and Geotechnics, 2015, 68: 38 - 53.

[3] 程勇刚, 常晓林, 李典庆. 考虑岩体空间变异性的隧洞围岩变形随机分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, 31(增刊 1): 2767 - 2775. (CHENG Yong-gang, CHANG Xiao-lin, LI Dian-qing. Deformation stochastic analysis of tunnel surrounding rock considering its spatial randomness[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, 31(S1): 2767 - 2775. (in Chinese))

[4] HUBER M, HICKS M A, VERMEER P A, et al. Probabilistic calculation of differential settlement due to tunneling[C]// Proceedings of the 8th International Probabilistic Workshop. Szczecin, 2010: 1 - 13.

[5] VANMARCKE E, YADRENKO M I. Random fields: Analysis and synthesis[J]. Cambridge Ma Mit Press P, 1983.

[6] EL-KADI A I, WILLIAMS S A. Generating two-dimensional fields of autocorrelated, normally distributed parameters by the matrix decomposition technique[J]. Groundwater, 2000, 38(4): 530 - 32.

[7] BURLAND, JOHN B, JAMES R, et al. Building response to tunnelling: case studies from construction of the Jubilee Line Extension[M]. London: Thomas Telford, 2001.

[8] POLSHIN D E, AND R A TOKAR. Maximum allowable non-uniform settlement of structures[C]// Proceedings of 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Butterworth's Scientific. London, 1957: 402 - 405.

[9] MAIR R J, TAYLOR R N, BURLAND J B. Prediction of ground movements and assessment of risk of building damage due to bored tunnelling[C]// Fourth International Symposium of International Conference of Geotechnical Aspects of on Underground Construction in Soft Ground. London, 1996: 713 - 718.

[10] BURLAND J B, WROTH C P. Settlement of buildings and associated damage[C]// Proceedings of Conference on Settlement of Structures. Cambridge. London, 1975: 611 - 654.

[11] BURLAND J B, BROMS B B, MELLO V F B D, et al. Behaviour of foundations and structures[C]// Proc 9th Int Conf S M F E. Tokyo, 1977, II: 495 - 546.

DOI: 10.11779/CJGE2017S2020

上海地区软黏土的 OCR 及地质成因

高彦斌¹, 陈忠清^{*2}

(1. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 绍兴文理学院土木工程学院, 浙江 绍兴 312000)

摘 要: 通过覆盖上海地区两种沉积相(滨海平原和湖沼平原) 19 个工程的原位十字板强度 S_{uFV} , 结合国内外研究成果, 对上海 3 个软黏土层的超固结比 OCR 及其地质成因进行了分析。根据强度比 S_{uFV}/s'_{v0} (s'_{v0} 为有效上覆压力) 计算 OCR, 给出了 OCR 随深度的变化规律。上海软土整体上处于超固结状态, 浅部具有较大的 OCR 且较为离散(在 1.3~5.0), 随深度的增加 OCR 迅速减小, 超过约 13 m 后维持在一稳定的数值(平均为 1.6)。过去采用室内压缩试验给出的结果显著低估了上海软黏土的 OCR。结合 Hanzawa 和 Tanaka 给出的模型对上海软黏土的强度及超固结地质成因进行了分析, 认为基本符合浅部以胶结作用为主、深部以次压缩为主的特征。浅部的胶结作用变化范围较大而深部的次压缩作用则相对稳定, 并初步给出了正常压缩、胶结作用和次压缩作用对总强度的贡献。

关键词: 软黏土; 原位十字板强度; 超固结比; 胶结作用; 次压缩作用

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)S2-0079-04

作者简介: 高彦斌(1973-), 男, 副教授, 博士生导师, 主要从事软土力学特性和软土工程方面的研究工作。E-mail: yanbin_gao@tongji.edu.cn。

OCR of Shanghai soft clay and its geological causes

GAO Yan-bin¹, CHEN Zhong-qing²

(1. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. School of Civil Engineering, Shaoxing University, Shaoxing 312000, China)

Abstract: Through the field vane strengths S_{uFV} of 19 projects involving two sedimentary facies of coastal plain and lacustrine plain in Shanghai and combined with the worldwide research findings, the overconsolidation ratio (OCR) and its geological causes of three Shanghai soft clay layers are analyzed. The OCR is calculated according to strength ratio S_{uFV}/s'_{v0} (s'_{v0} is the effective overburden pressure), and then its variation with depth is given. The results show that the Shanghai soft clay is overconsolidated in general. The OCR of shallow layers is larger and more discrete (from 1.3 to 5.0). The OCR decreases rapidly with the increase of depth and almost maintains a stable value (1.6 in averages) after 13 m deep. The OCR of Shanghai soft clay is significantly underestimated according to the laboratory compression tests in the past. Based on the model given by Hanzawa and Tanaka, the strength and geological causes of overconsolidation of Shanghai soft clay are analyzed. It is conformed that for the shallow layers of the clay the main cause is the cement effect varying in a wide range, and for deep layers the main cause is the secondary compression effect being in a relatively stable range. The contribution of normal compression, cement effect and secondary compression effect to the total strength of the soft clay is also given.

Key words: soft soil; field vane strength; overconsolidation ratio; cement effect; secondary compression effect

0 引 言

超固结比 OCR 是评价土的固结状态、结构性以及变形和强度特性的一个非常重要的参数。软黏土具有灵敏性, 扰动会导致室内压缩试验测得的 OCR 偏低, 影响对软黏土固结状态的正确评价^[1]。国外对基于原位十字板强度 S_{uFV} 评价软黏土 OCR 的方法进行了大量的研究并取得了丰富的成果。上海地区长期以来主要依靠压缩试验获得软黏土的 OCR, 试验结果存在较大的争议。有人认为上海软黏土的 OCR 接近

1.0^[2], 也有人认为上海软黏土和世界其他地区的全新世海相沉积软黏土一样, 超固结比在 1.5 以上^[3-5]。因此很有必要借助原位测试方法以及国外的相关研究成果, 对上海软黏土 OCR 进行进一步系统的研究, 这是本文的一个目的。近些年来, 软黏土结构性研究受

基金项目: 国家自然科学基金项目(40702051); 浙江省公益技术应用研究计划项目(2016C33052); 绍兴市公益技术应用研究计划项目(2015B70034)

收稿日期: 2017-08-02

*通讯作者(E-mail: Q_CHEN_YK@163.com)

到了国内普遍关注。大量试验结果表明中国沿海地区软黏土的结构性会使其表现出较大的OCR, 但对其地质成因的研究却相对欠缺。借助国外学者在这方面的研究成果来分析上海软黏土OCR的地质成因, 这是本文的第二个目的。

1 上海地区浅层软土及收集的资料

上海地区地貌类型主要包括: I-湖沼平原和 II-滨海平原。湖沼平原又根据暗绿色硬土层的分布特点分为 I1 和 I2 两个亚区。II 和 I2 区具有相近的土层分布, 3 个软土层为: 第③层灰色淤泥质粉质黏土层(部分地区有夹砂层)、第④层灰色淤泥质黏土层和第⑤₁层粉质黏土、黏土层; I1 区只有第③层灰色淤泥质粉质黏土层。软土的埋深大多在 25 m 范围内。本文统计了 19 个工程的勘察数据。其中 13 个位于滨海平原(标号为①~⑬), 3 个位于湖沼平原 I2 区(标号为⑭~⑯), 3 个位于湖沼平原 I1 区(标号为⑰~⑱)。每个工程选取了一个代表性的原位十字板试验孔数据进行分析。

2 S_{uFV} 和 S_{uFV}/s'_{v0} 随着深度的变化

整理得到的 19 个工程的 $S_{uFV}-Z$ 关系见图 1 所示。图中近似的给出了 3 个软土层的分界线。 $S_{uFV}-Z$ 关系大致可以分为 A, B 两种类型: 类型 A, S_{uFV} 随深度近似线性增大; 类型 B, 浅部约 3~6 m 以内(主要为第③层淤泥质粉质黏土) S_{uFV} 随深度增大而减小, 超过 8~10 m 才近似线性增大。这两种类型同时存在于滨海平原和湖沼平原, 很难判断这两种类型与地貌类型之间的关系。拟合得到的 $S_{uFV}-Z$ 线性关系式为

$$S_{uFV} = 2.16Z + 12, \quad (1)$$

这个关系式适用于类型 A 埋深 Z 大于 3 m 以及类型 B 埋深 Z 大于 8 m。

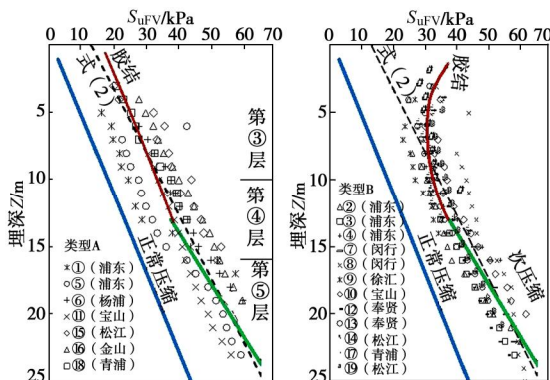


图 1 S_{uFV} 随埋深 Z 的变化图

Fig. 1 Variation of S_{uFV} with depth

图 2 是根据图 1 中的数据整理得到的 S_{uFV}/s'_{v0} 随深度的变化。无论是类型 A 还是类型 B, S_{uFV}/s'_{v0} 随

埋深 Z 的增大均呈现出单调减小的趋势。 S_{uFV}/s'_{v0} 在浅部(小于 8~10 m)的第③层中变化范围较大一些, 多在 0.4~0.8 之间, 且类型 B 的 S_{uFV}/s'_{v0} 要比类型 A 略大一些; S_{uFV}/s'_{v0} 在深部(大于 8~10 m)的第④层和第⑤₁层土中则趋于一个稳定的数值, 大多在 0.3~0.4 之间, 与魏道垵和胡中雄^[5]由 5 个工程资料得到的 0.28~0.5 是接近的。

图 2 中还给出了根据式 1 换算得到的 S_{uFV}/s'_{v0} 随深度的变化曲线。图 1 中 S_{uFV} 随深度线性增大的关系可转化为图 2 中 S_{uFV}/s'_{v0} 随深度的非线性减小的关系。同样表现出深部的拟合效果要优于浅部。

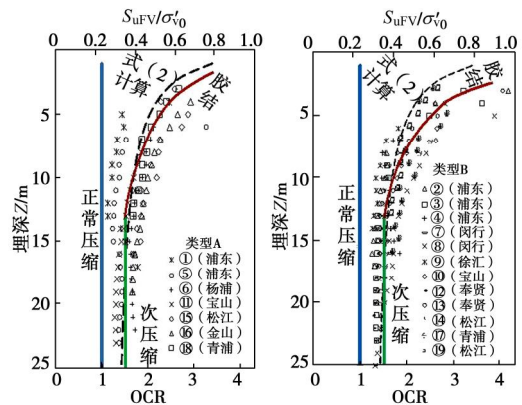


图 2 S_{uFV}/s'_{v0} 和 OCR 随埋深 Z 的变化图

Fig. 2 Variation of S_{uFV}/s'_{v0} with depth

3 根据 S_{uFV}/s'_{v0} 得到的 OCR

天然软黏土的 S_{uFV}/s'_{v0} 与采用压缩试验确定的超固结比 OCR 之间存在如下关系:

$$S_{uFV}/s'_{v0} = (S_{uFV}/s'_{v0})_n \cdot OCR^m \quad (2)$$

式中 $(S_{uFV}/s'_{v0})_n$ 为正常固结土的强度比; m 为一个参数。根据 Jamiolkowski 等^[6]和 Chandler^[7]的研究, 参数 m 的统计值在 0.95~1.0 之间。

Skempton^[8]对正常固结黏性土 S_{uFV}/s'_{v0} 和塑性指数 IP 的关系就行了研究, 得到的关系如下:

$$S_{uFV}/s'_{v0} = 0.11 + 0.0037IP \quad (3)$$

S_{uFV}/s'_{v0} 随 IP 的增大而略微增大, 当塑性指数 $IP=20\sim40$ 时, $(S_{uFV}/s'_{v0})_n \approx 0.23$ 。如取参数 $m=1$, 则根据式 (3) 可得

$$OCR = 4.31(S_{uFV}/s'_{v0}) \quad (4)$$

这也正是 Mayne 等^[9]根据世界各地试验数据给出的统计结果, 其相关系数 $r=0.81$ 。表明软黏土的 OCR 与 S_{uFV}/s'_{v0} 成正比关系。

图 2 中给出了采用式 (4) 求得的两类型的 OCR 随深度的变化。图 3 则给出了 A, B 两种类型的整体结果, 这两种类型的 OCR 主要区别在浅部, 深部则差别不大。可以看出, 上海地区的软黏土整体具有明显的超固结性, OCR 随深度的增大而减小。在浅部 3~

13 m, OCR 多在 1.3~5.0, 数据离散型大一些; 在深度 13~25 m, OCR 多在 1.2~2.0, 数据离散型较小一些。为了便于工程应用, 以下分别给出了浅部和深部的整体拟合关系式:

$$\text{浅部, } Z < 13 \text{ m, } \text{OCR} = 9Z^{-0.68}, \quad (5a)$$

$$\text{深部, } Z \geq 13 \text{ m, } \text{OCR} = 1.6. \quad (5b)$$

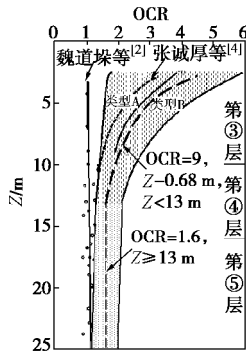


图 3 超固结比 OCR 沿深度的变化

Fig. 3 Variation of OCR with depth

魏道垛等^[2]曾基于多个场地的软黏土压缩试验数据曲线给出了上海软黏土的 OCR - Z 关系式:

$$\text{OCR} = 0.0046(Z-3)+1.03, \quad (6)$$

他们认为深度 3~25 m 范围内软黏土的 OCR 随深度只有微小的变化, 可近似取 1.08, 基本可当做正常固结土。该关系式也在图 3 中给出。可以看出这个关系式要明显小于本文给出的结果。张诚厚等^[3-4]和冯铭璋等^[5]在 20 世纪八、九十年代较早的研究了上海地区以及沿海其他地区软土结构性对压缩特性的影响, 发现“正常压密”的天然软土所表现出来的明显的超固结现象。图 3 中给出了张诚厚^[4]采用压缩试验得到的上海黄浦江岸边某场地淤泥质黏土的 OCR 随深度的变化曲线, OCR 在 1.4~2.4 之间, 与本文给出的规律比较接近。魏道垛等^[3]所给出较低的 OCR 可能与取样扰动造成测得的前期固结压力偏低有关。比起容易受取土扰动影响的压缩试验, 图 3 给出的基于 FVT 得到的结果可能更为可靠。

4 上海地区软黏土超固结成因

Schmertmann^[10]等发现世界各地具有一定沉积历史地天然的软黏土的 OCR 约为 1.5~2.5, 这与本文给出的上海软黏土的 OCR 非常接近。目前对天然软黏土超固结成因的定量解释主要有以下两种模式: 一种是 Bjerrum 提出的次压缩作用; 另外一种 Hanzawa 和 Tanaka 提出的次压缩及胶结模式。

4.1 Bjerrum 提出的次压缩作用

Bjerrum^[11]给出了挪威两种软黏土——“新黏土”(new clay)和“老黏土”(aged clay)的 S_{uFV}/s'_{v0} 与 I_p 的关系, 见图 4 所示。“新黏土”实际上就是新近沉积的正常固结土, 具有较小的 S_{uFV}/s'_{v0} ; “老黏土”

是沉积历史较久的超固结土, 具有较大的 S_{uFV}/s'_{v0} 。Bjerrum 认为“老黏土”具有较大的 S_{uFV}/s'_{v0} 归因于次压缩导致的视超固结象, 并提出了次压缩作用对软黏土 OCR 的影响的分析方法

$$\text{OCR} = (t/t_p)^{c_a/c_c}, \quad (7)$$

其中 t 为时间, t_p 为主固结结束的时间, c_a 和 c_c 分别为次压缩指数和压缩指数。胡中雄^[12]曾采用这个方法对上海软黏土的 OCR 进行了分析, 当参数 c_a/c_c 取 0.034 时, 采用式 (7) 计算得到 2739.72 年 (即一百万天) 的 OCR 为 1.5。这与本文图 3 给出的深度超过 13 m 的 OCR 非常接近, 表明深部的软土的超固结现象可能主要是由于次压缩作用造成的。

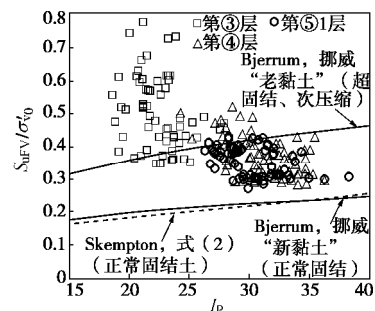


图 4 S_{uFV}/s'_{v0} 与塑性指数 I_p 的关系

Fig. 4 Relationship between S_{uFV}/s'_{v0} and I_p

图 4 给出了上海 3 个软土层的 S_{uFV}/s'_{v0} 与 I_p 的关系图, 其中 I_p 是测试深度处整个场地的平均值。可以看出, 3 个软土层的 S_{uFV}/s'_{v0} 均明显高出 Skempton 和 Bjerrum 给出的正常固结土的曲线。这意味着这 3 层土属于超固结土。但这 3 个土层的 S_{uFV}/s'_{v0} 并不完全符合 Bjerrum 给出的挪威“老黏土”的关系曲线, 也不存在随着 I_p 增大而增大的现象, 反而出现相反的规律。这意味着 Bjerrum 的次压缩导致视超固结的模式并不完全适用于上海的 3 个软土层。

4.2 Hanzawa 等提出的次压缩和胶结作用

Hanzawa 等^[13]对海相沉积软黏土的原位十字板强度的 $S_{uFV} - Z$ 和 $S_{uFV}/s'_{v0} - Z$ 的关系进行了分析。他们根据土力学理论给出了如图 5 所示的模型, 在次压缩作用的基础上考虑了胶结作用。

图 1 给出的上海软黏土浅部的 $S_{uFV} - Z$ 关系并不像图 5 所示的那样呈现出简单的线性增长的模式, 可见实际表现出的胶结作用要更为复杂。而图 2 给出的 $S_{uFV}/s'_{v0} - Z$ 关系和 OCR - Z 关系则与图 5 较为一致。Hanzawa 等提出的次压缩及胶结作用模式大致能够解释上海 S_{uFV}/s'_{v0} 和 OCR 随深度的变化规律。

根据这个模式, 在图 2 和图 3 给出了正常压缩、次压缩和胶结 3 种作用对 S_{uFV} 和 S_{uFV}/s'_{v0} 的影响的平均贡献。对于正常压缩 (OCR=1.0) 有 $S_{uFV}/s'_{v0}=0.23$ 。对于深部次压缩作用, 取 OCR 平均值 1.6, 即 $S_{uFV}/s'_{v0}=0.37$, 次压缩作用对总强度的平均贡献约为

38%。对于浅部的胶结作用,结合强度分布规律大致给出了 A, B 两种类型的胶结作用,以解释浅部强度所表现出来的复杂现象。胶结作用对总强度的贡献随着深度的增加而减小,平均贡献在 43%~85%之间。

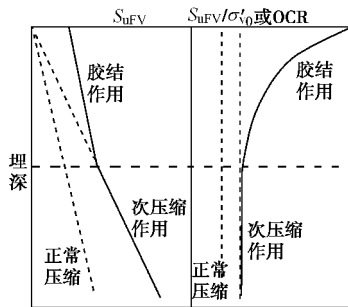


图5 Hanzawa 和 Tanaka 提出的次压缩和胶结作用模式

Fig. 5 Secondary compression and cement effect by Hanzawa and Tanaka

5 结 论

本文分析了上海地区滨海平原和湖沼平原的 19 个重要工程项目的原位十字板强度,主要结论如下:

(1) 由 S_{uFV}/s'_{v0} 得到上海软黏土的 OCR 在浅部 3~13 m 为 2.0~5.0, 在深度 13~25 m 为 1.2~2.2, 超固结特性不容忽视, 不适合当做正常固结土看待。考虑到中国工程界存在的突出的取土扰动问题, 基于原位测试确定 OCR 的方法在沿海地区值得发展和推广。

(2) 上海软黏土的强度和超固结特征与 Bjerrum 给出的主要受次压缩影响的挪威“老黏土”相差较大, 而符合 Hanzawa 等的次压缩及胶结的模式。不同程度的胶结作用(即结构性)是造成上海浅层土(小于 13 m)超固结的主要因素, 次压缩作用是深层土(大于 13 m)超固结的主要因素。

希望以上成果能够对中国沿海地区软黏土强度、超固结、结构性的认识以及相关理论研究和工程应用有所帮助。作者认为对中国沿海地区表层风化作用的深入研究, 将有助于解释中国沿海不同地区的软黏土所表现出的复杂力学特性。

参考文献:

- [1] CHANG M F. Interpretation of overconsolidation ratio from in situ tests in Recent clay deposits in Singapore and Malaysia[J]. Can Geotech J, 1991, 28: 210 - 225.
- [2] 魏道堃, 胡中雄. 上海浅层地基土的前期固结压力及有关压缩性参数的试验研究[J]. 岩土工程学报, 1980, 2(4): 13 - 22. (WEI Dao-duo, HU Zhong-xiong. Experimental study of preconsolidation pressure and compressibility of Shanghai subsoil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1980, 2(4): 13 - 22. (in Chinese))
- [3] 张诚厚, 王伯衍, 汪兆京. 上海黄浦江岸边淤泥质黏土的固结状态及强度特性[J]. 水利水运科学研究, 1981, 3(1): 12 - 33. (ZHANG C H, WANG B H, WAN Z J. The consolidated condition and shear strength behavior of soft clay at the bank of Huangpu River, Shanghai [J]. Hydro-science and Engineering, 1981, 3(1): 12 - 33. (in Chinese))
- [4] 张诚厚. 上海黏土的准超压密特性[J]. 岩土工程学报, 1982, 4(3): 62 - 69. (ZHANG Cheng-hou. The apparent over consolidated behavior of Shanghai clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1982, 4(3): 62 - 69. (in Chinese))
- [5] 冯铭璋. 软土压缩曲线特征[J]. 岩土工程学报, 1992, 14(5): 95 - 100. (FENG Ming-zhang. Compression curve of soft cohesive soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1992, 14 (5): 95 - 100. (in Chinese))
- [6] JAMIOLKOWSKI M, LADD C C, GERMAINE J T, et al. New developments in field and laboratory testing of soils[C]// Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. San Francisco, 1985: 57 - 153.
- [7] CHANDLER R J. The in-situ measurement of the undrained shear strength of clays using the field vane[C]// Field and Laboratory Studies, ASTM STP 1014, American Society for Testing and Materials. Philadelphia, 1988: 13 - 44.
- [8] SKEMPTON A W. Vane tests in the alluvial plain of the River Forth near Grangemouth[J]. Géotechnique, 1948, 1: 111 - 124.
- [9] MAYNE P W, MITCHELL J K. Profiling of over-consolidation ratio in clays by field vane[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1988, 25(4): 150 - 157.
- [10] SCHMERTMANN J H. The mechanical aging of soils[J]. J Geotech Engineering Div, ASCE, 1991, 117(9): 1288 - 1329.
- [11] BJERRUM L. Problems of soils mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils collapsible, expensive and others[J]. Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1973, 17(2): 83 - 119.
- [12] 胡中雄. 土力学与环境土工学[M]. 上海: 同济大学出版社, 1997. (HU Zhong-xiong. Soil mechanics and environmental geotechnique[M]. Shanghai: Tongji University Press, 1997. (in Chinese))
- [13] HANZAWA H, TANAKA H. Normalized undrained strength of clay in the normally consolidated state and in the field[J]. Soils and Foundations, 1992, 32(1): 132 - 148.

(本文责编 黄贤沙)

DOI: 10.11779/CJGE2017S2021

桩承式变刚度加筋垫层复合地基数值模拟

曹文昭¹, 郑俊杰¹, 严勇²

(1. 华中科技大学岩土与地下工程研究所, 湖北 武汉 430074; 2. 湖北省电力勘测设计院, 湖北 武汉 430040)

摘要: 提出采用高强土工格栅和土工格室对天然砂石与建筑固体废弃物再生混凝土骨料的混合料进行加筋, 通过添加适量水泥、石灰或粉煤灰等黏结材料, 构造变刚度加筋垫层, 替代桩筏复合地基中的混凝土板, 形成采用柔性筏板的桩筏复合地基。通过建立有限元数值模型进行了对比分析, 研究表明: 土工格室加筋垫层可以通过提兜效应和柔性筏板效应, 充分调动桩墙的承载能力, 有效减小桩间土荷载, 提高桩土应力比; 增大垫层弹性模量对土工格室加筋垫层工况工作性状的改善更为显著; 实际工程中加筋垫层厚度不宜过大。

关键词: 变刚度加筋垫层; 土工格室; 数值模拟; 沉降; 桩土应力比

中图分类号: U416.1

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)S2-0083-04

作者简介: 曹文昭(1990-), 男, 江西瑞昌人, 博士, 助理研究员, 主要从事地基处理与路基支挡结构方面的研究。

E-mail: cwz_1990@hust.edu.cn。

Numerical simulation of composite foundation using pile-supported and geosynthetics-reinforced cushion with variable stiffness

CAO Wen-zhao¹, ZHENG Jun-jie¹, YAN Yong²

(1. Institute of Geotechnical and Underground Engineering, Huazhong University of Science and Technology, Wuhan 430074, China;

2. Powerchina Hubei Electric Engineering Corporation, Wuhan 430040, China)

Abstract: The geogrid and geocell with high tensile strength are meant to reinforce the mixture of natural gravel and recycled concrete aggregate made of the solid waste of construction. The reinforced cushion with variable stiffness is constructed by adding moderate cement, lime or fly ash to the reinforced mixture, which can be adopted as the flexible raft to replace the concrete raft of pile-raft composite foundation. The finite element numerical model is established for comparison investigation. The results indicate that through the tensioned membrane effect and flexible raft effect, the geocell-reinforced cushion plays an important role in mobilizing the bearing capacity of the pile wall, decreasing the settlement of the surrounding soil and improving the pile-soil stress ratio. The working performance of the geocell-reinforced case can be better improved by increasing the modulus of the cushion. The thickness of the reinforced cushion should not be too thick.

Key words: reinforced cushion with variable stiffness; geocell; numerical simulation; settlement; pile-soil stress ratio

0 引言

近年来, 中国高速公路和高速铁路的建设速度要求选用工期短、工后沉降小且收敛速度快的地基处理方法, 在这样的背景下, 桩承式加筋垫层技术得到了越来越广泛的应用^[1]。桩承式加筋垫层技术是将竖向桩体与水平向加筋垫层联合对地基进行处理, 具有施工速度快、承载力高、沉降小和造价低等优点, 适合于路堤柔性荷载下的地基处理, 并在减小新、旧路基差异沉降和控制桥头跳车方面取得了显著效果。

国内外许多学者在对桩承式加筋垫层技术的研究中, 根据实际工程地质条件和变形控制标准, 对不同桩型的研究较多, 如 CFG 桩^[1]、大直径现浇薄壁管桩^[2]和高压喷射注浆桩等^[3], 也有学者对加筋垫层中筋材

的受力变形特征开展了模型试验和现场试验研究^[4]。但总体而言, 对加筋垫层的研究还不够, 垫层形式及结构较为单一, 通常做法为在碎石垫层中水平铺设 1~2 层土工合成材料进行加筋, 并广泛应用于公路和铁路工程。该类加筋垫层的强度和刚度提升程度有限, 不足以控制路堤荷载作用下的地基沉降和不均匀沉降, 当桩体强度和刚度较高时, 不仅其承载和控沉作用无法得到充分发挥, 桩体还会向垫层中发生较大的刺入变形。

基金项目: 国家重点研发计划项目 (2016YFC0800208); 国家自然科学基金项目 (51478201); 中国博士后科学基金项目 (2017M612459)

收稿日期: 2017-08-02

1 再生骨料加筋垫层

桩筏复合地基于 2005 年首次应用于京津城际铁路松软土地基的处理,并迅速发展成为中国高速铁路工程中控制路基工后沉降的一种重要地基处理方法。张继文等^[5]结合京沪高铁凤阳试验段现场测试结果,认为从经济角度考虑,可适当减小桩筏复合地基中混凝土板的厚度和配筋率;曾俊铨^[6]则建议该试验段中桩筏复合地基的筏板厚度由原来的 0.5 m 减小为 0.3 m。表明现有的桩筏复合地基设计偏于保守,存在较大的优化空间。

中国公路和铁路工程对砂石材料的需求量不断增加,开山采石不止,植被破坏严重。与此同时,中国建筑固体废弃物已占城市垃圾总量的 1/3 以上,大量建筑固体废弃物被运往郊外露天堆放或填埋,仅少部分用作道路、基础垫层和场地回填,运输费用高且大量占用土地资源,并造成严重的生态环境破坏。鉴于此,中国《中长期铁路网规划》(2016)明确提出大力推广采用环保新技术,促进固体废弃物的循环使用和综合利用。将建筑固体废弃物制成再生混凝土骨料(recycled concrete aggregate, 简称 RCA)用于垫层,可大量吸纳建筑固体废弃物,减少天然砂石的消耗,实现可持续发展。但是与天然砂石相比,RCA 具有孔隙率高、吸水性大和强度低等特征,无法直接用作垫层材料,需采取相应措施对 RCA 进行处理,使之满足工程应用的要求。

土工格室加筋垫层由三维土工格室与内部填料共同组成具有一定抗弯、抗剪和抗压能力的柔性筏板结构。将天然砂石与 RCA 混合后采用高强土工格栅和土工格室进行加筋,通过添加适量水泥、石灰或粉煤灰等黏结材料,形成变刚度加筋垫层,以克服传统加筋垫层的强度和刚度偏小且不易调节的不足。同时,变刚度加筋垫层还可以替代桩筏复合地基中的混凝土板,施工简便,造价经济,并可根据实际工程地质条件、桩型和布桩形式设置不同类型、厚度和刚度的复合加筋垫层,以满足路堤荷载下的地基变形控制要求。

2 计算模型建立

2.1 工程概况与数值建模

十(堰)漫(山关)高速某试验段地基土层分布自上而下主要包括冲填土、软黏土、粉质黏土和风化片岩四层,采用桩承式加筋垫层技术进行处理,桩体连续布置形成桩墙,桩端进入风化片岩层,桩墙长 $L = 12$ m,净间距 $s = 3$ m,宽 $B = 0.5$ m,加筋垫层厚 0.5 m,路堤填土高度 $H = 6.0$ m,具体工程概况见文献[7]。采

用有限元软件 PLAXIS 建立二维平面应变模型,如图 1 所示,不考虑地下水的影响。对于土工格栅加筋垫层(GR)工况,垫层材料为天然砂石,土工格栅铺设在垫层中间,而土工格室加筋垫层(CR)工况中,垫层材料为 RCA 与天然砂石的混合料,土工格室加筋层厚 0.2 m,距垫层底部 0.1 m,路堤分 6 层填筑,每层高 1 m。

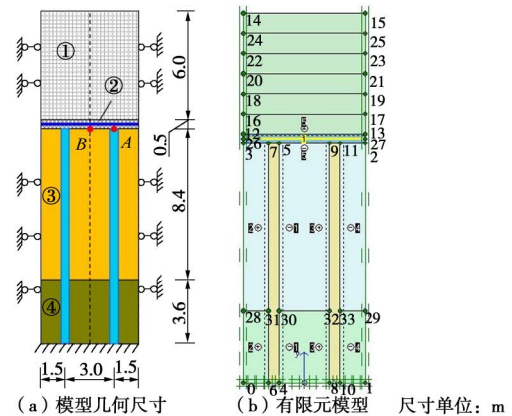


图 1 数值计算模型

Fig. 1 Numerical model

数值模型中,实体单元采用 15 节点三角形高精度单元,土工格栅采用 5 节点内置格栅单元,筋土界面和桩土界面采用 5 对节点界面接触单元,接触单元的刚度矩阵由 Newton-Cotes 积分得到。路堤填土、垫层和桩间土采用莫尔-库仑(M-C)破坏准则,桩墙和筋材采用线弹性模型,界面采用理想弹塑性模型,其中界面黏聚力和摩擦角由相邻土体的抗剪强度参数折减得到,折减因子取为 0.8。

2.2 计算参数的确定

数值模拟中,土工格室加筋层一般被视为黏聚力比约束土体大但内摩擦角与约束土体相同的等效土层,其中土体似黏聚力 c_r 的大小与土工格室提供的约束力 Δs_3 相关,并由以下方程确定

$$c_r = \frac{\Delta s_3}{2} \sqrt{K_p} \quad (1)$$

式中, K_p 为被动土压力系数, Δs_3 可由薄膜理论进行计算。把土工格室约束土体视为承受内部压力的短圆柱体,并假定受力过程中体积保持不变,则有

$$\Delta s_3 = \frac{2M}{D_0} \left(\frac{1 - \sqrt{1 - e_a}}{1 - e_a} \right) \quad (2)$$

式中 e_a 为土工格室的拉伸应变,一般取为 2%; D_0 为土工格室单孔的等效初始直径(m); M 为土工格室在应变为 e_a 时的割线模量(MPa)。

根据 RCA 与天然砂石混合料的三轴试验结果,黏聚力 $c = 2.2$ kPa,内摩擦角 $\varphi = 26.5^\circ$ 。参考文献[8],土工格室在 $e_a = 2\%$ 时割线模量 $M = 410$ kN/m,单孔等

效初始直径 $D_0 = 0.258\text{ m}$, 根据式 (1) 和式 (2) 计算得到 $c_r = 28.5\text{ kPa}$, 则土工格室加筋层黏聚力 $c_c = 30.7\text{ kPa}$, 内摩擦角 $\varphi_c = 26.5^\circ$, 根据文献[9]算得土工格室加筋层弹性模量 $E_g = 37.7\text{ MPa}$ 。对于土工格室加筋层两侧的混合料垫层, 由于其弹性模量与天然砂石相差不大且对地基表面沉降和应力分布影响较小, 为方便对比分析, 取值与天然砂石垫层相同, 即 26 MPa , 其余参数见表 1。

表 1 数值建模参数

Table 1 Parameters of numerical model					
材料	天然重度 /($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	弹性模量 /MPa	泊松比	黏聚力 /kPa	内摩擦角 /($^\circ$)
①路堤填料	20.4	30.2	0.30	32.0	28.5
②砂石垫层	21.3	26.0	0.30	1.5	30.5
③软黏土	19.2	4.3	0.35	12.0	13.6
④粉质黏土	19.1	6.4	0.33	15.0	12.2
桩墙	22.0	1000	0.2	—	—
土工格栅	抗拉刚度 $E_A = 86\text{ MN/m}$				

3 数值模拟结果分析

图 2 为路堤填筑完成时的地基表面沉降。两种工况的最大和最小沉降分别发生在路基中心桩间土和桩墙处, CR 工况的最大沉降为 23.8 mm , 明显小于 GR 工况的 29.1 mm , 而桩墙压缩量均较小, 相差不大。表明土工格室加筋垫层可以明显减小桩间土沉降和桩-土差异沉降。分析原因: 一方面, 土工格室加筋垫层的提兜效应和柔性筏板效应可以对路堤填土产生显著的托举力, 降低作用在桩间土上的附加应力; 另一方面, 土工格室加筋垫层具有较高的刚度和强度, 可以有效约束桩墙向垫层内的刺入变形, 从而减小桩间土沉降。

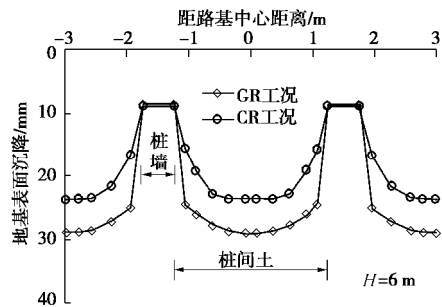


图 2 地基表面沉降

Fig. 2 Settlements of ground surface

图 3 为地基表面桩、土沉降和应力变化规律, P 和 S 分别代表桩墙中心(点 A)和路基中心桩间土(点 B), 如图 1 所示。随路堤填土高度增加, GR 工况桩间土的沉降速率明显大于 CR 工况, 桩-土差异沉降逐渐增大, 路堤填筑完成时, GR 工况和 CR 工况的桩-

土差异沉降分别为 20.7 mm 和 15.3 mm 。随路堤填土高度增加, 桩土应力比 n 均逐渐增大, 且 CR 工况始终大于 GR 工况, 路堤填筑完成时, n 分别为 12.6 和 7.6 。表明采用土工格室加筋垫层可将更多路堤荷载传递至桩墙, 充分发挥桩墙的承载能力, 减小桩间土荷载, 进而减小桩间土沉降和地基表面桩-土差异沉降。

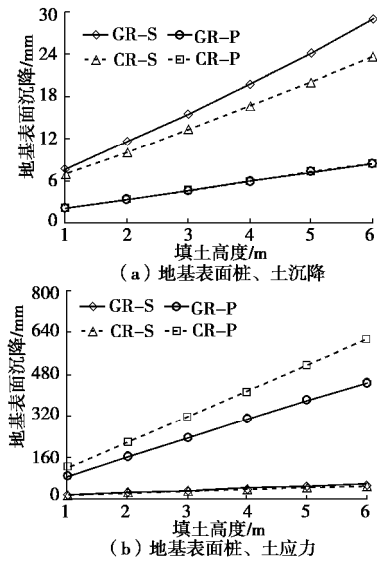


图 3 地基表面桩、土沉降和应力变化规律

Fig. 3 Settlement and stress of the pile wall and surrounding soil of the ground surface

4 参数分析

4.1 垫层弹性模量

图 4 为垫层弹性模量 E_c 的影响。随 E_c 增大, 桩间土沉降均逐渐减小, 桩墙沉降增大, 但桩-土差异沉降逐渐减小。 E_c 从 10 MPa 增大至 50 MPa , GR 工况的桩-土差异沉降降幅为 35.7% , 而 CR 工况的降幅为 37.4% 。随 E_c 增大, 桩墙应力均逐渐增大, CR 工况的增加速率大于 GR 工况, 而桩间土应力均逐渐减小, 但差异不明显。 E_c 从 10 MPa 增大至 50 MPa , CR 工况的 n 从 9.3 增大至 17.5 , 但 GR 工况的 n 仅从 5.6 增大至 8.6 。

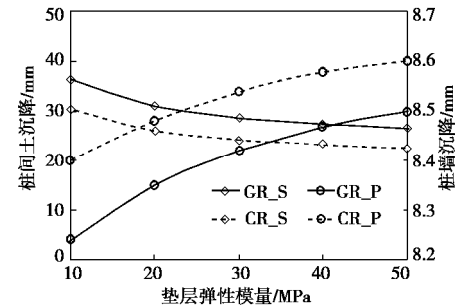


图 4 垫层弹性模量的影响

Fig. 4 Effect of modulus of cushion

4.2 垫层厚度

土工格栅始终位于垫层中间,而土工格室层距垫层底 0.1 m,图 5 为垫层厚度 h_c 的影响。随 h_c 增大,桩间土沉降均逐渐增大,但增幅很小,此时桩墙沉降均小幅减小。 h_c 从 0.3 m 增大至 0.7 m,GR 工况的桩-土差异沉降增大 3.5 mm,而 CR 工况则增大 2.7 mm。随 h_c 增大, n 均逐渐增大,GR 工况的桩墙应力逐渐减小,但 CR 工况略有增大。 h_c 从 0.3 m 增大至 0.7 m,GR 工况的 n 减小 2.7,而 CR 工况仅减小 1.5。总体而言,增大垫层厚度对 CR 工况的影响小于 GR 工况。

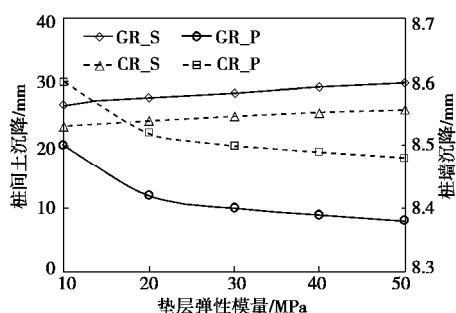


图 5 垫层厚度的影响

Fig. 5 Effect of thickness of cushion

5 结 论

(1) 采用高强土工格栅和土工格室对 RCA 和天然砂石混合料进行加筋,同时添加适量水泥、石灰或粉煤灰等黏结材料,可以克服传统加筋垫层的强度和刚度偏小且不易调节的不足。

(2) 路堤荷载作用下,土工格室加筋垫层可以通过提兜效应和柔性筏板效应,充分调动桩墙的承载能力,有效减小桩间土荷载,提高桩土应力比,进而减小桩间土沉降和桩-土差异沉降。

(3) 增大垫层弹性模量对土工格室加筋垫层工况工作性状的改善更为显著,可充分发挥桩墙的承载和减沉能力;实际工程中加筋垫层厚度不宜过大。

参考文献:

[1] CAO W Z, ZHENG J J, ZHANG J, et al. Field test of a

geogrid-reinforced and floating pile-supported embankment[J]. Geosynthetics International, 2016, 23(5): 348 - 361.

[2] LIU H L, CHU J, DENG A. Use of large-diameter, cast-in situ concrete pipe piles for embankment over soft clay[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2009, 46(8): 915 - 927.

[3] BORGES J L, MARQUES D O. Geosynthetic-reinforced and jet grout column-supported embankments on soft soils: numerical analysis and parametric study[J]. Computers and Geotechnics, 2011, 38(7): 883 - 896.

[4] 杨果林, 王亮亮. 桩网复合地基加筋垫层土工格栅变形机理研究[J]. 中国铁道科学, 2011, 32(5): 8 - 12. (YANG Guo-lin, WANG Liang-liang. Research on the deformation mechanism of the geogrid reinforced cushion for pile-net composite foundation[J]. China Railway Science, 2011, 32(5): 8 - 12. (in Chinese))

[5] 张继文, 曾俊铖, 涂永明, 等. 京沪高速铁路 CFG 桩-筏复合地基现场试验研究[J]. 铁道学报, 2011, 33(1): 83 - 88. (ZHANG Ji-wen, ZENG Jun-cheng, TU Yong-ming, et al. Experimental study on CFG pile-raft composite foundation of Beijing-Shanghai high-speed railway[J]. Journal of the China Railway Society, 2011, 33(1): 83 - 88. (in Chinese))

[6] 曾俊铖. 高速铁路 CFG 桩复合地基试验研究及理论分析[D]. 南京: 东南大学, 2010. (ZENG Jun-cheng. Experiment study and theoretical analysis of CFG pile composite foundation in high-speed railway[D]. Nanjing: Southeast University, 2010. (in Chinese))

[7] ZHENG J J, CHEN B G, LU Y E, et al. The performance of an embankment on soft ground reinforced with geosynthetics and pile walls[J]. Geosynthetics International, 2009, 16(3): 173 - 182.

[8] HEGDE A, SITHARAM T G. 3-Dimensional numerical modeling of geocell reinforced sand beds[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2015, 43(2): 171 - 181.

[9] LATHA G M. Investigations on the behaviour of geocell supported embankments[D]. Chennai: Indian Institute of Technology Madras, 2000.

(本文责编 黄贤沙)

DOI: 10.11779/CJGE2017S2022

软土地基平板载荷试验稳定标准的研究

秦振华

(上海申元岩土工程有限公司(上海地下空间与工程设计研究院), 上海 200011)

摘要: 从工程实践的角度, 对软土地基平板载荷试验的稳定标准问题进行了研究, 对比分析了不同尺寸荷载板慢速法、准慢速法、快速法载荷试验对承载力特征值和极限值判定的差异, 分析了《工程地质手册》中外推法公式对软土地基载荷试验的适用性, 改进了《工程地质手册》中外推法公式, 提出用外推法及拟合法来综合描述慢速法与快速法的相互关系。

关键词: 软土地基; 载荷试验; 承载力判定; 稳定标准; 外推法公式

中图分类号: TU43 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2017)S2-0087-04

作者简介: 秦振华(1983-), 男, 主要从事岩土工程设计、检测、咨询工作。E-mail: zhenhua-qin@foxmail.com。

Stability standards of plate load tests on soft foundation

QIN Zhen-hua

(Shanghai Shenyuan Geotechnical Co., Ltd. (Shanghai Underground Space Engineering Design & Research Institute), Shanghai 200011, China)

Abstract: The stability standards for plate load tests on soft foundation are studied based on the engineering practice. The differences of determining the characteristic values of bearing capacity and the ultimate values of bearing capacity among the slow method, the quasi-slow method and the quick method under different loading plates are analyzed. Through the analysis, the applicability of the extrapolation formula to the plate load tests on soft foundation is investigated. The extrapolation formula is improved. The extrapolation formula and the fitting method are proposed to describe the interrelation between the slow method and the quick method.

Key words: soft foundation; plate load test; determination of bearing capacity; stability standard; extrapolation formula

0 引言

平板载荷试验方法需要探讨一系列问题, 包括平板尺寸^[1-2]的选择、测读稳定标准^[3]的确定、试验前的预压要求^[4]及荷载的大小等问题。其中, 测读稳定标准问题关系到地基承载力特征值和极限值的判定以及沉降值的可靠性, 并直接影响试验的成本, 是诸多课题中较为重要的一个。

目前国内平板载荷试验均采用沉降相对稳定法(“慢速法”), 主流规范亦以慢速法为主。国外常用快速维持荷载法^[6](“快速法”), 最少持载时间为 1 h, 稳定标准较为宽松。从理论上讲快速法单级沉降和总沉降均小于慢速法。虽然快速法存在误差, 但并不是完全不可用。为了研究出适应本地区的快速静载荷试验方法, 开展了软土地基快速法及慢速法载荷试验的对比试验研究, 以期获得一些规律。

1 试验方案

本次试验对 0.5, 1, 2 m² 荷载板分别进行慢速法、

快速法以及准慢速法试验, 试验共计 3 组, 每组 3 个试验。荷载板均采用方形板, 板面积分别为 0.5, 1, 2 m²。测试区域表层土以素(杂)填土为主, 下卧淤泥质软土。测读方法如下:

(1) 慢速法: 荷载施加后按第 5, 15, 30, 45, 60 min 测读沉降量, 以后每半小时测读一次。稳定标准为: 沉降量小于 0.1 mm/小时并连续出现两次。

(2) 准慢速法: 在特征值对应的荷载之前, 荷载施加后按第 5, 15, 30, 45, 60 分钟测读沉降量, 以后每半小时测读一次, 稳定标准为: 沉降量小于 0.1 mm/小时。在特征值对应的荷载之后, 稳定标准为: 位移变形量小于 0.25 mm/h。

(3) 快速法: 每级荷载施加后维持 60 min, 按第 5, 15, 30, 45, 60 分钟测读沉降量, 然后施加下一级荷载, 不进行判稳。

基金项目: 现代建筑设计集团科研项目(15-1 类-0016-基; 15-1 类-0024-基)

收稿日期: 2017-08-02

2 试验结果分析

沉降量达到板宽的 10%时, 试验终止。根据《建筑地基基础检测规范》(JGJ 340—2015) 4.4.3 条第 4 款, 取沉降量达到 0.012 倍板宽时对应的荷载值为地基承载力特征值; 根据上海市《地基基础设计规范》(DGJ08—11—2010) 16.2.3 条第 3 款, 取沉降量达到 0.07 倍板宽时对应的荷载值为地基承载力极限值。各组试验沉降曲线见图 1~3, 各组试验特征值和极限值的判定见表 1。

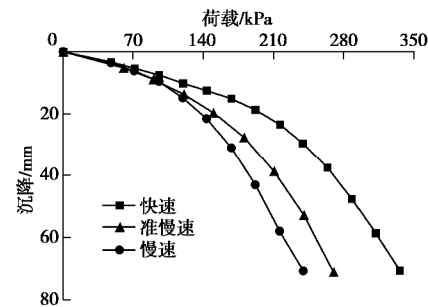


图 1 0.5 m² 载荷板试验沉降曲线对比
Fig. 1 Comparison of settlement curves of plate load tests (0.5 m²)

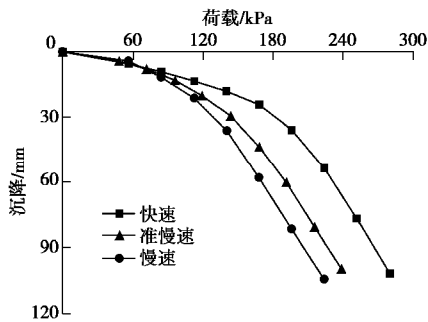


图 2 1.0 m² 载荷板试验沉降曲线对比
Fig. 2 Comparison of settlement curves of plate load tests (1.0 m²)

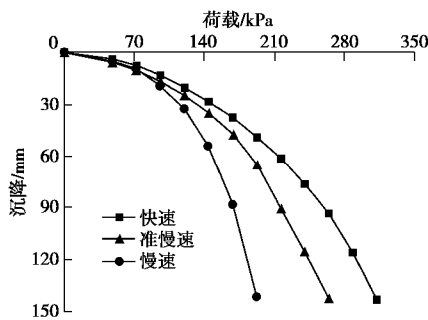


图 3 2.0 m² 载荷板试验沉降曲线对比
Fig. 3 Comparison of settlement curves of plate load tests (2.0 m²)

根据试验数据对比可以看出, 在承载力特征值的判定上, 准慢速法与慢速法差别很小, 快速法与慢速法差别略大。这说明, 如果只需判定承载力特征值, 可采用准慢速法。

对于承载力的极限值, 准慢速法与慢速法的相差 11.54%~29.48%, 快速法与慢速法相差 34%~56.07%。这说明如需判定承载力极限值, 准慢速法及快速法与慢速法差异均显得过大, 需对结果进行修正。

表 1 各组载荷试验特征值及极限值的对比分析

Table 1 Comparison and analysis of characteristic values and ultimate values					
板面积 /m ²	试验类型	特征值 /kPa	与慢速法差异百分比	极限值 /kPa	与慢速法差异百分比
0.5	慢速法	87	—	205	—
	准慢速法	88	1.15%	233	13.66%
	快速法	107	22.99%	292	42.44%
1.0	慢速法	85	—	182	—
	准慢速法	92	8.24%	203	11.54%
	快速法	103	21.18%	244	34.07%
2.0	慢速法	91	—	173	—
	准慢速法	97	6.59%	224	29.48%
	快速法	108	18.68%	270	56.07%

3 快速法与慢速法的换算研究

《工程地质手册》(第四版) 中式 3-5-6~3-5-10, 给出了根据快速法数据按外推法推算各级荷载下, 沉降达到稳定时所需时间和沉降量, 然后以推算的沉降量绘制 $p-s$ 曲线。

为验证上述公式对上海地区软土地基平板载荷试验的适用性, 对金虹桥、虹梅苑、浦东园 3 个项目共计 9 个平板载荷试验点数据进行汇总分析。9 个试验的载荷板面积均为 0.5 m², 每级荷载为 40 kPa, 采用慢速维持荷载法。以每级荷载前 1 小时内的第 5, 15, 30, 45, 60 min 的沉降测量为样本点, 用上述公式计算出每个试验点的最终沉降量, 并将计算所得沉降量与实测值比较, 数据见表 2~4, 曲线对比见图 4~6。

表 2 金虹桥载荷试验实测值与计算值对比

Table 2 Comparison between measured and calculated values based on Jinhongqiao plate load tests				
编号	荷载/kPa	计算值 /mm	实测值 /mm	差异百分比/mm
B2	80	4.28	4.3	0.52%
	120	6.8	7.16	4.98%
	160	13.16	14.25	7.64%
	200	23.48	28.09	16.41%
	240	39.93	45.05	11.36%
	280	63.72	70.73	9.92%
B12	80	6.47	6.51	0.61%
	120	14.91	14.31	4.21%
	160	24.49	25.56	4.20%
	200	39.83	46.61	14.55%
B14	80	5.04	5.08	0.69%
	120	8.22	8.35	1.60%
	160	12.1	13.42	9.82%
	200	19.06	22.13	13.87%
	240	30.57	34.78	12.11%
	280	54.9	46.8	17.31%

表 3 虹梅苑载荷试验实测值与计算值对比

Table 3 Comparison between measured and calculated values based on Hongmeiyuan plate load tests				
编号	荷载 /kPa	计算值 /mm	实测值 /mm	差异百分比 /mm
B2	80	4.5	4.38	2.71%
	120	7.47	7.29	2.53%
	160	11.27	11.19	0.73%
	200	16.34	16.75	2.43%
	240	22.34	24.62	9.25%
	280	32.36	36.19	10.59%
	320	52.62	61.06	13.82%
B4	80	1.82	1.8	1.12%
	120	3.86	3.8	1.47%
	160	6.12	6.28	2.52%
	200	9.87	9.95	0.79%
	240	14.41	15.84	9.00%
	280	21.57	22.15	2.61%
	320	46.12	49.79	7.36%
B5	80	46.12	49.79	7.36%
	120	1.89	1.87	0.87%
	160	4.34	4.34	0.81%
	200	8.09	8.08	1.66%
	240	12.35	12.6	10.46%
	280	56.07	60.82	7.81%

表 4 浦东园载荷试验实测值与计算值对比

Table 4 Comparison between measured and calculated values based on Pudongyuan plate load tests				
编号	荷载 /kPa	计算值 /mm	实测值 /mm	差异百分比 /mm
B1	80	4.82	4.78	0.82%
	120	7.8	7.8	0.04%
	160	11.84	12.13	2.38%
	200	18.77	19.43	3.38%
	240	24.62	26.98	8.75%
	280	32.61	35.35	7.76%
	320	48.12	53.33	9.76%
B3	80	4.97	4.92	1.02%
	120	8.37	8.35	0.24%
	160	13.45	13.63	1.33%
	200	20.81	22.64	8.08%
	240	29.98	33.3	9.97%
B6	80	5.6	5.61	0.21%
	120	10.12	9.95	1.70%
	160	15.52	15.94	2.62%
	200	23.34	25.82	9.59%
	240	41.67	50.58	17.61%

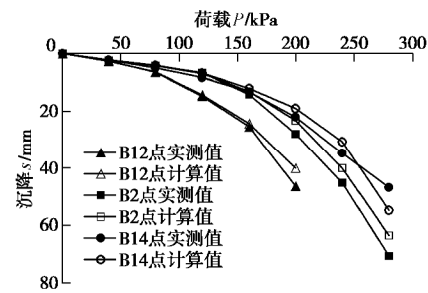


图 4 金虹桥载荷试验实测与计算曲线对比

Fig. 4 Comparison between measured and calculated curves based on Jinhongqiao plate load tests

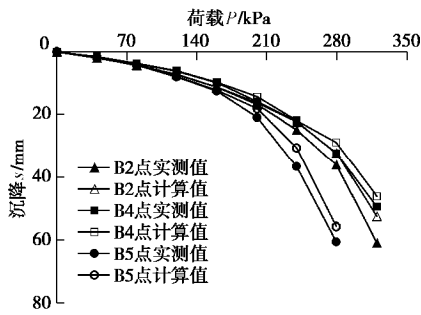


图 5 虹梅苑载荷试验实测与计算曲线对比

Fig. 5 Comparison between measured and calculated curves based on Hongmeiyuan plate load tests

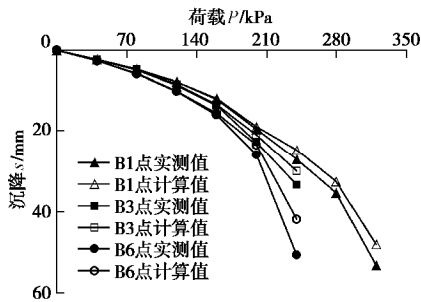


图 6 浦东园载荷试验实测与计算曲线对比

Fig. 6 Comparison between measured and calculated curves based on Pudongyuan plate load tests

通过以上的数据统计和对比分析发现,荷载达到特征值以前,用外推法公式计算值与实测值差异较小,误差控制在 5%以内。荷载超过特征值以后,计算值与实测值差异较大,达 17.6%。这是因为,特征值以前,地基处于线弹性阶段, $s - \ln t$ 曲线的斜率没有太大变化,由外推法公式计算的斜率与实际曲线斜率基本吻合。特征值以后, $s - \ln t$ 曲线的斜率有逐渐增大的趋势,而由外推法公式计算的斜率是不变的,这就导致了沉降差异逐渐增大。由于地基承载力特征值是由比例界限判定的,因此通过外推法公式将快速法数据转换为慢速法数据,并将转换后的数据用于地基承载力特征值的判定是可行的。

外推法公式中的斜率计算公式无法考虑 $s - \ln t$ 曲线的斜率逐渐增大的趋势,尤其是无法较准确计算最终沉降量。鉴于沉降差与荷载级数呈非线性关系,采用式 (1) (拟合法) 来描述慢速法与快速法的相互关系。

$$s_n = s_{nk} + C \cdot n^2 + D \cdot n + E \quad (1)$$

式中: s_n 为慢速法对应的沉降量 (mm); s_{nk} 为快速法对应的沉降量 (mm); n 为荷载级数 C, D, E 均为系数。

对荷载试验的最后两级加载采用非线性回归分析法,得出 $C=-0.055, D=1.107, E=3.024$ 。两个变量的相关系数为 $r=0.988$,相关性较好。由拟合法计算的最

后两级荷载下的沉降量与实测沉降量的对比见表 5, 6。

表 5 拟合法计算值与实测值对比

Table 5 Comparison between measured and calculated values based on fitting method						
试验 点号	加载 级数	S_{nk}	$S_{n\text{外推法}}$	$S_{n\text{拟合法}}$	沉降 实测值	$S_{n\text{拟合法}}$ 与实测 值差异/%
金虹桥 b2	6	39.20	39.93	46.88	45.05	4.06
	7	61.72	63.72	69.79	70.73	1.33
金虹桥 b14	6	28.49	30.57	36.17	34.78	3.99
	7	52.83	54.90	60.9	62.63	2.77
虹梅	7	30.11	32.36	38.18	36.19	5.49
新苑 b	8	46.92	52.62	55.26	61.06	9.49

表 6 拟合法计算值与实测值对比

Table 6 Comparison between measured and calculated values based on fitting method						
试验 点号	加载 级数	S_{nk}	$S_{n\text{外推法}}$	$S_{n\text{拟合法}}$	沉降 实测值	$S_{n\text{拟合法}}$ 与实 测值差异/%
金虹桥 b4	7	27.10	32.51	35.17	32.51	8.17
	8	43.95	49.79	52.29	49.79	5.03
金虹桥 b5	6	28.16	30.62	35.84	36.75	2.48
	7	54.10	56.07	62.17	60.82	2.21
虹梅新 苑 b2	7	31.15	32.61	39.22	35.35	10.90
	8	44.34	48.12	52.68	53.33	1.21

对于特征值荷载以后, 至最后两级荷载之前的荷载作用下的沉降量计算, 可以将外推法计算所得的斜率 b_n 乘以一个大于 1 的系数 j , 取值范围为 1.1~1.5。

基于以上的分析, 结合上海市平板载荷试验的规定, 以分十级加载为例, 建议由式 (2) 来计算慢速法的沉降量。

$$s_n = \begin{cases} a_n + j b_n \ln(t_n) & (1 \leq n \leq 8, \quad j = 1.0 \sim 1.5) \\ s_{nk} - 0.06n^2 + 1.1n + 3n \geq 9 \end{cases}, \quad (2)$$

其中, $n \leq 5$ 时, j 取 1.0, $5 \leq n \leq 8$ 时, j 取 1.1~1.5。

5 结 论

(1) 在承载力特征值的判定上, 准慢速法与慢

速法差别很小, 快速法与慢速法差别略大。如只需判定承载力特征值, 那么采用准慢速法这种采集数据的方法也是可以的。

(2) 对于承载力的极限值, 准慢速法及快速法与慢速法差异均显得较大, 需对结果进行修正。

(3) 通过外推法公式将快速法数据转换为慢速法数据, 并将转换后的数据用于地基承载力特征值的判定是可行的, 而判断极限承载力时, 其误差较大。

(4) 鉴于特征值以后的沉降差与荷载级数呈非线性关系, 采用外推法及拟合法来综合描述慢速法与快速法的相互关系, 其结果的一致性较好。

参考文献:

[1] 周 镜. 岩土工程中的几个问题[J]. 岩土工程学报, 1999, 21(1): 1 - 8. (ZHOU Jing. Some cases in geotechnical engineering[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 21(1): 1 - 8. (in Chinese))

[2] 张文龙, 张 辉, 陈国栋, 等. 内蒙古粉细砂地基平板载荷试验尺寸效应研究[J]. 岩土工程学报, 2010(增刊 2): 492 - 495. (ZHANG Wen-long, ZHANG Hui, CHENG Guo-dong, et al. Plate loading test of fine silty sand ground in Inner Mongolia[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010(S2): 492 - 495. (in Chinese))

[3] 毛水木, 周增明, 石苗灿. 复合地基载荷试验规范存在的问题及建议[J]. 岩土工程界, 2004, 8(6): 27 - 28. (MAO Shui-mu, ZHOU Zeng-ming, SHI Miao-can. The problems and suggestions existing in the composite foundation load test specification[J]. Geotechnical Engineering World, 2004, 8(6): 27 - 28. (in Chinese))

[4] 刘陕南, 黄绍明, 梁志荣, 等. 上海软土天然地基极限承载力的试验研究与分析[J]. 建筑结构, 2009, 39(增刊): 746 - 749. (LIU Shan-nan, HUANG Shao-ming, LIANG Zhi-rong, et al. Loading test and analysis of the ultimate bearing capacity of foundation in Shanghai Area[J]. Building Structure, 2009, 39(S0): 746 - 749. (in Chinese))

(本文责编 黄贤沙)

DOI: 10.11779/CJGE2017S2023

微型桩在软土地基加固工程中的应用

孙训海, 佟建兴, 杨新辉, 罗鹏飞, 杜世伟

(中国建筑科学研究院地基基础研究所, 北京 100013)

摘要: 以软土地区某建筑物的加固设计和施工为例, 结合第三方监测数据, 详细分析了某工程建筑物沉降及倾斜发生的原因。通过对某工程的微型桩加固设计及施工工艺方法描述, 提出了针对软土地区地基处理及地基基础加固施工方案的建议。该工程微型桩复合桩基加固方案, 加固效果良好, 有效控制了建筑物的后期沉降, 且施工工艺简单, 经济性突出, 可为类似加固、纠倾工程提供参考, 对软土地区地基处理及加固施工有一定的指导意义。

关键词: 微型桩; 软土地基; 复合桩基; 地基加固

中图分类号: TU447

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)S2-0091-04

作者简介: 孙训海(1979-), 男, 江苏滨海人, 中国建研院地基所副研究员, 从事岩土工程设计与施工。E-mail: 27289585@qq.com。

Application of micro-piles in reinforcement of soft soil area

SUN Xun-hai, TONG Jian-xing, YANG Xin-hui, LUO Peng-fei, DU Shi-wei

(China Academy of Building Research Institute of Foundation Engineering, Beijing 100013, China)

Abstract: The design and construction of strengthening of a building in soft soil area is taken as an example. The reasons for the settlement and the inclination of this project are analyzed in combination with the monitoring data by the Third Party. Through the description of the design and construction of micro-pile reinforcement, some suggestions for the foundation treatment and consolidation in the soft soil area are provided. The reinforcement effect of micro-pile composite foundation is very good, which can effectively control the post-construction settlement. Besides, the construction technology is simple and economic. The results may provide references for the similar reinforcement and projects deflection rectification. Furthermore, they can supply guidance for the foundation treatment in soft soil area.

Key words: micro-pile; soft soil foundation; composite pile foundation; foundation treatment

0 引言

近年来, 随着中国大规模的工程建设, 出现了很多地基基础方面的质量事故, 尤以软土地区居多。事故多表现为沉降量过大、倾斜超标、基础拉裂等现象。此类事故不光给后期修复增加难度, 还产生了为修复此部分缺陷而发生的巨额加固费用。岩土工程质量事故时常发生主要原因跟岩土工程这门学科的特殊性有关。一方面, 岩土工程专业性很强, 技术人员需要有很丰富的岩土知识, 才能提出合理并经济的设计方案。另一方面, 岩土工程有其地域特性, 每个地区的地质、岩层以及地下水条件都不一样, 技术人员不能盲目的搬课本, 套规范, 否则极易发生因设计方案不合理而导致的质量事故。本文所引用的工程实例就是一起因设计人员失误而导致的质量事故。此类设计失误隐蔽性较强, 通常随着主体结构的施工, 上部荷载的逐渐增大, 才慢慢凸显出来, 往往结构已经封顶了才发现地基沉降不收敛, 严重情况下, 不均匀沉降还导致建

筑物倾斜超规范, 不满足安全使用的要求。

对于软土地区既有建筑物地基基础加固来说, 基础托换法是用得最多加固方法。软土地区因其先天的地质条件较差, 基础托换一般选择桩基础托换, 根据既有建筑物工况有灌注桩、锚杆静压桩和微型树根桩等桩基托换工艺。本文以微型桩加固工程为实例, 通过对其原有地基处理设计、施工、检测数据的解析, 阐述了软土地区, 地基处理方法选择的重要性, 通过对本加固工程前后监测数据的分析, 提出软土地区地基基础加固工程中设计和施工方法研究建议。

1 工程实例

1.1 工程概况

某别墅项目由 96 栋连排别墅组成, 别墅均为地上两层, 地下一层, 别墅各单元基础均采用梁板式筏形

基础,筏板厚度 300 mm,外侧基础上翻梁尺寸为 200 mm×1300 mm。内侧上翻梁为 200 mm×500 mm,天然地基承载力不能满足要求,结构设计要求地基处理后地基承载力特征值达到 100 kPa。该场地的土层物理力学指标见表 1,原地基处理方案为强夯。强夯检测报告显示,本工程场地处理已满足设计要求。2011 年 3 月份全部工程竣工后,项目现场进行场地平整道路修筑过程中,发现多数建筑发生不均匀沉降,少部分倾斜已超规范,大多数楼座发生不同程度的南北向倾斜。上部结构整体性尚好。建设单位提出对其地基基础进行加固,个别严重超标的建筑进行纠倾^[1]。

1.2 沉降原因分析

(1) 地基土不均匀

根据工程勘察报告,该工程场区原地貌为滨海浅滩~虾池,后经人工回填改造形成现有地貌。表层土体为杂填土和素填土,平均厚度约 1.8~2.5 m 左右,回填时间较短;下部为平均厚度约 3.0 m 的淤泥质土、平均厚度为 2.75 m 的粉质黏土及较厚的粗砂砾土,见图 1 典型地质剖面。为提高地基承载力,业主委托某地基处理单位对表层地基土体采用了强夯加固处理,要求处理后地基承载力特征值为 100 kPa。强夯后的地基检测报告知,地基严重不均匀。经分析,地层的不均匀跟选择地基处理方案和场地的施工活动有关。场地强夯处理过程中,夯机施工、移位、卸土车辆卸土过程中的来回碾压等,造成淤泥局部被挤出,回填土被挤入,回填土和淤泥质土层成波形分布。显然本工程不宜采用强夯处理方案,强夯对于较深层淤泥质土不能产生较好的加固效果。因此本工程强夯后基底土层参数并未显著提高,强夯施工活动又加重了基底土层不均匀性,在建筑物荷载作用下将会产生较大不均匀变形。

(2) 荷载不均匀

根据建筑设计图纸可知,别墅正负零标高为 8.20 m,前侧为道路标高为 7.2 m,后侧为下沉式庭院,标高为 4.6 m,前后两侧标高不一致,导致两侧荷载不一致,荷载相差约 50 kN。由于地基处理不合格,软弱地基在边载不均匀条件下,亦会导致建筑物后期沉降不均匀。

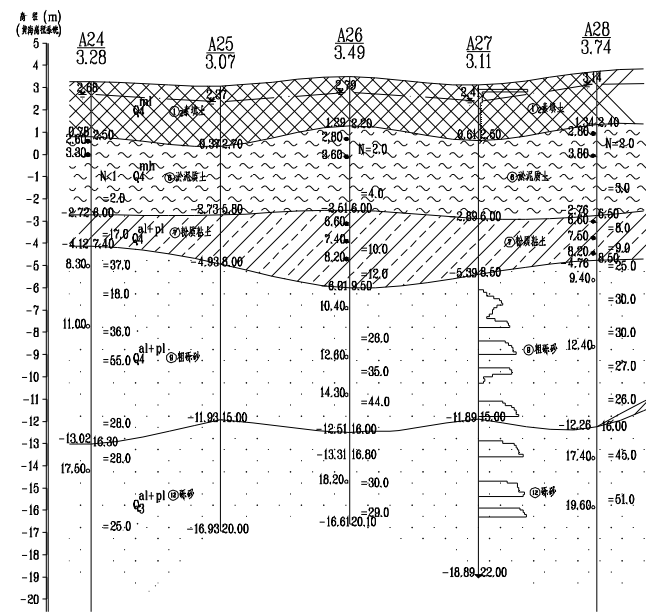


图 1 典型地质剖面图

Fig. 1 Section of typical geology

1.3 加固设计方案

结合项目现场工况,方案比选后选择用微型桩部分托换上部结构荷载,形成减沉复合桩基,以此来控制建筑物的沉降。以某栋 4 联排的别墅为例,微型桩设计按托换上部总荷载约 40%考虑,因别墅南北两侧高差较大,设计桩长约为 9~12.5 m,桩端进入第⑨粗砾砂层不小于 0.5 m,桩身混凝土强度等级 C25,单桩承载力特征值不小于 200 kN,共需布置 73 根微型减沉桩,表 2 为减沉桩设计参数。经《建筑桩基技术

表 1 土层参数表

Table 1 Parameters of soil strata

土层编号	岩土名称	层厚/m	标贯击数 N/击	天然含水率 w/%	天然孔隙比 e	液性指数 I_L	塑性指数 I_p	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $j/(^\circ)$	压缩模量 $E_{s(1-2)}/\text{MPa}$	f_{ak} /kPa
①	杂填土	0.80~4.00	4.3(N63.5)								
① ₁	素填土	0.50~3.60	2.6(N63.5)								
① ₂	素填土	1.60~3.50	1.6(N63.5)								
⑥	淤泥质土	1.20~5.50	2.2	41.2	1.261	1.30	14.2	3.5	2.8	2.696	70
⑦	粉质黏土	0.50~5.20	10.6	24.3	0.660	0.52	15.2	30.4	14.7	6.3	220
⑦ ₁	粗砾砂	0.40~3.00	7.3(N63.5)							20	350
⑨	粗砾砂	4.00~9.30	27.3							25	350
⑨ ₁	粉质黏土	0.50~3.10	12.2	25.2	0.692	0.53	16.6	28.1	14.8	6.9	230
⑪	粉质黏土	0.40~2.00	12.2	25.3	0.720	0.55	15.2	30	16.4	6.9	240
⑫	砾砂	2.70~8.20	33.8							30	400
⑬	强风化泥质粉砂岩	未揭穿	43.2							25	400

自2012年9月11日起至2012年12月26日,本建筑物倾斜一直在增加,2012年12月26日之后倾斜率仍继续上升原因是微型桩集中在楼座北侧施工,扰动沉降导致楼座北侧沉降量加大,倾斜值从2.64‰增加到2.9‰,北侧微型桩施工完毕,并把微型桩与基础连接后,倾斜值暂时趋于稳定,再继续进行楼座南侧微型桩施工,且加快了施工速度,扩大扰动沉降影响,楼座南侧沉降量增加,倾斜率逐步往回缩小,直至最终稳定至2.05‰。2013年6月8日至今,倾斜率一直稳定在2.05‰左右,倾斜值满足规范要求^[4-5]。

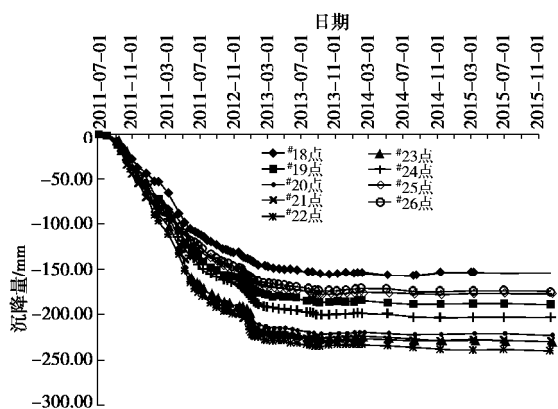


图3 建筑物沉降-时间曲线(S-t曲线)

Fig. 3 Settlement-time curve of buildings

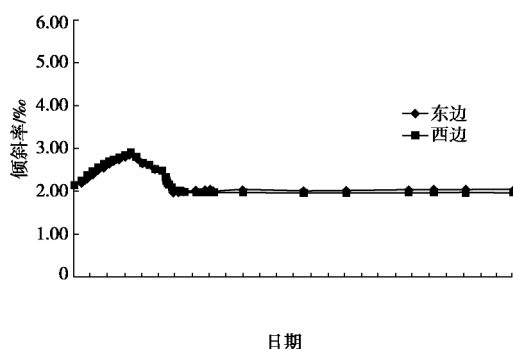


图4 建筑物主体倾斜变化曲线

Fig. 4 Curves of inclination of buildings

4 结 论

就本次工程可以得出如下几点结论:

(1)若存在深厚淤泥或淤泥质土情况,不宜采用强夯地基处理方法。应采用刚性桩复合地基或者桩基础。桩基施工前应严格执行试桩程序。

(2)低层建筑下软土地基采用微型桩减沉复合桩基处理方案可行,以桩基承担上部结构40%的荷载为

设计原则进行复合桩基设计^[6],比纯桩基础更具有经济性,且能有效减少建筑物后续沉降,满足控制地基变形及建筑物整体倾斜的要求。

(3)微型桩减沉复合桩基对控制楼座整体沉降有显著效果,但施工过程中应合理控制微型桩施工顺序和施工速度,避免过度扰动地基。对纠倾有一定要求的工程应充分利用好桩基与承台的连接顺序。

(4)由于条件限制,本工程未能在楼座基础底部埋设土压力盒,且未在微型桩内预埋钢筋计,不能准确分析出桩、土承载力应力分担比。今后将在类似工程中增加基底反力和桩身应力的监测。

参考文献:

- [1] JGJ123—2012 既有建筑地基基础加固技术规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012. (JGJ123—2012 Technical code for improvement of soil and foundation of existing buildings[S]. Beijing: China Building Industry Press, 2012. (in Chinese))
- [2] JGJ94—2008 建筑桩基技术规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008. (JGJ94—2008 Technical code for building pile foundations[S]. Beijing: China Building Industry Press, 2008. (in Chinese))
- [3] JGJ 79—2012 建筑地基处理技术规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002. (JGJ 79—2012 Technical code for ground treatment of buildings[S]. Beijing: China Building Industry Press, 2012. (in Chinese))
- [4] GB 50007—2011 建筑地基基础设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002. (GB 50007—2011 Code for design of building foundation[S]. Beijing: China Building Industry Press, 2011. (in Chinese))
- [5] GB 50300—2013 建筑工程施工质量验收统一标准[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2013. (GB 50300—2013 Unified standard for constructional quality acceptance of building engineering[S]. Beijing: China Building Industry Press, 2013. (in Chinese))
- [6] 减沉复合桩基在软土地区的工程应用研究[J]. 建筑科学, 2016(增刊). (Engineering application research on composite pile foundation for reducing subsidence in soft soil area[J]. Building Science, 2016. (in Chinese))

(本文责编 黄贤沙)

DOI: 10.11779/CJGE2017S2024

地震作用下临近边坡的条形基础极限承载力研究

尹鑫^{1,2}, 周海祚^{1,2}, 郑刚^{1,2}

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

摘要: 地震荷载对基础的极限承载力起着不利影响, 但目前尚缺少系统的关于地震作用下的边坡地基极限承载力的研究。极限分析法是一种解决复杂岩土问题的严格分析方法, 利用基于极限分析上限法的(discontinuity layout optimization (DLO))数值模拟技术, 通过拟静力法考虑水平地震作用, 对置放于边坡顶部条形基础的极限承载力进行研究, 给出了地震荷载作用下临近边坡条形基础的极限承载力系数设计图, 可用于地震荷载作用下边坡地基极限承载力的初步估算。研究表明, 与水平地基不同, 边坡地基的承载力研究同时涉及边坡稳定和极限承载力两类岩土工程问题, 土体自重、内摩擦角及黏聚力均会对其产生耦合影响。已往研究中承载力系数的计算沿用水平地基研究方法对 N_c 、 N_γ 进行独立计算, 并线性叠加计算极限承载力, 未考虑边坡稳定问题对承载力研究带来的复杂性, 对 $c-\phi$ 型边坡的极限承载力造成低估。

关键词: 地震; 临近边坡; 承载力; 条形基础; 极限分析

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)S2-0095-04

作者简介: 尹鑫(1992-), 男, 硕士研究生, 主要从事地下结构、地基处理方面的科研。E-mail: yinxin1992@tju.edu.cn。

Seismic bearing capacity of strip footings adjacent to slopes

YIN Xin^{1,2}, ZHOU Hai-zuo^{1,2}, ZHENG Gang^{1,2}

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

Abstract: The seismic load has an adverse effect on the bearing capacity of the footings. However, few studies are performed to study its impact on the bearing capacity of slopes. In this study, a rigorous analysis in the framework of the upper-bound limit state plasticity, known as the discontinuity layout optimization (DLO), is adopted to investigate the performance of footings placed on the top of slopes considering the horizontal seismic action by the pseudo-static method. A set of design charts containing the horizontal seismic acceleration are presented for preliminary estimates. The results show the differences from the horizontal foundation, c , ϕ and γ of foundation soil will produce coupling actions for this problem. But in the existing researches, N_c and N_γ are calculated separately and linearly superposed without considering the complexity of slope projects, thus the bearing capacity of $c-\phi$ slope is underestimated.

Key words: earthquake; near slope; bearing capacity; strip footing; limit analysis

0 引言

工程实践中由于工程需要及地形条件的限制不可避免的需要将建筑物及构筑物基础设置在基坑附近或边坡顶部。近年来, 国内学者对于考虑地震作用下边坡问题主要集中于边坡稳定性评价及安全系数的研究^[1], 而对坡顶基础在地震作用下的承载力问题涉及较少。

陈昌富等^[2]基于统一强度理论, 利用极限平衡和拟静力分析方法, 推导了邻近斜坡地基静、动承载力的计算公式, 胡啸^[3]采用拟静力法模拟水平地震作用力, 讨论了在地震作用下边坡的稳定性以及临坡地基极限承载力变化规律。Kumar 等^[4]首先将滑移线法扩展到考虑地震作用的坡顶基础地基承载力研究, 考虑

了双侧破坏和单侧破坏两种破坏模式, 对于承载力的计算以承载力叠加公式表示:

$$p_{ult} = cN_c + qN_q + \frac{gB}{2}N_\gamma \quad (1)$$

分别令 $c=0$ 计算承载力系数 N_q 和 N_γ , 令 $\gamma=0$, $q=0$ 计算承载力系数 N_c 。并绘制出不同地面坡度情况下 N_c , N_q 和 N_γ 在水平地震加速度 a_h 作用下的变化曲线。此后, Ghosh 等^[5]应用极限分析上限法, 研究基础位于边坡上一定埋深并考虑埋深以上土体剪切阻力时的

基金项目: 国家自然科学基金项目(41630641, 51378345); 国家重点研发计划(2016YFC0802008)

收稿日期: 2017-08-02

承载力系数 N_c , N_γ 随水平地震加速度 a_h 的变化情况。Choudhury 等^[6]采用极限平衡法计算了嵌入边坡的浅基础承载力系数 N_c , N_γ 。Kumar 等^[7]将下限解与有限元法及非线性最优化方法相结合, 计算基础位于无黏性边坡表面时, 水平地震作用下的承载力系数 N_γ 。

以上研究无论是采用极限平衡法、极限分析上限法、下限法以及极限分析法与有限元相结合的计算方法, 其对承载力系数的计算均是沿用地基承载力系数的研究方法, 将 N_c , N_q 和 N_γ 的影响单独考虑、线性叠加, 即分别令 $c \neq 0$, $g = q = 0$ 计算 N_c , 令 $q \neq 0$, $g = c = 0$ 计算 N_q , 令 $g \neq 0$, $c = q = 0$ 计算 N_γ 。

与水平地基承载力问题不同, 边坡地基承载力研究的复杂性表现在边坡自身几何尺寸、土体自重及强度参数均会影响边坡稳定性从而对承载力的计算产生影响。针对现行研究存在的问题, 本文采用基于极限分析上限法的 DLO 方法计算 $c - \varphi$ 型土边坡地基在水平地震作用下的承载力系数, 并进一步讨论地震作用下边坡土体自重对承载力的影响。

1 数值模型及验证

1.1 计算方法、数值模型及参数介绍

极限分析法是一种解决复杂岩土问题的严格分析方法, 其视土体为理想弹塑性体, 并服从 Mohr-Coulomb 屈服准则。Discontinuity Layout Optimization (DLO)^[8]应用了极限分析法, 并且通过自动搜索土体达到临界极限状态时的滑动面, 为直接确定不连续土体的临界破坏面和复杂结构的临界荷载提供了一个高效的计算方法。

建立二维边坡上条形基础在水平地震作用下的 DLO 分析模型, 如图 1 所示, 刚性条形基础宽度为 B , 置放于边坡坡顶位置, 边坡坡高为 H , 坡角为 β 。为考虑水平地震作用的影响, 定义两处额外的水平荷载作用: ①基础与土体界面上沿水平方向的切向荷载 $Q_h = k_h Q_u$; ②作用在土体单位质量上的水平体力 $k_h g$ 。其中 Q_u 为地震作用下土体失效破坏的极限荷载。

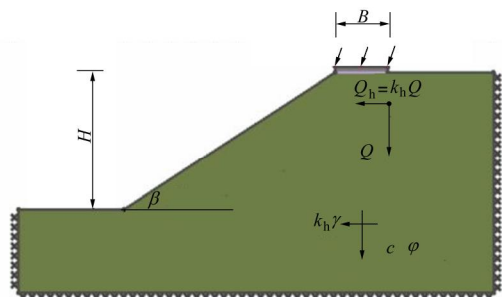


图 1 数值计算模型

Fig. 1 Numerical model

1.2 模型验证

为了验证本文计算模型对于地震作用下承载力

计算的适用性, 本节将本模型对考虑地震作用下承载力系数计算结果与前人计算结果进行对比分析。

图 2 为基础置放于坡角 $\beta = 20^\circ$, 30° 的边坡顶部, 在水平地震作用下的 N_γ 值计算结果分别与 Kumar 等采用的滑移线法^[4]、极限平衡法^[10]、极限分析下限法^[7]的计算结果进行对比。可见, Kumar 等采用的极限平衡法与本模型结果在水平地震用作较小时较为一致, 而在 $k_h > 0.25$ 后略高。滑移线法对承载力的计算结果相较于本模型较低, 出现此现象的原因是 Kumar 等在计算中假设基础底与土体界面剪应力与正应力比值始终等于 k_h , 该假设在水平地震 $k_h = 0$ 时即认为基础与土体之间是完全光滑的, 这显然会低估承载力。在本模型计算中, 令基础与土体界面处水平向剪力与垂直作用力比值为 k_h , 而在沿界面的任意一点处, 由于基础与土体界面完全粗糙, 最大的剪应力值始终等于 $-\sigma_y \tan \varphi$ 。基于此原因, 相比于本模型计算结果, Kumar 等得出的结果较为保守。

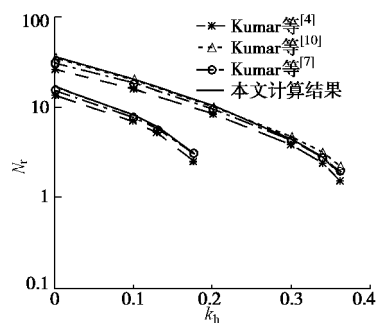


图 2 DLO 对 N_γ 的计算结果与已有解答对比

Fig. 2 Comparison between DLO and present results for N_γ

2 地震作用下承载力计算

地震作用下极限承载力参照 Terzaghi^[11]地基承载力的叠加公式表示:

$$q_u = \frac{Q_u}{B} = cN_c + \frac{gB}{2}N_\gamma, \quad (2)$$

式中, Q_u 为基础滑动破坏时的极限荷载, B 为基础宽度, c 为边坡土体黏聚力, g 为土体重度, N_c , N_γ 为地震作用下的承载力系数。

2.1 $c-j$ 型土坡在地震作用下承载力系数

$c-j$ 型土坡在地震作用下承载力由 N_c , N_γ 两系数共同确定。图 3 为土体内摩擦角 $\varphi = 10^\circ$, 20° , 30° , 40° , 边坡坡度 $\beta = 10^\circ$, 20° , 30° 和 40° 时 $c-\varphi$ 型土边坡地震承载力系数 N_c 随水平地震加速度 k_h 变化曲线。对于 $c-j$ 型土坡, 其重力对于承载力的作用由 N_γ 体现, 故对于 N_c 的计算不考虑土体自重, 黏聚力 c 对 N_c 值无影响。由图 3 可见, N_c 随坡度 β 增大而降低, 随内摩擦角 φ 的增大而提高, 随水平地震加速度 k_h 的增大而显著减小。

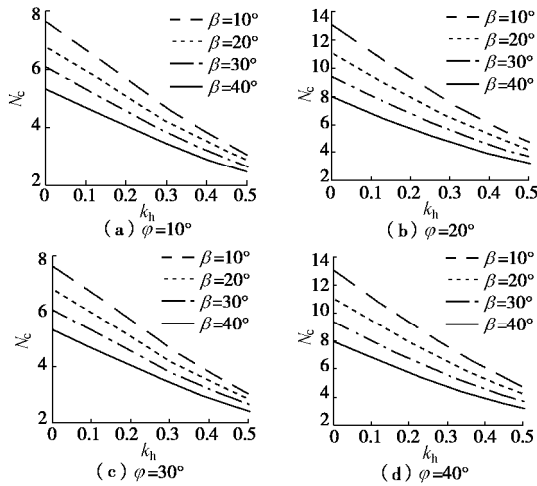
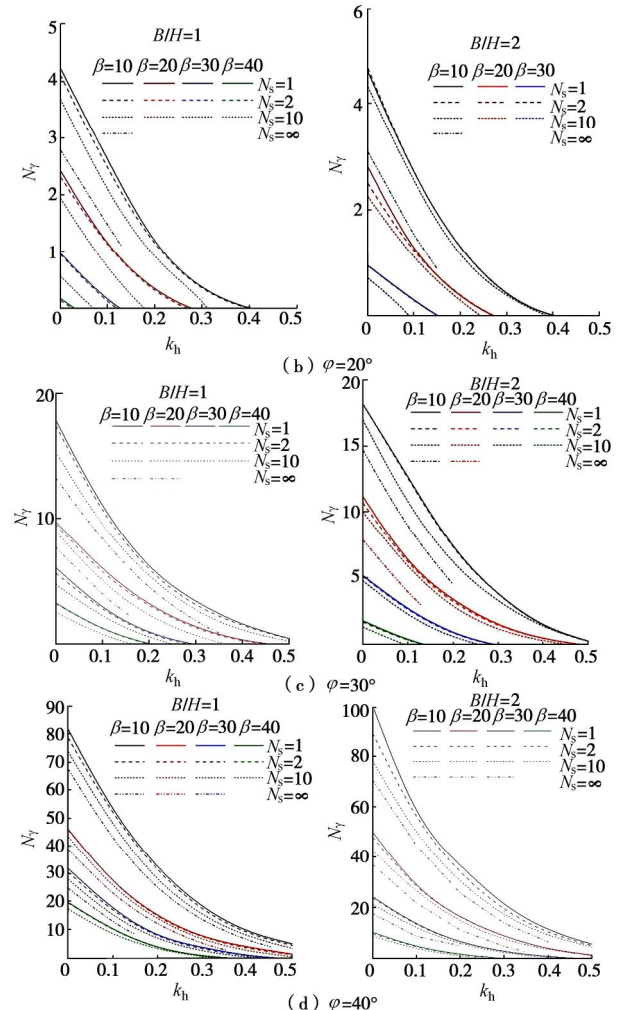
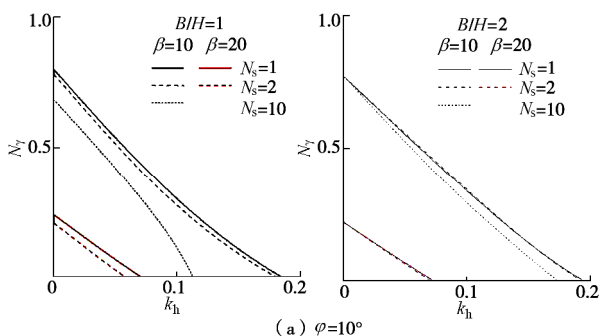
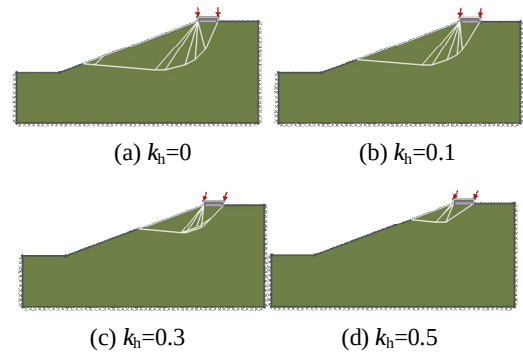
图 3 N_c 随 k_h 和 β 的变化曲线Fig. 3 Variation of N_c with k_h and β

图 4 为承载力系数 N_γ 在不同边坡几何尺寸 ($H/B=0.2, 1.0, b=10^\circ, 20^\circ, 30^\circ, 40^\circ$) 情况下, 边坡稳定系数 $N_s=1, 2, 10$ 及 ∞ , 内摩擦角 $j=10^\circ, 20^\circ, 30^\circ$ 和 40° 时随水平地震加速度 k_h 的变化曲线。可见, 地震作用下承载力系数 N_γ 随边坡坡度 β 增大而减小, 随土体内摩擦角 j 增大而显著提高。当不考虑边坡几何尺寸及土体参数的影响时, N_γ 随水平地震加速度 k_h 增大而显著减小。当边坡稳定系数 $N_s=\infty$ (即 $c=0$ kPa) 时, 对于给定的 k_h , 其能保持边坡自身稳定的最大值 $k_h=k_{h,max}$, 其中 $k_{h,max}=\tan(j-b)$, 因此, 对于 $c=0$ kPa, 其 N_γ 计算范围仅为 $kh \leq k_{h,max}$ 。当考虑土体黏聚力时, 承载力系数 N_γ 计算范围将大幅扩大, 对于给定高度的边坡, 黏聚力越大, 边坡稳定系数 $N_s=\gamma H/c$ 越小, 边坡稳定性越高, 承载力系数 N_γ 越大。 $c=0$ kPa 时的 N_γ 值是承载力系数的最小值。可见 Choudhury 等^[6]、Kumar 等^[4-5, 7, 10] 按此值进行 $c-j$ 型土坡顶基础的承载力计算将出现不同程度的低估。

2.2 地震作用对破坏模式的影响

图 5 为基础置放于高度 $H=2.5$ m, $c=10$ kPa, $j=40^\circ$ 边坡顶部时, 滑动破坏模式随水平地震加速度 k_h 增加的变化图。可见在极限荷载作用下基础下方均存在刚性三角区, 随 k_h 增大, 刚性三角区向边坡方向偏转, 从而整体滑动面变浅, 极限承载力降低。

图 4 $c-\varphi$ 型边坡顶部基础的承载力系数 N_γ 设计图Fig. 4 Design charts of N_γ for spread footings adjacent to slopes of $c-\varphi$ soils图 5 $H=2.5$ m, $c=10$ kPa, $\varphi=40^\circ$ 破坏模式图Fig. 5 Failure patterns for $H=2.5$ m, $c=10$ kPa, $\varphi=40^\circ$

2.3 对比分析

采用 Kumar 等^[7, 9] 得出的承载力系数值及其承载力计算方法分别计算基础位于 $c=0$ kPa, $j=40^\circ$, $b=20^\circ, 30^\circ$ 及 $c=50$ kPa, $j=30^\circ$, $b=10^\circ, 20^\circ$ 边坡顶部的极限承载力, 并与本文计算结果进行对比, 结果如图 6, 7 所示。由图 6 可见, 对于无黏性土边坡, Kumar 等计算结果较为准确, 而对于 $c-j$ 型土边坡, Ghosh 等对于置放于边坡顶部基础的地基极限承载力

计算由于其均是将纯砂性土边坡的 N_γ 值与无重边坡的 N_c 值单独计算进而线性叠加, 未考虑土体黏聚力对边坡稳定性及 N_γ 的贡献作用, 从而对承载力的计算存在低估, 如图 7 可见。且由于对于 N_γ 值的计算未考虑土体黏聚力, 其对于 $c-j$ 型土边坡在水平地震作用下承载力的计算范围具有局限性。

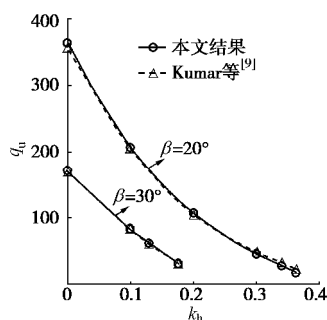


图 6 $\varphi=40^\circ$, $c=0$ kPa 极限承载力对比

Fig. 6 Comparison of q_u with different values of k_h for $\varphi=40^\circ$, $c=0$ kPa

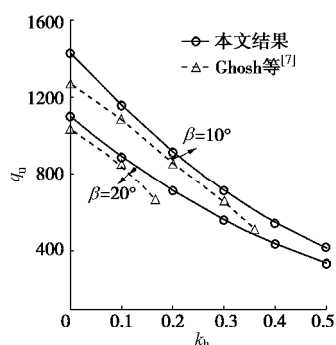


图 7 $\varphi=30^\circ$, $c=50$ kPa 极限承载力对比

Fig. 7 Comparison of q_u with different values of k_h for $\varphi=30^\circ$, $c=50$ kPa

3 结 论

采用基于极限分析上限法的 DLO 方法建立数值模型, 通过拟静力法考虑水平地震作用对置放于边坡顶部刚性基础的极限承载力进行研究, 绘制了 $c-j$ 型土边坡在地震作用下的承载力系数图。

对于 $c-j$ 型土边坡, 土体自重对于承载力的作用由 N_γ 体现, 黏聚力 c 对 N_γ 具有显著影响, c 越大边坡稳定性越高, 从而 N_γ 值增大, 若将纯砂性土的 N_γ 值带入 $c-j$ 型土边坡进行叠加而不考虑黏聚力对承载力系数 N_γ 值的贡献作用将低估承载力。

本文研究指出了已有文献计算方法对于承载力系数单独计算、线性叠加, 而未能考虑边坡尺寸、土体重度及黏聚力对边坡地基承载力的影响的局限性, 给出地震承载力系数 N_c , N_γ 设计图, 并对 $c-j$ 型土边坡给出承载力计算方法, 使其可以适用于更大范围边坡

参数组合下的地震承载力初步估算, 并且计算结果更准确, 克服了前人对于对 $c-j$ 型土边坡计算低估的缺点。

参考文献:

- [1] 张鲁渝, 时卫民, 郑颖人. 平面应变条件下土坡稳定有限元分析[J]. 岩土工程学报, 2002, 24(4): 487 - 490. (ZHANG Lu-yu, SHI Wei-min, ZHENG Ying-ren. The slope stability analysis by FEM under plane strain conditions[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2002, 24(4): 487 - 490. (in Chinese))
- [2] 陈昌富, 唐仁华, 唐彦哲. 临近斜坡地基承载力计算新方法[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2008, 35(4): 1 - 6. CHEN Chang-fu, TANG Ren-hua, TANG Yan-zhe. A new calculation method for the seismic bearing capacity of shallow strip footings close to slope[J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2008, 35(4): 1 - 6. (in Chinese))
- [3] 胡 啸. 基于极限分析上限有限元法的临坡地基承载力研究[D]. 长沙: 湖南大学, 2015. (HU Xiao. Study on the bearing capacity of foundation near the slope based on the finite element upper bound limit analysis[D]. Changsha: Hunan University, 2015. (in Chinese))
- [4] KUMAR J, RAO V B K M. Seismic bearing capacity of foundations on slopes[J]. Géotechnique, 2003, 53(3): 347 - 361.
- [5] GHOSH P, KUMAR J. Seismic bearing capacity for embedded footings on sloping ground[J]. Géotechnique, 2006, 56(2): 133 - 140.
- [6] CHOUDHURY D, RAO K S S. Seismic bearing capacity of shallow strip footings[J]. Geotechnical and Geological Engineering, 2005, 23(4): 403 - 418.
- [7] KUMAR J, CHAKRABORTY D. Seismic bearing capacity of foundations on cohesionless slopes[J]. Geomechanics & Geoengineering, 2013, 8(4): 347 - 361.
- [8] Limit State. Limit State: Geo manual v 3.0[M]. U.K: Sheffield, 2013.
- [9] LESHCHINSKY B. Bearing Capacity of Footings Placed Adjacent to $c'-\phi'$ Slopes[J]. Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, 2015, 141(6): 04015022.
- [10] KUMAR J, KUMAR N. Seismic bearing capacity of rough footings on slopes using limit equilibrium[J]. Géotechnique, 2003, 53(3): 363 - 369.
- [11] TERZAGHI K. Theoretical soil mechanics[M]. New York: N Y John Wiley & Sons Inc, 1943.

DOI: 10.11779/CJGE2017S2025

循环动载下软黏土路基变形响应的离心试验模拟

钱建固^{1, 2}, 王其伟^{1, 2}

(1. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092)

摘 要: 介绍了动力离心模型试验的关键性试验技术及循环动载下饱和软土累计变形响应规律。路面结构分别采用刚性路基板, 路基基层采用压密的砂垫层模拟, 地基采用上海地区的饱和软黏土, 并考虑了地基土的超固结效应。详细探讨了离心试验过程中若干试验技术的实现过程, 包括饱和黏土的重塑土制样技术、重力场的固结技术及不同超固结比的实现技术, 并给出了如何在离心场实现地基变形的图像分析技术 (PIV)。最后, 给出典型的试验观察成果, 揭示往复动载下饱和软黏土累计变形时空演变规律。试验表明, 累计超孔隙压表现为先增大后减小的变化规律; 通过 PIV 技术分析发现, 在循环动作用下饱和软黏土路基竖向变形影响区域随着循环次数的增大而增大。

关键词: 离心模型; 饱和软土地基; 循环动载

中图分类号: TU416

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)S2-0099-04

作者简介: 钱建固(1972-), 男, 教授, 博士生导师, 从事软土工程与本构理论研究。E-mail: qianjiangu@tongji.edu.cn。

Centrifuge tests on behaviors of soft clay subgrade under cyclic loading

QIAN Jian-gu^{1, 2}, WANG Qi-wei^{1, 2}

(1. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Key Laboratory of Geotechnical and

Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: A couple of key test technologies for dynamic centrifuge modeling and the permanent deformation responses of saturated clay to cyclic loading are introduced. The rigid pavement is used in the model system. The subgrade base is simulated by using the compacted sand cushion. The modeling subsoil is Shanghai saturated soft clay in an over-consolidation state. The testing process and key test techniques are discussed, such as the reconstruction of saturated clay and the pre-loading consolidation with an given over-consolidation ratio in clay subsoil. The image analysis techniques (PIV) is also adopted for the calibration of deformation. Finally, a series of test results are given to reveal the cumulative deformation behaviors of saturated soft clay under cyclic loading. It is shown that the cumulative pore pressure increases rapidly and then decreases slowly. PIV indicates that the effective impact zone in the deformation of subsoil subgrade expands with the increasing number of load cycling.

Key words: centrifuge model; saturated soft clay subsoil; cyclic loading

0 引 言

长期交通动载下饱和软黏土地基变形相当复杂, 相关试验研究工作存在诸多的困难性, 主要有以下几个原因: ①交通荷载的复杂性, 交通荷载属于长期往复的中低频循环荷载, 循环数目大, 持续时间长; ②由于路基施工过程中开挖回填、地下水位下降或地基加固等因素作用, 下伏地基表层往往形成深达数米的超固结硬壳层, 超固结比 (OCR) 自上而下逐渐减小^[1]; ③常规 1g 模型试验与现场存在较大的尺度差异, 不能真实反映原位状态变形响应; ④循环动载下饱和软黏土变形响应复杂, 路基设计允许的动应力水平难以确定。因此, 开展有效的模型试验来精确地模拟真实饱和软黏土路基变形响应是交通岩土领域的重要课题之

一。

目前, 对交通动载诱发饱和软黏土地基变形的试验研究多限于室内单元试验或 1g 模型试验研究^[2-3], 然而 1g 模型试验无法模拟原位条件下地应力条件, 试验结果难以直接推广至真实问题。鉴于此, 本文将采用离心试验研究来探讨交通循环动载下软黏土地基的累计变形响应, 并以低频交通动载下软黏土路基响应为研究内容。考虑到飞机或慢速轨道等交通荷载属于低频动载, 同时考虑到表层地基的超固结状态, 试验将实现饱和软黏土地基的超固结原位应力历史, 利用

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51238009, 51578413)

收稿日期: 2017-08-02

频率为 0.5 Hz 的正弦波循环荷载模拟交通荷载，在模型路基上进行加载，研究超固结状态下的饱和软土在往复动载作用下的循环变形响应特征，并结合 PIV 技术揭示地基的位移演化规律。

1 试验模拟

试验采用清华大学 TH-50 g-t 土工离心机设备以及电液伺服作动器。土工离心机有效半径为 2 m，最大离心加速度 250g，最大容量 50 g·t。模型箱为矩形，采用不锈钢制成，内部尺寸为：长 500 mm，宽 200 mm，高 300 mm。所有试验均在 50g 加速度下完成。

1.1 路基模拟

试验的路堤结构原型为：1 m 厚的沥青混凝土结构层、0.5 m 厚的碎石垫层，碎石层的干密度 2.0 g/cm³。试验中，沥青混凝土结构层采用高压聚丙烯板模拟，密度为 0.9 g/cm³，模型长 200 mm，宽 50 mm，高 20 mm（图 1），弹性模量为 1500 MPa。路基板下部铺有 10 mm 标准砂，压实后的干密度为 2.0 g/cm³，用于模拟路基下部的碎石垫层。下部为厚度 200 mm 的饱和软粘土层，固结后的干密度约为 1.50~1.55 g/cm³，最下部设置 50 mm 厚的砂层用于排水。在 50g 离心场中对应的原型为高 1 m、宽 2.5 m、长 10 m 的路基，下部为高 0.5 m，干密度为 2.0 g/cm³ 的碎石垫层，10 m 厚的软黏土层。

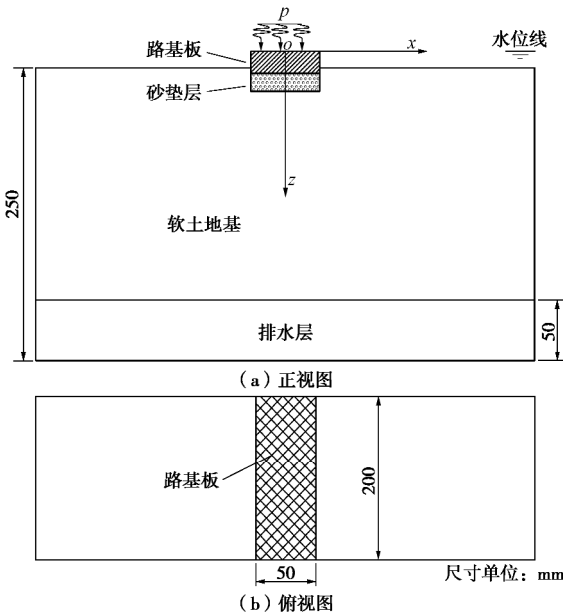


图 1 模型箱与加载设备示意图

Fig. 1 Photos of model box and loading equipment

1.2 荷载模拟

考虑到飞机动载的循环频率取决于其轮载作用于跑道的滑行频次^[4]，属于典型的低频荷载（0.01 Hz 以下），且飞机荷载属于非对称拉压动载。为此，本次模

型试验利用非对称正弦波循环荷载（ $p_{min}=5$ kPa， $p_{max}=30$ kPa）模拟交通动载，频率为 0.5 Hz，试验在 50g 的离心场中完成，根据相似定律，对应原型荷载的频率为 0.01 Hz。

2 模型制备

试验土样比重为 2.73，塑限 $w_p=27.8\%$ ，液限 $w_L=40\%$ ，渗透系数约为 6.0×10^{-7} m/s。以上海第三层黏土为土样，制作含水率约为 80% 的黏土重塑泥浆，并预压固结为重塑土层。试验采用分层预压固结的方法制作原状的饱和软土地基，分层固结厚度 50 mm，按对应于原位竖向自重应力水平控制预压固结应力。土样固结后的饱和密度约为 1.8 g/cm³，将地基分 4 层固结，每层土体固结完成后的厚度为 50 mm。首先将第四层（最底层）泥浆静置 12 h 具有初步强度时方施加 5 kPa 的压力，维持 24 h 后，当每小时监测沉降值小于 1 mm 时施加下一级荷载，直至加到最大荷载 60 kPa。第三层与第二层的固结压力最大值分别为 40 kPa 及 20 kPa。；最终在表层施加 60 kPa 固结压力，并在土体表面放置一个孔压传感器，当孔压计测得的超孔压降到接近 0 kPa 时停止加载。

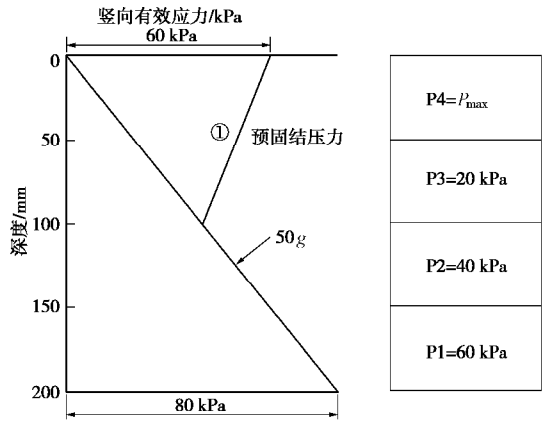


图 2 模型土体应力历史（1：N=1：50）

Fig. 2 Stress histories of clay models（1：N=1：50）

由于是单面排水的原因，第一、二层土体先期固结应力接近图 2 中的线①，高于 50g 条件下土体自重应力，在试验过程中便形成了超固结深度为 5 m 的地基，5 m 以上为超固结土，以下为正常固结土。

3 循环响应监测

离心试验中分别进行孔压、土压及地表沉降的监测（图 3），自上而下布置 4 个土压力传感器，；此外，在地表布置 3 个激光位移传感器，位移量程为 160 mm 及 350 mm。模型比尺 1：N=1：50，土体竖向位移采用非接触位移测量系统测取^[5]。地基制备完成后，去掉侧面玻璃板，在试样上随机布置白色泡沫小片，用

小钉固定, 形成具有色彩差异的测量区域。利用颗粒流软件 PIVlab 分析该系统获得的图像分析土体位移场的演变过程。

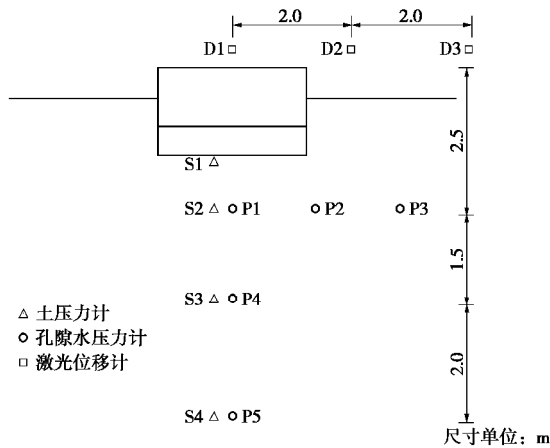


图 3 测量仪器布置示意图

Fig. 3 Layout of measuring instruments

4 试验过程

在模型地基表面中间处挖除 $200\text{ mm} \times 50\text{ mm} \times 20\text{ mm}$ 的土体, 填充 200 g 的标准砂, 压实到 10 mm 厚度, 然后放置模型路基板, 其中路基板采用刚度较大的聚丙烯板代替, 这与机场跑道的刚性路基相吻合。用密封胶封住模型箱后固定支架和液压缸, 安装激光位移计, 然后加水至刚刚漫过路基板。将模型箱放置到离心机吊篮上进行试验, 在 $50g$ 离心条件下固结 3 h , 以消除路基板和砂土垫层设置时的扰动。由于路基板密度较小, 因此在施加循环荷载前施加了 5 kPa 静荷载作为补充至原位自重应力状态。最后待各孔压传感器测得的压力值接近静水压时进行循环加载试验, 循环荷载的幅值为 30 kPa , 频率为 0.5 Hz 。

5 试验结果分析

5.1 累积孔压响应

图 4 和图 5 反映了不同深度和同一深度不同水平距离处的孔隙水压力在循环荷载作用下的反应。随着循环次数的增加, 孔隙水压力呈现先累积增大后逐渐衰减的过程, 即前期孔压增长比孔压消散的更快的结果; 随着循环次数的进一步增大, 后期累计孔压增速减缓而趋于稳定, 此时孔压消散比孔压增长更快, 残余孔压逐渐减小而趋于稳定。同时, 由于加载试验时仅上表面排水 (单面排水), 浅部孔压消散更快些。此外, 可以见出, 埋深 2.5 m 处与埋深 4 m 累计孔压幅值较为接近, 直至埋深 6 m 处, 累计孔压幅值明显的衰减, 这应与动土压力值随深度的显著衰减相关 (图 6)。

图 5 给出了埋深 2.5 m 处距离路基中心不同距离的累积孔压变化规律。可以看出, 距离路基中心距离

越远, 动载引起的超孔压越小, 说明动载诱发的超孔压在水平向衰减规律与竖向有较大差异性。

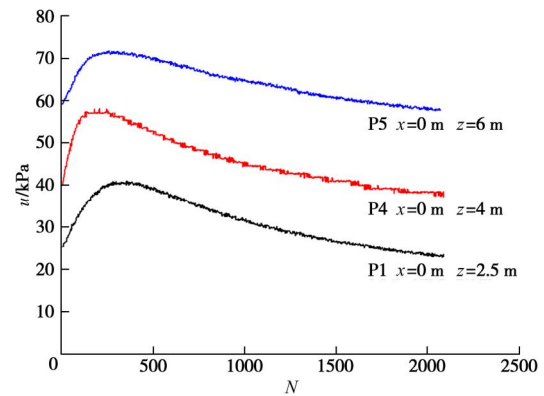


图 4 路基中心不同埋深处超孔压随循环次数的变化规律

Fig. 4 Relationship between pore water pressure and number of cycles at different depths of subsoil

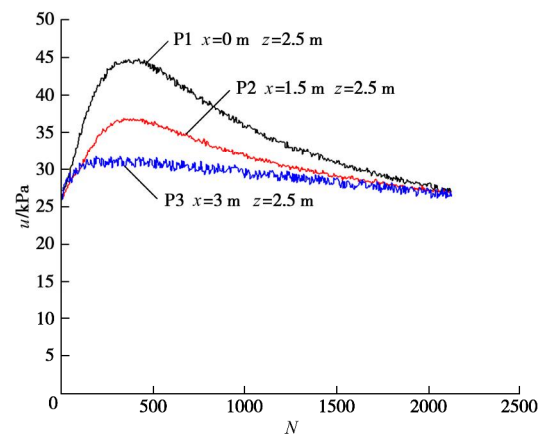


图 5 不同水平距离处超孔压随循环次数的变化规律 ($z=2.5\text{ m}$)

Fig. 5 Relationship between pore water pressure and number of cycles at same depth of 2.5 m

5.2 土压力响应

图 6 是不同深度处土压力与循环次数的关系, 可以看出, 图 6 (a) 土压力与循环次数的关系中, 由于超孔压的消散, 土体的总应力随着循环次数的增加也逐渐变大, 同时单个循环的幅值基本保持不变, 土体附加应力不随循环次数的增加而变大。图 6 (b) 中土压力响应曲线中, 土压力幅值随着循环次数的增加也逐渐减小。对比图 6 (a)、(b) 发现, 深度 2.5 m 处附加土压力幅值约为 $16\sim 18\text{ kPa}$, 而 6 m 处动土压力幅值明显减小, 约为 5 kPa 。

5.3 位移响应

图 7 给出了路基中心处正下方不同埋深处观察的竖向位移 (w) 环次随循环次数 (N) 的演化规律。可以看出, 路基中心处的地表沉降 (即 $z=0$ 处 w) 变化规律表现为逐渐减小的变化规律, 而距离路基中心 2 m 与 4 m 处地表沉降都表现为前期累计变形较小而后期反而增大的异常变化规律, 这里因为刚性路基边缘

处的竖向位移随着循环次数的增大逐渐演化为裂缝破坏, 试验观察的裂缝走向与道路走向平行。

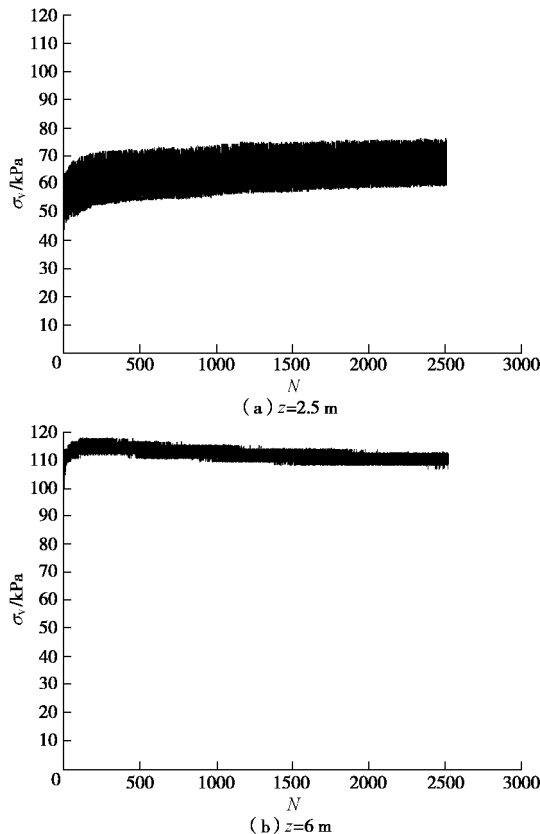


图6 不同深度处土压力与循环次数的关系

Fig. 6 Relationship between earth pressure and number of cycles at different depths of subsoil

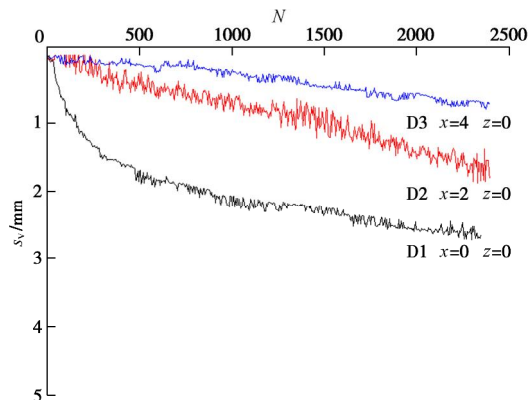


图7 地表沉降随循环次数(N)发展规律

Fig. 7 Development of ground settlement with cyclic numbers

试验中利用PIV技术分析监测了循环动载下竖向位移场发展规律(图8)。通过竖向位移等值线图可以发现, 在深度方向上土体的累积沉降不断增大, 影响深度及宽度也在增加, 表明随着循环次数增大荷载有效影响区域也随之扩展。此外, 路肩处等值线最为密集, 表明此处差异沉降最明显。路基下方5~6 m处等值线明显稀疏, 可代表影响深度, 这一临界影响深

度与超孔压的临界影响深度相一致。

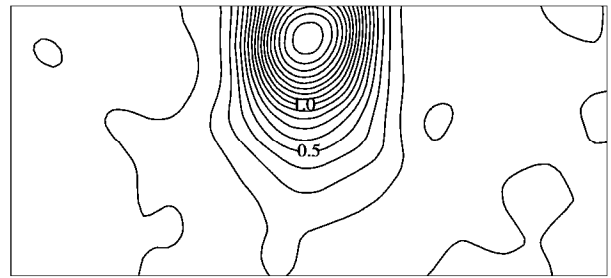


图8 PIV技术量测土体竖向位移(w)等值线图(N=1000)

Fig. 8 Contours of vertical displacement of soil using PIV (N=1000)

6 结 论

利用土工离心机研究了往复交通动载作用下超固结饱和软土地基的累积变形与孔压响应特征, 并结合PIV技术详细模拟饱和软黏土地基位移场分布规律。试验研究表明:

(1) 往复循环动载下, 累计超孔压表现为先增大后减小的变化规律; 循环动载产生的超孔压峰值随着深度变化表现为, 在浅埋处变化不大, 较大埋深处才有显著的减小, 表明循环动载下存在特定的影响深度。

(2) 往复循环动载下饱和软黏土路基其竖向变形表现为: 随着循环次数的增大, 路基竖向变形影响区域越大越大。其中, 路基中心处地表沉降表现为先增大后减小并区域稳定的发展趋势, 而路基边缘处沉降表现为逐渐增大的演化规律。

参考文献:

- [1] ALMEIDA M S S, DAVIES M C R, PARRY R H G. Centrifuge tests of embankments on strengthened and unstrengthened clay foundations[J]. Géotechnique, 1985, 35(4): 425 - 441.
- [2] DAS B M, SHIN E C. Laboratory model tests for cyclic load-induced settlement of a strip foundation on clayey soil[J]. Geotech Geol Eng, 1996, 14(3): 213 - 225
- [3] ISLAM MA, GNANENDRAN C T. Behaviour of two closely spaced strip footings placed on a stiff clay bed under cyclic loading[J]. Geotechnical Testing Journal, 2013, 36(2): 1 - 6.
- [4] ZHANG G, HU Y, ZHANG J M. New image-analysis-based displacement-measurement system for centrifuge modeling tests[J]. Measurement, 2009, 42(1): 87 - 96.

DOI: 10.11779/CJGE2017S2026

改性聚酯注浆新技术在控制基坑周边房屋沉降的运用

苏志鹏^{1, 2}, 梁永辉^{1, 2}

(1. 华建集团地下空间与工程设计研究院, 上海 200040; 2. 上海申元岩土工程有限公司, 上海 200040)

摘要: 在短时间内以最小的扰动控制由于相邻基坑开挖引起的周边建筑物沉降是基坑周围环境保护首要解决的问题之一。介绍了一个减小基坑开挖对周围环境的影响实例, 案例中对房屋基础采用改性聚酯注浆进行主动加固, 设置隔离桩, 在被动区压密注浆, 增加浅层地基的承载能力和抗变形能力, 减少基坑开挖对房屋的影响。改性聚酯注浆已被国内外广泛用作改善浅层地基和提升地面结构的有效方法。详细介绍了使用改性聚酯注浆材料的特点和采用该工艺进行房屋基础加固和沉降控制的关键技术。案例中, 建筑物距离基坑开挖边线最近仅 1.3 m, 在不同阶段采用了改性聚酯注浆和跟踪注浆, 提高了地基承载能力和变形能力。监测结果显示, 房屋加固效果良好, 沉降得到了有效控制。

关键词: 基坑; 地基加固; 基础抬升; 高聚物注浆; 改性聚酯注浆; 沉降控制

中图分类号: TU441

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)S2-0103-04

作者简介: 苏志鹏(1987-), 男, 硕士, 工程师, 主要从事地基处理, 改性聚酯注浆技术。E-mail: zhipeng_su@qq.com。

Application of PU grouting in settlements of structures induced by excavation

SU Zhi-peng^{1, 2}, LIANG Yong-hui^{1, 2}

(1. Arch plus PLC Underground Space Engineering Design& Research Institute, Shanghai 200011, China; 2. Ground Improvement

Department, Shanghai Shenyuan Geotechnical Engineering Co., Ltd., Shanghai 200011, China)

Abstract: It is of essence to solve, in short time and with the minimum effort, the problem of settlements of shallow foundations of the existing buildings/structures caused by the adjacent foundation excavation. A patent-pending methodology for reduce building settlements caused by foundation excavation is illustrated along with a case study. The PU grouting is adopted to minimize the negative impact on a historic building caused by foundation excavation, which is just 1.3 m away from the building. The PU grouting is conducted during different stages of construction, including the construction of diaphragm wall, the first and second layer bracing. The settlements of the neighboring building is minimized and controlled by the PU grouting.

Key words: foundation excavation; ground reinforcement; structure lifting; polyurethane grouting; settlement control

0 引言

随着城市化建设的不断发展, 土地资源日趋紧张和稀缺, 建筑物周边环境越来越复杂, 基坑周边既有建构筑物、管线、道路的安全, 是基坑工程顺利开展面临的严峻挑战。因此, 基坑设计和施工过程中, 尤其需要注意对周围环境的保护, 并制定应急预案。基坑工程的周围环境保护技术主要包括位移源控制、传递过程控制、保护对象控制以及施工控制等技术措施^[1]。在基坑施工过程中, 除了调整基坑支护体系, 周边土体加固, 对保护对象进行隔离和加固也是常见的技术措施。

近年来, 一种新型施工工艺——改性聚酯注浆技术(又称高聚物注浆技术)为软土地基上房屋地基加固和变形控制提供了一种新的方向。改性聚酯注浆技术是向地基中注射进入双组份改性聚氨酯原料, 发生化学反应, 并起到地基固化、地面抬升等作用; 该技

术在过去 30 a 间在欧洲和美国或得了广泛的运用, 并解决了众多工程难题^[2]。近年来, 该技术也逐步从国外引进, 国内学者进行了理论研究和工程运用, 取得了不少突破和进展^[3-6]。王复明等将改性聚氨酯注浆材料成功运用于堤坝防渗领域与公路路基加固, 成功研制了堤坝除险加固高聚物注浆成套技术与装备, 在众多水坝堵漏工程中成功运用; 边学成等通过大型物理模型试验测试分析了采用改性聚酯注浆技术抬升后轨道-路基的整体动力学性能及长期耐久性, 验证了改性聚酯具有较好的动力稳定性; 改性聚酯注浆技术在我国成功运用于高速铁路已下沉的无砟轨道的精确抬升项目中, 该技术可恢复沉降地段的线路平顺性; 改性聚酯注浆技术在国外地基沉降修复中具有广泛运用,

基金项目: 上海现代设计集团科研基金项目(15-1 类-0022-基); 上海现代设计集团科研基金项目(15-1 类-0024-基)

收稿日期: 2017-08-02

然而该技术在室内房屋加固领域的运用却鲜有报道。本文将结合上海市某历史保护建筑沉降控制项目实例,介绍以采用改性聚酯注浆技术为主的沉降控制措施在减轻基坑开挖对周围环境影响中的运用。

1 项目背景

本次加固对象为上海市一历史保护建筑,于1928年建成使用(见图1)。该房屋主体为二层砖木结构房屋,一层为半地下室;地下室底板采用混凝土现浇板;地下室外墙采用混凝土剪力墙,内墙为砖墙;该房屋基础包括混凝土条形基础和砖放脚基础两种,临近基坑一侧为砖放脚条形基础,为1970年代加建。根据房屋检测报告,房屋材料强度偏低,构造薄弱,整体性较差,对外界影响较为敏感。沉降报警值为20 mm。



图1 房屋外景

Fig. 1 View of house

在该房屋的西侧3.338 m外拟开挖12.2 m深,周长393 m,面积3913 m²的地下室基坑,基坑采用“两墙合一”的地下连续墙,墙厚800 mm,坑内竖向设置三道支撑体系。基坑西侧、东侧及北侧部分邻近建筑保护区采用850@600三轴水泥土搅拌桩进行槽壁加固(见图2)。

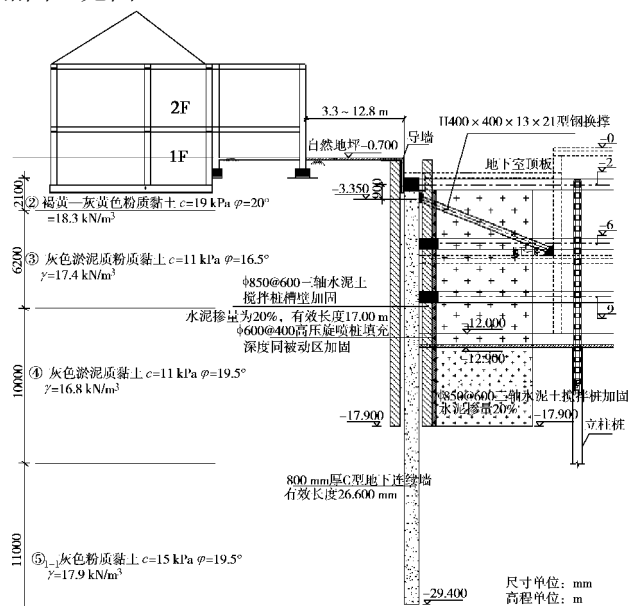


图2 房屋与基坑关系剖面示意图

Fig. 2 Cross-section of excavation and house

2 加固方案

2.1 加固的必要性

(1) 根据该房屋质量检测报告,房屋整体向北、向东方向倾斜,房屋材料强度偏低,房屋部分基础为砖放脚基础,整体性差,对外界影响较为敏感;沉降报警值为2 cm,允许最大沉降为3 cm。

(2) 拟建12.2 m深的基坑,基坑坑距该房屋最近仅3.338 m,三轴水泥土止水帷幕距离房屋外墙仅1.600 m;基坑围护施工期间对房屋基础产生扰动,已经发生16.6 mm沉降;后续施工将导致房屋继续沉降。

(3) 由于基坑紧靠邻近建筑,基坑在土方开挖、支撑拆除、换撑等过程中,坑壁发生水平位移会影响房屋基础的稳定性及房屋的安全使用。

考虑到以上因素,必须采取措施对房屋进行保护。

2.2 房屋加固方案比选

为了减少对该房屋的影响,基坑设计时不仅考虑了增强基坑围护刚度,支撑体系增强,基坑分区开挖以及其他可能减小对影响的施工措施,并采取了“隔离”、“被动区”土体加固与房屋基础加固相结合的措施。“隔离”措施为设置隔离桩;土体加固:对房屋基础和基坑坑壁之间土体进行水泥注浆加固处理。

对既有建筑地基基础进行加固的常用方法主要有基础扩大和加固、锚杆静压桩、树根桩、高压喷射注浆、注浆(水泥注浆与改性聚酯注浆)。考虑到常规方案从加固效果、施工条件或施工扰动等方面较难满足要求。因此该房屋基础加固方案选择了改性聚酯注浆技术,其具备如下技术特点与优势:

(1) 轻质高强:改性聚酯材料反应形成的加固体,密度仅为50~300 kg/m³(进入地基后),强度最高可达20 MPa。

(2) 高膨胀力/早强:改性聚酯注浆材料反应产生巨大的膨胀力在20 min内达到其最终强度的90%。

(3) 耐水:改性聚酯材料为不透水结构。

(4) 耐久环保:材料稳定性强,对环境无污染。

(5) 微损:注浆对结构基本无损坏,扰动较小。

(6) 施工限制条件小,作业空间要求低。

2.3 加固方案设计

沉降控制措施选取了压密注浆和改性聚酯注浆结合排桩隔离加固的综合方案(见图4,5)。

(1) 施工参数设计

a) 改性聚酯注浆

加固平面范围:条形基础范围,加固宽度为2.5 m。

注浆压力与顺序:注浆压力7~14 MPa;先进行靠近基坑的一侧基础注浆,后进行房屋两侧的注浆;注浆沿沉降量较大的角点(西南侧)向沉降量较小的

角点（西侧）推进，靠近基坑一侧先注浆。

注浆材料：专用地基加固双组份改性聚氨酯材料。

注浆间距及注浆速度：注浆点间距 1.5 m，注浆流量 5.0 L/min；注浆量单孔 20~40 L；加固深度 3.0 m。

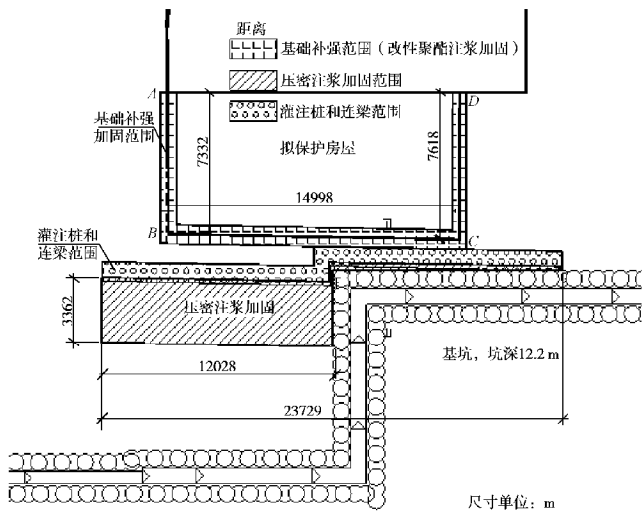


图 3 房屋加固平面布置图

Fig. 3 Plan view of reinforcement

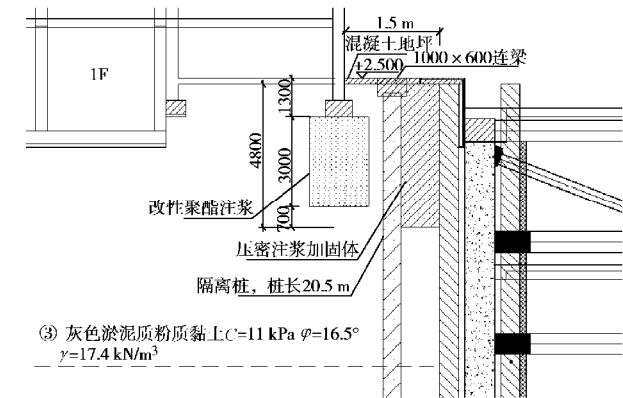


图 4 房屋加固立面布置图

Fig. 4 Section view of reinforcement

- b) 钻孔灌注桩+连梁
桩间距：0.9 m；桩径：600 mm；桩长：20.5 m。
桩数：27 根；连梁参数：1000 mm × 600 mm。
- c) 压密注浆
注浆压力 0.4~1.0 MPa；注浆顺序：“抽条”注浆。
浆液参数：P.O 42.5 普通硅酸盐水泥，水玻璃掺量为 5%，水灰比 1.0，浆液注入率 15%~17%。
- 工艺②、③为常规工艺，以下不再赘述。

（2）施工工序
施工工序如图 5。

3 改性聚酯注浆关键技术

3.1 改性聚酯材料力学特性

改性聚氨酯注浆材料的无侧限抗压强度见图 6 所示。由图 6 可知，材料的抗压强度与压缩模量随密度

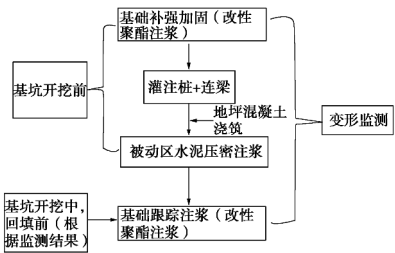


图 5 施工工序

Fig. 5 Construction sequences

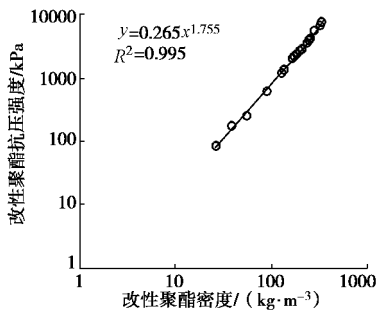


图 6 改性聚酯材料密度与无侧限抗压强度的关系

Fig. 6 Relationship between polymer density and UCS



图 7 改性聚酯注浆地基加固施工中

Fig. 7 PU grouting conducted by worker

增大而增大，当材料密度为 100~300 kg/m³，其抗压强度为 0.8~6.3 MPa。王复明等研究发现改性聚酯材料，材料的抗压、抗拉强度相当，且强度较高，力学性能优良。材料反应时产生较大的膨胀力，对劈裂缝周围土体实现挤密加固^[3]。

根据现场取样和工程经验，改性聚酯材料密度介于为 80~225 kg/m³，材料在地基中呈片状分布，厚度较小（总厚度约为 5~10 cm），在两层房屋的荷载作用下，改性聚酯体的压缩量<1.0 mm。

3.2 改性聚酯注浆控制技术

根据项目要求，地基加固为主，尽量减少对房屋的扰动，因此施工应着重对该技术进行控制。该工艺主要控制因素包括①注浆参数；②施工工艺。

（1）注浆参数控制

本工程改性聚酯注浆自由状态下膨胀倍数为 15~20 倍，初始反应时间在 20~30 s 左右，结束膨胀时间在 90 s 左右，根据类似工程经验，单个注浆点加固影响范围在 4 m³ 范围内的土体，有效注入的浆固体积约占 0.8~2.0 m³，注浆流量为 5.0 L/min。单个注

浆点连续注浆时间需要 16~30 min。持续注浆基础将进行抬升。

(2) 施工工艺控制

注浆工艺采用注浆 10 s, 停枪 2 s, 单个注浆点进行 3 次注浆, 先进行深部两次注浆, 后进行一次浅部注浆。注浆过程中, 需要采用实时监测手段: 旋转激光水平仪 (精度在 0.5 mm), 注浆过程中, 当监测设备读取到墙体发生竖向位移, 便立即停止注浆。

通过对注浆材料性能的严格控制, 标准的施工工艺, 结合现场的实时施工监测手段, 可以实现精确控制, 防止基础过抬。

4 加固效果评价

本次改性聚酯注浆主要采用旋转激光仪进行实时监测, 并同时结合房屋结构监测进行加固效果评价。

房屋结构监测, 选取房屋离基坑最近交点 (F62), 在基坑施工过程中 (见图 7), 总共进行了 3 次改性聚酯注浆, 本次监测选取第一次注浆后的监测数据 (见图 8), 沉降监测情况表明: ①在基坑开始施工后, 房屋受其影响, 沉降不断加大; ②改性聚酯注浆施工完成后, 房屋沉降平稳, 与预测曲线相比, 房屋沉降得到了良好的控制; ③注浆期间, 改性聚酯对房屋基础有一定的顶升作用, 改性聚酯控制较好, 未对房屋进行太大扰动。

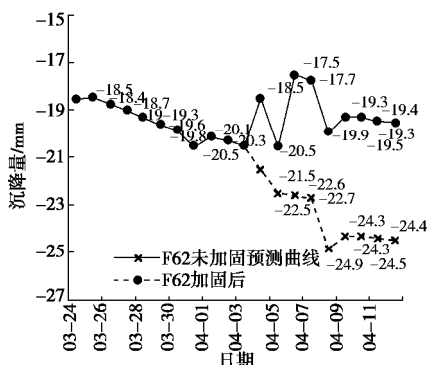


图 8 房屋最大沉降点 (F62) 沉降观测图

Fig. 8 Maximum displacements of house

5 结论与建议

本文通过采用改性聚酯注浆技术为主的沉降控制措施, 成功减轻基坑开挖对临近房屋的不利影响, 重点分析了改性聚酯注浆的技术特点、关键技术与加固效果。初步结论与建议如下:

(1) 软土地区, 临近基坑开挖对天然地基房屋影响较大; 可采取“隔离”与“主动加固”措施, 包括设置隔离桩、房屋基础加固和被动区土体加固等技术措施, 有效控制基坑开挖对临近房屋的不利影响。

(2) 改性聚酯注浆是一种良好的地基加固材料, 其拥有快速、微扰、强度高等技术特点, 对软土地基有较好的加固效果, 能有效减小周围环境扰动对地基土的不利影响。

(3) 改性聚酯注浆施工过程, 应注重施工参数及施工时结合实时监测, 精确控制注浆过程, 减少其对房屋的不利影响。

参考文献:

- [1] 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. (LIU Guo-bin, WANG Wei-dong. Excavation engineering manual[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2009. (in Chinese))
- [2] ALEX N. Irreversible changes in the grouting industry caused by polyurethane grouting: an overview of 30 years of polyurethane grouting[C]// Proceedings of 3rd International Specialty Conference on Grouting and Ground Treatment. New Orleans, ASCE, 2003.
- [3] 王复明, 王建武, 石明生, 等. 堤坝防护高聚物注浆技术的发展[C]// 大坝技术及长效性能国际研讨会. 郑州, 2011. (WANG Fu-ming, WANG Jian-wu, SHI Ming-sheng, et al. Development of polymer grouting technology for dam protection[C]// International Symposium on Modern Technologies and Long-term Behavior of Dams. Zhengzhou, 2011. (in Chinese))
- [5] 郭成超, 王复明, 钟燕辉. 水泥混凝土路面脱空高聚物注浆技术研究[J]. 公路, 2008(10): 232 - 236. (GUO Cheng-chao, WANG Fu-ming, ZHONG Yan-hui. Research on polymer grouting technology for cement concrete pavement void[J]. Highway, 2008(10): 232 - 236. (in Chinese))
- [7] 边学成, 程 翀, 王复明, 等. 高速铁路路基沉降高聚物注浆修复后动力性能及长期耐久性的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(3): 562 - 568. (BIAN Xue-cheng, CHENG Zhong, WANG Fu-ming, et al. Experimental study on dynamic performance and long-term durability of high-speed railway subgrade rehabilitated by polymer injection technology[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, 36(3): 562 - 568. (in Chinese))
- [8] 郑新国, 刘 竞, 李书明, 等. 高速铁路沉降无砟轨道结构注浆整体抬升修复关键技术[J]. 铁道建筑, 2015(1): 93 - 97. (ZHENG Xin-guo, LIU Jing, LI Shu-ming, et al. High Speed Railway ballastless track lifting by polyurethane grouting[J]. Railway Engineering, 2015(1): 93 - 97. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE2017S2027

聚丙烯酰胺改性石灰固化吹填土固结特性研究

雷华阳^{1,2}, 许英刚¹, 李鑫¹, 刘广学¹, 金亚伟³

(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;

3. 江苏鑫泰岩土科技有限公司, 江苏 无锡 214200)

摘要: 吹填土加固技术成为当前软基处理的一项技术难点。石灰等固化材料的掺加提升了吹填土的抗压、抗剪强度, 但降低了其抗变形能力。通过添加不同掺量的聚丙烯酰胺, 利用室内一维固结压缩试验探讨其对石灰固化吹填土的固结特性的影响, 并对固结后的土样进行了压汞试验分析, 探讨了微观孔隙特征与宏观变形特性的相关性。研究表明: 聚丙烯酰胺可以有效改善石灰加固吹填土的抵抗变形能力, 改善其脆性破坏的特点; 聚丙烯酰胺掺加增强了石灰加固吹填土体的结构性特征, 结构屈服应力较单一石灰添加提高了 54%; 聚丙烯酰胺的增加提高了石灰固化吹填土的固结系数, 且掺加量越大, 固结速率的提升幅度越大; 聚丙烯酰胺、石灰的组合掺加可以改善吹填土固结后的孔径分布特征, 相同石灰掺加量下, 随着 PAM 含量的增加, 加固土体的大直径孔隙的含量不断增多, 渗透性增强, 固结速率增大, 微观孔隙特征与宏观变形特性保持了内在的一致性。

关键词: 聚丙烯酰胺; 石灰; 吹填土; 固结试验

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)S2-0107-05

作者简介: 雷华阳(1974-), 女, 教授, 博士生导师, 主要从事岩土工程等方面的教学和科研。E-mail: lei.huayang74@163.com。

Experimental study on consolidation characteristics of polyacrylamide-modified lime-stabilized dredger fill

LEI Hua-yang^{1,2}, XU Ying-gang¹, LI Xin¹, LIU Guang-xue¹, JIN Ya-wei³

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

Education Ministry, Tianjin University, Tianjin 300072, China; 3. Jiangsu Xintai Geotechnical Technology Co., Ltd., Wuxi 214200, China)

Abstract: The technology of dredger fill treatment becomes one of the technical difficulties in soft soil foundation treatment. The compressive strength and shear strength of dredger fill can be improved by adding lime and other solidified materials, but the deformation performance will decline. The effect of different dosages of polyacrylamide on the consolidation behaviors of lime solidified dredger fill is discussed by indoor one-dimensional consolidation tests and mercury intrusion porosimetry. The test shows that the polyacrylamide can effectively improve the deformation capacity of the dredger fill cemented by lime, and make it close to the consolidation performance of the non-reinforced dredger fill. The presence of polyacrylamide can also increase by 54% of the structural yield stress than that of lime solo addition. The addition of polyacrylamide can increase the coefficient of consolidation of lime solidified dredger fill, and the additional proportion of polyacrylamide is larger, the consolidation rate of increase is greater. The pore-size distribution is rearranged as a result of the lime and PAM addition, which leads to large porosity and higher permeability. The microscopic parameters are in correlation with the macroscopic deformation behaviors in essence.

Key words: polyacrylamide; lime; dredger fill; consolidation

0 引言

随着中国沿海城市经济建设的高速发展, 土地资源稀缺的矛盾日益突出, 人工填(海)筑地基与吹(冲)填造陆技术为解决这一问题提供了一种新的思路与途径。吹填土是指通过绞吸船把原状淤泥在水中搅拌成一定比例浓度的泥浆经过管道水力吹至围堤内所形成

的沉积物^[1]。这种吹填土往往呈现出高含水率(100%~300%)、高压缩性($a_v > 2$ MPa)、高孔隙比、

基金项目: 国家自然科学基金面上项目(51578371, 51378344); 天津市自然科学基金项目(京津冀合作专项项目)(16JCJDJ C40000); 天津市自然科学基金项目(14JCYBJ C21700)

收稿日期: 2017-08-02

低强度（十字板强度一般低于 10 kPa）、低渗透性的特点，“三高两低”的特性使得吹填软土的加固处理艰难复杂。如何高效处理吹填土已经成为当前软土地基加固的一个技术难点。

当前，通过掺加外加剂如水泥、石灰、粉煤灰等固化材料来改善吹填土的工程特性成为一种研究趋势。研究表明，石灰等固化材料可以很好地提高吹填土的无侧限抗压强度、抗剪强度，且提高的幅度随着养护龄期的增长逐渐增大。复合添加的效果要优于单一掺加，且石灰添加量存在一个最优掺加比^[2-3]。但是，固化材料的添加降低了土体的变形能力，使土体呈现脆性破坏的特点^[3-8]，不能满足工程的实际要求，需要进一步的改性措施。

PAM（聚丙烯酰胺，Polyacrylamide，简称 PAM）是一种高分子有机絮凝剂^[9]。国内外研究表明，PAM 可以有效地改善土体结构，使得土体团聚数目增加，增大渗透性。Kim 等^[10]通过研究证实了利用特定分子量、特定离子类别的 PAM 可以改善土体结构等结论，并且利用 PAM 通过改善土体内部结构改善了软黏土的工程特性。Bhardwaj 等^[11]研究了 PAM 对不同颗粒级配、矿物组成土样的渗透特性的影响，结果表明 PAM 的存在增大了细颗粒土体渗透性。Bishop^[12]指出 PAM 的掺加提高了软黏土的抗剪强度，增加了黏土的变形能力，压缩指数、固结系数均有提高。国内对于 PAM 改善土体性状的研究还处于起步阶段；赵森等^[13]研究了 PAM 对吹填土真空预压加固处理的影响，表明 PAM 可以增大土体团粒结构，改善土体渗透性能，提高了真空预压时效性。

以往的研究多集中在水泥等固化材料对土体强度的影响，针对加固吹填土的固结变形特性研究相对较为薄弱，同时关于改善加固土体变形能力的相关研究也罕见报端。因此，本文拟通过添加不同掺量配比的 PAM、石灰，利用室内一维固结压缩试验，研究 PAM 对石灰加固吹填土的固结特性的影响，主要分析其对固结速率、渗透特性的改善情况，探讨 PAM 对石灰加固吹填土的结构性特征、抗变形能力的影响，同时进行了微观压汞试验，分析加固后的孔径分布特征，探讨 PAM 改性石灰固化吹填土的微观结构特征，分析宏观变形机理。

1 试验材料

本文试验土样取自天津临港经济区吹填造陆场区，其颗分曲线如图 1 所示。其中，黏粒含量所占比例为 68%，属于细粒土。其室内测定的基本物性参数如表 1 所示，其吹填土含水率为液限 1.9 倍，处于流

塑状态。液限超过 50%及塑性指数大于 10 及 0.73（ w_L-20 ），根据《土工实验规程》（SL 237—1999）关于细粒土塑性图的分类方法，该吹填土属于高液限黏土（CH）。

本试验石灰采用精细石灰粉，采用的聚丙烯酰胺为白色粉末状颗粒，由于吹填土体中多带正电^[16]，因此本文采用阴离子型聚丙烯酰胺（APAM），分子量为 1800 万。

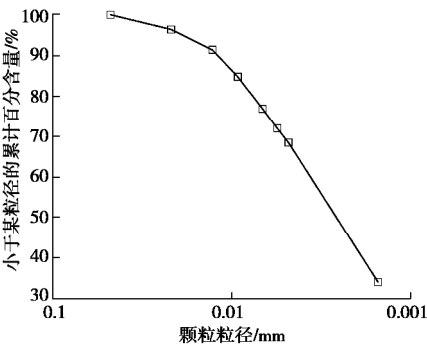


图 1 吹填土的级配曲线

Fig. 1 Grain-size distribution of tested dredger fill

表 1 吹填土基本物性参数

Table 1 Main physical properties of dredger fill

土粒相对 密度 G_s	含水率 $w_0/\%$	天然密度 $r/(g\cdot cm^{-3})$	孔隙比 e_0	液限 $w_L/\%$	塑限 $w_P/\%$	塑性指 数 I_P
2.74	120	1.65	2.46	63.8	29.2	34.6

表 2 PAM、石灰配比表

Table 2 Additional proportions of PAM and quick lime

试验编号	PAM/%	石灰/%
N0	0	0
P0	0.10	0
L0	0	12
PL1	0.05	12
PL2	0.10	12
PL3	0.15	12
PL4	0.20	12

注：表中为 PAM、石灰与干土质量比。

2 试样制备及试验方案

将原状土样风干，捣碎，过 2 mm 筛，获得原料土备用。称取特定质量的原料土与石灰粉进行均匀拌合制备拌合土，并称取特定质量的聚丙烯酰胺颗粒。根据预定的含水量 120%称取水的质量，并与 APAM 充分拌合均匀，然后将含有 APAM 的溶液与拌合土充分搅拌均匀，并分 3 层置入圆形有机玻璃模具中，在特定温度（ $20\pm1^{\circ}C$ ）、特定湿度（ $\geq 90\%$ ）条件下进行养护。经过 28 d 养护龄期后，取出试样。取内壁涂好凡士林的洁净环刀压入土样，制备环刀试样，试样底面积为 30 cm^2 ，高 2 cm。碎散土样进行含水率测定。

根据本文研究目的，共设置了 7 组 PAM、石灰的

掺加配比, 如表 2 所示。将制备好的环刀试样放入三联杠杆式高压固结仪中, 进行一维固结压缩试验。试验加载级别按 12.5 kPa→25 kPa→50 kPa→100 kPa→200 kPa→400 kPa→800 kPa→1600 kPa。每级荷载以加载 24 h 为稳定标准。

3 试验结果分析

3.1 压缩曲线 $e - \lg p$

孔隙比 e 随固结压力 $\lg p$ 的变化关系如图 2 所示。图中标注所代表试验组的 PAM、石灰掺加配比量见表 2。括号内的数值为初始孔隙比, 可以看出养护之后的孔隙比值大约在 1.0 左右。

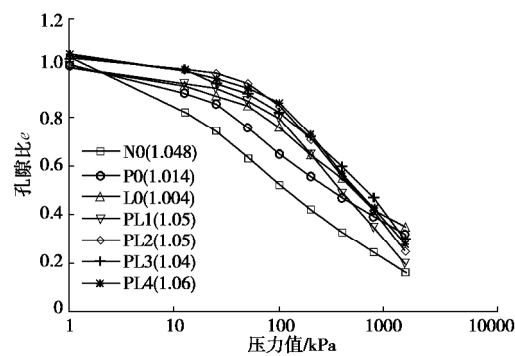


图 2 孔隙比 e 与固结压力 $\lg p$ 关系曲线

Fig. 2 Relation between e and $\lg p$

从图 2 中可以看出, 不掺加固化材料的吹填土 (N0) 其压缩曲线近乎线性, 不具备结构性的特点。PAM 单独添加 (P0) 与 N0 组相比, 土样最终的孔隙比变化量减少 22% (N0 组孔隙比变化为 0.88, P0 组为 0.69)。其原因可以解释为 PAM 的团聚作用使得内部土体形成了团粒结构, 形成了较大的孔隙通道, 增大了土体的孔隙比, 以致压缩量减小。对于石灰的单一掺加 (L0), 与 N0 组相比, 土体结构性特征明显, 而土样的最终压缩量降低了 26% (L0 压缩量为 0.65)。这表明石灰添加以后, 形成的水化物增大了土颗粒间的联结强度, 使得土体呈现较强的结构性特征。但是, 石灰的固化作用大幅度降低了土体的抗变形能力。

对于双掺试验组 (PL1-PL4), 可以看出, 在石灰添加量一定的情况下, 逐步增加絮凝剂的添加量, 其压缩曲线在 100 kPa 之前, 仍然保持相对较为平缓变化的趋势, 这说明絮凝剂的掺加并未大幅度降低石灰加固吹填土的结构性特征。其中 PL1 组的最终孔隙比与未加固土样最为接近 (N0 为 0.88, PL1 为 0.80)。絮凝剂的存在改善了石灰加固吹填土的抗压缩变形能力, 从侧面反应了土体变形的延性特征, 改善了石灰加固吹填土脆性破坏的特点。

3.2 结构性分析

本文采用 Butterfield 的 $\ln(1+e) - \lg p$ 双对数坐标

法计算结构屈服应力, 其计算结果见表 3。可以看出, 单一掺加絮凝剂土样表现出了较弱的结构性特征。结构屈服应力只有 20.5 kPa。其原因可以解释为, 絮凝剂分子通过桥架作用, 增强了土体颗粒间的联结, 使得土体呈现了一定结构性特征, 但是联结作用较为虚弱, 在低压荷载下, 结构性特征就破坏消失。单一掺加石灰 (L0), 明显提高加固土样的结构性, 结构屈服应力达到 54 kPa。

表 3 结构屈服应力变化值

Table 3 Variation of structural yield stresses							
试验组	N0	P0	L0	PL1	PL2	PL3	PL4
结构屈服应力/ kPa	—	20.5	54	68	72	82	83

在保持石灰添加质量分数不变的情况下, 逐渐增加 PAM 的掺量 (PL1-PL4)。结果表明, PAM 改性的石灰固化吹填土结构性不断增强, 结构屈服应力增大 (从 68 kPa 逐步增大到 83 kPa), 与单一掺加石灰 (L0) 相比, 结构屈服应力提高了 54%。利用 PAM 分子的团聚性能、桥架作用, 形成了加固土体强度特征的二元机制。在荷载作用下, PAM 改性石灰加固吹填土的承载机制由两部分构成: 一是絮凝剂分子团聚土体颗粒、石灰水化产物而形成的“弹性”结构体; 二是“弹性”结构体承载破坏后由石灰水化产物胶结土体颗粒形成的“塑性”结构体。与单一掺加 PAM、石灰相比, 双掺组合所形成的固化作用提高了土样的承载稳定性, 增大了土体的结构性特征。

3.3 固结系数

固结过程的快慢对预测变形稳定的时间至关重要, 对于工程实际具有重要的意义。在太沙基一维固结理论中, 固结系数 (C_v) 则反映了固结变形过程中的速率大小。本文根据“时间平方根法”计算固结系数, 其计算结果如图 3 所示。

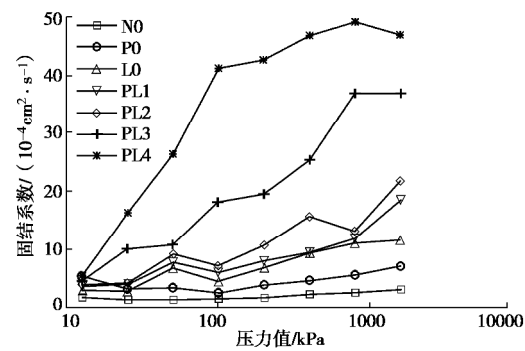


图 3 固结系数随压力变化曲线

Fig. 3 Variation of C_v with vertical pressures

结果表明, 未加固土样 (N0) 和单一添加 PAM 土样 (P0) 的固结系数随压力变化不大 (N0: $1.69 \times$

$10^{-4} \sim 3.06 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$; P0: $5.34 \times 10^{-4} \sim 7.14 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$), 絮凝剂添加可以适当提高固结速率。对于单一添加石灰土样 (L0), 固结系数随荷载增大而增大, 其增长幅度 (从 $2.88 \times 10^{-4} \sim 11.7 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$) 较 N0、P0 组明显。对于双掺情况 (PL1-PL4), 固结系数随压力的增长而急剧增加, 且增大的速率随 PAM 掺量的增大而增大。

双掺情况下的固结系数随压力的增大幅度至少是单掺情况下的 1.5 倍。这说明 PAM 改性石灰加固土的固结速率随压力的增大而增大, 且絮凝剂含量越大, 这种改善效果越好。总体来讲, 聚丙烯酰胺改善石灰加固吹填土, 大幅度提升了固结速率, 缩小了变形稳定的时间, 其原因可以推断为絮凝剂以其特有的分子链促进了土体内部团粒的形成, 增大了内部孔隙通道, 相同应力增量下增大了超孔隙水压的消散速率, 加速土体固结。这对于吹填土加固处理具有重要的意义。

3.4 微观试验分析

土体微观结构的研究对于充分认识土体强度、变形的宏观工程特性及其现象的机理具有重要的意义。压汞法是定量研究微观孔隙结构最常用的一种方法。其基本原理为: 利用汞的不浸润性, 只有在外部压力作用下, 才能进入到土体的孔隙当中。汞的浸入孔隙半径与汞压呈反比, 压力越大其浸入的孔隙越小, 利用如下 Washburn 方程求得孔隙的半径, 而测量某一汞压作用下的入汞量就可求出对应孔隙半径的百分含量。

$$p\pi r^2 = -2\pi r s \cos \alpha, \quad (3)$$

式中, p 为所需压力, r 为孔隙半径, s 为汞的表面张力系数, 本次试验中取 0.485 N/m , α 为导入液体与固体材料的接触角, 本试验中取 130° 。

针对以上固结特性分析, 特取固结试验结束后的土样进行压汞试验, 探究微观结构特征, 分析宏观现象的机理。出于本文的研究目的, 重点探讨聚丙烯酰胺对于石灰固化吹填土的改性作用, 特选取了 5 组试验组的土样进行微观试验: N0、P0、L0、PL1 和 PL3。这 5 组试样的 PAM、石灰配比情况见表 3。试验结果如图 4 所示。

图 4 为 5 组试样的不同孔径的孔隙所占的体积百分数分布图。可以明显的看出, 与对照组 (N0) 相比, 石灰, PAM 的添加均改变了孔隙的分布状况, 分布改善的主要孔隙直径区间为 $0.01 \sim 10 \mu\text{m}$, 对于过小或过大孔隙直径 ($<0.01 \mu\text{m}$ 或 $>10 \mu\text{m}$) 的分布影响不大。总体上, 大直径孔隙的数量随着石灰、PAM 的添加呈现增大的趋势。

针对不加固的吹填土试样 (N0 组), 可以看出, 孔隙直径主要分布在 $0.1 \sim 1 \mu\text{m}$ 之间, 其孔隙体积分

量高达 40%, 这与所测的原始吹填土的颗粒级配分布有着内在的一致性。吹填土黏粒含量高, 经过高压固结, 其内部孔隙直径的众数值与黏粒含量有关。细颗粒的直径越小, 含量越大, 体积百分数最大值所对应的孔隙直径也将越小。对比分析 P0 组与 N0 组, 可以看出, PAM 的单一添加改善了孔径的分布, 直径为 $1 \sim 3 \mu\text{m}$ 区间的孔隙含量最多, 总体上的孔隙直径与 P0 组相比变大, 这也印证了上述分析的 PAM 改性石灰固化吹填土的机理。PAM 的团聚和桥架作用使得内部土体形成了较大的团粒结构, 而土颗粒含量不变, 直径较大的团粒结构联结在一起, 相应的孔隙相对变大, 大直径孔隙含量增大, 从而渗透性增强, 渗透系数变大, 相对的排水速率增大, 固结系数提高。

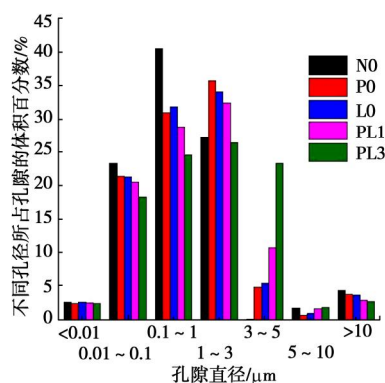


图 4 不同孔隙直径的体积百分数

Fig. 4 Distribution of pore intervals of dredged clay modified with lime and PAM

对比分析 P0 组与 L0 组, 可以发现, 石灰的单一添加同样增大了大直径孔隙的含量, 对比结论与 N0 组相似, 但是改善机理大不相同。生石灰与水发生水化反应生成熟石灰, 溶解于土中水, 溶液中 Ca^{2+} 含量升高, 在颗粒表面发生离子交换作用, 粘着力增大, 强度增大, 宏观体现为结构屈服应力大幅的增加。

L0、PL1 和 PL3 三个试验组添加了相同含量的石灰, PAM 含量依次增大。分析可知, PAM 改性的石灰固化吹填土, 体积百分数最大值对应的孔隙直径均值在 $1 \sim 3 \mu\text{m}$ 之间。随着 PAM 含量的升高, 大直径孔隙含量不断升高, 不同孔隙直径分布的均匀程度增大, 这说明, 双掺情况下, PAM 掺加的越多, PAM 分子的团聚和桥架作用更加明显, 形成的大孔隙含量越大, 从而固结速率越高, 同时形成了内部土颗粒连接的二重机制, 在一定程度上增大石灰固化吹填土的结构屈服应力, 增大了结构性特征。

4 结 论

本文通过一系列室内一维固结压缩试验, 分析了不同聚丙烯酰胺添加量对于石灰加固吹填土的压缩

曲线、固结特性、结构性特征的影响,同时对固结后的土样进行微观试验分析其宏观变形的机理,得到以下 3 点结论。

(1) 石灰加固吹填土提高了其强度特性,但降低了加固土体的抗变形能力,聚丙烯酰胺在不影响石灰提高强度特性的基础上可以有效改善石灰加固吹填土的抗变形能力,改善其脆性破坏的特点。

(2) 石灰加固吹填土呈现出较强的结构性特征,聚丙烯酰胺改性的石灰加固吹填土,土体内部颗粒联结形成了二元机制: PAM 分子的絮凝、桥架作用和石灰水化产物胶结作用。土体的结构屈服应力随聚丙烯酰胺掺量的增加而进一步提高,结构屈服应力增大了 54%,土体结构性不断增强。改善了石灰加固吹填土的固结特性,聚丙烯酰胺掺量越高,固结系数越大。

(3) PAM、石灰的掺加改善吹填土固结后的孔径分布特征。未加固吹填土孔隙直径分布主要在 0.1~1 μm 区间,加固后的土样孔隙直径分布主要在 1~3 μm 区间;双掺情况下,针对相同的石灰掺加量,随着 PAM 含量的增加,加固土体的大直径孔隙的含量不断增多,进而提高渗透特性,固结系数增大。微观孔隙特征与宏观变形特性保持了内在的一致性。

参考文献:

- [1] 曹明, 陈元明, 董建军, 等. 吹填法[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2006. (CAO Ming, CHEN Yuan-ming, DONG Jian-jun, et al. Hydraulic filling method[M]. Beijing: Water Power Press, 2006. (in Chinese))
- [2] 刘科, 沈扬, 刘汉龙. 水泥-生石灰固化吹填土无侧限抗压强度试验研究[J]. 土木工程与管理学报, 2012, 29(3): 94 - 98. (LIU Ke, SHEN Yang, LIU Han-long. Experimental study on unconfined compressive strength of hydraulic fill consolidated by adding cement and lime[J]. Journal of Civil Engineering and Management, 2012, 29(3): 94 - 98. (in Chinese))
- [3] 杨爱武, 王韬, 许再良. 石灰及其外加剂固化天津滨海软土的试验研究[J]. 工程地质学报, 2015(5): 029. (YANG Ai-wu, WANG Tao, XU Zai-liang. Experimental study on lime and its additional agent to cure Tianjin marine soft soil[J]. Journal of Engineering Geology, 2015(5): 029. (in Chinese))
- [4] JO A N, HAFEZ M A, NORBAYA S. Study of bearing capacity of lime-cement columns with pulverized fuel ash for soil stabilization using laboratory model[J]. Electr J GeotechEng, 2011, 16: 1595 - 1605.
- [5] BAI S G, HOU Y F. Study on properties of cement lime-fly-ash soil[C]// Key Engineering Materials. Trans Tech Publications, 2006, 302: 457 - 461.
- [6] 林彤, 刘祖德. 粉煤灰与生石灰加固软土的室内试验研究[J]. 岩土力学, 2003, 24(6): 1049 - 1052. (LIN Tong, LIU Zu-de. Study on indoor tests of fly ash and quick lime improving soft soils[J]. Rock and Soil Mechanics, 2003, 24(6): 1049 - 1052. (in Chinese))
- [7] 王梅, 白晓红, 梁仁旺, 等. 生石灰与粉煤灰桩加固软土地基的微观分析[J]. 岩土力学, 2001, 22(1): 67 - 70. (WANG Mei, BAI Xiao-hong, LIANG Ren-wang. Microstudy on soft foundations reinforcement with lime-fly ash piles[J]. Rock and Soil Mechanics, 2001, 22(1): 67 - 70. (in Chinese))
- [8] DENG Y, LIU S, HUANG J, et al. Strength and permeability of lamed soil with PAM[C]// International Conference on Grouting and Deep Mixing, 2012: 1800 - 1807.
- [9] SEYBOLD C A. Polyacrylamide review: Soil conditioning and environmental fate[J]. Communications in Soil Science & Plant Analysis, 1994, 25(11/12): 2171 - 2185.
- [10] KIM S, PALOMINO A M. Polyacrylamide-treated kaolin: A fabric study[J]. Applied Clay Science, 2009, 45(4): 270 - 279.
- [11] BHARDWAJ A K, MCLAUGHLIN R A, LEVY G J. Depositional seals in polyacrylamide-amended soils of varying clay mineralogy and texture[J]. Journal of Soils and Sediments, 2010, 10(3): 494 - 504.
- [12] BISHOP M D. Strength and deformation of "Tunable" clay-polymer composites[J]. Applied Clay Science, 2013, 101: 265 - 271.
- [13] 赵森, 曾芳金, 王军, 等. 絮凝-真空预压加固吹填淤泥试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, 35(6): 1291 - 1296. (ZHAO Sen, ZENG Fang-jin, WANG Jun, et al. Experimental study of flocculation combined with vacuum preloading to reinforce silt foundation[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, 35(6): 1291 - 1296. (in Chinese))

(本文责编 孙振远)

DOI: 10.11779/CJGE2017S2028

不同施工条件下基坑预降水对地连墙侧移影响研究

曾超峰^{1,2,3}, 胡义¹, 薛秀丽¹

(1. 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; 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; 3. 广西大学工程防灾与结构安全教育部重点实验室, 广西 南宁 530004)

摘要: 已有工程实测表明, 基坑开挖前的预降水可引起围护结构和周边环境厘米级的变形, 但相关的报道还是偏少, 基坑预降水引起的基坑变形性状仍未被全面揭示。采用 ABAQUS 建立考虑降水并瞬态降水的二维流固耦合有限元模型, 研究了基坑宽度和预降水深度对预降水引发变形的影响。研究表明, 预降水引发的最大地连墙侧移及地连墙侧移沿深度发展范围随着基坑宽度、降水深度的增加而增大, 并且存在临界基坑宽度使得在临界宽度范围内, 最大地连墙侧移及地连墙侧移深度范围随基坑宽度的增加而快速增加, 而超过临界宽度后, 基坑宽度对地连墙侧移的影响会明显减弱; 同时存在临界降水深度, 使得在其范围内, 最大地连墙侧移随预降水深度的增加而变化缓慢, 而超过临界降水深度后, 降水深度的增大将引起最大地连墙侧移发生较大幅度的增长。

关键词: 深基坑预降水; 地连墙侧移; 有限元计算; 基坑宽度

中图分类号: TU463

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)S2-0112-04

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

Wall deflection induced by pre-excitation dewatering under different construction conditions

ZENG Chao-feng^{1,2,3}, HU Yi¹, XUE Xiu-li¹

(1. Hunan Provincial Key Laboratory of Geotechnical Engineering for Stability Control and Health Monitoring, Hunan University of Science and Technology, Xiangtan 411201, China; 2. Key Laboratory of Coast Civil Structural Safety of the Ministry of Education, Tianjin University, Tianjin 300072, China; 3. Key Laboratory of Disaster Prevention and Structural Safety of Ministry of Education, Guangxi University, Nanning 530004, China)

Abstract: The existing field measurements show that the deformation of retaining wall and surrounding environment induced by pre-excitation dewatering can reach centimeter level, but the relevant researches are still less. The behaviors of pit deformation induced by pre-excitation dewatering are not been fully revealed. In this study, a two-dimensional fluid-solid coupled finite element model is established using ABAQUS to investigate the influences of excavation width and dewatering depth on wall deflection. The results indicate that the maximum wall deflection (δ_{hm}) and the distribution range of wall deflection along depth (H_c) become larger with the increase of excavation width and dewatering depth. There is a critical excavation width, within which δ_{hm} and H_c increase fast with the increase of excavation width. However, with the excavation width being greater than the critical excavation width, the influences of excavation width on wall deflection are weak obviously. Besides, there is a critical dewatering depth, within which δ_{hm} change slowly with the increase of dewatering depth. However, with the dewatering depth being greater than the critical dewatering depth, the increase of dewatering depth will lead to a substantial growth of the maximum wall deflection.

Key words: pre-excitation dewatering; wall deflection; finite element calculation; excavation width

0 引言

随着中国城市轨道交通建设的大力推进, 大批深基坑工程出现在城市环境中, 深基坑施工引起的变形需要严格控制^[1]。实际上, 深基坑施工引起的变形体现在施工全过程, 李光照等^[2]将深基坑施工全过程归纳为以下几个阶段: 围护结构施工、基坑预降水、土

方开挖、分层疏干与承压水降水、支撑或楼板施工、

基金项目: 国家自然科学基金项目(51578164, 51708206, 11602083); 广西自然科学基金创新研究团队项目(2016GXNSFGA380008); 湖南省自然科学基金项目(2016JJ6044); 湖南省教育厅项目(15C0557); 滨海土木工程结构与安全教育部重点实验室开放课题(2017-KF03)
收稿日期: 2017-08-02

支撑拆除及回填土、地下水恢复, 其中基坑预降水是富水地层中深基坑施工时的一项必不可少的步骤。

文献[3, 4]通过实测揭示了深基坑开挖前预降水可引起围护结构及周边环境发生厘米级的变形; 文献[5]通过数值模拟指出预降水诱发的渗流场将引起土体位移场和围护结构两侧土压力重分布, 是导致围护结构变形的重要因素。这说明, 预降水可引起基坑在土方开挖前出现不小的变形, 然而, 一直以来, 国内外基坑规范^[6-7]及绝大多数基坑施工对环境影响研究的焦点均在土方开挖后的施工过程引起的变形, 也有一部分学者研究了围护结构施工引起的变形, 基坑预降水施工引起的变形问题未得到广泛关注, 基坑预降水引起的基坑变形性状仍未被全面揭示。

针对以上问题, 本文拟通过 ABAQUS 软件, 采用考虑降水井瞬态降水的二维流固耦合数值模型研究不同基坑宽度和预降水深度条件下预降水引发基坑变形的规律。本文分别建立了基坑宽度为 120, 60 及 20 m 的二维有限元模型, 考虑 3 个不同的预降水深度(11, 19 及 27 m)的影响。

1 二维数值模型及其验证

1.1 模型建立

基于文献[3]中工程地质与水文地质条件建立二维的基坑降水模型, 模型的土层厚度为 50 m, 概化为 9 层, 土层采用修正剑桥模型来模拟, 土层分布及其参数见文献[3]; 地下连续墙厚度为 1 m, 墙深 30 m, 降水井深度为 27 m, 地连墙和降水井采用线弹性模型来模拟, 其杨氏模量分别为 2.1×10^8 和 3×10^7 kPa。在有限元软件中, 对 20, 60 及 120 m 宽度的基坑所建立的 1/2 模型的土体尺寸分别为 $110 \text{ m} \times 50 \text{ m}$, $130 \text{ m} \times 50 \text{ m}$, $160 \text{ m} \times 50 \text{ m}$, 基坑宽度为 60 m 的预降水有限元模型见图 1, 其他宽度基坑的降水井平面间距及立面布置与图 1 中相同。

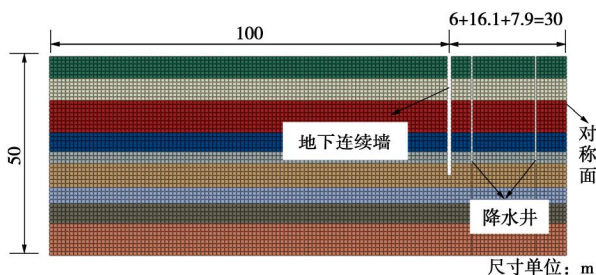


图 1 基坑宽度为 60 m 的预降水有限元模型

Fig. 1 Finite element model for pre-excitation dewatering of pit with 60 m in width

模型中土体采用 CPE4P 单元来模拟, 计算时考虑流固耦合; 墙体采用 CPE4I、降水井采用 CPE4R 单元来模拟, 假定墙体和降水井的力学行为服从弹性理论;

墙体与土体间的摩擦系数取 0.3。

模型土体侧向边界设置水平方向约束, 同时在对称面设置常水头水力补给边界(总水头在模型顶部), 在对称面设置不透水边界。模型底部设置水平和竖直方向约束, 并设置为不透水边界。地表孔隙压力设置为零以模拟地下水位在地表。本模型采用的降水方法为在对应的降水深度边界设置零孔压, 以模拟实际的疏干井降水过程。

1.2 模型验证

将基坑宽度为 20 m、降水深度分别为 5.5 m 和 11 m 的模型计算结果与文献[3]中 20 m 宽地铁基坑预降水实测结果进行比较, 见图 2, 可以看出, 在预降水深度、预降水时间两个维度下, 预降水引发地连墙顶点侧移计算与实测结果能大致吻合, 计算曲线的发展趋势与实测结果反映的规律大致相同。

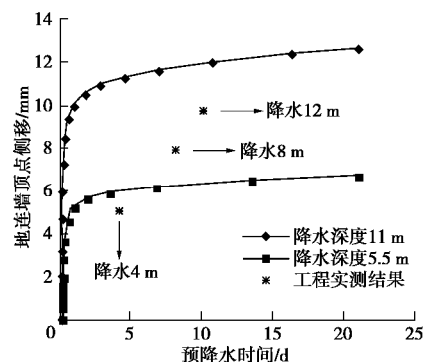


图 2 模型计算结果与工程实测对比曲线

Fig. 2 Comparison curves between model calculation and engineering observation

2 基坑宽度和预降水深度对最大地连墙侧移的影响

图 3 以预降水深度 27 m 为例, 表示了不同基坑宽度条件下预降水引发的地连墙顶点侧移(即最大地连墙侧移)随降水时间的变化曲线。可以看出, 随降水时间延长, 最大地连墙侧移大致呈双直线变化, 且侧移在降水初期迅速增加, 而在降水后期侧移增加非常缓慢。这可能是由于本模型采用零孔压的降水方式, 降水迅猛。

图 4 为不同预降水深度条件下最大地连墙侧移与基坑宽度的关系, 图 4 中所有数据点均取降水时间为 21 d 时的地连墙侧移值。

图 4 表明: 对于给定的预降水深度, 预降水引发的最大地连墙侧移随基坑宽度的增大而增大, 在基坑宽度为 20~60 m 时, 地连墙顶点侧移的变化相对较大, 基坑宽度为 60~120 m 时, 地连墙顶点侧移变化趋于平缓。这说明, 基坑宽度对地连墙的侧移有明显

的影响,且存在临界宽度,使得在临界宽度范围内,地连墙的侧移会随着基坑宽度的增加快速增加,但超过临界宽度,基坑宽度对地连墙的侧移影响会明显减弱。

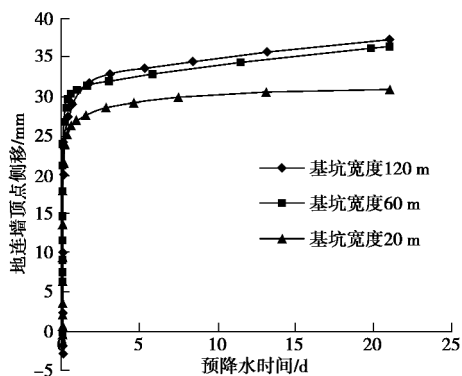


图3 不同基坑宽度条件下最大地连墙侧移时程曲线

Fig. 3 Time-history curves of maximum wall deflection under different excavation widths

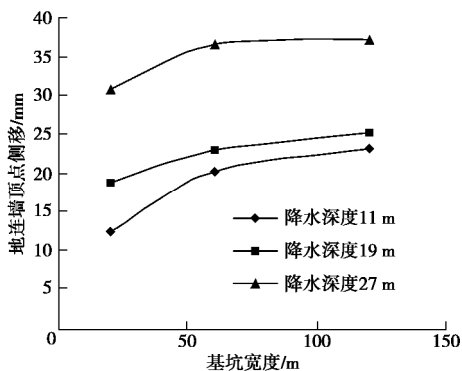


图4 不同降水深度条件下最大地连墙侧移随基坑宽度变化

Fig. 4 Relationship between maximum wall deflection and excavation width under different dewatering depths

图5为不同基坑宽度条件下最大地连墙侧移与预降水深度的关系,图5中所有数据点均取降水时间为21 d时的地连墙侧移值。

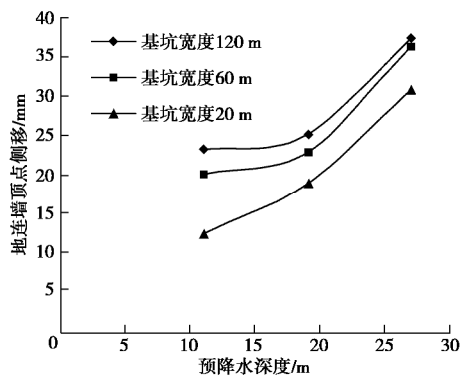


图5 不同基坑宽度条件下最大地连墙侧移随降水深度变化

Fig. 5 Relationship between maximum wall deflection and dewatering depth under different excavation widths

图5表明:对于给定的基坑宽度,预降水引发的最大地连墙侧移随降水深度的增大呈非线性增大,降

水深度为11~19 m时,最大地连侧移随降水深度的变化相对较慢,降水深度为19~27 m时,最大地连墙侧移随降水深度的变化相对较快。经研究分析,造成此规律的原因是降水深度较大时,发生孔隙水压力减小的地层深度范围更大(尤其是降水井进入深部含水层后),这可有图6看出,根据Zheng等^[5]的研究,这将引起地连墙两侧土压力发生更为明显的重分布,引起更大的地连墙侧移。

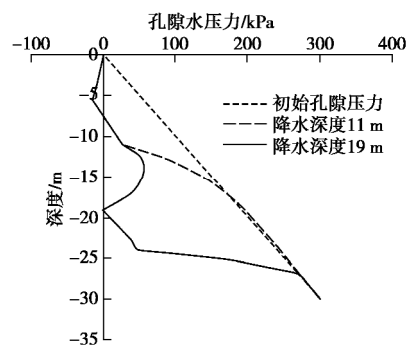


图6 不同降水深度下被动区地连墙位置处土体孔隙水压力沿深度分布

Fig. 6 Distribution of pore water pressure along soil-wall interface in passive zone

3 基坑宽度和降水深度对地连墙侧移深度范围的影响

上文分析了基坑宽度和降水深度对地连墙顶点侧移(即最大侧移)的影响,本节分析这些因素对地连墙侧移沿深度发展范围的影响。

图7为不同基坑宽度下预降水引发的地连墙侧移沿深度发展范围随降水深度的变化曲线,图7中所有数据点均取降水时间为21 d时的值。图中, H_c 为地连墙墙顶至地连墙侧移为0点对应的墙体截面的距离, H_m 为地连墙总深度。可以看出,对于同一基坑宽度,地连墙发生侧移的深度范围基本随预降水深度的增大呈线性增大,因此,当基坑周边环境复杂时,对预降水深度的确定需谨慎,以免预降水引起较大深度范围地连墙侧移,并进一步诱发周边环境发生较大变形。

图8为不同预降水深度条件下预降水引发的地连墙侧移沿深度发展范围随基坑宽度的变化曲线,图8中所有数据点均取降水时间为21 d时的值。可以看出,对于同一预降水深度,地连墙发生侧移的深度范围随基坑宽度的增大呈非线性增大,在基坑宽度为20~60 m时,地连墙发生侧移的深度范围变化相对较大,基坑宽度为60~120 m时,地连墙发生侧移的深度范围变化趋于平缓,这与图4中最大地连墙侧移随基坑宽度的变化规律基本一致。

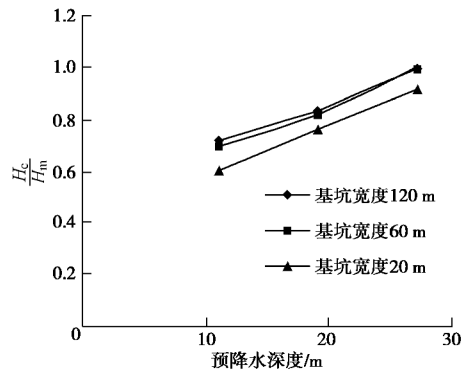


图 7 不同基坑宽度下地连墙侧移深度范围随降水深度变化

Fig. 7 Relationship between distribution range of wall deflection along depth and dewatering depth under different excavation widths

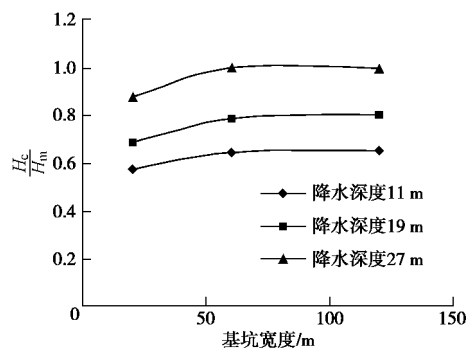


图 8 不同降水深度下地连墙侧移深度范围随基坑宽度变化

Fig. 8 Relationship between distribution range of wall deflection along depth and excavation width under different dewatering depths

4 结 论

本文采用 ABAQUS 建立考虑降水并瞬态降水的二维流固耦合模型, 研究了基坑宽度和预降水深度对预降水引发变形的影响, 得到以下结论:

(1) 基坑宽度对预降水引发的地连墙侧移有较明显的影响, 在降水深度一定时, 最大地连墙侧移及地连墙侧移深度范围均会随着基坑宽度的增大呈非线性增大。存在临界基坑宽度, 使得在临界宽度范围内, 最大地连墙侧移及地连墙侧移深度范围随基坑宽度的增加而快速增加, 而超过临界宽度后, 基坑宽度对地连墙侧移的影响会明显减弱。

(2) 预降水引发的地连墙侧移会随着降水深度增加而非线性增大。存在临界降水深度, 使得在其范围内, 最大地连墙侧移随预降水深度的增加而变化缓慢, 而超过临界降水深度后, 降水深度的增大将引起最大地连墙侧移发生较大幅度的增长。另外, 预降水引发的地连墙侧移深度范围随着降水深度增加基本呈线性

增大。当基坑周边环境复杂时, 对预降水深度的确定需谨慎, 以免预降水引起较大深度范围地连墙侧移, 并进一步诱发周边环境发生较大变形。

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. Safety control of supported deep excavation and underground engineering and the impact on surrounding environment[J]. China Civil Engineering Journal, 2016, **49**(6): 1 - 24. (in Chinese))
- [2] 李光照, 郑 刚. 软土地区深基坑工程存在的变形与稳定问题及其控制——基坑施工全过程可产生的变形[J]. 施工技术, 2011, **40**(338): 5 - 9. (LI Guang-zhao, ZHENG Gang. Stability and deformation problems during deep foundation excavation in soft soil area and their control measures—deformation in process of foundation excavation[J]. Construction Technology, 2011, **40**(338): 5 - 9. (in Chinese))
- [3] 郑 刚, 曾超峰. 基坑开挖前潜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))
- [4] 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))
- [5] 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**(8): 244 - 256.
- [6] JGJ 120—2012 建筑基坑支护技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012. (JGJ 120 — 2012 Technical specification for retaining and protection of building foundation excavations[S]. Beijing: China Architecture and Building Press; 2012. (in Chinese))
- [7] BS EN 1997-1:2004+A1:2013 Eurocode 7: Geotechnical design—part 1: General rules[S]. London: British Standards Institution, 2013.

(本文责编 黄贤沙)

DOI: 10.11779/CJGE2017S2029

天津港超软土地基加固特性探讨

尹长权^{1, 2}

(1. 天津大学水利安全与仿真国家重点试验室, 天津 300072; 2. 中交天津港湾工程研究院有限公司, 天津 300222)

摘要: 超软土的高压缩性、低渗透性和难固结特性决定了此类土体的地基处理十分困难, 一般方法难以达到理想的加固效果。针对天津某工程的超软土, 详细阐述了地基加固的设计方法和施工工艺过程; 通过室内试验并结合现场监测检测, 充分研究了超软土在不同加固阶段的物理特性、变形特性、固结特性和强度特性。结果表明加固后的超软土地基可以达到工程使用要求, 可供类似工程借鉴。

关键词: 超软土; 工程特性; 变形; 固结; 强度; 地基加固

中图分类号: TU447

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 4548(2017)S2 - 0116 - 04

作者简介: 尹长权(1979 -), 男, 博士研究生, 主要从事港口岩土工程的科研工作。E-mail: yinchangquan@126.com。

Reinforcement characteristics of ultra-soft ground in Tianjin Port

YIN Chang-quan^{1, 2}

(1. State Key Laboratory of Hydraulic Engineering Simulation and Safety, Tianjin University, Tianjin 300072, China; 2. Tianjin Port Engineering Institute Ltd. of CCCC First Harbor Engineering Company Ltd., Tianjin 30222, China)

Abstract: Due to its high compressibility, low permeability and low consolidation property, the treatment of ultra-soft soil is very difficult, and the common method is hardly effective. For the ultra-soft soil in Tianjin Port, the design method and construction technique are clarified. According to the indoor experiments and in-situ inspection, the physical, deformation, consolidation and strength properties of ultra-soft soil at different stages are analyzed. The results show that the ultra-soft ground after reinforcement can satisfy the engineering requirements, which can be referred for the similar projects.

Key words: ultra-soft soil; engineering property; deformation; consolidation; strength; ground reinforcement

0 引言

随着中国沿海地区经济的快速发展, 土地资源日益紧张, 利用港池和航道疏浚土吹填造陆后再进行地基加固已经成为缓解土地资源紧张的主要手段^[1]。吹填造陆后常常会形成大面积的超软土区域, 而对吹填造陆工程的工期要求越来越急, 常常吹填完毕即需要进行加固。天津地区的超软土的形成原因主要如下: 一方面, 随着吹填造陆工程的增多, 环境保护的日益严格, 吹填土料一般颗粒很细, 而细颗粒又禁止外抛, 很容易形成超软土; 另一方面, 对一个大的吹填池而言, 由于水力分选的原因, 吹填造陆时常常在局部形成一定厚度的超软土。超软土的高压缩性、低渗透性和难固结的特性决定了此类土体的地基处理十分困难^[2-4]。

本文针对天津某工程的超软土, 结合室内试验详细研究超软土物理特性、变形特性、固结特性和强度特性; 详细阐述地基加固的设计方法和施工工艺过程; 然后结合现场工程试验, 研究超软土不同阶段的特性变化, 分析问题并给出解决方法, 可供类似工程借鉴。

1 工程概况

本工程位于沿海滩涂区, 吹填形成陆域面积约 0.8 km², 天然泥面高程约为 -2.0 m, 天然泥面以上的吹填土层顶高程为 +4.5 m, 吹填施工期为 4 个月, 吹填过程平面示意图如图 1 所示。

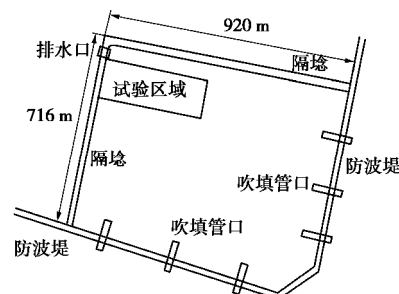


图 1 吹填过程平面示意图

Fig. 1 Sketch of dredging construction process

由于水力分选的原因, 在距离吹填口较远区域, 易形成土性较差的超软土区域。本试验区选址在吹填

池远端，共分 3 个加固区。

2 天津超软土特性

2.1 物理特性

天津超软土的物理特性统计指标如表 1 所示。

表 1 天津超软土的物理特性

Table 1 Physical properties of ultra-soft soil in Tianjin								
项目 参数	细砂 0.25~ 0.075 /%	粉粒 0.075~ 0.005 /%	黏粒 <0.005 /%	湿密度 /(g·cm ⁻³)	含水 率/%	初始 孔隙 比	塑性 指数	液性 指数
最大 值	1.8	60.6	46.1	1.47	123.0	3.319	21.1	5.34
最小 值	0.0	53.9	37.7	1.42	94.2	2.709	18.5	3.86
平均 值	1.0	58.5	40.6	1.43	110.6	3.037	19.2	4.73

从表 1 可以看出，在颗粒组成中，小于 0.005 mm 的黏粒含量约在 37.7%~46.1%之间，黏粒含量较高。含水率在 94.2%~123.0%之间，湿密度在 1.42~1.47 g/cm³之间，孔隙比在 2.709~3.319 之间，具有高含水率，低密度，高孔隙比等特点；塑性指数在 18.5~21.1 之间，液性指数在 3.9~5.3 之间，具有高液性指数。

2.2 超软土的固结特性

选取 14 组代表性土样，进行标准固结试验。利用时间平方根法求算固结系数，固结压力与固结系数的关系曲线如图 2 所示。

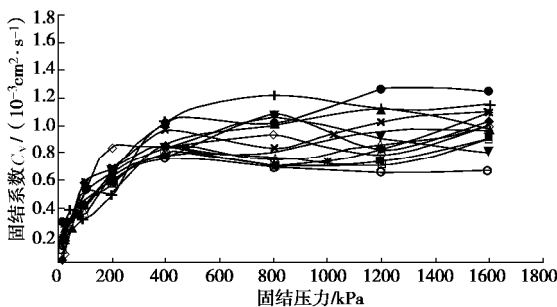


图 2 固结压力与固结系数关系曲线

Fig. 2 Relationship between consolidation pressure and consolidation coefficient

由图 2 可以看出，固结压力 400 kPa 前固结系数呈现增加的趋势，压力 400 kPa 后固结系数总体上的趋于稳定。

2.3 超软土的强度特性

典型的抗剪强度与固结压力关系曲线如图 3 所示，按抗剪强度平均值法，得到超软土固结快剪指标值为：凝聚力 $c=4.2\text{ kPa}$ ，内摩擦角 $\varphi=11.6^\circ$ ；不同固结压力下的对应抗剪强度是极限值，而实际工程中一般只能实现 80%~90%的固结度，如在 100 kPa 的固结压力下的抗剪强度为 25 kPa 左右，考虑固结过程，抗剪强度值要小于 25 kPa，因此，总体来讲采用固结

法加固超软土的强度是较低的，应根据工程需要选择固结荷载，不易直接作为工作面层，建议根据工程需求设置合理的工作垫层。

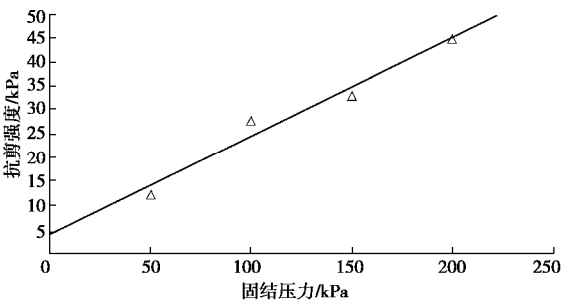


图 3 抗剪强度与固结压力关系曲线

Fig. 3 is very difficult shear strength and consolidation pressure

3 地基加固实施过程

超软土为流泥状，承载力不大于 1 kPa。超软土的加固应分两步，首先对浅层 4 m 内的超软土进行初步加固，形成一层具有一定承载力的硬壳层，满足后续砂垫层的铺设、插板等机械所需要的承载力条件。然后采用真空联合堆载预压法，对深层土体的地基进行加固。

3.1 初步加固并形成工作垫层

超软土的初步加固采用浅层真空预压的方式，目的是降低含水率，提高承载力。同时利用真空负压提高地基稳定性，形成布设工作垫层的工作条件。设计步骤如图 4 所示。施工工艺流程及要求如下：①铺设一层 400 g/m² 编织布；②铺设两层荆笆；③铺设一层 300 g/m² 无纺土工布；④塑料排水板裁剪，并进行底部封口；⑤人工插设塑料排水板，深度 4.0 m，间距 0.8 m，按正方形布置；⑥铺设水平排水滤管，并连接排水板；⑦铺设一层双向土工格栅；⑧铺设一层 200 g/m² 无纺土工布；⑨铺设 2 层厚 (0.12~0.16 mm) 的密封膜；⑩布设 7.5 kW 真空射流泵；⑪抽真空，前 7 d，分批次开启真空射流泵，逐级加载，满载后真空荷载不小于 60 kPa，满载抽气不少于 60 d；⑫满载约 25 d 后，吹填砂垫层，总厚度为 1 m，分层吹填，第一层层厚为 20~30 cm，第二层层厚为 40~50 cm，第三层剩余层厚。吹填期间，正常抽真空。

3.2 真空联合堆载预压加固

采用真空联合堆载预压加固的断面形式如图 5 所示。真空预压区要求膜下真空度稳定保持在 85 kPa 以上，有效抽真空天数约 125 d。真空预压水平排水通道采用 400 mm 厚中粗砂垫层；竖向排水通道采用塑料排水板，间距 900 mm，正方形布置；膜上吹填砂 4.7 m，作为场地补充标高和堆载荷载使用。

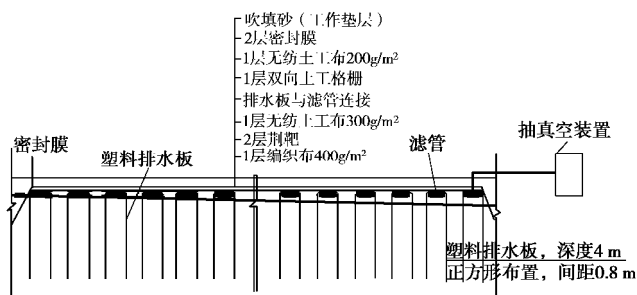


图 4 初步加固并形成工作垫层的示意图

Fig. 4 Sketch for preliminary reinforcement and forming work cushion

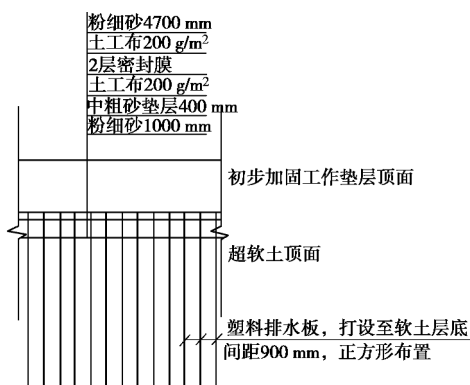


图 5 真空联合堆载预压加固断面图

Fig. 5 Section of vacuum combined with surcharge preloading

4 超软土的地基加固特性探讨

根据不同的施工阶段及现场试验结果，分析超软土地基加固特性，探讨分析成功经验和存在问题。

4.1 超软土的物理性质变化分析

从表 2 可以看出，从初始状态到形成工作垫层，再到真空联合堆载预压后，含水率变化显著，呈减小趋势；孔隙比和液性指数也明显减小；湿密度和干密度明显增大。超软土土性有了显著改善，可以达到工程使用要求。

表 2 超软土的物理性质变化统计表

Table 2 Change of physical properties of ultra-soft soil

项目参数	含水率 /%	湿密度 /(g·cm ⁻³)	干密度 /(g·cm ⁻³)	初始 孔隙比	液性指数
超软土 加固前	110.6	1.43	0.68	3.037	4.73
初步加固后	81.0	1.54	0.85	2.253	2.65
增减比值	-26.7%	7.7%	25.0%	-25.8%	-44.0%
真空联合堆 载预压	54.5	1.68	1.09	1.546	1.45
加固后					
增减比值	-32.7%	9.1%	28.2%	-31.4%	-45.3%

土体加固后的含水率为 54.5%，孔隙比为 1.546，

液性指数为 1.45，为了达到更好的加固效果，建议适当增加固结时间或者减小插板间距。

4.2 变形特性分析

通过地表沉降和分层沉降统计结果来分析超软土的变形特性，统计数据如表 3 所示。初步加固后压缩率在 2003~400 mm/m，卸载前压缩速率降至 0.53~2.0 mm/d。真空联合堆载预压加固后，每米压缩率在 2313~367 mm/m 之间，卸载前的压缩速率在 0.53~2.7 mm/d，卸载前的压缩速率仍然较高。真空联合堆载在预压加固卸载时地表平均沉降速率约为 6 mm/d，超软土层的平均压缩速率约为 4.5 mm/d，卸载时的变形仍集中在超软土层内。卸载时地表平均沉降速率大于规范中建议的沉降速率要求，但该工程区域的用途简单，已经满足项目工程需要。对于后期土体的改善可以通过延长加固时间或减小排水板间距等有效措施来实现。

表 3 超软土的变形特性统计表

Table 3 Statistical results of deformation characteristics of ultra-soft soil

项目	压缩率 /(mm·m ⁻¹)	卸载前平均每米压缩 速率(mm·m ⁻¹ ·d ⁻¹)
初步加固后	200~400	0.5~2.0
真空联合堆载预压 加固后	231~367	0.5~2.7

4.3 固结特性分析

在真空联合堆载预压试验区内布设孔隙水压力监测点，选取表层 1 m 深度处超软土的孔隙水压力典型数据，借此来分析土中有效应力的变化和土体强度增长情况，为确定卸载时间和评价加固效果提供依据。

孔隙水压力统计表如 4 所示。堆载荷载为 88 kPa，真空压力荷载为 85 kPa，总加固荷载在 173 kPa，不考虑水位的影响，总孔隙水压力消散值在 65.0~118.7 kPa，应力固结度在 37.6%~68.6%。应力固结度较小，分析主要原因有以下 3 个方面，第一，监测点在四根排水板所围区域的中心位置，排水路径最远，是土体固结最薄弱点；第二，堆载荷载施加完成后抽气加固时间约 30 d，最终有效荷载施加时间略短；第三，土体固结系数较小。

表 4 孔隙水压力统计表

Table 4 Statistical results of pore water pressure

序号	真空荷 载/kPa	堆载荷 载/kPa	实测孔隙水 压力变化值 /kPa	总孔隙水压力 消散值 /kPa	应力固 结度 /%
1	85	88	5.8	93.8	54.2
2	85	88	30.7	118.7	68.6
3	85	88	-23.0	65.0	37.6

4.4 强度特性分析

不同加固阶段十字板抗剪强度统计数据如图 6 所示, 加固前十字板抗剪强度几乎为零; 初步加固后十字板抗剪强度小于 5 kPa, 多数在 2 kPa 左右; 真空联合堆载预压加固后十字板抗剪强度在 14.3~29.4 kPa, 大多数小于 20 kPa; 可见, 随着地基加固进程, 十字板抗剪强度显著增加, 综合孔隙水压力监测结果, 在荷载条件不变的情况下, 固结将继续进行, 土体强度将会得到进一步的提高。

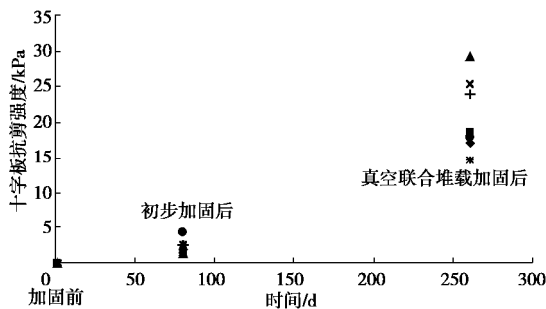


图 6 不同加固阶段十字板抗剪强度统计图

Fig. 6 Vane shear strengths of ultra-soft soil at different stages

5 结论与建议

本文结合天津某工程的超软土, 通过室内试验并结合现场监测检测, 充分研究了超软土在不同加固阶段的物理特性、变形特性、固结特性和强度特性。结果表明:

(1) 固结压力与固结系数的关系表明: 固结压力 400 kPa 前固结系数呈现增加的趋势, 压力 400 kPa 后固结系数总体上的趋于稳定。

(2) 超软土的强度特性表明: 采用排水固结法加固超软土后的强度存在局限性。预压固结后的土体, 不宜直接作为工作面层。在实际工程应用中, 应根据需求合理选择预压固结荷载。

(3) 地基加固的变形特性表明: 加固期间压缩变形较大, 卸载时的变形仍集中在超软土层。

(4) 从初始状态到形成工作垫层, 再到真空联合堆载预压, 土体的含水率、孔隙比和液性指数变化

显著, 呈减小趋势; 湿密度和干密度明显增大。超软土物理特性有了显著改善, 可以达到工程使用要求。

(5) 在真空联合堆载预压阶段, 加固后排水板中心点应力固结度不高的原因主要有以下 3 个方面, 第一, 监测点位于 4 根排水板所围区域的中心位置, 排水路径最远。第二, 堆荷载施加完成后抽气加固时间约 30 d, 最终有效荷载施加时间略短。第三, 土体黏粒含量较高, 渗透性低, 土体固结系数较小。

(6) 超软土在不同加固阶段, 十字板抗剪强度增加显著, 加固效果明显。

参考文献:

- [1] 董志良, 张功新. 天津滨海新区吹填造陆浅层超软土加固技术研发及应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, 30(5): 1074 - 1080. (DONG Zhi-liang, ZHANG Gong-xin. Research and application of improvement technology of shallow ultra-soft soil formed by hydraulic reclamation in tianjin binhai new area[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, 30(5): 1074 - 1080. (in Chinese))
- [2] 叶国良, 郭述军, 朱耀庭. 超软土的工程性质分析[J]. 中国港湾建设, 2010, 170(5): 1 - 8. (YE Guo-liang, GUO Shu-jun, ZHU Yao-ting. Analysis on engineering property of ultra-soft soil[J]. China Harbour Engineering, 2010, 170(5): 1 - 8. (in Chinese))
- [3] 李卫, 曹永华. 浅层超软基真空预压加固技术研究[R]. 天津: 中交天津港湾工程研究院有限公司, 2009. (LI Wei, CAO Yong-hua. Research of reinforcement of ultra-soft ground using vacuum preloading[R]. Tianjin: Tianjin Port Engineering Institute of CCCC., 2009. (in Chinese))
- [4] 冯会芳. 新近吹填淤泥形成超软土地基的加固处理方法[J]. 港工技术, 2011, 48(5): 59 - 60. (FENG Hui-fang. Reinforcement method of ultra-soft foundation formed by fresh dredger filled mud[J]. Port Engineering Technology, 2011, 48(5): 59 - 60. (in Chinese))

(本文责编 黄贤沙)

DOI: 10.11779/CJGE2017S2030

含气泡土的孔隙流体压缩系数计算分析

刘 侃^{1, 2}, 朱小军¹, 张帆舸², 杨 敏²

(1. 上海申元岩土工程有限公司, 上海 200011; 2. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092)

摘 要: 气相封闭的含气泡土是一种特殊的非饱和土类型, 其孔隙流体压缩性不可忽略。以小气泡概念模型假设为基础, 基于理想气体变形的 Bolye 定律及表面张力作用等基础理论, 推导分析了含封闭气泡土孔隙混合流体的压缩系数 C_{gw} 不同计算公式。针对水饱和度较高时已有研究公式的不完善性, 采用将溶于水的气体和水作为整体确定其压缩系数的处理思路, 在此基础上提出了一种 C_{gw} 的计算方法, 并将不同水饱和度下的计算结果与其他计算方法进行对比研究, 分析了其合理性和适用性, 还分析了孔隙混合流体压缩系数公式中相关参数变化规律及其对计算结果的影响。

关键词: 封闭气泡; 孔隙混合流体; 压缩系数

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)S2-0120-04

作者简介: 刘 侃(1987-), 男, 博士, 主要从事土体基本性质、桩基及深基坑工程等的研究与设计工作。E-mail: csuliukan@vip.qq.com。

Calculation of coefficient of compressibility for air-water mixture in gassy soils

LIU Kan^{1, 2}, ZHU Xiao-jun¹, ZHANG Fan-ge², YANG Min²

(1. Shanghai Shenyuan Geotechnical Engineering Co., Ltd., Shanghai 200011, China; 2. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: The gassy soil containing entrapped gas bubbles is a special type of unsaturated soils, and the compressibility of air-water mixture in gassy soils cannot be ignored. Based on the conceptual model for small bubbles, the Bolye's law of ideal gas and the surface tension effects, equations of the coefficient of compressibility for air-water mixture are derived. When the saturation is higher, the existing equations are not applicable, so a new method for C_{gw} is proposed, which treats the water and the gas dissolved in the water as a whole. The calculated results under different water saturations are compared with those of other existing methods. The comparative results show that the proposed method is more reasonable. Finally, the variation characteristics and the impact on the calculated results of the related parameters in the new equation are also analyzed.

Key words: entrapped gas bubble; air-water mixture; coefficient of compressibility

0 引 言

在很多背景下, 软土并非完全饱和, 而是存在气体处于非饱和状态。研究基于气、液相连通状态, 将非饱和土广义上分为三类, 其中液相连通而气相不连通的非饱和土通常被称为含气泡土或高饱和度土。学者们对含气泡土这一类特殊非饱和土进行了一定的分析工作, 为简化分析, 往往将气相和液相当作具有可压缩性的混合流体看待, 包括 Nageswaran^[1]、Thomas^[2]、魏海云^[3]、徐浩峰等^[4]。Wheeler^[5]深入讨论了气泡可能的贮存形态和气泡大小, 提出了适用于海滨土的大气泡概念模型。Pietruszczak 等^[6]进一步分析了含大、小气泡两种典型含气泡土的性质。

本文首先介绍了已有研究中对含气泡土的描述, 然后基于理想气体变形的 Bolye 定律等基础理论, 推导了含封闭气泡孔隙混合流体的压缩系数 C_{gw} 计算公

式, 为水饱和度较高的含气泡土的孔隙流体压缩性的研究提供了一种分析思路和计算方法。

1 含气泡土简介

根据非饱和土中液相或气相的饱和度高, 非饱和土大致可分为 3 种类型, Wheeler^[5]分别对 3 类非饱和土的概念进行了描述: ①当土体水饱和度 S_r 较低时, 气相连通, 液相不连通, 液相由于体积含量较低, 大多在土体颗粒之间形成弯液面连接; ②当土体水饱和度 S_r 处于中等, 气相和液相均连通, 此类土即为岩土工程研究较多的常规非饱和土, 力学性质最为复杂; ③当土体水饱和度 S_r 较高时, 液相连通, 气相不连通, 多以离散封闭气泡的形式存在。一般认为当 S_r 大于

85%时土体属于第 3 种类型非饱和土。

本文研究基于上述第 3 类非饱和土, 且认为土中的气体以 Wheeler 描述的小气泡概念模型形式存在, 即封闭气泡比土体颗粒小, 气泡分布于土颗粒之间的空隙中被水包围, 其只与水形成弯液面, 不挤压土体颗粒产生相互作用, 气-水界面的曲率半径等于封闭气泡的半径。

2 孔隙流体的压缩性

一般水被认为是不可压缩或其压缩性可忽略不计, 但气体的存在将显著提高孔隙流体的压缩性。Fredlund 分析指出, 即使 1% 气体含量的存在即可显著提高孔隙流体的压缩性, 一般含溶解空气饱和水的压缩系数在 10^{-7} kPa^{-1} 数量级, 随着孔隙流体饱和度逐渐减小, 其压缩系数迅速增大为不同压力下的 $10^{-2} \sim 10^{-4} \text{ kPa}^{-1}$ 数量级^[7]。

当以孔隙流体压力 u 对孔隙流体的压缩系数进行定义时, 其表达式为

$$C = -\frac{1}{V} \frac{dV}{du} \quad (1)$$

对于混合流体, 总体积 V 为孔隙水体积 V_w 与离散封闭气泡体积 V_g 之和, 即

$$V = V_w + V_g \quad (2)$$

因此, 孔隙混合流体的压缩系数可由下式计算

$$C_{gw} = -\frac{1}{V_{g0} + V_{w0}} \frac{d(V_g + V_w)}{du_w} \quad (3)$$

由上式计算孔隙混合流体压缩系数时, 结合气体的性质, 须考虑气体随孔隙气压力的变形规律, 溶于水的气体处理方式, 以及气-水界面表面张力作用等。

为了简化分析, 假设所有离散气泡的形状都是均匀的球体, 尺寸大小都相同, 且所有气泡内压强均相等, 等于孔隙气压力 u_g 。

孔隙混合流体中的封闭气泡可视为理想气体, 在恒温状态下遵循 Boyle 定律

$$V_{g0}(u_{g0} + P_a) = V_g(u_g + P_a) \quad (4)$$

式中, 下标 0 代表初始状态, P_a 为标准大气压强, 取 101.3 kPa 。

考虑气-水界面表面张力的影响, 孔隙气压力 u_g 和孔隙水压力 u_w 之间的受力关系为

$$u_g = u_w + 2q/r \quad (5)$$

式中, q 为表面张力系数, Schuurman 分析认为 q 值的变化可忽略不计^[8], 一般取 $q = 7.4 \times 10^{-3} \text{ N/m}$; r 为曲率半径, 对于小气泡的情况, r 即取气泡的半径。

对于溶解于水的气体体积 V_{da} , 一般遵循 Henry 溶解定律, 即

$$V_{da} = HV_w \quad (6)$$

式中, H 为 Henry 系数, 一般将 H 视为常数, 在 20°C 时, H 取 0.02。

基于以上假设和理论依据, 可求得孔隙流体的压缩系数为

$$C_{gw} = \frac{1}{V_{g0} + V_{w0}} \left[\frac{V_{g0} + V_{da0}}{(V_g + V_{da})^2} \left(u_{w0} + \frac{2q}{r_0} + P_a \right) - \frac{2q}{3r_0} \frac{1}{V_g} \left(\frac{V_{g0}}{V_g} \right)^{\frac{1}{3}} \right]^{-1} \quad (7)$$

式 (7) 是基于 Schuurman 的分析结果^[8], 既考虑了气体溶于水的情况, 又考虑了气-水界面表面张力的影响。

当不考虑气-水界面表面张力的影响时, 即认为孔隙气压力 u_g 等于孔隙水压力 u_w , 令 $q=0$, 上式简化为

$$C_{gw} = \frac{1}{V_{g0} + V_{w0}} \left[\frac{V_{g0} + V_{da0}}{(V_g + V_{da})^2} (u_{w0} + P_a) \right]^{-1} \quad (8)$$

结合 Boyle 定律以及常规水饱和度参数 S_0 , 式 (8) 可以写成以水饱和度 S_0 表示的形式:

$$C_{gw} = (1 - S_0 + HS_0) \frac{u_{w0} + P_a}{(u_w + P_a)^2} \quad (9)$$

式 (9) 与 Bishop 等^[9] 分析所得结果是一致的。

Fredlund 等^[7]、魏海云等^[10] 基于对气体压缩系数定义的理解不同, 所得的孔隙流体压缩系数形式为

$$C_{gw} = (1 - S_0 + HS_0) / (u_w + P_a) \quad (10)$$

这里对溶于水的气体做进一步的讨论, 分析上述各公式对溶于水气体处理方式的合理性和适用性。

对于极端情况, 即水饱和度 S_0 接近或等于 1 时, 此时几乎只有溶于水中的气体。Dorsey 通过实验测定给出了被空气饱和水在不同温度、不同压力下的压缩系数^[10], 其结果如图 1 所示。

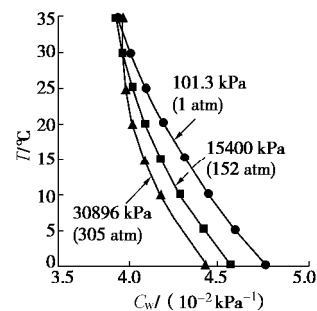


图 1 空气饱和水的压缩系数实验结果^[10]

Fig. 1 Measured coefficient of compressibility of water saturated with air

可以看出被空气饱和水的压缩系数随温度和压力的变化很小, Fredlund 等在分析中认为空气饱和水的压缩系数可取为定值 $4.58 \times 10^{-7} \text{ kPa}^{-1}$ 。而令上述公式中 $S_0=1$ 进行计算发现, 所得的孔隙流体压缩系数 C_{gw} 受孔隙水压力 u_w 的影响变化很大, C_{gw} 几乎与 u_w 同等

数量级幅值变化。上述公式在饱和度较高情况下的计算结果与实验结果相差很大,其根本原因在于对溶于水的气体的处理方式,其受力机理仍以离散气体对待遵循 Boyle 定律,从分析来看不尽合理。

但目前研究中对溶于水气体的处理基本都以前述方式考虑,并未见更完善的处理方法。当然,基于上述分析,由于 Henry 系数 H 取值为 0.02,各式的计算误差只有在饱和度接近或大于约 98% 的情况下才比较明显,对于饱和度越低的情况,溶于水的气体影响越小,上述公式的计算误差不再明显,仍然适用。尽管如此,本文认为对溶于水气体的处理以 Dorsey^[10] 的实验结果为参考更为合理,将溶于水的气体和水作为整体确定其压缩系数,即可认为被空气饱和水的压缩系数为定值 $C_w = 4.58 \times 10^{-7} \text{ kPa}^{-1}$,此时孔隙流体压缩系数 C_{gw} 须由式 (3) 计算,结合前述公式推导有

$$C_{gw} = \frac{1}{V_{g0} + V_{w0}} \left[\frac{V_{g0}}{V_g^2} \left(u_{w0} + \frac{2q}{r_0} + P_a \right) - \frac{2q}{3r_0} \frac{1}{V_g} \left(\frac{V_{g0}}{V_g} \right)^{\frac{1}{3}} \right]^{-1} + S_0 C_w \quad (11)$$

上式中,若不考虑气-水界面表面张力的影响,令 $q=0$,简化为

$$C_{gw} = \frac{1}{V_{g0} + V_{w0}} \left[\frac{V_{g0}}{V_g^2} (u_{w0} + P_a) \right]^{-1} + S_0 C_w \quad (12)$$

同样地,当不考虑气体溶于水的情况或两者均不考虑时,式 (11) 可相应简化。

基于实验实测结果及理论分析,本文认为式 (11) 对孔隙流体压缩系数的计算更为合理。下文对上述不同公式下的孔隙流体压缩系数 C_{gw} 进行计算对比,并简单分析各参量取值变化对 C_{gw} 的影响。

3 孔隙流体压缩系数 C_{gw} 计算分析

下述分析中假设对一标准土体试样进行分析,试样尺寸直径 D 为 61.8 mm,高 h 为 20 mm。试样初始饱和度为 S_0 ,初始孔隙比 e_0 为 1.0,封闭气泡初始半径为 r_0 。初始静水压力 u_{w0} 为 0,施加的水压力增量为 u_w 。溶解有气体的水压缩系数 C_w 取定值 $4.58 \times 10^{-7} \text{ kPa}^{-1}$ 。其他常数取值如前述。

首先,考虑对溶于水气体不同处理方式的影响,为简化分析暂不考虑气-水界面表面张力的影响,即令 $q=0$ 。此时上文得到了 3 种计算公式,式 (8)、(9) 是等同的,标为对溶于水气体处理方式第一种情况下的 S1-1;式 (10) 标为对溶于水气体处理方式第一种情况下的 S1-2;式 (12) 为本文修正公式,标为对溶于水气体处理方式第二种情况下的 S2。对初始饱和度 S_0 分别取 85%, 90%, 95%, 98% 和 99.5%,施加的水

压力增量 u_w 分别为 10, 50, 100, 200, 400, 800 kPa, 采用上述 3 种情况的公式进行计算。

将部分计算结果绘于图 2 及半对数坐标下的图 3。对图中结果分析可以得出如下结论:无论饱和度高低的情况, S1-2 情况下式 (10) 的计算结果较另外两个公式计算所得孔隙流体压缩系数均偏大(图中空心方框结果),这主要是由于式 (10) 中对气体压缩系数的定义不同引起的,其定义气体压缩系数以压缩后的气体体积为参考值,鉴于此,后文 S1-2 情况不再分析。

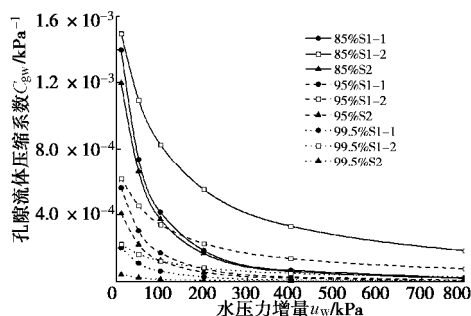


图 2 3 种情况不同公式 C_{gw} 计算结果对比 (标准坐标)

Fig. 2 Calculated results of C_{gw} (Standard coordinate)

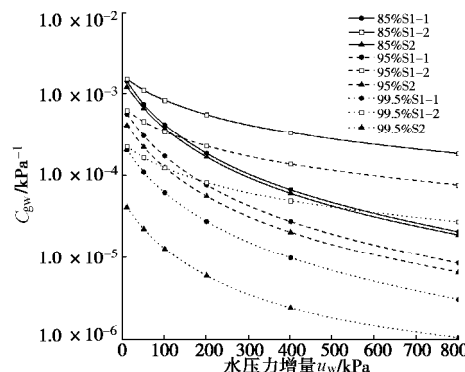


图 3 3 种情况不同公式 C_{gw} 计算结果对比 (对数坐标)

Fig. 3 Calculated results of C_{gw} (Logarithmic coordinate)

对比 S1-1 和 S2 两种情况公式的计算结果,如半对数坐标下的图 4 所示,两者的区别在于对溶于水气体的处理方式不同。从计算结果可以看出,当气体含量较高或水饱和度较低时 (85%, 90%), 两组公式的计算结果差别较小,气体含量越低两组公式的计算结果差别越大,这与前文的分析是一致的。考虑到 Henry 系数 H 取值为 0.02,式 (8) 或式 (9) 的计算误差在饱和度接近或大于约 98% 的情况下最为明显。结合前述分析及本节计算,本文认为 S1-1 情况的式 (8) 或式 (9) 高估了溶于水气体的压缩性,而 S2 情况下的最终完整公式 (11) 计算结果更为合理。

下文分析相关参数的取值对上文所得的孔隙流体压缩系数 C_{gw} 最终表达式 (11) 计算结果的影响。

首先,从上述结果可以看出,孔隙流体压缩系数 C_{gw} 随气体含量和应力增量不同计算结果差别较大,将上述 S2 情况下式 (11) 计算结果单独绘于图 5,图

中实线为标准坐标下, 虚线为半对数坐标下的结果。可以看出, 同一应力水平下气体含量越低或饱和度越高, 孔隙流体压缩系数 C_{gw} 越小。相同初始饱和度下, 应力水平越高 C_{gw} 越小, 从 C_{gw} 的绝对数量级来看, 应力水平在低于 400 kPa 时变化显著, 而后更高应力增量时, 其绝对值变化幅度变小, 这是由理想气体所遵循的力学变化规律所决定的。

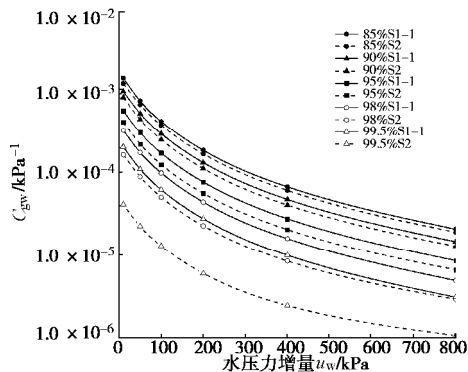


图 4 不同初始饱和度 S1-1 和 S2 情况 C_{gw} 计算 (对数坐标)
Fig. 4 Calculated results of C_{gw} under different initial saturations (Logarithmic coordinate)

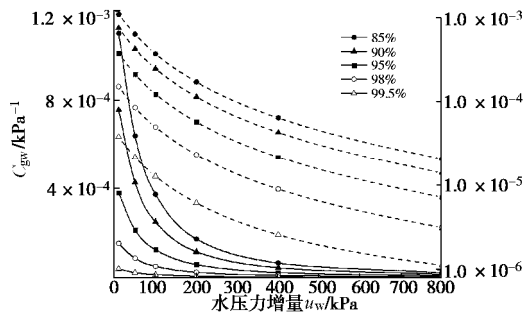


图 5 不同初始饱和度下 C_{gw} 随水压力增量的变化规律
Fig. 5 Variation of C_{gw} with water pressures under different initial saturations

另外, 不同初始饱和度、应力水平高低、离散封闭气泡的尺寸大小对 C_{gw} 的计算结果及饱和度、孔隙比等参数变化均有影响, 后续研究将作详细讨论。

4 结论与建议

本文通过理论推导, 研究了含气泡土中孔隙流体的压缩系数 C_{gw} 计算方法。初步结论与建议如下:

(1) 在含封闭气泡土体孔隙混合流体的压缩系数 C_{gw} 推导中, 本文分析了将溶于水的气体和水作为整体确定其压缩系数的方法。

(2) 基于对溶于水气体不同处理方式和气体压缩系数的定义, 对 3 种 C_{gw} 计算方法的结果进行对比分析, 由于对孔隙流体压缩系数 C_{gw} 的基本定义不同, S1-2 情况下公式的计算结果偏大; S1-1 和 S2 两种情况下公式, 当气体含量较高或水饱和度较低时的计算

结果差别较小, 气体含量越低两组公式的计算结果差别越大; 基于已有实验结果分析, 认为 S1-1 情况下公式高估了溶于水气体的压缩性, 而本文的 S2 情况下公式计算结果更为合理。

(3) 不同初始饱和度、应力水平的高低对孔隙流体压缩系数 C_{gw} 的影响很大; 相同初始饱和度下, 应力水平越高 C_{gw} 越小。另外, 离散封闭气泡的尺寸大小对 C_{gw} 的计算结果及饱和度、孔隙比等参数变化也有影响。

参考文献:

- [1] NAGESWARAN S. Effect of gas bubbles on the sea bed behavior[D]. Oxford: The University of Oxford, 1983.
- [2] THOMAS S D. The consolidation behaviour of gassy soil[D]. Oxford: The University of Oxford, 1987.
- [3] 魏海云, 詹良通, 陈云敏. 高饱和度土的压缩和固结特性及其应用[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(2): 264 - 269. (WEI Hai-yun, ZHAN Liang-tong, CHEN Yun-min. Compressibility and consolidation of unsaturated soils with high degree of saturation and its application[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28(2): 264 - 269. (in Chinese))
- [4] 徐浩峰. 含生物气非饱和软土的固结理论研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2011. (XU Hao-feng. Studies on the consolidation theory for unsaturated soft soils containing biogas[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2011. (in Chinese))
- [5] WHEELER S J. The undrained shear strength of soils containing large gas bubbles[J]. Géotechnique, 1988, 38(3): 399 - 413.
- [6] PIETRUSZCZAK S, PANDE G N. Constitutive relations for partially saturated soils containing gas inclusions[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1996, 122(1): 50 - 59.
- [7] FREDLUND D G, RAHARDJO H, FREDLUND M D. Unsaturated soil mechanics in engineering practice[M]. New York: John Wiley & Sons, 2012.
- [8] SCHUURMAN I E. The compressibility of an air/water mixture and a theoretical relation between the air and water pressures[J]. Géotechnique, 1966, 16(4): 269 - 281.
- [9] BISHOP A W, HENKEL D J. The measurement of soil properties in the triaxial test[M]. 2nd ed. London: Edward Arnold, 1962.
- [10] DORSEY N E. Properties of ordinary water-substance[M]. New York: Reinhold Publishing Corporation, 1940.

DOI: 10.11779/CJGE2017S2031

真空预压法处理软土地基的工程应用

曹杰^{1,2}, 郑建国^{1,2}, 刘智^{1,2}, 李波³, 李攀^{1,2}, 杨超^{1,2}, 何丹^{1,2}, 赵海圆^{1,2}

(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. 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: 基于软基加固现场实测资料, 通过工程实例分析了真空预压技术加固软土地基时地表沉降、深层沉降、水平位移、孔隙水压力和真空度的变化规律, 验证和评价真空预压法的处理效果; 同时, 通过区域性对比试验, 探讨了真空-堆载联合预压的结合时机问题, 为类似工程提供借鉴和参考。

关键词: 真空预压; 沉降; 位移; 软土

中图分类号: TU447

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)S2-0124-04

作者简介: 曹杰(1980-), 男, 陕西西安人, 博士, 高级工程师, 从事地基处理、高填方工程方面的研究工作。E-mail: caojie801014@126.com。

Application of vacuum preloading method in consolidating soft soil foundation

CAO Jie^{1,2}, ZHENG Jian-guo^{1,2}, LIU Zhi^{1,2}, LI Bo³, LI Pan^{1,2}, YANG Chao^{1,2}, HE Dan^{1,2}, ZHAO Hai-yuan^{1,2}

(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. Key Laboratory of Geotechnical Mechanics

and Engineering of Ministry of Water Resources, Changjiang River Scientific Research Institute, Wuhan 430010, China)

Abstract: Based on the field data of soft foundation reinforcement, the variation laws of soil surface settlements, stratified settlements, horizontal displacements, pore water pressures and vacuum degrees are analyzed by use of the vacuum preloading technique, the treatment effect of this method is verified. The design of the test area is carried out, and the time of the combination of vacuum and surcharge is discussed. The results may provide reference for similar projects.

Key words: vacuum preloading; settlement; displacement; soft soil

0 引言

排水固结法是处理软黏土地基的有效方法之一。根据加压方式的不同, 排水固结法分为堆载预压、真空预压、降水预压及真空-堆载联合预压等。本文通过施工过程中变形特征监测和地基处理前后强度特征检测, 就真空预压法处理某市政道路的工程案例进行了分析, 证明真空预压法处理该段软土地基的可行性与合理性。同时, 增设了试验区, 通过对比试验, 就真空-堆载预压时两者的结合时机进行了探讨。

1 工程地质概况

工程所在区域位于长江漫滩之上, 场地内表层人工填土较为复杂, 其下较深范围内均为长江冲淤积成因的土层, 土层分布变化较大, 强度低, 压缩性高。其场地内的土层分布依次为: ①~1 杂填土, 层厚 0.0~5.8 m; ①~2 淤泥质填土, 层厚 0.3~1.6 m; ①~3

素填土, 层厚 0.7~5.0 m; ②~1 亚黏土, 层厚 0.7~2.7 m; ②~2 淤泥质亚黏土, 层厚不详; ②~3 亚黏土, 层厚 1.2~7.2 m; ②~4 粉细砂, 层顶埋深 13.0~18.7 m。各层物理力学性质指标如表 1 所示。

2 工程施工概况

真空预压法软基处理的施工准备包括清场、铺设砂垫层、打设袋装砂井等。地基处理主要是抽真空进行预压。平整场地后, 铺设 40 cm 砂砾垫层, 并打设 18 m 袋装砂井, 梅花形布置, 间距 1.5 m; 铺设 30 cm 厚的砂垫层, 埋设 PVC 主管与滤管, 滤管滤眼直径 8 cm; 铺设一层土工布及两层密封膜, 同时开挖密封沟, 覆土密闭; 安装真空设备, 抽真空历时 42 d。

基金项目: 国家科技支撑计划项目 (2013BAJ06B00); 陕西省科技统筹创新工程项目 (2016KTZDSF03-02); 国家重点研发计划项目 (2017YFD0800501); 中央级公益性科研院所基本科研业务费 (CKSF2017012/YT); 湖州市自然科学基金项目 (2016GY19)

收稿日期: 2017-08-02

表 1 土层物理力学参数
Table 1 Physical and mechanical parameters of soils

层号	取值	w /%	γ /($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	e	I_p	I_L	α_{1-2} /(MPa^{-1})	E_{s1-2} /MPa	q_u /kPa	灵敏度 S_t	直剪 (快剪)	
											c/kPa	$\varphi/(^\circ)$
①~3	计算值	33.4	18.8	0.927	15.6	0.80	0.507	3.826			13.9	13.8
	平均值	34.4	18.7	0.949		0.86	0.544	3.614				
②~1	计算值	32.4	18.9	0.902	14.9	0.79	0.400	4.901	46.0	1.9	22.6	14.9
	平均值	33.4	18.8	0.924		0.84	0.445	4.402				
②~2	计算值	40.6	17.7	1.153	14.7	1.36	0.695	3.293	33.5	3.44	9.22	15.4
	平均值	51.4	16.5	1.476		1.60	0.876	2.743	29.1		7.81	11.25
②~3	计算值	33.9	18.5	0.954	10.3	1.48	0.361	5.870				
	平均值	34.9				1.66						
②~4	计算值	25.8	19.5	0.692			0.144	12.902			10.1	29.2
	平均值	29.7	19.0	0.815			0.197	10.158				

3 现场监测及成果分析

现场监测内容主要包括地表沉降、分层沉降、水平位移、孔隙水压力、真空度, 检测内容为十字板强度测试。观测断面为 A~D6 个断面。其中断面 B、断面 D 为全观测断面。

3.1 表面沉降

表 2 为抽真空结束时, 6 个断面实测最终沉降量。

表 2 沉降量汇总
Table 2 Summary of settlements (mm)

断面编号	T_a	T_b	T_c
A	354	438	383
B	417	461	379
C	191	360	269
D	288	360	276
E	305	376	304
F	297	346	256

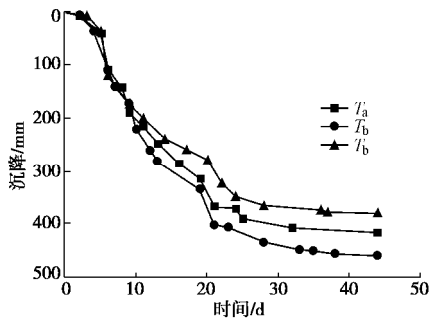


图 1 地表沉降曲线
Fig. 1 Curves of surface settlements

由表 2 可以看出, 各断面中处于中间位置的监测点 (T_b) 沉降量均大于两侧边缘的监测点 (T_a , T_c) 沉降值, 地表呈现下“凹”型沉降, 加固区土体整体向场内收缩, 表明真空预压处理软基沉降效果显著。篇幅所限, 本文仅列出典型断面 B 的观测成果予以分析和讨论。

如图 1 所示, 断面 B 抽真空开始阶段沉降明显, 日沉降量最大为 44 mm 左右。随着抽真空的进行, 沉降速率逐渐减小, 抽真空 20 d 后沉降曲线走势趋于平

缓, 沉降量增幅明显减小。20 d 和 30 d 时 T_b 对应沉降值分别为 401 mm 和 422 mm, 分别占卸载时 (42 d) 沉降量的 87% 和 95%。随后继续进行抽真空, 日沉降量速率均在 1~3 mm/d, 说明加固区的土体沉降已基本达到稳定。

3.2 分层沉降

断面 B 处埋设 8 个分层沉降环, 其深度分别为 1, 5, 9, 13, 17, 21, 23, 25 m。从分层沉降时程曲线 (图 2) 来看, 1~9 m、9~13 m、13~25 m 深度范围内沉降量分别为 150, 160, 94 mm, 由此可见, 土体的沉降量主要发生在第 4 个分层沉降环 (埋设深度为 13 m) 以上的土体中, 该范围内的地基沉降占总沉降的 77% 左右。因此, 从分层沉降的监测结果来看, 埋深 13 m 范围内属于地基处理显著影响区域。

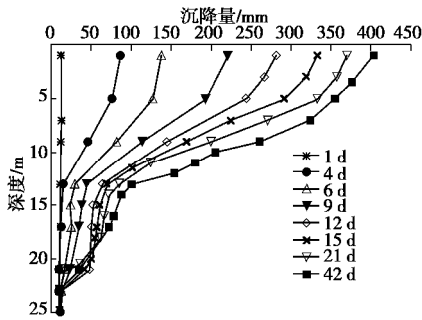


图 2 分层沉降曲线
Fig. 2 Curves of stratified settlements

3.3 水平位移观测

如图 3 所示, 水平位移量最大值为 172 mm, 水平位移主要发生在深度 10 m 以上的土层中, 占到总位移量的 80%。此外, 与堆载预压相比, 真空预压处理段的水平位移是向内的, 即土体在各向同性的球应力作用下呈现中心收缩现象, 不会因土体的抽真空加载速率过快而引起土体失稳。因此, 真空预压加载可以一次性达到设计要求。

3.4 孔隙水压力

断面 B 处布置 4 支孔隙水压力计 (埋深分别为 2,

5, 8, 12 m), 监测结果表明(图4), 随着抽真空的进行, 不同深度处的孔压均随时间的延续呈下降的趋势, 浅层孔压变化尤为明显。地下2 m处, 抽真空1 d后孔压就达到-10 kPa, 1周后孔压稳定在-60 kPa, 这说明在真空荷载作用下, 随着地基土孔隙水的排出, 水位下降, 在地表以下土体中形成负压; 在地下5 m处, 孔压值也逐渐降为负值, 并稳定在-10 kPa左右。随着深度的增加, 孔压下降速度变缓, 达到稳定孔压所需时间也越长。施工结束时, 4个埋深处孔压分别降低了67, 60, 56, 50 kPa, 浅层孔压降幅最为明显。需要说明的是, 由于施工阶段电力供应出现中断, 使得孔压时程曲线出现波动。

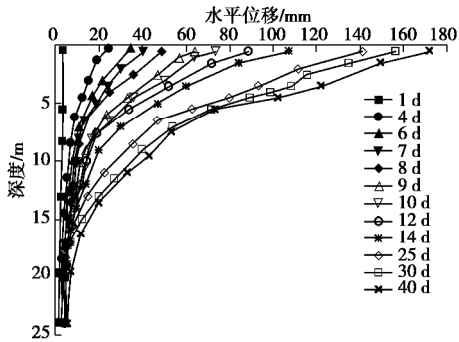


图3 水平位移曲线

Fig. 3 Curves of horizontal displacements

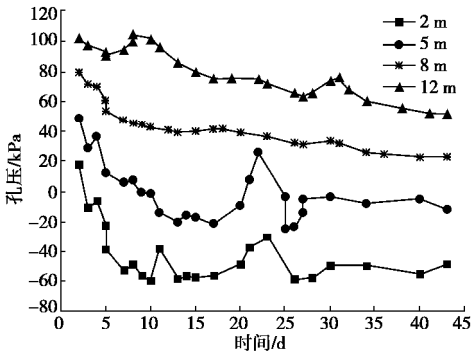


图4 孔隙水压力变化曲线

Fig. 4 Curves of pore water pressures

3.5 膜下真空度

如图5所示, 从真空度随时间变化曲线可以看出, 抽真空开始以后, 地表以下的真空度逐渐上升, 随着时间推移逐渐稳定, 在地下2 m处, 真空度稳定在26 kPa; 随着深度的增加, 真空度呈明显衰减趋势。埋深5 m处平均真空度为15 kPa, 而10 m处真空计显示真空度为零。这说明真空压力沿袋装砂井向下传播时, 存在一定的深度限制。

3.6 十字板剪切试验

真空预压后通过十字剪切试验, 测定现场软土地基的强度变化, 评价地基处理效果。检测结果(图6)

表明, 经过真空预压处理, 原状土土体的强度有较大的提高, 尤其是深度为3 m左右的土体强度, 由加固前的18.5 kPa增加到67.7 kPa, 提高幅度最大。因此, 检测结果表明真空预压软基处理方法对软土地基, 尤其是浅层部位的加固具有良好的处理效果。

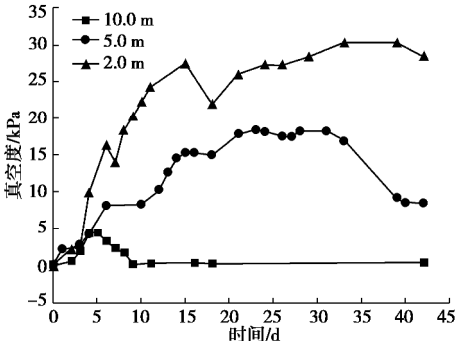


图5 真空度变化曲线

Fig. 5 Curves of vacuum degrees

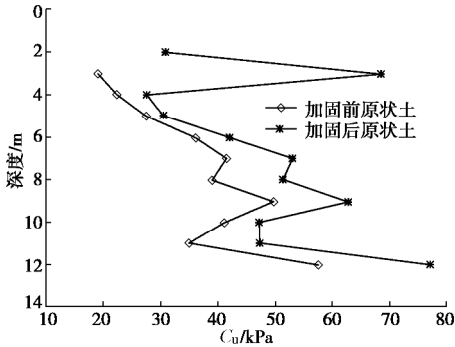


图6 加固前后十字板强度对比

Fig. 6 Comparison of vane strengths before and after reinforcement

4 讨论

本文在已有工程案例基础上, 补充进行了真空-堆载联合预压的初步试验, 主要关注点在于真空预压与堆载预压的结合时机, 以使地基处理效果更为理想。

试验段采用塑料排水板真空-堆载联合预压加固处理, 加固深度14.5~18.5 m, 排水板间距1.2 m梅花形布置, 塑料排水板顶面铺0.8 m砂垫层, 设计要求膜下真空压力不小于80 kPa, 为研究真空预压与堆载不同联合时机对工后沉降的影响, 在试验区采用了两种不同加载方式: K0+276—K0+456段抽真空约两个月后才开始正式堆载, 而K0+476—K0+515段抽真空后约1周开始正式堆载。本文以固结度来直观衡量地基处理效果, 如表3所示。

表3 固结度对比

Table 3 Comparison of consolidation degrees

断面	1个月	2个月	3个月
K0+342	36	44	53
K0+448	37	45	56
K0+500	37	53	66

试验结果表明, 相对于 K0+342 断面, K0+500 固结更快, 这表明真空与堆载联合的时间对地基沉降有较大的影响。K0+342 和 K0+448 两断面, 抽真空 3 个月后固结度为 53% 和 56%, 而 K0+500 断面抽真空 3 个月后固结度达到 66%, 说明真空与堆载联合越早, 施工期固结度越高, 对减少后期沉降就越有利。

5 结 论

(1) 监测结果表明, 地下 10 m 范围内均有明显分层沉降与水平位移。施工过程中虽然有间断性停电现象, 但真空预压法处理软基效果仍较为明显, 在较短时间内可达到理想的处理效果。

(2) 真空预压法有别于堆载预压法, 前者使得土体向加固区内收缩变形, 避免土体产生剪切破坏, 对施工期路堤稳定非常有利, 不存在分级加载, 缩短了工期, 加快工程进度。

(3) 现场对比试验结果表明, 若采用联合预压, 真空-堆载联合的时间对地基沉降(固结度)有较大的影响, 联合越早, 对减少后期沉降就越有利。

参考文献:

- [1] 鲍树峰, 娄 炎, 董志良, 等. 新近吹填淤泥地基真空固结失效原因分析及对策[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(7): 1350 - 1359. (BAO Shu-feng, LOU Yan, DONG Zhi-liang, et al. Causes and countermeasures for vacuum consolidation failure of newly-dredged mud foundation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, 36(7): 1350 - 1359. (in Chinese))
- [2] 朱群峰, 高长胜, 杨守华, 等. 超软淤泥地基处理中真空度传递特性研究[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(9): 1429 - 1433. (ZHU Qun-feng, GAO Chang-sheng, YANG Shou-hua, et al. Transfer properties of vacuum degree in treatment of super-soft muck foundation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(9): 1429 - 1433. (in Chinese))
- [3] 应 舒, 高长胜, 黄家青. 新吹填淤泥地基浅层处理试验研究[J]. 岩土工程学报, 2011, 32(12): 1956 - 1960. (YING Shu, GAO Chang-sheng, HUANG Jia-qing. Experimental study on surface-layer improvement of soft foundation filled by newly dredged silt[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 32(12): 1956 - 1960. (in Chinese))
- [4] 金小荣, 俞建霖, 龚晓南, 等. 真空预压部分工艺的改进[J]. 岩土力学, 2007, 28(12): 2711 - 2714. (JIN Xiao-rong, YU Jian-lin, GONG Xiao-nan, et al. Improvement of partial technology for vacuum preloading[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, 28(12): 2711 - 2714. (in Chinese))
- [5] 龚晓南, 岑仰润, 李昌宁. 真空排水预压加固软土地基的研究现状及展望[C]// 地基处理理论与实践—第七届全国地基处理学术讨论会论文集. 兰州: 中国水利水电出版社, 2002: 3 - 7. (GONG Xiao-nan, CHEN Yang-run, LI Chang-ning. Actuality and expectation in the research of vacuum preloading reinforcement of soft foundation[C]// Theory and Practice of Foundation Treatment-The 7th National Academic Conference on Foundation Treatment. Lanzhou: China Water and Power Press, 2002: 3 - 7. (in Chinese))
- [6] 曹 杰. 排水固结法在不同应力路径条件下引起软土地基沉降的初步研究[D]. 南京: 河海大学, 2006. (CAO Jie. Research on soft soil foundation settlement with drainage consolidation under varied stress paths[D]. Nanjing: Hohai University, 2006. (in Chinese))

(本文责编 胡海霞)

DOI: 10.11779/CJGE2017S2032

基于智能优化算法的深大基坑施工反分析

左自波^{1,2}, 黄玉林^{1,2}, 吴小建^{1,2}

(1. 上海建工集团工程研究总院, 上海 201114; 2. 上海建工集团股份有限公司, 上海 200080)

摘要: 引入人工智能技术, 提出了一种基于神经网络的 Nelder-Mead 改进加速算法, 建立了基于监测结果的深大基坑动态施工反馈分析方法。以 93383 m² 超大基坑工程为案例, 进行了三维有限元参数反演分析, 预测了基坑后续开挖围护结构水平位移、支撑轴力、管沟位移。结果表明: 与 Nelder-Mead 算法比较, 采用所建立的方法的收敛速度快, 迭代次数减少了最大达 86.9%; 预测结果与实测结果吻合较好。

关键词: 基坑; 反分析; 三维 FEM 模拟; Nelder-Mead 算法; 神经网络

中图分类号: TU44 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2017)S2-0128-04

作者简介: 左自波(1986-), 男, 陕西安康人, 硕士, 工程师, 主要从事土木工程数字化建造技术研究。E-mail: zuozibo@foxmail.com。

Back analysis of construction of large deep excavations using intelligent optimization algorithm

ZUO Zi-bo^{1,2}, HUANG Yu-lin^{1,2}, WU Xiao-jian^{1,2}

(1. General Engineering Institute of Shanghai Construction Group, Shanghai 201114, China; 2. Shanghai Construction Group Co., Ltd., Shanghai 200080, China)

Abstract: By introducing the artificial intelligence technology, an improved Nelder-Mead acceleration algorithm based on the neural network is proposed to obtain better optimization results. A back analysis method for construction of large deep excavations using field observations is established. 3D numerical simulation analyses using the intelligent optimization technique are performed to forecast the horizontal deformation of the wall, axial force of the supports and displacement of the adjacent energy supply pipelines at later stages based on the background of excavation with an area of 93383. The results show that the convergence of the calculation is faster using the proposed method, and the number of iterations decreases by up to 86.9% compared with that of the Nelder-Mead algorithm. The predicted results are in good agreement with the monitoring data.

Key words: excavation; back analysis; three-dimensional finite element simulation; Nelder-Mead algorithm; neural network

0 引言

深大基坑施工通常通过数值模拟预测施工变形特性, 但是, 计算结果往往与实际不符, 主要原因为: 室内试验和原位勘探无法准确获取土性参数和本构模型; 深大基坑地质复杂、土质软弱且具有强流变性、受地下水等影响, 施工中土性参数呈现动态变化^[1]。

为解决数值计算准确性问题, 近年来提出了一种基于实时监测数据的动态反演分析方法。随着人工智能技术的发展, 遗传算法^[2]、神经网络法^[3]、马尔可夫链蒙特卡罗方法^[4]、卡尔曼滤波法^[5]等智能算法的引入, 为深大基坑施工的准确模拟计算提供了可能。

现有算法在深大基坑应用中存在一些局限性, 如求解收敛速度较慢、易陷入局部极小、结果不唯一问题。本文引入人工智能技术, 提出了一种基于神经网络的 Nelder-Mead 改进加速反演分析方法, 并将所建

立的方法应用 93383 m² 超大基坑施工, 通过反演计算更加准确地预测了基坑施工位移及结构的安全性。

1 有限元优化反馈分析方法

1.1 优化反演基本理论

基于位移优化反演问题可由下式确定:

$$\left. \begin{aligned} \min F(\mathbf{X}) &= \min \sum_{i=1}^n [u_i^0 - u_i(\mathbf{X})]^2 \quad (\mathbf{X} \in R^m), \\ x_{i\min} &\leq x_i \leq x_{i\max} \quad (i=1, 2, \dots, m), \\ h_i(\mathbf{X}) &= 0 \quad (i=1, 2, \dots, l), \\ g_j(\mathbf{X}) &\leq 0 \quad (j=1, 2, \dots, r). \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

基金项目: 国家重点研发计划项目 (2017YFC0805500); 上海市“科技创新行动计划”社会发展领域项目 (16DZ1201600); 上海建工重点科研项目 (14GLXX-05)

收稿日期: 2017-08-02

式中 $F(\mathbf{X})$ 为目标函数; $\mathbf{X} = (x_1, x_2, \dots, x_m)^T$; u_i^0 为各测点位移实测值; $u_i(\mathbf{X})$ 为给定待求参数 $\mathbf{X}$ 初始值, 通过数值计算得到各测点位移计算值; n 为测点总个数; m 为待反演的参数个数; $x_{\min}$ 和 $x_{\max}$ 为材料参数的允许范围, 可根据相关室内和现场试验获得; $h_i(\mathbf{X})$ 和 $g_i(\mathbf{X})$ 分别为第 i 个等式和不等式约束条件。

参数优化反演的过程即为了寻找一组材料参数 $\mathbf{X}^*$, 当误差函数 $F(\mathbf{X})$ 取的极小值时, $\mathbf{X}^*$ 可视为现场材料参数, 即使得下式成立:

$$\Delta(\mathbf{X}^*) = \min F(\mathbf{X}) \quad (2)$$

1.2 Nelder-Mead 算法

Nelder-Mead 算法为不需计算函数导数以求多维函数极值的简便算法^[6], 应用较为广泛, 但存在一些不足^[7]: 求解的稳定性较差, 易陷入局部极小, 反演参数较多时收敛速度较慢, 不易搜索最优解。影响反演计算的主要因素包括压缩和扩展方程

$$\mathbf{X}_S = (1-l)\mathbf{X}_R + l\mathbf{X}_H \quad (0 < l < 1, l \neq 0.5) \quad (3)$$

$$\mathbf{X}_E = (1-g)\mathbf{X}_H + g\mathbf{X}_R \quad (g > 1) \quad (4)$$

式中符号的详细含义见文献[6], 其中, 反演系数 l, g 取值对反演分析计算的迭代次数和收敛性均有影响, 其取值分布在图 1 中呈带状分布, 实际应用中 l, g 通常根据经验取值, 具有不确定性。

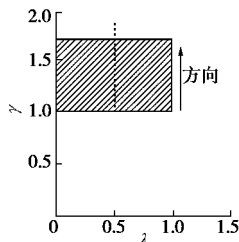


图 1 影响反演分析计算的因素

Fig. 1 Factors influencing back analysis using Nelder-Mead algorithm

1.3 智能优化算法及程序实现

智能优化算法一般是利用自然、社会等复杂系统与优化问题的某些相似性而逐步发展起来的, 它按照某些概率规则对搜索空间中的一组初始解进行操作, 从而得到下一组可行解^[8]。常用的算法有模拟退火、遗传、神经网络、人工免疫、群智能等。

针对 Nelder-Mead 算法的缺陷, 结合基坑工程自身特点, 引入 BP 神经网络智能优化算法, 基本原理详细见文献[7], 其主要流程为: ①组建足够大反演系数训练数据库; ②运行程序进行神经网络训练; ③确定反演参数与 $[F(\mathbf{X}_H) - F(\mathbf{X}_L)]/F(\mathbf{X}_L)$ 之间的映射关系, 其中 $F(\mathbf{X}_H)$ 和 $F(\mathbf{X}_L)$ 分别为目标函数最大和最小值; ④利用已经训练好的网络, 进行后续反演计算。本算法通过训练学习解决了 l, g 取值的不确定, 从而缩短迭代时间, 见图 2。反演分析程序在常规 Nelder-Mead 算法程序^[6]上增加了应用 BP 神经网络智

能优化算法计算 l, g 的功能。

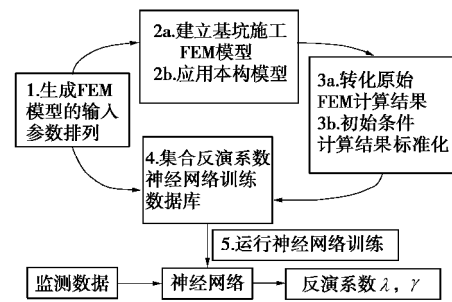


图 2 神经网络智能优化算法

Fig. 2 Intelligent optimization algorithm using neural networks

2 智能优化算法在基坑施工中的应用

2.1 工程概况

虹源盛世国际文化城工程 A、B 区基坑面积分别为 55053 m² 和 38330 m², 开挖深度为 15.3 m, 安全等级为一级, 基坑概况如图 3 所示。A 区基坑南侧靠近已建供能管沟, 管沟外壁距地下室边线为 3.4~3.7 m, 其围护结构采用 SMW 工法加支撑, 该侧基坑围护结构采用地下连续墙加双排三轴搅拌桩止水帷幕; 其他侧基坑围护结构采用钻孔灌注桩加单排三轴搅拌桩止水帷幕。基坑竖向设置三道水平混凝土支撑, 第一道支撑设置栈桥; 竖向支撑设置临时格构柱和立柱桩。

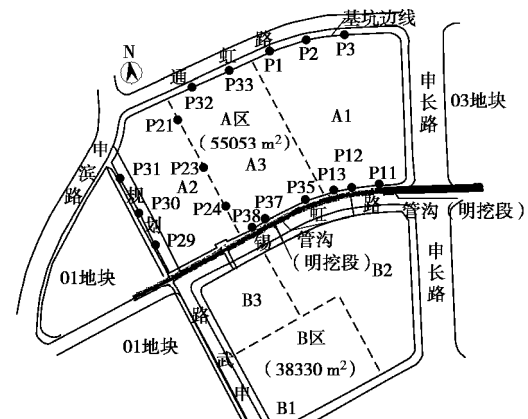


图 3 基坑概况

Fig. 3 Profile of excavation

2.2 有限元模型及参数

以 A 区为例, 建立图 4 所示的模型, 尺寸为 700 m × 700 m × 80 m。建模对象、单元类型与计算参数如表 1, 2 所示。土体采用弹塑性本构模型, 莫尔库伦屈服准则, 其他采用弹性模型。

2.3 基于实时监测数据的反演分析

c, φ, n, g 由岩土工程勘察报告获取, 假定为理论真实值。土体弹性模量 E 不易准确测得, 具有较大变异性, 且对基坑本身及环境影响的敏感度高, 因此选取 E 进行反演。反演初始取值 E_0 如表 2 所示, 取

4 倍压缩模量（由固结试验测得），土的强度参数由固结不排水剪切试验获得。其中，表中弹性模量 E 为等效参数，其准确性仅影响施工初期无监测数据的正分析预测值，不影响后续有监测数据的反演分析计算。

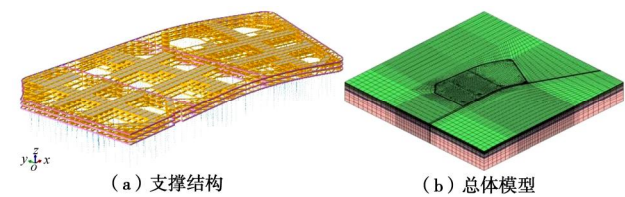


图 4 三维有限元模型

Fig. 4 3D model of FEM

表 1 模型单元类型与计算参数

Table 1 Element types and parameters of FEM model

名称	尺寸规格 /m	单元 类型	E /GPa	n
土体	—	实体	见表 2	见表 2
供能管沟	—	壳体	30.0	0.2
SMW 工法桩	—	实体	17.5	0.2
地下连续墙	厚 1.0、深 30.5	壳体	30.0	0.2
钻孔灌注桩	直径 1.0、长 30.5	壳体	30.0	0.2
三轴搅拌桩	直径 0.85、长 23.5	实体	0.3	0.2
砼支撑围檩	—	梁	31.5	0.2
型钢格构柱	长 16.8	梁	206.0	0.3
立柱桩	直径 0.8、长 26.0	梁	30.0	0.2
栈桥	—	壳体	31.5	0.2
坑内加固土体	—	实体	0.15	0.2

表 2 土层参数

Table 2 Parameters of soil layers

土层编号	g /($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	E_0 /MPa	n	c /kPa	φ /($^\circ$)
杂填土① ₁	18.0	19.7	0.2	10	5.0
褐黄—灰黄色粉质黏土②	18.6	19.7	0.3	18.0	18.0
灰色淤泥质黏土③	17.6	14.8	0.4	11.0	17.0
灰色淤泥质黏土④	16.9	9.1	0.4	10.5	11.5
灰色黏土⑤ ₁₋₁	17.6	12.6	0.3	12.5	12.0
灰色粉质黏土⑤ ₁₋₂	18.0	15.3	0.3	14.5	19.0
暗绿色粉质黏土⑥	19.5	26.8	0.3	37.5	18.5
草黄色砂质粉土⑦ ₁₋₁	19.1	41.1	0.2	4.0	32.0

基坑 A 区基坑施工顺序为 A1→A2→A3，分 4 层开挖，深度分别为 3.5，3.5，4.7，3.6 m，开挖方式以盆式开挖为主。基坑反演计算的分析步与所设计的基坑开挖方案一致。选取关键截面较近的测点实测值（P1~P3，P10~P13，P21~P24，P29~P31，P32，P33，P35，P37 和 P38 围护结构侧向位移实测值，见图 2）为反演目标控制参数，对基坑土体力学参数进行反演，根据 A1，A2，A3 对应截面 1—1、2—2、3—3 反演分析获得的土体力学参数，将 A 基坑 3 个区土体分别赋予相应的材料力学参数，进行三维有限元分析计算预测后续开挖。第 2，3 层开挖的正分析预测结果是基于第 1，2 层施工段监测结果反演得到的，其他依次类推。

以 P23，P24 和 P31 为例，Nelder-Mead 算法程序迭代次数分别为 81，122 和 111，智能算法程序迭代次数分别为 35，16 和 30，可见，较 Nelder-Mead 算法，采用智能算法的迭代次数减少了最大达 86.9%。

3 计算结果与分析

3.1 反演结果及其可靠度分析

以 A 基坑为例，第三层土方开挖反演得到的土体力学参数如表 3 所示。以监测点 P31 和 P37 为例，反演分析迭代收敛后围护结构水平位移反演计算值与实测值的比较如图 5（a）所示。由图可见，反演计算结果与实测结果吻合较好，即反演结果可靠度高。

表 3 基坑反演得到的土体力学参数

Table 3 Values of elastic modulus of sils by back analysis (MPa)

土层 编号	(A1 基坑)			(A2 基坑)			(A3 基坑)		
	1—1	2—2	3—3	1—1	2—2	3—3	1—1	2—2	3—3
1	16.6	26.2	21.4	28.9	10.0	8.5	16.2	15.3	19.8
2	16.6	24.9	20.7	2.4	9.3	2.5	14.6	20.6	23.7
3	18.8	14.8	16.8	21.2	2.5	5.7	8.9	25.8	22.1
4	8.3	18.8	13.5	23.1	20.7	15.8	16.0	14.4	2.2
5	12.5	12.7	12.6	26.7	9.7	11.4	27.7	2.2	5.9
6	19.8	10.7	15.2	21.4	12.2	52.1	3.5	18.5	11.5
7	30.3	26.4	28.4	21.7	78.1	43.4	26.6	19.6	25.7
8	43.4	51.7	47.6	19.5	26.8	32.8	41.3	46.2	38.5

3.2 后续预测与实测比较

（1）围护结构水平位移

围护结构水平位移（以测点 P1 为例）预测值与实测值的比较如图 5（b）所示。由图可见，第 4 层土方，P1 预测位移趋势与实测位移趋势吻合得较好；侧向位移最大值实测和预测结果较接近，但第三层土方开挖工况下最大水平位移值实测与预测结果存在误差。

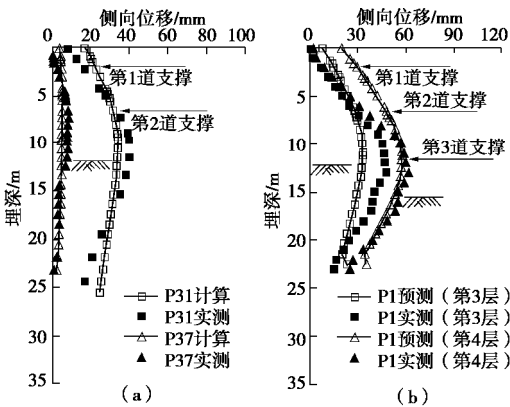


图 5 围护结构水平位移预测值与实测值的比较

Fig. 5 Comparison between predicted and observed wall deflections

（2）支撑轴力

图 6 为支撑轴力预测值与实测值的比较，由图可见，多数测点轴力预测值与实测值吻合较好，少数测

点, 预测值与实测值偏差较大, 其可能原因为预测模型的轴力监测测点与实际监测点的位置不完全相符。

(3) 管沟等竖向位移

表 4 为管沟、围护顶部、立柱桩竖向位移预测值与实测值的比较。可见, 各工况各测点位移预测值与实测值吻合度较好, 其中立柱桩竖向位移多数测点误差控制在 25 mm 以内, 约占总测点的 96%。

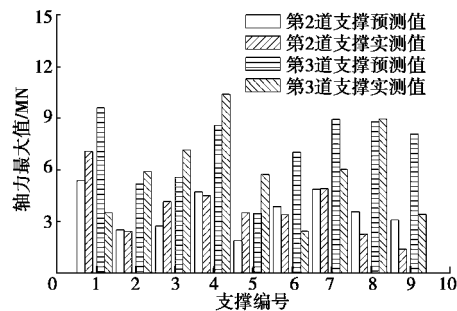


图 6 支撑轴力预测值与实测值的比较

Fig. 6 Comparison between predicted and observed axial forces of supports

表 4 围护顶部及管沟位移预测值与实测值的比较

Table 4 Comparison between predicted and observed displacements of energy supply pipelines and retaining structures

竖向位移/mm	G2	G14	A45	A65	L21	L46
第 3 层土 预测	-9.70	-9.35	11.80	-9.35	28.50	35.90
第 3 层土 实测	-13.93	-7.66	9.89	-7.66	27.47	26.81
第 4 层土 预测	-12.01	4.35	22.94	4.35	47.64	54.11
第 4 层土 实测	-18.78	4.74	13.45	4.74	41.32	41.69

4 结论与建议

(1) 提出了一种基于神经网络的 Nelder-Mead 改进加速反演分析方法, 并将其应用于 93383 m² 超大基坑; 较 Nelder-Mead 算法, 采用所建立方法的迭代次数减少了最大达 86.9%。

(2) 反演分析迭代收敛后围护结构水平位移反演计算值与实测值吻合较好, 说明反演结果可靠度高。

(3) 基于反演结果, 预测了基坑后续施工位移及结构的安全性; 预测结果与实测结果吻合较好。

需要说明的是本文所选取位移反演目标参数是有限孤立的监测点, 反演计算的土性参数难以全面反映基坑地层情况, 只能保证局部区域预测结果的可靠度。因此, 结合高性能计算技术, 选取基坑全范围相对连续的监测点作为反演目标参数, 研究大面积快速监测和高可靠度预测方法将是后续亟需解决的难题。同时, 本文未直接考虑基坑降水的影响, 考虑降水影响的反分析方法有待进一步研究。

参考文献:

[1] 侯学渊, 刘国彬, 黄院雄. 城市基坑工程发展的几点看法[J]. 施工技术, 2000, 29(1): 5 - 7. (HOU Xue-yuan, LIU Guo-bin, HUANG Yuan-xiong. Several views on the development of urban foundation work[J]. Construction Technology, 2000, 29(1): 5 - 7. (in Chinese))

[2] HASHASH Y M A, LEVASSEUR S, OSOULI A, et al. Comparison of two inverse analysis techniques for learning deep excavation response[J]. Computers and Geotechnics, 2010(37): 323 - 333.

[3] 邓子胜. 基于径向神经网络的深基坑非线性位移反分析[J]. 岩土工程学报, 2005, 27(5): 554 - 557. (DENG Zi-sheng. Nonlinear displacement back-analysis for deep excavation based on radial basis neural network[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, 27(5): 554 - 557. (in Chinese))

[4] JUANG C H, LUO Z, ATAMTURKTUR S, et al. Bayesian updating of soil parameters for braced excavations using field observations[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2013, 139(3): 395 - 406.

[5] MURAKAMI A. The role of Kalman filtering in an inverse analysis of elasto-plastic material[J]. Proceedings of the Japan Academy, 2002, 78(B): 250 - 255.

[6] 贾善坡, 陈卫忠, 谭贤君, 等. 大岗山水电站地下厂房区初始地应力场 Nelder-Mead 优化反演研究[J]. 岩土力学, 2008, 29(9): 2341 - 2348. (JIA Shan-po, CHEN Wei-zhong, TAN Xian-jun, et al. Nelder-Mead algorithm for inversion analysis of in-situ stress field of underground powerhouse area of Dagangshan Hydropower Station[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, 29(9): 2341 - 2348. (in Chinese))

[7] 彭军龙, 张学民, 阳军生, 等. 地铁深基坑支护的遗传神经网络位移反分析[J]. 岩土力学, 2007, 28(10): 2118 - 2122. (PENG Jun-long, ZHANG Xue-min, YANG Jun-sheng, et al. Displacement back analysis of deep foundation pit for metro based on genetic algorithm and neural network[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, 28(10): 2118 - 2122. (in Chinese))

[8] OBRZUD R F, TRUTY A, VULLIET L. Numerical modeling and neural networks to identify model parameters from piezocone tests: II Multi-parameter identification from piezocone data[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2012, 36(6):743 - 779.

(本文责编 胡海霞)

DOI: 10.11779/CJGE2017S2033

某地铁区间盾构法施工隧道事故实例与分析

郑刚^{1,2}, 崔涛^{1,2}, 程雪松^{1,2}, 孙基斌^{1,2}, 葛隆博^{1,2}

(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. 天津大学土木工程系, 天津 300072)

摘要: 某地铁区间在施工过程中发生漏水事故, 致使区间右线隧道被淹、管片破损。对事故的工程概况、事故发生经过及抢险措施进行了介绍, 并详细分析了漏水事故后地表沉降监测数据、管片变形监测数据。盾构掘进过程中, 盾构机的纠偏要缓慢进行, 避免对已施工管片造成损害。

关键词: 盾构隧道; 漏水漏砂; 工程事故; 监测

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)S2-0132-04

作者简介: 郑刚(1967-), 男, 贵州人, 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。

Introduction and analysis of an accident in a shield tunnel

ZHENG Gang^{1,2}, CUI Tao^{1,2}, CHENG Xue-song^{1,2}, SUN Ji-bin^{1,2}, GE Long-bo^{1,2}

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

Abstract: The right line tunnel is leaked and the segments are damaged due to an accident happening to TBM tunneling on running section in a city. The general situations of the project, the accident process and the emergency measures are introduced. Besides, the monitoring data of surface subsidence and segment deformation are analyzed. The correction measures should be carried out slowly to avoid damage to the completed segments.

Key words: shield tunnel; leakage; engineering accident; monitoring

0 引言

随着中国城市化进程的快速发展, 城市交通压力与日俱增, 城市地下轨道交通得到了快速发展^[1-2]。在大连、天津、上海等软土地区的地铁多采用盾构法施工, 由于软土地区地层复杂、地下水位高, 在盾构施工过程中极易引发严重的工程事故^[3-6]。本文将详细介绍某地铁区间盾构法施工隧道事故的发生过程, 分析事故发生后地表沉降规律及隧道管片变形情况, 以期从中吸取经验教训, 避免类似工程事故的发生。

1 工程概况

某地铁区间左线全长 892.712 m, 右线全长 891.509 m。盾构区间线间距约为 15 m, 盾构区间纵断面采用“V”字坡, 最大纵坡坡度为 2‰, 区间隧道顶部覆土深度为 8~17 m, 自 A 站始发至 B 站接收, 如图 1 所示。

区间隧道穿越地层范围内自上而下分别为⑥₄ 粉质黏土、⑦粉质黏土、⑧₁ 粉质黏土; 盾构区间主要处于⑦、⑧₁ 粉质黏土层, 夹⑧₂ 砂质粉土(透镜体)。

各土层物理力学参数如表 1 所示。

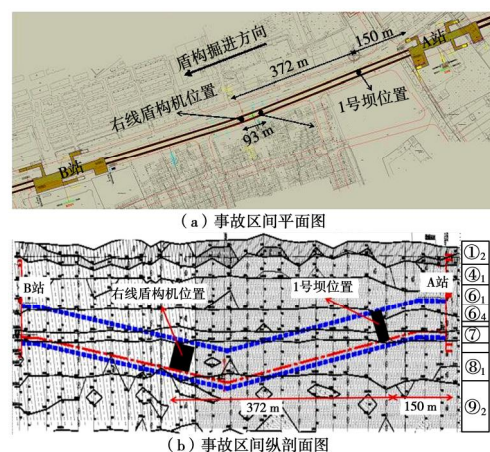


图 1 A-B 区间平剖面图

Fig. 1 Horizontal plan and sectional drawing

区间透水事故发生前, 右线盾构机已掘进至 522 m (第 344 环); 左线盾构机已掘进至 429 m。区间透

基金项目: 国家自然科学基金项目(41630641, 51508382); 国家重点研发计划(2016YFC0802008)

收稿日期: 2017-08-02

***通讯作者** (E-mail: cheng_xuesong@163.com)

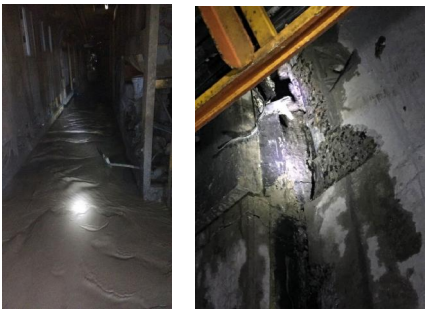
水后, 距 A 站端 150 m 处施工砗堤坝一座 (1 号坝)。

表 1 土体物理力学参数

Table 1 Parameters of soils								
地层 编号	岩性	含水 率/%	γ /(kN·m ⁻³)	e	E_{s1-2} /MPa	固结快剪		
						c /kPa	ϕ /(°)	
① ₂	素填土	32.44	18.73	0.93	3.60	10.71	12.97	
④ ₁	粉质黏土	26.25	19.65	0.74	5.40	15.28	18.61	
⑥ ₁	粉质黏土	30.47	19.11	0.86	5.23	13.16	18.46	
⑥ ₄	粉质黏土	32.04	18.88	0.90	5.02	14.91	17.52	
⑦	粉质黏土	25.17	19.87	0.71	5.11	14.57	16.93	
⑧ ₁	粉质黏土	24.50	19.99	0.69	5.41	15.58	16.37	
⑨ ₂	砂质粉土	21.46	20.16	0.62	14.24	6.00	29.21	

2 事故发生过程与抢险措施

2015 年 3 月 29 日 22:30 左右, 在 A—B 区间右线掘进至第 345 环时, 施工人员发现在第 343 环与第 344 环环缝 5 点钟位置出现了漏水现象, 该处盾构覆土深度为 15.5 m, 位于⑧₁层粉质黏土, 局部处于⑧₂层砂质粉土层。刚开始肉眼观测漏水点漏出的是同步注浆的浆液, 随后逐步带有泥砂。施工方立即采用海绵、棉被进行封堵, 在第 340 环位置注双液浆, 并布置加强地面变形监测, 同时对地面可能影响位置进行了封闭围挡。因当时水压较大, 30 min 左右未见效果, 接着在第 338、第 339 环处管片整环约 2 点位置出现了较大错台, 在 20~30 cm 左右。随后环缝螺栓发生断裂, 透水险情进一步发展成涌水、涌砂, 险情进一步扩大, 如图 2 所示。



(a) 涌水涌砂、管片错台



(b) 地表大面积沉降

图 2 A—B 区间涌水涌砂事故

Fig. 2 Leakage accident in section A—B

2.1 应急救援情况

应急指挥小组制定了隧道内水泥压填渗水点、地面引孔注浆的抢险方案。凌晨 1:30 左右, 地面第一台钻机就位, 并开始进行引孔注浆。

30 日 2:30, 由于水量过大, 盾构隧道内电瓶车不能到达盾构机盾尾处, 抢险物资由人工搬运至台车前方渗水处, 采用袋装水泥压填渗水点。

30 日 6:30, 由于水量过大, 台车前方管片出现下沉碎裂情况, 抢险人员已无法进入隧道内抢险, 应急指挥小组决定将抢险人员撤出, 在第 250 环处设置水泥袋围堰堵水, 在第 100 环处设置混凝土封闭墙。

30 日 9:30 左右, 地面注浆机达到 10 台, 后续进场 18 台注浆机, 在盾构机外围 2 m 处, 共布设 57 个注浆孔, 孔深在 25~28 m 之间, 截至 4 月 2 日 14:00, 共注双液浆 2660 m³。

30 日 15:00, 洞内第 250 环水泥围堰堆筑完成, 围堰后方水位上升得到控制, 18:00 开始进行地泵泵管安装、架体搭设、模板安装; 31 日 19:00 正式浇筑封闭墙混凝土, 4 月 1 日 4:10, 143 m³混凝土封闭墙浇筑完毕, 19:00 左右分别在 2 点钟位置和正中心位置开始向隧道内注水。

2.2 地表沉降监测

此次应急处置中, 沿隧道左右线及隧道横断面布设了 21 个监测点, 如图 3 所示。于 3 月 29 日晚 22:45 开始进行监测, 监测频率 30 min/次。

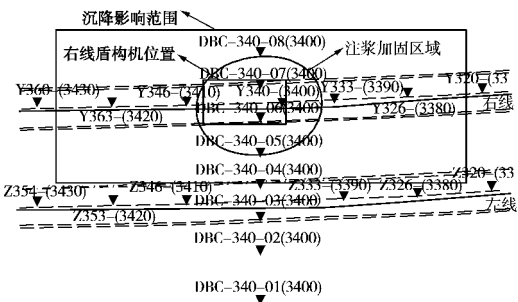


图 3 地面监测点位布设

Fig. 3 Layout of monitoring points of ground

图 4 所示为地表监测点累计沉降量随时间的变化曲线。可以看出, 采取注浆措施后, 地表沉降得到遏制, 随后有隆起趋势, 后期达到稳定。截止至 31 日 11:00, 地面监测点 DBC-340-5、DBC-340-6、DBC-340-7 地表沉降数据已经逐步趋于稳定, 最大沉降量在 DBC-340-6 号点为 -57.38 cm。

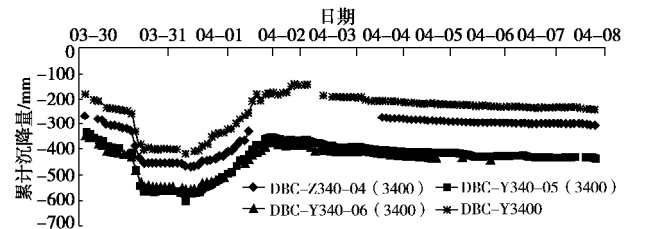


图 4 地表沉降监测点时程曲线

Fig. 4 Time-history curves of monitoring points of surface subsidence

图5所示为隧道横断面沉降曲线,盾构机位置处地表沉降最大,两侧沉降逐渐减小。从3月30日—31日,地表沉降的增加量最大,随着注浆量的增加,地表隆起,后期沉降值基本稳定。

图6所示为右线隧道纵断面地表沉降曲线,监测点Y-3390位置处的沉降值最大,该位置处于隧道盾尾位置,最大沉降量为-28.81 cm。

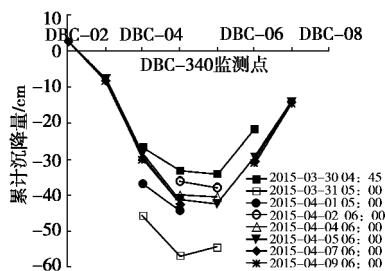


图5 地表横断面沉降曲线

Fig. 5 Curves of cross-sectional subsidence

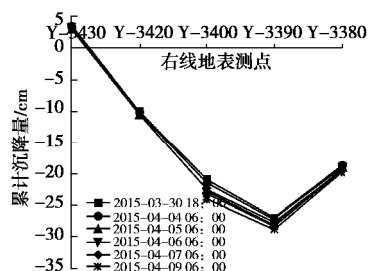


图6 地表纵断面沉降曲线

Fig. 6 Curves of longitudinal profile subsidence

3 事故后区间管片探查

漏水事故抢险完成后,需要对右线漏水段隧道进行修复。拟采用明挖法修复破损的管片,修复之前需首先对区间管片进行探查,进而确定明挖修复段的长度。

区间右线共布置了15个断面,其中盾构机范围布置两个断面,已施工盾构区间布置13个断面,如图7(a)所示。每个断面布置5个探测点,其中管片中心正上方布置一个(编号测点3),测点3两侧各1 m布置测点2和测点4,测点2左侧1.2 m布置测点1,测点4右侧1.2 m布置测点5,如图7(b)所示。盾构隧道管片探测中心线依据施工单位提供的隧道管片拼装轴线。

探测范围分布有三根电信管线,管线采用拉管施工,管线埋深约2~3 m。受电信管线影响断面7和断面8各有一个测点没有布置。整个探测范围共布置15个断面,共73个探测点。

探孔前首先根据坐标现场放点,并量测点位标高,如图8(a)所示,从现状地面标高显示,盾构机至第

326环约18环管片对应的地表沉降较大。

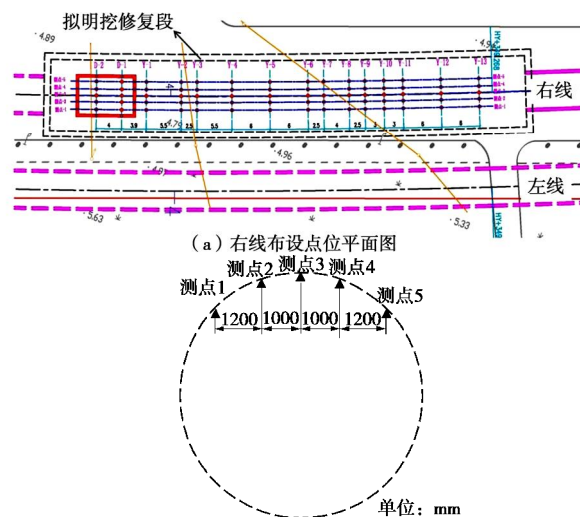


图7 管片监测点位布置

Fig. 7 Layout of monitoring points of segments

地面标高测量完成后,安装孔口管,先使用 $\Phi 110$ mm钻头钻孔,钻头钻至管片后提出钻头,采用 $\Phi 42$ mm钻杆测量孔深。钻机移除后,复测钻孔坐标和地面高程。

图8(b)所示为管片顶部3号测点的纵向变化曲线,可以看出,盾构机前盾位置较设计标高沉降了751 mm,盾尾处沉降了1026 mm。已施工隧道管片沉降最大位置发生在第338环和第339环,最大沉降量为1262 mm。图9所示为管片横断面探查结果,盾构机整体下沉,盾尾处最大沉降量为1026 mm。管片破损范围集中在Y1~Y6断面(第343~326环,共18环)。第338环和第339环破损最为严重。

探测断面Y6~Y13(第326~308环,共19环)虽较施工单位提供管片实测数据沉降约120 mm(较设计值沉降约250 mm),但管片顶高程趋势合理。

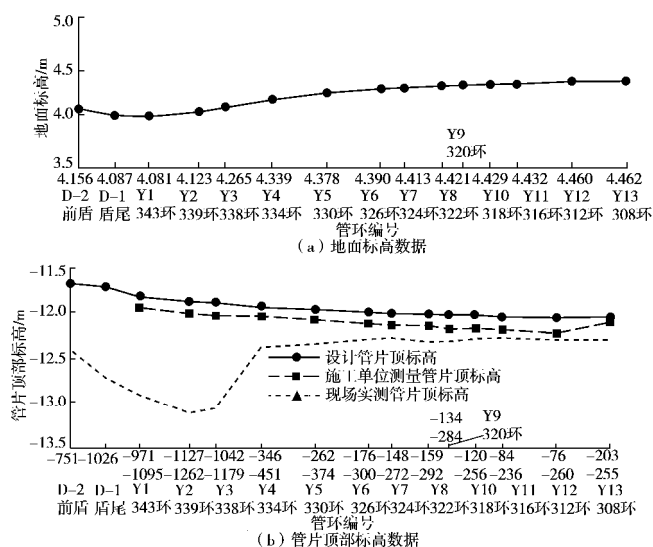


图8 管片顶部标高探查结果

Fig. 8 Prospected results at top of segments

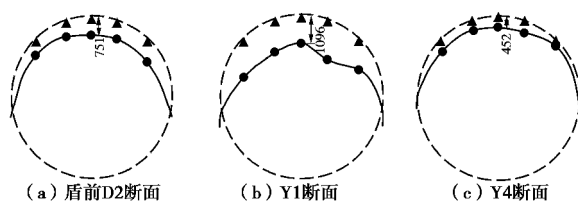


图 9 管片横断面探查结果

Fig. 9 Prospected results of cross-section of segments

4 事故发生原因分析

根据调查,在 A—B 区间右线盾构漏水事件前,在 3 月 23 日—24 日期间,盾构掘进到第 311 环左右时,因盾构机出现了机械故障,停止施工 2 d。在 3 月 25 日盾构机排除故障后,于凌晨 0:10 恢复掘进,恢复掘进后,发现盾构机姿态垂直偏差过大,盾构机故障前与复推后姿态垂直偏差前后相差约为 -120 mm (盾前 -102 mm、盾中 -136 mm、盾尾 -178 mm),并于 3 月 27 日建设单位组织召开了关于盾构机姿态偏差过大的处理措施会议,进行纠偏。

(1) 直接原因

a) 盾构机在进行纠偏过程中,强制纠偏,导致管片角部应力集中,出现破裂。同时,施工班组未能及时发现管片碎裂问题,形成涌水、涌砂。

b) 现场发生漏水险情后,现场值班人员应急处置不当,导致透水险情进一步扩大。

(2) 间接原因

a) 盾构正处于平曲线和竖曲线重叠段,盾构姿态控制难度较大,容易造成盾构轴线偏离超标。

b) 事发地段,埋深较大,隧道底部处于含水量较大、透水性强的砂质粉土透镜体,易在管片破损处出现透水事故。

5 结 语

地铁隧道工程建设于建筑物林立、管道密集的城市环境中,一旦出现事故,其对周围环境的影响将是灾难性的。同时,由于地铁隧道工程属于隐蔽性工程,其修复工作也将异常艰难。

由于各种原因,盾构施工造成严重影响环境的事 故 仍 时 有 发 生。因 此,在 盾 构 掘 进 过 程 中 要 建 立 风 险 管 理 制 度,针 对 不 同 的 工 程 特 点,进 行 更 细 致 的 风 险 分 析、评 估 并 提 出 相 应 的 风 险 对 策,为 盾 构 顺 利 掘 进

奠定良好的基础,以避免事故的发生。

参考文献:

- [1] 黄润秋,戚国庆. 地铁隧道盾构法施工对环境的影响研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 23(增刊 1): 2464 - 2468. (HUANG Run-qiu, QI Guo-qing. Study on the influence of subway by shield tunneling on environment[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2003, 23(S1): 2464 - 2468. (in Chinese))
- [2] 傅德明,周文波. 土压盾构技术在我国地铁隧道工程中的应用和发展[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(增刊 2): 4888 - 4892. (FU De-ming, ZHOU Wen-bo. Application and development of EPB shield tunneling in metro tunnel projects in China[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(S2): 4888 - 4892. (in Chinese))
- [3] 方江华,张志红,张景钰. 人工冻结法在上海轨道交通四号线修复工程中的应用[J]. 土木工程学报, 2009, 42(8): 124 - 128. (FANG Jiang-hua, ZHANG Zhi-hong, ZHANG Jing-yu. Application of artificial freezing to recovering a collapsed tunnel in Shanghai metro No.4 line[J]. China Civil Engineering Journal, 2009, 42(8): 124 - 128. (in Chinese))
- [4] 白云. 国内外重大地下工程事故与修复技术[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012. (BAI Yun. Major accidents in underground engineering and repair technology at home and abroad[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2012. (in Chinese))
- [5] 陆明,秦灏,朱祖熹. 上海轨道交通 9 号线盾构区间隧道抢险修复工程介绍[J]. 中国建筑防水, 2007, 27(4): 27 - 30. (LU Ming, QIN Hao, ZHU Zu-xi. Introduction of shield tunnel emergency repair of Shanghai rail rapid transit No.9 line[J]. China Building Waterproofing, 2007, 27(4): 27 - 30. (in Chinese))
- [6] 肖晓春,袁金荣,朱雁飞. 新加坡地铁环线 C824 标段失事原因分析(一)——工程总体情况及事故发生过程[J]. 现代隧道技术, 2009, 46(5): 66 - 72. (XIAO Xiao-chun, YUAN Jin-rong, ZHU Yan-fei. Causation analysis of the collapse on Singapore MRT circle line lot C824 (Part I)——Project background and process of collapse [J]. Modern Tunneling Technology, 2009, 46(5): 66 - 72. (in Chinese))

(本文责编 胡海霞)

DOI: 10.11779/CJGE2017S2034

活性氧化镁碳化搅拌桩模型试验研究

刘松玉^{1,2}, 蔡光华^{1,2}, 杜广印^{1,2}, 王亮^{1,2}

(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)

摘要: 软弱土须经适当的人工处理才能满足建筑和基础设施的承载需要, 而 MgO 碳化搅拌桩法是一种创新型的地基处理技术, 即将 CO₂ 气体通到拌有活性 MgO 的搅拌桩体中, 通过一系列物理化学反应, 形成稳定性好、承载力高的复合地基。基于此, 采用人工挖孔制桩法, 开展了不同初始含水率和不同 CO₂ 通气压力下室内搅拌桩模型试验, 碳化过程中进行桩体温度监测, 碳化后对桩体进行无侧限抗压强度和含水率测试。结果表明: 搅拌桩温度在不足 2 h 碳化时间可达到最高, 且峰值温度在初始含水率为 20% 时最高、在 15% 时次之、在 30% 时最低; 峰值温度随 CO₂ 通气压力增加而增加。碳化搅拌桩强度随初始含水率增加而减小, 随 CO₂ 通气压力增加而增加, 且强度随含水率呈指数形式递减。碳化搅拌桩模型试验将为 MgO 碳化技术在软土地基加固工程中的应用提供理论指导。

关键词: 活性氧化镁; 碳化; 搅拌桩; 模型试验; 无侧限抗压强度

中图分类号: TU472

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)S2-0136-04

作者简介: 刘松玉(1963-), 男, 教授, 主要从事软土地基加固的研究工作。E-mail: liusy@seu.edu.cn。

Model tests on carbonated reactive MgO mixing piles

LIU Song-yu^{1,2}, CAI Guang-hua^{1,2}, DU Guang-yin^{1,2}, WANG Liang^{1,2}

(1. Institute of Geotechnical Engineering, Southeast University, Nanjing 210096, China; 2. Jiangsu Key Laboratory of Urban Underground Engineering & Environmental Safety, Nanjing 210096, China)

Abstract: The soft soils can meet the bearing needs of the constructions and infrastructures through the appropriate artificial treatment, and the carbonated MgO-mixing pile method is an innovative foundation treatment technology, which is that the reactive MgO-mixing pile takes a series of physical and chemical reactions with CO₂ gas, forming a composite foundation with good stability and high bearing capacity. On this basis, the indoor mixing pile model tests are carried out under different initial water contents and different CO₂ ventilation pressures by use of the artificial dig-hole pile method, and the temperature of mixing piles is monitored during the carbonation process, as well as these tests are performed after carbonation including unconfined compressive strength and water content. The results indicate that the pile temperature can reach the highest in less than two hours' carbonation, and the temperature peak is the highest at the initial water content of 20%, the second at 15% and the lowest at 30%. The temperature peak increases with the increase of CO₂ ventilation pressure. The strength of carbonated piles decreases with the increase of the initial water content while increases with the increase of the CO₂ ventilation pressure, and the strength decreases with the water content of the carbonated soils in the form of exponential function. The carbonated mixing-pile model tests will provide theoretical guidance for the MgO-carbonation technology in the engineering application of soft soil foundation reinforcement.

Key words: reactive magnesia; carbonation; mixing pile; model test; unconfined compressive strength

0 引言

随着城市化进程的发展, 大部分城市建筑和基础设施需要在软弱土层上进行施工, 软弱土层具有分布广、含水率高、孔隙率和压缩性大、渗透性和稳定性差等特点, 由于软土地基这些不良的物理力学特性, 需要对这些软弱土层进行适当的人工处理才能承受相应的荷载。搅拌桩法是地基处理方法中常用且较成熟的方法之一, 即通过专用机械用将水泥或石灰等固化

材料以粉雾或浆液形式喷到地基中, 同时借助钻头旋转搅拌, 使固化剂与原位地基土均匀混合, 并进一步发生固结和水化反应, 引起软黏土硬结, 形成整体性强、水稳性好和承载力高的柱体^[1]。在搅拌施工过程中

基金项目: 国家自然科学基金项目(51279032, 41330641, 41372308);

国家重点研发课题(2016YFC0800201)

收稿日期: 2017-08-02

*通讯作者(E-mail: caiguanghua@seu.edu.cn)

中, 搅拌叶片的切削搅拌和喷粉或喷浆压力均会引起土体扰动。粉喷桩和浆喷桩存在一定的相似性, 但两者在原位适用性、施工扰动性、桩体及整个复合地基的强度增长等方面也存在一定差异。Miura等^[2]和Shen等^[3]研究了粉喷桩加固对桩周土强度的影响, 认为施工过程虽引起桩周土扰动和土体天然结构破坏, 但粉喷桩施工对桩间土强度提高有促进作用。

传统搅拌桩所用固化剂主要为水泥和石灰, 这些固化材料存在环境效益差、能源消耗高、固化时间长等弊端。为此, 东南大学利用活性氧化镁 (MgO) 和二氧化碳 (CO₂) 气体作为联合固化剂, 提出了碳化搅拌桩法并申请相关发明专利^[4-5], 该方法是将CO₂通入拌有活性MgO的地基土中, 通过一系列物理化学反应, 形成稳定性好、承载力高的新型加固方法^[4]。

YI等^[2]用改进的三轴装置对掺5%活性MgO的砂土进行了室内碳化, 得出3~6 h内完成碳化, 其无侧限抗压强度达到28 d水泥固化土强度的2倍, 且CO₂吸收量为理论值的90%。相比于水泥土搅拌桩, 碳化搅拌桩可减少约90%的工期、65%的能耗和77%的CO₂排放^[4]。刘松玉等^[6]用三轴碳化装置研究了MgO活性对粉土和淤泥质黏土碳化固化效果的影响, 结果表明: 碳化粉土2小时后达到最高强度, 碳化粉质黏土在24小时内达到最高强度, 且活性越高, 碳化度越高、孔隙体积越小。碳化后所形成的系列水化镁式碳酸盐对强度的提高有较大贡献, 如: 三水碳镁石、水菱镁石和球碳镁石。CAI等^[7-8]研究了MgO掺量和通气时间对碳化土强度的影响及水灰比对碳化土力学和微观特性研究, 分别得出MgO的临界掺量 (20%~25%)、临界碳化时间 (8~10 h) 及强度预测方程。

前期研究主要为室内单元体试验, 尚未开展MgO碳化搅拌桩研究。本课题组采用室内搅拌桩机进行碳化搅拌桩试验, 但由于桩机转速、模型深度和喷粉压力的限制, 搅拌过程中, 喷粉的均匀性和地基土的密实性较差, 难以形成完整的搅拌桩体。因此, 本研究内容是: 在室内模型桶中采用人工挖孔法制取MgO搅拌桩, 然后采用插管封膜进行通气碳化, 最后对MgO碳化搅拌桩进行无侧限抗压强度试验和含水率试验。

1 试验方案和方法

1.1 试验材料

模型粉土取徐明高速徐州段地下2.5~3.5 m处, 其天然含水率为26.1%, 液限和塑限分别为33.8%和22.9%, 相对密度为2.71, pH值为8.78。固化剂为河北邢台镁神化工公司生产的活性MgO, 其活性值为163 s、比表面积为7.22 m²/g。用马尔文2000激光粒度仪和溶剂为无水酒精, 测出MgO和土体的颗粒级

配曲线如图1所示。用X-射线荧光法测得材料化学成分见表1。CO₂气体购于南京三桥特种气体有限公司。

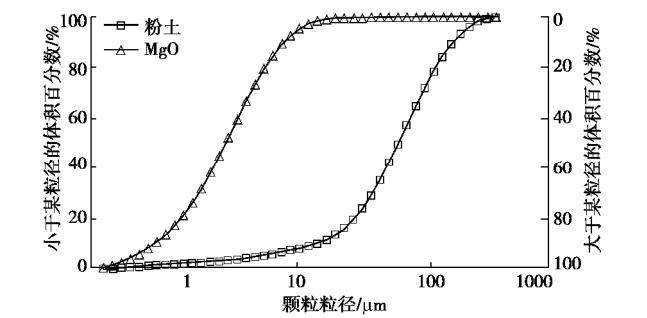


图1 材料颗粒分析结果

Fig. 1 Grain-size distribution curves of materials

表1 材料的化学成分分析结果

Table 1 Chemical composition of materials (%)

成分	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	Na ₂ O	P ₂ O ₅	SO ₃
粉土	71.8	10.2	3.57	6.41	1.22	3.10	0.51	0.27
MgO	3.91	1.43	0.30	1.26	91.8	0.02	0.31	0.40

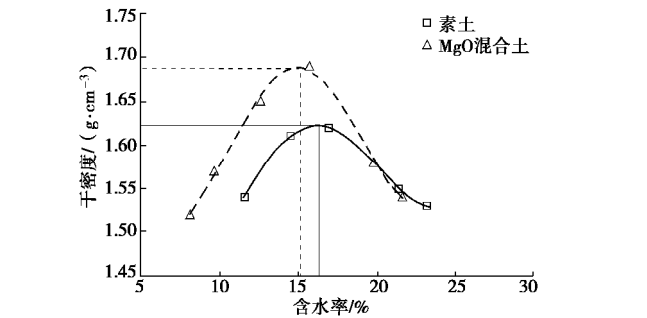


图2 击实曲线

Fig. 2 Compaction curves

1.2 试验方法

根据水泥搅拌桩施工过程中常用固化剂掺量范围, 按照ASTMD698-12对素土和掺20%MgO混合土进行击实试验, 其击实曲线如图2所示, 可知MgO混合土的最优含水率15.5% (以干混合料为基础), 换算为以干土为基础, 其含水率约为20%。根据前期单元体试验, 拟选MgO掺量15%和20%两种, 初始含水率 (水质量/干土质量) 为15%, 20%, 25%和30%, CO₂通气压力为25, 50, 100, 200 kPa, 其中MgO掺量和含水率以干土质量为基础。

模型桶材料为有机玻璃, 其直径为400 mm、高度为900 mm。首先对现场土样进行晾晒、粉碎、过筛 (<2 mm) 等处理, 按最优含水率拌合, 并将拌合土分层压入模型桶内, 然后用木棒锤击, 每层锤击次数相同, 直至达目标高度, 最后用塑料膜覆盖养护24 h。模型试验前, 揭开塑料膜, 用直径50 mm的手动螺旋钻进行挖孔, 缓慢旋转取土成孔, 孔深约300 mm, 每组模型挖4个孔, 模型孔的分布情况如图3(a)所

示。按预设固化剂掺量和初始含水率来计算称量干土、MgO 和蒸馏水质量,将干土与 MgO 和水依次拌合,然后将 MgO 拌合土分层填入桩孔中并进行分层压实,压实也采用木棒振捣,直至填满桩孔。然后在 MgO 桩体上表面插入温度传感器,温度传感器为 Pt100 热电阻式传感器(如图 3 (b));在压实地基中插入细塑料管并用密封膜覆盖,在密封膜和塑料管间用密封胶粘封(如图 3 (c));最后,在密封地基上堆放砝码,以防密封膜鼓起;通气压力越高,堆载量可适当增加(如图 3 (d))。模型试验的碳化时间均为 3.0 h。

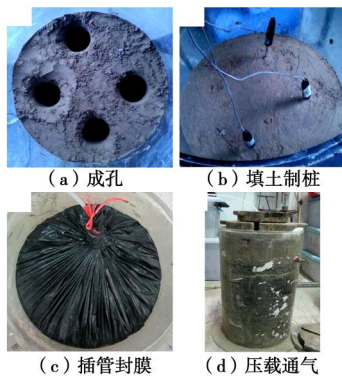


图 3 模型图

Fig. 3 Model charts

碳化过程中,用 Datataker 采集仪监测桩体温度。碳化后,挖出碳化桩,不同工况下的碳化桩如图 4 所示。对碳化桩进行修整,然后进行无侧限抗压强度试验,试验采用 YSH-2 型应变控制式无侧限压力仪,控制轴应变速率为 1%/min。强度测试后,将破坏样压碎磨细,进行含水率测试,分析强度与含水率的关系。



图 4 碳化桩图

Fig. 4 Carbonated mixing piles

2 结果与分析

2.1 碳化桩温度

图 5 描述了 MgO 搅拌桩碳化过程中的温度变化,从图 5 (a) 中看出, MgO 搅拌桩温度随碳化时间呈先升高而降低变化,基本在 4000 s 左右达到最高;此外,碳化桩的最高温度在初始含水率为 20% 时最大,初始含水率为 15% 时次之,初始含水率为 30% 时最低。

从图 5 (b) 中可以看出,碳化桩的最高温度随 CO₂ 通气压力增加而增加,基本上在 3000~6000 s 达到最高。

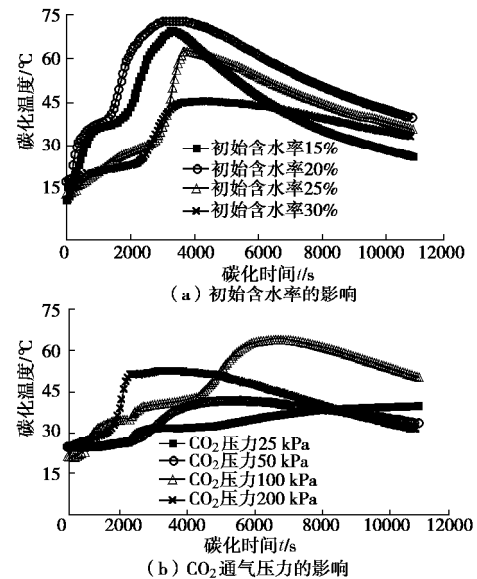


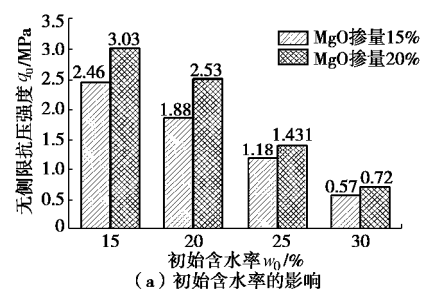
图 5 搅拌桩温度随碳化时间的变化

Fig. 5 Change of temperature of mixing piles with carbonation time

碳化桩温度变化的主要原因归于:①搅拌桩中活性 MgO 与水发生水化反应,生成氢氧化镁,氢氧化镁又与 CO₂ 发生碳化反应,生成系列水化镁式碳酸盐。②水化和碳化均是剧烈的放热反应,碳化效果越好、温度越高。③含水率越高,水化反应越充分,但碳化越受影响,反之,含水率越低水化越不充分,碳化效果越好,故 30% 含水率下的温度最低,15% 含水率下的温度次之。④通气压力越高,桩体越容易碳化,使温度越高。

2.2 无侧限抗压强度

图 6 (a)、(b) 分别为不同初始含水率和 CO₂ 通气压力影响下 MgO 碳化搅拌桩的无侧限抗压强度结果。从图 6 可以看出,碳化搅拌桩强度随初始含水率的增加而降低,且 MgO 掺量越高,强度越高。其原因是: MgO 掺量越高,碳化产物越多;而初始含水率越高,CO₂ 气体越难渗入至 MgO 搅拌桩内^[10],使 CO₂ 气体很难与氢氧化镁发生碳化反应,使碳化桩的强度较低。



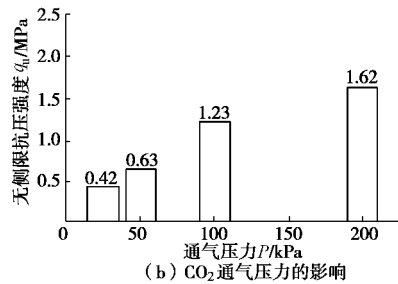


图 6 碳化搅拌桩的无侧限抗压强度结果

Fig. 6 Unconfined compressive strengths of carbonated mixing piles

图 7 给出了碳化搅拌桩无侧限抗压强度与含水率之间的关系, 从图 7 可以看出, 碳化搅拌桩强度随碳化土含水率增加而减小, 且强度与含水率的关系可用指数函数进行拟合。碳化土含水率越高, 碳化效果越差, 无侧限抗压强度越低; 而低含水率下碳化效果越充分, 可吸收越多的水形成水化镁式碳酸盐或结晶体, 使碳化土的含水率降低较多、强度增加越快。

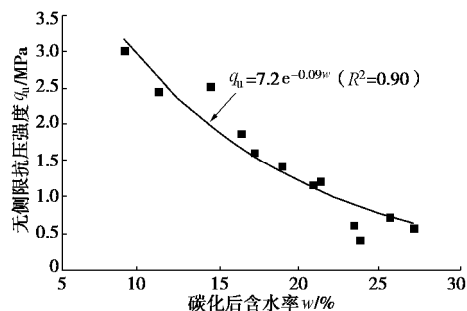


图 7 碳化搅拌桩无侧限抗压强度与含水率的关系

Fig. 7 Relationship between unconfined compressive strength of carbonated mixing piles and water content

3 结 论

(1) 碳化不足 2 h, MgO 搅拌桩温度可达最高, 且峰值温度在初始含水率为 20% 时最大, 在 15% 时次之, 在 30% 时最低; 峰值温度随 CO₂ 压力增加而增加。

(2) MgO 碳化搅拌桩的无侧限抗压强度大体上随初始含水率的增加而减小, MgO 掺量为 20% 的碳化桩强度要高于 MgO 掺量为 15% 的碳化桩强度; MgO 碳化搅拌桩强度随 CO₂ 通气压力的增加而增加。

(3) MgO 碳化搅拌桩的无侧限抗压强度与碳化土含水率呈负相关关系, 且可用指数函数进行拟合。

本研究不足之处在于: 采用挖孔桩代替搅拌成桩, 进行了粉土单一碳化时间下的 MgO 碳化桩试验。下一步研究将改善条件进行室内黏土碳化桩和整体碳

化模型试验, 提出可行有效的碳化参数和方案, 为 MgO 碳化技术在软土地基加固中的应用提供指导。

参考文献:

- [1] 刘松玉, 钱国超, 章定文. 粉喷桩复合地基理论与工程应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2006. (LIU Song-yu, QIAN Guo-chao, ZHANG Ding-wen. The principle and application of dry jet mixing composite foundation [M]. Beijing: China Architecture & Building Press. 2006. (in Chinese))
- [2] MIURA N, SHEN S L, KOGA K, et al. Strength change of the clay in the vicinity of soil cement column[J]. Journal of Geotechnical Engineering, Japanese Society of Civil Engineers, 1998, 556(53): 209 - 221.
- [3] SHEN S L, HAN J, HUANG X C, et al. Laboratory studies on property changes in surrounding clays due to installation of deep mixing columns[J]. Marine Georesources and Geotechnology, 2003, 21(1): 15 - 35.
- [4] 易耀林. 基于可持续发展的搅拌桩新技术与理论[D]. 南京: 东南大学, 2013. (YI Yao-lin. Sustainable novel deep mixing methods and theory[D]. Nanjing: Southeast University, 2013. (in Chinese))
- [5] 易耀林, MARTIN Liska, ABIR Al-Tabbaa, 等. 一种土壤的碳化固化方法及其装置: 中国, Z.L.201010604013.1[P]. 2010. (YI Yao-lin, LISKA M, AL-TABBAA A, et al. A kind of soil carbonation curing method and device: China, Z.L. 201010604013.1[P]. 2010. (in Chinese))
- [6] 刘松玉, 李 晨. 氧化镁活性对碳化固化效果影响研究[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(1): 148 - 155. (LIU Song-yu, LI Chen. Influence of MgO activity on the stabilization efficiency of carbonated mixing method[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, 37(1): 148 - 155. (in Chinese))
- [7] CAI G H, LIU S Y, DU Y J, et al. Strength and deformation characteristics of carbonated reactive magnesia treated silt soil[J]. Journal of Central South University, 2015, 22(5): 1859 - 1868.
- [8] CAI G H, DU Y J, LIU S Y, et al. Physical properties, electrical resistivity and strength characteristics of carbonated silty soil admixed with reactive magnesia[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2015, 52(11): 1699 - 1713.

DOI: 10.11779/CJGE2017S2035

基于 CPTU 的三亚新机场海洋软土工程特性评价

彭 鹏^{1, 2}, 蔡国军^{1, 2}, 刘松玉^{1, 2}, 祝刘文³, 赵 健⁴, 夏 涵^{1, 2}

(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. 中交第四航务工程勘察设计院有限公司, 广东 广州 510275; 4. 上海辉固岩土工程技术有限公司, 上海 200135)

摘 要: 三亚新机场项目为中国海南省计划, 拟于三亚市红塘湾建成的一座总面积达 28 平方公里的大型海上机场项目。项目的建设对于海南省发挥作为“海上丝绸之路”战略支点的重大作用, 推动海南省经济高速发展具有重要意义。项目填海造岛工程的现场勘测采用海洋 CPTU 技术。CPTU 技术作为国内外普遍使用的原位测试手段, 能够有效评价土体的工程特性, 但其在国内海洋工程方面仍缺乏使用经验。本文利用自主研发的 CPTU 设备, 对三亚新机场填海造岛工程进行海上 CPTU 试验。结合该地区相关现场勘察及室内土工试验数据对实验结果进行分析, 认为 CPTU 技术作为一种较为成熟的海洋原位测试技术, 能够较好地应用于海洋工程实践, 且具有很好的指导意义。

关键词: 孔压静力触探; 海洋软土; 工程特性; 填海造岛

中图分类号: TU447 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)S2-0140-05

作者简介: 彭 鹏(1993-), 男, 硕士研究生, 主要从事海洋岩土原位测试技术研究。E-mail: ocptpeng@163.com。

Evaluation of soft soil engineering characteristics of Sanya New Airport from CPTU data

PENG Peng^{1, 2}, CAI Guo-jun^{1, 2}, LIU Song-yu^{1, 2}, ZHU Liu-wen³, ZHAO Jian⁴, XIA Han^{1, 2}

(1. Institute of Geotechnical Engineering, Southeast University, Nanjing 210096, China; 2. Jiangsu Key Laboratory of Urban Underground

Engineering and Environmental Safety (Southeast University), Nanjing 210096, China; 3. Fourth Harbor Engineering Investigation and

Design Institute, Co., Ltd., China Communications Construction Company, Guangzhou 510275, China; 4. Shanghai Huigu Geotechnical

Company Ltd, Shanghai 200135, China)

Abstract: The new airport project in Sanya planned by government of Hainan Province of China, is located at Hongtangwan of Sanya City, that is, to build an offshore airport with an area of a 28 square kilometers. The construction of this project makes great contribution to the economic development of Hainan Province, which plays an important role as a strategic fulcrum of the Maritime Silk Road. The site investigation of the land reclamation is based on the CPTU tests, which are widely used in the evaluation of characteristics of soils, but there is no related experience of offshore projects using the CPTU tests. An offshore CPTU test is carried out in the land reclamation of Sanya New Airport using the CPTU system developed by Institute of Geotechnical Engineering, Southeast University. The test results are analyzed and compared with the field data and laboratory tests. It is shown that the CPTU tests, as relatively mature in-situ tests, are applied to offshore engineering practice.

Key words: cone penetration test; ocean soft soil; engineering characteristic; land reclamation

0 引 言

随着中国经济近几年的高速发展, 以及“海上丝绸之路”政策的提出, 海南省得到了经济建设上的长足发展并逐渐成为中国东南沿海重要的商业枢纽。于此同时, 海南省在其极为丰富的自然旅游资源基础上, 发展出了发达的旅游经济。新机场的建成, 对于发挥三亚地区经济优势, 带动周边地区发展, 有着非常重要的战略意义。

本文介绍了海洋 CPTU 技术, 总结了目前海洋 CPTU 技术的贯入机理研究。在位于三亚红塘湾的新

机场项目相关地区, 利用东南大学自主研发的 CPTU 探头和上海辉固公司的测试系统进行了海上 CPTU 试验。通过海上 CPTU 测试的数据, 结合场地相关的现场勘察及室内土工测试结果分析讨论, 评价了海洋 CPTU 技术在中国海洋工程中的应用。本次海上 CPTU 试验的进行, 能够进一步丰富国内海洋工程的经验,

基金项目: 国家重点研发计划课题 (2016YFC0800201); 国家自然科学基金项目 (41672294); 江苏省杰出青年基金项目 (BK20140027)

收稿日期: 2017-08-02

*通讯作者 (E-mail: liusy@seu.edu.cn)

推进了中国海洋静力触探技术的发展。

1 海洋 CPTU 技术

1.1 技术简介

海洋 CPTU 技术是一种现代原位测试方法, 试验于海上把一定规格的圆锥形探头借助机械匀速压入土中, 并测定锥尖阻力 q_c 、侧壁摩阻力 f_s 、孔隙水压力 u_2 等参数。测试能够得到沿深度方向连续的测量结果, 具有扰动小、快速简便、准确可靠、高效率、多功能等特点^[1]。海洋 CPTU 测试结果可应用于划分土层, 进行土类判别, 且可用于估算土的不排水抗剪强度、超固结比、灵敏度、压缩模量、不排水杨氏模量、固结系数、渗透系数等力学、变形特性^[3]。

1.2 试验装置

本次海上 CPTU 试验采用海床式静力触探系统, 应用辉固的 Seacalf 海床式贯入设备, 以及东南大学自主研发的多功能 CPTU 测试探头进行, 如图 1 所示。



图 1 孔压静力触探探头

Fig.1 Piezocone penetration probe

2 场地工程地质概况

三亚新机场项目位于三亚市以西红塘湾地区, 东靠天涯海角风景区, 西邻南山风景旅游区交通便利。场地的海底标高约为 -15~-25 m, 主要沉积淤泥类土、黏性土、砂类土及混合类土。测试区域水下地区平缓, 由北向南倾斜。

勘察地区地层主要为海陆交互沉积地层。上部为第四系全新统地层, 含淤泥, 淤泥质土, 松散一稍密的细沙, 粗砂及混合土层; 下部为第四系中更新统北海组土层及下更新统湛江土层的黏土—粉质黏土, 中密、密实、极密实的粉细砂, 中砂, 粗砂, 砾砂层。

CPTU 测试试验在填海造岛工程的陆域形成区与护岸区分别设置多个测试孔位, 每个孔位都对应有至少一个钻孔的对比孔。

3 基于 CPTU 的场地土层划分

CPTU 测试侧壁摩阻力 f_s 精确度较低, 导致土层分类大多依赖锥尖阻力及孔隙水压力测试结果。研究

发现: 综合利用 CPTU 的实测锥尖阻力、侧壁摩阻力和孔隙水压力三个指标能够更为有效地进行土层划分。国际上综合对 CPTU 测试的土分类方法主要基于摩阻比 R_f 、净锥尖阻力 q_t 和孔压参数比 B_q , 其定义为

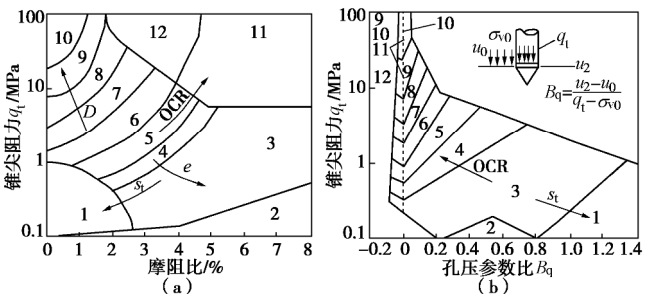
$$R_f = f_s / q_t \quad , \quad (1)$$

$$q_t = q_c + u_2(1-a) \quad , \quad (2)$$

$$B_q = (u_2 - u_0) / (q_t - s_{v0}) \quad , \quad (3)$$

式中, q_c 为实测锥尖阻力, u_2 为锥肩处实测孔隙水压力, a 为有效面积比, u_0 为静水压力, s_{v0} 为总上覆土应力。

Robertson 等^[4]于净锥尖阻力与摩阻比、孔压参数比, 忽略上覆土应力影响提出了一种较为简便准确的土分类方法如图 2(a)、(b)所示。现在国际上使用的 CPTU 测试土层划分主要依靠 Robertson 和 Campanella 的土分类图, 经过大量的实际检验其具有较高的准确率。



1-灵敏细粒土 2-有机质土、泥炭 3-黏土 4-粉质黏土-黏土 5-黏质粉土-粉质黏土 6-砂质粉土-黏质粉土 7-粉质砂土-砂质粉土 8-砂土-粉质砂土 9-砂土 10-砾砂-砂土 11-非常坚硬的细粒土 (超固结土类或结构性土类) 12-砂土-黏质砂土注 (超固结土类或结构性土类)

图 2 基于 CPTU 的土分类图^[3]

Fig. 2 Soil classification map based on CPTU tests

本次三亚新机场项目 CPTU 测试的土层划分采用 Robertson 和 Campanella 土分类方法。典型的测试数据及场地划分结果如图 3 所示。其中图 3 (a)、(b) 分别为场地陆域形成区及护岸区域的场地划分图。

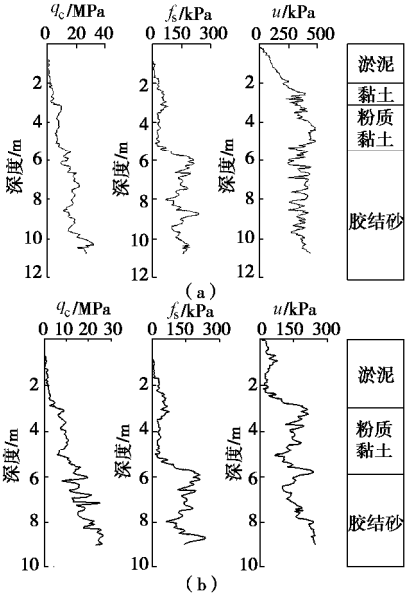


图 3 基于海上 CPTU 的场地土层划分图

Fig. 3 Schematic of soil classification by offshore CPTU tests

本文对比多处孔位的海上 CPTU 测试土层划分结果与钻探得到的勘察结论如表 1 所示,发现测试结论较为一致,具有较高的准确度。结论认为海上 CPTU 测试适用于海南三亚地区海上工程项目场地的土层划分,能够为土层划分提供可靠的参照依据。

4 基于 CPTU 的软土工程特性评价

CPTU 测试数据可用于对软土的多种物理力学指标进行评价,其中包括状态特性指标、强度指标以及变形指标等。本文解译分析三亚新机场项目海上 CPTU 测试数据,并与其他现场勘察及室内试验数据进行了对比。

4.1 状态特性指标评价

(1) 天然重度 g

Larsson 等^[5]分析瑞典、挪威与英国黏土场地的 CPTU 测试数据,提出基于净锥尖阻力 q_{net} 和孔压参数比 B_q 估算黏土重度的方法,如图 4 所示。由于 $(q_t - s_{v0})$ 和 B_q 的计算需要土的重度 g 。

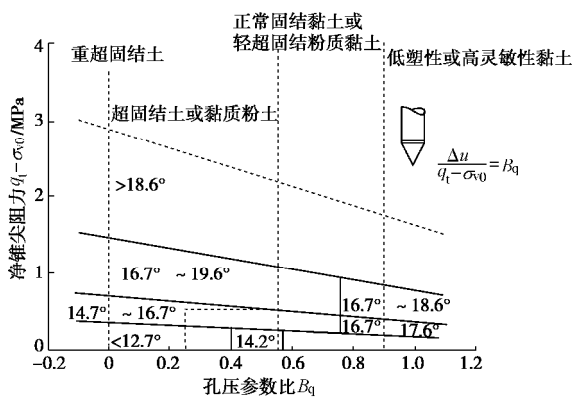


图 4 基于 CPTU 的土天然重度估算

Fig. 4 Estimation of natural density by CPTU tests

基于本次海洋 CPTU 测试结果,粗略估计土层重度与室内试验的土重度结果如下表 1 所示。

表 1 天然重度评价结果

Table 1 Evaluation of natural density				
区域	地层	天然重度 $g_{CPTU}/(kN \cdot m^{-3})$	天然重度 $g_{lab}/(kN \cdot m^{-3})$	误差 /%
陆域形成区	淤泥	17.89	19.23	6.9
	黏土	18.81	19.49	3.5
	粉质黏土	19.87	19.94	0.4
	胶结砂	20.13	—	—
护岸区	淤泥	17.96	18.58	3.3
	粉质黏土	18.92	19.89	4.8
	胶结砂	20.15	—	—

结果表明,国外基于 CPTU 经验的天然重度评价方法应用于国内实际情况时,仍存在一定的误差,不

能完全适用,应根据实际情况进行修正。

(2) 超固结比 OCR

黏土的超固结比 OCR 定义为历史上土层受到的最大有效固结应力与当前有效应力之比:

$$OCR = s_p / s'_{v0} \quad (4)$$

基于 CPTU 的 OCR (或先期固结压力 σ'_p) 预测方法主要为经验方法。Lunne^[6]等对已有研究成果进行了分析和总结,指出当缺乏经验时建议采用下式进行土层 OCR 的估算公式:

$$OCR = k \cdot (q_t - s_{v0}) / s'_{v0} = k \cdot Q_t \quad (5)$$

该经验公式参数 k 的取值由钻孔取样的室内试验所得 s'_p 与 CPTU 试验所得 $(q_t - s_{v0})$ 所确定,如图 5 所示。

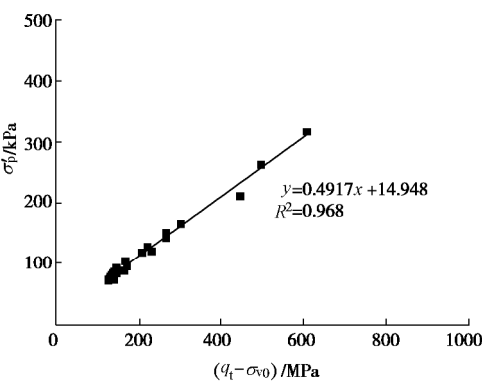


图 5 参数 k 的确定

Fig. 5 Determination of values of k

此次海上 CPTU 测试总结的对于三亚地区海底软土 OCR 预测经验公式参数 k 的取值约为 0.49 左右,可以作为相关测试的参考。但由于测试样本数量有限,有关三亚地区基于 CPTU 的 OCR 评价的进一步精确仍需要更多的测试结果进行验证与修正。

4.2 强度指标评价

(1) 不排水抗剪强度 S_u

CPTU 测试技术控制贯入速率为 2 cm/s,可认为测试贯入过程对于黏性土产生不排水剪切破坏,因此可以建立 CPTU 测试参数与黏性土不排水抗剪强度 S_u 之间的关系式。Lunne 等^[7]总结多种试验及理论方法对 CPTU 测试贯入机理的研究结果提出根据修正后贯入阻力预测不排水抗剪强度:

$$q_t = N_{kt} \cdot S_u + s_{v0} \quad (6)$$

式中, N_{kt} 为经验圆锥系数,取值范围为 15~20。

本文根据本次 CPTU 测试参数与室内土工试验反算,取得经验圆锥系数 $N_{kt}=17$ 。并对试验场地黏性土层的不排水抗剪强度平均值做出了评价,如表 2 所示。

基于 CPTU 测试的黏性土层不排水抗剪强度评价结果与室内试验比较发现,其对于淤泥的不排水抗剪强度预测结果偏大,而对于黏土与粉质黏土的预测结

果较为准确。分析认为可能是由于淤泥的强度较低, CPTU 探头灵敏度相对下降使得于淤泥中的测试结果与实验室结果相差较大。

表 2 不排水抗剪强度评价结果

Table 2 Evaluation of undrained shear strength			
区域	地层	s_{u-CPTU}/kPa	s_{u-lib}/kPa
陆域形成区	淤泥	18.7	12.1
	黏土	26.1	20.0
	粉质黏土	46.4	42.8
	胶结砂	—	—
护岸区	淤泥	19.2	14.2
	粉质黏土	42.5	41.9
	胶结砂	—	—

(2) 灵敏度 S_t

灵敏度 S_t 为原状土不排水抗剪强度与完全重塑土不排水抗剪强度的比值, 能够反映黏性土的结构性特征。Lunne 等^[7]的研究表明, 侧壁摩阻力 f_s 与黏性土重塑状态下不排水抗剪强度有关。Schmertmann 等^[8]提出基于 CPTU 的灵敏度预测公式如下:

$$S_t = N_s / R_f \quad , \quad (7)$$

式中, N_s 为经验系数, R_f 为摩擦比。

Xiao 等^[9]提出 N_s 在 5~10 之间, 并取其平均值 7.5^[9]。本文取 $N_s=7.5$, 对淤泥层的灵敏度进行预测, 并与室内土工测试结果进行比较, 结果如表 3 所示。

表 3 灵敏度评价结果

Table 3 Evaluation of sensitivity			
区域	地层	S_{t-CPTU}/kPa	S_{t-lib}/kPa
陆域形成区	淤泥	1.52	1.70
	黏土	2.17	2.30
	粉质黏土	—	—
	胶结砂	—	—
护岸区	淤泥	2.08	2.00
	粉质黏土	—	—
	胶结砂	—	—

4.3 变形指标评价

土的变形特性主要包括压缩模量 E_s 、不排水杨氏模量 E_u 以及小应变剪切模量 G_0 等。CPTU 测试对黏性土的压缩模量预测采用 Kulhawy 等^[10]提出的经验公式

$$E_s = 8.25(q_t - s_{v0}) \quad . \quad (8)$$

测试结果如表 4 所示。

表 4 压缩模量评价结果

Table 4 Evaluation of compression modulus			
区域	地层	E_{s-CPTU}/MPa	E_{s-lib}/MPa
陆域形成区	淤泥	15.84	7.45
	黏土	18.36	16.72
	粉质黏土	25.72	28.98
	胶结砂	—	—
护岸区	淤泥	16.43	7.62
	粉质黏土	27.68	32.40
	胶结砂	—	—

对比分析 CPTU 测试与室内土工试验结果, CPTU 预测淤泥压缩模量与室内试验结果有较大差距, 对黏土与粉质黏土的压缩模量预测结果较为准确。

5 结 论

本文介绍了海洋孔压静力触探技术的发展现状和机理, 通过对比三亚新机场项目海洋 CPTU 测试数据及室内土工试验数据, 分析论证了海洋 CPTU 测试在海南三亚地区勘察应用的可靠性, 得出如下 3 点结论。

(1) 海洋静力触探是一种较为成熟的海洋原位测试技术, 通过锥尖阻力、侧壁摩阻力及孔隙水压力的测定, 能够进行土层划分并对海洋软土的多项物理力学以及变形指标进行评价, 对工程实践仍具有良好的指导意义。

(2) 海洋静力触探机理仍有待完善, 目前对于软土工程特性的评价, 大多是基于经验关系, 存在较大的地域局限性。实际工程应用时, CPTU 测试数据能够作为估算依据, 通过当地的试验数据对关系式修正后, 能够进一步良好地评定土体各项工程特性。

(3) 三亚新机场项目的 CPTU 测试结果可以作为海南地区 CPTU 数据解译的依据, 指导海南省附近海域海洋工程项目 CPTU 测试及软土工程特性评价。

参考文献:

[1] 沈小克, 蔡正银, 蔡国军. 原位测试技术与工程勘察应用[J]. 土木工程学报, 2016, 49(2): 98 - 120. (SHEN Xiao-ke, CAI Zheng-yin, CAI Guo-jun. Applications of in-situ tests in site characterization and evaluation[J]. China Civil Engineering Journal, 2016, 49(2): 98 - 120. (in Chinese))

[2] LUNNE T, ROBERTSON P K, POWELL J J M. Cone penetration testing in geotechnical practice[M]. London: Blakie Academic & Professional, 1997.

[3] 刘松玉, 蔡国军, 童立元. 现代多功能 CPTU 技术理论与工程应用[M]. 北京: 科学出版社, 2013. (LIU Song-yu, CAI Guo-jun, TONG Li-yuan. The theory and engineering application of modern multi function CPTU[M]. Beijing: Science Press, 2013. (in Chinese))

[4] ROBERTSON P K, CAMPANELLA R G, GILLESPIE D, et al. Use of piezometer cone data[C]// Proceedings of the ASCE Specialty Conference In Situ'86: Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering. Blacksburg, 1986: 1263 - 1280.

[5] LARSSON R, MULABDIC M. Piezocon Tests in clay[R]. Linkoping: Swedish Geotechnical Insititute, 1991.

[6] LUNNE T, ROBERTSON P K, POWELL J J M. Cone

- penetration testing in geotechnical practice[M]. London: Blackie Academic and Professional, 1997.
- [7] KULHAWY F H, MAYNE P H. Manual on estimating soil properties for foundation design[M]. EPRI, Electric Power Research Institute, 1990.
- [8] SCHMERTMANN J H. Guidelines for cone penetration test, performance and design[R]. Washington DC: US Federal Highway Administration, 1978.
- [9] 邹海峰. 多功能 CPTU 工程应用软件开发研究[D]. 南京: 东南大学, 2013. (ZOU Hai-feng. Research on software programming of multifunctional piezocone penetration test (CPTU) for engineering application[D]. Nanjing: South-east University, 2013. (in Chinese))
- [10] KULHAWY F H, MAYNE P W. Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design[J]. Epri palo Alto report. el, 1990.

(本文责编 孙振远)

DOI: 10.11779/CJGE2017S2036

絮凝加速吹填土沉积的试验研究

郑爱荣^{1, 2, 3}, 朱洪满^{1, 2, 3}

(1. 中交天津港湾工程研究院有限公司, 天津 300222; 2. 港口岩土工程技术交通行业重点实验室, 天津 300222;

3. 天津市港口岩土工程技术重点实验室, 天津 300222)

摘 要: 水力吹填疏浚土后, 上部泥浆需要一定时间沉积排水晾晒才能加固处理。通过室内试验, 对比了疏水剂和高分子絮凝剂、排水条件、泥浆浓度和土体自重对沉积过程的影响, 并进行了十万平方米的现场试验。研究表明, 加入化学药剂后, 泥浆前期沉降速度明显提高, 泥水分离时间缩短; 后期沉积速度变缓, 沉积物强度低; 配合一定排水条件可提高泥浆的后期沉积速度和沉积物强度; 提高泥浆浓度和土体自重对沉积有一定的作用; 利用絮凝技术的化学法加固施工具有可操作性。

关键词: 吹填土; 疏浚; 疏水剂; 絮凝; 沉积

中图分类号: TU411

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)S2-0145-04

作者简介: 郑爱荣(1981-), 女, 高级工程师, 主要从事软土地基及土工合成材料的检测及科研工作。E-mail: airong717@163.com。

Experimental study on flocculation-accelerated deposition of dredger fill

ZHENG Ai-rong^{1, 2, 3}, ZHU Hong-man^{1, 2, 3}

(1. CCCC Tianjin Port Engineering Institute Ltd., Tianjin 300222, China; 2. Key Laboratory of Geotechnical Engineering, Ministry of

Communications, PRC, Tianjin 300222, China; 3. Key Laboratory of Geotechnical Engineering, Tianjin 300222, China)

Abstract: After hydraulic reclamation of the dredger fill, the mud needs some time to deposit. The reinforcement treatment cannot be carried out until the sludge-water separation is completed and the separated water is drained. Through laboratory tests, the effects of chemical agents, drainage condition, slurry concentration and soil weight on the sludge deposition process are investigated. The field tests on one hundred thousand square meters are carried out. The results show that the early-stage deposition velocity of sludge increases obviously, and the sludge-water separation time is shortened after water hydrophobic agents and polymeric flocculants are added. However, the later-stage deposition velocity is slow and the deposition strength is low. Thus, certain drainage conditions are required to increase the later-stage deposition velocity and deposition strength of sludge. Improving the weight of soil and mud concentration has a certain effect on the deposition of the construction site. The chemical reinforcement method is feasible.

Key words: dredger fill; dredging; hydrophobic agent; flocculation; deposition

0 引 言

在陆地面积需求急剧增大和港口航道疏浚底泥海洋倾废影响环境的双重矛盾下, 中国沿海城市多采用航道疏浚土和近海海底淤泥作为吹填料。吹填泥浆中的土颗粒经沉降、沉积、固结后形成吹填软基, 具有含水率高、孔隙比大、渗透性差、压缩变形量大的特点。吹填软基加固以真空预压法为主, 经泥水分离排水晾晒后进行加固处理^[1], 加固完成后, 黏性土液性指数仍接近 1, 很难排出土中的弱结合水。荷兰、法国和日本等国家对环保疏浚、软基加固技术和淤泥高效资源化利用进行了大量的研究, 开发出许多环保疏浚、软基加固和疏浚物资源化再利用等方面的技术^[2-3]。

中国对水泥、生石灰等固化剂改良吹填土技术进行了研究^[4-5], 通过加入絮凝剂等化学药剂改良吹填土以加速固结过程的研究较少^[6-8]。本研究对疏水剂和高分子絮凝剂在吹填土沉积方面的影响进行了分析。

1 试验原理

疏水剂和高分子絮凝剂可发生水解和聚合反应, 生成高价聚羟阳离子, 与水中的胶体压缩双电层, 电中和脱稳吸附架桥并辅以沉淀物网捕、卷扫作用, 沉淀泥浆中的土颗粒。

试验将土和水按照一定比例（土 200 g：水 1000 g）搅拌成泥浆，加入疏水剂和高分子絮凝剂，充分混合形成絮体并沉降，记录泥水分界面随时间的变化，并对沉积物的物理力学性能进行试验。

2 试验方案

2.1 土的制备与物理力学特性

土样取自天津港吹填区 0~0.5 m 深度处，黏土的黏粒含量高达 52.5%，物理特性见表 1。

表 1 土样的初始物理性质

土样 类型		颗粒组成/%						土粒 比重 G_s
		2~ 0.25 mm	0.25 ~ 0.075 mm	0.075 ~ 0.05 mm	0.05 ~ 0.01 mm	0.01 ~ 0.005 mm	<0.005 mm	<0.002 mm
黏土				0.8	29.3	18.8	52.5	30.7
粉质 黏土		8.5	25.6	7.0	38.8	7.8	12.3	8.7

2.2 试验设计

(1) 1 L 量筒沉积试验

1 L 量筒沉积试验设计了 4 种不同的化学药剂掺量见表 2。量筒中加入疏水剂和高分子絮凝剂，翻转量筒使药剂与泥浆混合，发生絮凝反应。

表 2 化学药剂添加量

试样 编号		黏土				粉质黏土			
		A10	A11	A12	A13	B10	B11	B12	B13
疏水剂		0	1.2	1.2	1.4	0	0.6	0.4	0.3
絮凝剂		0	22	18	25	0	6	4	2

(2) 大量筒沉积对比试验

大量筒 LA、LB 内径为 9.9 cm，高为 100 cm。大量筒 LA 底部法兰处放置一层无纺布作为试样底部的排水层。试验用土为黏土，絮凝后的泥浆倒入大量筒，上部液体清澈后排放，继续倒入泥浆，共倒入 22 L。

(3) 大体积沉积试验

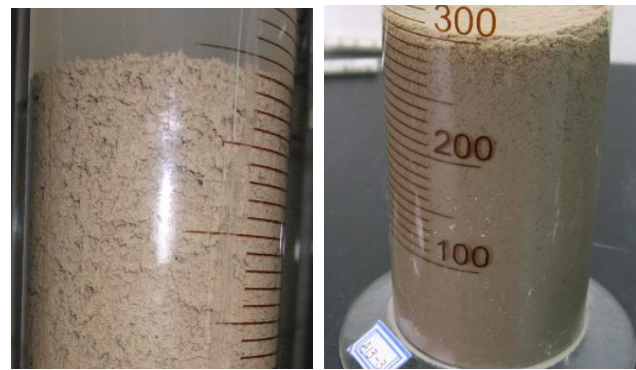
有机玻璃水槽长 100 cm，宽 15 cm，高 50 cm。试验方法同大量筒试验，共加入泥浆 216 L，不排水。

3 试验结果

3.1 量筒沉积试验结果

疏水剂、高分子絮凝剂与泥浆充分混合后，土颗粒迅速凝聚成絮状的集粒下沉，并相继和周围的絮状集粒接触，形成类似蜂窝的絮凝结构下沉。絮凝结构增加了沉降单元的直径和重量，前期沉降速度明显高于未添加药剂的试样，1 min 时出现清澈水体，形成明显的泥水分界面，如图 1 (a)，这是与自然沉降试

样的最大区别。沉降速度逐渐变得稳定，絮凝结构的大孔隙被压缩破坏，土颗粒重新胶结。沉积稳定时，由于土颗粒接触点的原始抗压强度与联结键所反映的抗压强度超过了上部荷重，不再产生进一步的压密，泥水分界面不再变化。沉积稳定时下部的絮团结构被破坏，并重新胶结压密，上部沉积物由于上覆压力小，仍然呈疏松的大孔隙絮凝结构，如图 1 (b)。



(a) 沉积开始时 (b) 沉积稳定时

图 1 添加疏水剂 HC 及高分子絮凝剂的试样

Fig. 1 Sample with hydrophobic agent and polymer flocculant

泥水界面变化率（上部清液与泥浆总体积比值）随沉积时间的变化关系曲线如图 2，3，疏水剂和高分子絮凝剂的加入量有个最优值，应通过试验确定。试验前 8 h，絮凝后的试样体积压缩速度明显高于自然沉积试样，之后趋于一致，说明疏水剂和高分子絮凝剂的加入对泥浆的前期泌水有一定作用。

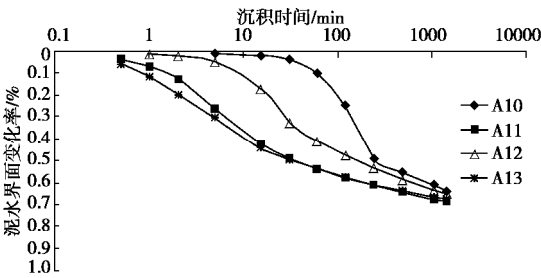


图 2 黏土沉降曲线

Fig. 2 Settlement curves of clay

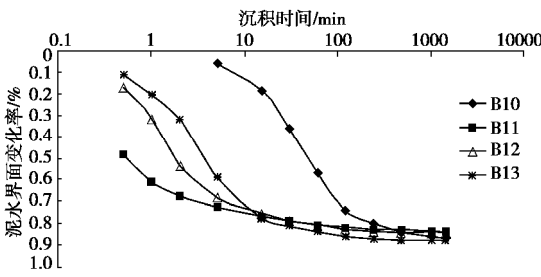


图 3 粉质黏土沉降曲线

Fig. 3 Settlement curves of silty clay

210 d 后沉积物的物理特性见表 3，含水率明显降低。加入化学药剂的黏土试样比自然沉积试样含水率

降幅和密度增幅小, 是因为絮凝结构中孔隙的进一步压密破坏比自然沉积土颗粒所形成的孔隙需要更大的力, 粉质黏土则不存在此问题。颗粒组成方面, 黏粒、胶粒含量有了一定程度降低, 一方面是因为絮凝的卷扫效应使黏土中的细小颗粒吸附到絮团上, 另一方面是由于部分胶粒悬浮于上部清液中。

表 3 沉积物的物理特性

试样 编号	密度 ρ ($\text{g}\cdot\text{cm}^{-3}$)	含水率 w /%	初始含 水率 w_0 /%	颗粒组成/%		
				粉粒	黏粒	胶粒
				0.05~ 0.005 mm	<0.005 mm	<0.002 mm
A10	1.29	143.7	857.9	50.7	41.8	24.4
A11	1.26	166.2	836.5	55.3	35.3	14.6
A12	1.25	173.0	840.6	52.2	37.4	19.3
A13	1.24	179.1	834.2	51.2	37.7	15.4
B10	1.42	107.9				
B11	1.45	91.0				
B12	1.53	88.1				
B13	1.49	93.0				

3.2 大量筒沉积对比试验

底部排水的 LA 沉积物体积一直小于 LB, 在 LB 试样沉积稳定后, LA 沉积物体积仍继续减小, 3 个月时沉积物体积变化率见表 4。

表 4 沉积物体积变化率

Table 4 Volume change rates of sediment					
试样 编号	泥浆体 积/L	沉积开始 体积/L	沉积物 体积/L	总体积 变化率/%	相对沉积开始时 体积变化率/%
LA	22	6.24	3.69	83.23	40.9
LB	22	6.86	4.88	77.80	28.8

一年后, 试样如图 4。LA 表层水分蒸发, 收缩成含水率 27% 的坚硬土柱。LB 上部有覆水, 土的絮凝结构没有完全压密破坏, 含水率 155%~166%, 孔隙比 4.311~4.582, 微型十字板剪切强度 0.40~1.87 kPa。因此在不排水的外部条件下, 加入脱水剂和絮凝剂, 吹填土的物理力学性能没有明显提高。

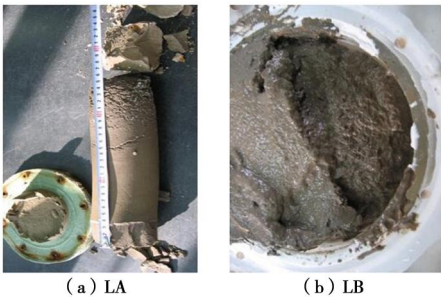


图 4 LA 和 LB 的沉积物

Fig. 4 LA and LB sediment

为进一步验证排水条件及化学药剂的添加对吹填土沉积的影响, 将添加化学药剂的泥浆和空白样分别倒入滤布中, 见图 5。未添加药剂的试样黏土颗粒紧密地黏附在滤布上, 形成一层光滑的涂抹层; 添加药剂的试样因为有较强的孔隙结构利于水的排出, 且由

于药剂的加入降低了泥浆的黏性, 土颗粒不黏附在滤布上, 水的排出速度快, 含水率降低快, 短期即具有一定强度。



图 5 排水条件对沉积的影响

Fig. 5 Influences of drainage condition on deposition

试验证明: 配合一定的排水条件时, 疏水剂和高分子絮凝剂的添加才能对吹填土的后沉积过程及强度形成起到加速的作用。

3.3 大体积沉积试验

沉积物体积变化规律同 LB, 相对体积变化率为 30.4%, 比 LB 略高, 说明土体自重压力的增大对试样的沉积有一定的作用。将沉积物分为上下两部分, 物理力学特性见表 5, 十字板剪切为 0.40~0.67 kPa。

表 5 搅拌桶沉积物的物理特性

Table 5 Physical properties of sediment					
部 位	含水率 w /%	湿密度 ρ ($\text{g}\cdot\text{cm}^{-3}$)	孔隙比 e	液限 w_L /%	塑限 w_p /%
上	125.0	1.39	3.468	51.3	23.5
下	121.0	1.40	3.357	50.2	23.1

试验说明, 泥浆浓度提高, 沉积物的含水率明显降低, 密度提高, 试验证明提高泥浆浓度对沉积物的物理性能的提高有利。对比 LB, 水槽沉积物的不排水抗剪强度未有提高, 不同深度处的抗剪强度很小, 且相差不大。这说明吹填土沉积所形成的软黏土具有触变性。吹填土沉积前期呈流塑状态, 所形成的结构是一种易变结构, 具有不稳定性, 对外界条件变化反映敏感, 稍加扰动即呈现触变现象。其实质是当土体被扰动时, 土颗粒间静电引力、分子引力连结及水胶连结被破坏, 使土粒相互分散成流动状态, 因而土体强度降低; 当外力去除, 上述粒间连结力又在一定程度上重新恢复。

3.4 pH 值测定

取少量沉积土样根据不同的土水比例加入蒸馏水 (pH=6.20), 取上清液测定 pH 值, 结果见表 6, 加入药剂后土样的 pH 值略有降低, 但是幅度不大。

表 6 沉积物 pH 值

Table 6 pH values of sediment				
土水比例	1 : 3	1 : 4	1 : 5	1 : 6
未加药剂土样	8.33	8.45	8.57	8.62
加入药剂土样	8.25	8.38	8.45	8.56

4 现场试验

4.1 现场试验

在天津港临港工业区进行了现场试验研究，试验面积十万平方米。在吹填管道接近吹泥口一定距离处设置了两个化学药剂投放站，分别加入疏水剂 HC 和 高分子絮凝剂。

4.2 试验结果及分析

在两个吹泥口中间进行了十字板剪切试验，如图 6，试验孔孔深为 6 m，试验结果如表 7。试验深度范围内强度成层分布，十字板剪切强度 2.3~19.2 kPa，平均值为 10.7 kPa，高于室内沉积试验结果。可以结合水平或者垂直排水，或者结和其他软土加固措施，进行更深入的试验。



图 6 十字板试验

Fig. 6 Vane shear tests

表 7 十字板试验结果

Table 7 Results of vane shear tests (kPa)

钻孔编号	S1 (BC)	S2 (BC)	S3 (BC)	S4 (BC)
抗剪强度均值	9.0	11.3	10.0	12.6

5 结论与建议

(1) 疏水剂和 高分子絮凝剂的加入可以加快泥水分 离速度，加速吹填区上部覆水的排出。药剂的加入量应通过实验确定最优值。

(2) 不排水条件下，吹填土沉积所形成的软黏土属于未完成自重固结的超软土，抗剪强度低，具有触变性；配合排水条件时，土的沉积效率和强度明显提高。因此，化学法加固吹填土须配合一定的排水条件，才能对吹填土的后期沉积过程及强度形成起到加速的作用。

(3) 提高泥浆浓度对沉积物的物理性能的提高有利。

(4) 现场试验证明，化学法加固吹填土具有施工可行性，土体具有一定的强度。建议配合一定的排水措施，进行更深入的现场试验。

参考文献：

[1] 杜冬菊, 杨爱武, 刘 举, 等. 天津滨海吹填土[M]. 北京: 科学出版社, 2010. (DU Dong-ju, YANG Ai-wu, LIU Jiu, et al. Tianjin coastal dredger fill[M]. Beijing: Science Press, 2010. (in Chinese))

[2] 陶桂兰, 江小寒, 施晓霖, 等. 法国的一种疏浚污泥资源化 处理技术[J]. 中国水运, 2015, 15(2): 125 - 127. (TAO Gui-lan, JIANG Xiao-han, SHI Xiao-lin, et al. Reclamation technology of dredged sludge in France[J]. China Water Transport, 2015, 15(2): 125 - 127. (in Chinese))

[3] 五洋建设株式会社. 有关应用疏水剂进行疏浚水质改良的 实验及解析报告书[R]. 东京: 五洋建设株式会社, 2007. (Penta-Ocean Construction Co., Ltd. Experimental study of improving properties of dredged sludge by using hydrophobic agent[R]. Tokyo: Penta-Ocean Construction Co., Ltd., 2007. (in Chinese))

[4] 刘娉慧, 肖树芳, 王 清. 外掺剂加固吹填泥浆的机理分 析[J]. 工程地质学报, 2005, 13(2): 285 - 288. (LIU Ping-hui, XIAO Shu-fang, WANG Qing. Mechanism of improvement of dredger fill serous fluid with additive[J]. Journal of Engineering Geology, 2005, 13(2): 285 - 288. (in Chinese))

[5] 刘 莹, 肖树芳, 王 清. 吹填土室内模拟试验研究[J]. 岩 土力学, 2004, 25(4): 518 - 521. (LIU Ying, XIAO Shu-fang, WANG Qing. Research on indoor scale-down test of dredger fill[J]. Rock and Soil Mechanics, 2004, 25(4): 518 - 521. (in Chinese))

[6] 赵 森, 曾芳金, 王 军, 等. 絮凝-真空预压加固吹填淤 泥试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, 35(6): 1291 - 1296. (ZHAO Sen, ZENG Fang-jin, WANG Jun, et al. Experimental study of flocculation combined with vacuum preloading to reinforce silt foundation[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, 35(6): 1291 - 1296. (in Chinese))

[7] 刘禹杨, 吴 燕, 胡保安, 等. 疏浚底泥掺外加剂真空预压 脱水技术研究[J]. 水利水运工程学报, 2013(3): 78 - 82. (LIU Yu-yang, WU Yan, HU Bao-an, et al. Research on dehydration technology of dredged sludge by admixture and vacuum preloading[J]. Hydro-Science and Engineering, 2013(3): 78 - 82. (in Chinese))

[8] 张 骞. 真空预压联合化学作用加固吹填疏浚土室内模型 试验研究[D]. 重庆: 重庆交通大学, 2013. (ZHANG Qian. The study on indoor model test of vacuum preloading associate with chemical agent[D]. Chongqing: Chongqing Jiaotong University, 2013. (in Chinese))

(本文责编 胡海霞)

DOI: 10.11779/CJGE2017S2037

真空预压联合钱灰拌合法加固新吹填超软土地基技术

刘爱民

(1. 中交天津港湾工程研究院有限公司, 天津 300222; 2. 港口岩土工程技术交通行业重点实验室, 天津 300222;

3. 天津市港口岩土工程技术重点实验室, 天津 300222)

摘要: 采用真空预压法加固新近吹填的超软土地基时, 尽管地基沉降量很大, 含水率也有大幅度的降低, 但有时加固后表层土的十字板剪切强度仍然较低, 不能满足工程需要。这主要是由于这类土颗粒中黏粒甚至胶粒的含量较大且土的固结快剪内摩擦角较小所造成的。对于真空预压后不能满足工程需要的表层土, 可进一步采用钱灰拌合的方法进行处理。

关键词: 流泥; 真空预压; 十字板剪切强度; 钱灰拌合

中图分类号: TU 443

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)S2-0149-04

作者简介: 刘爱民(1969-), 男, 教授级高级工程师, 主要从事软土地基处理等方面的设计和科研。E-mail:

liuaimin1987@163.com。

Reinforcement technology for vacuum preloading combined with lime mixing method for soft soil foundation

LIU Ai-min

(1. Tianjin Port Engineering Institute Ltd. of CCCC First Harbor Engineering Company Ltd., Tianjin 300222, China; 2. Key Laboratory of

Port Geotechnical Engineering, Ministry of Communications, PRC. Tianjin 300222, China; 3. Key Laboratory of Port Geotechnical

Engineering of Tianjin, Tianjin 300222, China)

Abstract: When the vacuum preloading method is used to reinforce the flowing mud, the settlement of the foundation is relatively large and the water content is also greatly reduced, but sometimes the vane shear strength is still low, which cannot meet the needs of the project. This is mainly due to the large amount of clay particles and even colloidal particles in this kind of soil particles. The lime mixing method can be used for further treatment when the surface soil cannot meet the engineering needs after treatment of vacuum preloading.

Key words: flowing mud; vacuum preloading; vane shear strength; lime mixing

0 引言

近几年, 中国沿海地区经济飞速发展, 土地资源紧张的问题日益突出, 而中国每年港池和航道的疏浚量又非常大, 因此, 利用港池和航道疏浚土进行吹填造陆成为目前缓解土地资源紧张的主要手段。

吹填造陆过程中, 由于水力分选的原因, 在远离吹填口、接近排泥口区域常常形成一定厚度的超软土(主要为流泥和浮泥)。由于工期紧张, 经常需要对新吹填的超软土进行地基处理。近几年发现, 采用真空预压技术加固新吹填的超软土, 有时地基沉降量很大, 但加固后表层土的强度仍然偏低, 不能满足地基的使用要求。如黄骅地区某工程, 新吹填的超软土经真空预压加固5个月后, 地基总沉降量达到2.3 m, 而表层土的十字板抗剪强度只有5~15 kPa^[1]。可看出新吹填的超软土经真空预压加固后其十字板抗剪强度增加

的幅度很高, 但其抗剪强度的绝对值仍然偏低, 不能满足工程需要, 常常需要进行二次处理。目前处理方法有: ①在进行真空预压时对表层的超软土部分在四根塑料排水板中心位置再补打一根短的塑料排水板(深度穿过表层的超软土即可), 进一步减小表层超软土的排水距离, 加快其排水固结进度; ②在进行正常真空预压以前, 先采用人工在表层超软土深度范围内打设塑料排水板, 进行浅层真空预压, 待表层超软土初步固结后再重新打设塑料排水板进行真空预压加固处理^[2-3]; 另外也可待常规真空预压结束后, 对不满足工程需要的表层土进行第二次处理。青岛某工程就是对真空预压后不满足工程要求的表层土采用掺加生石灰进行拌合碾压来处理的。

表 1 各层土物理力学指标统计表

Table1 Physical and mechanical parameters of soil strata

土名	含水率/%	重度 (kN·m ⁻³)	干重度 (kN·m ⁻³)	孔隙比	压缩 系数/MPa ⁻¹	压缩模量 /MPa	十字板剪切 强度/kPa	厚度 /m
流泥	114	1.41	0.71	3.245	—	—	2	2.0~2.3
淤泥	80.4	1.53	0.85	2.196	—	—	5	1.0
淤泥质粉质黏土 和粉质黏土	39.2	1.82	1.31	1.07	0.51	4.21	9	3.0~4.8
淤泥	80.30	1.55	0.86	2.208	1.55	2.07	7	1.0
淤泥质粉质黏土 和粉质黏土	36.7	1.84	1.35	1.03	0.64	3.26	20	2.0~5.0

1 工程概况及地质条件

本工程位于青岛市黄岛区，总加固面积约 50 万 m²，为新近吹填形成，其中 B 区位于排水口区域，面积为 14.4 万 m²，吹填土表层以流泥和浮泥为主，工程性质较差。设计采用真空预压加固，要求处理后表层土的地基承载力不小于 80 kPa；平均固结度≥85%。

勘察结果表明：受地形和吹填工艺的影响，不同位置的土层分布有一定的差别，场区土层按土的物理力学性质可分为 5 层，自上而下依次为流泥、淤泥、淤泥质粉质黏土和粉质黏土、淤泥、淤泥质粉质黏土和粉质黏土。表层的流泥和淤泥为新近吹填土，深灰色，均匀，饱和，流塑状，厚度为 3.0~3.5 m，表层经晾晒有 20~30 cm 厚的硬壳，人行走时有一定危险。各层土的物理力学指标见表 1。

2 真空预压加固

2.1 施工情况

按照设计要求，B 区分为 6 个真空预压施工区，其中 B1 和 B2 区地质条件最差，因此，本文主要以 B1 和 B2 区为代表进行介绍。施工前先铺一层荆芭(由于后期荆芭的购买极其困难，部分区域改铺一层土工格栅)，再铺一层 350 g/m² 的土工布，然后人工铺设 0.4 m 厚的砂垫层，同塑料排水板一起构成地基处理的排水系统，砂垫层采用含泥量小于 3% 的中粗砂，其渗透系数大于 1×10⁻² cm/s。砂垫层验收合格后开始打设 B 型塑料排水板，排水板按正方形布置，打设深度随土层埋深情况有所变化，平均打设深度为 11.97 m，间距为 1.0 m。排水板打设完成后开挖压膜沟、铺膜抽真空，真空预压荷载为 80 kPa，真空度达到设计要求后开始计时，连续抽气 90 d 以上，根据实测沉降推算的固结度大于 85%，且连续 10 d 沉降速率小于 2.0 mm/d 后停泵卸载。

2.2 监测及检测结果分析

(1) 地表沉降

地表沉降主要由两部分组成，一部分是打设塑料

排水板期间产生的沉降，另一部分是在真空预压期间产生的沉降。在打设塑料排水板后，土层排水路径大大缩短，地基土在其自重压力和砂垫层荷载作用下，会产生一定量的固结沉降，欠固结土尤其如此。打板期间的沉降量可通过打板前后砂垫层标高的变化来求得。根据现场测量结果，打设塑料排水板开始至实施真空预压前，B1 区和 B2 区的沉降量分别为 391.9 mm 和 382.4 mm。

真空预压期间，由于真空预压荷载的施加，地基土也会产生较大的固结沉降，该部分沉降可通过布设的沉降杆观测求得。B1 区和 B2 区在真空预压期间实测平均沉降曲线见图 1。采用双曲线法按式 (2) 可计算地基土的最终沉降量，再根据平均实测沉降量按式 (3) 可以计算地基平均固结度，计算结果分别为 88.8% 和 87.2%。同理，计算的各沉降杆处的固结度为 78.6%~89.2%。从计算结果可以看出，尽管加固区的平均固结度满足卸载要求，但是各沉降杆处的地基固结度差别较大，这说明各处的地基加固效果是不均衡的。

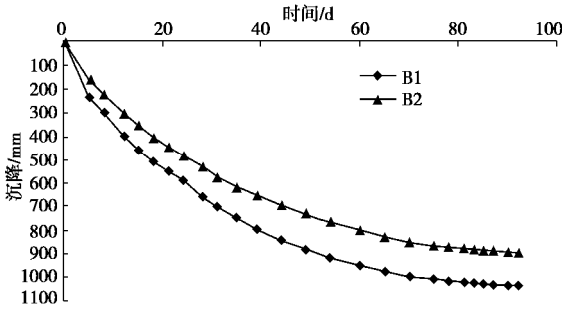


图 1 B 区沉降时间曲线

Fig. 1 Settlement-time curves in area B

$$S_t = S_0 + t / (a + b) \quad , \quad (1)$$

$$S_\infty = S_0 + 1 / b \quad , \quad (2)$$

$$U = S_t / S_\infty \quad . \quad (3)$$

式中 S_0 为满载时地基沉降量 (mm)， α, β 为待定系数； S_∞ 为最终沉降 (mm)， S_t 为卸载时沉降量 (mm)， t 为从满载开始至计算固结度时的时间 (d)， U 为固结度。

(2) 孔隙水压力

孔隙水压力传感器按设计要求的深度分别埋在四根排水板所围区域的中心处,从理论上讲,该中心处距离周围的排水板距离最远,也就是排水路径最长,孔隙水压力消散最慢。B1 区孔隙水压力变化曲线见图 2。从图中可以看出,随着抽真空时间的延长,孔隙水压力逐渐消散,且前期消散速度快,后期消散缓慢。

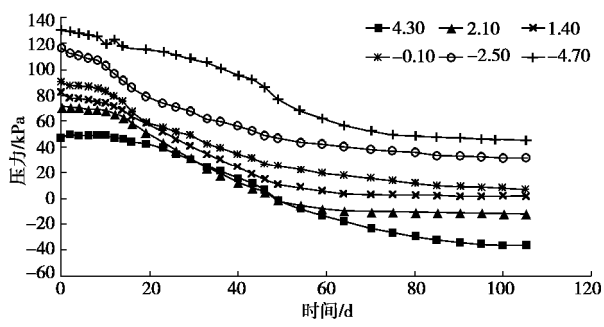


图 2 B1 区孔隙水压力消散时程线

Fig. 2 Dissipation curves of pore water pressure in area B1

铺膜前我们对孔隙水压力进行了观测,并将观测结果同静止的地下水位观测结果进行了对比分析,结果表明该区软土层均处于欠固结状态。根据孔隙水压力消散结果,计算土层内不同深度处的固结度为 70.3%~84.3%。平均固结度为 77.2%。

(3) 十字板剪切强度试验

卸载后对各加固区进行了十字板剪切强度试验,每区在中心和边角处共检验 3 个孔。检验结果表明:表层的 1~3 m 范围内土层较软,十字板强度为 3~10 kPa,3 m 以下土层的十字板强度较高。由于不同位置处表层十字板强度差别较大,为了对该加固区有一个比较客观实际的分析,又补充做了 19 个现场十字板检验孔,检验结果见表 2。

表 2 加固后十字板剪切强度统计结果表

Table 2 Vane shear strengths of ground after reinforcement

项目	表层强度/kPa		深层强度/kPa
	较低范围	较高范围	
样本数	55	9	83
范围	1.26~13.36	14.36~24.95	19.9~49.9
均值	5.88	18.87	34.02
方差	3.58	4.33	7.61
变异系数	0.61	0.23	0.22

十字板检验结果表明,随着所处位置的不同,表层土的十字板抗剪强度差异非常大,表层以下 2~3 m 深度范围内强度较低的区域十字板抗剪强度为 1.3~10 kPa 不等,平均为 5.88 kPa,推算的地基承载力约为 18 kPa;强度较高的区域十字板抗剪强度平均为 18.88 kPa,推算的地基承载力约为 60 kPa;3 m 以下区域十字板抗剪强度较高,平均为 34.02 kPa,推算的地基承载力约为 105 kPa。

3 真空预压加固后表层土强度较低的原因分析

在吹填过程中,地形和吹填工艺对吹填效果有比较大的影响,同时由于水力分选的原因,使得表层吹填土的工程性质差别较大,在远离吹填口区域细颗粒汇集集中形成流泥,厚度为 2~3 m,个别区域达到 4.0 m,施工前表层因晾晒形成有 20~30 cm 厚的硬壳层,硬壳层下的软土仍为流动状态。真空预压就是在这种情况下进行施工的。

3.1 从土的颗粒分析看强度增长

加固后重点对淤泥(加固前的流泥)的颗粒组成进行分析,从分析结果看,表层新吹填的流泥的黏粒(粒径小于 0.005 mm)平均含量为 38.3%,最大达到 47.8%。我们在现场通过用手触摸,感觉该层流泥的颗粒与一般的黏粒不同,触摸该种流泥感觉光滑、滑腻,同触摸油脂的感觉一样,认为该层流泥的颗粒中粒径小于 0.002 mm 的胶粒的比重较大。真空预压只能排出极细土颗粒间的自由水,土颗粒周围仍有大量的强结合水和弱结合水,所以加固后土体在受到剪力作用时,大量的结合水能够起到很好的润滑作用,使得土的抗剪强度很低。

3.2 从固结快剪指标分析加固后土体强度

首先,《港口工程地基规范》(JTS147—1—2010)中建议的土体强度增长公式为^[4]

$$\Delta S_{uk} = s_{zk} U \tan j_{cq} \quad (4)$$

式中,ΔS_{uk}为加荷过程中强度增量的标准值(kPa),s_{zk}为平均垂直附加应力的标准值(kPa),U为平均固结度,j_{cq}为土的固结快剪内摩擦角标准值(度)。

考虑到加固后卸载的影响,根据以往的经验,实际增长的强度可按式(4)计算所得强度进行折减,折减系数可取 0.85~0.90。由此可见,土体的强度增长值同预压荷载、固结度和土的固结快剪内摩擦角有直接的关系,在预压荷载和固结度一定的情况下,土的强度增长值同土的固结快剪内摩擦角密切相关。加固前表层流泥十字板的抗剪强度平均为 1.95 kPa。根据强度增长公式计算,当流泥在 80 kPa 预压荷载下固结度达到 85%时,预估增长后十字板强度为 6.44 kPa。现场测试结果表明,表层以下 2~3 m 深度范围内强度较低的区域十字板抗剪强度平均为 5.88 kPa,理论计算结果和现场实测结果也是比较一致的。

上述分析结果均表明,B 区吹填形成的表层超软土,在真空预压荷载作用下即使固结度达到 85%时,其强度和地基承载力仍然偏低。

4 钱灰拌合处理情况

针对 2~4 m 表层土真空预压加固后十字板剪切强度偏低的情况,经讨论采用钱灰拌合的方法进行处理,即掺加一定量的生石灰和石子进行拌合,利用生石灰的吸水特性大幅降低土的含水率,利用石子充当土体骨架,来大幅提高表层土的地基承载力,减小后期沉降。

4.1 加固方案

用挖掘机将表层软土挖出,并将软土、生石灰和石子按体积比 1:0.06:0.3 的比例进行拌合,根据现场情况调整挖掘机的拌合方法,直至掺和物拌合均匀,拌和次数不少于 3 次。将拌合均匀的拌合物用挖掘机的挖斗击打压实,表面 1 m 深度分 3 层击实。静置一段时间,当强度达到一定要求(约为 15 d),再用挖掘机进行碾压。拌合用的生石灰选用新近生产的生石灰,要求其粒径 ≤ 5 mm(筛分法)、氧化钙的含量不小于 70%、含粉量不大于 10%、含水量不大于 5%。拌合用的石子粒径在 20~80 mm 之间,含泥量 $\leq 5\%$ 。

4.2 加固效果

为检验拌合处理后的地基承载力,对拌合处理后的地基土做了 3 组载荷试验,载荷板采用边长 1.0 m 的方板。试验结果表明:当荷载加至 200 kPa 时,承压板的最大累计沉降量为 350 mm,地基尚未达到极限破坏状态,因此地基承载力特征值可取 100 kPa,沉降最大的荷载试验曲线见图 3。

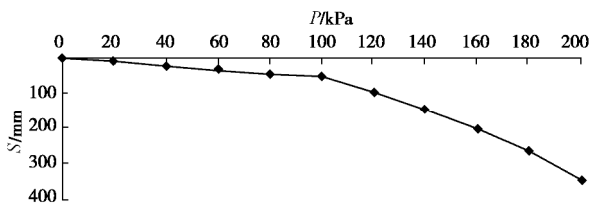


图3 钱灰拌合后地基载荷试验 $P-S$ 曲线

Fig. 3 $P-S$ curves of loading plate tests after lime mixing

5 结 论

现场工程实践证明,真空预压联合钱灰拌合法加固新吹填超软土是可行的,通过对其加固效果进行分

析,可得到以下结论:

(1)地基经过真空预压加固后,地表平均沉降量为 1421 mm,消除地基沉降比较明显。

(2)真空预压加固后 3 m 深度以下的所有土层加固效果满足设计要求,地表以下 2~3 m 范围内的新吹填的超软土物理指标改善明显,而对其强度指标来说,尽管其十字板抗剪强度增加的幅度很高,但其抗剪强度的绝对值仍然偏低。这主要是由于这类土颗粒中黏粒甚至胶粒的含量较大且土的固结快剪内摩擦角较小所造成的。

(3)对于加固后十字板剪切强度偏低的表层土,采用钱灰拌合的方法进行处理可大幅提高地基承载力,减小后期沉降。

参考文献:

- [1] 刘爱民, 梁爱华, 尹长权. 整体式塑料排水板与普通塑料排水板加固效果对比试验[J]. 岩土工程学报, 2016, 38(增刊): 130 - 133. (LIU Ai-min, LIANG Ai-huan, YIN Chang-quan. Comprehensive Application of Geosynthetics on solidified soil sea dike project[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, 38(S0): 130 - 133. (in Chinese))
- [2] 闫澍旺, 孙立强, 李 伟, 等. 真空加固超软土工艺的室内模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(3): 341 - 347. (YAN Shu-wang, SUN Li-qiang, LI Wei, et al. Model tests on vacuum preloading technology of super-soft soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(3): 341 - 347. (in Chinese))
- [3] 单志浩, 陈智军, 王 强, 等. 二次加固直排法真空预压在天津临港工业区中的应用[J]. 中国港湾建设, 2015, 8(8): 36 - 38, 71. (SHAN Zhi-hao, CHEN Zhi-jun, WANG Qiang, et al. Application of secondary reinforcement inline vacuum preloading in Tianjin Harbor Industrial Zone Project[J]. China Harbour Engineering, 2015, 8(8): 36 - 38, 71. (in Chinese))
- [4] JTS147—1—2010 港口工程地基规范[S]. 2010. (JTS147—1—2010 Code for soil foundations of port engineering[S]. 2010. (in Chinese))

(本文责编 胡海霞)

DOI: 10.11779/CJGE2017S2038

砂土地基中 V-H-M 组合荷载下单桩分析方法研究

木林隆^{1,2}, 康兴宇^{1,2}, 李婉^{1,2}

(1. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092)

摘要: 海上风力发电机的大直径桩通常会受到多向荷载共同作用。在实践设计中, 基础的竖向和水平承载性能是独立分开设计的, 但大量研究证明竖向荷载对桩基水平承载性能具有重要的影响。将竖向荷载对大直径单桩水平承载性能的影响划分为3部分: ①竖向荷载对桩周 $p-y$ 曲线影响; ② $P-D$ 效应; ③桩侧摩阻力引起的反向弯矩。然后, 以楔形体模型为基础考虑竖向荷载对桩侧土抗力极限值 p_u 的影响推导了修正 $p-y$ 曲线计算公式, 在传统水平受荷桩的弹性地基梁方程中引入 $P-D$ 效应和桩侧摩阻力引起反向弯矩, 建立了均质砂土中承受水平力、竖向力及弯矩三向组合荷载下的单桩的分析方法。并将该方法应用于既有案例, 验证了该理论方法的可行性。

关键词: 单桩; 组合荷载; 抗弯矩作用; $P-D$ 效应; 修正桩侧土抗力

中图分类号: TU470 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)S2-0153-04

作者简介: 木林隆(1984-), 男, 副教授, 主要从事桩基与地下工程开挖方面的研究工作。E-mail: mulinlong@hotmail.com。

Analytical method for single pile under V-H-M combined loads in sand

MU Lin-long^{1,2}, KANG Xing-yu^{1,2}, LI Wan^{1,2}

(1. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: The large-diameter monopiles of offshore wind turbines are always subjected to multiaxial loads. The design criteria for the vertical and lateral bearing behaviors of piles are designed independently, while lots of tests show that the vertical load has a remarkable influence on the lateral bearing capacity. The effect of the vertical load on the lateral behaviors of the large-diameter monopiles can be distinguished into three aspects: (1) the variation of the ultimate resistance p_u of $p-y$ curve caused by vertical loads; (2) $P-D$ effect; (3) the resisting bending moment M_R generated by the uneven distribution of vertical skin friction. Based on the theory of passive wedge failure model as well as the influence of the ultimate soil resistance per unit length p_u caused by the vertical loads, the corrected $p-y$ curves for sand are obtained respectively. Furthermore, an analysis method for the monopiles inserted in sand under combined loads, including the lateral load, vertical load and moment, is established, which is based on the elastic-foundation beam theory of the traditional lateral-loaded pile, taking the $P-D$ effect and M_R effect into considerations. Finally, it is proved that the theoretical results are feasible, applicable and reasonable by analyzing several project cases.

Key words: single pile; combined load; resisting bending moment M_R ; $P-D$ effect; corrected ultimate resistance p_u

0 引言

海上风机桩基础通常会承受多向荷载共同作用, 包括竖向荷载、水平荷载及弯矩等。大直径单桩基础结构简单, 生产费用低, 在海上风机中得到广泛应用。海上风机大直径单桩现有的设计方法未考虑多向荷载组合的不利影响, 设计理论远远落后于工程实践要求, 所以有必要对多向荷载下桩基分析方法展开研究。

国内外学者对多向受荷桩做了大量的试验研究^[1-2], 发现在各向荷载的相对影响效应中, 竖向荷载对桩基水平承载性能影响尤为明显。虽然有限元方法在该问

题的分析中取得了丰富成果^[3-4], 但是在工程实践中有限元由于其对理论要求高而受到较大限制, 所以提出一种适用于工程的简单方法是十分必要的。

目前侧向受荷桩的理论分析主要依托于 m 法^[5]或 $p-y$ 曲线法进行。自 McClelland 和 Focht^[6]提出 $p-y$ 曲线, 各国学者对其进行了大量的研究^[7-8]。绝大多数研究仅针对 $p-y$ 曲线形式及土体极限抗力展开研究,

基金项目: 国家自然科学基金项目(41572260, 51208378); 国家重点基础研究发展规划项目(973项目)(2013CB036304)

收稿日期: 2017-08-02

如应变楔方法的研究^[9-10]，而较少有针对竖向荷载对水平承载性能影响的研究^[2]。近年来大量学者发现桩侧土抗力中的桩侧剪应力 τ_v 引起的 M_R 效应不可忽视^[11]，桩侧摩阻力可能会对 $p-y$ 曲线极限土抗力 p_u 产生影响^[4]。目前尚无理论方法较为全面地考虑了这些影响。

针对以上问题，本文考虑竖向荷载的影响对传统的双曲线 $p-y$ 模型的 p_u 值进行修正，并考虑桩侧剪应力重分配，以弹性地基梁方法为基础，引入 $P-D$ 效应，桩侧摩阻力作用及土体抗力共同作用下的四阶微分平衡方程，推导并建立均质砂土中组合受荷桩的差分计算方法。

1 分析方法

1.1 $p-y$ 曲线的修正

王国粹等^[12]通过总结认为双曲线 $p-y$ 公式更具普适性：

$$p = \frac{y}{\frac{1}{k_{ini}} + \frac{y}{p_u}}, \quad (1)$$

式中， $k_{ini} = n_h \cdot z$ 为 $p-y$ 曲线的地基反力初始模量， n_h 为初始地基反力系数， p_u 为桩侧土体极限抗力。

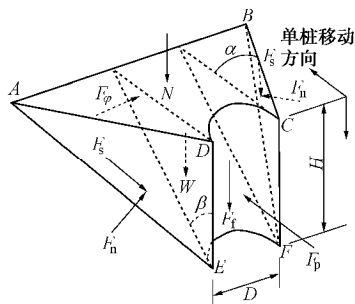


图1 楔形体破坏示意图

Fig. 1 Wedge failure

在 Reese 等^[7]楔形体理论基础上引入竖向荷载引起的桩侧摩阻力 F_f ，如图1所示进行受力分析可得浅层土体单位长度上极限土抗力值 p_{us} 为

$$p_{us} = h_1 \left[K_0 g H^2 \tan j \tan b \left(\sin b + \frac{\cos b}{\cos a} \cdot \frac{1}{\tan(b-j)} \right) \right] + \left[\frac{g H \tan b (D + H \tan b \tan a)}{\tan(b-j)} \right] + \left[\frac{s'_{v0} \tan b (D + 2H \tan b \tan a)}{\tan(b-j)} \right] + \left[\frac{\pi D t}{2 \tan(b-j)} \right] - g H [K_0 H \tan b \tan a - K_a D]。 \quad (2)$$

式中 g 为土体重度； j 为砂土内摩擦角； b 为破裂面与水平面夹角的补角，取 $b = 45^\circ + j/2$ ； a 为楔形体扇形角，取 $a = j/5$ ； H 为楔形体的高度； D 为桩

基直径； K_0 为静止土压力系数； K_a 为主动土压力系数， η_1 为经验系数； s'_{v0} 为上覆土体有效重力。

深层土体单位长度上极限土抗力值 p_{ud} 由 Reese^[7]的计算公式得：

$$p_{ud} = K_a g H D (\tan^8 b - 1) + K_0 g H \tan j \tan^4 b。 \quad (3)$$

1.2 桩侧摩阻力分布及其引起的弯矩

假设水平荷载下旋转中心（本文称为转弯点）以上的桩段后侧与土体分离，仅桩前有侧摩阻力，且单位长度摩阻力大小保持与均匀分布时摩阻力大小一致，如图2所示侧摩阻力沿横截面按照 $\cos$ 函数规律变化；而转弯点以下部分，则保持桩周为均匀侧摩阻分布形式。单位长度摩阻力 F 可表示为转弯点以下

$$F = \pi D t \quad ; \quad (4)$$

转弯点以上

$$F = 2 \int_0^{\pi/4} t_v \cos \left(\frac{\pi}{2(\pi D/4)} y \right) dy \quad 。 \quad (5)$$

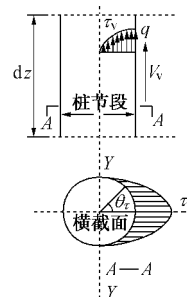


图2 沿桩横截面的侧摩阻力分布图

Fig. 2 Distribution of lateral friction along cross section of pile

转弯点以上桩前土的最大摩阻力为

$$t_v = \begin{cases} \pi t & (t_v \leq t_f) \\ t_f & (t_v > t_f) \end{cases} \quad 。 \quad (6)$$

式中 t 为轴力引起的按均匀分布的桩侧摩阻力； t_f 为极限摩阻力，可用土体抗剪强度的库伦公式求得：

$$t_f = \begin{cases} \left(\frac{p}{D} + g z \cdot K_0 \right) \tan j & (z \leq Z_{cr}) \\ \left(\frac{p}{D} + g z \cdot K_0 \right) \tan j & (z > Z_{cr}) \end{cases} \quad , \quad (7)$$

式中， Z_{cr} 为桩体零侧移时所对应的深度， $Z_{cr} = H$ 。

由桩侧摩阻力分布可得单位长度上轴力变化 V_v 及其产生的单位长度上的弯矩 M_R 的表达式：

$$V_v = 2 \int_0^{\pi/2} t_v \cdot \frac{D}{2} \cos q_t dq_t = D t_v \quad , \quad (8)$$

$$M_R = 2 \int_0^{\pi/2} \left(t_v \frac{D}{2} \cos q_t dq_t \right) \cdot \frac{D}{2} \cos q_t = \frac{\pi D^2 t_v}{8} \quad 。 \quad (9)$$

1.3 组合荷载下大直径桩承载特性的分析方法

采用弹性地基梁法求解在地面处受水平荷载 H_0 ，弯矩 M_0 和竖向力 P_{z0} 作用的单桩。

由桩单元的受力平衡可得:

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} - V_v \frac{dy}{dz} + P_z \frac{d^2 y}{dz^2} + p(z) + \frac{dM_R}{dz} = 0 \quad (10)$$

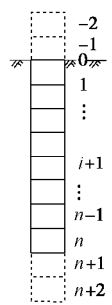


图 3 桩体差分示意图

Fig. 3 Differential analysis of pile shaft

边界条件如下:

- (1) 泥面桩顶处, 节点($i=0$)
假设桩顶自由, 弯矩 M_0 , 水平荷载 H_0 .
- (2) 泥面以下桩端处, 节点($i=n$)

桩端边界条件为 $\begin{Bmatrix} V_b \\ M_b \end{Bmatrix} = [k_b] \begin{Bmatrix} y_b \\ q_b \end{Bmatrix}$, 其刚度系数矩

阵为

$$[k_b] = \begin{bmatrix} k_{bh} & 0 \\ 0 & k_{bq} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{8(1-u_b)E_b D}{(7-8u_b)(1+u_b)} & 0 \\ 0 & \frac{E_b D^3}{6(1-u_b^2)} \end{bmatrix}.$$

采用有限差分法对微分方程 (10) 进行求解, 可得单桩侧移量为

$$\{y\} = [K]^{-1} \{F\} \quad (11)$$

式中 $\{y\}$ 为桩身节点水平向位移列向量; $\{y\} = [y_0 \ y_1 \dots y_i \dots y_{n-1} \ y_n]^T$; $\{F\}$ 为荷载列向量, $[K]$ 为桩身水平向刚度矩阵。

2 方法验证

基于上述组合荷载下单桩的理论分析方法, 对既有案例进行分析。

2.1 水平荷载作用下单桩

Xu 等^[13]采用修正的应变楔方法分析了分层砂土中侧向受荷桩。桩基为直径 0.61 m, 壁厚 0.095 m, 抗弯刚度为 167 kN/m² 的钢管桩, 桩顶水平荷载为 266 kN, 桩顶距地表深度为 0.26 m, 嵌入桩长 40 m。土体性质如表 1 所示。采用本文方法对该算例进行分析, 计算中土体参数取加权平均值。

表 1 砂土参数

Table 1 Parameters of sand					
层号	层厚 H/m	重度 $\gamma/(kN \cdot m^{-3})$	相对密度 $D_r/\%$	地基反力模量 $K_b/(kN \cdot m^{-3})$	内摩擦角 $\phi/(^\circ)$
1	6	10.3	77.7	37.5	37.7
2	15	10.3	86.5	44.0	38.8

图 4 为计算得到的不同深度处的 $p-y$ 曲线图, 由图可知本文理论计算的 $p-y$ 曲线与 Reese 等^[14] 结果较为接近。图 5 为弯矩随深度变化曲线。从图中可以发现本文理论计算方法得结果与前人的试验结果及其他学者的理论计算结果基本一致, 充分验证了本文针对砂土中水平受荷桩的分析方法是正确的。

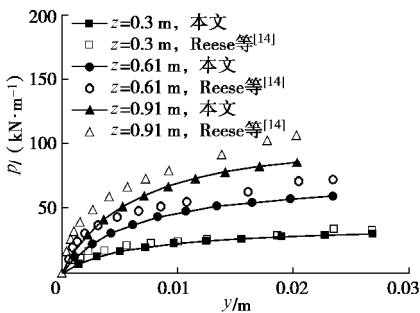


图 4 不同深度 $p-y$ 曲线图

Fig. 4 $p-y$ curves for different depths

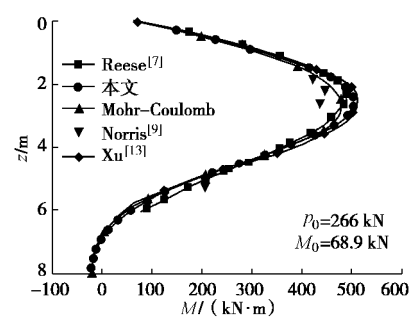


图 5 弯矩随深度变化曲线

Fig. 5 Curves of bending moments along depth

2.2 组合荷载作用下大直径单桩

分别采用本文方法以及有限元方法对组合荷载作用下的大直径桩进行分析, 桩基为直径 8 m, 壁厚 0.096 m, 桩长 40 m, 弹性模量为 210 GPa, 泊松比为 0.2 的钢管桩, 土体重度为 18 kN/m³, 土体弹性模量 50 MPa, 内摩擦角 35°。三维弹塑性有限元中分析土体选用 MC 模型, 桩基为弹性模型。

由有限元结果, 取桩顶总沉降量为 0.03D 时相应的荷载值为单桩极限承载力 V_{ult} , 如图 6 所示。图 7 为当水平位移为 0.1D 及 0.15D 时对应的水平荷载对竖向荷载的变化。可见竖向荷载增加导致水平承载力增加, 且简化计算方法与有限元计算结果较为接近。

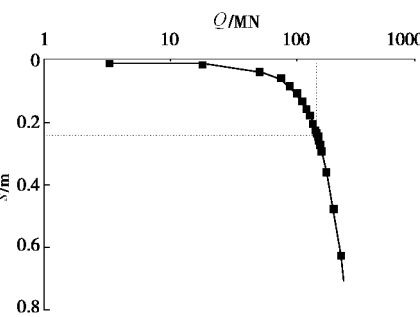
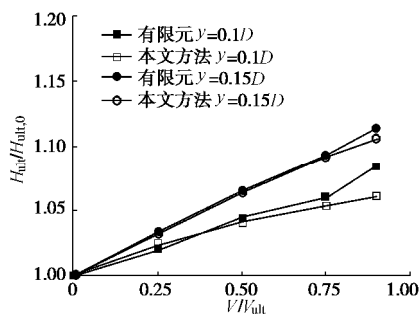


图 6 竖向极限承载力

Fig. 6 Vertical ultimate bearing capacities

图7 $H_{ult}/H_{ult,0} - V/V_{ult}$ 曲线图Fig. 7 $H_{ult}/H_{ult,0} - V/V_{ult}$ curves

3 结 语

本文基于双曲线的 $p-y$ 模型以及应变楔方法并结合弹性地基梁法,考虑桩顶竖向荷载 P_z 引起的 $P-\Delta$ 效应,以及 P_z 对桩侧土体剪力重分布的影响和桩侧剪力引起的反向弯矩效应以及 $p-y$ 曲线受竖向荷载影响的因素,建立了均质砂土中桩顶承受竖向、水平及弯矩三向组合荷载作用下的单桩的承载特性的理论分析方法。并通过与有限元计算结果和前人的理论计算结果的对比较验证了本方法的正确性。同时对于水平荷载作用下桩基分析的正确性取决于采用的楔形体方法的适用范围。

参考文献:

- [1] DAS B M, SEELEY G R, RAGHU D. Uplift capacity of model piles under oblique loads[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1976, **102**(9): 1009 - 1013.
- [2] 王卫中. 砂土中组合荷载下柔性单桩承载机理研究[D]. 上海: 同济大学, 2013. (WANG Wei-zhong. Research on bearing mechanism of single pile under combined loads in sandy ground[D]. Shanghai: Tongji University, 2013. (in Chinese))
- [3] KARTHIGEYAN S, RAMAKRISHNA V V G S T, RAJAGOPAL K. Numerical investigation of the effect of vertical load on the lateral response of piles[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2007, **133**(5): 512 - 521.
- [4] 张 静. 竖向荷载对大直径管桩水平承载特性影响的数值模拟和模型试验[D]. 上海: 同济大学, 2014. (ZHANG Jing. Numerical simulation and modeling test of the influence of vertical load on the lateral response of large-diameter pile[D]. Shanghai: Tongji University, 2014. (in Chinese))
- [5] 赵明华. 轴向和横向荷载同时作用下的桩基计算[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 1987, **14**(2): 66 - 81. (ZHAO Ming-hua. The calculation of piles under simultaneous axial and lateral loading[J]. Journal of Hunan University (Natural Science), 1987, **14**(2): 66 - 81. (in Chinese))
- [6] MCCLELLAND B, FOCHT J A. Soil modulus for laterally loaded piles[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 1958, **82**: 1 - 22.
- [7] REESE L C, COX W R, KOOP F D. Analysis of laterally loaded piles in sand[C]// Proceedings of the 6th Annual Offshore Technology Conference. Houston, 1974: 473 - 485.
- [8] REESE L C, WELCH R C. Lateral loading of deep foundations in stiff clay[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1975, **101**(7): 633 - 649.
- [9] NORRIS G M. Theoretically based BEF laterally loaded pile analysis[C]// Proceedings of the 3rd International Conference on Numerical Methods in Offshore Piling. London, 1986: 361 - 386.
- [10] ASHOUR M, NORRIS G M, PILLING P. Lateral loading of a pile in layered soil using the strain wedge model[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1998, **124**(4): 303 - 315.
- [11] MCVAY M C, NIRAULA L. Development of $p-y$ curves for large diameter piles/drilled shafts in limestone for fbpier[R]. Gainesville: University of Florida, 2004.
- [12] 王国粹, 杨 敏. 砂土中水平受荷桩非线性分析[J]. 岩土力学, 2011, **32**(增刊 2): 261 - 267. (WANG Guo-cui, YANG Min. Nonlinear analysis of laterally loaded piles in sand[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, **32**(S2): 261 - 267. (in Chinese))
- [13] XU L Y, CAI F, WANG G X, et al. Nonlinear analysis of laterally loaded single piles in sand using modified strain wedge model[J]. Computers and Geotechnics, 2013, **51**(2): 60 - 71.
- [14] REESE L C, COX W R, GRUBBS B R. Lateral load test of instrumented piles in sand at Mustang Island[R]. Houston: Shell Development Company, 1967.

(本文责编 胡海霞)

DOI: 10.11779/CJGE2017S2039

基础托换对基坑周边建筑物变形控制作用的 三维有限元分析

李 靖^{1, 2}, 徐中华^{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: 鼎鼎外滩深基坑工程紧邻上海市历史保护建筑, 由于基坑挖深很大且建筑物距离基坑很近, 采用锚杆静压桩基础托换技术对邻近的浅基础保护建筑进行了加固处理。采用 Plaxis3D 软件建立基坑及邻近建筑物的三维有限元模型, 土体采用 HS-small 小应变本构模型, 对基坑开挖过程进行了模拟。数值分析及与实测数据的对比表明: 基于 HS-small 本构模型的三维有限元分析能较好地模拟基坑的变形和对邻近建筑物的影响, 基础托换能够显著减小基坑开挖对周边浅基础建筑物的影响。

关键词: 基坑工程; 基础托换; 变形控制; 三维有限元模拟; HS-small 模型

中图分类号: TU476 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2017)S2-0157-05

作者简介: 李 靖, 男, 辽宁锦州人, 硕士, 从事基坑工程研究。E-mail: jing_li4@arcplus.com.cn。

Three-dimensional finite element analysis of effects of foundation underpinning on deformation control of existing buildings adjacent to a deep excavation

LI Jing^{1, 2}, XU Zhong-hua^{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 excavation of Dingding Bund is adjacent to an existing heritage architecture. As the pit is as deep as 20 m and the heritage architecture is only about 3 m away from the excavation, foundation underpinning is adopted in order to minimize the influences of the excavation on the buildings. To investigate the effects of foundation underpinning on the deformation control of the existing buildings, a series of three-dimensional finite element analyses are carried out by using Plaxis 3D. The soils are modeled by using the HS-small model. By comparing the field monitoring and numerical results, it is shown that the three-dimensional finite element analyses based on the HS-small model can give fairly reasonable predictions of the excavation deformations and the settlements of the adjacent building. The foundation underpinning can effectively reduce the settlements of the additional building induced by the adjacent excavation.

Key words: excavation; foundation underpinning; deformation control; 3D FEM; HS-small model

0 引 言

当基坑与邻近建筑距离过小时, 基坑开挖易造成既有建筑产生较大的沉降变形, 从而使上部结构开裂损坏而影响正常使用。托换法^[1]是为了降低邻近地下工程建设对既有建筑物的影响或解决既有建筑物改建、增层和纠偏, 在既有建筑物下方进行的基础增强和替换的技术。该方法虽然施工难度大、费用高, 但提高既有建筑物抵抗变形的能力效果显著, 目前在保护基坑周边建筑物方面已有一些成功案例^[2~3]。托换前, 采用有关方法分析建筑物基础托换对变形控制的作用, 对于指导托换设计具有重要作用。由于问题的

复杂性, 有限元方法成为设计过程中一种不可或缺的分析手段^[4]。但目前采用有限元方法分析基础托换对基坑周边建筑物变形控制作用的研究还较少, 基础托换的设计分析方法还是值得深入研究的课题。

本文结合上海鼎鼎外滩基坑工程, 采用有限元软件 Plaxis3D 并基于小应变土体本构模型分析了基坑开挖过程对邻近建筑物变形的影响。针对邻近历史保护建筑分别按原有浅基础形式和实际托换后的桩基础形式建模, 从而对比分析基础托换对控制邻近建筑沉降

基金项目: 上海市浦江人才计划项目 (15P51433500)

收稿日期: 2017-08-02

变形的效果，并与实测结果进行了对比。

1 工程简介

1.1 工程概况

上海鼎鼎外滩项目位于上海市中心繁华地段（图1），基坑面积约 20000 m²，开挖深度 20 m。基坑东北角为上海工业基金会大楼，建于 1906 年，是上海市优秀历史保护建筑，西侧距离基坑约 3 m，南侧距离基坑约 7 m。该大楼由三部分组成，其中北楼和东楼均为 5 层砖混结构，采用柱下独立基础和墙下条形基础；南楼为 4 层框架结构，采用筏板基础。北楼和东楼整体性较差，抗不均匀沉降能力差，南楼整体性稍好，抵抗不均匀沉降能力较强。

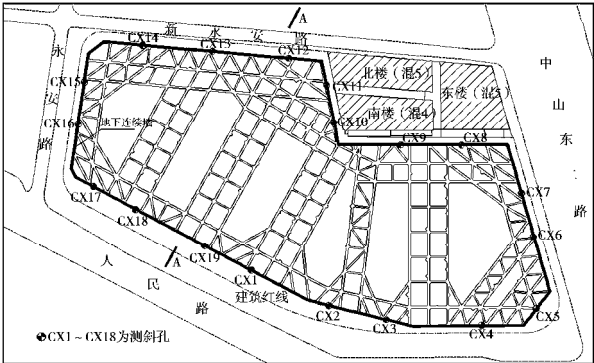


图1 基坑平面布置图

Fig. 1 Plane view of foundation pit

1.2 工程地质概况

场地处于长江三角洲滨海平原。基坑挖深范围内土层主要为软塑—流塑黏性土（土层层序详见图2），含水量和压缩性均较大，力学性质相对较差。场地潜水主要补给来源为大气降水，水位埋深一般为 0.3~1.5 m。⑦层粉性土、砂土层和⑨层粉砂层为承压含水层，其水位埋深一般为 3.0~11.0 m。

1.3 基坑支护方案

基坑采用顺作法方案，周边围护结构采用两墙合一地下连续墙，普遍区域厚 1.0 m，东北角邻近保护建筑侧厚 1.2 m。基坑竖向设置 5 道钢筋混凝土支撑（平面布置如图1），基坑围护剖面如图2所示。

1.4 邻近工业基金会大楼基础托换

基坑开挖前对大楼基础进行了托换加固。首先在底板上开凿压桩孔并埋设锚杆，然后分段压入 φ219 mm×7 钢管，待到达设计深度时，向钢管内充填 C20 砼，随压随灌，压桩结束后桩孔采用 C35 微膨胀砼封桩，并设置桩帽梁。大楼共打入 263 根 30 m 长的锚杆静压桩，桩尖进入⑤₃层（图2）。

2 基坑对基础托换建筑物影响的三维有限元模拟

2.1 三维有限元模型

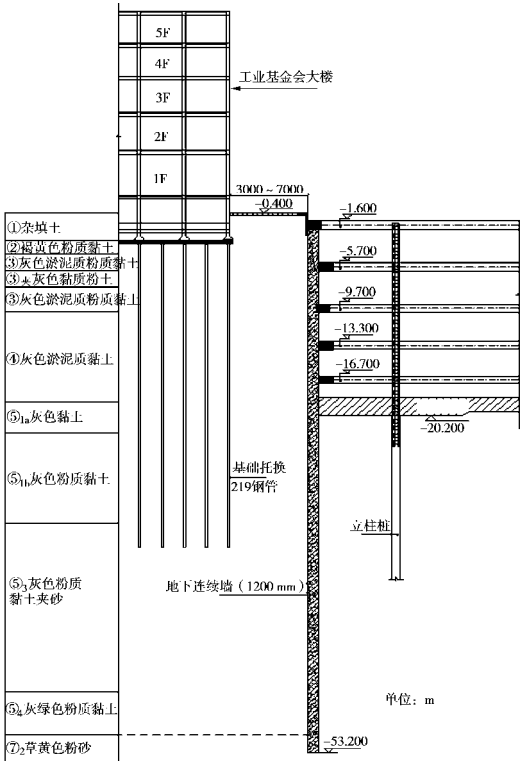


图2 支护结构剖面图

Fig. 2 Profile of supporting system

为分析基础托换在基坑开挖过程中对于邻近建筑的保护作用，采用Plaxis3D有限元软件对采用锚杆静压桩基础托换后的基坑开挖进行模拟。计算模型如图3所示，模型包括了土体、围护结构、水平支撑、邻近工业基金会大楼结构。模型侧边约束水平位移，底部同时约束水平和竖向位移。土体采用10节点楔形实体单元模拟，地下连续墙、保护建筑的楼板、墙体和基础采用6节点三角形板单元模拟，水平支撑、保护建筑的结构梁和柱采用3节点梁单元模拟。托换后的桩基用Embedded-pile桩单元模拟。根据房屋检测结果，该建筑混凝土达到C20等级，砖砌体达到MU7.5等级，各结构单元采用弹性模型模拟，材料属性如表1所示，各材料泊松比均取0.2。

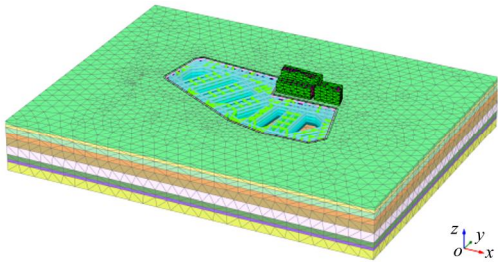


图3 三维有限元计算模型图

Fig. 3 Three-dimensional FEM model

2.2 土体本构模型的选择及计算参数

Clayton等^[5]、Whittle等^[6]的研究表明能考虑土体

小应变特性的模型在预测基坑及周边土体变形规律的研究中具有重要作用, 因此本文土体采用能考虑土体小应变特性的HS-Small模型^[7]进行分析。HS-small模型不仅继承了HS模型可以同时考虑剪切硬化和压缩硬化的特点而且可以考虑剪切模量在微小应变范围内随应变衰减的行为。王卫东等^[8]通过室内土工试验和基于工程实测数据的反演分析, 得到了上海典型土层HS-Small模型全套参数的确定方法。本工程土体参数(表2)即采用该方法确定。

表 1 单元材料属性表

Table 1 Information of material properties			
结构构件	材料	弹性模量/MPa	
基坑	地下连续墙	C30砼	30000
	支撑	C35砼	31500
邻近保护建筑	楼板、柱、底板	C20砼	25500
	墙体	MU7.5砖砌体	3000
	桩	C20砼	25500

2.3 模拟工况

通过有限元软件“单元生死”功能模拟地下连续墙施工、土体的分层开挖以及各道支撑的施工过程。具体工况如下: Stage0, 初始地应力场计算; Stage1, 施工围护结构, 开挖至-2.1 m标高; Stage2, 施工第一道支撑, 开挖至-6.2 m; Stage3, 施工第二道支撑, 开挖至-10.2 m; Stage4, 施工第三道支撑, 开挖至-13.8 m; Stage5, 施工第四道支撑, 开挖至-17.2 m; Stage6, 施工第五道支撑, 开挖至基底。

3 计算结果分析及与实测数据对比

3.1 基坑周边土体变形

图4为开挖至基底阶段基坑及周围土体竖向变形云图。周边土体单元最大沉降约为91.8 mm, 与开挖深度的比值为0.46%, 最大变形发生在距坑边0.6倍开挖深度的位置。基坑对周围环境的影响范围约为3倍的基坑开挖深度。受空间效应的影响, 基坑长边方向的影响范围要明显大于短边方向。

3.2 围护结构变形

图5为地下连续墙各测斜孔实测变形和计算结果

的对比曲线(测斜孔的布置见图1)。可以看出, 各工况下各测孔的实测数据与计算结果均能很好的吻合, 实测最大侧移为102.1 mm, 与开挖深度的比值为0.51%。说明采用基于HS-small模型的三维有限元分析能够较好地分析和预测围护结构变形。

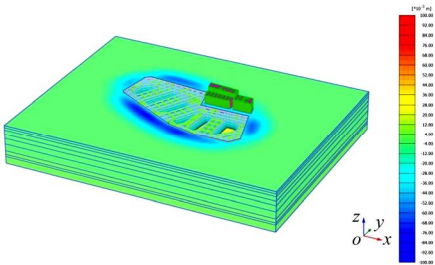


图 4 最终工况下基坑竖向变形云图

Fig. 4 Vertical deformations of foundation pit at final stage

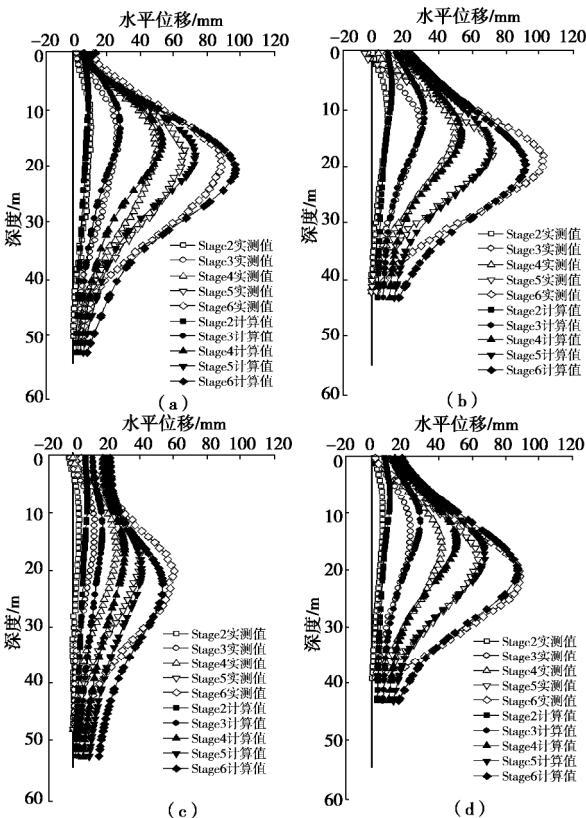


图 5 地下连续墙各阶段水平变形计算结果与实测数据

Fig. 5 Calculated and measured lateral displacements of diaphragm walls at each stage

表 2 土层参数信息表

Table 2 Parameters of soils

土层	重度 γ /($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ /MPa	E_{50}^{ref} /MPa	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ /MPa	G_0^{ref} /MPa	c' /kPa	ϕ' /($^{\circ}$)	ψ /($^{\circ}$)	$\gamma_{0.7}$	ν_{ur}	p^{ref} /kPa	m	R_f
②粉质黏土	18.2	3.4	4.1	23.7	94.8	6	28.3	0	2×10^{-4}	0.2	100	0.8	0.9
③淤泥质粉质黏土	17.5	2.8	3.4	19.8	79.1	0	26	0	2×10^{-4}	0.2	100	0.8	0.6
④淤泥质黏土	16.8	1.9	2.2	13	52.2	3	23.3	0	2×10^{-4}	0.2	100	0.8	0.6
⑤ _{1a} 黏土	17.5	3.1	3.7	21.4	85.7	5	21	0	2×10^{-4}	0.2	100	0.8	0.9
⑤ _{1b} 粉质黏土	18	4	4.8	28	111.9	6	28.7	0	2×10^{-4}	0.2	100	0.8	0.9
⑤ ₃ 黏土	18.1	4.9	5.9	34.6	138.3	5	30.5	0	2×10^{-4}	0.2	100	0.8	0.9
⑤ ₄ 粉质黏土	19.6	6.9	8.3	48.5	194	21	35.1	0	2×10^{-4}	0.2	100	0.8	0.9
⑦ ₁ 黏质粉土	19.2	10.5	10.5	42	209.8	7	33	3	2×10^{-4}	0.2	100	0.5	0.9

3.3 邻近保护建筑沉降

图6是工业基金会大楼基础沉降云图。沉降呈现出自西南侧向东北侧不断减小的趋势，沉降变形与到基坑的距离成反比，计算最大沉降为49.9 mm，远离基坑的北侧沉降较小，最小沉降为14.2 mm。

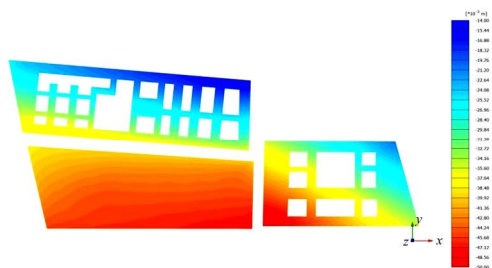


图 6 计算得到的最终工况下工业基金会大楼基础沉降云图
Fig. 6 Calculated settlements of buildings at final stage

图7为基坑开挖至基底工况下工业基金大楼靠近基坑侧的沉降计算结果与实测数据的对比曲线，两条曲线能够较好地吻合。建筑物南侧基坑边长约为西侧的两倍，受基坑空间效应影响，建筑物南侧最大沉降实测值（55 mm）也比西侧最大沉降值（49 mm）大。总体而言，基于HS-small模型的三维有限元分析能够较好地分析邻近建筑物的变形。

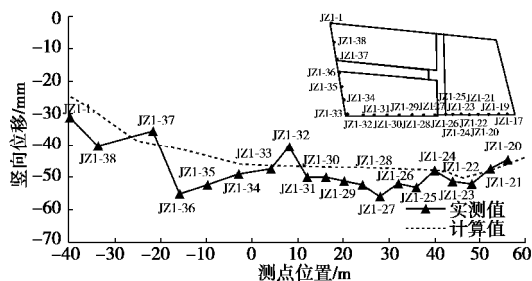


图 7 开挖至基底工况下工业基金大楼沉降曲线
Fig. 7 Settlements at south side of buildings at final stage

4 基础托换对邻近建筑沉降影响分析

为深入研究基础托换对减小邻近建筑沉降的作用，本小节针对邻近工业基金会大楼按照原有的浅基础形式进行建模计算。计算结果表明，最大沉降发生在东楼的西南角位置，最大沉降为87.1 mm。托换和未托换沉降对比结果如表3所示，北楼和东楼由于原有基础为柱下独立基础及墙下条形基础，整体性较差，抵抗不均匀沉降能力弱，托换后沉降减小更明显，最大沉降量分别减小47.9%和42.7%。南楼为筏板基础，整体性相对较好，抵抗不均匀沉降能力较强，托换后沉降变化相对较小，最大沉降量减小38.8%。说明采用基础托换能显著减小因基坑开挖引起的邻近建筑物

沉降。

表 3 沉降计算结果对比表
Table 3 Comparison of foundation settlement

位置	原有浅基础最大沉降	托换后最大沉降	沉降减小
	计算结果/mm	计算结果/mm	百分比/%
A 区北楼	74.8	39.0	47.9
B 区东楼	87.1	49.9	42.7
C 区南楼	79.1	48.4	38.8

5 结 论

鼎鼎外滩基坑工程开挖深度20 m，工程紧邻上海市优秀历史保护建筑，基坑开挖前采用锚杆静压桩对保护建筑基础进行了托换加固。本文采用大型岩土工程有限元软件Plaxis 3D建立三维有限元模型，分析了基坑的变形及基础托换对于控制邻近建筑沉降变形的作用。主要结论如下：

（1）采用三维有限元的分析方法能够反映空间效应对基坑变形的影响。基于HS-small土体本构模型的三维有限元分析结果和实测数据能够很好吻合，该方法能较好地预测基坑围护体的变形和邻近工业基金会大楼的沉降。

（2）邻近三栋建筑分别按照原浅基础和实际托换后的桩基础建模分析，结果表明托换后基坑开挖完成时邻近三栋建筑沉降分别减小了47.9%、42.7%和38.8%，起到了很好的变形控制作用。基础托换能显著减小基坑开挖对周边浅基础建筑物影响。

参考文献：

[1] CECS 295:2011 建（构）筑物托换技术规程[S]. 2011. (CECS 295:2011 Technical regulations for underpinning of buildings and structures[S]. 2011. (in Chinese))
[2] 李欢秋, 吴祥云, 明治清, 等. 基坑附近楼房基础综合托换及边坡加固技术[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 22(1): 153 - 156. (LI Huan-qiu, WU Xing-yun, MING Zhi-qing, et al. Combined reinforced technology for slope and building base near foundation pit[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2003, 22(1): 153 - 156. (in Chinese))
[3] 袁 健, 姜 峰, 蔡毅强, 等. 既有结构柱位于拟建建筑基坑内的托换施工技术[J]. 建筑施工, 2009, 31(3): 172 - 174. (YUANG Jian, JIANG Feng, CAI Yi-qiang, et al. Construction technology for foundation pit underpinned by existing structural columns[J]. Building Construction, 2009, 31(3): 172 - 174. (in Chinese))
[4] 郑 刚, 颜志雄, 雷华阳, 等. 基坑开挖对临近桩基影响的

- 实测及有限元数值模拟分析[J]. 岩土工程学报, 2007, **29**(5): 638 - 643. (ZHENG Gang, YAN Zhi-xiong, LEI Hua-yang, et al. Field observation and finite element numerical simulation analysis of effect on adjacent piles due to excavation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, **29**(5): 638 - 643. (in Chinese))
- [5] CLAYTON C R I. Stiffness at small strain: Research and practice[J]. Géotechnique, 2011, **61**(1): 5 - 37.
- [6] WHITTLE A J, HASHASH Y M A, WHITMAN R V. Analysis of deep excavation in Boston[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1993, **119**(1): 69 - 90.
- [7] BENZ T. Small-strain stiffness of soils and its numerical consequence[D]. Stuttgart: Institute of Geotechnical Engineering, University of Stuttgart, 2007.
- [8] 王卫东, 王浩然, 徐中华, 基坑开挖数值分析中土体硬化模型参数的试验研究[J]. 岩石力学, 2012, **33**(8): 2283 - 2290. (WANG Wei-dong, WANG Hao-ran, XU Zhong-hua. Experimental study of parameters of hardening soil model for numerical analysis of excavations of foundation pits[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, **33**(8): 2283 - 2290. (in Chinese))

(本文责编 胡海霞)

DOI: 10.11779/CJGE2017S2040

锚杆静压桩在低净空条件下既有建筑地基加固中的应用

吴江斌, 王向军, 宋青君

(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)

摘要: 上海市某 13 层建筑, 无地下室, 上部结构为短肢剪力墙体系, 基础采用墙下预制混凝土管桩。该项目正式投入使用前在其背后大量堆土, 导致建筑产生了较大的整体水平变形。为消除安全隐患, 采用锚杆静压桩进行地基加固。加固钢管桩的桩长、单桩承载力、桩数都与原有桩基相同。在原基础梁之间的房间区格内设置 700 mm 厚筏板, 新增的钢管桩布置于筏板下, 通过筏板实现对上部结构的支承作用, 筏板也同时作为静压桩施工的反力结构。为确保荷载传递的可靠性, 提出了钢管桩与筏板, 以及筏板与原基础梁之间的连接做法。另外, 由于结构底层净空受限, 通过改造, 使得压桩设备可在低于 2.5 m 左右净空条件下完成钢管桩的压入施工。目前该建筑最大沉降 10 mm 左右, 表明地基加固的作用是有有效的。

关键词: 锚杆静压桩; 低净空; 建有建筑; 地基加固

中图分类号: TU473

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 4548(2010)S2 - 0162 - 04

作者简介: 吴江斌(1974 -), 男, 四川省垫江人, 博士, 教授级高级工程师, 主要从事高层建筑地基基础与地下空间工程的设计与研究。E-mail: jiangbin_wu@xd-ad.com.cn。

Application of foundation reinforcement by anchor-jacked piles under low clearance

WU Jiang-bin, WANG Xiang-jun, SONG Qing-jun

(Shanghai Underground Space Engineering Design & Research Institute, East China Architecture Design & Research Institute Co., Ltd.,
Shanghai 200002, China)

Abstract: For the a building with 13 floors high and no basemnt located in Shanghai, short leg shear wall system is used for the superstructure, and the foundation beams with precast tubular piles are used to be the foundation type. Before service of the project, may soils are pulled behind the building, and large deformation of the building is induced. For safety consideration, anchor-jacked piles are used to be as the foundation reinforcement. The steel pipe piles are used, which are the same as the existing ones. The total number is 116. In order to strengthen the rigidity of the original foundation and to make it easier for pile layout and load transfer, the raft with thickness of 700 mm is hoped to connect the existing foundation beams and the new piles. The steel pipe piles are located under the raft, and the raft will be the counterforce structure for the anchor-jacked pile. The connection node between piles and raft and that between raft and the existing foundation beams are proposed herein. The equipment is reformed to realize the construction of anchor-jacked piles under the clearance less than 2.5 m. So far, the maxium settlement of the building is about 10 mm, which shows the effect of the reinforcement by the anchor-jacked piles is remarkable.

Key words: anchor jacked pile; low clearance; existing building; foundation reinforcement

0 引言

由于特别适用于在施工场地(空间)受限的既有建筑旁或既有建筑下开展施工作业, 锚杆静压桩一经问世即在既有建筑地基加固、建筑物纠偏, 以及基础托换工程中得到广泛应用^[1-3]。

上海市某 13 层建筑, 无地下室, 采用预制混凝土管桩基础。该项目正式投入使用前在其背后大量堆土, 导致建筑产生较大的整体水平变形。背后填土挖除后, 建筑变形明显复位, 但无法预估预制管桩是

否已经产生致命损害。为消除安全隐患, 建设方、管理部门从多方面的因素考虑, 委托我院对该项目进行地基加固设计。从该项目建筑结构现状、地层条件以及建设方需求等方面考虑, 采用适用于低净空条件下的锚杆静压桩进行地基加固比较合适。本文详细介绍锚杆静压桩单桩设计、群桩平面布置、筏板、桩顶与

基金项目: 上海市科委科研项目(15DZ1204000)

收稿日期: 2017 - 08 - 02

筏板的连接、筏板与现有基础梁的连接等设计内容和实施效果。

1 既有建筑概况

1.1 建筑、结构情况

该建筑地上 13 层, 无地下室, 地上层高 2.9 m, 建筑总高度 37.7 m。单层建筑面积约 500 m²。上部结构采用钢筋混凝土剪力墙结构。桩基采用 AB 型 Φ400PHC 管桩, 壁厚 80 mm, 桩长 33 m, 以⑦1-2 粉砂层为持力层, 进入持力层约 2.0 m, 单桩承载力设计值为 1300 kN, 共 116 根桩。采用梁式基础, 地基梁宽 600 mm, 高 700 mm, 梁底埋深为 2.1 m, 室内外高差 0.5 m。基础与桩位示意图见图 1。

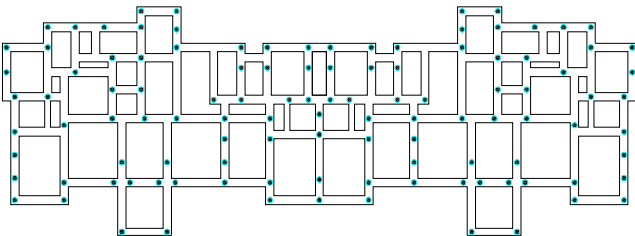


图 1 基础与桩位示意图

Fig.1 Plan of foundation and piles

1.2 工程水文地质条件

拟建场地在勘察最深为自然地面以下 60.3 m 深度范围内的土层按其成因可分为 7 层, 各土层主要物理力学指标、桩侧摩阻力见表 1。浅层以软弱黏土为主, 压缩性中偏高; 第⑥、第⑦层土工程性质较好, 属中压缩性土。工程实践中, 一般选第⑦层作为桩基持力层。

表 1 土层参数信息

Table 1 Soil parameters

土层 层号	土层名称	含水率 w/%	重度 g/(N·m ⁻³)	直剪固块		预制桩	
				黏聚力 c/kPa	内摩擦 角/(°)	f _s /kPa	f _p /kPa
①1	杂填土	—	—	—	—	15	
①2	滨填土	—	—	—	—	15	
②1	粉质黏土	28.10	19.1	24	17.5	15	
②2	黏土	40.40	17.6	19	13.0	18	
③	淤泥制粉质黏土	49.80	16.8	8	14.0	20	
④	淤泥制黏土	52.20	16.6	8	13.5	35	
⑤1	粉质黏土夹沙	36.25	17.7	13	20.5	45	
⑤2	黏质粉土	29.20	18.3	10	26.5	40	750
⑤3	粉质黏土	33.60	18.0	16	18.0	60	1500
⑥	粉质黏土	22.20	19.7	43	18.0	70	3500
⑦1-1	黏质粉土	26.30	19.0	12	26.5	80	40000
⑦1-2	粉砂	28.10	18.7	7	30.0	15	
⑦2	粉细砂	24.50	19.2	6	31.5		

注: 上表各土层的 f_s, f_p 除以安全系数 2 即为相应的特征值。

2 锚杆静压桩设计

2.1 总体思路

该工程加固工期要求非常紧迫, 且对噪音、环境污染的要求也较高, 另外由于施工场地(平面空间、施工净高)的限制, 综合考虑采用锚杆静压桩进行加固是较为合适的。桩型采用钢管桩, 替换原有的 PHC 管桩。并在原基础梁之间的房间区格内设置筏板, 新增的钢管桩布置于筏板下, 通过筏板实现对上部结构的支承作用, 筏板同时也作为静压桩施工的反力结构。筏板的设置加大了原有基础的整体刚度, 便于新增桩的布置与力的传递, 也为锚杆静压的施工提供了有利条件。

2.2 基桩

钢管桩直径为 406 mm, 有效桩长与原预制混凝土桩相同(33 m), 以⑦1-2 粉砂层为持力层, 进入持力层约 2.0 m(见图 2)。单桩承载力设计值为 1300 kN, 与原预制桩承载力相同。管材采用 Q235B, 形式为螺旋钢管。从承载力和抗腐蚀角度考虑, 钢管桩的管壁厚度取 10 mm。钢管桩按每节 2.5 m 分段压入, 钢管桩接头采用焊接并加设内衬管。



图 2 桩基剖面图(标高为绝对标高)

Fig. 2 Pile profile

2.3 桩位布置

新增钢管桩的承载力与原 PHC 管桩相同, 因此在布桩原则上, 对于每个区域新增布桩数量尽量与原布

桩数量相同,实现 1:1 的等量代换。桩基布置于各基础梁合围的区格房间内,通过筏板支承上部结构荷载,从荷载传递的角度,新增桩基离基础梁越近越好,但在桩位布置中还要考虑钢管桩锚杆静压的施工空间及新桩与老桩的间距,减小新老桩的相互影响。因此,本工程新增钢管桩间的间距皆大于 3 倍桩径,新桩与老桩的间距皆大于 2 倍桩径,桩与基础梁的净距不小于 400 mm。同时让桩位形心与荷载重心位置尽量接近,桩位见图 3,共增设 116 根桩。

2.4 筏板

本工程上部结构荷载通过条形基础梁传给地基,新增桩若增设于基础梁下对力的传递固然有利,但需要在基础梁下开挖较大的施工空间,难度大且效率低。新增桩不能位于基础梁下时,需通过转换结构将基础梁上的上部结构荷载传递给新增桩,通常有转换梁和转换板两种型式。本工程采用转换板的型式,即在原基础梁之间的房间区格内设置筏板(图 3),新压的钢管桩布置于筏板下,通过筏板实现对上部结构的支承作用,筏板也同时作为静压桩施工的反力结构。

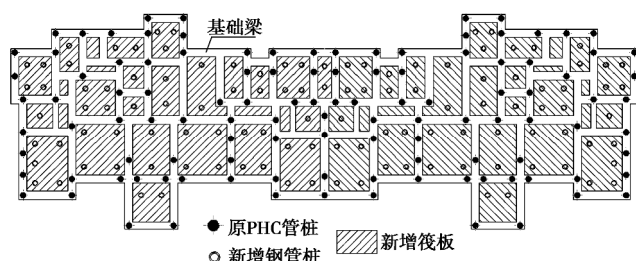


图 3 新增钢管桩桩位布置

Fig. 3 Plan of new piles

筏板的设计需满足正常使用状态下的桩基冲切与剪切的要求,同时还要满足静压桩施工过程中提供压桩反力的要求。经计算,筏板厚 700 mm,混凝土设计强度为 C40,双层双向配筋(钢筋直径 28 mm,间距 250 mm,三级钢)可满足设计要求。

筏板浇筑时,预留压桩孔,并预埋锚杆。压桩孔呈顶口小、底口大的锥形。每个压桩孔周围埋设 12 根锚杆,平面布置如图 4,锚杆规格为 M30,锚杆插入筏板内深度不小于 15 d。

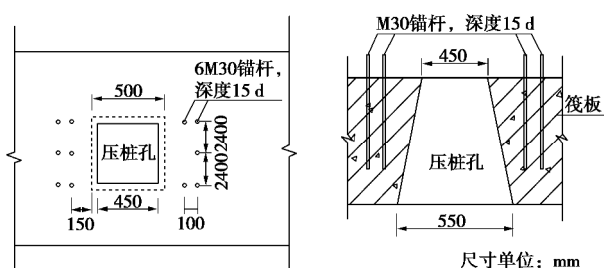


图 4 压桩孔与锚杆布置图

Fig. 4 Arrangement of hole and anchor-jacked pile

2.5 桩顶与筏板的连接

钢管桩通过预埋的压桩孔压入设计标高后,需进行封孔,实现桩与筏板的连接。桩顶嵌入筏板内 100 mm,钢管桩压至设计标高后,在钢管桩内回填细砂至离桩顶 6 m 标高处,并在桩头埋设钢筋笼,钢筋笼下部插入钢管桩 2.0 m,上部锚入筏板内,然后清理压桩孔和孔壁,浇筑 C45 微膨胀早强混凝土于钢管桩内和压孔内。

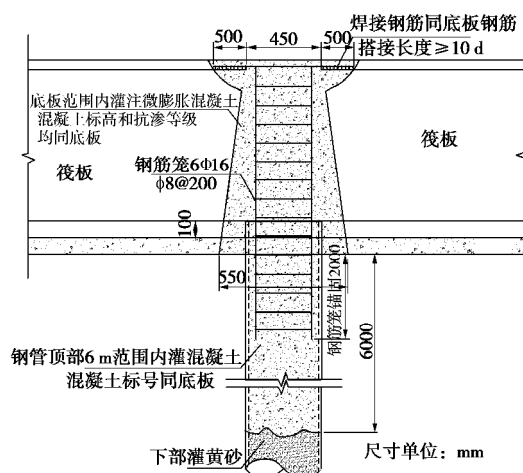


图 5 桩顶与筏板连接节点

Fig. 5 Connection node between pile top and raft

2.6 筏板与基础梁的连接

基础梁与新增筏板的连接是保证钢管桩发挥作用的传力关键节点。本工程采用在基础梁上化学植筋和设置剪力槽的方式,实现筏板与基础之间的剪力和弯矩的传递。先对基础梁立面凿毛,并在中间位置凿出剪力槽,然后钻孔、清孔后进行化学植筋、对基础梁侧面浮灰进行清除并涂界面剂,筏板钢筋绑扎完毕后浇筑筏板。

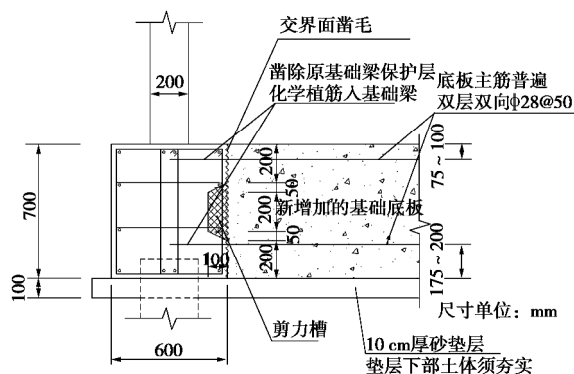


图 6 筏板与基础梁连接节点

Fig. 6 Connection node between existing foundation beam and raft

3 锚杆静压桩施工

3.1 总体流程与施工分区

本工程地基加固总体流程如下:

凿除室内地坪(或首层结构楼板)→清除覆土→

对基础梁与筏板界面进行处理（凿毛、开槽、化学植筋）→绑扎筏板钢筋、预留压桩孔、预埋锚杆螺栓→浇筑筏板→安装反力架吊桩入位、压桩施工→记录压桩力与深度→接桩→压桩施工→达到设计要求→截桩头、焊接交叉钢筋、清理压桩孔、清洗孔壁→浇灌微膨胀早强混凝土封桩。

上述施工流程应根据施工作业的分区逐步开展。考虑到本工程结构与荷载的对称性，作业面应尽量对称。原则上总的分区数不应少于 3 个，每个分区在东西对称位置皆有一个作业面，见图 7。按①→②→③的顺序先后施工。

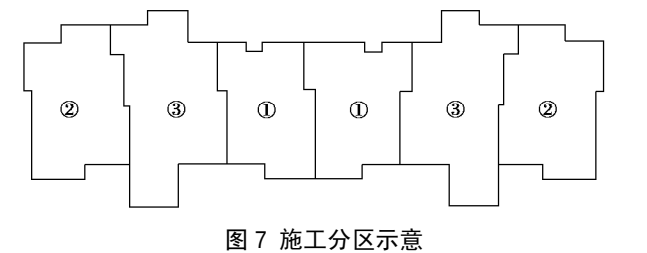


图 7 施工分区示意

3.2 施压桩

正式施工前，为了调试压桩设备、获取现场施工参数，开展了 2 组试压桩试验。室内净高 2.5 m，施工高度 5 m，施工开间为 2.0 m。两根试桩均压至设计标高，终压力分别为 2453 kN 和 2551 kN。图 8 所示为 2 根试桩的入土深度与压桩力的关系曲线。

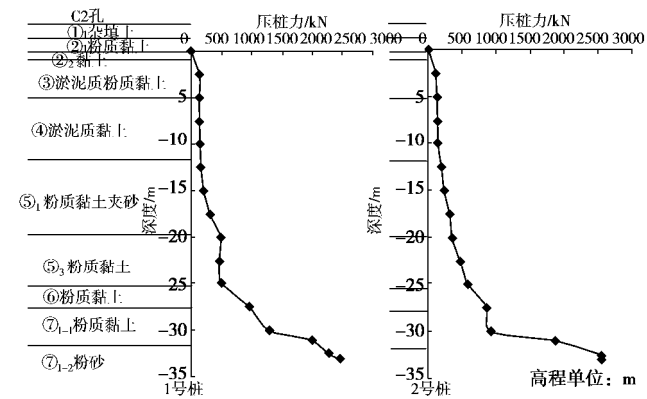


图 8 试压桩压桩力曲线

图上可以看出，在钢管桩进入⑥粉质黏土层前，压桩力均较小，在 500 kN 以内；当钢管桩进入⑥粉质黏土层后，压桩力增加明显，特别是进入⑦层后，压桩力陡升，这与土层特性是直接相关的。

施压桩满足设计要求后，开展了大面积的锚杆静压桩的施工，所有锚杆静压桩压桩力曲线（图 9）与图 8 所示的压桩力曲线基本一致，终压力约 2500 kN，满足设计要求。

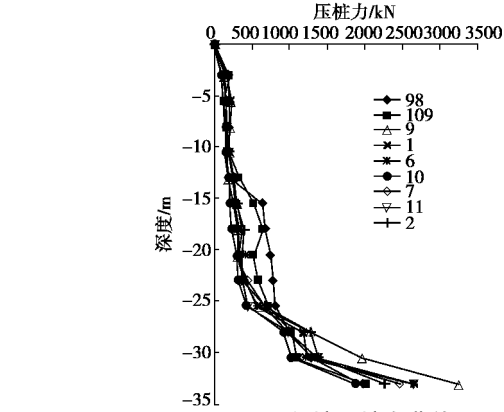


图 9 Relationship between pressure and pile length

4 结 语

由于施工设备简单、施工速度快捷，适用于低净空条件，锚杆静压桩技术在既有建筑的加固、纠偏等方面应用越来越多。本文详细介绍了锚杆静压桩技术在上海某 13 层建筑地基加固中的应用。在设计方面包括单桩设计、群桩布置、筏板设计、桩顶与筏板的连接节点、筏板与既有基础梁的连接节点等。通过试压桩试验及后续大量的工程桩施工过程中的监测表明，锚杆静压桩的设计、施工满足承载力设计要求。

目前该项目已投入使用多年，基础最大沉降约 10 mm、建筑最大倾斜率 0.8‰，均满足设计要求，表明锚杆静压桩的使用达到了预期效果。

参考文献：

[1] 贾 强, 应惠清, 张 鑫. 锚杆静压桩技术在既有建筑物增设地下空间中的应用[J]. 岩土力学, 2009, 30(7): 2053 - 2057. (JIA Qiang, YING Hui-qing, ZHANG Xin. Construction of basement in existing buildings by static bolt-pile[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, 30(7): 2053 - 2057. (in Chinese))

[2] 邱 磊. 既有建筑采取锚杆静压桩结合堆载压重综合纠偏方法的研究[D]. 武汉: 武汉科技大学, 2011. (QIU Lei. The comprehensive correcting method research of existing building with anchor static pile combined with surcharge preloading[D]. Wuhan: Wuhan University of Science and Technology, 2011. (in Chinese))

[3] 刘毓毓, 陈福全. 锚杆静压桩在危险建筑物加固中的应用研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(1): 130 - 132. (LIU Yu-chuan, CHEN Fu-quan. Application research on static bolt-pile reinforcement for dangerous building[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2002, 21(1): 130 - 132. (in Chinese))

(本文责编 胡海霞)

DOI: 10.11779/CJGE2017S2041

与上部建筑结合的地下变电站转换结构分析与设计

苏银君^{1,2}, 姜波³, 翁其平^{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;
3. 上海电力设计院有限公司, 上海 200025)

摘要: 虹杨变电站是与上部建筑结合的深埋地下变电站, 能够很好地解决城市用电问题和土地使用紧张问题之间的矛盾, 但其在电力系统的应用及研究较少, 面临新的挑战, 包括上下建筑的协调与转换、转换结构的抗震与防连续倒塌等安全性问题。对比了各种转换结构类型, 选择了厚板转换形式, 并采用有限元软件对其受力和变形进行了精细分析。在抗震方面, 采用振型分解反应谱法, 建立了虹杨变电站地上、地下结构的整体三维有限元模型, 考虑土的弹性约束影响, 考虑水平和竖向地震力, 进行了抗震性能设计, 得到了地震作用下上下结构的共同作用及转换厚板的应力变形规律, 指导了本工程转换厚板的抗震设计。

关键词: 地下变电站; 上部建筑; 转换; 抗震; 防连续倒塌

中图分类号: TU463 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)S2-0166-05

作者简介: 苏银君 (1984-), 男, 江苏南通人, 本科, 主要从事建筑结构的设计与研究工作。E-mail: suyinjun163@sina.com。

Analysis and design of conversion structure of an underground substation combined with superstructure

SU Yin-jun^{1,2}, JIANG Bo³, WENG Qi-ping^{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; 3. Shanghai Electric Power Design Institute Co., Ltd., Shanghai 200025, China)

Abstract: Hongyang Substation is combined with the upper part of the building of deep buried underground substation, and it can well solve the contradictions between urban electricity and land use tension. However, in power system application, there are fewer researches, and new challenges occur, including coordination and conversion of upper and lower structures, seismic resistance of conversion structure and anti-progressive collapse and other security issues. Various kinds of structure types are compared, and the form of thick plate is selected. The stress and deformation are analyzed by using the finite element software. The whole three-dimensional finite element model of the ground and underground structure of the substation is established by using the mode decomposition response spectrum method. Considering the influences of elastic constraint, horizontal and vertical seismic forces, the seismic performance is designed, and the joint action of the upper and lower structures and the stress and deformation rules of the plate are obtained.

Key words: underground substation; superstructure; conversion; resistance; anti-progressive collapse

0 引言

近年来,随着中国城市化建设的加快,城市用电量快速增长与城市土地面积的日益紧张,越来越多的地下变电站将与上部建筑相结合进行建造。但是相比于地上变电站或纯地下变电站,有上部结构的地下变电站的受力性能变得更加复杂:①由于上下的使用功能不同,地下变电站的柱网通常很大,而上部结构的柱网普遍较小,上下结构的柱网无法很好的协调一致,

所以必须选择合适的转换形式,才能较好的协调上下结构的受力和变形;②在地震作用下,上部结构所受地震力通常较大,而地下室受地震作用较小,一般不受地震作用控制,但是本工程属于重要建筑,对安全要求很高,尤其是转换层作为上部结构的嵌固端,其抗震能力关系到上下结构的安全,所以应对地震作用对转换结构的影响加强分析计算。

1 工程概况

虹杨 500 kV 变电站工程位于上海市区东北部逸仙路以东、小吉浦河以西、三门路以南、政立路以北的一块典型软土地基上。工程结构形式为地下三层框架-剪力墙结构变电站, 地下建筑边长为 68.4 m×166 m, 埋置深度约 24 m, 地上为三栋六层(含±0.0 m 标高以下夹层) 框架结构生产管理用房, 总高约 24 m。上下结构需在 -2.1 m 标高通过转换层结构过渡(图 1)。

地下室框支柱为与逆作阶段钢管混凝土芯柱相结合的外包钢筋混凝土方柱, 截面宽度由轴压比控制, 为 1000, 1350, 1600 mm; 地上框架柱为钢筋混凝土矩形柱, 截面宽度约为 800 mm。地下室周边采用 1200 mm 厚“两墙合一”地下连续墙, 作为基坑逆作阶段围护墙, 内设 1000 mm 钢筋混凝土内衬墙, 二者共同作为正常使用阶段的地下室外墙。



图 1 虹杨 500 kV 变电站结构剖面图

Fig. 1 Structural profile of Hongyang 500 kV Substation

2 转换层结构选型

从图 1 可知, 上下结构的柱网均无法连续, 所以必须在地下室顶板进行转换, 目前较为常见的转换形式有梁式转换、桁架转换、厚板转换等。

梁式转换受力性能较好、自重较轻、构造简单、施工较方便, 最为常用。但当跨度较大, 上部结构荷载较大时, 将导致梁截面很大, 占用太多建筑净空。且上部柱网布置与地下室柱网不对齐, 转换梁布置困难, 存在二次或三次转换, 增加了力的传递途径和节点构造难度。桁架转换利用转换层上下楼盖处的结构梁作为上下弦杆, 附以转换层内腹杆, 从而形成刚接桁架, 能提供很大的刚度来进行结构转换, 能充分利用构件的截面承载力和材料特性, 适用于转换跨度较

大的情况。但转换桁架的布置也会受到上下结构柱网的限制, 且上下弦杆和节点的设计和施工比较复杂。结合本工程上下柱网错位较多的实际情况, 以上几种转换类型均不太适用。

厚板转换可不受上下结构柱网错开或布置不规则的限制, 同时, 厚板本身的抗剪切、抗冲切承载力较高, 其平面内外刚度较大, 可较好地控制变形。①因地下室有足够数量和刚度的混凝土内外墙, 对转换层可能产生的薄弱层效应有很好的控制作用; ②转换厚板相对于梁式转换刚度更大, 对上部结构的嵌固作用更强; ③转换厚板的重量增加对地震效应的影响, 也因转换位于地下室顶板, 受到地下室外墙及土体的约束, 而使其不利影响变得有限; ④因桩以抗浮为主, 转换厚板重量的增加有利于减少抗拔桩的数量; ⑤有利于上下部框架柱在转换层的锚固构造简化及施工便利; ⑥有利于逆作法作为水平支撑体系控制基坑的变形; ⑦有利于降低支模难度, 提高施工工效; ⑧有利于增加地下建筑的净高; ⑨有利于增加结构的冗余度, 防止地下结构的在地震及偶然荷载作用下的连续倒塌。

综合考虑上述各转换结构的优缺点, 并结合本工程自身特点, 最终决定采用厚板转换形式。

3 转换厚板分析模型

本工程采用高层建筑结构空间有限元分析与设计软件 PKPM 及 YJK 程序建立整体分析模型进行计算(图 2), 并互相校核, 采用 SLABCAD 及 YJK 厚板有限元分析进行厚板局部计算。

梁、柱采用空间杆单元, 剪力墙采用墙元(壳元)模型, 地下室楼板采用弹性板单元模拟。考虑土体对地下室的弹性约束。考虑厚板面外的变形, 转换厚板定义为弹性板 3, 这样才能把上部结构、厚板、下部结构的变形、传力等计算合理。

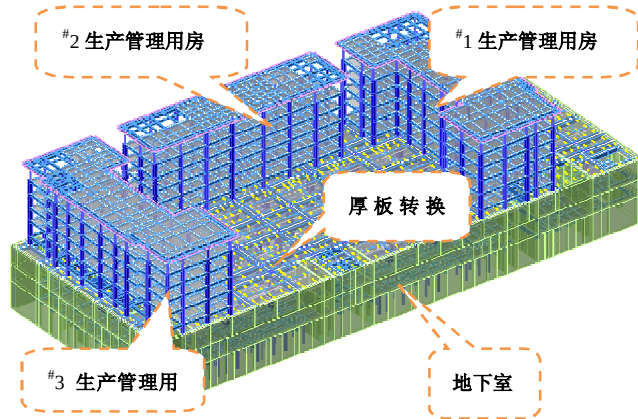


图 2 虹杨 500 kV 变电站结构模型图

Fig. 2 Structural model for Hongyang 500 kV Substation

地震工况: 抗震设防类别乙类, 设计使用年限 100 年, 抗震设防烈度为 7 度 (0.10g), IV 类场地, 场地特征周期 T_g 为 0.9 s, 阻尼比为 0.05。地下结构多遇地震下抗震等级: 转换板柱二级、墙一级。转换厚板为大跨度结构, 计入竖向地震作用。结构竖向地震作用效应标准值采用振型分解反应谱法进行计算, 竖向地震影响系数按上部结构水平地震影响系数最大值的 65% 采用。

地下室顶板室外区域考虑 1.8 m 厚覆土, 20 kN/m² 的消防车荷载及 10 kN/m² 的绿化荷载, 室内考虑 5 kN/m² 的使用活载。混凝土强度等级取 C40, 钢筋取 HRB400 级。

由于转换结构是复杂的三维空间受力体系, 在竖向荷载、风荷载、水平及竖向地震作用下受力复杂。所以本工程结构分析应满足以下要求:

(1) 结构分两步走, 即三维空间整体计算及采用有限元法补充局部计算。整体分析采用转换层设置虚梁或暗梁的分析方法, 局部补充计算采用连续体有限元法对转换厚板进行精细化分析。

(2) 由经验及实际计算过程可知, 每一个软件都有一些局限性, 所以对于复杂结构应采用多个不同计算模型的软件分析, 以避免单一模型带来的差错。

(3) 地震作用计算时宜同时考虑双向水平地震、竖向地震、偶然偏心及扭转耦连。

(4) 由于本工程厚板转换结构属于超限结构, 在多遇地震 (小震) 作用下按结构弹性状态下计算得到的结果可能不满足罕遇地震作用下的弹塑性变形要求, 所以需对变电站地下结构进行设防地震 (中震) 和罕遇地震 (大震) 下的性能设计 (表 1), 验算其构件承载力及结构变形, 以使其在设防地震下可安全使用, 在罕遇地震下能满足抗震变形验算的要求。

(5) 采用等效线性方法或弹塑性静力分析方法验算大震下薄弱层弹塑性层间位移角不超过 1/250。由于篇幅限制, 本文不做详述。

表 1 地下室结构抗震性能目标

Table 1 Seismic performance objectives of basement structures				
结构抗震性能水准	宏观损坏程度	损坏部位 关键构件、普通竖向构件	层间位移角限值	
小震	1	完好	无损坏 (抗剪、抗弯弹性)	远小于 1/1000
中震	2	基本完好	无损坏 (抗剪、抗弯弹性)	1/1000
大震	4	中度损坏	转换板柱轻度损坏 (抗剪、抗弯不屈)	1/250

4 整体分析及转换厚板承载力分析

4.1 模型整体指标

本工程分别采用 PKPM-SATWE 及 YJK 计算的指标详见表 2, 对比可知, 两个软件计算结果较接近。根据计算结果, 地上框架结构位移角均小于 1/550, 满足规范要求。剪重比满足规范大于 2.2 的要求。

表 2 整体 SATWE 与 YJK 结果比较

Table 2 Comparison of overall results between SATWE and YJK				
整体 SATWE 与 YJK 结果比较转换板厚 1200 mm		SATWE		YJK
		x 向	y 向	x 向 y 向
最大层间 位移角 (地上)	地震作用	1/630	1/653	1/625 1/651
	风荷载	1/3125	1/3759	1/3124 1/3758
	总剪力/kN	154796	169112	136148 145215
	剪重比/%	6.82	7.45	6.00 6.40
地震作用		总弯矩 (kN·m)		2746256 2940811 2584923 2715959
总重量/kN		2269420		2267170

对于地下室能否作为上部结构的嵌固端, 最重要的指标就是上下层的剪切刚度比, 按《抗规》6.1.14 条规定, 结构地上一层的侧向刚度, 不宜大于相关范围地下一层侧向刚度的 0.5 倍。刚度计算方法因转换层设置在首层, 所以按《高规》附录 E.0.1 等效剪切刚度比计算:

$$g_{e1} = \frac{G_1 A_1}{G_2 A_2} \times \frac{h_2}{h_1} \quad (1)$$

本工程因上部结构有 3 栋, 3 栋地上结构和地下室整体建模的模型中, 刚度比结果为上面某个单体与全部地下室的比值, 没有参考价值, 所以必须按分拆的模型进行计算, 仅考虑上部结构投影范围以外 2 跨之内的地下室刚度。以#1 为例, 因地下室墙柱截面较大, 地上柱截面相对较小, 所以此刚度比最大为 0.0824 < 0.5, 满足规范要求, 且有充分的安全度。

4.2 厚板抗冲切计算确定板厚

一般情况下, 无梁楼板的厚度由抗冲切承载力控制, 本工程作为托柱转换板结构, 也需重点复核其抗冲切承载力是否满足要求。

转换厚板的抗冲切按下式计算:

$$t_{max} = \frac{F_l}{u_m h_0} + \frac{a_s M_{unb} c_{AB}}{I_s} \quad (2)$$

$$t_{max} \leq 0.7 \left(0.4 + \frac{1.2}{b_s} \right) b_{hp} f_t \quad (3)$$

式中 t_{max} 为冲切临界截面上最大剪应力 (kPa), F_l 为相应于作用的基本组合时的冲切力 (kN), u_m 为距柱边缘不小于 $h_0/2$ 处冲切临界截面的最小周长 (m); h_0 为筏板的有效高度 (m), M_{unb} 为作用在冲切临界截面重心上的不平衡弯矩设计值 (kN·m), c_{AB} 为沿弯矩作用方向, 冲切临界截面重心至冲切临界截面最大剪应力点的距离 (m), I_s 为冲切临界截面对其重心的极

惯性矩 (m^4), β_s 为柱截面长边与短边的比值, 当 $\beta_s < 2$ 时, β_s 取 2, 当 $\beta_s > 4$ 时, β_s 取 4; β_{hp} 为受冲切承载力截面高度影响系数, 当 $h \leq 800 \text{ mm}$ 时, 取 $\beta_{hp} = 1.0$; 当 $h \geq 2000 \text{ mm}$ 时, $\beta_{hp} = 0.9$; f_t 为混凝土轴心抗拉强度设计值 (kPa); α_s 为不平衡弯矩通过冲切临界截面上的偏心剪力来传递的分配系数。

从整体模型中选出地上结构最大柱底轴力对应的 #2 楼 44 号柱, 柱底组合内力设计值为: 弯矩 $M_x = 1000 \text{ kN}\cdot\text{m}$, 弯矩 $M_y = 640 \text{ kN}\cdot\text{m}$, 轴力 $N = 9458 \text{ kN}$ 。楼板厚度取 1200 mm , 混凝土等级 C40, 保护层厚度取 30 mm , 上柱截面取 $750 \text{ mm} \times 750 \text{ mm}$ 。

转换厚板混凝土抗冲切承载力为 1157.10 kPa 。

冲切临界截面上的剪应力最大值 $t_{\max}$ 为 $1115.2 \text{ kPa} \leq 1157.1 \text{ kPa}$

由以上验算结果, 板厚 1200 mm 可满足冲切要求。

4.3 转换厚板有限元内力及配筋计算

采用 SLABCAD 及 YJK 软件对转换厚板进行有限元内力分析。转换厚板在组合荷载工况下的内力计算结果详见图 3, 4。

基本组合作用下, 考虑对应力集中的削峰处理, 1200 厚转换厚板中最大弯矩设计值达 $7336.7 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$, 此弯矩位于柱节点处, 计算得该处的暗梁配筋为 14205 mm^2 , 每米实配 2432 (配筋值为 19296 mm^2), 满足要求。

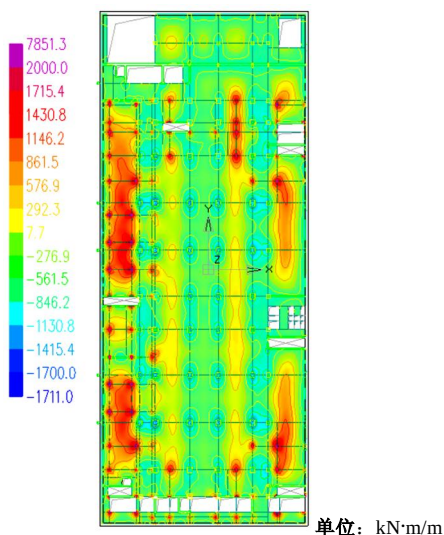


图 3 组合荷载顶板弯矩 M_x

Fig. 3 Bending moment of basement roof under combined load M_x

4.4 转换厚板防连续倒塌验算复核暗梁配筋

为防止厚板转换层连续倒塌, 应加大贯通中柱的暗梁纵筋截面面积、加大配箍率及加强暗梁钢筋锚固。

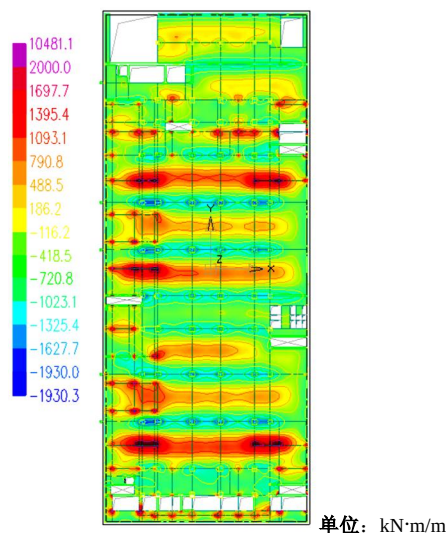


图 4 组合荷载顶板弯矩 M_y

Fig. 4 Bending moment of basement roof under combined load M_y

为防止无柱帽时楼板在柱边开裂后楼板的脱落, 沿两个主轴方向通过柱截面的板底连续钢筋的总面积, 应符合下列要求:

$$A_s \geq N_G / f_y \quad (4)$$

式中 N_G 为在本层楼板重力荷载代表值 (8 度时尚宜计入竖向地震) 作用下的柱轴压力设计值; f_y 为梁纵筋抗拉强度设计值; A_s 为板底连续钢筋总截面面积。

通过柱截面的厚板暗梁钢筋验算结果: 板上恒载: 36 kN/m^2 , 板自重: 30 kN/m^2 , 使用荷载: 10 kN/m^2 , 在本层楼板重力荷载代表值作用下柱轴力设计值: 10650 kN , 通过柱截面板底连续钢筋单侧截面面积 (式 4): 9861 mm^2 。

5 结 语

本文首先针对虹杨 500 kV 地下变电站上下柱网不对齐的主要特点, 对多种转换形式受力性能进行了比较, 确定出最合适本工程的厚板转换类型。其次, 采用有限元软件建立整体模型, 考虑各种不利工况, 对地下转换结构进行抗震性能设计, 分析了整体结构变形及内力指标、验算了作为上部结构嵌固端的厚板承载力和变形、楼板对上柱抗冲切承载力等方面, 确定了转换层最合适板厚及配筋。最后, 对厚板的防连续倒塌性能进行了验算。计算表明, 本工程厚板转换的选型和受力是安全的。

转换厚板运用于变电站工程还不太常见, 但其独特的优势可以很好解决上下结合地下变电站的转换问题, 只要充分考虑各种不利因素, 同时在构造上加强措施, 完全能够保证整体结构的受力安全, 可为后续类似的上下结合的变电站工程的设计应用提供参考。

参考文献:

- [1] 李 锋. 地下变电站与上部建筑相结合的结构设计[J]. 现代物业新建设, 2012, **11**(5): 64 - 65. (LI Feng. Structural design of underground substation combined with superstructure[J]. Modern Property Management, 2012, **11**(5): 64 - 65. (in Chinese))
- [2] 杨宏钦. 地下变电站与上部建筑相结合建造的转换层结构设计[J]. 上海建设科技, 2011(2): 8 - 9. (YANG Hong-qin. Design of transfer floor structure constructed by underground substation and superstructure[J]. Shanghai Construction Science & Technology, 2011(2): 8 - 9. (in Chinese))
- [3] 文 波. 西安地铁 330 kV 地下变电站结构设计及施工方法研究[J]. 建筑结构, 2013, **43**(7): 65 - 68. (WEN Bo. Study on structural design and construction of 330 kV underground substation in Xi'an metro[J]. Building Structure, 2013, **43**(7): 65 - 68. (in Chinese))
- [4] 扶长生. 钢筋混凝土转换厚板的抗震设计[J]. 建筑结构, 2010, **40**(8): 57 - 63. (FU Chang-sheng. Seismic design of reinforced concrete flat slab-type transfer structure[J]. Building Structure, 2010, **40**(8): 57 - 63. (in Chinese))

(本文责编 胡海霞)

DOI: 10.11779/CJGE2017S2042

黄河冲积平原 PHC 管桩双桩水平承载性能现场试验研究

亓 乐¹, 宋修广^{2,3}, 张宏博^{2,3}, 周志东^{2,3}, 岳红亚^{2,3}

(1. 山东电力工程咨询有限公司, 山东 济南 250013; 2. 山东大学土建与水利学院, 山东 济南 250061;

3. 山东省路基安全工程技术研究中心, 山东 济南 250061)

摘 要: 目前规范中管桩的水平承载设计仍参考普通灌注桩, 造成设计偏于保守。为了揭示管桩双桩在水平荷载下的承载机理及群桩效率综合系数的安全储备值, 结合黄河冲积平原某工程进行了现场试验。结果表明: 管桩双桩承载力试验值大于规范计算结果, 得到的群桩效率系数是规范法计算值的 1.20~1.35 倍。研究成果可为今后同类地区水平承载管桩的设计工作提供参考依据。

关键词: 管桩; 双桩; 水平承载; 现场试验; 群桩效应系数

中图分类号: TU473

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)S2-0171-04

作者简介: 亓 乐(1981-), 男, 山东淄博人, 博士, 高级工程师, 主要从事电力工程勘察和地基处理等领域的科研工作。E-mail: qile@sdepci.com。

Field tests on bearing behavior of double pipe piles under horizontal load in Yellow River alluvial plain

QI Le¹, SONG Xiu-guang^{2,3}, ZHANG Hong-bo^{2,3}, ZHOU Zhi-dong^{2,3}, YUE Hong-ya^{2,3}

(1. Shandong Electric Power Engineering Consulting Institute Ltd, Jinan 250013, China; 2. School of Civil Engineering, Shandong

University, Jinan 250061, China; 3. Shandong Engineering & Technology Research Center for Subgrade Safety, Jinan 250061, China)

Abstract: During the past decades, the design of horizontal bearing pipe piles has still referred to that of bored piles, as a result, the conservative design has been found frequently. In order to get the bearing mechanism and pile group effect coefficient of double pipe piles under horizontal load, field tests are carried out. The test results show that the bearing capacity of double piles are larger than the calculated results from the China's Technical Code for Building Pile Foundations. The Coefficients of pile group effect of model tests are approximately 1.20 to 1.35 times than the calculated results from the Code. The research results are useful for the design of pipe piles under horizontal load in the same areas.

Key words: pipe pile; double piles; horizontal bearing capacity; field test; coefficient of pile group effect

0 引 言

预应力混凝土管桩在港口、岸坡、高桩码头、大跨度桥梁、电厂冷却塔、海洋平台等工程中主要承受水平向荷载作用。中国的设计规范中关于水平荷载作用下桩基的计算主要采用 m 法^[1-2], 设计依据是单桩水平承载试验的结果。单桩水平承载试验一般是基于顶端自由、尽量接近地表、试验桩与锚桩距离较大等条件开展工作。而实际工程桩多以群桩形式存在, 桩基锚入基础承台且承台刚性较大, 建构基础埋置较深。因此试桩的水平承载设计与实际工程桩受力状态有一定的差别, 没有充分考虑桩基顶端的承台约束、打桩后桩间土的挤密作用、桩基顶端土质与试验条件的约束差别、承台侧回填土的约束、群桩的相互影响因素等, 工程桩设计相对比较保守。

岳红亚等^[3]、宋修广等^[4]对群桩的水平承载特性

进行了数值分析, 刘汉龙等^[5-6]对 PCC 单桩进行过现场水平试验, 卢成原等^[7]对双桩支盘桩进行了室内模型试验, 但是关于 PHC 管桩群桩的现场试验研究成果较少。

为充分发挥预应力混凝土管桩的承载特性, 确定群桩水平承载力的安全储备, 优化完善桩基设计计算理论及方法, 进行了现场管桩双桩的水平承载试验, 深入研究管桩基础在水平荷载作用下工作性状, 并确定规范计算群桩效率综合系数的安全储备值, 为工程设计阶段群桩水平承载力的合理取值及设计优化提供依据。

1 试验场地工程地质条件

试验现场位于黄河下游冲积平原某电厂工程, 厂

表 1 地基土的主要物理力学性质指标

Table 1 Physical and mechanical parameters of ground soils

地层名称	含水率 w/%	重度 g /($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	孔隙比 e_0	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $j/(^\circ)$	压缩模量 E_s/MPa	标贯击数 /击	侧阻力 f_s/MPa	锥尖阻力 q_c/kPa
②粉土	28.4	19.3	0.755	24	22.9	16.8	4.2	1.986	44.7
③粉质黏土	28.2	19.3	0.767	14	13.2	8.3	4.4	0.896	27.2
④粉土	24.9	19.6	0.678	23	26.2	20.8	8.2	2.665	41.3
④ ⁻¹ 粉质黏土	39.1	18.1	1.038	19	16.0	8.6	4.8	1.092	22.2
⑤粉土	23.9	19.6	0.673	23	28.2	19.9	21.8	10.912	152.4
⑥粉质黏土	22.9	20.1	0.623	22	17.5	10.1	6.3	1.262	38.9
⑦粉土	16.5	20.1	0.532	26	30.4	28.9	21.3	9.107	169.1
⑧粉质黏土	24.9	20.0	0.652	66	11.2	12.3	14.6	2.285	86.8
⑨ ⁻¹ 粉土	24.3	19.7	0.667	8	24.8	16.2	24.8	6.636	150.9
⑨粉砂	20.5	18.5	0.716	/	26.8	22.4	59.9	23.300	328.5

址区上部土层工程性质较差，承载力仅为 90~120 kPa，且粉土层在地震烈度达 7 度时产生液化，承载能力及抗变形能力不能满足主要建筑物对地基强度的要求，需采用桩基并以⑨层粉砂作为桩基持力层。各地层岩性主要特征及分布规律如下：①杂填土：主要成分为灰渣、粉煤灰及少量碎石、砖块等，松散，厚度 0.90 m。②粉土：稍密，层厚 1.50 m。③粉质黏土：可塑状态为主，局部软塑状态，层厚 2.40~3.50 m。④粉土：稍密，厚度 3.30~4.00 m。⑤粉土：中密，局部相变为粉砂，厚度 3.20~4.70 m。⑥粉质黏土：可塑状态，厚度 1.40~3.30 m。⑦粉土：中密，饱和。该层以粉土为主，局部相变为粉砂，层厚 3.65~4.15 m。⑧粉质黏土：可塑—硬塑状态，厚度 3.50~6.20 m。⑨粉砂：密实，饱和，厚度 7.50~10.90 m。⑩粉质黏土：硬塑状态，最大揭露厚度 8.40 m。

各地层的基本物理力学指标见表 1，其中含水率试验采用烘干法；密度试验采用环刀法；剪切试验采用快剪法；固结试验采用标准固结试验法，稳定标准每 1 小时变形量≤0.01 mm，等级分别采用 50，100，200，400 kPa。

2 现场试验方案设计

本次进行了 3 组单桩的水平荷载试验，并结合工程桩进行了 2 组群桩承台的水平荷载试验。试验按检测规范^[8]的要求进行，加载方法为慢速维持荷载法。相邻工程桩提供反力，千斤顶施加水平推力。通过在桩顶安设量测仪表，监测其在各级水平荷载下的位移，并依此确定桩顶位移与水平荷载的关系，确定管桩的水平承载力。

2.1 试验桩

采用的试验桩型号为 PHC-AB-600-130-25，预应

力管桩类别为 AB 桩，外径为 600 mm，壁厚 130 mm，桩长为 25 m。

2.2 加载及反力系统

水平加载系统由压力传感器、油压千斤顶、传力架组成（图 1）。千斤顶最大加载 100 t，使用油泵控制器控制加载，以压力传感器测读压力。千斤顶作用力水平通过桩身轴线，为防止作用点处产生应力集中导致局部挤压破坏，须用钢垫块进行局部补强。试验反力系统由相邻工程桩的基础承台提供。



(a) 单桩 (b) 双桩

图 1 试验装置图

Fig. 1 Devices of pile tests

2.3 测试系统

水平位移量测系统主要包括位移的量测仪表和基准梁（图 2）。在群桩承台背面面的对称位置上下设置机械式千分表，千分表通过基准梁固定。测量数据由试验人员读取，试验仪器均由国家计量部门进行检定，并在运行周期内。其中基准桩应设置在试验桩及结构反力影响范围之外。

2.4 试验加载方法

根据勘察资料，预估单桩最大荷载。加载时取预估最大荷载的 1/10~1/15，作为每级荷载的加载增量（表 2）。



图 2 量测系统
Fig. 2 Measuring system

表 2 水平加荷分级

Table 2 Grades of horizontal loading		(kN)						
工况	级数	1	2	3	4	5	...	20
单桩 600 mm	荷载 /kN	10	20	30	40	50	...	200
群桩 1×2-4D		40	80	120	160	200	...	800
群桩 2×1-4D		40	80	120	160	200	...	800

群桩试验中： $m \times n$ 中的 m 为垂直荷载方向列数， n 为沿荷载方向排数，4D 代表桩间距 4 倍桩径。

本次试验采用慢速维持荷载法，加载时，每级荷载维持 20 min，间隔 5 min 测读一次；卸载时，每级卸载量为加载量的 2 倍，每级荷载维持 10 min，间隔 5 min 测读一次；卸到零载时，维持 30 min，间隔 10 min 测读一次。

本次群桩试验所选桩为工程桩，为了保证桩体不被破坏，不影响到试验桩以后的使用，因此，本次加载的水平位移控制为 6~10 mm。

3 管桩水平荷载试验结果分析

由于现场群桩试验桩为工程桩，加载到第 10 级时便停止加载，而此时桩顶最大位移未达到 10 mm，因此分析实测与规范法的群桩效应综合系数时，采用 6 mm 水平位移对应荷载。

3.1 单桩试验结果分析

根据图 3 单桩水平静载试验的水平荷载 - 位移曲线可知，随着荷载的增大，位移曲线最初呈线性，然后曲线斜率逐渐增大在临界荷载处出现拐点。6 mm 位移对应的水平承载力为 80 kN，10 mm 对应的水平承载力为 108 kN，其对应的水平承载力特征值分别为 60，81kN。根据规范公式推算得地基土抗力系数的比例系数 m 为 12.8 MN/m⁴（桩顶允许位移 6 mm），9.0 MN/m⁴（桩顶允许位移 10 mm）。

由图 4 单桩试验的水平荷载 - 位移梯度曲线可知，随着水平荷载的增大，位移梯度曲线最初呈线性，然后曲线斜率逐渐增大在临界荷载和极限荷载处出现拐点。其中，临界荷载为 80 kN，极限荷载为 130 kN。

3.2 双桩试验结果分析

图 5 为 1×2-4D 双桩水平荷载 - 位移曲线，考虑

现场试验桩为工程桩，以及位移计和千斤顶等各方面因素，加载到第 10 级时即停止加载，根据计算得桩顶最大水平位移为 7.66 mm，6 mm 位移对应的水平承载力为 350 kN。

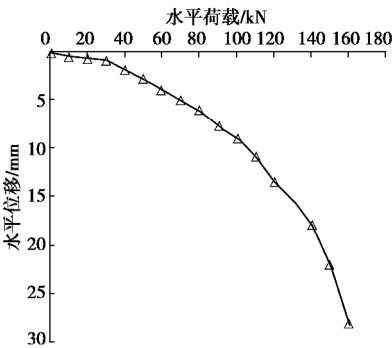


图 3 单桩水平荷载 - 位移曲线

Fig. 3 Horizontal load-displacement curves of single pile

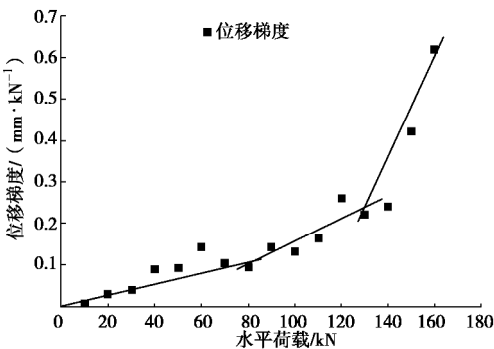


图 4 单桩水平荷载 - 位移梯度曲线

Fig. 4 Load-displacement gradient curves of single pile

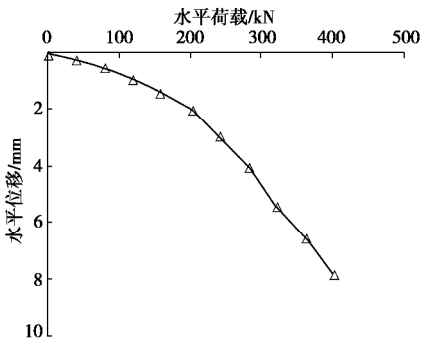


图 5 1×2-4D 双桩水平荷载 - 位移曲线

Fig. 5 Horizontal load-displacement curves of double piles (1×2-4D)

图 6 为 2×1-4D 双桩水平荷载 - 位移曲线，根据计算得桩顶最大水平位移为 6.35 mm，6 mm 位移对应的水平承载力为 389 kN。

3.3 布桩形式对群桩效应的影响分析

根据现场具体试验条件，群桩承台侧向无填土，因此本次试验主要对桩的相互影响系数和承台底摩阻效应系数对群桩效应综合系数的影响进行分析、探讨，而未考虑承台侧向土水平抗力效应系数。

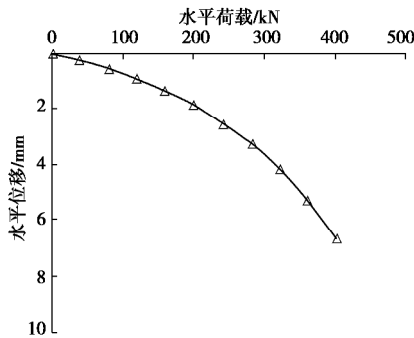


图 6 2×1-4D 双桩水平荷载 - 位移曲线
Fig. 6 Horizontal load-displacement curves of double piles (2×1-4D)

由表 3 可知：①现场实测群桩效应综合系数为规范推荐方法所得结果的 1.2~1.4 倍；②现场试验实测群桩效应综合系数与规范计算结果体现的规律相一致，即沿水平荷载方向比垂直水平荷载方向的桩数的增加引起的群桩效应要更显著。

表 3 现场实测群桩效应综合系数结果

Table 3 Coefficients of pile group effect of field tests

群桩形式	6 mm 群桩 对应荷载 值/kN	6 mm 单桩 对应荷载 值/kN	规范计 算值 R_t	现场实 测值 R_c	实测值/规范 值
1×2-4D	350	80	1.62	2.19	1.350
2×1-4D	389	80	2.02	2.43	1.204

4 结 论

结合实际工程，对管桩单、群桩的水平承载特性进行了现场试验分析，得到以下 4 点结论。

(1) 单桩现场试验结果表明：在黄河下游冲积平原类似工程地质条件下，PHC-600B(130)试验管桩：6 mm 位移对应的荷载值为 80 kN，10 mm 位移对应的荷载值为 108 kN；水平临界荷载为 80 kN，水平极限荷载为 135 kN。

(2) 根据规范公式推算得地基土抗力系数的比例系数 m 分别为 12.8 MN/m⁴（桩顶允许位移 6 mm）、9.0 MN/m⁴（桩顶允许位移 10 mm）。

(3) 群桩现场试验结果表明：由于承台对管桩桩顶的嵌固效应及承台底部土体摩擦作用，群桩承载力较单桩明显增大。对于双桩基础，现场实测群桩效应综合系数为规范推荐方法所得结果的 1.20~1.35 倍；沿水平荷载方向比垂直水平荷载方向的桩数的增加引起的群桩效应要更显著。建议在群桩基础设计时可在该安全储备范围内进行适当选取，以满足设计要求。

(4) 限于现场试桩条件，未能对其它布桩型式、承台底部土压力，桩身弯矩、桩侧土压力等数据进行监测，后期将对此进行更多现场试验，并进行更深入

的分析，以确定实际工程桩在管桩水平荷载作用下的群桩效应。

参考文献：

[1] 张忠苗. 桩基工程[M]. 北京：中国建筑工业出版社，2007. (ZHANG Zhong-miao. Pile foundation engineering[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2007. (in Chinese))

[2] JGJ94—2008 建筑桩基技术规范[S]. 2008. (JGJ 94—2008 Technical code for building pile foundations[S]. 2008. (in Chinese))

[3] 岳红亚, 亓 乐, 庄培芝, 等. 群桩水平承载特性关键影响因素数值模拟研究[J]. 公路, 2015(9): 109 - 113. (YUE Hong-ya, QI Le, ZHUANG Pei-zhi, et al. Numerical simulation study on key influencing factors of horizontal load-bearing characteristics of pile group[J]. Highway, 2015(9): 109 - 113. (in Chinese))

[4] 宋修广, 岳红亚, 周志东, 等. 群桩水平承载特性数值模拟研究[J]. 铁道建筑, 2015(8): 97 - 100. (SONG Xiu-guang, YUE Hong-ya, ZHOU Zhi-dong, et al. Numerical simulation study on horizontal load-bearing characteristics of group of piles[J]. Railway Engineering, 2015(8): 97 - 100. (in Chinese))

[5] 刘汉龙, 张建伟, 彭 劼. PCC 桩水平承载特性足尺模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2009, 31(2): 161 - 165. (LIU Han-long, ZHANG Jian-wei, PENG Jie. Full-scale model test for the behavior of cast-in-place concrete large diameter pipe pile under lateral load[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, 31(2): 161 - 165. (in Chinese))

[6] 刘汉龙, 陶学俊, 张建伟. 水平荷载作用下 PCC 桩复合地基工作性状[J]. 岩土力学, 2010, 31(9): 2716 - 2722. (LIU Han-long, TAO Xue-jun, ZHANG Jian-wei, et al. Behavior of PCC pile composite foundation under lateral load [J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(9): 2716 - 2722. (in Chinese))

[7] 卢成原, 颜建华. 不同桩距支盘桩群桩水平承载性状试验研究[J]. 建筑技术, 2013, 44(4): 373 - 377. (LU Cheng-yuan, YAN Jian-hua. Experimental research on horizontal bearing performance of clustered branch piles with different spacing[J]. Architecture Technology, 2013, 44(4): 373 - 377. (in Chinese))

[8] JGJ 106—2003 建筑基桩检测技术规范[S]. 2003. (JGJ 106—2003 Technical code for testing of building foundation piles[S]. 2003. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE2017S2043

软土地区深基坑对临近地铁结构影响的实测与分析

张立明, 朱敢平, 郑习羽, 杨振丹

(天津轨道交通集团有限公司, 天津 300000)

摘要: 基于临近地铁线路的某大型深基坑工程, 对基坑设计和施工方案、施工期间地铁结构监测数据进行分析。研究表明: 面积和深度均较大的基坑进行分期实施, 可以有效控制临近地铁结构位移; 基坑开挖卸荷可能导致临近地铁结构产生较大的回弹, 并产生朝向基坑内侧的水平位移; 袖筏管注浆可以有效地控制地铁隧道结构位移, 结构产生较大位移时可适当进行纠偏; 此类工程中地铁结构产生的位移具有明显的时空效应。

关键词: 基坑; 既有地铁; 时空效应

中图分类号: TU447

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)S2-0175-05

作者简介: 张立明(1984-), 男, 博士, 高级工程师, 从事土力学及岩土工程科研工作。E-mail: tjuzlm@163.com。

Monitoring and analysis of influence of excavations on adjacent metro structures in soft soils

ZHANG Li-ming, ZHU Gan-ping, ZHENG Xi-yu, YANG Zhen-dan

(Tianjin Metro Group Co., Ltd., Tianjin 300000, China)

Abstract: Based on a large-scale excavation adjacent to metro line, the design and construction schemes and monitoring data of metro structures during construction are analyzed. Some conclusions are drawn as follows: the movement of metro structures due to the adjacent excavations can be effectively controlled by stage excavation. Considerable rebounding displacement and horizontal displacement orient to the excavations can be induced by excavation unloading. The displacement of metro structures can be effectively controlled by sleeve-valve-pipe grouting, and rectification of metro structures can be executed. The time-space effect is obvious in this kind of projects.

Key words: excavation; existing subway; time-space effect

0 引言

中国正处于城市轨道交通大发展的时代, 截至2017年初, 全国运营总里程已经超过4000 km。由于轨道交通对周边地块的带动作用, 运营或在建的地铁线路周边有很多新建的房建工程, 这些工程不可避免的对既有地铁结构造成不良影响。

国内外很多学者对于临近地铁深基坑施工问题进行过研究。张俊峰等^[1]基于土体的黏弹性本构, 并考虑土体与隧道耦合作用, 分析了由于卸荷导致的隧道变形弹性位移。Kusakabe等^[2]通过离心机试验研究了邻近基坑开挖对既有管道影响。沈辉等^[3]、高盟等^[4]基于此类工程实例对不同的施工方式和施工参数进行研究。

还有很多学者^[5-9]基于实际工程, 采用数值计算和监测的手段对临近地铁深基坑施工对既有地铁影响机理和控制措施进行研究。

本文基于天津软土地区临近运营地铁线路某大型深基坑的工程, 对基坑的整个实施过程中地铁结构的

变形及控制措施进行分析, 并对此类工程中的时空效应进行研究。

1 工程概况

1.1 项目概况

天津市某工程, 项目地下室基坑周长约为1280 m, 占地面积约88000 m²。地上含6栋30~45层塔楼, 其余为3~9层的裙房及多层建筑。

地下为整体三层地下室, 南侧局部向北回缩约25.0 m为两层地下室。南侧二层地下室坑深约11.35 m, 其余部位三层地下室坑深约15.75 m。

1.2 工程地质及水文地质情况

天津地处华北平原, 属冲积、海积低平原。场地埋深140.00 m范围内, 地基土按成因年代可分为以下11层, 按力学性质可进一步划分为23个亚层。土层

基金项目: 天津市建委科技项目(2014-9)

收稿日期: 2017-08-02

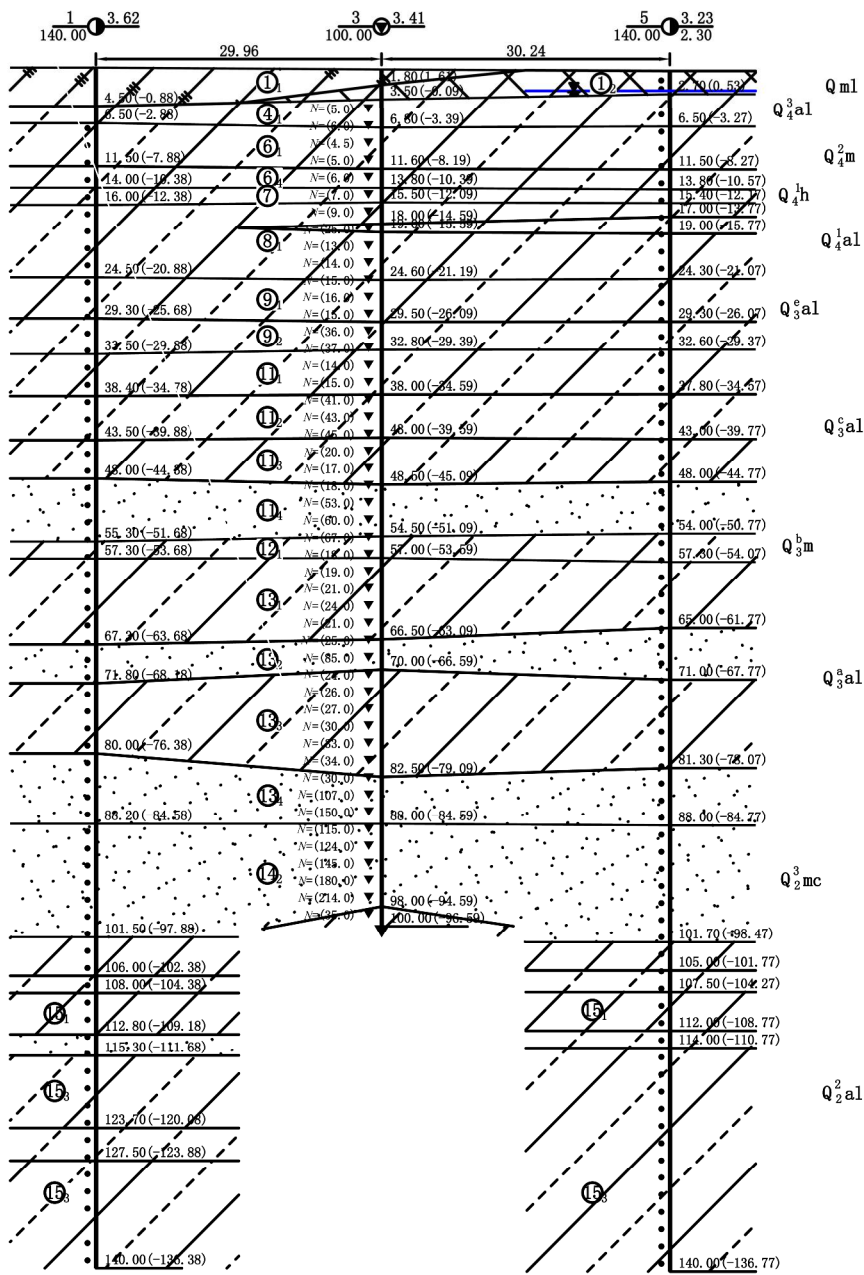


图 1 地质剖面图

Fig. 1 Geological section

分布情况见图 1。

根据地基土的岩性分层、室内渗透试验结果及区域水文地质资料，场地埋深约 60.00 m 以上可划分为 3 个水文地质段。

上层滞水含水段，不连续分布，含水层主要为人工填土层，隔水底板为④₁粉质黏土层。

潜水含水组，主要为埋深约 14.00 m 以上⑥₁粉质黏土层和⑥₄粉质黏土层。

第一承压含水层，埋深约 21.00~33.00 m，主要由⑧₂粉土层、⑨₁₋₁粉土层和⑨₂粉土层组成。第二承压含水层，埋深约 38.00~54.50 m，主要由⑪₂粉砂层

和⑪₄粉砂层组成。

1.3 基坑设计方案

本工程基坑面积约为 88000 m²，南北向、东西向长度均约为 300 m，整体地下三层，南侧局部地下二层，开挖深度最大达到 15.75 m。

地下室分三期开挖，各个区块之间采用地下连续墙分隔。前一期完成地下室顶板拆除支撑体系后，方可进行下一期地下室土方开挖，直至三期地下室施工完毕。基坑支护方案平面见图 2。

基坑围护结构：东西南三侧采用 27 m 深钻孔灌注桩，北侧采用 1100 mm 厚 35 m 深地下连续墙，止

水帷幕采用 800 mm 厚 35 m 深 CSM 水泥土地下连续墙。中间分隔墙采用 1000 mm 厚 27.5 m 深地下连续墙。

一期基坑采用两道水平钢筋混凝土支撑体系，二期采用三道水平钢筋混凝土支撑体系，三期基坑三道水平钢筋混凝土支撑体系。

因后期工程实施过程中临近地铁结构位移超过报警值并接近控制值，三期基坑方案进行了调整，增加四道 800 mm 厚 18 m 深分隔墙，如图 2 所示。

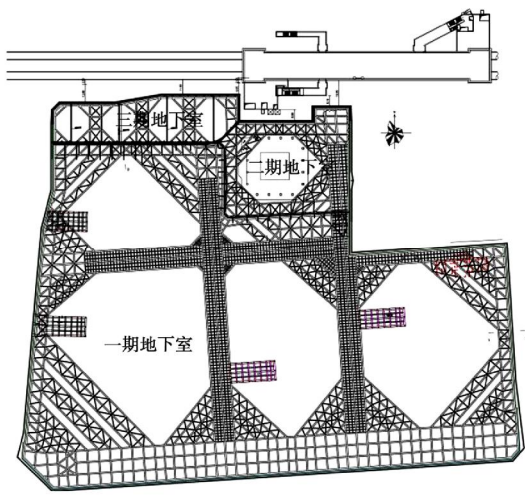


图 2 基坑与地铁结构平面图

Fig. 2 Plan view of excavations and metro structures

为了对基坑开挖期间对隧道变形进行主动控制，在隧道与基坑重叠部分外侧预埋三排袖阀管，注浆孔纵向间距 1.2 m，横向间距 1.0 m。

1.4 临近基坑地铁结构概况

北侧道路下方为正在运营的地铁 3 号线。车站为地下二层结构，主体长度 188.5 m，宽度 20.5~24.7 m，底板埋深 16.55 m，车站距基坑围护结构 7.7~9.8 m。本段区间隧道直径 6.2 m，盾构法施工，管片环宽 1.2 m。隧道埋深 8.1~10.4 m，距基坑围护结构 10.3~15.2 m。工程实施前对地铁结构进行评估，最终确定结构水平和竖向位移的报警值为 5 mm，控制值为 10 mm。

2 基坑及地铁结构变形监测分析

2.1 基坑及地铁结构监测方案

基坑的施工监测项目主要有围护结构深层水平位移、围护结构顶部水平位移、立柱竖向位移、地下水位等。本文主要对围护结构深层水平位移进行分析，深层水平位移监测布点如图 3 所示。

基坑施工期间，对临近基坑的地铁结构进行监测，监测项目主要有结构水平位移、竖向位移、隧道收敛、变形缝差异位移等，监测断面布置如图 4 所示。本文重点对隧道结构的竖向位移和水平位移进行分析。

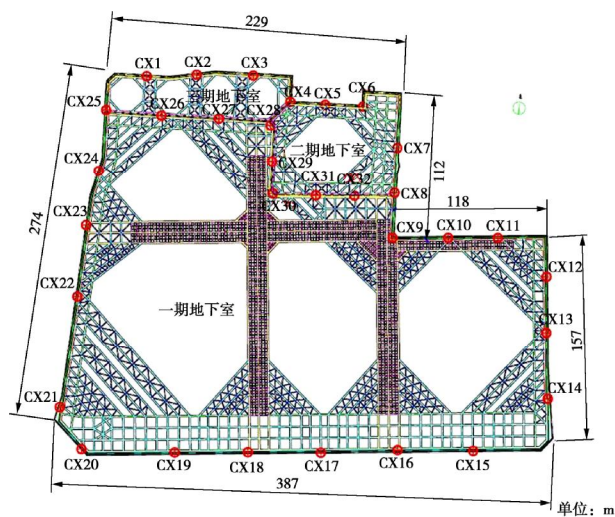


图 3 基坑深层水平位移监测布点图

Fig. 3 Plan view of monitoring of horizontal movement of depths on retaining structures

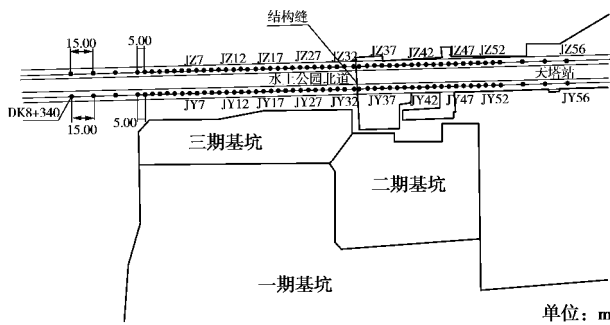


图 4 地铁结构监测布点图

Fig. 4 Monitoring of horizontal metro structures

2.2 基坑变形分析

图 5 为一期基坑开挖后，测点 CX22、CX26 的围护结构深层水平位移。对应图 3 监测点，分别为基坑西侧和北侧。测点 CX22 最大水平位移为 56 mm，且坑深范围内分布均匀。而北侧测点 CX26 最大水平位移仅为 17 mm，位于坑底附近，整体呈“鼓肚形”。围护结构刚度的差异最终导致了深层水平位移的差异。

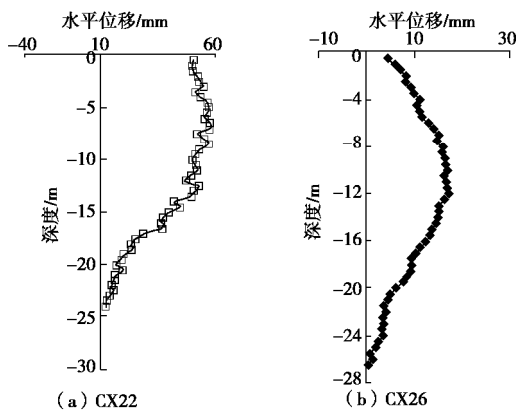


图 5 一期基坑深层水平位移

Fig. 5 Horizontal movement of deep soils of first excavation

图 6 (a) 为二期基坑开挖过程中, 测点 CX5 的围护结构深层水平位移, 对应测点位于二期基坑北侧。围护结构深层水平位移基本呈“鼓肚形”, 开挖至坑底时最大水平位移为 14.5 mm, 位于坑底附近。

图 6 (b) 为三期基坑开挖过程中, 测点 CX2 的围护结构深层水平位移, 测点位于三期基坑北侧。该测点同样呈“鼓肚形”, 开挖完成时最大水平位移值达到 15.5 mm, 最终地下结构施工完成后达到了 31 mm。

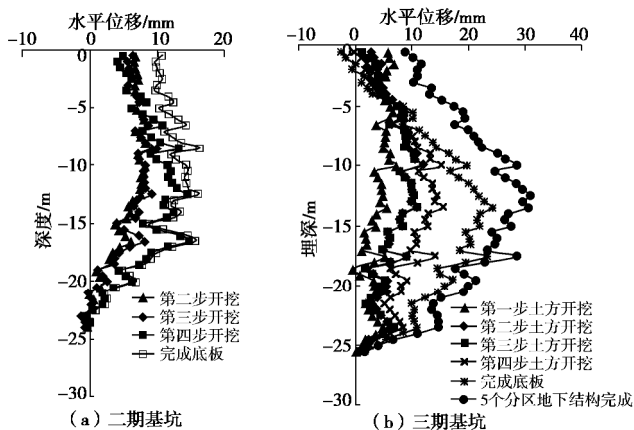


图 6 二期和三期基坑深层水平位移

Fig. 6 Horizontal movement of deep soils of second excavation

2.3 地铁结构变形分析

基坑开挖后, 车站和隧道均产生回弹。一期基坑完成底板, 整体竖向位移仅 1.9 mm, 地下结构施工过程中达到 4.9 mm。二期基坑开挖后, 车站最大回弹值达到 6.4 mm, 隧道回弹值较车站略小。三期基坑开挖后, 隧道结构回弹值大幅度增加, 最大值达到 7.5 mm, 而车站结构回弹值回落到 5.3 mm。如图 7 所示。

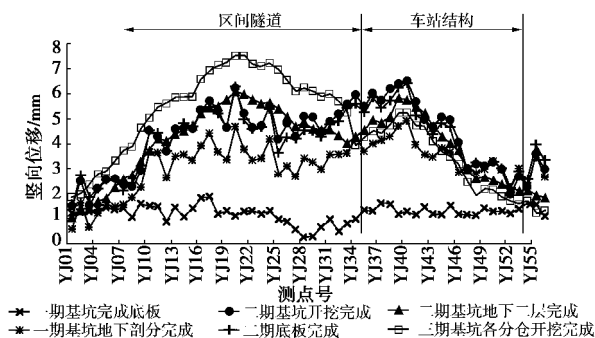


图 7 地铁结构竖向位移曲线

Fig. 7 Curves of vertical displacement of metro structures

基坑开挖后, 车站和隧道发生向坑内的水平位移。一期基坑完成底板后, 车站和隧道结构水平位移最大值仅为 2.9 mm, 地下结构完成后, 二者分别增长到 5.5 mm 和 3.7 mm; 二期基坑由于开挖和封底时间较长, 车站结构和隧道结构的水平位移值增加到 6.5 mm 和 8.5 mm, 隧道内出现渗漏水问题。随后启动注浆应

急预案, 注浆前隧道最大水平位移已达到 9.2 mm, 注浆纠偏后隧道结构水平位移整体控制在 5 mm 以内。后续对三期基坑进行了加强设计, 将三期基坑分为五个小基坑, 中间采用地连墙进行分隔。三期基坑开挖过程中伴随着跟踪注浆, 最终隧道整体水平位移控制在 6.7 mm, 如图 8 所示。

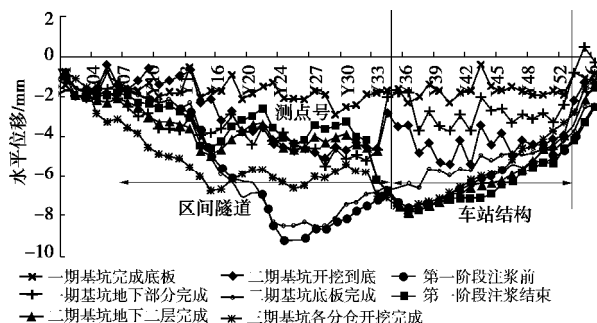


图 8 地铁结构水平位移曲线

Fig. 8 Curves of horizontal displacement of metro structures

3 施工过程中时空效应分析

基坑施工过程中车站和隧道竖向位移整体呈上浮趋势, 开挖后增长, 上部结构加载后缓慢回落, 过程中波动较大, 如图 9 示。

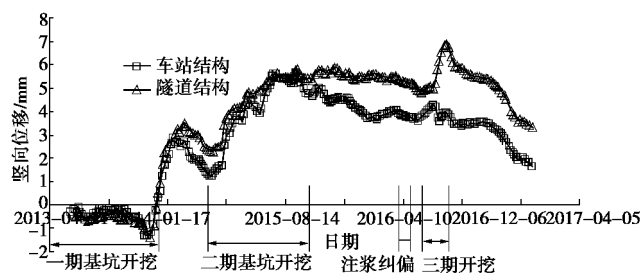


图 9 地铁结构竖向位移时程曲线

Fig. 9 Time-history curves of vertical displacement of metro structures

二期基坑开挖后车站和隧道结构迅速产生上浮。虽然二期基坑面积较小, 很快开挖到底, 但由于行政原因停工, 开挖至坑底后两个月未进行底板施工, 此过程中车站结构迅速上浮。竖向位移由开挖初期的 2 mm, 迅速增长到超过 5 mm。过程中隧道结构也在上浮, 但不太明显。三期基坑开挖后, 隧道结构产生了快速上浮, 最大值超过了 7 mm。随着上部结构施工, 车站和隧道竖向位移逐步回落。

基坑施工过程中车站和隧道水平位移整体朝向基坑方向, 但期间有小幅的波动, 如图 10 所示。

二期基坑开挖后, 车站和隧道水平位移快速增长, 开挖至坑底后, 同样由于行政原因停工两个月期间, 水平位移持续发展。启动应急注浆纠偏后, 23 号点水平位移减小 1.5 mm 左右。三期基坑开挖过程中, 伴

随着跟踪补偿注浆, 隧道结构水平位移有所发展, 但增长速度较缓。

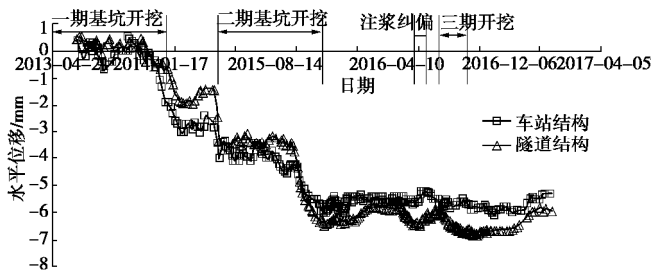


图 10 地铁结构水平位移时程曲线

Fig. 10 Time-history curves of horizontal displacement of metro structures

4 结 论

通过对临近地铁结构深基坑设计方案和施工过程中地铁结构位移的分析, 研究基坑施工对临近地铁结构影响规律和控制措施, 得出如下结论:

(1) 基坑开挖卸荷会导致临近地铁结构产生较大的回弹, 并产生朝向基坑内侧的水平位移。相似位置关系及开挖条件下, 隧道结构产生的位移较车站更大。

(2) 袖筏管注浆可有效控制地铁隧道位移, 可用于适当纠偏或施工过程中进行跟踪补偿注浆。

(3) 基坑施工引起临近地铁结构的位移具有时空效应, 地铁结构的位移滞后于施工进度。充分利用时空效应, 快速开挖及时封底, 可有效减小地铁结构位移。

(4) 采用可靠措施完全隔断承压含水层, 有效控制坑外水位变化, 可控制降水可能造成的沉降和水平位移。

参考文献:

- [1] ZHANG J F, CHEN J J, WANG J H, et al. Prediction of tunnel displacement induced by adjacent excavation in soft soil[J]. Tunneling and Underground Space Technology, 2013, **36**(6): 24 - 33.
- [2] KUSAKABE O, KIMURA T, TAKAGI N, et al. Centrifuge model tests on the influence of axisymmetric excavation on buried pipes[C]// Ground Movements and Structures, Proceedings of the 3rd International Conference. London: Pentech Press, 1985: 133 - 128.

- [3] 沈 辉, 罗先启, 李 野, 等. 深基坑施工对地铁车站影响的数值仿真分析[J]. 地下空间与工程学报, 2011, **7**(5): 1018 - 1023. (SHEN Hui, LUO Xiang-qi, LI Ye, et al. Numerical simulation and analysis of influence of deep excavation on adjacent subway station[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2011, **7**(5): 1018 - 1023. (in Chinese))
- [4] 高 盟, 高广运, 冯世进, 等. 基坑开挖引起紧贴运营地铁车站的变形控制研究[J]. 岩土工程学报, 2008, **30**(6): 818 - 823. (GAO Meng, GAO Guang-yun, FENG Shi-jin, et al. Control of deformation of operating subway station induced by adjacent deep excavation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, **30**(6): 818 - 823. (in Chinese))
- [5] 李志高, 曾 远, 刘国彬. 邻近地铁车站基坑开挖位移传递规律数值模拟[J]. 岩土力学, 2008, **29**(11): 3104 - 3108. (LI Zhi-gao, ZHENG Yuan, LIU Guo-bin. Numerical simulation of displacement transfer law of excavation adjacent metro station[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, **29**(11): 3104 - 3108. (in Chinese))
- [6] 王卫东, 吴江斌, 翁其平. 基坑开挖卸载对地铁区间隧道影响的数值模拟[J]. 岩土力学, 2004, **25**(增刊): 251 - 255. (WANG Wei-dong, WU Jiang-bin, WENG Qi-ping. Numerical modeling of affection of foundation pit excavation on metro tunnel[J]. Rock and Soil Mechanics, 2004, **25**(S0): 251 - 255. (in Chinese))
- [7] 高广运, 高 盟, 杨成斌, 等. 基坑施工对运营地铁隧道的变形影响及控制研究[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(3): 453 - 459. (GAO Guang-Yun, GAO Meng, YANG Cheng-Bin, et al. Influence of deep excavation on deformation of operating metro tunnels and countermeasures[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(3): 453 - 459. (in Chinese))
- [8] BYUN G W, KIM D G, LEE S D. Behavior of the ground in rectangularly crossed area due to tunnel excavation under the existing tunnel[J]. Tunneling and Underground Space Technology, 2006, **21**(1): 1 - 6.
- [9] LO K Y, RAMSAY J A. The effect of construction on existing subway tunnels-a case study from Toronto[J]. Tunnels and Deep Space, 1991, **6**(3): 287 - 297.

(本文责编 胡海霞)

DOI: 10.11779/CJGE2017S2044

基于可变组合机构的黏土基坑抗隆起稳定性上限分析

唐震^{1,2}, 黄茂松^{1,2}, 袁聚云^{1,2}

(1. 同济大学土木工程学院地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092)

摘要: 基于固定机构的上限法在分析基坑的抗隆起稳定性时, 往往会得到偏大的不合理结果。根据上限定理, 构造了黏土基坑抗隆起稳定性分析的可变组合机构, 可变组合机构通过几何参数的优化得到最优的上限解及相应的破坏机构, 并且考虑了强度非均质与各向异性的影响。算例分析表明, 所提方法接近于多块体上限法和弹塑性有限元法的结果, 并且和传统的固定机构相比具有较大的优越性。

关键词: 基坑抗隆起; 上限法; 破坏机构; 各向异性; 非均质软黏土

中图分类号: TU473.2

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)S2-0180-04

作者简介: 唐震(1989-), 男, 博士研究生, 从事极限分析上限法在岩土工程中的应用研究。E-mail: tangzhen9@126.com。

Upper bound analysis of basal stability of excavations in clay based on variable combined mechanism

TANG Zhen^{1,2}, HUANG Mao-song^{1,2}, YUAN Ju-yun^{1,2}

(1. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: The traditional failure mechanisms with constant shapes usually overestimate the basal stability of excavations in clay. A new mechanism is established based on the upper bound theorem. The least upper bound solutions and the corresponding failure mechanisms are obtained through the optimizations with geometry parameters. The non-homogeneous and anisotropic undrained shear strengths are considered. The new mechanism is verified through cases studies. The results show that the accuracy of the new mechanism is better than that of the traditional failure mechanism, and the proposed mechanism is close to that obtained from the multi-block upper bound method.

Key words: basal stability; upper bound theorem; failure mechanism; anisotropy; non-homogeneity

0 引言

合理地分析基坑抗隆起稳定性对于确保基坑的安全至关重要。常用的基坑抗隆起稳定性分析方法包括极限平衡法、极限分析法和弹塑性有限元法等。极限平衡法主要包括基于地基承载力模式的分析方法^[1]和圆弧滑动法。极限平衡法在工程实践中应用广泛, 但在理论上却不够严格, 而极限分析法有着严格的理论依据, 已成为研究基坑抗隆起稳定性的主要分析方法。

基于极限分析上限法的基坑抗隆起稳定性分析方法可以分为两类, 一类是数值方法, 另一类是基于指定破坏机构的简化分析方法。数值极限分析方法主要包括 Ukritchon 等^[2]采用的极限分析有限元方法以及黄茂松等^[3-5]采用的多块体上限法。这一类方法既有上限法严格性又有数值方法适应性强的特点, 但对于工程应用而言, 这类方法是不容易实现的。对于简化分

析方法, Chang^[6]基于地基承载力的 Prandtl 机构提出了基坑抗隆起稳定分析的 Prandtl 破坏机构。Faheem 等^[7]提出了考虑硬土层埋深和挡墙埋深的 Terzaghi 机构及 Prandtl 机构, 在此基础上, 黄茂松等^[8]提出了更为严格的 Terzaghi 机构和 Prandtl 机构。在考虑支护结构埋深的情况下, 黄茂松等^[9]和杜佐龙等^[10]提出了修正的 Prandtl 机构。基于固定形状的简化机构虽然计算简便, 但是与精确的数值方法仍有一定的差距。

本文对传统的固定机构进行改进, 提出一种可变组合机构, 并考虑土体强度的非均质性及各向异性, 在此基础上推导非均质与各向异性黏土基坑抗隆起稳定性的上限解。通过与多块体上限法和弹塑性有限元的对比验证所提方法的合理性, 并对相关的数值算例

基金项目: 国家重点研发计划课题 (2016YFC0800202)

收稿日期: 2017-08-02

*通讯作者 (E-mail: mshuang@tongji.edu.cn)

进行了分析。

1 基于可变组合机构的基坑抗隆起稳定性上限解

1.1 黏土强度非均质性与各向异性

在黏土基坑抗隆起稳定计算中, 土体的强度往往由短期的不排水强度控制, 本文假设土体的不排水强度 c_u 随深度呈线性变化, 不排水抗剪强度随深度变化的函数为

$$c_u(z) = c_{u0} + z \quad (1)$$

式中, $c_u(z)$ 为土体在深度 z 处的不排水强度, c_{u0} 为地表处的不排水强度, z 为不排水强度随深度的变化率。

黏土不排水强度的各向异性主要指强度对大主应力方向的依赖性。根据 Casagrande 和 Carillo^[11] 的研究, 在大主应力与竖直方向夹角为 i 时, 土体的不排水抗剪强度可表示为

$$c_u(i) = c_{uh} \left(1 + \frac{1-k}{k} \cos^2 i \right) \quad (2)$$

式中, c_{uh} 为土体在水平方向的不排水抗剪强度, $k=c_{uh}/c_{uv}$ 为各向异性系数, c_{uv} 为土体在竖直方向的不排水抗剪强度。

1.2 可变组合破坏机构及上限解

对于黏土基坑, 本文假定支护结构为完全刚性, 即支护结构不产生水平向的位移。本文提出的基坑抗隆起稳定分析的破坏机构如图 1 所示, 图中, H 为基坑的开挖深度, D 为支护结构的埋置深度, B 为基坑的开挖宽度, B_1 为破坏机构在坑外的宽度, B_2 为破坏机构在坑内的宽度。可变组合机构由 3 个刚性平动块体和 1 个均匀剪流区组成, 参数 B_2 、 α 、 β 决定了破坏机构的几何形状。考虑不排水抗剪强度各向异性时, 破坏机构的大主应力方向如图 2 所示。

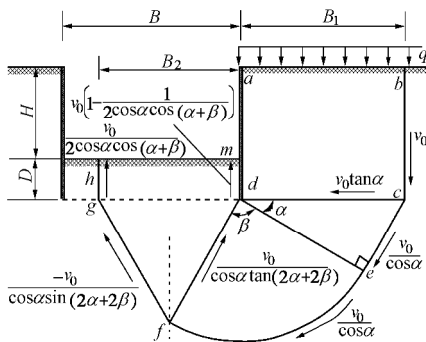


图 1 破坏机构及速度场

Fig. 1 Failure mechanism and velocity fields

根据图 1 所示的破坏机构的速度场, 速度间断面 bc 、 cd 、 de 、 ef 、 fg 、 fd 和剪流区 def 上内力做功为:

$$dE_1 = v_0 \int_0^{H+D} c_{uh}(z) \frac{1+k}{2k} dz \quad (3)$$

$$dE_2 = v_0 \tan a c_{uh}(H+D) \frac{1+k}{2k} \quad (4)$$

$$dE_3 = \frac{v_0}{\cos^2 a} \int_{H+D}^{H+D+B_1 \cos a \sin a} c_{uh}(z) \cdot \left(1 + \frac{1-k}{k} \cos^2(a - \pi/4) \right) dz \quad (5)$$

$$dE_4 = \frac{v_0}{\cos a} \int_a^{a+b} c_{uh}(H+D+B_1 \cos a \sin q) \cdot \left(1 + \frac{1-k}{k} \cos^2(a+q - \pi/4) \right) B_1 \cos a dq \quad (6)$$

$$dE_5 = \frac{-v_0 \csc^2(a+b)}{2 \cos a \cos(a+b)} \int_{H+D}^{H+D+B_1 \cos a \sin(a+b)} c_{uh}(z) \cdot \left(1 + \frac{1-k}{k} \cos^2(a+b - \pi/4) \right) dz \quad (7)$$

$$dE_6 = \frac{v_0 \cot(2a+2b)}{\cos a \sin(a+b)} \int_{H+D}^{H+D+B_1 \cos a \sin(a+b)} c_{uh}(z) \cdot \left(1 + \frac{1-k}{k} \cos^2(a+b - \pi/4) \right) dz \quad (8)$$

$$dE_7 = \frac{v_0}{\cos a} \int_a^{a+b} \int_0^{B_1 \cos a} c_{uh}(H+D+r \sin q) \cdot \left(1 + \frac{1-k}{k} \cos^2(a+q - \pi/4) \right) r dr dq \quad (9)$$

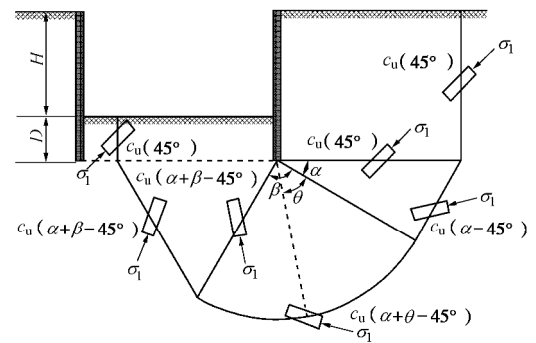


图 2 破坏机构的大主应力方向

Fig. 2 Directions of major principle stresses

本文假设墙土界面为完全粗糙, 参照文献[8]的做法, 速度间断面 md 、 hg 上的内力做功为:

$$dE_8 = \left(v_0 - \frac{v_0 \sin(a+b)}{\cos a \sin(2a+2b)} \right) \int_H^{H+D} c_{uh}(z) \frac{1+k}{2k} dz \quad (10)$$

$$dE_9 = \frac{-v_0}{2 \cos a \cos(a+b)} \int_H^{H+D} c_{uh}(z) \frac{1+k}{2k} dz \quad (11)$$

外力做功计算为:

$$W = v_0 g H B_1 + v_0 q B_1 \quad (12)$$

本文的可变组合机构在计算基坑抗隆起稳定性时, 安全系数均通过强度折减法引入:

$$F_s \leq \sum dE_i/W \quad (13)$$

安全系数的最优上限解可以通过对参数 B_2 、 α 和 β 的优化得到, 优化参数的约束条件为:

$$a + b \leq \frac{3\pi}{4}; 0 \leq a < \frac{\pi}{2}; 0 < b \leq \frac{3\pi}{4}; B_2 \leq B \quad (14)$$

2 算例分析与验证

2.1 均质各向同性条件下的安全系数对比

为了便于对比, 首先选择以下均质算例: 基坑开挖深度 $H=10\text{ m}$, 不排水抗剪强度 $c_u=35\text{ kPa}$, 重度 $\gamma=18\text{ kN/m}^3$ 。当基坑深宽比 $H/B=2$, $H/B=0.33$ 时本文可变组合机构计算的基坑抗隆起安全系数随支护结构如图深度的变化如图 3 所示。由图 3 可知, 基坑的抗隆起安全系数随着 D/H 的增加而变大, 本文可变组合机构所得到的安全系数非常接近于多块体上限法的结果, 同时也明显优于 Terzaghi 机构和 Prandtl 机构的结果, 这一优势在窄基坑情况下($H/B=2$)更加明显。

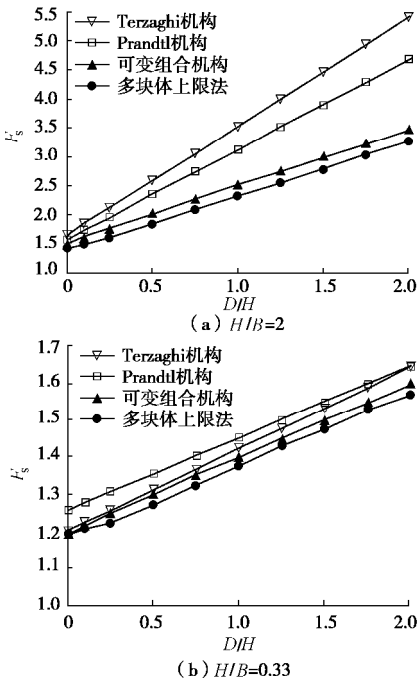


图 3 安全系数随支护结构埋深的变化

Fig. 3 Effects of embedded depth of retaining structures on safety of factors

2.2 非均质各向异性条件下的安全系数对比

为了验证土体强度非均质对基坑抗隆起稳定性的影响, 选用以下算例: 基坑开挖深度 $H=6\text{ m}$, 开挖宽度 $B=12\text{ m}$, 土体重度 $\gamma=18\text{ kN/m}^3$, $c_{uh0}=8\text{ kPa}$, 基坑安全系数在强度各向异性条件下随着非均质系数 ζ 的变化如图 4 所示。由图 4 可知, 抗剪强度的非均质性和各向异性对基坑的抗隆起稳定性有着显著的影响, 安全系数随着非均质系数的增大而增大, 当水平方向

强度 c_{uh} 一定时, 安全系数随着各向异性系数的增大而减小。由图 4 也可以得知, 在 $k \geq 1$ 时, 本文可变组合机构得到的安全系数和多块体上限法以及强度折减弹塑性有限元法 (SSRFEM) 的结果非常接近, 在 $k < 1$ 时有一定的差别。

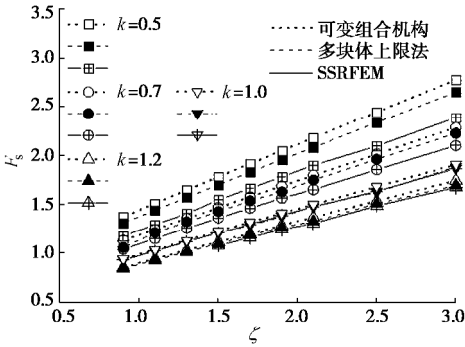


图 4 各向异性系数对安全系数的影响
Fig. 4 Effects of anisotropic ratios on safety factors

3 数值算例分析

Hashash 和 Whittle^[12]对正常固结 Boston Blue 黏土基坑进行了弹塑性有限元分析, 并且考虑了支护结构入土深度、应力历史等对基坑变形和稳定性的影响。Hashash 和 Whittle 利用有弹塑性有限元分别分析了支护结构总长度 ($D+H$) 为 12.5, 20, 40 m 时基坑的变形和临界开挖深度, 以计算不收敛为依据, 得到的临界开挖深度为 10.0~12.5 m、15.0~17.5 m 和 22.5~25.0 m。Ukritchon 等^[2]采用极限分析有限元法对该算例进行了详细的上下限分析, 并考虑支护墙体极限抗弯刚度的影响, 采用的计算参数为: 基坑开挖宽度 $B=40\text{ m}$, 土体重度 $g=18\text{ kN/m}^3$, 土体的不排水抗剪强度为 $c_u/s'_{v0}=0.21$, 竖向有效应力 $s'_{v0}=24.5+8.19z$ 。根据 Hashash 和 Whittle 计算的临界开挖深度, 本文可变组合机构得到的安全系数如表 1 所示, 并且与上限有限元法、多块体上限法、Terzaghi 机构和 Prandtl 机构进行了对比。由表 1 可以看出, 在支护结构入土深度较浅时, 本文可变组合机构的计算结果非常接近于上限有限元和多块体上限法的结果, 而 Terzaghi 机构和 Prandtl 机构则明显高估了基坑的安全性。

表 1 本文方法与其他方法的结果对比

Table 1 Comparison of safety factors by different methods

H /m	D /m	安全系数 F_s				
		上限有 限元 ^[2]	多块体 上限法	可变组 合机构	Terzaghi 机构	Prandtl 机构
10.0	2.5	1.21	1.22	1.257	1.690	1.720
15.0	5.0	1.23	1.29	1.313	1.453	1.483
22.5	17.5	1.11	1.62	1.634	1.658	1.686

但值得注意的是, 本文可变组合机构、多块体上

限法以及 Prandtl 机构和 Terzaghi 机构, 均假设支护结构为完全刚性, 因此在支护结构埋深较大时, 这些方法就会比假设支护结构非刚性的上限有限元的结果偏大。

4 结 论

本文根据极限分析上限定理, 构造了黏土基坑抗隆起稳定分析的可变组合机构, 同时考虑了抗剪强度非均质性和各向异性的影响, 通过和已有结果对比及数值算例分析可得到以下结论:

(1) 可变组合机构与 Terzaghi 机构和 Prandtl 机构相比, 可以得到更优的上限解, 并且更接近多块体上限法的结果, 尤其在基坑深宽比较大时。

(2) 基坑的抗隆起稳定性随着非均质系数的增大而增大, 在水平方向强度一定时, 随着各向异性系数的增大而减小。本文组合机构可合理地反映强度非均质与各向异性对基坑抗隆起稳定性的影响。

(3) 数值算例分析表明, 可变组合机构在支护结构埋深较浅时能得到合理的结果。由于本文组合机构假设支护结构为完全刚性, 尚不能考虑抗弯刚度对基坑抗隆起的影响, 这些工作将在以后的研究中展开。

参考文献:

- [1] TERZAGHI K. Theoretical soil mechanics[M]. New York: Wiley, 1943.
- [2] UKRITCHON B, WHITTLE A J, SLOAN S W. Undrained stability of braced excavations in clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2003, **129**(8): 738 - 755.
- [3] 秦会来, 黄茂松, 马少坤. 黏土基坑抗隆起稳定分析的多块体上限解[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, **29**(1): 73 - 81. (QIN Hui-lai, HUANG Mao-song, MA Shao-kun. Multi-block upper bound method for basal heave stability analysis of braced excavations in clay[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, **29**(1): 73 - 81. (in Chinese))
- [4] 黄茂松, 余生兵. 基坑抗隆起稳定的块体集上限分析[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(8): 1440 - 1447. (HUANG Mao-song, YU Sheng-bing. Upper bound analysis of basal stability in undrained clay based on block set mechanism [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(8): 1440 - 1447. (in Chinese))
- [5] 秦会来, 黄茂松. 软土基坑抗隆起上限解法的工程应用[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(增刊 2): 906 - 909. (QIN Hui-lai, HUANG Mao-song. Application of upper bound method for basal stability analysis in practice[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(S2): 906 - 909. (in Chinese))
- [6] CHANG M F. Basal stability analysis of braced cuts in clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2000, **126**(3): 276 - 279.
- [7] 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.
- [8] 黄茂松, 余生兵, 秦会来. 基于上限法的 K_0 固结黏土基坑抗隆起稳定分析[J]. 土木工程学报, 2011, **44**(3): 101 - 108. (HUANG Mao-song, YU Sheng-bing, QIN Hui-lai. Upper bound method for basal stability analysis of braced excavations in K_0 -consolidated clays[J]. China Civil Engineering Journal, 2011, **44**(3): 101 - 108. (in Chinese))
- [9] 黄茂松, 杜佐龙, 宋春霞. 支护结构入土深度对黏土基坑抗隆起稳定的影响分析[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(7): 1097 - 1103. (HUANG Mao-song, DU Zuo-long, SONG Chun-xia. Effects of inserted depth of wall penetration on basal stability of foundation pits in clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(7): 1097 - 1103. (in Chinese))
- [10] 杜佐龙, 黄茂松. 非均质与各向异性黏土基坑抗隆起稳定性分析[J]. 岩土力学, 2013, **34**(2): 455 - 467. DU Zuo-long, HUANG Mao-song. Analysis for basal stability of braced excavation in nonhomogeneous and anisotropic clay[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(2): 455 - 467. (in Chinese))
- [11] CASAGRANDE A, CARILLO N. Shear failure of anisotropic materials[J]. Journal of Boston Society of Civil Engineers, 1944, **31**(4): 74 - 81.
- [12] HASHASH Y M A, WHITTLE A J. Ground movement prediction for deep excavations in soft clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 1996, **122**(6): 474 - 486.

(本文责编 明经平)

DOI: 10.11779/CJGE2017S2045

不同频率影响下结构性软黏土动力特性试验研究

杨爱武, 王亚成

(天津城建大学天津市软土特性与工程环境重点实验室, 天津 300384)

摘 要: 为研究频率对结构性软黏土动力特性的影响, 以天津滨海新区结构性海积软土为试验材料, 基于两种波形, 进行了一系列动三轴试验, 研究不同振动频率作用下结构性软黏土应力-应变关系、动力塑性累积应变以及孔压特性。试验结果表明, 总体上振动频率越低, 土体的软化程度越高, 土体产生的变形越大, 累积应变增速快最终值大, 相同条件方波作用下的动应力应变软化程度高于正弦波。频率对孔压有影响, 在相同振次下, 孔压随频率的增大而减小。振幅对于孔压变化的影响表现为低幅值上升速度快, 数值也大于高幅值作用下的孔压值, 有明显的高幅滞后现象。

关键词: 频率; 结构性; 动应力应变关系; 动力塑性累积应变; 孔压

中图分类号: TU435

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)S2-0184-05

作者简介: 杨爱武(1971-), 男, 教授, 从事软黏土力学特性及土体微观结构研究。E-mail: tulilab@163.com。

Experimental study on dynamic characteristics of structural soft clay under different vibration frequencies

YANG Ai-wu, WANG Ya-cheng

(Key Laboratory of Soft Soil Characteristics and Engineering Environment of Tianjin, Tianjin Chengjian University, Tianjin 300384, China)

Abstract: To study the influence of frequency on the dynamic characteristics of structural soft clay, a series of dynamic triaxial tests based on the two kinds of waveforms and different vibration frequencies are performed. The results show that when the vibration frequency is smaller and the deformation of the soil is larger, the deformation of the soft clay and permanent strain will be larger. Under the same conditions, the dynamic stress-strain softening degree of the square wave is higher than that of the sine wave. Under the same number of vibration, the pore pressure decreases with the increasing frequency. The effect of amplitude on the change of pore pressure is that the pore pressure increases fast and the stable value is larger when the amplitude is low.

Key words: frequency; structure; dynamic stress-strain relationship; dynamic plastic cumulative strain; pore pressure

0 引 言

目前国内就频率对软黏土动力特性的研究取得了一定成果。张茹等^[1]认为, 当频率为 0.1~4 Hz 时, 强度随频率的升高而增大, 但当频率超过 4 Hz 时, 随着频率的增加, 强度有下降的趋势。周建和龚晓南^[2]研究了循环应力比、超固结比、振动频率对软化指数的影响, 建立了反映各影响因素下杭州软黏土的软化模型。Yasuhara 等^[3]认为频率对土体变形几乎没有影响。郑刚^[4]等进行了动力三轴试验, 分析了不同振动频率下土体的动力变化规律。曹勇等^[5]分析了海积结构性软土在 3 种不同循环荷载波形下的动力特性与刚度软化特征。白冰等^[6]总结了国外同行关于加荷频率对周期荷载作用下黏性土变形和孔压的影响。

考虑到结构性对土体动力特性影响研究主要有: Larew 等^[7]发现, 当循环应力比小于临界循环应力比

时, 循环振次很大时土体结构才发生破坏, 当大于临界循环应力比时, 土体结构在很少的振次内就发生破坏; 周建和龚晓南^[8]认为, 土体在循环荷载作用下孔压升高、主应力方向不断改变导致土体结构重塑、循环应力破坏土体结构是土体软化的根本原因; 陈颖平、黄博等^[9]探讨了循环荷载作用下结构性软土的不同破坏标准后认为, 采用轴向累积塑性应变随振次变化曲线上曲线转折点作为破坏应变较为合理; 姜岩^[10]分析了交通荷载作用下结构性黏土的动力特性, 重点探讨了该类黏土的结构效应, 并利用数学模型推求出其结构强度值。

以上研究表明, 目前就频率对软土动力特性的影

基金项目: 国家自然科学基金项目 (41372291); 天津市科技计划项目 (15JCZDJC40600, 15ZCZDSF00220)

收稿日期: 2017-08-02

表 1 土体基本物理力学指标

Table 1 Physico-mechanical parameters of soft clay

取样深度	含水率	密度	比重	饱和度	液限	塑限	塑性指数	液性指数	灵敏度	三轴压缩结构屈服应
H/m	$w/\%$	$\rho/(g\cdot cm^{-3})$	G_s	$S_r/\%$	$w_L/\%$	$w_p/\%$	I_p	I_L	S_t	力(围压 100 kPa)/kPa
11.0	40.7	1.77	2.75	100.0	40.3	22.1	18.2	1.03	2.88	22.7

响取得了一定成果,但同时考虑到频率与结构性的软黏土动力特性的研究还很少。基于此,本文以天津滨海新区海积软土为试验材料,研究结构性软黏土在不同频率下的动力特性,为相关的工程建设提供参考。

1 试验方案

试验所用土样取自天津滨海新区临港工业区,取样深度为 11 m,地下水位 1 m,土体基本物理性质指标如表 1 所示。试验仪器使用 GCTS 动态空心扭剪仪,具体试验方案如表 2 所示。

表 2 动三轴试验方案

Table 2 Schemes of dynamic triaxial texts

波形	频率/Hz	围压/kPa	幅值/kPa	循环周次
正弦波、	0.1, 0.5,	100	20, 40	3000
方波	2.5, 5.0			

2 试验成果与分析

2.1 动应力应变关系

两种波型不同频率作用下的动应力应变关系曲线如图 1~8 所示。为便于观察滞回圈特性,文中所有滞回圈选取代表性圈数,且其之间累积塑性变形值规定为 1%。

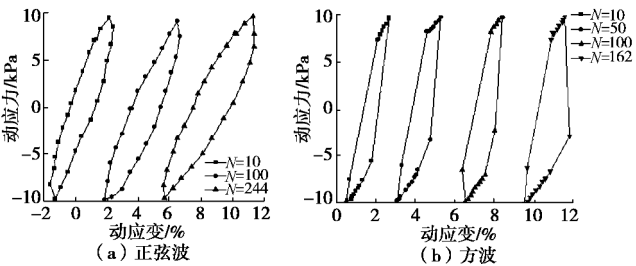


图 1 频率 0.1 Hz 幅值 20 kPa 应力应变关系

Fig. 1 Stress-strain relationship under dynamic stress amplitude of 20 kPa and confining frequency of 0.1 Hz

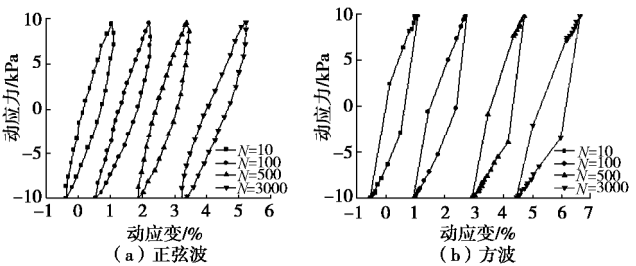


图 2 频率 0.5 Hz 幅值 20 kPa 应力应变关系

Fig.2 Stress-strain relationship under dynamic stress amplitude of 20 kPa and confining frequency of 0.5 Hz

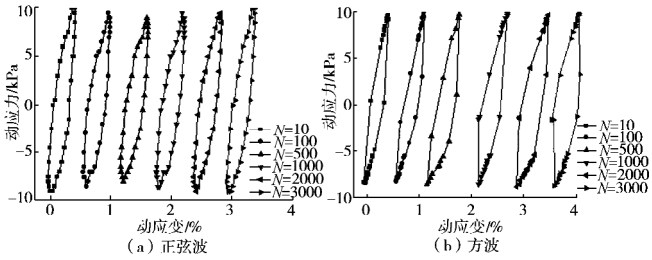


图 3 频率 2.5 Hz 幅值 20 kPa 应力应变关系

Fig. 3 Stress-strain relationship under dynamic stress amplitude of 20 kPa and confining frequency of 2.5 Hz

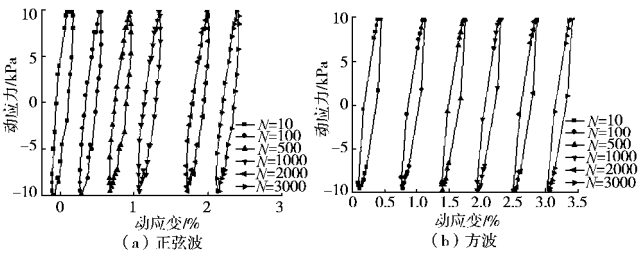


图 4 频率 5.0 Hz 幅值 20 kPa 应力应变关系

Fig. 4 Stress-strain relationship under dynamic stress amplitude of 20 kPa and confining frequency of 5.0 Hz

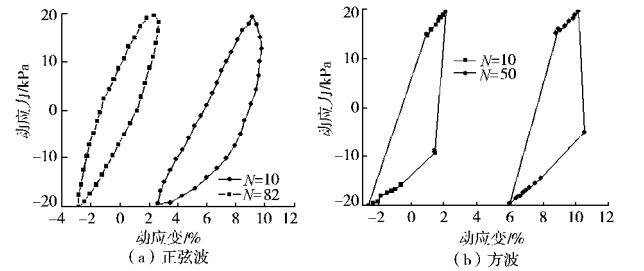


图 5 频率 0.1 Hz 幅值 40 kPa 应力应变关系

Fig. 5 Stress-strain relationship under dynamic stress amplitude of 40 kPa and confining frequency of 0.1 Hz

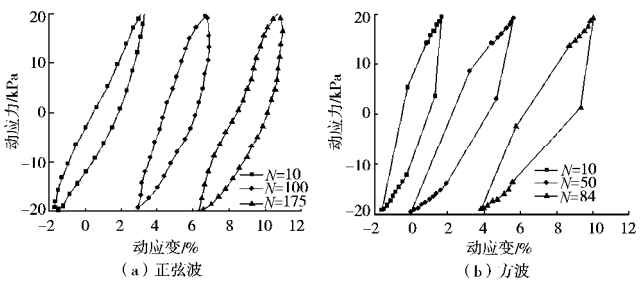


图 6 频率 0.5 Hz 幅值 40 kPa 应力应变关系

Fig. 6 Stress-strain relationship under dynamic stress amplitude of 40 kPa and confining frequency of 0.5 Hz

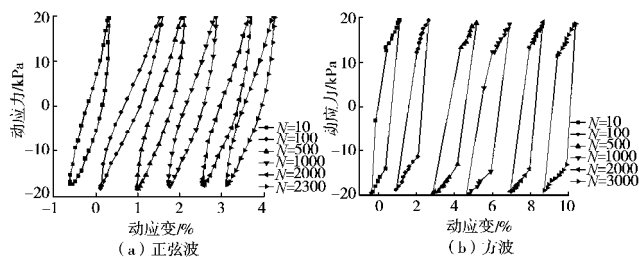


图7 频率 2.5 Hz 幅值 40 kPa 应力应变关系

Fig. 7 Stress-strain relationship under dynamic stress amplitude of 40 kPa and confining frequency of 2.5 Hz

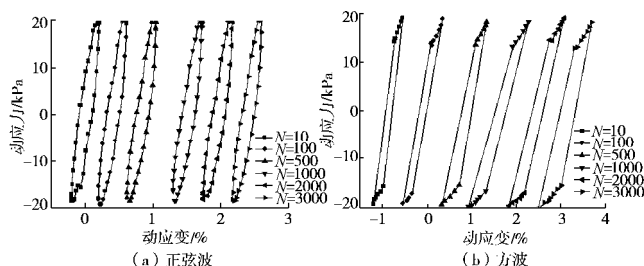


图8 频率 5.0 Hz 幅值 40 kPa 应力应变关系

Fig. 8 Stress-strain relationship under dynamic stress amplitude of 40 kPa confining frequency of 5.0 Hz

由图 1~8 可知: 频率相同时, 应力幅值越大, 产生的动应变越大。在低频波作用下, 滞回圈面积较大, 且整体显“胖”; 随着频率的增加, 滞回圈面积逐渐减小。当动应力 (20 kPa) 小于结构屈服应力 ($s_k = 22.7$ kPa) 时, 动应变增长趋势不变, 低频波产生变形大于高频, 高频波滞回圈整体形状相似; 当动应力 (40 kPa) 大于结构屈服应力时, 循环荷载作用下产生的变形总体增大, 低频滞回圈面积增加更明显, 且相同频率破坏所需振次更少。在相同试验条件情况下, 方波作用下应力应变软化程度明显高于正弦波。

上述现象与土体结构及循环荷载作用产生的能量大小有关。一方面由于土体结构性的存在, 当动应力小于结构屈服应力时, 土体结构基本没有遭到破坏, 抵抗变形能力强, 两种波形产生的动应变大小接近, 滞回圈面积较小整体形状相似。当动应力大于结构屈服应力时, 土体结构破坏, 容易发生变形。此外, 频率对土体变形特性的影响可以从能量方面解释, 施加低频波 (0.1 Hz 与 0.5 Hz) 时, 循环荷载的周期较长, 试样变形开展充分, 即低频波作用产生的能量较大, 这也是低频波破坏所需振次也少的原因。高频作用下 (2.5 Hz 与 5 Hz), 软黏土来不及充分变形, 不能完全吸收外部荷载每一次振动对其产生的能量, 所以软土在高频下的动应变小于低频下的动应变。综上可以认为结构性软黏土在循环荷载作用下存在一个临界频率, 可以将低频 (0.1 Hz 与 0.5 Hz) 称为临界型频率,

高频 (2.5 Hz 与 5 Hz) 称为稳定型频率, 且动应力大于结构屈服应力时, 临界型与稳定型频率作用下区别更显著。又由于方波能量高于正弦波, 引起的动应变明显要大于正弦波, 导致方波滞回圈面积也大于正弦波。

2.2 动力塑性累积应变

两种波型不同频率作用下的动力塑性累积应变曲线如图 9, 10 所示。

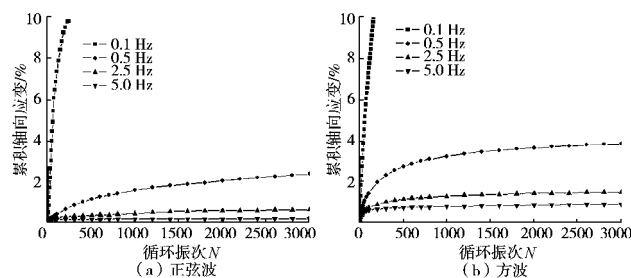


图9 幅值 20 kPa 不同频率下累积塑性应变

Fig. 9 Accumulative deformations under different frequencies and confining dynamic stress amplitude of 20 kPa

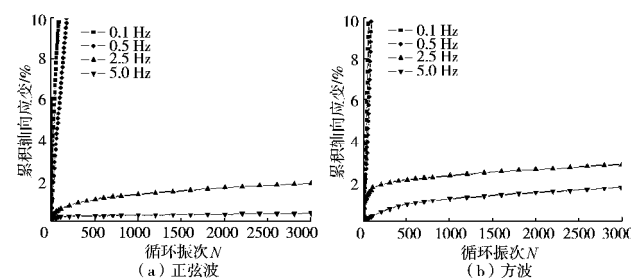


图10 幅值 40 kPa 不同频率下累积塑性应变

Fig. 10 Accumulative deformations under different frequencies and confining dynamic stress amplitude of 40 kPa

由上图9, 10可以看出: 累积塑性应变变化趋势总体表现为动应力相同时, 频率越小, 产生的累积应变越大。当动应力小于结构屈服应力时, 临界型频率作用下累积应变增长快, 最终稳定值大, 且 0.1 Hz 在较少振次内达到破坏; 当动应力幅值大于结构屈服应力时, 循环荷载作用下软土的累积应变整体提高。临界型频率作用下累积应变变化更显著, 在很少振次内直接被破坏; 稳定型频率作用下, 在振动初期应变有较大幅度的增长, 随着循环次数的增加, 曲线渐趋平缓, 方波产生的最终值大于正弦波。

产生这些现象的原因与前述动应力应变关系机理基本一致, 都与土体结构性变化以及不同频率的循环荷载对土体做功产生的能量大小有关。

2.3 孔压特性

两种波型不同频率作用下的孔压变化曲线如图 11, 12 所示。

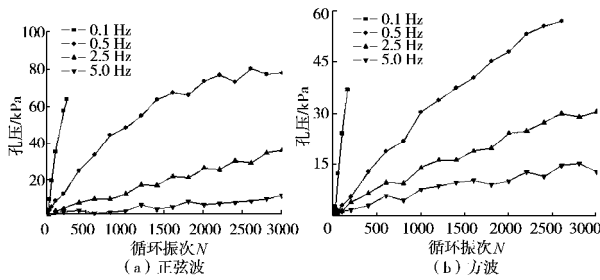


图 11 幅值 20 kPa 不同频率下孔压变化

Fig. 11 Change of pore pressure under different frequencies and confining dynamic stress amplitude of 20 kPa

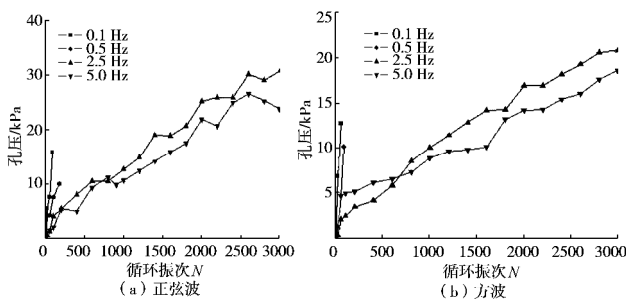


图 12 幅值 40 kPa 不同频率下孔压变化

Fig. 12 Change of pore pressure under different frequencies and confining dynamic stress amplitude of 40 kPa

从图 11, 12 可知: 相同振次下, 频率越小, 产生孔压越大。频率相同时, 低幅值上升速度快, 且有明显的高幅滞后现象。当动应力小于结构屈服应力时, 临界型频率增速快, 且最终值较大; 当动应力大于结构屈服应力时, 临界型频率作用下的孔压增速快, 但在很少振次内, 土体被破坏, 孔压停止增长。稳定型频率作用下的孔压随振次平缓增长, 且最终值大于临界型。正弦波的孔压总是大于方波。

产生以上现象的原因与土结构性破坏程度有关。当动应力小于结构屈服应力, 土体结构破损少, 此时, 频率大小对孔压变化影响起关键作用。临界型频率作用下土颗粒的空间排布被破坏, 中小孔隙演变为微孔隙, 导致孔压上升快且最终值大; 稳定型频率产生能量低, 对土体结构破坏少, 土体内部结构保持良好, 孔隙连通性好, 孔压随着振次增加呈渐进式增加。当动应力大于结构屈服应力, 土体结构发生大量破损, 土体内连通性变差, 再施加低频波时, 软土的结构破坏进一步加深, 随着振次的增加, 土体内结构很快完全破坏, 土体内孔隙连通性变差, 孔压无法继续增长; 当施加高频波时, 结构性软黏土来不及充分变形, 土体内还有破损的结构, 且其不会很快消失, 因此孔压在一定的振次范围内还会平缓增长, 最终值也较大。

3 结 论

(1) 在相同应力幅值的循环荷载作用下, 软黏土的轴向应变随振动频率增加而减小。当动应力大于结构屈服应力时, 低频波效应更明显。同条件下, 方波累积变形量总是大于正弦波。

(2) 幅值相同时, 临界型频率作用下累积应变整体增长快, 稳定型频率作用下累积应变随着循环次数的增加, 逐渐趋于平缓。幅值大于结构屈服应力时, 高幅值耦合低频波对土体产生破坏最显著。

(3) 相同振次下, 结构性软土的孔压随频率的增加而减小。当动应力幅值小于结构屈服应力时, 临界型频率作用下增速快, 且最终值较大; 当幅值大于结构屈服应力时, 临界型频率作用下孔压在较少的振次内快速发展并停止, 稳定型频率作用下孔压随振次平缓增长, 最终值大于临界型。

参考文献:

- [1] 张 茹, 涂扬举, 费文平, 等. 振动频率对饱和黏性土动力特性的影响[J]. 岩土力学, 2006, 27(5): 699 - 704. (ZHANG Ru, TU Yang-ju, FEI Wen-ping, et al. Effect of vibration frequency on dynamic properties of saturated cohesive soil[J]. Rock and Soil Mechanics, 2006, 27(5): 699 - 704. (in Chinese))
- [2] 周 建, 龚晓南, 李剑强. 循环荷载作用下饱和软黏土特性试验研究[J]. 工业建筑, 2000, 30(1): 43 - 47. (ZHOU Jian, GONG Xiao-nan, LI Jian-qiang. Experimental study of saturated soft clay under cyclic loading[J]. Industrial Construction, 2000, 30(1): 43 - 47. (in Chinese))
- [3] Yasuhara Kazuya, Yamanouchi Toyotoshi, Hirao Ka-zutoshi. Cyclic strength and deformation of normally consolidated clay[J]. Soils and Foundations, 1982, 22(3): 77 - 79.
- [4] 郑 刚, 霍海峰, 雷华阳, 等. 振动频率对饱和黏土动力特性的影响[J]. 天津大学学报, 2013, 46(1): 38 - 43. (ZHENG Gang, HUO Hai-feng, LEI Hua-yang, et al. Contrastive study on the dynamic characteristics of saturated clay in different vibration frequencies[J]. Journal of Tianjin University (Science and Technology), 2013, 46(1): 38 - 43. (in Chinese))
- [5] 曹 勇, 孔令伟, 杨爱武. 海积结构性软土动力性状的循环荷载波形效应与刚度软化特征[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(3): 583 - 589. (CAO Yong, KONG Ling-wei, YANG Ai-wu. Waveform effect of cyclic loading of dynamic character and stiffness degradation characteristics of marine

- deposited natural soft clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(3): 583 - 589. (in Chinese))
- [6] 白冰, 周健. 周期荷载作用下黏性土变形及强度特性述评[J]. 岩土力学, 1999, 20(3): 84 - 90. (BAI Bing, ZHOU Jian. Some problems on behaviour of saturated clay under cyclic loading[J]. Rock and Soil Mechanics, 1999, 20(3): 84 - 90. (in Chinese))
- [7] LAREW H G, LEONARDS G A. A repeated load strength criterion[C]// Proc Highway Res Board. 1962.
- [8] 周建, 龚晓南. 循环荷载作用下饱和软黏土应变软化研究[J]. 土木工程学报, 2000, 32(5): 62 - 68. (ZHOU Jian, GONG Xiao-nan. Study on strain softening in saturated soft clay under cyclic loading[J]. China Civil Engineering Journal, 2000, 32(5): 62 - 68. (in Chinese))
- [9] 陈颖平, 黄博, 陈云敏. 循环荷载作用下结构性软黏土的变形和强度特性[J]. 岩土工程学报, 2005, 27(9): 1065 - 1071. (CHEN Ying-ping, HUANG Bo, CHEN Yun-min. Deformation and strength of structural soft clay under cyclic loading[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, 27(9): 1065 - 1071. (in Chinese))
- [10] 姜岩. 交通荷载作用下结构性软土的动力特性及机理分析[D]. 天津: 天津大学, 2007. (JIANG Yan. Dynamic behavior and mechanism analysis of structural clay under traffic loading[D]. Tianjin: Tianjin University, 2007. (in Chinese))

(本文责编 明经平)

DOI: 10.11779/CJGE2017S2046

新型无膜真空预压法加固超软吹填土模型试验及数值模拟分析

雷华阳^{1,2}, 刘英男², 冯双喜², 刘景锦^{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. 天津大学建筑工程学院, 天津 300072)

摘 要: 传统真空预压法在处理加固吹填土时存在单块加固面积不能过大、密封膜易漏气等问题。针对上述问题提出的将密封膜利用泥封层替代的新型无膜真空预压法可以提高一次性真空预压面积、节省密封膜的使用费用并且解决吹填土堆置的问题。为了探究这种改进的真空预压法的加固效果及其影响因素, 进行了室内模型试验和数值模拟研究。通过模型试验研究了不同加载方式抽真空过程中土体的排水量、特定位置处的孔压和土体表层沉降量三者随时间的变化值, 并通过对比预压处理前后土体的物性指标得出了无膜真空预压法加固超软吹填土效果较好, 并且可以通过分级加载的方式, 提高加固效果的结论; 通过 PFC^{2D} 软件进行数值模拟, 研究了无膜真空预压过程中土颗粒的运动规律。数值模拟结果表明, 土颗粒在真空压力作用下, 向排水板附近聚集, 可以通过分级加载方式在一定程度上减弱排水板的淤堵, 从而达到更好的处理效果。

关键词: 无膜法; 真空预压; 吹填土; 模型试验; 分级加载; PFC

中图分类号: TU472

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)S2-0189-05

作者简介: 雷华阳(1974-), 女, 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。

Model tests and numerical simulations of newly sheet-free vacuum preloading method for ultra-soft dredger fills

LEI Hua-yang^{1,2}, LIU Ying-nan², FENG Shuang-xi², LIU Jing-jin^{1,2}

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

Abstract: There are problems when dealing with the dredger fills using the traditional vacuum preloading method, for example, the treated area can not be too large and the plastic-sheet maybe leaks. To solve these problems, the new sheet-free vacuum preloading method is proposed, in which the mud-covering replaces the plastic sheet. This method can improve the treated area, save the cost of plastic sheet and solve the problem of piling up dredger fills. In order to investigate the effect and influence factors of the new vacuum preloading method, laboratory model tests and numerical simulations are carried out. The displacement of soil, the change of pore water pressure at the specific location and the settlement of soil surface in different loading modes are studied. The conclusions are that the effect of the sheet-free vacuum preloading method on the soft soil foundation treatment is good, and the effect of the treatment can be improved by the way of graded loading. The numerical simulation software PFC^{2D} is used to study the movement of soil particles in the process of sheet-free vacuum preloading. The results show that under the vacuum pressure, the soil particles mainly gather towards the PVDs. It can reduce the clogging of PVDs by graded loading to get better treatment effect.

Key words: sheet-free method; vacuum preloading; dredger fill; model test; graded loading; PFC

0 引 言

真空排水预压技术最早是由瑞典皇家地质学院的 W. Kjellman 教授在 1952 年提出的。原理是利用真空压力通过砂垫层内埋设的渗水管道对土体进行抽气, 使土中孔隙水和空气逐渐吸出, 从而使土体固结。在

此法提出后, 国内外进行了一系列真空预压的机理和加固效果的研究^[1-6]。还有国外学者通过试验研究了真空预压过程中的负超孔隙水压力和固结度变化规律^[7]。Chai 等^[8]给出了用于确定排水板的最佳插入深度的方

收稿日期: 2017-08-02

法。然而随着越来越多的工程实践，传统真空预压法的局限性也显现出来，如单块加固面积不能太大，施工难度较大^[9]，密封膜常发生漏气现象^[10]等。因此多年来国内外学者一直致力于改进真空预压方法的研究。无膜真空预压法便是其中一种，这种方法是将密封膜利用泥封层替代，在泥封层的密闭环境下对软土地基抽真空。目前我国已有一些采用无膜真空预压法进行软基处理的工程实例^[11-12]，表明了这种方法的可行性。本文主要针对无膜真空预压法的加固效果以及影响其加固效果的因素从室内模型试验和数值模拟两方面展开研究，为今后吹填软土地基的处理提供更高效节能的方法与理论基础。

1 模型试验

1.1 土体特性

试验土体取自天津临港地区的吹填土，这是一种典型疏浚吹填土。覆盖在上部的泥封层与下部被处理的淤泥层为相同吹填土。对从现场取回的吹填土进行物理力学参数测定，结果如表 1 所示。

表 1 模型试验土样的基本物理力学参数

Table 1 Properties of dredger fill before treatment				
湿密度 /(g·cm ⁻³)	含水率 /%	液限 w _L /%	塑限 w _p /%	十字板强度 /kPa
1.83	63.3	20.8	45.9	0

1.2 试验装置与仪器

无膜真空预压法的试验装置如图 1 所示。模型箱的尺寸为 800 mm×600 mm×700 mm。抽真空系统由真空泵、水气分离罐、排水管、蝴蝶结以及排水板组成。其中水气分离罐为带有真空表的不锈钢密封桶，原理是将经由排水管抽出的土中水和土中气分离，将水存留在密封桶中，而气体通过泵排出。

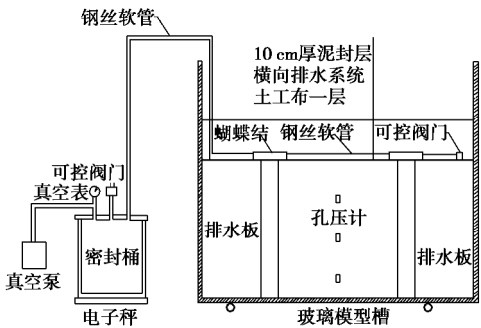


图 1 试验装置示意图

Fig. 1 Schematic configuration of tests

1.3 试验方案

试验方案如表 2 所示。试验中测试排水量、孔压值和沉降量，并对比直接加载（0~80 kPa）和分级加

载（0~40~80 kPa）两种方式下的排水速率和孔压变化。

表 2 试验方案

Table 2 Test schemes

试验编号	试验方法	真空荷载
1	无膜法	0—80 kPa
2	无膜法	0—40—80 kPa
3	传统法	0—80 kPa
4	传统法	0—40—80 kPa

1.4 试验准备及操作

（1）确定初始含水率，将制备好的淤泥倒入模型槽，记录淤泥表层的初始高度。

（2）排水板改造与布置。真空预压施工现场采用的排水板宽度为 100 mm，厚度为 5 mm^[13]；本文按照模型比进行尺寸改造，改造后的排水板宽度为 50 mm，排水板间距为 0.4 m。

（3）在土体表面铺 10 cm 厚泥封层。为了确保泥封层的湿度和密封度，在其表面覆盖一层塑料薄膜，用湿抹布盖住，并每天浇水养护。

（4）对土体抽真空。当排水增长量较小，沉降不明显变化时，停止抽真空。

（5）测定试验后土体物性指标，对比处理前后数据，分析无膜真空预压法的加固效果。

1.5 监测点布置

在土体正中央处沿不同深度放置三个孔压传感器，深度依次为 10，20，30 cm，通过电脑读取土体孔压随时间的变化情况。布置情况如图 2 所示。

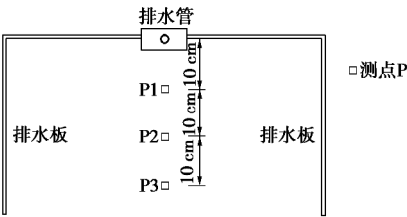


图 2 孔压测点布置图

Fig. 2 Location of measuring points for pore-water pressure

2 试验结果与分析

2.1 排水量时程曲线结果分析

试验记录的排水量时程曲线如图 3 所示。可以看出，无膜法的最终排水量能够达到传统真空预压法的 60%以上，表明无膜法具有较为明显的加固超软土地基的作用。

2.2 排水速率结果分析

排水速率反映了土体排水固结的快慢程度，并一定程度体现了超软吹填土的加固效果。图 4 为无膜法

与传统法试验的排水速率时程曲线, 可以看出无膜法在排水前期的排水速率能够达到传统法的 60% 以上, 在排水后期甚至超过传统法, 表明泥封层代替密封膜, 也可以达到良好的密封效果。

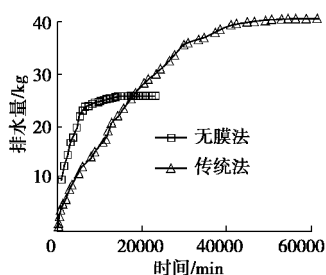


图 3 排水量曲线

Fig. 3 Curves of drainage amount

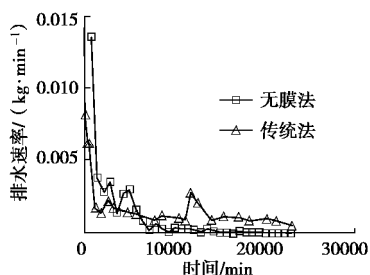


图 4 排水速率曲线

Fig. 4 Curves of drainage rate

另外对比无膜法在不同加载方式下的排水速率, 如图 5 所示, 可以看出, 分级加载方式下, 当真空压力加到 80 kPa 时, 比直接加载至 80 kPa 时的排水速率高。分析原因可能是分级加载方式下, 前期真空度较低, 因而排水板附近吸附的土颗粒比高真空度下聚集程度低, 进而减弱了排水板附近的淤堵。

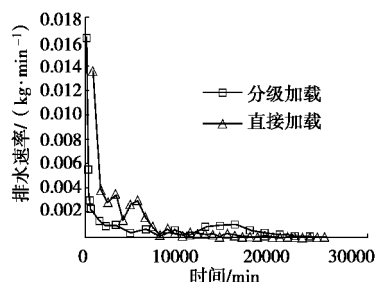


图 5 无膜法两种加载方式下排水速率曲线

Fig. 5 Curves of drainage rate under two loading modes in sheet-free vacuum preloading method

2.3 孔压监测结果分析

孔压值间接反映了真空度在土体中的分布规律, 对分析试验过程中土体内真空压力随时间和空间的变化规律有重要意义。在分级加载的情况下, 土体不同位置处的孔隙水压力随时间的变化如图 6 所示。可以看出, 加载 40 kPa 时, 土体内部的孔压值随时间降低, 但孔压值在 0 附近, 表明低真空度时, 真空压力传递

过程中损失较大。加载至 80 kPa 时, 孔压值明显降低, 达到 -50 kPa 左右, 表明高真空度时, 真空压力的传递效率提高。分析原因可能是由于高真空度时, 土体内的渗流路径缩短, 孔压传递过程中损失降低, 导致真空压力传递效率的提高。此外还可以从图 6 中看出: 低真空度时, 孔压沿深度方向逐渐增加; 高真空度时, 孔压沿深度方向逐渐降低。

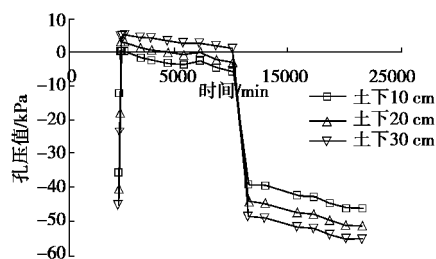


图 6 分级加载方式下的孔压时程曲线

Fig. 6 Pore-water pressure vs. time under graded loading

2.4 试验后土体状态及土体物性指标测定

吹填土预压后, 去除上覆泥封层及土工布, 下部淤泥层表面情况如图 7 所示。可以很明显地看到排水板附近形成的凸起。这是由于排水板处的真空负压作用, 使土体颗粒随着孔隙水聚集到排水板附近。



图 7 预压后下部吹填土形态

Fig. 7 Appearance of dredger fill after treatment

通过对比无膜真空预压法处理前后土体的物性指标, 如表 3 所示, 可以看出, 处理后土体的密度上升, 含水率明显下降, 表明土体发生了较大程度的排水固结。还可以看出处理之后土体的液限升高, 塑限降低, 表明土体处于可塑状态的含水率范围变小。另外测得表层土体十字板剪切强度为 3.38 kPa, 对比处理之前土体呈流泥状态, 强度基本为 0 的情况, 可见无膜真空预压法处理之后对吹填土的强度具有一定程度的提升。

3 数值模拟

3.1 生成模型

通过分析试验数据结果,证实了无膜真空预压法的有效性,本节进一步通过分析真空预压过程中土体变形规律和孔压变化规律,探究影响无膜真空预压法加固吹填土地基效果的影响因素。由于土颗粒尺寸微小,若按模型箱实际尺寸建模,会由于 PFC^{2D} 软件的单元尺寸限制,造成土颗粒难以达到实际量级^[14],因此在不影响规律研究的基础上,把模型箱的尺寸缩小 10 倍建模。由于模型箱及排水板打设位置的对称性,取模型箱 1/4 进行数值模拟,以提高计算效率。具体材料特性见表 4。生成的模型见图 8。

表 3 土体物性指标对比

Table 3 Variation of properties of soil before and after treatment					
	湿密度 /(g·cm ⁻³)	含水率 /%	液限 w _L /%	塑限 w _p /%	十字板强度 /kPa
前	1.83	63.3	20.8	45.9	0
后	1.89	35.9	26.0	41.9	3.38

表 4 材料特性表

Table 4 Properties of materials					
材料	密度 /(kg·m ⁻³)	法向刚度 /(N·m ⁻¹)	切向刚度 /(N·m ⁻¹)	摩擦系 数	黏滞系数 /(Pa·s)
ball	2750	1.0×10 ⁶	1.0×10 ⁶	0.3	—
wall	—	1.0×10 ⁶	1.0×10 ⁶	0.5	—
fluid	1000	—	—	—	1.0×10 ⁻³

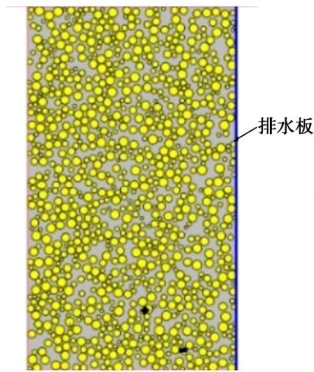


图 8 数值计算模型

Fig. 8 Numerical model

3.2 施加荷载

考虑到数值计算模型是根据实际尺寸缩小 10 倍得到的,因此模拟时将荷载值缩小 10 倍。

右边界(排水板):分级加载时,1—200000 时步设为 -4 kPa,200001—300000 时步设为 -8 kPa;直接加载时,始终设为 -8 kPa。上边界:假设真空压力在淤泥层中传递时没有损失,按照排水板处的孔压值同等加载。左边界和下边界施加荷载。数值模拟方案见表 5。

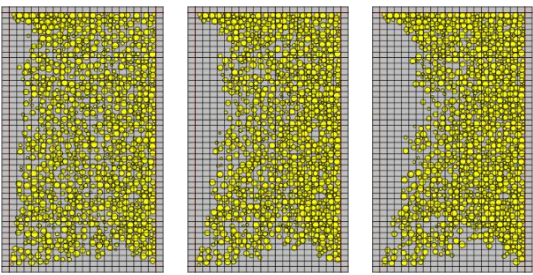
表 5 数值模拟方案

Table 5 Schemes of numerical simulation			
加载方式	荷载/kPa		
	0—100000	100001—200000	200001—300000
分级加载	-4	-4	-8
直接加载	-8	-8	-8

3.3 模拟结果

(1) 分级加载

分级加载情况土颗粒的分布情况如图 9 所示。



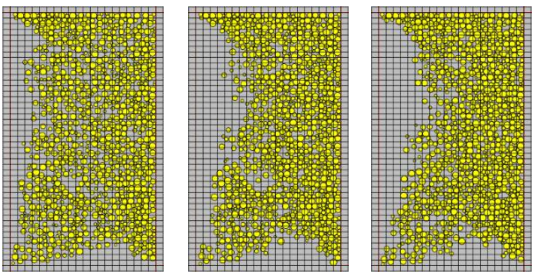
(a) 100000 时步 (b) 200000 时步 (c) 300000 时步

图 9 分级加载方式下土颗粒分布情况

Fig. 9 Distribution of soil particles under graded loading

(2) 直接加载

直接加载情况土颗粒的分布情况如图 10 所示。



(a) 100000 时步 (b) 200000 时步 (c) 300000 时步

图 10 直接加载方式下土颗粒分布情况

Fig. 10 Distribution of soil particles under directed loading

通过分析 PFC^{2D} 的数值模拟结果,可以看出在真空压力作用下,土体颗粒逐渐聚集,密实度增加,与试验过程中土体的密度升高,产生沉降等现象吻合,土颗粒向排水板移动导致其附近形成凸起,使土体表面产生不均匀沉降。分级加载方式下,土颗粒的聚集程度相比直接加载方式较为稀疏,表明可以在一定程度上减弱排水板附近的淤堵。

4 结 论

本文研究了在传统真空预压法的基础上改进后的新型无膜真空预压法。得出了以下结论:

(1)无膜真空预压法采用的泥封层可以基本达到与传统真空预压法相近的密封效果。并且可以通过先抽低真空,再抽高真空的分级加载方式获得更好的加

固效果。

(2) 数值模拟结果从微观角度解释了试验现象: 在真空压力作用下, 土颗粒竖向逐渐聚集导致土体压密产生沉降, 向排水板移动导致附近土体形成凸起, 使土体表面产生不均匀沉降。并且可以看出分级加载方式可以在一定程度上减弱排水板附近的淤堵。

参考文献:

- [1] 唐羿生. 天津港东突堤辅建区真空预压工程加固效果的调查与分析[J]. 港口工程, 1988(6): 2 - 7. (TANG Yi-sheng. Research and analysis on vacuum preloading project in Tianjin port[J]. Harbour Engineering, 1988(6): 2 - 7. (in Chinese))
- [2] 叶柏荣, 陆舜英, 唐羿生, 等. 袋装砂井—真空预压法加固软土地基[J]. 水运工程, 1983(4): 25 - 32, 41. (YE Bo-rong, LU Shun-ying, TANG Yi-sheng, et al. Vacuum preloading method for soft clay with bagged sand well[J]. Port & Waterway Engineering, 1983(4): 25 - 32, 41. (in Chinese))
- [3] 钱征, 李广武. 袋装砂井预压加固天津新港软土地基的试验研究[J]. 水运工程, 1981(9): 40 - 44. (QIAN Zheng, LI Guang-wu. Test on bagged sand well preloading for soft clay in Tianjin[J]. Port & Waterway Engineering, 1981(9): 40 - 44. (in Chinese))
- [4] 陈环, 鲍秀清. 负压条件下土的固结有效应力[J]. 岩土工程学报, 1984, 6(5): 39 - 47. (CHEN Huan, BAO Xiu-qing. Consolidation effective stresses in soil under the negative pressure condition[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1984, 6(5): 39 - 47. (in Chinese))
- [5] 闫澍旺, 陈环. 用真空加固软土地基的机制与计算方法[J]. 岩土工程学报, 1986, 8(2): 35 - 44. (YAN Shu-wang, CHEN Huan. Mechanism and calculation methods of vacuum stabilization of soft clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1986, 8(2): 35 - 44. (in Chinese))
- [6] 郭炳川. 真空预压加固新近吹填土新工艺及机理研究[D]. 天津: 天津大学, 2015. (GUO Bing-chuan. Theory and new technology study on using vacuum preloading to improve recently filled dredge[D]. Tianjin: Tianjin University, 2015. (in Chinese))
- [7] INDRARATNA B, KIANFAR K, RUJIKIATKAMJORN C, et al. Soft clay properties for non-Darcian radial drainage with vacuum preloading, based on Rowe cell testing[J]. Australian Geomechanics Journal, 2014, 49(4): 183 - 190.
- [8] CHAI J C, CARTER J P, HAYASHI S. Vacuum consolidation and its combination with embankment loading[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2006, 43(10): 985 - 996.
- [9] 陈志高. 无膜真空预压排水软基加固法的工程应用[J]. 中国水运(下半月), 2013(2): 261 - 262, 264. (CHEN Zhi-gao. Application of sheet-free vacuum preloading method to reinforce soft clay[J]. China Water Transport, 2013(2): 261 - 262, 264. (in Chinese))
- [10] 罗戎, 顾长存, 马殿光. 常规真空预压与低位真空预压软基加固方法比较[J]. 水道港口, 2004(3): 163 - 167. (LUO Rong, GU Chang-cun, MA Dian-guang. Comparison between traditional vacuum preloading method and lower vacuum preloading method[J]. Journal of Waterway and Harbor, 2004(3): 163 - 167. (in Chinese))
- [11] 黄宗煜. 低位真空预压法在温州围涂造地项目工程中的应用研究[D]. 杭州: 浙江工业大学, 2011. (HUANG Zong-yu. Application of lower vacuum preloading method in Wenzhou land reclamation project[D]. Hangzhou: Zhejiang University of Technology, 2011. (in Chinese))
- [12] 江波. 采用低位真空预压技术在东钱湖加固淤泥基础的实践[J]. 吉林水利, 2007(10): 33 - 35. (JIANG Bo. Lower vacuum preloading method for soft foundation in Dongqian Lake[J]. Jilin Water Resources, 2007(10): 33 - 35. (in Chinese))
- [13] JGJ79—2012 建筑地基处理技术规范[S]. 2012. (JGJ79—2012 Technical code for ground treatment of buildings[S]. 2012. (in Chinese))
- [14] 武亚军, 覃萍, 杨建波. 真空荷载下超软土固结试验及土颗粒移动数值模拟研究[J]. 水运工程, 2013(9): 116 - 122. (WU Ya-jun, TAN Ping, YANG Jian-bo. Consolidation test for soft soil and numerical simulation of soil particle movement under vacuum loading[J]. Port & Waterway Engineering, 2013(9): 116 - 122. (in Chinese))

(本文责编 明经平)

DOI: 10.11779/CJGE2017S2047

有机质相压缩变形对泥炭土固结特性影响

方坤斌^{1, 2}, 李卫超^{1, 2}, 杨敏^{1, 2}

(1. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092)

摘要: 含有机质组分是泥炭土区别于矿质软土的重要特征, 有机质含量直接影响了泥炭土的物理性质, 进而影响了泥炭土的固结特性。基于国内外学者的研究, 统计了大量泥炭土物理性质指标, 分析了有机质含量与密度、含水率、土粒比重线性相关关系, 并结合特殊土粒比重和平均土粒比重概念推导泥炭土特殊四相模型中液相孔隙比、有机质“孔隙比”表达式。在此基础上, 考虑有机质相可压缩变形对泥炭土固结特性的影响, 将有机质压缩变形模型与 Terzaghi 一维固结理论耦合, 通过模型计算结果与室内试验数据进行对比分析, 进一步验证了该模型的可行性。

关键词: 泥炭土; 有机质; 特殊比重; 四相模型; 固结特性

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)S2-0194-04

作者简介: 方坤斌(1992-), 男, 硕士研究生, 主要从事有机质软土工程特性的科研。E-mail: fang.kunbin@outlook.com。

Effect of compression of organic matter on consolidation behavior of peaty soil

FANG Kun-bin^{1, 2}, LI Wei-chao^{1, 2}, YANG Min^{1, 2}

(1. Department of Geotechnical Engineering, College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: The organic matter is an important symbol of peaty soil which is different from soft clay. The content of organic matter directly affects the physiochemical properties of peaty soil, and further affects its consolidation characteristics. Based on the researches of domestic and foreign scholars, the linear correlations between the content of organic matter with density, water content and specific gravity are analyzed. The void ratio of water and organic matter in the special four-phase model for peaty soil is deduced by combining the specific gravity of the inorganic solid phase with the mean specific gravity of the solid phase. Furthermore, by considering the effect of compression of organic matter on the consolidation characteristics of peaty soil, the compressive deformation model for organic matter is coupled with Terzaghi's one-dimensional consolidation theory, and the feasibility of the model is verified by comparing the calculated results with the experimental data.

Key words: peaty soil; organic matter; special gravity of solid phase; four-phase model; consolidation behavior

0 引言

饱和泥炭土是由水、矿物质和有机质三部分组成的特殊软土, 土体中富含的有机质主要包括残余纤维和无定型腐殖质, 土颗粒与有机质共同形成了架空孔隙结构, 孔隙结构为自由水的存储提供了必要的空间, 因此泥炭土具有孔隙比大、天然含水量高的显著特点, 储量丰富的孔隙水以及可压缩性的有机质组分导致泥炭土呈现出低承载力、高压缩性等不良工程性质。不难发现, 有机质含量直接或间接地影响了泥炭土物理力学特性。

Zainorabidin 等^[1]对世界各地的不同有机质含量软土进行了基本物理性质和力学性质方面的分析和比较, 指出泥炭质土力学特性随着有机纤维含量的变化呈现出相应的变化趋势。余志华^[2]统计了云南滇池地

区泥炭土的物理性质指标, 系统分析了有机质含量对泥炭土物理性质的影响规律

Meyer^[3]提出了有机质土非线性固结模型, 并通过室内外试验数据进一步验证了模型的可行性。刘侃等^[4]采用有机质线性应变模拟泥炭土瞬时沉降, 通过考虑有机质压缩变形对泥炭土一维固结理论进行修正并将编程计算结果同室内试验数据进行比较验证。

本文通过大量统计获得泥炭土有机质含量同各项物理指标的关系, 基于此关系通过泥炭土四相模型以及考虑有机质压缩的固结模型进一步分析泥炭土的变形特性。

基金项目: 国家自然科学基金项目 (41572258)

收稿日期: 2017-08-02

*通讯作者 (E-mail: WeichaoLi@tongji.edu.cn)

1 泥炭土物理性质统计分析

泥炭土本身的组成复杂, 轻质有机质成分含量增加导致泥炭土湿密度和土粒比重值都小于广泛分布的矿质软土, 有机质土的密度一般在 1 g/cm^3 左右, 土粒比重 G_s 受有机质含量影响主要介于 $0.95 \sim 2.63$ 之间。此外, 由于有机质与土体颗粒黏结共同形成的架空骨架结构, 方便了泥炭土水分的储存, 因此泥炭土天然含水率也较大, 一般大于 200% ^[5-17], 详见附表 1。泥炭土结构和组成上的不确定性, 导致了其各项物理性质容易受到气候、植被类型、沉积、碳化时间等因素的影响而呈现出较大的不确定性。

随着有机质含量的增加, 土体颗粒与有机质共同形成的架空孔隙结构增大, 从而为自由水的存储提供了必要的空间。有机质和水的单位体积质量远小于相同体积下的土颗粒质量, 因此随着有机质含量的增加, 泥炭土的密度和比重呈线性减小的趋势, 且离散性较小。同时随着有机质含量的增加, 泥炭土的含水率也相应增加, 但增长的线性趋势较不明显, 这可能与各地区测量泥炭土所采用的标准差异有关。鉴于此, 本文统计了 15 篇文献中的相关数据, 得到泥炭土各项物理指标与有机质含量关系如表 1 所示。

表 1 泥炭土物理性质指标拟合

Table 1 Fitting of physical parameters of peaty soil

指标	拟合关系	拟合程度
密度	$\rho = -0.0034W_u + 1.2717$	$R^2=0.8218$
含水率	$w = 5.1683W_u + 47.945$	$R^2=0.6037$
比重	$G_s = -0.0123W_u + 2.5612$	$R^2=0.8579$

2 泥炭土四相模型分析

Mesri^[18]通过微观结构模型对泥炭土压缩固结变形过程进行分析指出有机质在压缩过程也产生了相应的变形。因此在分析泥炭土变形特性时, 有必要将有机质作为单独一相进行考虑, 泥炭土的四相模型^[4]由有机质、土颗粒、水和气体四部分共同组成, 如图 1 (a) 所示。同时考虑土样在变形过程中, 有机质压缩伴随着固结排水同步进行, 如图 1 (b) 所示。图 1 中符号 V_g 、 V_w 、 V_s 、 V_m 、 ΔV_w 、 ΔV_m 分别为泥炭土四相模型中气体体积、液相体积、土颗粒体积、有机质体积、液相体积变化、有机质体积变化。

参照三相理论定义, 四相模型中液相孔隙比为液相体积与土颗粒体积之比, 即 $e_w = V_w/V_s$, 有机质孔隙比为有机质体积与土颗粒体积之比, 即 $e_m = V_m/V_s$ 。考虑有机质的影响, Madaschi^[19]提出纯土粒比重 G_{sm} 概念, G_{sm} 是指泥炭土纯土颗粒的土粒比重值, 该数值

取经过有机质灼烧后的土颗粒进行比重试验, 得到仅含有土颗粒的土体比重, 而与之相对应的有平均土粒比重概念 G_s , 该参数选用包含有机质的泥炭土烘干土样进行测试, 反映了泥炭土真实的比重值大小。

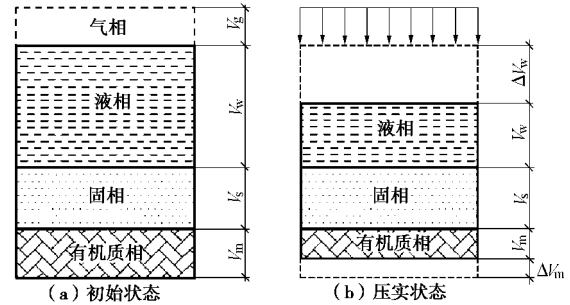


图 1 泥炭土四相模型

Fig. 1 Four phases of peaty soil

根据各相孔隙比定义, 结合泥炭土两种土粒比重定义, 可得四相模型下, 各相初始孔隙比为:

$$e_w = \frac{V_w}{V_s} = \frac{G_{sm} \times (1 + w_0) \times r_w}{r_0 \times (1 - W_u)} - \frac{G_{sm}}{G_s \times (1 - W_u)}, \quad (1)$$

$$e_m = \frac{V_m}{V_s} = \frac{G_{sm}}{G_s \times (1 - W_u)} - 1. \quad (2)$$

3 有机质压缩与固结渗流耦合理论及案例分析

众多研究表明有机质压缩在总变形量中的影响不可忽视。在四相模型中假设有机质可压缩, 如图 1 (b) 所示, 泥炭土总变形量 $\Delta V_c = \Delta V_w + \Delta V_m$ 。Liu^[20]在考虑维多利亚含气泡褐煤的压缩变形同时假设有机质的应力应变时间模型变形为

$$e_m = \left(\frac{1}{E_m} s \right) \left(\frac{t}{t_1} \right)^l. \quad (3)$$

式中 e_m 为有机质应变; E_m 为有机质初始压缩模量; s 为有机质所受的平均应力, 基于基本应力平衡分析取其等于总应力; l 为时间因子。

考虑四相模型中各相介质变形耦合关系, 可得

$$\frac{k}{g_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{a}{(1+e)(1+e_m)} \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{e_{m0}}{1+e_{m0}+e_{w0}} \frac{1}{E_m} \left(\frac{\partial s}{\partial t} t^l + l s t^{l-1} \right) dz, \quad (4)$$

式中 e_{m0} 为有机质初始孔隙比; e_{w0} 为液相初始孔隙比; z 为排水高度。

为了进一步验证上述理论的准确性, 本文选取 Yang 等^[21]试验结果对模型进行检验。计算过程中各项物理参数取值如表 2 所示。

通过编程对不同荷载条件下泥炭土变形进行计

算, 图 2 为根据文献[20]模型进行编程计算的结果与 Yang 的试验数据对比。

表 2 土样的物理性质指标

Table 2 Physical parameters of soil samples	
物理指标	参数取值
有机质含量 $W_u/\%$	35
密度 $\rho/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	1.14
含水率 $w/\%$	182.0
平均土粒比重 G_s	2.120
纯土粒比重 G_{sm}	2.700
液相孔隙比 e_w	8.298
有机质相孔隙比 e_m	0.959

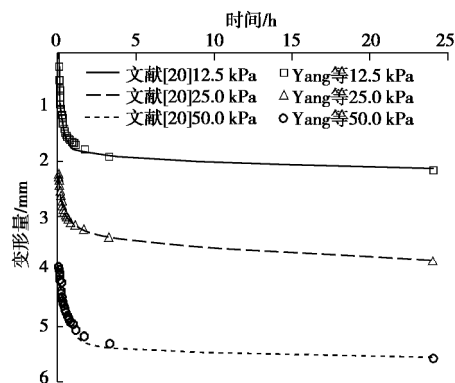


图 2 模型计算与试验结果对比

Fig. 2 Comparison between model and test results

由图2可以看出, 在加荷初期阶段, 泥炭土发生了较大的瞬时变形, 该变形除了瞬时载荷作用导致的土颗粒孔隙较大压缩外, 也包含了有机质的压缩变形。同时, 可以看出土样在12.5 kPa荷载下变形较大, 主要原因是初始状态下架空孔隙较大, 有机质较为疏松, 在第一级荷载作用下产生较大变形, 经过第一次挤压后有机质间大孔隙结构消失, 可压缩性减小, 通过对不同荷载下各项初始孔隙比进行更新, 所得计算曲线与试验结果较为吻合, 该特点也进一步验证了模型对于泥炭土的可适用性。

4 结 论

- (1)大量统计结果表明,随着有机质含量的增加,泥炭土的含水率也相应增大, 架空孔隙和低比重水分的增多导致了其密度和平均比重值呈线性减小的趋势。
- (2)通过对比泥炭土的室内试验数据和模型计算结果的变形曲线, 验证了四相模型和孔隙比推导的准确性,同时也表明有机质相的压缩变形影响不可忽略, 有机质压缩与土体固结渗流的耦合模型更符合泥炭土固结特性。

参考文献:

[1] ZAINORABIDIN A, BAKAR I. Engineering properties of in-situ and modified hemic peat soil in Western Johor[C]// Proc of 2nd International Conference on Advances in Soft Soil Engineering and Technology, 2003: 173 – 182.

[2] 余志华. 高原湖相泥炭土固结压缩及卸荷回弹变形试验研究[D]. 昆明: 昆明理工大学, 2015. (YU Zhi-Hua. Experimental study on consolidation and unloading rebound deformation of the plateau lacustrine peaty soil[D]. Kunming: Kunming University of Science and Technology, 2015. (in Chinese))

[3] MEYER Z. Consolidation model for organic soils[J]. Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement, 1997, 1(4): 239 – 248.

[4] 刘 侃, 杨 敏. 泥炭土的概念模型和一维固结理论分析[J]. 水利学报, 2015, 46(增刊 1): 225 – 230. (LIU Kan, YANG Min, et al. A conceptual model and one-dimensional consolidation theory for peat[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2015, 46(S1): 225 – 230. (in Chinese))

[5] DHOWIAN A W, EDIL T B. Consolidation behavior of peats[J]. Geotechnical Testing Journal, 1980, 3(3): 105 – 114.

[6] NG S Y, EISCHENS G R. Repeated short-term consolidation of peats[M]//Testing of Peats and Organic Soils. ASTM International, 1983.

[7] EDIL T B, MOCHTAR N E. Prediction of peat settlement[C]// Sedimentation Consolidation Models—Predictions and Validation. ASCE, 1984: 411 – 424.

[8] JONES D B, BEASLEY D H, POLLOCK D J. Ground treatment by surcharging on deposits of soft clays and peat[C]// Proc Conf on Building on Marginal and Derelict Land. Glasgow, Scotland: ICE, 1986: 679 – 695.

[9] YAMAGUCHI H. Physico-chemical and mechanical properties of peats and peaty ground[C]// Proc 6th Int Congress Int Assoc Engineering Geology. Amsterdam: Balkema, 1990: 521 – 526.

[10] TERMAAT R J, TOPOLNICKI M. Biaxial tests with natural and artificial peat[C]// International Workshop on Advances in Understanding and Modeling the Mechanical Behaviour of Peat. Delft, 1993.

[11] GUNARATNE M, STINNETTE P, MULLINS A G, et al. Compressibility relations for peat and organic soil[J]. Journal of Testing and Evaluation, 1998, 26(1): 1 – 9.

[12] 熊恩来. 云南泥炭、泥炭质土的力学特性及本构模型研究[D]. 昆明: 昆明理工大学, 2005. (XIONG En-lai. Research

on physical properties and relationship between strain and stress of peat & peaty soil in Yunan[D]. Kunming: Kunming University of Science and Technology, 2005. (in Chinese))

[13] O'KELLY B C. Development of a large consolidometer-permeameter apparatus for testing soft soils[M]// GeoCongress 2008: Characterization, Monitoring, and Modeling of GeoSystems. 2008: 60 - 67.

[14] SANTAGATA M, BOBET A, JOHNSTON C T, et al. One-dimensional compression behavior of a soil with high organic matter content[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2008, **134**(1): 1 - 13.

[15] KAZEMIAN S, ASADI A, HUAT B B K. Laboratory study on geotechnical properties of tropical peat soils[J]. Int J Geotech Environ (January), 2009(1): 69 - 79.

[16] KAZEMIAN S, PRASAD A, HUAT B B K, et al. A state of art review of peat: Geotechnical engineering perspective[J]. International Journal of Physical Sciences, 2011, **6**(8): 1974 - 1981.

[17] 吕 岩. 吉林省东部地区沼泽草炭土的结构特性及模型研究[D]. 长春: 吉林大学, 2012. (LÜ Yan. Study on the structural characteristics and model of marsh turfy soil in the east of Jilin province[D]. Changchun: Jilin University, 2012. (in Chinese))

[18] MESRI G, AJLOUNI M. Engineering properties of fibrous peats[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2007, **133**(7): 850 - 866.

[19] MADASCHI A, GAJO A. One-dimensional response of peaty soils subjected to a wide range of oedometric conditions[J].

Géotechnique, 2015, **65**(4): 274 - 286.

[20] LIU K, XUE J, YANG M. Deformation behaviour of geotechnical materials with gas bubbles and time dependent compressible organic matter[J]. Engineering Geology, 2016(213): 98 - 106.

[21] YANG Z X, ZHAO C F, XU C J, et al. Modelling the engineering behaviour of fibrous peat formed due to rapid anthropogenic terrestrialization in Hangzhou, China[J]. Engineering Geology, 2016(215): 25 - 35.

附表 1

来源	密度 $\rho/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	含水 率 $w/\%$	比重 G_s	有机质含量 $W_o/\%$
于志华 ^[2]	0.93	169.3	1.37	18.5
	~1.23	~445.1	~2.50	~83.8
Dhowian ^[5]	0.91	240.0	1.41	60.2
	~1.02	~600.0	~1.94	~88.0
NG ^[6]	1.05	336.0	1.58	76.1
		~418.0	~1.72	~80.5
Edil ^[7]	0.91	460.0	1.41	85.0
	~0.96	~757.0	~1.68	~93.1
Jones ^[8]	1.00	419.0	1.61	66.0
Yamaguchi ^[9]	0.99	400.0	1.47	95.0
Termatt ^[10]	0.97	669.0	1.52	79.2
Stinnette ^[11]	0.98	686.0	1.34	81.7
	~0.99	~726.0	~1.58	~88.9
熊恩来 ^[12]	1.10	245.0	1.86	34.5
	~1.14		~1.93	~81.7
O'Kelly ^[13]	0.96	1035.0	1.48	98.0
Santagata ^[14]	1.08	214.4	1.90	57.0
	~1.10	~284.5	~1.97	~64.4
Kazemian ^[15-16]	1.00	524.0	1.24	89.4
吕岩 ^[17]	0.94	117.0	1.56	27.3
	~1.19	~915.6	~2.20	~87.2
Madaschi ^[19]	—	150.0	1.59	19.9
		~280.0	~2.25	~71.0

(本文责编 明经平)

DOI: 10.11779/CJGE2017S2048

有明黏土固结特性的应变率效应和应变率取值研究

加 瑞^{1, 2}, 雷华阳^{1, 2}

(1. 天津大学建筑工程学院, 天津 300350; 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 300350)

摘 要: 通过不同应变率下的恒应变速率 (CRS, Constant Rate of Strain) 固结试验研究了应变率对有明黏土固结特性的影响, 通过对比 CRS 固结试验和常规分级加荷 (IL, Incremental Loading) 固结试验的结果, 探讨了 CRS 固结试验中应变率的取值问题。试验结果表明随着应变率的增大, 有明黏土的应力 - 应变曲线向右平行偏移, 应变率增大 10 倍时, 先期固结压力 (p_c) 约增长 17%, 正常固结阶段的固结系数 (c_v) 约增长 34%; 当应变率为 0.02%/min 时, CRS 固结试验得到的 p_c 和 c_v 值与 IL 固结试验得到的值基本一致; 通过计算 IL 固结试验中不同应变率时的平均应变率, 发现在正常固结阶段, IL 固结试验中达到 90% 的 24h 应变率时的平均应变率接近于 0.02%/min, 建议 CRS 固结试验中采用的应变率可取为 IL 固结试验中每级固结压力下达到 90% 的 24 h 应变率时的平均应变率的平均值。

关键词: 应变率; 固结特性; 先期固结压力; 黏土

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 4548(2017)S2 - 0198 - 05

作者简介: 加 瑞(1982 -), 男, 讲师, 主要从事土工试验与原位测试方面的研究工作。E-mail: jiarui@tju.edu.cn。

Effect of strain rate on consolidation behavior of Ariake clay and selection of the suitable strain rate

JIA Rui^{1, 2}, LEI Hua-yang^{1, 2}

(1. School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300350, China; 2. Key Laboratory of Coast Civil Structure Safety of Ministry of Education, Tianjin University, Tianjin 300350, China)

Abstract: The effect of strain rate on the consolidation behavior of Ariake clay is investigated by the constant rate of strain (CRS) consolidation tests under different strain rates, and the suitable strain rate in CRS consolidation tests is discussed based on the comparison results of CRS consolidation tests and routine incremental loading (IL) consolidation tests. The test results show that the stress-strain curves of Ariake clay shift in a parallel manner to the right with the increase of the strain rate. The preconsolidation pressure (p_c) increases by about 17% and the coefficient of consolidation (c_v) in the virgin consolidation range increases by about 34% respectively with a tenfold increase in the strain rate. The values of p_c and c_v from CRS tests with a strain rate of 0.02%/min are comparable to those from IL tests. The average strain rate up to 90% of strain of 24 h in the virgin consolidation range of IL tests is close to 0.02%/min based on the calculation of average strain rates up to different strains in IL consolidation tests. It is suggested that the strain rate in CRS consolidation tests corresponding with the mean value of average strain rate up to 90% of strain of 24 h under different consolidation pressures in IL tests should be adopted.

Key words: strain rate; consolidation behavior; preconsolidation pressure; clay

0 引 言

固结试验是用来测定土体在一维条件下的变形特性的试验方法, 可为地基沉降计算提供必要的参数。固结试验根据施加荷载的方式可分为分级加荷固结试验和连续加荷固结试验。常规固结试验采用分级加荷法 (IL, Incremental Loading), 通常每级荷载的加荷时间为 24 h, 后一级荷载是前一级荷载的 2 倍。连续加荷固结试验根据试验中控制条件的不同, 可分为恒应变速率试验、恒加荷速率试验、控制水力梯度试验和恒固结梯度试验。其中恒应变速率 (CRS, Constant

Rate of Strain) 固结试验相对于其它连续加荷固结试验具有理论明确和加载方便等优点, 是连续加荷固结试验中最常用的类型, 已被列入了许多国家的土工试验规范中^[1-3]。常规 IL 固结试验因其理论简明、设备简单、操作方便等优点, 是国内外较为通用的固结试验方法。与常规 IL 固结试验相比, CRS 固结试验的优点是可以大幅缩短试验时间和得到应力 - 应变曲线

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51509181); 天津市应用基础与前沿技术研究计划 (15JCQNJC43800)

收稿日期: 2017 - 08 - 02

上的连续数据点, 而且可以研究加载速率对土体应力 - 应变曲线的影响。

不同黏土在不同应变率条件下的大量 CRS 固结试验结果表明应变率会影响黏土的应力 - 应变曲线, 随着应变率增加, 应力 - 应变曲线会向右平行偏移, 黏土的先期固结压力会随着应变率的增大而增大^[4-6]。很多学者进行了如何通过 CRS 固结试验的结果计算固结系数的理论研究, 包括小应变理论^[7]和大应变理论^[8], 也有学者研究了应变率对固结系数的影响, 认为固结系数随应变率的增大而增大^[6]。

应变率是 CRS 固结试验的一个重要参数, 试验前需要首先设定一个合适的应变率, 许多学者讨论了试验中的最小和最大应变率的取值范围^[9-10]。为了使 CRS 固结试验的结果与 IL 固结试验的结果基本一致, ASTM D4186—06^[2]建议试样底部的超孔隙水压力与竖向总应力的比 u_b/s_v 应在 3%~15%之间。日本 JIS 标准^[3]建议: 土体的塑性指数小于 10 时, 应变率可取为 0.1%/min; 土体的塑性指数大于 10 且小于 40 时, 应变率可取为 0.05%/min; 土体的塑性指数大于 40 时, 应变率可取为 0.01%/min。Mesri 等^[9]推导出了 CRS 固结试验时试样底部的超孔隙水压力接近 0 时应变率的计算公式, 认为在该应变率下得到的应力 - 应变曲线将与 IL 固结试验主固结完成时的应力 - 应变曲线一致。但在该应变率下进行试验时, 试样底部的超孔隙水压力接近 0, 不能准确计算渗透系数, 而且试验所需时间大于 14 d。最后建议采用该值的 10 倍的应变率进行 CRS 固结试验, 试验的时间可缩短为 2 d 左右, 且所测的超孔隙水压力不是很大且可以用来计算渗透系数。

本文将对不同地点和不同深度的日本有明黏土进行不同应变率下的 CRS 固结试验和 IL 固结试验。研究应变率对有明黏土应力 - 应变曲线、先期固结压力和固结系数的影响; 通过对比不同应变率下的 CRS 固结试验与 IL 固结试验得到的先期固结压力和固结系数, 研究在多大的应变率下, CRS 固结试验可以得到与 IL 固结试验基本一致的结果; 最后探讨如何根据 IL 固结试验中不同阶段的平均应变率确定 CRS 固结试验中的适宜应变率。

1 试验装置和方案

1.1 黏土土样

在日本有明海沿岸高速公路建设时, 在公路沿线用薄壁取土器采取了大量的不扰动土样进行岩土工程勘察, 本文采用其中 3 个地点不同深度的钻孔土样进行了试验, 试验土样的物理性质指标如表 1 所示。大

部分土样的含水率大于 100%且大于它的液限, 塑性指数大约为 50, 孔隙比大于 2.5, 黏粒含量 ($<2\ \mu\text{m}$) 在 20%~60%之间。土样被运输到实验室后, 土样被从土样管中推出, 然后用石蜡密封并保存在水中用于固结试验的制样。CRS 和 IL 固结试验中试样的高度均为 2 cm, 直径均为 6 cm (面积约为 $28.27\ \text{cm}^2$)。

表 1 试验黏土土样的物理性质指标

Table 1 Physical index properties of test clay samples						
钻孔	深度 /m	孔隙比	含水率 /%	液限 /%	塑限 /%	黏粒含量/%
BH-1	1~1.9	3.43	129.4	116.7	57.4	36.0
	3~3.9	3.78	141.8	135.4	71.1	35.7
	5~5.9	3.51	132.4	118.5	58.0	29.6
	9~9.9	3.52	133.0	117.2	52.7	43.5
	10~10.9	3.40	128.6	119.8	50.1	32.1
	11~11.9	2.97	112.6	104.9	48.2	31.2
	12~12.9	2.81	105.5	100.8	47.5	26.6
	14~14.9	2.53	95.7	91.2	45.2	23.9
BH-2	16~16.9	2.55	95.1	113.2	48.2	45.0
	3~3.9	3.50	136.4	121.9	50.3	51.5
BH-3	6~6.9	2.81	109.4	104.8	44.3	29.7
	4~4.9	3.61	140.9	130.7	53.2	58.6
	6~6.9	3.45	137.6	122.5	50.7	54.3
	8~8.9	3.22	126.4	108.2	44.2	47.9
	10~10.9	2.58	102.6	97.1	44.9	45.7

1.2 试验装置和方法

CRS 固结试验的装置如图 1 所示。试验装置主要包括固结容器、轴向加载装置、反压维持装置、轴向荷载测量装置、变形测量装置以及超孔隙水压力测量装置。试验时首先设定一个应变率, 在此应变率下连续加载至所要求的最大应变, 在整个自动加压过程中只允许在试样的顶部进行单向排水, 同时量测不同时刻的轴向荷载、试样变形量以及试样底部的超孔隙水压力, 为了增加试样的饱和度, 试验过程中保持施加 200 kPa 的反压。通过测量数据可以计算孔隙比和竖向有效应力, 绘制应力 - 应变关系曲线, 推求先期固结压力以及固结系数等力学指标。在 CRS 固结试验中, 假定试样内的超孔隙水压力沿高度是抛物线分布, 则试样中竖向有效应力 s'_v 可由下式计算:

$$s'_v = s_v - \frac{2}{3}u_b \quad , \quad (1)$$

式中, s_v 为竖向总应力, u_b 为试样底部的超孔隙水压力。固结系数 c_v 可由下式计算:

$$c_v = \frac{\Delta s_v \bar{H}^2}{2\bar{u}_b \Delta t} \quad , \quad (2)$$

式中, Δs_v 为 Δt 时间内竖向总应力的增量, $\bar{H}$ 和 $\bar{u}_b$ 分别为 Δt 时间内的平均试样高度和试样底部的平均超孔隙水压力。

IL 固结试验的压力等级为 9.8, 19.6, 39.2, 78.5, 157, 314, 628, 1256 kPa, 每级压力下的固结时间为

24 h, 每级压力施加后, 记录 6, 9, 15, 30 s 和 1, 1.5, 2, 3, 5, 7, 10, 15, 20, 30, 40 min 以及 1, 1.5, 2, 3, 6, 24 h 的沉降量用于计算固结系数。

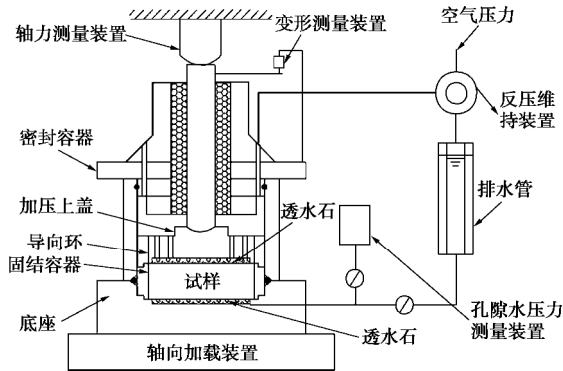


图 1 CRS 固结试验装置

Fig. 1 Sketch of CRS consolidation test device

1.3 试验方案

对采取的 15 个不扰动黏土土样分别进行了 IL 固结试验和应变率为 0.02%/min, 0.05%/min, 0.1%/min 和 0.2%/min 的 CRS 固结试验。为了得到与 IL 固结试验基本一致的结果, ASTM D4186—06^[2]建议 CRS 固结试验中所选取的应变率应该保证试验中 u_b/s_v 在 3%~15% 之间。为了研究有明黏土固结特性的应变率效应, 本文所选取的应变率范围略大于 ASTM 标准中的建议值。

2 试验结果

2.1 应变率对应力 - 应变曲线的影响

图 2 为有明黏土的典型应力 - 应变 - 应变率关系曲线 (BH-1; 5~5.9 m)。可以看到, 在一个指定的应变下, 应变率越大, 竖向有效应力越大。随着应变率的增大, 应力 - 应变曲线向右平行偏移, 这与已有文献中所得的结果一致^[4-6]。两条曲线基本平行, 指出等速率线模型 (isotache model) 适用于不扰动的有明黏土。

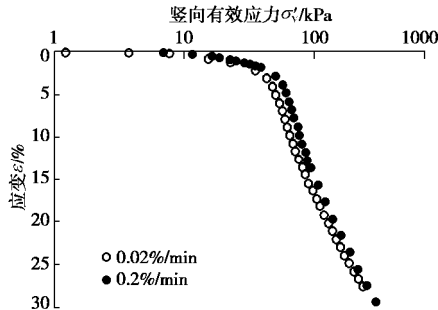


图 2 典型的应力 - 应变 - 应变率关系 (BH-1; 5~5.9 m)

Fig. 2 Typical stress-strain-strain rate relation (BH-1; 5~5.9 m)

2.2 应变率对先期固结压力的影响

采用卡萨格兰德法得到的 15 组土样在不同应变率下的先期固结压力, 经过 0.02%/min 应变率下的先期固结压力正规化后的结果如图 3 所示。图中 $p_c(\delta)$ 为

某应变率下的先期固结压力, $p_c(0.02\%/min)$ 为应变率为 0.02%/min 时的先期固结压力。可以看出, 在对数坐标下, p_c 随着应变率的增大而增大。线性拟合结果表明应变率增大 10 倍时, 有明黏土的先期固结压力约增长 17%。

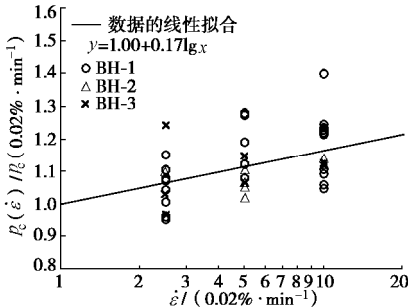


图 3 应变率对先期固结压力的影响

Fig. 3 Effect of strain rate on preconsolidation pressure

2.3 应变率对固结系数的影响

图 4 为 BH-1(5~5.9 m) 的试样在不同应变率下的固结系数 (c_v) 与平均竖向有效应力 ($\bar{\sigma}'_v$) 的关系曲线。可以看到, 虽然在超固结阶段, c_v 值比较离散, 但在正常固结阶段, c_v 值随着应变率的增大而明显增大。

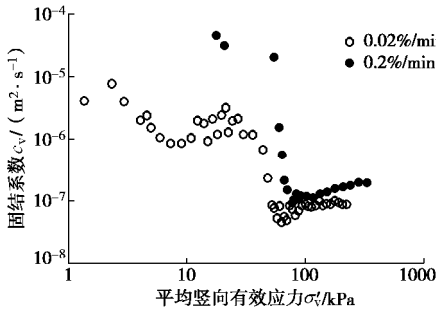


图 4 固结系数 - 应力 - 应变率关系 (BH-1; 5~5.9 m)

Fig. 4 c_v -stress-strain rate relation (BH-1; 5~5.9 m)

在正常固结阶段的同一压力 (100 kPa) 下的 15 组土样在不同应变率下的 c_v 值被用来调查应变率对 c_v 的影响, 如图 5 所示。图中 $c_v(\delta)$ 为某应变率下的固结系数, $c_v(0.02\%/min)$ 为应变率为 0.02%/min 时的固结系数。可以看出, c_v 值随着应变率的增大而呈增加的趋势, 线性拟合表明应变率增大 10 倍时, 有明黏土的 c_v 值约增长 34%。

2.4 CRS 与 IL 固结试验结果的对比

由上述结果可知, 应变率会影响有明黏土的先期固结压力和固结系数, 选取 CRS 固结试验的应变率时, 一个重要的参考标准是在多大的应变率下, CRS 固结试验可以得到与 IL 固结试验比较接近的结果。图 6 为 CRS 和 IL 固结试验得到的不同地点和不同深度的 15 组土样的 p_c 值的对比。可以看到, 当应变率为 0.02%/min 时, CRS 固结试验得到的 p_c 值与 IL 固结试验得到的 p_c 值基本一致。

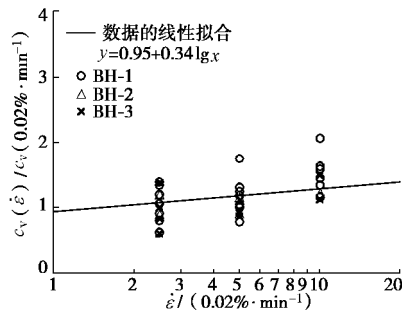


图 5 应变率对固结系数的影响

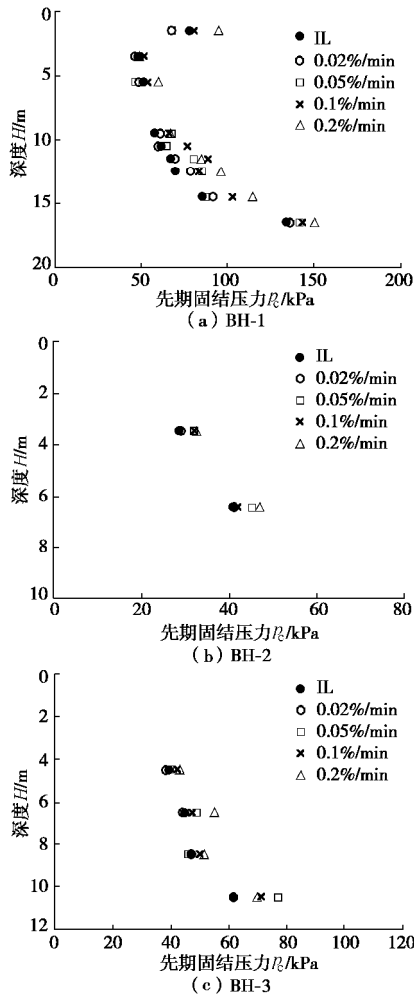
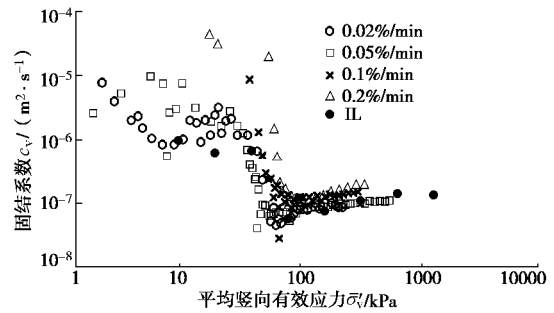
Fig. 5 Effect of strain rate on c_v 图 6 CRS 和 IL 固结试验所得 p_c 值的对比Fig. 6 Comparing values of p_c from CRS and IL tests

图 7 为 CRS 和 IL 固结试验得到 BH-1 的深度为 5~5.9 m 的土样的 c_v 值的对比, 其中 IL 固结试验每级固结压力下的固结系数利用时间平方根法求得。可以看到, 当应变率为 0.02%/min 时, CRS 固结试验得到的 c_v 值与 IL 固结试验得到的 c_v 值基本一致。所以可以用适当应变率下的 CRS 固结试验代替 IL 固结试验, 而 CRS 固结试验相比于 IL 固结试验, 可以得到应力-应变曲线上的连续数据点, 可以更好地反映应力-应变曲线上非线性段的特性, 而且可以大幅缩短试验时间。

图 7 CRS 和 IL 固结试验所得 c_v 值的对比 (BH-1; 5~5.9 m)Fig. 7 Comparing values of c_v from CRS and IL tests (BH-1; 5~5.9 m)

2.5 CRS 固结试验中的应变率取值

CRS 固结试验的主要结果是得到孔隙比与竖向有效应力的关系曲线用来计算主固结沉降的大小, 以及得到孔隙比与渗透系数的关系曲线用来计算主固结沉降的速率。CRS 固结试验中应变率取值应在一个合理的范围内, 因为如果选取的应变率过小, 试样底部的超孔隙水压力将很小, 不能准确计算渗透系数和固结系数; 如果选取的应变率过大, 试样底部的超孔隙水压力将很大, 导致沿试样高度的有效应力分布和变形的极不均匀。关于 CRS 固结试验中的应变率取值, 另一个问题是在多大的应变率下, CRS 固结试验可以得到与 IL 固结试验基本一致的结果。

由图 6 和图 7 可知, 当应变率为 0.02%/min, CRS 固结试验得到的 p_c 和 c_v 值与 IL 固结试验得到的值基本一致。IL 固结试验中在每级荷载作用下的应变率不断变化, 只能计算某段时间内的平均应变率, 通过每级荷载下的沉降-时间曲线可得到达到某沉降量所需的时间, 进而可计算该时段内的平均应变率。分别计算了 3 个地点的典型代表性试样达到 80%, 90% 和 100% 的 24 h 应变量 (并不是达到固结度的 80%, 90% 及 100%, 因为 24 小时的沉降量可能包含了部分次固结沉降) 时的平均应变率, 如图 8 所示。可以看出, 在正常固结阶段, IL 固结试验中 3 个试样达到 90% 的 24 h 应变量时的平均应变率更接近于 0.02%/min。3 个试样每级固结压力下达达到 80% 的 24 h 应变量时的平均应变率的平均值分别为 0.076%/min, 0.075%/min 和 0.070%/min; 达到 90% 的 24 h 应变量时的平均应变率的平均值分别为 0.018%/min, 0.022%/min 和 0.019%/min; 达到 100% 的 24 h 应变量时的平均应变率的平均值分别为 0.0041%/min, 0.0043%/min 和 0.0041%/min。也就是说, 每级固结压力下达达到 90% 的 24 h 应变量时的平均应变率的平均值接近等于 0.02%/min。因此, 如需 CRS 固结试验得到和 IL 固结试验基本一致的 p_c 和 c_v 值, 建议 CRS 固结试验中采用的应变率可取为 IL 固结试验中每级固结压力下达

到 90% 的 24 h 应变量时的平均应变率的平均值。

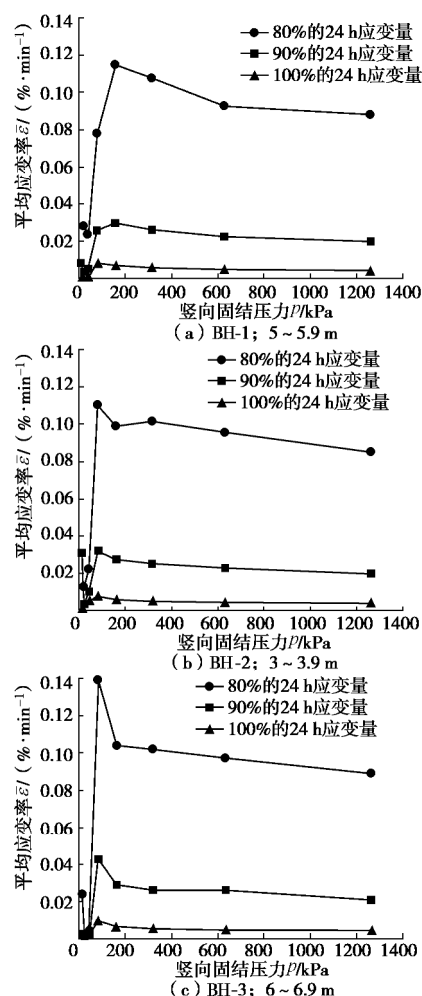


图 8 IL 固结试验达到不同应变量时的平均应变率

Fig. 8 Average strain rates of IL tests up to different strains

3 结论与建议

(1) 在一个指定的应变下, 应变率越大, 竖向有效应力越大。随着应变率的增大, 应力-应变曲线向右平行偏移。线性拟合表明应变率增大 10 倍时, 有明黏土的先期固结压力 (p_c) 约增长 17%。在正常固结阶段, 固结系数 (c_v) 随着应变率的增大而增大。线性拟合表明应变率增大 10 倍时, 正常固结阶段下 (100 kPa) 的 c_v 值约增长 34%。

(2) 通过对比不同应变率下的 CRS 固结试验与 IL 固结试验得到的 p_c 和 c_v 值, 发现当应变率为 0.02%/min 时, CRS 固结试验得到的 p_c 和 c_v 值与 IL 固结试验得到的 p_c 和 c_v 值基本一致。

(3) 在正常固结阶段, IL 固结试验中达到 90% 的 24 h 应变量时的平均应变率接近于 0.02%/min, 且每级固结压力达到 90% 的 24 h 应变量时的平均应变率的平均值接近等于 0.02%/min。因此, 建议 CRS 固结试验中采用的应变率可取为 IL 固结试验中每级固

结压力下达到 90% 的 24 h 应变量时的平均应变率的平均值。该建议值是通过对比有明黏土的 CRS 和 IL 固结试验结果得到的, 是否适用于其它类型的黏土有待进一步验证。

参考文献:

- [1] GB/T 50123—1999 土工试验方法标准[S]. 北京: 中国计划出版社, 1999. (GB/T 50123—1999 Standard for soil test method[S]. Beijing: China Planning Press, 1999. (in Chinese))
- [2] ASTM Standard D 4186—06 Standard test method for one-dimensional consolidation properties of saturated cohesive soils using controlled-strain loading[M]// Annual Book of ASTM Standards. ASTM International, West Conshohocken, PA, 2006.
- [3] JSA (Japanese Standard Association) JIS A 1227. Test method for one-dimensional consolidation properties of soils using constant rate of strain loading[S]. Tokyo: JSA, 2000. (in Japanese)
- [4] GRAHAM J, CROOKS J H A, BELL A L. Time effects on the stress-strain behaviour of natural soft clays[J]. Géotechnique, 1983, 33(3): 327 - 340.
- [5] LEROUÉIL S. Tenth Canadian Geotechnical Colloquium: Recent developments in consolidation of natural clays[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1988, 25(1): 85 - 107.
- [6] 毛淑欣. 软黏土常速率应变固结压缩试验研究[D]. 南京: 东南大学, 2012: 48 - 51. (MAO Shu-xin. Experimental investigation on constant rate of strain consolidation test for clays[D]. Nanjing: Southeast University, 2012: 48 - 51. (in Chinese))
- [7] WISSA A E Z, CHRISTIAN J T, DAVIS E H, et al. Consolidation at constant rate of strain[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 1971, 97(10): 1393 - 413.
- [8] UMEHARA Y, ZEN K. Constant rate of strain consolidation for very soft clayey soils[J]. Soils and Foundations, 1980, 20(2): 79 - 95.
- [9] MESRI G, FENG T W. Constant rate of strain consolidation testing of soft clays[C]// Proc Marsal Symposium. Mexico City: 49 - 59.
- [10] OZER A T, LAWTON E C, BARTLETT S F. New method to determine proper strain rate for constant rate-of-strain consolidation tests. Canadian Geotechnical Journal, 2012, 49(1): 18 - 26.

DOI: 10.11779/CJGE2017S2049

盾构隧道弯螺栓接头力学特性受预紧力影响的数值研究

张稳军^{1,2}, 张云沛^{1,2}, 宋晓龙^{1,2}

(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 300354; 2. 天津大学建筑工程学院, 天津, 300354)

摘要: 利用 ABAQUS 有限元分析软件, 通过数值模拟对盾构隧道弯螺栓接头在预紧力作用下的力学特性进行研究, 为螺栓接头的设计和施工提供理论依据。采用符合混凝土受力特性的 DP 本构模型和符合钢材受力特性的塑性本构模型, 研究预紧力对于弯螺栓接头力学特性的影响; 施加不同的荷载, 分析不同工况下预紧力作用效果的差异, 揭示预紧力作用的机理。结果表明: 预紧力改善了弯螺栓接头的力学特性, 增强了螺栓约束管片的能力, 减小了结构的整体变形。

关键词: 盾构隧道; 弯螺栓; 预紧力; DP 模型

中图分类号: U455.43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)S2-0203-04

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。

Numerical study on mechanical behavior of bent bolted connection in shield tunnel under effect of preload

ZHANG Wen-jun^{1,2}, ZHANG Yun-pei^{1,2}, SONG Xiao-long^{1,2}

(1. Key Laboratory of Coast Civil Structure Safety of Ministry of Education, Tianjin University, Tianjin 300354, China; 2. School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300354, China)

Abstract: With the help of ABAQUS FEM software, a numerical study is carried out on the mechanical properties of bent bolted connection in shield tunnel under the effect of preload, which offers theoretical evidence for the design and construction of bolted connection, considering the DP constitutive model fit for concrete as well as the plastic constitutive model fit for steel. The differences between the effect of preload under different load cases are analyzed, and the principle of the preload effect is revealed. The results show that the preload can improve the structural behavior of bent bolted connection, the restraint on the segment increases, and the entire deformation decreases.

Key words: shield tunnel; bent bolt; preload; DP constitutive model

0 引言

随着城市化的推进, 地上空间趋于饱和, 对地下空间的开发利用近年来成为研究热点。我国幅员辽阔, 地形地貌复杂, 不利的地质条件给盾构隧道的设计和施工带来了挑战, 接头的存在削弱了隧道衬砌结构的整体刚度。在软土地层中, 隧道施工运行的各个阶段都会产生沉降, 进而危害隧道安全。国内专家学者对于盾构隧道接头的受力变形进行了大量研究, 为不利地质条件下盾构隧道的设计和施工提供了理论依据。

王湛^[1]研究了隧道结构在纵向不均匀沉降下的受力和变形机制; 张建刚^[2]等考虑了螺栓预紧力根据武汉长江隧道工程管片接头对螺栓进行模拟; 吴彪^[3]利用光纤光栅监测技术监测盾构管片接缝及连接螺栓, 由此分析接缝及螺栓的应变变化规律; 方恩权^[4]等提出一种盾构隧道的纵缝接头力学模型, 获得了不同力学状态下的纵缝张开过程及极限纵缝张开量。

接头受力后变形是盾构隧道施工和运行中的关键控制因素, 现有研究提出了多种方法和措施控制接头的受力变形。在实际工程中, 弯螺栓接头综合性能好, 更具代表性。近年来广泛使用的高强螺栓能有效约束管片变形, 一定程度上弥补了接头对管片的削弱。综上, 本文以弯螺栓接头作为研究对象, 研究预紧力对弯螺栓接头力学行为的影响。

1 数值模型

1.1 几何建模

管片和螺栓建模参考《深圳地铁 7 m 盾构管片及螺栓受力现场测试及分析》^[3]相关数据。管片宽 1200 mm, 厚 400 mm, 内径 6700 mm, 外径 7500 mm, 单

块管片圆心角为 55° 。螺栓接头轴线弯曲,管片螺孔内无螺纹,依靠螺帽施加在垫片上的预拉力紧固管片。螺栓几何参数见表 1,构造见图 1。为简化计算,忽略垫片的建模,以两块管片模拟整个衬砌环。

表 1 螺栓几何尺寸表

Table 1 Geometric sizes of bolt				
螺杆直径	螺栓轴线弧长	螺栓轴线半径	螺母厚度	螺母直径
30 mm	550 mm	360 mm	24 mm	52 mm

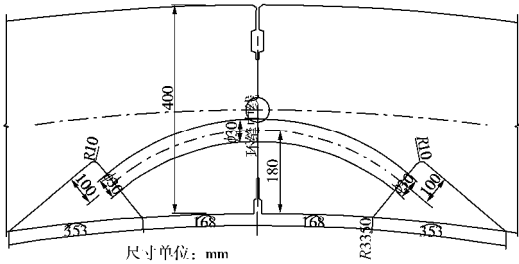


图 1 螺栓及手孔示意图

Fig. 1 Construction drawing of bolt and hole

1.2 本构关系及材料属性

混凝土强度等级为 C50,弹性模量为 3.45×10^4 MPa,泊松比为 0.2。取摩擦角为 30° ,剪胀角为 30° ,由规范中混凝土应力-应变曲线确定 DP 模型参数。使用摩擦型高强度螺栓,螺栓公称直径为 30 mm,泊松比为 0.3,其余参数见表 2。

表 2 螺栓接头材料参数表

Table 2 Material parameters of bolt			
螺栓等级	抗拉强度	屈服强度	弹性模量
8.8 级	800 MPa	640 MPa	2.1×10^5 MPa
10.9 级	1000 MPa	900 MPa	2.1×10^5 MPa

1.3 接触关系和网格划分

螺栓和螺孔的接触采用 surface to surface 模拟,螺帽和手孔面的接触采用 Tie 模拟,均采用自由网格划分,单元类型设置为 C3D10M,网格划分见图 2。

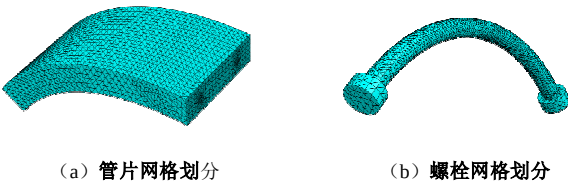


图 2 模型网格划分图

Fig. 2 Division of model mesh

1.4 边界条件和加载方式

管片左端固定,右端允许产生水平方向位移;于管片两端面施加垂直集中力模拟轴力,分 4 步加载。于管片上表面施加竖直面力模拟弯矩,分 3 步加载。边界条件和模型受力情况见图 3。

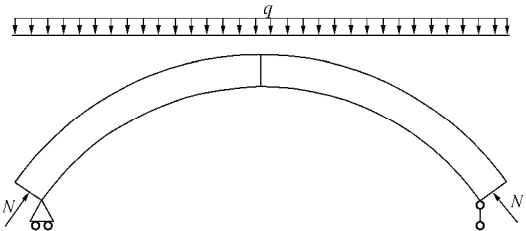


图 3 模型边界条件及受力图

Fig. 3 Boundary conditions and loads of model

2 数值分析

2.1 计算工况

(1) 将模型视为简支梁,由天津地铁 6 号线相关工程确定盾构隧道衬砌管环内力,在其基础上取整作为结构的内力,进而反算出荷载。

(2) 由规范确定 8.8 级高强螺栓预拉力为 280 kN,10.9 级高强螺栓预拉力为 355 kN。共取如下 12 种工况进行计算。

按螺栓划分:工况 1—6 使用 8.8 级高强螺栓,工况 7—12 使用 10.9 级高强螺栓;按预紧力划分:工况 1—3 和 7—9 不施加预紧力,工况 4—6 施加 280 kN 预紧力,工况 10—12 施加 355 kN 预紧力;按荷载组合划分:工况 1,4,7,10 为纯弯矩作用,8.8 级高强螺栓取 $310\text{ kN}\cdot\text{m}$,10.9 级取 $500\text{ kN}\cdot\text{m}$;工况 2,5,8,11 为纯轴力作用,8.8 级高强螺栓取 1100 kN,10.9 级取 1750 kN;工况 3,6,9,12 为弯矩轴力组合作用,取弯矩 $300\text{ kN}\cdot\text{m}$,轴力 1100 kN。

2.2 预紧力作用结果分析

对螺栓接头仅施加预紧力,研究其受力特性。

(1) 8.8 级高强螺栓

将螺栓分为螺帽和螺杆两部分,其应力见图 4。

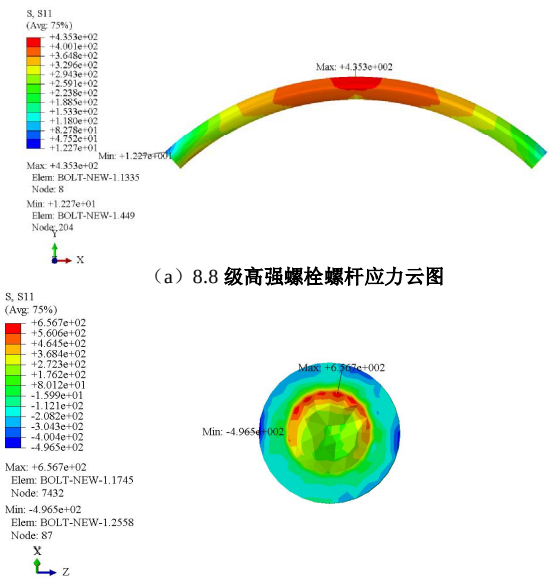


图 4 8.8 级高强螺栓接头应力云图

Fig. 4 Stresses of high-strength bolt 8.8

由云图可见, 螺杆整体受拉, 最大值位于中截面上轴线处, 最小值位于螺杆左端靠近螺帽处。螺帽基本受压, 最大压应力为 496.5 MPa, 部分区域受拉, 最大拉应力出现在螺帽与螺杆过渡处, 数值为 656.7 MPa。最大拉、压应力均出现在螺帽处, 体现了高强螺栓通过拧紧螺帽施加预紧力的作用机制。

(2) 10.9 级高强螺栓

10.9 级高强螺栓应力云图分布规律与 8.8 级高强螺栓相似, 拉应力最值提升为 550.3 MPa 和 164.0 MPa。螺杆应力分布与之前基本一致, 拉应力最大值提升 26.4%, 与预紧力提升幅度 26.7% 相接近, 从侧面验证了数值模拟结果的准确性; 螺帽基本受压, 最大拉压应力提升为 851.1 MPa 和 744.1 MPa。

2.3 预紧力对螺栓受力的影响分析

以 8.8 级高强螺栓为例, 考虑到螺栓破坏多发生在螺杆处, 本节只针对螺杆分 6 种工况进行分析, 研究预紧力对螺栓受力的影响。

(1) 弯矩作用

取施加预紧力前后螺杆轴线上若干点的应力分析, 其结果分别见图 5 和图 6。

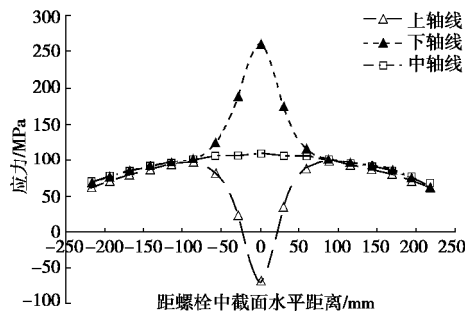


图 5 弯矩作用下螺杆轴线应力示意图

Fig. 5 Axial stresses of bolt under bending moment

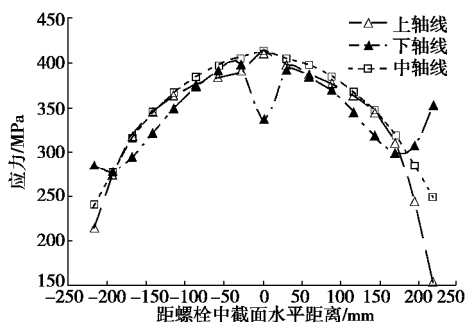


图 6 预紧后弯矩作用下螺杆轴线应力示意图

Fig. 6 Axial stresses of preload bolt under bending moment

可见未施加预紧力时螺杆基本受拉, 中轴线处应力变化较小, 分布在 50~100 MPa。中截面处应力差距明显, 顶部受压底部受拉, 越靠近螺帽应力越接近。上述应力分布规律充分体现了弯矩作用的效果: 跨中截面处弯矩最大, 产生应力最大, 并由跨中向两端减

小。此外, 螺杆顶部受到管片螺孔的挤压, 产生压应力。

施加预紧力后螺杆整体受拉, 应力明显提高, 对管片的约束作用增强; 三条轴线受力趋于一致, 改善了螺杆受力性能。此外, 下轴线部分节点应力与整体曲线存在差异, 这是由于弯矩作用下, 螺杆底部受到手孔挤压, 抵消了部分预拉力, 导致螺杆中截面下轴线处应力较小。螺杆两端节点靠近螺帽紧固面, 受预紧力影响较大, 存在应力集中, 故应力大于相邻部位。

(2) 轴力作用

分析轴力作用下螺杆应力见图 7。与弯矩作用下类似, 中轴线处应力变化较小, 中截面处应力存在差异。最大拉应力位于上轴线处, 最大压应力位于下轴线处。这是由于管片受两端挤压, 接缝面外侧张开内侧闭合, 导致螺杆上部受拉下部受压。取施加预紧力后的螺杆三条轴线上若干点应力分析, 其结果见图 8。

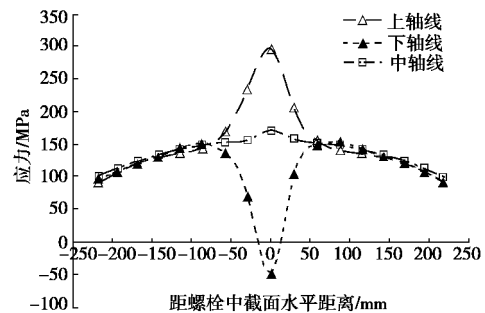


图 7 轴力作用下螺杆轴线应力示意图

Fig. 7 Axial stress of bolt under axial force

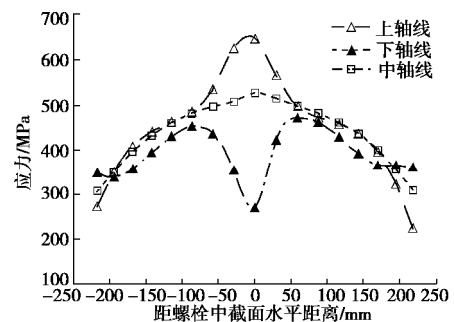


图 8 预紧后轴力作用下螺杆轴线应力示意图

Fig. 8 Axial stresses of preload bolt under axial force

施加预紧力后螺杆整体受拉, 应力明显提高, 对管片约束作用增强; 相比弯矩作用, 螺栓中截面上下应力差更明显。这是由于螺栓弯曲, 轴力在中截面产生附加弯矩, 使螺杆上部受拉下部受压, 增大应力差。

(3) 轴力弯矩组合作用

螺杆应力分布与轴力作用下类似, 但中截面上轴线处最大应力为 109.8 MPa, 大幅减小, 这是由于弯矩抵消了部分轴力产生的偏心弯矩。施加预紧力后螺杆整体受拉, 应力明显提高; 螺栓应力基本呈抛物线

分布，应力变化与预紧后轴力作用下的结果更吻合，说明在实际工程中，弯螺栓接头应力主要由轴力控制。

2.4 预紧力对变形的影响

考虑模型结构和荷载关于接缝面对称，理论上不会产生错台量，故本文研究整体最大位移和接缝面张开量。统计各工况下的变形值见表 3。

表 3 模型变形统计表

Table 3 Deformation statistics of model

外荷载	工况	接缝面张开量/mm		最大水平位移/mm	最大竖直位移/mm
		外侧	内侧		
弯矩	1	-0.0211	0.8067	2.628	-2.652
	4	-0.0204	0.1580	1.840	-2.299
	7	-0.0402	1.4131	4.664	-4.671
	10	0.0684	0.5814	3.048	-4.160
轴力	2	1.5276	-0.0857	-5.030	6.036
	5	0.9098	-0.0901	-4.431	4.783
	8	2.7080	-0.1613	-8.794	10.610
	11	2.0133	-0.1689	-8.052	9.129
弯矩 轴力 组合	3	0.4995	-0.0029	-2.598	2.642
	6	0.1274	-0.0388	-2.232	2.067
	9	0.4911	-0.0523	-2.571	2.608
	12	0.0832	-0.0350	-2.684	2.154

注：1.表中工况由上文“2.1 计算工况”中规定；2.接缝面张开量正值表示张开，负值表示闭合；水平位移正值表示向右，竖向位移正值表示向下。

分析工况 1—3：弯矩作用下，最大水平位移为正，最大竖向位移为负，接缝面外侧闭合内侧张开；轴力作用下，最大水平位移为负，最大竖向位移为正，接缝面外侧张开内侧闭合；组合作用下，变形与轴力作用下更接近，但数值更小，体现了弯矩的抵消作用。

对比工况 1 和工况 4、工况 7 和工况 10，施加预紧力后管片位移和张开量显著减小；对比工况 2 和工况 5，工况 8 和工况 11，施加预紧力后，轴力作用下管片变形的减小幅度小于弯矩作用；对比工况 3 和工况 6，工况 9 和工况 12，施加预紧力后，组合作用下管片变形的减小幅度介于弯矩作用和轴力作用之间。

综上所述，预紧力对结构变形的作用机理如下：螺栓预拉力使管片预先受力，荷载由螺栓向管片传递，引起较小变形。外荷载作用后，荷载由管片向螺栓接头传递，由于螺栓本身的应力较高，故在外荷载作用下应力提高幅度较小，后期变形较小，充分发挥了螺栓接头对管片的约束作用；弯矩作用下螺栓承受弯曲正应力，轴力作用下螺栓除承受轴力产生的应力外，还需要承受附加弯矩产生的应力，因此应力和变形增大，导致施加预紧力后轴力作用下管片变形的减小幅度小于弯矩作用。

3 结 论

本文利用 ABAQUS 有限元软件建立模型，模拟一定埋深下盾构隧道衬砌管片受力情况，对不同工况下螺栓接头的受力特性进行分析，得出以下结论：

(1) 预紧力使螺栓预先受拉，有效提高了螺栓接头的受力特性和约束能力，减小了管片的整体变形，提高了结构的受力性能。

(2) 螺帽整体受压，通过紧密挤压手孔面产生预紧力拉伸螺栓。拉应力最大值出现在螺帽和螺杆过渡处，压应力最大值出现在螺帽紧固面边缘。因此，在螺栓加工中，应重视螺帽和螺杆过渡处的制作工艺，保证该部位良好的承载力。

(3) 施加预紧力后，轴力作用下管片变形的减小幅度小于弯矩作用，而组合作用下减小幅度介于弯矩作用和轴力作用之间。因此，工程设计中宜使盾构隧道受弯矩作用控制，充分发挥螺栓接头的约束作用。

参考文献：

[1] 王 湛. 软土地层中盾构隧道结构沉降与变形机制分析[D]. 杭州: 浙江大学, 2013. (WANG Zhan. Settlement and failure mechanism of shield tunnel in soft soil area[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2013. (in Chinese))

[2] 张建刚, 何 川. 复杂接缝面管片接头的力学性能数值分析[J]. 地下空间与工程学报, 2013, 9(4): 1350 - 1354. (ZHANG Jian-gang, HE Chuan. Numerical analysis of mechanical property of shield tunnel segmental joint with complex interface[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2013, 9(4): 1350 - 1354. (in Chinese))

[3] 吴 彪. 深圳地铁 7 m 盾构管片及螺栓受力现场测试及分析[D]. 北京: 北京交通大学, 2015. (WU Biao. Field test and analysis on a 7 m shield segment and bolt' mechanics characteristic in Shenzhen metro engineering project[D]. Beijing: Beijing JiaoTong University, 2015. (in Chinese))

[4] 方恩权, 杨玲芝, 李晓军, 等. 地铁盾构隧道纵缝接头极限张开量研究[C]// 2014 中国青岛城市轨道交通管理和技术创新研讨会论文集. 2014. (FANG En-quan, YANG Ling-zhi LI Xiao-jun, et al. The study of subway shield tunnel longitudinal seam joint limit opening[C]// Seminar papers of Qingdao China urban rail transit conference on management and technology, 2014. (in Chinese))

(本文责编 明经平)

DOI: 10.11779/CJGE2017S2050

超深开挖对坑底桩的抗压承载力及沉降特性的影响因素研究

刁钰^{1,2}, 李光帅^{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(天津大学), 天津 300072; 2. 天津大学土木系, 天津 300072)

摘要: 超深基坑的开挖会对坑底工程桩的抗压承载力和沉降特性产生影响, 但是目前对开挖深、宽度、有效桩长等影响因素的研究较少。通过模拟对比套管试桩和开挖后坑底试桩两种工况, 可以反映开挖对桩的承载力和竖向刚度的影响。研究发现, 以坑底桩的开挖前承载力和刚度为基准进行归一, 得到的相对承载力和相对竖向刚度, 随着相对开挖宽度和相对开挖深度的增大而降低, 随着相对有效桩长的增长而提高。

关键词: 深开挖; 抗压桩; 承载力; 有限元法; 荷载试验

中图分类号: TU473.1

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)S2-0207-05

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。

Influencing factors of deep excavation on bearing capacity and settlement of piles beneath excavation

DIAO Yu^{1,2}, LI Guang-shuai^{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: The deep excavation has a significant influence on the bearing capacity and settlement of piles beneath excavation. However, there are few researches on the influencing factors, especially the distribution of strata. In this study two types of pile load tests are simulated. One is the pile load tests with pile casing in excavation range (TS), and the other is the pile load tests after excavation (TE). Through analyzing and comparing the results of tests, such as load-settlement relationship and skin friction, the effect of deep excavation on the bearing capacity and vertical stiffness can be obtained. It is found that the relative bearing capacity and relative vertical stiffness decrease with the increase of the relative width and depth of excavation. They increase with the increase of the relative effective pile length.

Key words: deep excavation; compressive pile; bearing capacity; FEM; load test

0 引言

近年来,我国超高层建筑大量兴建,在建造过程中必然设置深基坑甚至超深基坑,这对桩基的承载力和沉降特性将产生重大影响。

例如, Y. Iwasaki 等^[1]观测到在既有地下结构下开挖修建地铁时,地下结构的托换桩桩身下部出现很大的拉应力,文献作者认为这是由于开挖导致土回弹,使桩身上拔引起的。朱火根等^[2]报道了上海某基坑(最大开挖深度 13 m)开挖后,回弹造成坑底 30%的工程桩(有效桩长 30 m,上部 13 m 配筋)受拉破坏。徐情根等^[3]、陈孝贤^[4]亦有类似报道。胡琦等^[5]建立了考虑开挖应力路径对桩土界面影响的模型,计算表明深开挖可降低抗拉桩和抗压桩的承载力和刚度。

对于开挖对坑底抗拔桩的影响,黄茂松等^[6-7]用有

限元法和极限平衡法分析了开挖对抗拔桩的影响,并采用离心机模型试验进行了验证^[8]。陈锦剑^[9]以上海世博地下变电站为工程背景,对抗拔桩在面积深开挖过程中的受力特性进行了有限元分析。罗耀武^[10]进行了基坑开挖对抗拔桩极限承载力的模型试验及单桩与群桩的有限元分析。上述研究表明,各种条件下的超深开挖,都在不同程度上降低了桩的抗拔承载力。

对于开挖对坑底承压桩的影响,郑刚、刁钰等^[11-15]通过有限元分析和离心机模型试验,对比了地面套管试桩和开挖后坑底试桩的不同,指出超深基坑的开挖由于其回弹效应和卸载效应,可影响承压桩荷载传

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51308389)

收稿日期: 2017-08-02

递,并可降低其的承载力和轴向刚度,同时在桩身产生较大的初始拉力。

基坑开挖后的回弹效应和卸载效应对桩的作用,与基坑开挖深度、宽度、桩长等因素密切相关,但是目前相关研究较少。因此,本文建立了有限元轴对称模型,可以模拟和对比坑底试桩和地面试桩(以套管试桩为代表)条件下单桩加载过程,在此基础上变化模型中基坑开挖深度、开挖宽度和坑底有效桩长,并且进行了归一化处理,研究超深基坑开挖条件下上述因素对承压桩承载力和竖向刚度的影响。

1 有限元模型的建立

1.1 有限元模型

采用通用有限元软件 ABAQUS 进行建模与分析。单桩荷载试验简化为轴对称模型,轴对称实体单元。模型几何关系见图 1。其中,桩径 $d=1\text{ m}$,地连墙厚度 $t=1\text{ m}$,插入比为 $1:1$ 。在此基础上,变化开挖宽度 b 、开挖深度 h 、有效桩长 l ,模拟不同的开挖条件。

模型接触本构关系采用有限滑动的库仑摩擦模型模拟,摩擦系数根据文献[11]通过数值反算实际工程的结果,采用 $\mu=0.3$ 。桩和地下连续墙采用线弹性模型模拟。弹性模量 E 均取 2.4 GPa ,泊松比 ν 均取 0.15 ,重度 g 均取 25 kN/m^3 。土体采用修正剑桥模型模拟,取表 1 中土体参数。

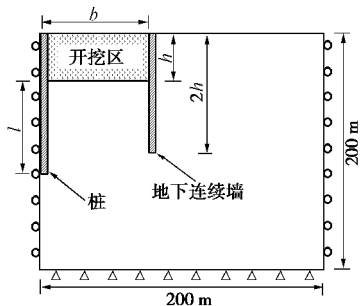


图 1 有限元模型示意图

Fig. 1 Schematic of finite element method model

表 1 土层的修正剑桥模型参数

Table 1 Soil parameters of MMC model

重度/($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	l	κ	M	e	n
18.6	0.07	0.004	1.1	0.72	0.30

1.2 工况模拟

模拟套管试桩法试桩时,约束模型对称轴和土体侧面径向位移,同时约束土体底部径向和轴向位移。同时,约束开挖范围内桩、土接触面处二者的径向位移,不考虑该段摩擦,仅对坑底以下桩、土设摩擦接触。加载时,在位于地面处的桩顶施加荷载。

模拟坑底试桩法时,杀死开挖范围内桩和土单元。

其它边界条件同套管法。加载时,在位于坑底处的桩顶施加荷载。

2 各影响因素参数研究

为了便于对比,对于开挖后坑底试桩情况,首先确立一个基本模型,其有效桩长 $l=L=25\text{ m}$,开挖深度 $h=H=25\text{ m}$,开挖宽度 $b=B=50\text{ m}$ 。进行参数研究时,仅变化基本模型的某一特定参数,研究桩的承载力和竖向刚度的变化。

对于套管试桩法,地表处加载引起的轴力与坑底处的桩身增加的轴力相同,此外,若将地面处的桩顶沉降扣除坑底以上桩身的压缩量,则可得到不开挖但在坑底处加载的 $Q-s$ 曲线。套管试验 $Q-s$ 曲线通过上述处理,能够反映未受开挖影响的桩在坑底处轴力与沉降的关系,可以作为归一化基准,对比考察各种开挖条件下的桩承载力和竖向刚度受开挖影响的幅度。因此,如无特殊说明,本文提及的套管试桩 $Q-s$ 曲线均做过上述修正。

2.1 基坑开挖宽度的影响

研究基坑开挖宽度的影响时,有效桩长 $l=L=25\text{ m}$,开挖深度 $h=H=25\text{ m}$,保持不变,作为开挖宽度归一标准。分别模拟相对开挖宽度 $b/H(b/L)$ 为 $0, 1/5, 2/5, 4/5, 2/1, \infty$ 时的工况。图 2 为不同开挖宽度条件下,坑底试桩的 $Q-s$ 曲线。 $b/H(b/L)=0$ 工况即为不开挖情况。所以,其单桩 $Q-s$ 曲线,就是具有相同有效桩长和套管长度等于相应开挖深度的套管试验的 $Q-s$ 曲线。

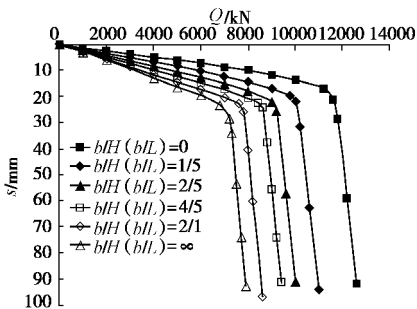


图 2 不同开挖宽度下试桩 $Q-s$ 曲线

Fig. 2 $Q-s$ curves of pile load tests with different excavation widths

由于 $Q-s$ 曲线均为陡降型,则其拐点处荷载可反映出桩的承载力大小。在图 3 中以套管试桩的拐点荷载 Q_{Ts} 为基准,对不同开挖宽度条件下坑底试桩的拐点荷载 Q_{TE} 进行归一化,得到“相对承载力”,反映开挖效应对承载力的影响强度。

由于 $Q-s$ 曲线在拐点荷载之前近似直线,所以引入刚度 $k=Q/s$ (Q 为拐点荷载, s 为对应沉降),反

映桩的竖向刚度。图 4 中以套管试桩的刚度 k_{TS} 为基准, 对不同开挖宽度条件下坑底试桩的拐点荷载 k_{TE} 进行归一化, 得到“相对刚度”, 反映开挖效应对刚度的影响强度。

从上述结果中可以发现, 开挖降低了坑底桩的承载力(图 2)和相对承载力(图 3), 并且, 降幅随着开挖宽度(相对于有效桩长和开挖深度)的增大而增大, 但是降低速率逐渐减缓。开挖降低了坑底桩的刚度(图 2)和相对刚度(图 4), 并且降幅随着开挖宽度(相对于有效桩长和开挖深度)的增大而增大, 但是降低速率逐渐减缓。由图 5 可知, 开挖的卸载效应导致桩极限侧阻下降, 降幅随着开挖宽度的增加而增大。而且, 桩下部摩阻降低滞后于上部, 这一方面是由于卸载效应随深度衰减, 另一方面是由于地连墙造成的被动土压力的影响, 尤其是当开挖宽度较小、桩与地连墙近时(如 $b/H=1/5$ 或 $2/5$), 桩下部极限摩阻力相对不开挖情况反而增加。由上述分析可知, 与地连墙不同距离的桩, 其刚度和承载力分布不均, 呈基坑边缘处刚度大, 中部刚度小的形态。根据基于沉降控制的桩筏设计理论, 该分布会增加碟形沉降, 不利于控制不均匀沉降。

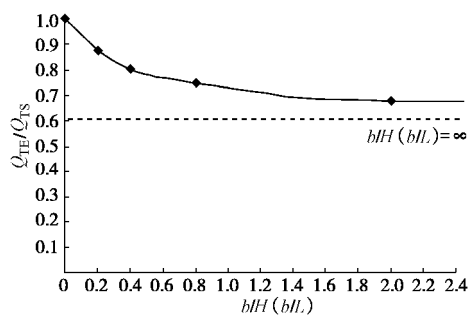


图 3 相对承载力 - 开挖宽度曲线

Fig. 3 Curves of relative bearing capacity-excavation width

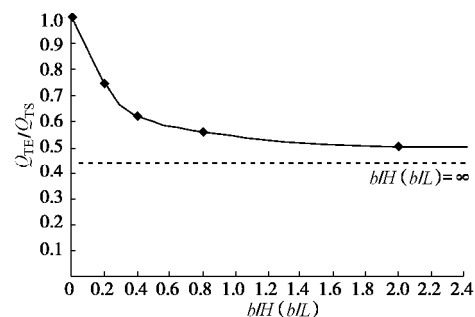


图 4 相对刚度 - 开挖宽度曲线

Fig. 4 Curves of relative stiffness-excavation width

2.2 基坑开挖深度的影响

研究基坑开挖深度的影响时, 有效桩长 $l=L=25$ m, 开挖宽度 $b=B=50$ m, 保持不变。有效桩长 L 作

为开挖深度归一标准。分别模拟相对开挖深度 h/L 为 0, 1/5, 3/5, 1/1, 7/5 时的工况。分别以各开挖深度对应的套管试桩的拐点荷载 Q_{TS} 和刚度 k_{TS} 为基准, 对相同开挖深度下坑底试桩的拐点荷载 Q_{TE} 和刚度 k_{TE} 进行归一化, 得到相对承载力和相对刚度, 反映开挖对承载力与刚度的影响见图 6 和图 7。以上述地面常规试桩的拐点荷载 Q_{h0} 和刚度 k_{h0} 为基准, 对各开挖深度的坑底试桩的拐点荷载 Q_h 和刚度 k_h 进行归一化, 得到“承载力比”和“刚度比”, 见图 8 和图 9。

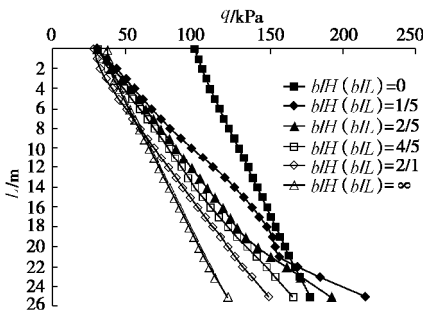


图 5 不同开挖宽度极限摩阻分布

Fig. 5 Distribution of ultimate skin resistance along pile shaft with different excavation widths

由图 6 可知, 随着开挖深度(相对于有效桩长)的增大, 桩相对承载力降低, 但是降低速率逐渐减缓。由图 7 可知, 随着开挖深度(相对于有效桩长)的增大, 桩的相对刚度降低, 但是降低速率逐渐减缓。由图 8 可知, 相同有效桩长的桩, 其开挖深度越大, 承载力比越大。其原因如下: 随着开挖深度的增大, 一方面桩法向应力卸载效应不断增大, 对极限侧摩阻力有降低作用, 但另一方面桩的埋置深度亦不断增大, 对侧摩阻力有提高作用。随深度增加, 前者降低承载力的效应放缓, 而后者的作用始终大于前者的作用, 故而产生了承载力比增长的现象。由图 9 可知, 相同有效桩长的桩, 其开挖深度越大, 竖向刚度比越大。其原因也是由于埋置深度增大对刚度的增加效应大于开挖卸荷和回弹对刚度产生的减小作用。

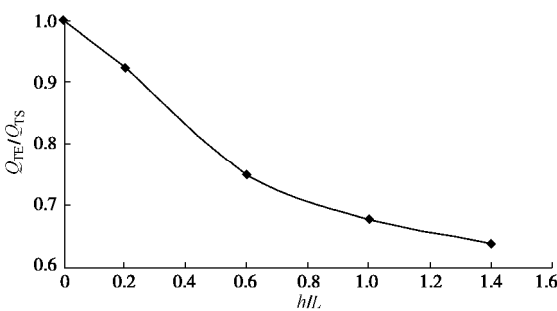


图 6 相对承载力开挖深度曲线

Fig. 6 Curves of relative bearing capacity-excavation depth

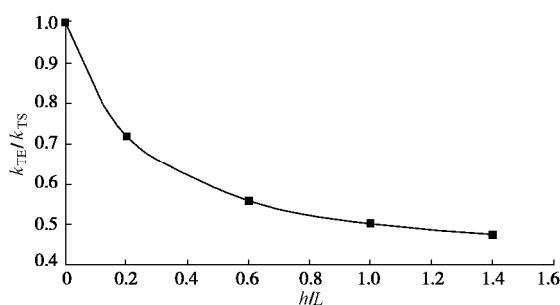


图7 相对刚度 - 开挖深度曲线

Fig. 7 Curves of relative stiffness-excavation depth

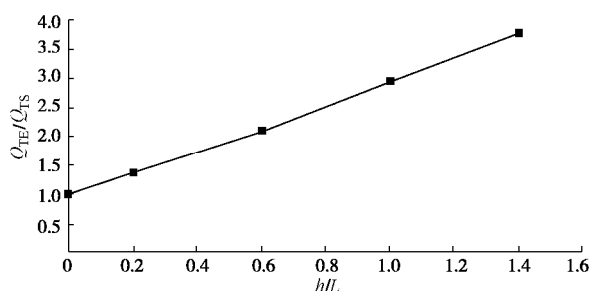


图8 承载力比 - 开挖深度曲线

Fig. 8 Curves of bearings capacity ratio-excavation depth

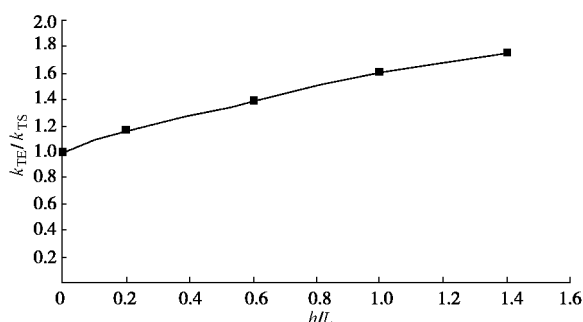


图9 刚度比-开挖深度曲线

Fig. 9 Curves of stiffness ratio-excavation depth

2.3 有效桩长的影响

研究有效桩长的影响时, 开挖深度 $h=H=25$ m, 开挖宽度 $b=B=50$ m, 保持不变。开挖深度 H 作为坑底长度归一标准。分别模拟相对有效桩长 l/H 为 2/5, 3/5, 1/1, 7/5, 2/1 时的工况。图 10 为不同有效桩长的情况下, 坑底试桩和套管试桩的 $Q-s$ 曲线。由图 10 可见: 随着有效桩长的增大, 桩的承载力增加; 刚度增加, 但拐点处的沉降也相应增加。

分别以不同有效桩长的套管试桩的拐点荷载 Q_{TS} 和刚度 k_{TS} 为基准, 对具有相同有效桩长的坑底试桩的拐点荷载 Q_{TE} 和刚度 k_{TE} 进行归一化, 得到相对承载力和相对刚度, 见图 11 和图 12。由图 11 可知, 随着有效桩长 (相对于开挖深度) 的增大, 坑底桩相对承载力降低。因为受开挖影响较强的区域, 随着有效桩长的增加, 在整个桩长所占比例不断下降, 则开挖效应相对减弱, 对承载力降低作用下降。由图 12 可知,

随着有效桩长 (相对于开挖深度) 的增大, 坑底桩刚度与不开挖情况刚度相比, 比值上升。原因同样是受开挖影响较强的区域在整个桩长中比例下降, 从而刚度降低作用减弱。

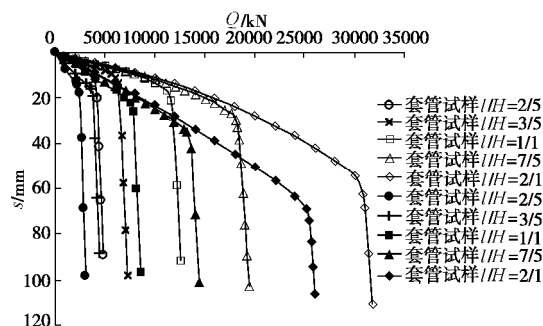
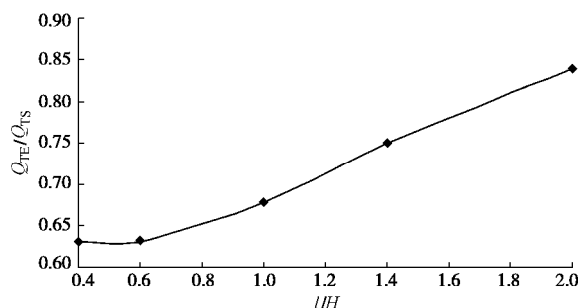
图10 不同有效桩长试桩 $Q-s$ 曲线Fig. 10 $Q-s$ curves of pile load tests with different effective pile lengths

图11 相对承载力 - 有效桩长曲线

Fig. 11 Curves of relative bearing capacity-effective pile length

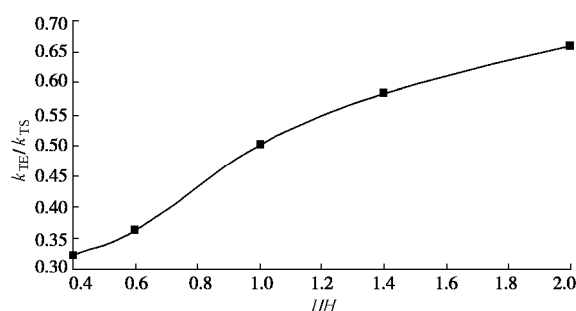


图12 相对刚度 - 有效桩长曲线

Fig. 12 Curves of relative stiffness-effective pile length

3 结 论

利用有限单元法建立轴对称模型, 针对深开挖对桩承载力和竖向刚度的影响, 进行了开挖深度、开挖宽度、有效桩长、土质和土层分布等参数研究。主要结论如下:

- (1) 开挖后坑底桩的相对承载力和相对刚度, 随着开挖宽度的增大而减小, 但是降低速率逐渐减缓。
- (2) 开挖后坑底桩的相对承载力和相对刚度, 随着开挖深度的增大而减小。而承载力比和刚度比随相

对开挖深度增大而增大。

(3) 坑底桩的相对承载力和相对刚度, 随着有效桩长的增大而增加。而承载力比和刚度比随相对有效桩长的增大而增大。

(4) 开挖后基坑边缘处桩的刚度大, 中部桩的刚度小, 该分布会增加碟形沉降, 不利于控制不均匀沉降。

参考文献:

- [1] IWASAKI Y, WATANABE H, FUKUDA M, et al. Construction control for underpinning piles and their behavior during excavation[J]. Géotechnique, 1994, **44**(4): 681 - 689.
- [2] 朱火根, 孙加平. 上海地区深基坑开挖坑底土体回弹对工程桩的影响[J]. 岩土工程界, 2004, **8**(3): 43 - 46. (ZHU Huo-gen, SUN Jia-ping. Effect of basal soil heave on piles during deep excavation in Shanghai[J]. Geotechnical Engineering World, 2004, **8**(3): 43 - 46. (in Chinese))
- [3] 徐情根, 徐醒华, 梁朝晖, 等. 深基坑开挖对坑底桩基的影响[J]. 广东土木与建筑, 2006(1): 33 - 34. (XU Qing-gen, XU Xing-hua, LIANG Chao-hui, et al. Influence of the deep excavation on the bottom piles[J]. Guangdong Architecture Civil Engineering, 2006(1): 33 - 34. (in Chinese))
- [4] 陈孝贤. 深基坑开挖坑底土体隆起对工程桩影响的探讨[J]. 福建建设科技, 2006(3): 116. (CHEN Xiao-xian. The discussion of pile risk for bottom soil resilience with deep foundation pit excavation[J]. Fujian Construction Science & Technology, 2006(3): 116. (in Chinese))
- [5] 胡 琦, 凌道盛, 陈云敏, 等. 深基坑开挖对坑内基桩受力特性的影响分析[J]. 岩土力学, 2008, **29**(7): 1965 - 1970. (HU Qi, LING Dao-sheng, CHEN Yun-min, et al. Study of loading characters of pile foundation due to unloading of deep foundation pit excavation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, **29**(7): 1965 - 1970. (in Chinese))
- [6] 黄茂松, 任 青, 王卫东, 等. 深层开挖条件下抗拔桩极限承载力分析[J]. 岩土工程学报, 2007, **29**(11): 1689 - 1695. (HUANG Mao-song, REN Qing, WANG Wei-dong, et al. Analysis for ultimate uplift capacity of tension pile under deep excavation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, **29**(11): 1689 - 1695. (in Chinese))
- [7] 黄茂松, 邴建俊, 王卫东, 等. 开挖条件下抗拔桩的承载力损失比分析[J]. 岩土工程学报, 2008, **30**(9): 1291 - 1297. (HUANG Mao-song, LI Jian-jun, WANG Wei-dong, et al. Bearing capacity loss ratio of uplift pile under deep excavation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, **30**(9): 1291 - 1297. (in Chinese))
- [8] 邴建俊, 黄茂松, 王卫东, 等. 开挖条件下抗拔桩承载力的离心模型试验[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(3): 388 - 396. (LI Jian-jun, HUANG Mao-song, WANG Wei-dong, et al. Centrifuge model tests on brearing capacity of up lift piles under deep excavation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(3): 388 - 396. (in Chinese))
- [9] 陈锦剑, 王建华, 范 巍, 等. 抗拔桩在大面积深开挖过程中的受力特性分析[J]. 岩土工程学报, 2009, **31**(3): 402 - 407. (CHEN Jian-jin, WANG Jian-hua, FAN Wei, et al. Behavior of up-lift pile foundation during large-scale deep excavation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, **31**(3): 402 - 407. (in Chinese))
- [10] 罗耀武. 大面积深开挖对抗拔桩承载性质的影响研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2010. (LUO Yao-wu. The influence of large and deep excavation on the bearing behavior of uplift piles[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2010. (in Chinese))
- [11] 郑 刚, 刁 钰, 吴宏伟. 超深开挖对桩竖向荷载传递和沉降的影响机理有限元分析[J]. 岩土工程学报, 2009, **31**(6): 837 - 845. (ZHENG Gang, DIAO Yu, NG C W W. Finite element analysis on mechanism of effect of super-deep excavation on vertical load transfer and settlement of single pile[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, **31**(6): 837 - 845. (in Chinese))
- [12] ZHENG Gang, PENG Si-yuan, DIAO Y, et al. In-flight investigation of excavation effects on smooth single piles[C]// 7th International conference on physical modeling in Switzerland, 2010: 681 - 689.
- [13] ZHENG G, DIAO Y, NG C W W. Parametric analysis of the effects of stress relief on the performance and capacity of piles in nondilative soils[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2011, **48**(8): 1354 - 1363.
- [14] ZHENG G, PENG S Y, NG C W W, et al. Excavation effects on pile behaviour and capacity[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2012, **49**(12): 1347 - 1356.
- [15] 刁 钰. 超深开挖对坑底抗压桩竖向承载力及沉降特性影响研究[D]. 天津: 天津大学, 2011. (DIAO Yu. Studies on effects of super-deep excavation on the bearing capacity and settlement behavior of compression piles beneath the basement[D]. Tianjin: Tianjin University, 2011. (in Chinese))

(本文责编 明经平)

DOI: 10.11779/CJGE2017S2051

利用带弯曲元应力路径三轴仪量测静止土压力系数研究

刘 麟^{1, 2}, 顾晓强^{*1, 2, 3}, 黄茂松^{1, 2}

(1. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 同济大学岩土与地下工程教育部重点实验室, 上海 200092;
3. 中国矿业大学深部岩土力学与地下工程国家重点实验室, 徐州 221008)

摘 要: 利用 GDS 应力路径三轴仪测定了上海第④层软黏土的静止土压力系数 K_0 , 并利用弯曲元测定了 K_0 状态下的土体剪切波速和最大剪切模量 G_0 。同时, 测定了等向固结应力状态下的剪切波速和最大剪切模量 G_0 , 建立了最大剪切模量 G_0 和等向围压 s'_c 的函数关系, 推导出 G_0 与静止土压力系数 K_0 的函数关系, 并基于 K_0 状态下的 G_0 值计算了静止土压力系数 K_0 , 对比了三轴试验得到的 K_0 真实值及通过计算得到的 K_0 理论值, 以研究利用最大剪切模量 G_0 反算静止土压力系数 K_0 的可能性。试验研究表明, 利用应力路径三轴仪测定 K_0 系数时, 在达到设定围压后, 需充分消散加载过程中的超静孔隙水压力来保证 K_0 值的准确性。同时, 基于等向和 K_0 应力状态下的最大剪切模量 G_0 的 K_0 反算值和实测值非常接近, 这也为根据现场波速测试结合室内试验确定现场 K_0 提供了可行性。

关键词: 静止土压力系数 K_0 ; 应力路径三轴仪; 弯曲元; 剪切波速; K_0 试验

中图分类号: TU41 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2017)S2-0212-04

作者简介: 刘 麟(1991-), 男, 辽宁沈阳人, 硕士生, 从事土体基本特性研究。E-mail: guxiaoqiang@tongji.edu.cn。

K_0 -determination by stress path triaxial apparatus with bender element

LIU Lin^{1, 2}, GU Xiao-qiang^{1, 2, 3}, HUANG Mao-song^{1, 2}

(1. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of the Ministry of Education, Shanghai 200092, China; 3. State Key Laboratory for Geomechanics and Deep Underground Engineering, CUMT, Xuzhou 221008, China)

Abstract: The coefficient of lateral earth pressure at rest K_0 of Shanghai soft clay is measured by the GDS stress path triaxial device. The shear wave velocity and the corresponding small strain shear stiffness at K_0 state are also determined by the bender elements planned in the triaxial apparatus. The functional relationship between the maximum shear modulus G_0 and the isotropic confining pressure s'_c is established, and then the functional relationship between G_0 and K_0 is deduced. The possibility of using G_0 to calculate K_0 is investigated. Meanwhile, the value of G_0 at isotropic stress state is also measured and that of K_0 is back calculated based on the values of G_0 at isotropic stress state and K_0 stress state. The results indicate that the dissipation of the excessive pore water pressure during the K_0 -measurement is very important to obtain the reliable value of K_0 . Meanwhile, the back calculated values of K_0 based on the G_0 -measurement agree well with the directly measured ones, which indicates the feasibility of K_0 -determination based on the field shear wave velocity.

Key words: coefficient of lateral earth pressure at rest K_0 ; stress path triaxial test; bender element; shear wave velocity; K_0 -test

0 引 言

土体初始应力很大程度上决定着土体的力学特性。土体的竖向应力通常可由上覆土重确定, 水平向应力则由竖向应力和静止土压力系数 K_0 确定。因此, K_0 是表征土体初始应力状态的最主要参数。 K_0 的基本定义为在无侧向变形固结后的水平向有效应力 s'_h 与竖向有效应力 s'_v 之比^[1], 可用下式表示:

$$K_0 = s'_h / s'_v \quad (1)$$

Andrewes 等^[2]提出了增量型静止土压力系数 K'_0 , 为无侧向变形条件下水平有效应力增量 $\Delta s'_h$ 与竖向有效

应力增量 $\Delta s'_v$ 之比, 可用下式表示:

$$K'_0 = \Delta s'_h / \Delta s'_v \quad (2)$$

K_0 的数值反映了土体本身的特性和其应力历史。由于 K_0 重要性, 预测公式有很多, 应用最为广泛的是 Jaky 公式^[3], 可用下式表示:

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (3)$$

基金项目: 国家重点研发计划 (2016YFC0800202); 中国矿业大学深部岩土力学与地下工程国家重点实验室开放基金项目 (SKLGDUEK1712)
收稿日期: 2017-08-02

*通讯作者 (E-mail: guxiaoqiang@tongji.edu.cn)

式中, ϕ' 为有效内摩擦角。

Campanella 和 Vaid^[3], Fed^[4] 黄博等^[5] 利用三轴仪法量测了土体的 K_0 值。三轴仪能在试验中控制加载应力路径, 通常称为应力路径三轴仪。在应力路径三轴试验中, 可以通过伺服控制围压大小, 以保证试样的体积变形等于轴向变形, 即试样无侧向变形。此时侧向有效应力与轴向有效应力之比即为 K_0 。三轴试验中 K_0 能否准确量测的关键是保证试样的饱和度。

土体最大剪切模量 G_0 是一个很重要的土体动力参数, 在室内试验中常用弯曲元对其进行量测^[6-7]。弯曲元已被广泛应用于土体最大剪切模量的测量。弯曲元可以测量土体的剪切波速 V_s 。在小应变范围内, 利用弹性波的传播原理即可计算 G_0 :

$$G_0 = r V_s^2, \quad (4)$$

式中, r 为土体的密度。

顾晓强等^[8-9] 利用弯曲元室内试验量测了砂土的小应变特性, 研究了干砂和饱和砂中的弯曲元信号, 并对各种信号分析方法的结果进行了对比。Thomann 和 Hryciw^[10] 利用弯曲元测量了土样在 K_0 条件下的 G_0 。吴宏伟等^[11] 利用弯曲元对软黏土的各向异性剪切模量进行了量测。Jovičić 和 Coop^[12-13] 在三轴仪上利用了弯曲元对三组原状伦敦硬黏土进行了测试。Pan 和 Liou^[14] 在微观力学理论的基础上利用各向异性波速对粗颗粒土的 K_0 进行了估算。Hatanaka 和 Uchida^[15] 利用三轴仪进行了等向固结试验, 建立了 G_0 关于等向围压 s'_c 的公式 (5), 并利用 K_0 的定义式 (6) 建立了 G_0 与 K_0 的关系式 (7):

$$G_0 = a(s'_c)^n, \quad (5)$$

$$s'_c = \frac{1+2K_0}{3} s'_v, \quad (6)$$

$$K_0 = \frac{1}{2} \left[\frac{3}{s'_v} \left(\frac{G_0}{a} \right)^{\frac{1}{n}} - 1 \right]. \quad (7)$$

式中 a 和 n 是与孔隙比相关的常数; s'_c 为等向有效围压, 不等向固结时为平均有效应力; s'_v 为竖向有效应力。在室内等向固结试验确定 a 和 n , 再利用原位土体的剪切波速 V_s , 得到土体最大剪切模量 G_0 , 并将土体原位竖向有效应力 s'_v 带入公式 (7) 反算 K_0 。

如前所述, 早期研究中对于静止土压力系数 K_0 的确定局限于 Jaky 公式或通过仪器直接量测。最大剪切模量 G_0 是土体的基本参数之一, 许多学者研究了利用土体波速量测 G_0 的方法, 主要有利用弯曲元量测波速的室内试验法及现场的波速试验。一些学者则尝试着建立 G_0 和 K_0 之间的关系, 但其研究都局限于利用现场波速试验确定 G_0 , 并利用公式反推 K_0 值。本文利用弯曲元三轴仪, 通过室内试验即可确定土体波速

及 G_0 , 并通过等向固结试验确定 G_0 与 K_0 的函数关系。再通过 K_0 测试试验, 不仅得到了 K_0 实测值及利用 G_0 反算的 K_0 值, 还可比较两者结果验证 G_0 与 K_0 的函数关系的合理性。

1 试验概况

1.1 试验材料

土样选取上海第④层淤泥质粉质黏土, 取土深度大约为 8 m。经过测试, 土样的天然含水率为 63.8%, 天然密度为 1.782 g/cm^3 , 土体比重 G_s 取 2.74, 由此推算土样初始孔隙比 e_0 为 1.517。本试验采用原状土样, 土样直径为 50 mm, 高度为 100 mm, 如图 1 所示。



图 1 三轴试样

Fig. 1 Soil specimen in triaxial tests

1.2 试验仪器

仪器采用英国 GDS 应力路径三轴仪, 同时改造安装了弯曲元波速测试系统, 如图 2 所示。该弯曲元可同时进行压缩波 (P 波) 和剪切波 (S 波) 的测试, 且输入频率、波形可自行定义。



(a) 压力室



(b) 弯曲元

图 2 三轴试验仪

Fig. 2 Triaxial test apparatus

1.3 试验过程

首先对土样进行反压饱和, 完成后检验饱和度, 若 B 值大于 0.95, 表明试样饱和程度好。试验分为等

向固结试验和 K_0 测试试验。等向固结试验时,土样饱和后分级加载固结,每级有效围压分别为 50, 100, 150, 200, 300 kPa。每级有效围压维持 24 h, 固结稳定后,量测土样的剪切波速。 K_0 测试试验时,设置目标围压为 200 kPa, 反压维持在 50 kPa, 即目标有效围压为 150 kPa。固结稳定后,量测轴向有效应力及固结稳定后土样的剪切波速。

2 试验结果分析

2.1 等向固结试验

等向固结试验利用 LVDT 和反压控制器分别测量土体轴向变形和体积变形。图 3 为有效围压为 100 kPa 时,频率分别为 2, 5, 10, 20, 50, 100 kHz 正弦波的剪切波形图。当输入频率较高时,会产生高频的 P 波,其波速接近水中 P 波波速。同时根据顾晓强等^[9]的建议,采用时域初达波法确定波的传播时间。具体结果见表 1。图 4 为不同有效围压下土体的最大剪切模量。利用公式 (5) 对 G_0 和围压 s'_c 进行拟合,其中 a 和 n 值分别为 0.909 和 0.785。

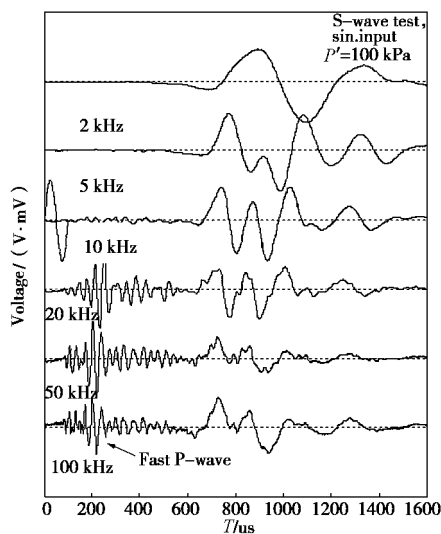


图 3 等向围压为 100 kPa 时剪切波波形图

Fig. 3 Received shear wave signals under confining stress of 100 kPa

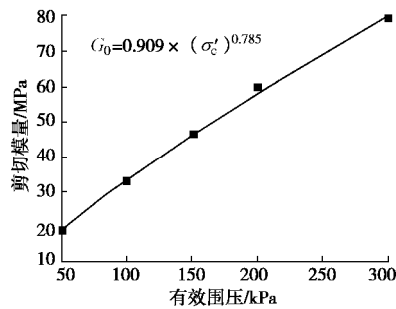


图 4 G_0 与 s'_c 关系图

Fig. 4 Relationship between G_0 and s'_c

表 1 不同等向围压作用下土体剪切波速

Table 1 Shear wave velocity under different loading conditions				
有效围压/kPa	波速/(m·s ⁻¹)	孔隙比	密度/(g·cm ⁻³)	剪切模量/MPa
50	102	1.43	1.842	19.1
100	133	1.37	1.877	33.2
150	156	1.34	1.904	46.4
200	176	1.26	1.930	59.6
300	199	1.05	1.990	79.1

2.2 K_0 测试试验结果

先进行第一次“ K_0 -test”, 目标有效围压为 150 kPa, 达到该围压时间设置为 12 h。加载中会产生超孔压, 所以要进行第二次“ K_0 -test”, 维持有效围压为 150 kPa, 再固结 12 h, 令超孔压逐渐消散直至轴压稳定。最终稳定后有效轴压为 250 kPa, 根据公式 1 可得 K_0 为 0.6, 与柳艳华博士论文中结果一致^[16]。最后量测土样波速为 166.1 m/s。试样密度为 1.96 g/cm³, 由公式 (4) 得 G_0 为 54.1 MPa。图 5 为试验的结果曲线图。

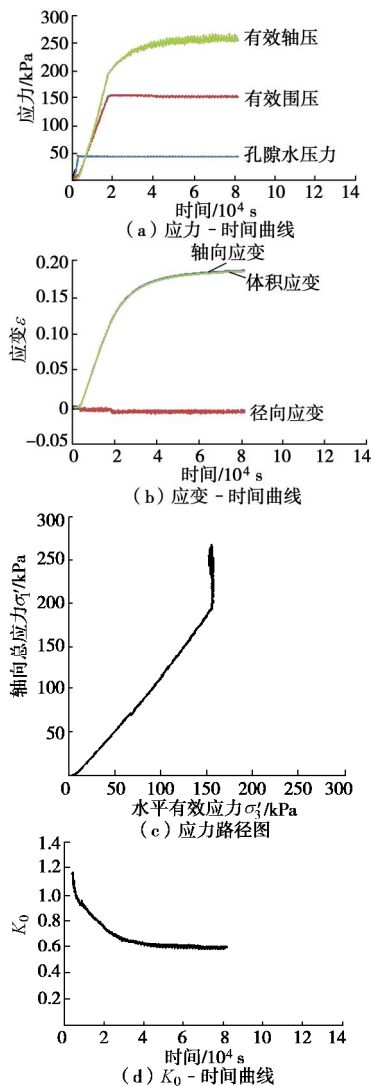


图 5 试验结果

Fig. 5 Results of tests

2.3 关于 G_0 和 K_0 之间关系的讨论

根据前述公式 (5)、(6)、(7) 可得公式 (8):

$$K_0 = \frac{1}{2} \left[\frac{3}{s'_v} \left(\frac{G_0}{0.909} \right)^{\frac{1}{0.785}} - 1 \right] \quad (8)$$

K_0 测试试验中 K_0 实测值为 0.6。利用式 (8) 及波速测量结果 (s'_v 为 250 kPa, G_0 为 54.1 MPa), 可得 K_0 值为 0.596, 与 K_0 实测值基本相同, 为联合利用现场波速及室内波速测试预测原位土体 K_0 提供了可能。建议后续对其他土体进行相应测试, 验证其可靠性。

3 结 论

本文利用弯曲元应力路径三轴仪对上海第④层软黏土量测了土体的静止土压力系数, 结论初步如下:

(1) 利用应力路径三轴仪测定 K_0 时, 充分消散加载中的超静孔隙水压力对 K_0 值的准确量测至关重要。

(2) 当剪切波 (S 波) 输入频率较高时, 会激发出一定量的压缩波 (P 波)。确定“初达波”时应以中低频输入为准, 并以高频情况的波形图作为参考综合选取。

(3) 利用最大剪切模量 G_0 反算的 K_0 值和实测值非常接近, 为现场波速测试结合室内试验确定 K_0 提供可行性, 但仍需其它不同类型土和不同试验条件下大量的数据来进行验证, 以确定公式 (8) 的适用性。

参考文献:

- [1] TERZAGHI K. Old earth pressure theories and new test results[J]. Engineering News-Record, 1920, **85**(14): 632 - 637.
- [2] ANDRAWES K Z, EL-SOBY M A. Factors affecting coefficient of earth pressure K_0 [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1973, **99**(sm7): 527 - 539.
- [3] CAMPANELLA R G, VAID Y P. A simple K_0 triaxial cell[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1972, **9**(3): 249 - 260.
- [4] FEDA J. K_0 -coefficient of sand in triaxial apparatus[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1984, **110**(4): 519 - 524.
- [5] 黄 博, 胡俊清, 廖先斌, 等. 原状饱和黏土静止土压力系数试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, **32**(增刊 2): 4056 - 4064. (HUANG Bo, HU Jun-qing, LIAO Xian-bin, et al. Experimental studies of static earth pressure coefficient of undisturbed saturated clay[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, **32**(S2): 4056 - 4064. (in Chinese))
- [6] 黄 博, 殷建华, 陈云敏, 等. 压电陶瓷弯曲元法测试土样弹性剪切模量[J]. 振动工程学报, 2001, **14**(2): 155 - 160. (HUANG Bo, YIN Jian-hua, CHEN Yun-min, et al.

Measurement of elastic shear modulus G_{max} using piezoceramic bender elements[J]. Journal of Vibration Engineering, 2001, **14**(2): 155 - 160. (in Chinese))

- [7] 顾晓强, 杨 峻, 黄茂松, 等. 砂土剪切模量测定的弯曲元, 共振柱和循环扭剪试验[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(4): 740 - 746. (GU Xiao-qiang, YANG Jun, HUANG Mao-song, et al. Combining bender element, resonant column and cyclic torsional shear tests to determine small strain shear modulus of sand[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(4): 740 - 746. (in Chinese))
- [8] GU X, YANG J, HUANG M. Laboratory measurements of small strain properties of dry sands by bender element[J]. Soils and Foundations, 2013, **53**(5): 735 - 745.
- [9] GU X, YANG J, HUANG M, et al. Bender element tests in dry and saturated sand: Signal interpretation and result comparison[J]. Soils and Foundations, 2015, **55**(5): 951 - 962.
- [10] THOMANN T G, HRYCIW R D. Laboratory measurement of small strain shear modulus under K_0 conditions[J]. Geotechnical Testing Journal, 1990, **13**(2): 97 - 105.
- [11] 吴宏伟, 李 青, 刘国彬. 利用弯曲元测量上海原状软黏土各向异性剪切模量的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(1): 150 - 156. (WU Hong-wei, LI Qing, LIU Guo-bin. Measurement of small-strain inherent stiffness anisotropy of intact Shanghai soft clay using bender elements[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(1): 150 - 156. (in Chinese))
- [12] JOVIČIĆ V, COOP M P. The measurement of stiffness anisotropy in clays with bender element tests in the triaxial apparatus[J]. Geotechnical Test Journal, 1998, **21**(1): 3 - 10.
- [13] JOVIČIĆ V, COOP M P, SIMIČ M. Objective criteria for determining G_{max} from bender element tests[J]. Géotechnique, 1996, **46**(2): 357 - 362.
- [14] PAN Y W, LIOU J C. K_0 estimation in level granular soil from anisotropic wave velocities on the basis of micromechanics[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2004, **28**(14): 1401 - 1425.
- [15] HATANAKA M, UCHIDA A. A simple method for the determination of K_0 -value in sandy soils[J]. Soils and Foundations, 1996, **36**(2): 93 - 99.
- [16] 柳艳华. 天然软黏土屈服特性及主应力轴旋转效应研究[D]. 上海: 同济大学, 2010. (LIU Yan-hua. Yield characteristics and principal stress rotation effects of natural soft clay[D]. Shanghai: Tongji University, 2010. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE2017S2052

CFG 桩软基加固质量缺陷原因分析及处理方法探讨

李三明, 阎 波, 安海堂, 程宗亮, 徐 伟

(中国市政工程中南设计研究总院有限公司, 湖北 武汉 430010)

摘 要: CFG 桩复合地基作为地基处理的一种常用方式具有诸多优势而被广泛应用, 但在软基加固中受到软土地层特性对施工工艺要求高的影响而谨慎采用。结合武汉市某 CFG 桩软基处理的工程实例, 深入分析了出现桩身完整性缺陷问题的原因及其解决方法。研究认为, 软土地区 CFG 桩施工过程应结合地质条件变化因地制宜的优化施工工艺, 土方开挖方案应精细化防止桩端被剪切破坏。研究成果对软土地基 CFG 桩的应用具有借鉴意义。

关键词: CFG 桩复合地基; 软基加固; 施工工艺; 桩身完整性

中图分类号: TU447

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 4548(2017)S2 - 0216 - 04

作者简介: 李三明(1968 -), 男, 高级工程师, 主要从事岩土工程勘察、基坑支护设计、地灾评估等方面工作和研究。

E-mail: lsm361@126.com。

Causes and processing methods for quality defects of soft foundation reinforcement using CFG piles

LI San-ming, YAN Bo, AN Hai-tang, CHENG Zong-liang, XU Wei

(Central and Southern China Municipal Engineering Design & Research Institute Co., Ltd, Wuhan 430010, China)

Abstract: The CFG pile composite foundation has many advantages, so it has been widely used as the common foundation treatment. However, it has been carefully used in soft foundation reinforcement because of the high demand of the construction technology for soft clay. Based on a project case of soft foundation treatment using CFG piles in Wuhan, the reason of the pile integrity problems is analyzed, and the solving methods are proposed. The studies show that it shall be better to optimize the construction technology according to the change of geological conditions under different local conditions in the process of the CFG pile construction in soft soil area, and earthwork excavation scheme should be subtilized to prevent the shear damage at pile end. The research results have significant reference to the application of CFG piles in soft foundation.

Key words: CFG pile composite foundation; soft foundation reinforcement; construction technology; pile integrity

0 引 言

CFG 桩是由水泥、粉煤灰、碎石、石屑或砂加水拌合形成的高黏结强度桩, 桩、桩间土和褥垫层一起构成复合地基。CFG 桩是在碎石桩的基础上发展起来的, 属复合地基刚性桩, 适用于处理黏性土、粉土、砂土和自重固结已完成的素填土地基, 对淤泥质土应按地区经验或通过现场试验确定其适用性^[1]。由于 CFG 桩相对于管桩具有经济性强、挤土效应弱对周边环境的影响小的特点, 相对于水泥土搅拌桩具有桩体刚性强承载力高等特点, 因此 CFG 桩在软基加固中的运用案例越来越多, 尤其在市政给排水场站的改扩建工程中运用较为突出。它具有沉降变形小、施工简单、承载力提高幅度大、适用范围较广等特点, 再加上 CFG 桩不配筋, 桩体利用工业废料粉煤灰作为掺和料, 大大降低了工程造价。

尽管 CFG 桩具有诸多优点, 但在处理淤泥质土

时, CFG 桩复合地基仍面临较多问题^[2], 如淤泥质软土具有强度低、灵敏度高、压缩性高的特点, 新打桩会挤压已打桩变形、缩颈甚至断桩; 处理后的复合地基差异沉降大; 施工工艺不到位造成混合料与淤泥土混合, 导致桩身掺土从而降低桩身质量等。本文结合武汉市某污水处理厂升级改造中 CFG 桩地基处理的应用, 分析其出现的问题及解决方法。

1 工程地质概况

根据拟建场地的勘察报告, 场地地貌属于湖泊堆积平原区, 相当于长江一级阶地与二级阶地的过渡区, 构筑物基底以下地基土层的承载力特征值和压缩模量如表 1 所示, 基础底板标高及代表地层剖面如图 1 所示。

表 1 地基土层承载力特征值和压缩模量
Table 1 Characteristic values of bearing capacity and compression
moduli of foundation soil

层号及土层名称	综合建议值	
	f_{ak}/kPa	E_{s1-2}/MPa
②-2 粉质黏土	65	3.0
②-3 黏土	110	5.5
②-4 黏土	165	8.0
②-5 粉质黏土	110	6.0
②-6 淤泥质粉质黏土	60	3.0
②-7 粉质黏土	110	5.5
②-8 黏土	150	7.0
③粉质黏土	320	12

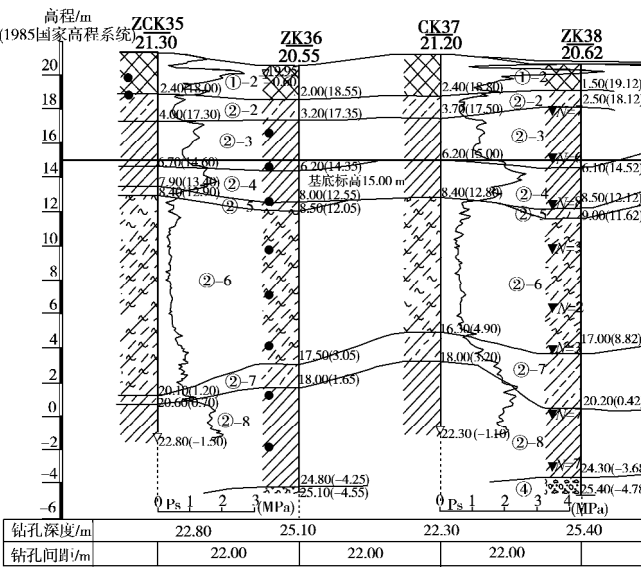


图 1 基础底板标高及代表地层剖面

Fig. 1 Foundation slab elevations and representative stratigraphic sections

基础形式采用钢筋混凝土筏板基础，基底标高 15.0 m，基底荷载 140 kPa。因基底开挖后，基础底面位于②-3 层黏土或②-4 层黏土，基底以下土层性质较好但厚度较薄，且下卧层存在 7.0~11.7 m 厚淤泥质软土层，下卧层承载力及变形验算难以满足要求。结合前期工程地基处理经验，若采用管桩因其挤土效应显著会对周边已建运行的构筑物产生影响；若采用水泥土搅拌桩因软土厚度大且淤泥质含量较高，桩体质量难以达标，本场地前期建设已有失败案例。故采用 CFG 桩复合地基，以②-8 层黏土做为桩端持力层。地基处理设计参数详见表 2。

2 设计参数

桩径为 400 mm，桩位布置为正方形布置，桩间距为 1.40 m；桩顶标高及桩长见表 3；桩身抗压强度 $f_{cu} \geq 10 \text{ MPa}$ ；褥垫层厚度取 300 mm；设计单桩竖向

承载力特征值 $\geq 200 \text{ kN}$ ，设计复合地基承载力特征值 $\geq 140 \text{ kPa}$ 。

表 2 CFG 桩地基处理设计参数建议值
Table 2 Recommended values of design parameters of foundation
treatment using CFG piles

层号及土层名称	桩侧阻力特征值/kPa	桩端阻力特征值/kPa
②-2 粉质黏土	16	
②-3 黏土	23	
②-4 黏土	31	
②-5 粉质黏土	22	
②-6 淤泥质粉质黏土	9	
②-7 粉质黏土	23	
②-8 黏土	30	400 ($5 < h < 10 \text{ m}$) 600 ($10 < h < 15 \text{ m}$)
③粉质黏土	37	550 ($5 < h < 10 \text{ m}$) 700 ($10 < h < 15 \text{ m}$)

注：h 为桩的入土深度。

表 3 CFG 桩设计参数
Table 3 Design parameters of CFG piles

桩编号	桩径/mm	桩顶设计标高/m	桩长/m	桩数/根	备注
桩 1	400	15.15	10.90~15.95	2102	进入②-8 黏土 $\geq 2 \text{ m}$
桩 2	400	12.75	9.20~14.25	290	进入②-8 黏土 $\geq 3 \text{ m}$
桩 3	400	15.15	11.90~16.95	140	

3 桩身完整性检测及分析

3.1 检测试验

桩身完整性检测采用低应变动力试验，检查数量不少于桩总数的 10%。根据低应变检测报告，对总共 2532 根 CFG 桩抽取约 11% 的数量进行桩身完整性检测，发现存在桩身缺陷的桩占比较高，为更准确查明成桩效果，桩身完整性检测数量翻倍，占总桩数的约 21%。

基桩低应变法检测结果见表 4。

表 4 基桩低应变法检测结果
Table 4 Test results of low-strain integrity tests

被检数	I 类及占比	II 类及占比	III 类及占比	IV 类及占比
531 根	187 根 35.2%	90 根 16.9%	104 根 19.6%	150 根 28.3%

3.2 问题分析

根据低应变检测结果，对 III、IV 类桩桩身存在严重缺陷或断桩的部位进行分析统计见图 2，3，表 5。

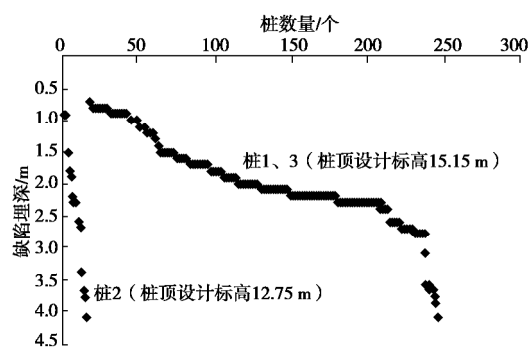


图 2 III、IV 类桩桩身缺陷部位埋深统计

Fig. 2 Statistics of embedded depth of defect's of III, IV types of

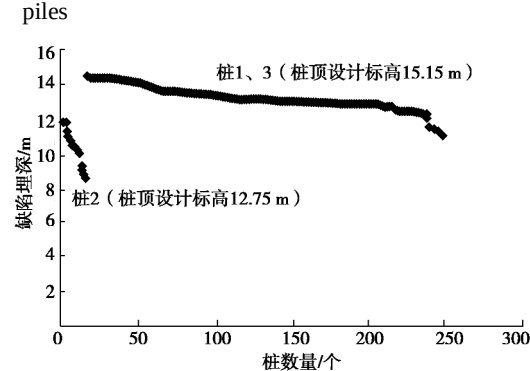


图 3 III、IV 类桩桩身缺陷部位标高统计

Fig. 3 Statistics of elevation of defects III, IV types of piles

表 5 缺陷部位统计

Table 5 Statistics of defective parts

桩类型	根数	埋深	标高	缺陷部位
		平均值/m	平均值/m	地层情况
桩 1、桩 3	232	1.94	13.21	②-5 层及②-6 层上部
桩 2	16	2.33	10.42	②-6 层上部

由以上图表分析可知, 桩 1、桩 3 中存在严重缺陷或断桩的部位标高平均值 13.21 m 位于②-5 层粉质黏土顶标高平均值 13.55 m 和②-6 层淤泥质粉质黏土顶标高平均值 12.53 m 之间, 而桩 2 中存在严重缺陷或断桩的部位标高平均值 10.42 m 位于②-6 层淤泥质粉质黏土顶标高之下 1~2 m。根据勘察报告可知②-4 层黏土和②-5 层粉质黏土承载力特征值差值为 55 kPa, ②-5 层粉质黏土和②-6 层淤泥质粉质黏土承载力特征值差值为 50 kPa, ②-4 层黏土和②-6 层淤泥质粉质黏土承载力特征值差值为 105 kPa。结合缺陷部位标高统计可以看出, 桩 1 和桩 3 出现严重缺陷或断桩部位绝大部分位于软硬地层分界线处, 桩 2 存在缺陷部位位于②-6 软弱层的上部 2 m 范围内。

由此可以推断针对本工程出现大量 III、IV 类桩的原因可能有以下两点。

(1) 工程地质条件与成桩施工相互作用原因

本工程 CFG 桩施工是从现状地面开始成桩, 成桩过程中先穿过上部较好的硬壳层后进入饱和软土层, 钻进及拔管速率未考虑地层变化采用同等速率实施。采用长螺旋钻进作业时, 一方面可能引起地基土扰动使土体强度明显降低, 从而发生挤压滑移, 对孔内产生侧向压力, 上部硬壳层侧移量小且对下部有约束作用, 软土层侧移量大孔壁可能向孔内缓慢变形造成缩颈或断桩; 另一方面如果拔管速度太快, 会导致混凝土自重应力对周围饱和软土侧压力的抵抗力减少加剧缩颈或断桩^[3-5]。

(2) 土方开挖过程控制不当

本工程因存在大面积基坑开挖, 出土量大且工期要求紧, 采用机械从自然地面开挖至基坑底标高, 人工清理厚度较小, 桩顶以上的硬壳层挖除厚度较大, 桩端范围的好土层仅 1~2 m, 重型机械挖土时附加应力较大且距离软土层顶面的厚度较小, 易造成软土对桩身的侧向挤压, 导致桩身被剪断, 该因素可能是本工程桩身存在缺陷的主要因素。

3.3 缺陷评价及应对措施

一般来讲, CFG 桩缺陷的处理方法有 3 种, 见表 6。

表 6 CFG 桩缺陷处理方法^[4-5]

Table 6 Treatments for defects of CFG piles

缺陷类型	缩径、桩身强度不够、桩长不足、沉渣过厚等缺陷		
	浅部断裂	中、深部断裂	处理
处理	接桩法	补桩法 (护壁开挖补桩法 (高压注浆、补桩头) 桩、钻孔灌浆)	方法

断桩在桩顶以下 1.5 m 之内可直接开挖, 超过 1.5 m 接桩开挖土体可能会导致相邻 CFG 桩断桩, 所以超过 1.5 m 可采用钢护筒护壁开挖。接桩示意图如图 4 所示。

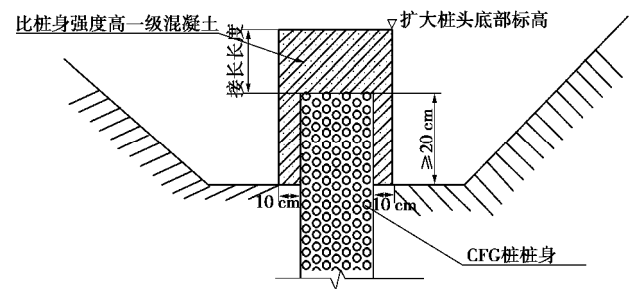


图 4 CFG 桩接长示意图

Fig. 4 Schematic diagram of CFG pile extension

值得注意的是, 对桩身混凝土完整性的分类, 不能被视为是对桩的施工质量的分类, 因为桩的施工质量验收还包括承载力、定位轴线、垂直度等多方面的要求。III、IV 类桩就桩身结构完整性而言, 属不合格

桩, 其竖向承载力可能不满足设计要求, 但也可能满足设计要求, 例如以桩土阻力来控制竖向极限承载力的桩, 桩身结构不合格, 但若桩身承载力仍大于桩土阻力, 且桩土阻力大于设计极限承载力, 则该桩的竖向承载力就能满足设计要求。IV类桩由于其缺陷严重, 竖向承载力一般不能满足设计要求。当然也有特例, 比如桩身水平断裂, 裂缝宽度不大, 则其竖向抗压承载力几乎不受影响, 但是该桩的水平承载力会受影响。因此, 对IV类桩必须采取加固措施^[6]。

针对本工程III、IV类桩增加复合地基承载力检测, 根据工程桩扩大检测报告, 共检测 40 根桩, 占总桩数的约 1.5%, 检测结果显示所有桩的单桩及两桩复合地基承载力特征值均满足设计要求。此外, 抽取部分III、IV类桩进行开挖, 观察成桩质量及垂直度, 发现桩身断裂接近水平, 且裂缝宽度不大, 垂直度满足要求。

根据以上检查结果分析, 本工程 CFG 桩竖向承载力可以满足设计要求, 可不进行接桩、补桩处理。为进一步保证 CFG 桩复合地基整体效果的发挥, 设计采用加厚褥垫层至 50 cm, 中间加铺一层三向土工格栅的措施, 以使基底受力均匀、提高复合地基整体竖向承载力, 达到预期处理效果。

4 结 语

CFG 桩应用于加固深厚软土时, 若软土层埋深较浅时, 建议对桩端进行加强设计, 可在桩端一定深度范围配置适当数量的钢筋, 增强其抗剪能力。施工过程中易出现的工程病害, 应加强施工过程控制, 对桩体材料应控制碎石粒径、混凝土配合比及混合料的塌落度等, 塌落度一般控制在 6~8 cm 较为合理; 钻进速率不易过快, 过快易造成斜孔; 提管过程中应避免反插, 严格控制桩管垂直度; 施工顺序应采用隔桩分段跳打的方式, 避免连打。桩基施工完成后, 土方开挖过程控制对桩体质量的影响尤为重要, 万万不可忽视, 在软土区域开挖过程中应加强对桩头的保护, 开挖深度较大时切忌一次开挖过深避免开挖边坡深部滑移对桩体产生剪切。同时, 开挖至临近基底标高时, 应预

留部分厚度土层, 采用人工开挖的方式避免重型机械产生过大的附加应力挤压软土造成桩体被剪断的情况。如果加强施工各环节的过程控制如桩体材料选择得当、施工工艺精细、监测及时等等, CFG 桩在软土加固中依然可以取得理想效果并充分凸显其优势。

参考文献:

- [1] JGJ79—2012 建筑地基处理技术规范[S]. 2012. (JGJ79—2012 Technical code for testing of building foundation[S]. 2012. (in Chinese))
- [2] 马锐敏, 黎 鹏, 伊尧国. CFG 桩在淤泥质黏土中的施工病害和应对[J]. 河南城建学院学报, 2016(1): 57 - 60. (MA Rui-min, LI Peng, YI Yao-guo. Construction disaster in muddy clay using CFG pile and the response[J]. Journal of Henan University of Urban Construction, 2016(1): 57 - 60. (in Chinese))
- [3] 闫 娜, 于 玮, 沈 滨. CFG 桩断桩、缩颈原因分析及事故处理方法探讨[J]. 工程勘察, 2016(2): 1 - 6. (YAN Na, YU Wei, SHEN Bin. Analyzing the causes of broken pile and necking, and discussing the accident treatment method [J]. Geotechnical Investigation & Surveying, 2016(2): 1 - 6. (in Chinese))
- [4] 闫明礼, 张东刚. CFG 桩复合地基技术及工程实践[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2006. (YAN Ming-li, ZHANG Dong-gang. CFG pile composite foundation technology and engineering practice[M]. Beijing: China Water Conservancy and Hydropower Press, 2006. (in Chinese))
- [5] 徐至均. 水泥粉煤灰碎石桩复合地基[M]. 北京: 机械工业出版社, 2004. (XU Zhi-jun. Cement fly-ash gravel pile composite foundation[M]. Beijing: Mechanical Industry press, 2004. (in Chinese))
- [6] DB 42/269—2003 建筑地基基础检测技术规范[S]. 武汉, 2003. (DB 42/269—2003 Technical code for testing of building foundation[S]. Wuhan, 2003. (in Chinese))

(本文责编 孙振远)

DOI: 10.11779/CJGE2017S2053

软土区地铁不同类型轨道振动测试分析

丁 智¹, 王永安², 顾晓卫³, 黄小斌³, 魏新江¹, 魏 纲^{*1}

(1. 浙江大学城市学院土木工程系, 浙江 杭州 310015; 2. 武汉地铁集团有限公司, 湖北 武汉 430030; 3. 杭州杭港地铁有限公司, 浙江 杭州 310017)

摘 要: 软土区地铁隧道结构在列车荷载作用下, 工后沉降问题已引起广泛关注, 而考虑不均匀沉降下的轨道动力特性实测研究却未见报道。以浙江省某地铁隧道为研究对象, 对该隧道两个轨道断面进行了隧道沉降变形观测和钢轨竖向振动测试。基于监测结果, 分析了两断面沉降变形和振动实测结果的差异, 并对软土区地铁轨道型式进行优选分析。研究结果表明: 理论模型计算与振动实测结果量值相当, 但理论计算模型未考虑不均匀沉降及轨道弯曲效应, 较实测值小; 钢弹簧浮置板轨道钢轨振级比普通整体式轨道小 10 dB; 钢弹簧浮置板轨道固有频率较普通整体式轨道低, 列车经过时, 较早达到振动峰值, 列车经过后, 较晚恢复平息; 整体式轨道振动对周围土体的扰动大于钢弹簧浮置板轨道, 因前者沉降值大于后者, 沉降值变大又会进一步加大振动影响。为确保良好的运营条件, 建议软土区不均匀沉降工况下采用钢弹簧浮置板等减振轨道型式。

关键词: 软土地区; 地铁隧道; 不均匀沉降; 钢轨振动; 现场测试

中图分类号: TU447

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)S2-0220-04

作者简介: 丁 智(1977-), 男, 安徽铜陵人, 博士, 副教授, 主要从事地铁施工及运营对周边环境影响方面的研究与教学工作。E-mail: dingz@zucc.edu.cn。

Vibration of different types of tracks of subway in soft soil

DING Zhi¹, WANG Yong-an², GU Xiao-wei³, HUANG Xiao-bin³, WEI Xin-jiang¹, WEI Gang¹

(1. Department of Civil Engineering, Zhejiang University City College, Hangzhou 310015, China; 2. Wuhan Metro Group Co., Ltd.,

Wuhan 430030, China; 3. HANGZHOU MTR, Hangzhou 310017, China)

Abstract: The settlement of subway tunnel due to the rail load after its construction has cause wide concern. But the report of dynamic characteristics of railroad considering uneven settlement has not been reported. Based on a subway tunnel in Zhejiang Province, by choosings two sections of the tunnel, the settlement deformation is measured and the vertical vibration of iron rails is tested. The differences of tunnel settlement deformation and rail vibration are analyzed based on the results. The optimization analysis is conducted for the two section styles. The research results show that the calculated values by the theoretical model agree with the measured ones. But the theoretical results are less than the measured ones because it does not consider the uneven settlement and bending effect. The rail vibration level of steel spring floating slab track is 10 dB smaller than that of the ordinary monolithic track. The vibration acceleration of steel spring floating slab track rail reaches the peak value earlier when the car arrives and quells down later when the car leaves because the inherent frequency of the former is lower than the later one. The vibration of ordinary monolithic track affects the surrounding soil stronger than the vibration of steel spring floating slab track. Larger bigger settlement will cause larger vibration. In order to ensure good operation conditions, it is suggested that the rail track style should adopt steel spring floating slab track in soft soil districts with uneven settlement.

Key words: soft soil district; subway tunnel; uneven settlement; iron rail vibration; field test

0 引 言

由于地铁列车的振动荷载往复进行, 软土区地铁隧道常产生不均匀沉降。实测资料表明: 杭州地铁 1 号线运营半年来局部路段沉降达 20 mm, 上海地铁 1 号线运营近 10 a 来局部路段沉降达 200 mm^[1]。隧道沉降又会加剧列车的振动响应, 从而使隧道变形进一步增大。如此循环往复, 地铁的运营环境势必越来越

恶劣, 因此有必要对软土区地铁轨道振动和隧道沉降变形两者之间的相互影响关系进行研究分析。

目前已有轨道振动研究主要是通过对地铁隧道道

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51508506); 浙江省自然科学基金项目 (LQ16E080008); 杭州市科技计划项目 (20160533B94、20172016A06); 浙江省交通厅科研计划项目 (2017006)

收稿日期: 2017-08-02

*通讯作者 (E-mail: weig@zucc.edu.cn)

床板、隧道壁、地面及周围建筑的振动情况进行监测,比较各种轨道形式及减振措施的减振效果。涂勤明等^[2]利用有限元进行数值模拟,比较分析整体轨道、弹性支撑块轨道及钢弹簧浮置板轨道三种轨道型式的减振效果;文献[3]通过实测,重点分析了不同轨道形式下轨道的隔振效果;文献[4]基于实测,对轨道各种减振措施如轨道减震器、弹簧扣件、梯形轨枕、弹性短轨枕、钢弹簧浮置板等进行减振效果评价。现有成果对软土区隧道不均匀沉降下地铁振动的研究较少,此工况下的钢轨振动实测研究更未见报道。

本文基于上述研究现状,对浙江省某地铁隧道整体式和钢弹簧浮置板轨道两个断面进行了沉降变形和振动监测,构建数值模型以计算验证振动测试结果的可靠性。对实测结果进行分析,比较不同轨道型式下的振动差异,研究轨道振动与隧道沉降变形的相互影响,并对软土区地铁轨道型式进行优选分析。

1 地质概况及轨道型式

1.1 地质概况

项目所在地为冲积平原地貌,地质主要为第四系冲海积、海相及河流相沉积物,下伏基岩为安山玢岩。其中整体式轨道断面(以下称 1 断面)处土层分为 9 层,隧道顶部埋深 9.8 m,隧道所处地层土性为砂质黏土及粉砂土。钢弹簧浮置板断面(以下称 2 断面)所在地势较 1 断面低,土体性质较差,从上到下共分为 11 层,隧道顶部埋深为 20.3 m,隧道所处土层为淤泥质粉质黏土,如图 1 所示。

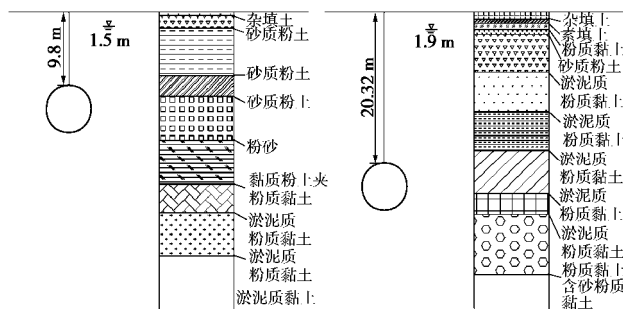


图 1 两组断面地质剖面图

Fig. 1 Geological profile of two sections

1.2 轨道型式

监测断面分别为整体式轨道和钢弹簧浮置板轨道,两种轨道型式衬砌断面内半径为 2.75 m,衬砌壁厚为 0.35 m,衬砌采用 C50 混凝土进行预制,轨道板及钢弹簧浮置板均采用 C30 混凝土浇筑。

2 监测仪器布置

本文以杭州地铁1号线为工程实例,整体式轨道与钢弹簧浮置板轨道监测点分别位于里程号

K29+135.000 (对应环数为 NO.570 环)、里程号 K16+647.726 (对应环数为 NO.748 环) 断面区域。

2.1 隧道变形监测仪器布置

为了掌握地铁运营 6 个月后区间隧道结构的变形情况,在区间隧道内按 6 m 间距(每 5 环管片)布设沉降监测点。沉降监测点布设在整体道床上,水准测量仪器采用天宝 DINI03 精密水准仪及条码式钢瓦尺。

2.2 轨道振动监测仪器布置

振动监测采用自主研发的光纤光栅解调仪和加速度传感器进行测试数据采集^[5], 采样频率 1000 Hz。本次测试内容包括: 在两个断面钢轨下部布置光纤光栅加速度传感器, 以实时监测列车通过时的钢轨振动加速度变化情况。传感器参数如下表 1。图 2 为仪器传感器和解调仪现场安装图。

表 1 传感器技术参数表

Table 1 Parameters of sensors

断面	位置	中心波长/nm	灵敏度 ($\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-2} \cdot \text{nm}^{-1}$)	3 dB 带宽	反射 率/%
1	钢轨	1541.9	512.21	≤ 0.25	≥ 90
2	钢轨	1549.7	69.942	≤ 0.25	≥ 90



图 2 传感器及解调仪现场安装图

Fig. 2 Installation of sensors and instruments

3 实测数据处理及验证分析

3.1 沉降实测数据处理分析

整体式轨道监测隧道沉降波幅变化较大,变化范围为2~6 mm,振动监测断面处沉降值约为4 mm。而钢弹簧浮置板轨道沉降值变化则较小,变化范围为1~3 mm,振动监测断面处约为2 mm。

由于地质条件,整体式轨道断面处的土体性质优于钢弹簧浮置板轨道,而在沉降监测曲线中前者隧道沉降要大于后者,故列车通过时整体式轨道振动响应对周围土体的扰动大于钢弹簧浮置板轨道,有必要对不均匀沉降工况下的钢轨动力测试进行研究。

3.2 振动实测合理性验证

为验证振动实测结果的可靠性,采用杭州实际地铁列车和轨道参数建立车体-轨道耦合振动模型。6 节车体均采用 10 自由度悬挂系统模型模拟。车轮底下钢轨采用长 300 m 的两端简支 Euler 梁进行模拟,钢轨通过扣件与钢弹簧浮置板相连,单块板上有 40 个扣件。浮置板采用两端自由的 Timoshenko 梁模拟,板长

25 m, 模型中共包含 12 块浮置板。单块浮置板底下由 16 个钢弹簧承接, 钢弹簧之下是刚性地基, 钢弹簧及扣件均采用离散分布的弹簧阻尼单元模拟, 且均为实际双侧弹簧等效叠加而成。地基土体则近似等效为均匀分布的弹簧阻尼单元。图 3 为所建理论模型简图。

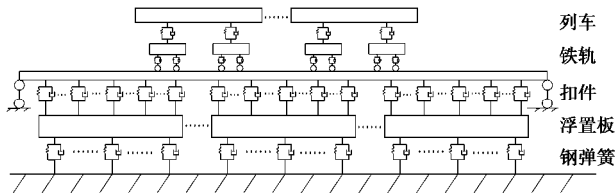


图 3 理论计算模型图
Fig. 3 Theoretical model

模型中车体及转向架考虑竖直位移及转角两个自由度, 对应质量及转动惯量用 M_c , I_c , M_b , I_b 表示, 车轮只考虑竖向位移, 质量用 M_w 表示。车体与转向架之间为二系悬挂 K_2 , C_2 , 转向架与车轮之间为一系悬挂 K_1 , C_1 。车长为 L_c , 同一转向架之间轮距 L_w , 转向架间距 L_b 。钢轨考虑为 Euler 梁, 因此只考虑竖向挠度, 钢轨抗弯刚度为 EI_r , 单位长度质量 u_r , 轮轨接触刚度为 k_{beam} 。浮置板为 Timoshenko 梁, 考虑挠度和转角两个自由度, 弹性模量为 E_E , 剪切模量为 G_G , 密度为 ρ , 截面面积为 A , 截面惯性矩 I 由浮置板上下两个矩形面叠加换算, 剪力修正系数 κ 取常数 0.8451。铁轨与浮置板之间扣件刚度和阻尼为 k_{rs} , c_{rs} , 浮置板之下钢弹簧刚度和阻尼为 k_{st} , c_{st} 。以上各参数取值参考文献[6]。计算模型车速为 15 m/s, 计算时间步距取 0.002 s, 总时长 12 s。

图 4 是采用上述理论计算模型计算所得钢轨振动加速度时程图, 图 5 为钢弹簧浮置板轨道断面处钢轨振动加速度实测图。可知理论计算所得钢轨振动加速度峰值为 20 m/s^2 , 实测钢轨加速度峰值为 60 m/s^2 , 理论值与实测值量级上一致, 且理论计算所得结果图可以明显看出六节车辆经过时引起钢轨产生振动峰值, 而实测结果图这一规律则不明显。因为理论计算模型未考虑轨道线路弯曲效应, 而且计算模型中也未加入轨道的不均匀沉降。实际地铁振动有较多干扰因素, 规律性不如理论计算所得结果。

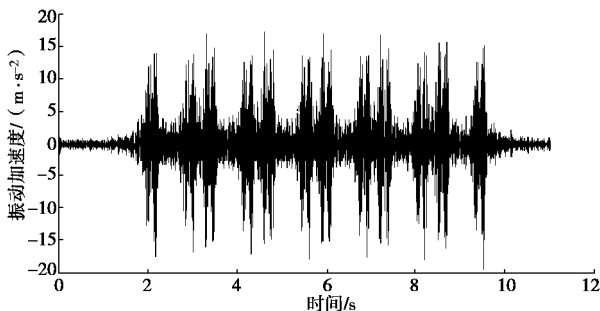


图 4 理论计算振动加速度时程图
Fig. 4 Theoretical vibration acceleration history

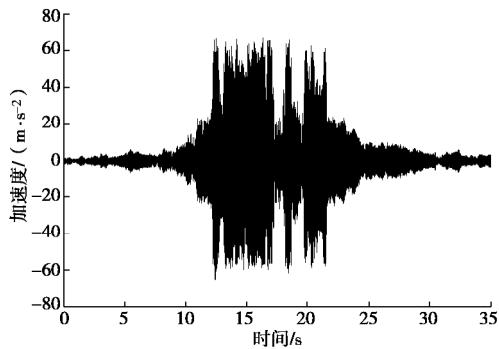


图 5 钢弹簧浮置板轨道钢轨振动加速度时程图
Fig. 5 Rail vibration acceleration history of SSFST

表 2 为国内已有的关于浮置板轨道钢轨振动加速度实测与研究成果, 目前关于这一方面的研究尚不成熟, 所得钢轨振动加速度差别较大。本文浮置板轨道钢轨振动加速度的实测与理论值均在已有的研究成果范围内, 可以在一定程度上验证实测结果的可靠性。

表 2 已有研究成果表

Table 2 Schemes of existing research results			
文献	轨道型式	方法	钢轨加速度 /(m·s ⁻²)
刘鹏辉等 ^[4]	钢弹簧浮置板	实测	16.98
吴磊 ^[6]	钢弹簧浮置板	数值计算	40
魏金成等 ^[7]	钢弹簧浮置板	有限元	140

3.3 振动实测数据对比分析

图 6 是实测所得整体式轨道钢轨的振动加速度时程图, 图中可以得出该断面钢轨振动加速峰值为 30 倍重力加速度左右。图 5 中钢轨振动峰值为 6 倍重力加速度, 与刘鹏辉等^[4]、吴磊等^[6]研究成果相比其量值是合理的。整体式轨道较钢弹簧浮置板轨道的钢轨振动加速度要大很多, 这是由于整体式轨道的整体刚度大于钢弹簧浮置板轨道, 且该段轨道的沉降值要大于钢弹簧浮置板轨道。

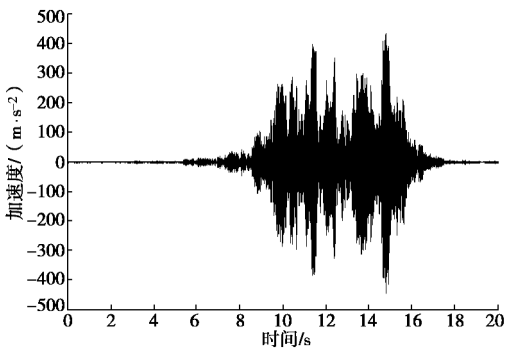


图 6 整体式轨道铁轨振动加速度时程图
Fig. 6 Rail vibration acceleration history of OMT

此外, 整体式轨道振动加速度峰值段对应振动计算得到的频率值为 200 Hz, 而钢弹簧浮置板轨道则为 125 Hz 左右。进一步说明整体式轨道的整体刚度要大

于钢弹簧浮置板轨道的整体刚度。钢弹簧浮置板振动峰值频率较低, 因此也可以较早地将振动能量传递周围低频振动环境中, 但同时在地铁列车通过后, 钢弹簧浮置板铁轨振动也容易受周围低频环境回振影响, 因而其振动时域图加速度降低较慢。

图 7 为两断面三分之一倍频程对比图, 图中可以得出在整体频域内, 钢弹簧浮置板轨道钢轨的加速度振级要比整体式轨道钢轨振级要小 10 dB 左右。但在各自峰值频段内, 钢轨的振级均明显有增加。在钢弹簧浮置板轨道钢轨峰值频率处, 其振动加速度分量甚至还大于整体式轨道铁轨的振级。因此, 在进行轨道及行车设计时, 应将量避免振动激励接近钢轨的振动峰值频率, 以免发生共振影响行车安全及乘车舒适度。

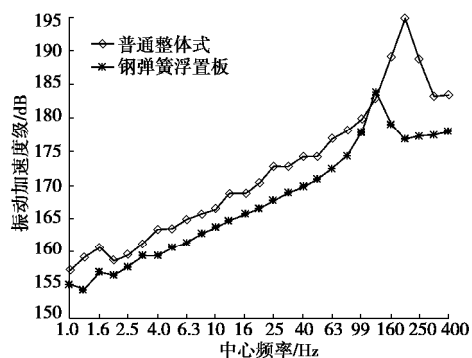


图 7 三分之一倍频程图

Fig. 7 1/3 times frequencies of two sections

4 结 论

(1) 理论模型计算钢轨加速度峰值为 20 m/s^2 , 实测钢弹簧浮置板钢轨加速度峰值为 60 m/s^2 , 两者峰值量级是一致的。但计算模型未考虑轨道不均匀沉降及轨道线路弯曲效应, 因此计算结果比实测值小。

(2) 因钢弹簧浮置板轨道固有频率较整体式轨道低, 因此前者铁轨振动加速度在列车经过时, 较早达到振动峰值, 但在列车经过后, 较晚恢复至平息状态。

(3) 整体式轨道处土体性质较好, 但是轨道沉降值大, 钢弹簧浮置板轨道处土体性质较差, 但是轨道沉降值却比较小, 整体式轨道振动对周围土体的扰动要比钢弹簧浮置板轨道大。较大的运营振动使得周围土体沉降也更大, 从而进一步加大大地铁振动响应。因此软土地区地铁轨道选型需考虑地基不均匀沉降工况, 建议采用钢弹簧浮置板轨道进行减振, 以减小列车荷载对周围土体的振动影响。

参考文献:

- [1] 丁 智, 张 涛, 魏新江, 等. 排水条件对不同固结度软黏土动力特性影响试验研究[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(5): 893 - 899. (DING Zhi, ZHANG Tao, WEI Xin-jiang, et al. Experimental study on effect of different drainage conditions on dynamic characteristics of soft clay under different degrees of condition[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, 37(5): 893 - 899. (in Chinese))
- [2] 涂勤明, 雷晓燕, 毛顺茂. 地铁产生的环境振动及轨道结构减振分析[J]. 噪声与振动控制, 2014, 34(4): 178 - 183. (TU Xiao-ming, LEI Xiao-ming, MAO Shun-mao. Analyses of subway induced environment vibration and vibration reduction of rail track structure[J]. Noise and Vibration Control, 2014, 34(4): 178 - 183. (in Chinese))
- [3] 孙成龙, 高 亮. 北京地铁 5 号线钢弹簧浮置板轨道减振效果测试与分析[J]. 铁道建筑, 2011(4): 110 - 113. (SUN Cheng-long, GAO Liang. Measurement and analysis of vibration-reducing effect for steel spring floating slab track on Beijing metro line No.5[J]. Railway Engineering, 2011(4): 110 - 113. (in Chinese))
- [4] 刘鹏辉, 杨宜谦, 尹 京. 地铁隧道内不同轨道结构振动测试与分析[J]. 振动与冲击, 2014, 33(2): 31 - 36. (LIU Peng-hui, YANG Yi-qian, YIN Jing. Test and analysis on vibration of different track structures in tunnel[J]. Journal of Vibration and Shock, 2014, 33(2): 31 - 36. (in Chinese))
- [5] 丁 智, 王永安, 魏新江, 等. 强度解调型光纤光栅加速度传感器: 中国, ZL 2014 2 0812787.7[P]. 2015. (DING Zhi, WANG Yong-an, WEI Xin-jiang, et al. Type of intensity demodulation FBG acceleration sensor: China, ZL 2014 2 0812787.7[P]. 2015. (in Chinese))
- [6] 吴 磊. 地铁车辆-钢弹簧浮置板轨道耦合动态行为的研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2012. (WU Lei. Dynamic behavior research of Metro vehicle-steel spring floating slab track coupling system[D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2012. (in Chinese))
- [7] 魏金成, 何 平, 李宇杰. 地铁钢弹簧浮置板轨道的减振效果分析[J]. 中国铁道科学, 2012, 33(4): 17 - 24. (WEI Jin-cheng, HE Ping, LI Yu-jie. Analysis on the Vibration Attenuation of Metro Steel Spring Floating Slab Track[J]. China Railway Science, 2012, 33(4): 17 - 24. (in Chinese))

(本文责编 孙振远)

DOI: 10.11779/CJGE2017S2054

浅基础框架建筑受邻近基坑开挖影响简化分析

张治国^{1,2,3}, 杨 轩¹, 赵其华⁴, 费思异¹, 贾延臣¹

(1. 上海理工大学环境与建筑学院, 上海 200093; 2. 国土资源部丘陵山地地质灾害防治重点实验室, 福建 福州 350002;

3. 桂林理工大学广西岩土力学与工程重点实验室, 广西 桂林 541004; 4. 成都理工大学环境与土木工程学院, 四川 成都 610059)

摘 要: 基于 Winkler 地基模型, 将框架结构、条形基础、地基的共同作用简化为弹性地基上的剪弯梁模型, 研究了不同施工距离等影响因素下, 基坑开挖对邻近建筑基础沉降变形和内力的影响。算例结果表明: 随着建筑物与基坑开挖面距离的增大, 建筑基础梁的相对挠曲将依次呈现为下凹形态、“∞”形态以及上凸形态。当基础梁跨越坑外土体沉降槽最低点和上凸挠曲率最大点位置时, 基础梁下凹和上凸形态的相对挠曲, 以及其正、负弯矩、剪力均达到峰值。

关键词: 基坑工程; 浅基础框架建筑物; 简化分析; 弯矩; 剪力; 相对挠曲变形

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)S2-0224-04

作者简介: 张治国(1978-), 男, 博士, 博士后, 副教授, 主要从事地下工程施工对周边环境影响控制方面的研究工作。E-mail: zgzhang@usst.edu.cn。

Simplified analysis of frame buildings with shallow foundation induced by excavation of adjacent foundation pit

ZHANG Zhi-guo^{1,2,3}, YANG Xuan¹, ZHAO Qi-hua⁴, FEI Si-yi¹, JIA Yan-chen¹

(1. School of Environment and Architecture, University of Shanghai for science and Technology, Shanghai 200093, China; 2. Key

Laboratory of Geohazard Prevention of Hilly Mountains, Ministry of Land and Resources, Fuzhou 350002, China; 3. Guangxi Key

Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Guilin University of Technology, Guilin 541004, China; 4. College of

Environment and Civil Engineering, Chengdu University of Technology, Chengdu 610059, China)

Abstract: Based on the Winkler foundation model, the interactions of the frame structure, strip basement and soil foundation are simplified as a shear-flexural beam on elastic foundation. The different construction distances are considered to obtain the settlements and internal forces of frame building beam induced by excavation of foundation pit. The results show that the sagging deformation, "∞" form of deformation and hogging deformation will occur for the relative deflection of foundation beam when the relative distance between the building and the excavation increases. When the building is located over the lowest point and the hogging zone of the settlement trough, the sagging and hogging deformations are the most obvious. At the same time, the positive, negative bending moments and shear forces also reach their maximum values.

Key words: foundation pit engineering; frame building with shallow foundation; simplified analysis; bending moment; shear force; relative deflection

0 引 言

城市现代化建设使得基坑施工地点难免位于繁华市区内,其施工过程将导致基坑外部土体位移场改变,使得邻近建筑自身内部应力重新分布,有些建筑物可能产生较大的变形甚至局部开裂,进而导致建筑结构安全可靠度显著降低。目前,国内外学者的研究主要集中于基坑开挖时坑外天然地表沉降规律这一问题上,对邻近建筑物受基坑开挖影响变形分析的研究较少,现有计算理论多采用有限元数值模拟方法,而采用理论解析方法还不多见。因此,通过简化解析的方法研究邻近历史建筑受基坑施工的影响变形具有一定

理论意义。

邻近建(构)筑物受基坑施工的影响分析实际上是基坑施工所诱发的坑外土体变形与建筑结构的相互作用问题。目前针对该问题的研究,以两种方法为主,第一种方法是数值模拟方法^[1-7],第二种方法是基于土体自由位移场理论^[8]的两阶段分析法^[9-10]。两阶段分析法即将邻近建(构)筑物受基坑施工的影响分析分成两个阶段:第1阶段主要研究无建筑时,基坑施工所

基金项目: 上海自然科学基金项目(15ZR1429400); 国土资源部丘陵山地地质灾害防治重点实验室课题(2015k005); 广西岩土力学与工程重点实验室项目(15-KF-07)

收稿日期: 2017-08-02

诱发的坑外土体位移场位移; 第 2 阶段将建筑上部结构、基础、地基的共同作用简化为弹性地基上的剪切或剪弯梁模型, 通过把第 1 阶段的土体位移场位移施加于建(构)筑基础梁上, 进而分析建(构)筑相应的附加变形及内力。

本文将框架结构、条形基础、地基的共同作用简化为弹性地基上的剪弯梁模型, 把基坑开挖所引起的地层损失作为引起坑外土体沉降变形的主要因素, 采用两阶段法, 推导出建筑物与地基相互作用的解析解公式, 针对建筑物距围护墙不同距离敏感性因素进行分析, 研究了基坑施工时建筑基础弯矩、剪力、相对挠曲变化规律。

1 地基-基础-上部结构相互作用模型

分别建立建筑物与天然地表所对应的两个沉降坐标系统, 地表沉降坐标系统为 $w_0(j)-O_0-j$, 原点 O_0 建立在基坑围护结构顶部位置处, 横坐标 j 轴指向代表坑外地表逐渐远离基坑开挖面, 纵坐标 $w_0(j)$ 为 j 点处基坑施工所诱发的天然地表沉降; 建筑物沉降坐标系统为 $w(x)-O-x$, 原点 O 建立在基坑邻近建筑物的基础左端位置处, O 与 O_0 的距离为 D , 两个坐标系统横坐标指向一致, 坐标系统如图 1 所示。

以 Hsieh 等^[8]根据实测数据统计得到的沉降曲线为基础, 张陈蓉等^[5]提出基坑开挖时坑外地表土体自由位移沉降的预测曲线公式如下:

$$w_0(x, 0) = \begin{cases} w_{0,\max}(j/H + 0.5) & (0 \leq j \leq 0.5H) \\ w_{0,\max}(-0.6j/H + 1.3) & (0.5H \leq j \leq 2H) \\ w_{0,\max}(-0.05j/H + 0.2) & (2H \leq j \leq 4H) \end{cases} \quad (1)$$

式中 $w_{0,\max}$ 为基坑施工时坑外地表沉降峰值, j 为沿基坑横向坑外地表任意一点的横坐标, H 为基坑开挖深度。

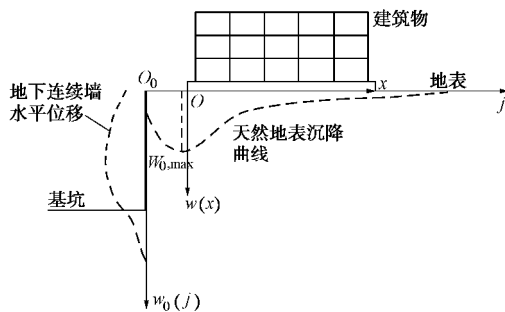


图 1 基坑-建筑相互作用坐标系

Fig. 1 Excavation-building interaction coordinate

受竖向力作用, 框架相邻柱间将产生相对错动, 进而产生竖向变形, 其变形主要表现为剪切变形, 而条形基础受地表沉降影响所引起的弯矩作用亦不可忽略, 因此通过对框架结构进行连续化处理, 将条基转化成受框架结构约束的位于弹性地基上的剪弯梁, 其

挠曲微分方程如下:

$$EJ \frac{d^4 w(x)}{dx^4} - (GF + g) \frac{d^2 w(x)}{dx^2} = q(x) - p(x), \quad (2)$$

式中, EJ 和 GF 分别为基础的抗弯刚度和上部结构的抗剪刚度, $q(x)$ 为建筑物作用于地基的竖向线荷载, g 为框架底层各柱对应的约束线刚度, $p(x)$ 为基坑施工时地基对邻近建筑基础上任意一点的反力。

由 Winkler 弹性地基理论可推导出建筑沉降与天然地表沉降的差值和 $p(x)$ 存在正比关系, $p(x)$ 公式如下:

$$p(x) = k[w(x) - w_0(j + x)], \quad (3)$$

式中, k 为地基基床系数。另外, $GF = \frac{12}{d \left(\frac{1}{K_b} + \frac{1}{K_c} \right)}$,

$K_b = \frac{\sum EI_b}{d}$, $K_c = \frac{\sum EI_c}{h}$, $g = \frac{6K_{cl}}{d}$ 。式中, K_{cl} 为框架底层柱的线刚度; d 为框架相邻两柱间距, 楼层层高为 h ; $\sum EI_c$ 为框架结构相同柱所对应的各层柱总的抗弯刚度; $\sum EI_b$ 为框架结构相同开间所对应的各层梁总的抗弯刚度。

将基坑施工所引起的坑外土体自移场沉降公式(1), 代入剪弯梁挠曲微分方程式(2)可得

$$\left. \begin{aligned} EJ \frac{d^4 w(x)}{dx^4} - (GF + g) \frac{d^2 w(x)}{dx^2} + kw(x) &= q + kw_{0,\max}[(x + D)/H + 0.5] & (0 \leq x \leq 0.5H), \\ EJ \frac{d^4 w(x)}{dx^4} - (GF + g) \frac{d^2 w(x)}{dx^2} + kw(x) &= q + kw_{0,\max}[-0.6(x + D)/H + 1.3] & (0.5H \leq x \leq 2H), \\ EJ \frac{d^4 w(x)}{dx^4} - (GF + g) \frac{d^2 w(x)}{dx^2} + kw(x) &= q + kw_{0,\max}[-0.05(x + D)/H + 0.2] & (2H \leq x \leq 4H). \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

通过剪弯梁挠曲微分方程, 结合建筑物基础梁的边界条件, 采用有限元差分法可以计算得到基础的沉降位移 w 。其中基础梁有限差分数值解法如下:

将基础划分为相等的 n 个单元, 单元长度为 $h=L/n$, 从基础左端到右端单元节点编号依次为 $0, 1, \dots, i-1, i$ 。在计算时分别在基础梁两端各增加两个虚拟节点 $-2, -1, i+1, i+2$, 可得

$$\left. \begin{aligned} \left(\frac{dw}{dx} \right)_i &= \frac{w_{i+1} - w_{i-1}}{2h}, \\ \left(\frac{d^2 w}{dx^2} \right)_i &= \frac{w_{i+1} - 2w_i + w_{i-1}}{h^2}, \\ \left(\frac{d^3 w}{dx^3} \right)_i &= \frac{w_{i+2} - 2w_{i+1} + 2w_{i-1} - w_{i-2}}{2h^3}, \\ \left(\frac{d^4 w}{dx^4} \right)_i &= \frac{w_{i+2} - 4w_{i+1} + 6w_i - 4w_{i-1} + w_{i-2}}{h^4}. \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

将式(5)代入式(4)可写成差分的形式为

$$a w_{i-2} + b w_{i-1} + g w_i + b w_{i+1} + a w_{i+2} = p_i \quad (6)$$

其中,

$$\begin{cases} \begin{bmatrix} a \\ b \\ g \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ -4 & -1 & 0 \\ 6 & 2 & 1 \end{bmatrix} \cdot \{A\}, \\ \{A\} = \left\{ \frac{1}{h^4}, \frac{GF+g}{EJh^2}, \frac{k}{EJ} \right\}^T, \\ p_i = \frac{q + [w_0(D+x)]_i}{EJ}. \end{cases} \quad (7)$$

$$p_i = \frac{q + [w_0(D+x)]_i}{EJ}. \quad (8)$$

基础梁边界条件公式为

$$\begin{cases} EJ \frac{d^3 w(x)}{dx^3} = 0 \quad (x=0, L), \\ EJ \frac{d^2 w(x)}{dx^2} = 0 \quad (x=0, L), \end{cases} \quad (9)$$

式中, L 为基础梁长度。

基础梁转角、弯矩、剪力可分别表示为

$$\begin{cases} q_i = \left(\frac{dw}{dx} \right)_i = \frac{1}{2h} (w_{i-1} - w_{i+1}), \\ M_i = EJ \left(\frac{d^2 w}{dx^2} \right)_i = \frac{EJ}{h^2} (w_{i-1} - 2w_i + w_{i+1}), \\ Q_i = EJ \left(\frac{d^3 w}{dx^3} \right)_i = \frac{EJ}{2h^3} (w_{i-2} - 2w_{i-1} + 2w_{i+1} - w_{i+2}), \end{cases} \quad (10)$$

其中弯矩以使梁上缘受拉为正。

结合边界公式(9)可得

$$\begin{cases} w_{-1} - 2w_0 + w_1 = 0, \\ w_{-2} - 2w_{-1} + 2w_1 - w_2 = 0, \\ w_{n-2} - 2w_{n-1} + 2w_{n+1} - w_{n+2} = 0, \\ w_{n-1} - 2w_n + w_{n+1} = 0. \end{cases} \quad (11)$$

联立式(6)和(11), 消去基础梁上的虚拟节点, 得到基础梁的位移方程:

$$\{W\}_{(n+1) \times 1} = [K]_{(n+1) \times (n+1)}^{-1} \cdot \{P\}_{(n+1) \times 1}, \quad (12)$$

其中,

$$[K] = \begin{bmatrix} g+2b+4a & -4a & 2a & & & \\ b+2a & g-a & b & a & & \\ a & b & g & b & a & \\ & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & a & b & g & b & a \\ & & & a & b & g-a & b+2a \\ & & & & 2a & -4a & g+2b+4a \end{bmatrix}, \quad (13)$$

$$\{W\} = \{w_0, w_1, L, w_{n-1}, w_n\}^T, \{P\} = \{p_0, p_1, p_2, p_3, L, p_n\}^T, p_i \text{ 的取值参照式(8)}.$$

2 算例分析

条形浅基础框架结构建筑采用C30混凝土浇筑,

楼层为3层, 层高为3 m, 沿基坑横向为五开间, 间距为4.5 m, 条形基础截面尺寸为700 mm×800 mm, 柱截面尺寸500 mm×500 mm, 由底层至最高层梁截面尺寸分别为300 mm×700 mm, 300 mm×550 mm, 250 mm×600 mm。地基基床系数 $k=7000 \text{ kN/m}^3$, 上部结构传来的竖向荷载 $q=150 \text{ kN/m}$ 。基坑开挖深度为15 m, 基坑施工所引起坑外天然地表沉降值最大值 $w_{0,\max}=25 \text{ mm}$ 。

为研究不同施工距离 D 条件下基坑开挖对邻近浅基础框架建筑物的变形影响, 距离 D 依次取1, 3, 5, 9, 12, 18 m。基础弹模 $E=10000 \text{ MPa}$, 上部结构弹模 $E=30000 \text{ MPa}$ 。

图2(a)为不同施工距离条件下基础梁的沉降曲线。由图可知, 由于建筑刚度对其变形的约束、协调作用, 使得基坑开挖时建筑基础梁的沉降挠曲趋势明显减小, 但与坑外土体位移变化趋势大致相同。当建筑跨越基坑外部土体沉降峰值两侧时, 其基础沉降曲线呈现明显下凹形态。当建筑跨越坑外土体上凸区域曲率最大值位置处时最大, 其基础沉降曲线呈现明显的上凸形态。

图2(b)为不同施工距离条件下基础梁相对挠曲变化规律。由相对挠曲变形曲线可知, 当 $D=1 \text{ m}$ 和 $D=3 \text{ m}$ 时, 基础相对挠曲变形呈现为下凹形态, 相对挠曲最大值出现在 $D=1 \text{ m}$ 处, 其峰值为3.8 mm。当 $D=5 \text{ m}$ 时, 基础相对挠曲呈现“∞”形态, 其特点为下凹形态的相对挠曲发生在建筑邻近基坑开挖面一侧, 上凸相对挠曲发生在建筑远离基坑开挖面一侧, 其下凹、上凸相对挠曲峰值分别为0.37, 0.29 mm。施工距离 D 的增大使得基础梁的相对挠曲由“∞”形态转变为上凸形态。当 $D=12 \text{ m}$ 时, 建筑物基础中心位于基坑开挖面外部土体上凸曲率最大值位置, 此时纵墙上凸形态的相对挠曲最大, 其相对挠曲峰值为2.1 mm。

图2(c)为不同施工距离条件下基础梁弯矩变化规律。由图可知, 当 $D=1 \text{ m}$ 和 $D=3 \text{ m}$ 时, 基础以负弯矩为主, 且 $D=1 \text{ m}$ 时, 负弯矩最大, 其峰值为-39.6 kN·m。当 $D=5 \text{ m}$ 时, 基础弯矩呈现“∞”形态, 其特点为: 基础梁的负、正弯矩分别位于基础近基坑端和远基坑端。当 $D \geq 9 \text{ m}$ 时, 基础弯矩均为正值, 且 $D=12 \text{ m}$ 时正弯矩最大, 其峰值为17.4 kN·m。

图2(d)为不同施工距离条件下基础梁剪力变化规律。由图可知, 当 $D=1 \text{ m}$ 时, 基础剪力呈现倒“∞”形态分布, 其特点为: 基础近基坑侧产生正剪力, 而远基坑侧产生负剪力, 正、负剪力最大值分别为10.1, -5.3 kN。当 $D=3 \text{ m}$ 和 $D=5 \text{ m}$ 时, 基础两端均产生正

剪力, 而基础中部产生负剪力, 最大正、负剪力出现在 $D=3$ m, 其值为 10, -3.5 kN。当 $D \geq 9$ m 时, 基础剪力呈现“ ∞ ”形态分布, 即基础近基坑侧产生负剪力, 而远基坑侧产生正剪力。

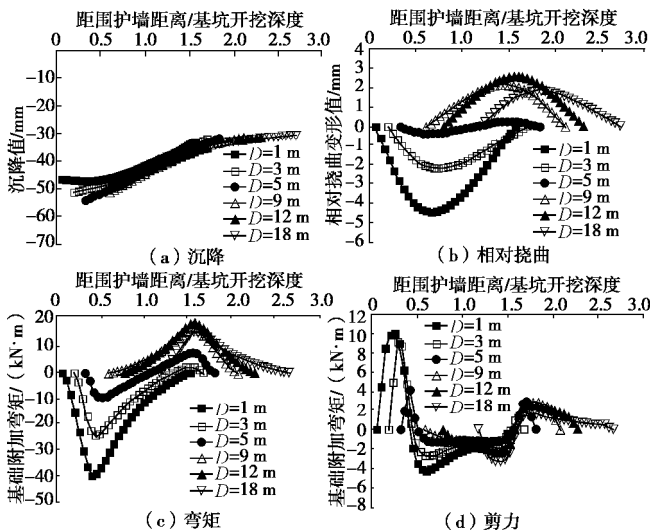


图 2 基础各量值变化曲线

Fig. 2 Variation curves of parameters of foundation

3 结 语

为获取框架建筑基础抗弯刚度和上部结构抗剪刚度的影响, 本文基于 Winkler 地基模型, 采用两阶段分析法, 推导出基坑开挖时框架结构、条形基础、地基相互作用的解析公式; 在此基础上针对不同施工距离敏感性因素进行分析, 研究了邻近建筑基础梁的沉降和内力变化规律。

本文研究的特点为: 在第一阶段采用了简单明确的基坑开挖地表沉降自由曲线公式; 此外本文基础梁的变形和内力计算体现了框架建筑上部刚度的影响。

参考文献:

- [1] BRYSON L, KOTHEIMER M. Cracking in walls of a building adjacent to a deep excavation[J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 2011, 25(6): 491 - 503.
- [2] SON M, CORDING E J. Responses of buildings with different structural types to excavation-induced ground settlements[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2011, 137(4): 323 - 333.
- [3] SON M, CORDING E J. Numerical model tests of building response to excavation-induced ground movements[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2008, 45(11): 1611 - 1621.
- [4] 王浩然, 王卫东, 徐中华. 基坑开挖对邻近建筑物影响的三维有限元分析[J]. 地下空间与工程学报, 2009, 5(增刊 2): 1512 - 1517. (WANG Hao-ran, WANG Wei-dong, XU Zhong-hua. Three dimensional analysis of the influence of deep excavation on adjacent building[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2009, 5(S2): 1512 - 1517. (in Chinese))
- [5] 张陈蓉, 蔡建鹏, 黄茂松. 基坑开挖对邻近地下管线的影响分析[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(增刊 2): 154 - 157. (ZHANG Chen-rong, CAI Jian-peng, HUANG Mao-song. Influence of deep excavation on adjacent underground pipelines[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(S2): 154 - 157. (in Chinese))
- [6] 黄茂松, 朱晓宇, 张陈蓉. 基于周边既有建筑物承载能力的基坑变形研究[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(11): 2305 - 2312. (HANG Mao-song, ZHU Xiao-yu, ZHANG Chen-rong. Deformation controlling criterion for excavation based on bearing capacity of adjacent buildings[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(11): 2305 - 2312. (in Chinese))
- [7] 郑 刚, 李志伟. 基坑开挖对邻近任意角度建筑物影响的有限元分析[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(4): 615 - 624. (ZHENG Gang, LI Zhi-wei. Finite element analysis of response of the building with arbitrary angle adjacent to excavation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(4): 615 - 624. (in Chinese))
- [8] HSIEH P G, OU C Y. Shape of ground surface settlement profiles caused by excavation[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1998, 35(6): 1004 - 1017.
- [9] 谭志祥, 邓喀中. 采动地区建筑物地基、基础和结构协同作用模型[J]. 中国矿业大学学报, 2004, 33(3): 264 - 267. (TAN Zhi-xiang, DENG Ka-zhong. Coordinating work model of ground, foundation and structure of building in mining area[J]. Journal of China University of Mining Technology, 2004, 33(3): 264 - 267. (in Chinese))
- [10] 夏军武, 袁迎曙, 董正筑. 采动区地基、条形基础与框架结构共同作用机理研究[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(4): 537 - 541. (XIA Jun-wu, YUAN Ying-shu, DONG Zheng-zhu. Mechanism study on subsoil-strap footing-framework interaction in mining subsidence area[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, 29(4): 537 - 541. (in Chinese))

(本文责编 孙振远)

DOI: 10.11779/CJGE2017S2055

透水管桩技术研究进展

曾超峰^{1, 2, 3, 4}, 薛秀丽³, 梅国雄^{1, 2}

(1. 广西大学土木建筑工程学院, 广西 南宁 530004; 2. 工程防灾与结构安全教育部重点实验室, 广西 南宁 530004; 3. 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; 4. 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: 静压桩沉桩过程挤土效应一直困扰工程人员, 如何加快沉桩引起的超静孔隙水压力消散是目前的研究热点。透水管桩通过沿桩身增设透水孔, 联通土体释放超静孔隙水压力, 可加速沉桩过程桩周土固结。透水管桩技术将控制沉桩挤土效应及加速超孔压消散的方法耦合至现有技术产品中, 起到既实现控制效果, 又提升工程效率并节省工程造价的目的, 是结合了桩基和排水固结法的优点、极具潜力的一种主动、高效、资源节约导向的桩基施工与地基处理工法。对透水管桩技术在国内外的研究进展进行分析, 总结了透水管桩承载性能、透水性能、透水性能优化等方面的研究成果, 简要论述了存在的问题及今后的研究方向。

关键词: 透水管桩; 挤土效应; 超静孔隙水压力; 土体固结

中图分类号: TU473 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)S2-0228-04

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

A review of recent advances in permeable pipe pile

ZENG Chao-feng^{1, 2, 3, 4}, XUE Xiu-li³, MEI Guo-xiong^{1, 2}

(1. College of Civil Engineering and Architecture, Guangxi University, Nanning 530004, China; 2. Key Laboratory of Disaster Prevention and Structural Safety of Ministry of Education, Nanning 530004, China; 3. Hunan Provincial Key Laboratory of Geotechnical Engineering for Stability Control and Health Monitoring, Hunan University of Science and Technology, Xiangtan 411201, China; 4. Key Laboratory of Coast Civil Structural Safety of the Ministry of Education, Tianjin University, Tianjin 300072, China)

Abstract: Soil compaction in the process of pile driving has always plagued engineers. How to speed up the dissipation of excess pore water pressure during the pile driving is the current research focus. The permeable pipe pile, which is featured by series of drainage hole distributed along the pile shaft, can accelerate the dissipation of excess pore water pressure and the soil consolidation. The effect of reducing the soil compaction and speeding up the dissipation of excess pore water pressure during the pile driving is inherent in the service of permeable pipe pile, which can improve engineering efficiency and save project cost. The technique of permeable pipe pile, combining the advantage of pile foundation and drainage consolidation method, can apply to pile foundation construction and ground treatment with high economic efficiency. In this paper, a review of recent advances in permeable pipe pile is carried out, and the research results of the bearing performance, permeable performance, and drainage hole distribution optimization of permeable pipe pile are summarized. In the end, brief discussion of the existing problems and the future research direction in permeable pipe pile is conducted.

Key words: permeable pipe pile; soil compaction effect; excess pore water pressure; soil consolidation

0 引言

静压桩在我国被广泛应用, 仅建华桩厂每年生产管桩可达1亿m。2017年, 我国颁布了《静压桩施工技术规程》(JGJ/T 394—2017)的行业标准, 这也从一个侧面反映了静压桩广受施工企业青睐, 行业需求大。但静压桩沉桩过程会产生挤土效应, 超孔压的发展和传递可能导致临近已施工桩基出现浮桩、偏位、断桩等情况, 严重影响桩基承载发挥及施工质量^[1]。

加速沉桩引起的超孔压消散是减小挤土效应的关

键。叶观宝^[2]提出了采用长的塑料排水板与短的水泥搅拌桩联合处理的方法; 刘汉龙^[3]提出了抗液化刚性排水桩。这些工法可以有效控制沉桩挤土位移, 但需

基金项目: 国家自然科学基金项目(51322807, 41672296, 51708206, 11602083); 广西自然科学基金创新研究团队项目(2016GXNSFGA380008); 湖南省自然科学基金项目(2016JJ6044); 湖南省教育厅项目(15C0557); 天津大学滨海土木工程结构与安全教育部重点实验室开放课题(2017-KF03)

收稿日期: 2017-10-10

***通讯作者** (E-mail: meiguox@163.com)

通过添加额外施工条件实现其控制效果, 因此, 不免带来了工程效率上的问题。梅国雄^[4]提出了透水管桩技术, 对常规管桩桩身开设透水孔, 使得沉桩时桩周土体中的孔隙水可通过透水孔进入管腔内部, 从而加速超孔压消散。这样一来, 控制沉桩挤土效应的方法被耦合至现有施工措施或技术产品中, 起到既实现控制效果, 又提升工程效率并节省工程造价的目的。目前, 国内外对透水管桩技术已开展了部分研究, 包括透水管桩承载性能、透水性能及其优化等, 本文将针对这三个方面的研究进行分析。

1 透水管桩承载性能研究

1.1 竖向承载性能

戴郑新^[5]开展了 13 组透水管桩桩身抗压性能试验, 研究了桩身开孔参数(孔数 n 、孔径 d 、开孔层数 L)对管桩材料竖向承载性能的影响。研究表明: ①若孔径不变, 增加孔数将使管桩承载性能降低, 这是由于开孔数量增多, 构件中薄弱面将增加, 从而降低桩身极限承载力; ②若总孔数和孔径均不变, 减小每层的孔数(即, 增加开孔总层数)可使管桩承载性能得到提高。试验表明, 开 3 层孔较开 1 层孔(总孔数和孔径相同)的桩身极限承载力可提升近 10%, 这是由于开孔附近有一定范围出现应力集中, 而当开孔比较分散时, 应力集中相互叠加效应减弱, 进而使承载性能提高。

戴郑新^[5]在试验基础上, 建立了数值模型, 以模拟普通管桩与透水管桩的抗压试验全过程, 进一步探讨了满足竖向承载要求的管桩极限开孔率。在这里, 开孔率 ρ 可定义为

$$r = \frac{A_0}{A_s} \times 100\% \quad (1)$$

式中, A_0 为开孔总面积, A_s 为管桩内壁面积。图 1 为透水管桩与普通管桩承载力之比(即, 承载力相对值, 记做 R_{BC})随桩身开孔率变化曲线, 可以看出, 开孔率在 10% 以内时, 透水管桩材料的竖向极限承载力至少能达到普通桩的 70%, 通过分析发现这仍能满足工程对桩身承载力的需求。

1.2 水平承载性能

戴郑新^[5]对普通和透水管桩开展了桩身水平承载性能试验, 记录了各桩的开裂弯矩、极限弯矩以及不同荷载下的裂缝宽度, 探讨了开孔对透水管桩抗弯抗裂性能的影响。研究发现: ①透水管桩在开孔处萌生裂缝, 对于同样的荷载条件, 普通桩较透水管桩而言将出现更宽的裂缝。这是由于裂缝常在应力集中的薄弱带处产生, 透水管桩的开孔使得桩身出现较多的薄弱带, 每个薄弱带附近均会有裂缝出现并发展, 而对

于普通管桩, 随着荷载的增大, 其桩身裂缝条数较透水管桩要少, 每条裂缝处的应力集中强度要大于透水管桩的情况, 因而将出现较透水管桩而言更宽的裂缝。②透水管桩与普通管桩相比, 在相同荷载下的跨中挠度更大, 开裂弯矩降低, 但仍能满足规范要求。在 10% 的开孔率内, 若合理选择孔径及开孔层数, 透水管桩的极限弯矩可得到提高, 这与透水管桩缝宽小于普通管桩有关。

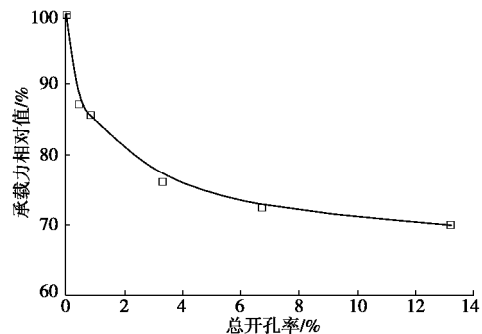


图 1 透水管桩与普通管桩承载力之比随桩身开孔率变化

Fig. 1 Curve of R_{BC} vs. ρ

2 透水管桩透水性能研究

2.1 模型试验

黄勇^[6-7]针对透水管桩和普通管桩, 分别开展了单桩与群桩的沉桩模型试验, 研究了透水管桩和普通管桩沉桩后桩周土中超孔压消散规律的区别。

试验结果表明: ①普通管桩桩周土体超孔压消散速度慢于透水管桩。这可由图 2 看出, 图 2 为透水管桩与普通管桩桩周下部土体各测点的超静孔隙水压力消散对比曲线, 图中, C1 和 C2 分别表示普通管桩和透水管桩试验在 C 点的超静孔隙水压力监测值, 其余类同。图 2 显示: 在沉桩后相同时间内, 透水管桩桩周土体中超孔压要小于普通管桩的情况, 这体现出了透水管桩对周围土体中超孔压消散的加速作用; ②距离透水管桩越近或埋深越深, 透水管桩对土体中超孔压消散的加速效果越强; ③当采用透水管桩群桩时, 桩周土体中超孔压消散较单桩时更快。

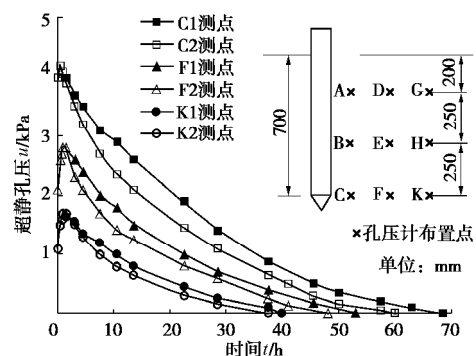


图 2 透水/不透水管桩试验中测点 C、F、K 超孔压消散曲线
Fig. 2 The contrast of the excess pore water pressure dissipation at C, F, K between two cases

2.2 数值模拟

Ni^[8]等采用 Abaqus 建立了透水管桩沉桩过程有限元模型,用圆柱扩张理论解对模拟结果进行对比验证,在此基础上,分析了沉桩贯入过程以及沉桩结束后桩周土体固结性状和超静孔隙水压力的产生和消散规律,并与常规桩进行对比,探究了透水管桩加速超静孔隙水压力消散的规律与效果。研究表明:①在土体固结前期,透水管桩对于加速周围土体中超孔压消散具有明显优势,这使得周围土体能够快速固结,让桩基承载力快速提升;②土体渗透性越好,透水管桩加速桩周土体固结的效果越好。

3 透水管桩透水性能优化研究

桩身透水孔分布对透水管桩透水性能有较大影响。学者们开展了相关数值模拟研究,以探明实现透水性能最大化的管桩开孔方式。

Ni^[8]等将透水管桩桩身透水域划分为四段:a、b、c、d,如图3(a)所示,分别考虑4种工况对桩周土体固结效率的影响:①a段透水,b、c、d段不透水;②b段透水,a、c、d段不透水;③c段透水,a、b、d段不透水;④d段透水,a、b、c段不透水。

如图3(b)所示,定义透水域比例参数 Lt scale 为管桩桩身透水域距离桩底的距离 L_1 与管桩入土深度 L_0 的比值,即

$$\text{Lt scale} = \frac{L_1}{L_0} \times 100\% \quad (2)$$

分别考虑以下工况对桩周土体固结效率的影响: Lt scale 分别为 20%、30%、50%、60%和 80%。

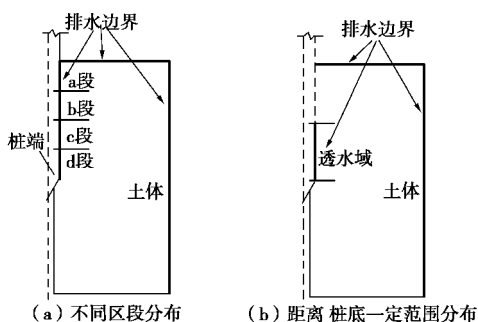


图3 透水域分布区域示意

Fig. 3 Permeable area distribution

研究表明:①透水孔最佳分布区域为桩端位置,此段区域处设置透水孔,其桩周土体固结效率最高。这可由图4看出,图4为不同工况土层固结效率对比,在同样的时间内,a段工况下土体所达到的固结状态最差,即固结度最低,b段、c段工况下较高,d段排水工况下固结度最高。②Lt scale=50%时为所需最佳透水域比例。这可由图5看出,图5为固结效率提升率

Uprate 随透水域比例 Lt scale 分布规律。在这里,Uprate 定义为

$$\text{Uprate} = \left(1 - \frac{t_n}{t_0}\right) \times 100\% \quad (3)$$

式中 t_n 表示不同 Lt scale 比例下透水管桩周围土体完成固结所需要的时间; t_0 表示 Lt scale=0%下普通管桩周围土体完成固结所需要的时间。图5显示:总体而言,Uprate 随透水域比例增加呈非线性增长,图中不同固结度曲线显示当 Lt scale 达到 50%时,Uprate 随 Lt scale 增长趋于平缓,可认为 Lt scale 即为所需最佳透水域比例。

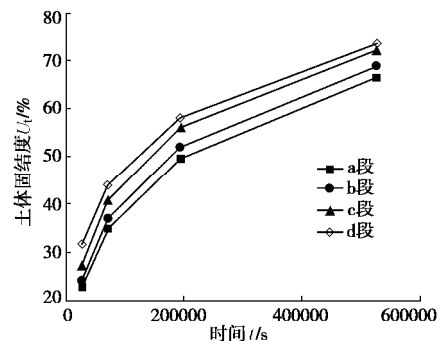


图4 不同工况土层固结效率对比

Fig. 4 Contrast of soil consolidation efficiency in different models

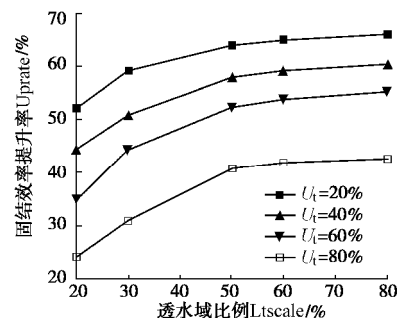


图5 固结效率提升率随透水域比例分布

Fig. 5 Uprate vs. Lt scale under the permeable pipe pile

4 结论与展望

透水管桩技术将控制沉桩挤土效应及加速超孔压消散的方法耦合至现有施工措施或技术产品中,起到既实现控制效果,又提升工程效率并节省工程造价的目的。目前国内外研究已经证明透水管桩具有满足工程需求的承载性能,拥有优于普通桩的透水性能。透水管桩可减小沉桩过程引起的超静孔隙水压力峰值,并加速其消散,提升桩周土体固结效率。透水管桩施工工艺于 2015 年也已获得江苏省省级工法(工法编号: JSSJGF2015—1—165)^[9],有望在实际工程中进一步推广应用。不过,要使透水管桩技术能更好的推广应用,仍有一些待解决的问题:

(1)应研究振动荷载对透水管桩水平承载性能的

影响。研究桩身开孔引起的薄弱面在往复周期循环荷载下对桩身承载力会造成什么程度的影响。

(2) 应开展现场试验, 以进一步验证透水管桩承载性能和透水性能。研究在真实水土环境下透水管桩竖向和水平向受力变形规律以及桩土荷载传递规律, 分析超静孔隙水压力加速消散与土体加速固结过程所带来的桩土荷载传递与常规桩的不同。

(3) 应完善透水管桩设计理论与施工检测技术, 应针对透水管桩技术, 提出相应的桩顶沉降、土体固结计算理论与方法, 并提出完备的透水管桩施工及检测技术, 以确保透水管桩能按设计发挥作用。

总的来说, 透水管桩技术作为一种主动、高效、资源节约导向的桩基施工与地基处理工法, 在未来有广泛的应用前景, 随着该项技术相关设计施工理论与方法的进一步完善, 有望将透水管桩技术更好地推广应用。

参考文献:

- [1] 赵春风, 杜兴华, 赵 程, 等. 中掘预应力管桩挤土效应试验研究[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(3): 415 - 421. (ZHAO Chun-feng, DU Xing-hua, ZHAO Cheng, et al. Squeezing effect of inner-digging prestressed piles[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(3): 415 - 421. (in Chinese))
- [2] 叶观宝, 张 振, 邢皓枫, 等. 组合型复合地基固结分析[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(1): 45 - 49. (YE Guan-bao, ZHANG Zhen, XING Hao-feng, et al. Consolidation of combined composite foundation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(1): 45 - 49. (in Chinese))
- [3] 刘汉龙. 一种抗液化排水刚性桩: 中国, ZL 2873886[P]. 2007. (LIU Han-long. An anti-liquefied rigid pile: Chinese Patent, ZL 2873886[P]. 2007. (in Chinese))
- [4] 梅国雄, 梅 岭, 张 乾. 自适应减压排水管桩及其制备工艺: 中国, ZL201110123235.6[P]. 2011. (MEI Guo-xiong, MEI Ling, ZHANG Qian. Adaptive decompression drainage pipe pile and its preparation process: Chinese Patent, ZL201110123235.6[P]. 2011. (in Chinese))
- [5] 戴郑新. 透水管桩承载性能研究[D]. 南京: 南京工业大学, 2015. (DAI Zheng-xin. Analysis of permeable pipe bearing capacity[D]. Nanjing: Nanjing University of Technology, 2015. (in Chinese))
- [6] 黄 勇, 王 军, 梅国雄. 透水管桩加速超静孔压消散的单桩模型试验研究[J]. 岩土力学, 2016, **37**(10): 2893 - 2898, 2908. (HUANG Yong, WANG Jun, MEI Guo-xiong. Model experimental study of accelerating dissipation of excess pore water pressure in soil around a permeable pipe pile[J]. Rock and Mechanics, 2016, **37**(10): 2893 - 2898, 2908. (in Chinese))
- [7] 黄 勇, 梅国雄, 王钰轲. 透水管桩的群桩沉桩室内模型试验研究[J]. 河北工程大学学报(自然科学版), 2016, **33**(3): 18 - 23. (HUANG Yong, MEI Guo-xiong, WANG Yu-ke. Laboratory model experimental investigation of permeable pipe piles[J]. Journal of Hebei University of Engineering (Natural Science Edition), 2016, **33**(3): 18 - 23. (in Chinese))
- [8] NI P, MANGALATHU S, MEI G, et al. Permeable piles: An alternative to improve the performance of driven piles[J]. Computers and Geotechnics, 2017, **84**: 78 - 87.
- [9] 江苏省建筑安全监督总站. 苏建质安[2015]311号自适应减压排水管桩施工工法[S]. 南京: 江苏省建筑安全监督总站, 2015. (Sujianzhi'an [2015]311 Construction method for permeable pipe pile[S]. Nanjing: Building safety supervisory office of Jiangsu Province, 2015. (in Chinese))

(本文责编 明经平)

DOI: 10.11779/CJGE2017S2056

Von-Mises 半无限空间结构安定理论研究

庄 妍^{1,3}, 王 孟², 王康宇²

(1. 河海大学岩土力学与堤坝工程教育部重点实验室, 江苏 南京 210098; 2. 河海大学岩土工程科学研究所, 江苏 南京 210098;

3. 江苏省岩土工程技术工程研究中心, 江苏 南京 210098)

摘 要: 进行了 Hertz 载荷作用下 Von-Mises 半无限空间的安定性研究。基于静力安定定理, 通过寻找最佳残余应力场建立了平面应变条件下严格的安定极限解析方法。避免了以往安定分析方法的大型数学规划的困难, 摆脱了计算中的维数障碍。研究结果表明: 严格的安定极限值随着材料屈服应力的提高而增大, 但随着摩擦系数的增大而减小; 临界残余应力场全部位于两个界限以内, 并且相交于临界点。当摩擦系数较小时, 临界点发生在表面以下, 随着摩擦系数逐渐增大到 0.3, 临界点从下层逐渐上移到表面。研究成果对安定理论应用于高速铁路设计具有参考意义。

关键词: 安定分析; 下限定理; Von-Mises 屈服准则; Hertz 荷载

中图分类号: TU43 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2017)S2-0232-04

作者简介: 庄 妍(1982-), 女, 江苏邳县人, 教授, 博士生导师, 主要从事软土地基加固和路面安定性分析等方面的研究。E-mail: joanna_zhuang@163.com。

The study of shakedown analysis for Von-Mises half-space

ZHUANG Yan^{1,3}, WANG Meng², WANG Kang-yu²

(1. Key Laboratory of Ministry of Education for Geomechanics and Embankment Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China;

2. Geotechnical Research Institute, Hohai University, Nanjing 210098, China; 3. Jiangsu Province's Geotechnical Research Center, Nanjing 210098, China)

Abstract: This paper presents shakedown analysis of a half-space obeying Von-Mises criterion under Hertz loads in plane strain model. Based on the static shakedown theorem, a rigorous shakedown solution is established by searching for the best critical residual stress field. This method avoids the operation of mathematical programming in traditional method of shakedown analysis, and therefore obstruction since the large scale mathematical programming is overcome. It shows that both of the shakedown limit and rigorous shakedown limit increase with increasing the yield stress but decrease with the frictional coefficient. The critical residual stress fields all lie between two residual stress limits, which intersect beneath the surface for small value of μ , while tend to converge at the half-space surface when $\mu = 0.3$, indicating that the failure mode of the material changes from subsurface failure to surface failure when increasing the frictional coefficient μ . This study has significance reference in application of shakedown analysis to the design of high-speed railway.

Key words: shakedown analysis; static shakedown theorem; Von-Mises criterion; Hertz load

0 引 言

安定分析就是研究在交变载荷下工程结构的塑性响应。安定分析的任务是确定工程结构的安定极限载荷和破坏机制, 为工程设计和结构安全评价提供更准确更可靠的理论依据^[1]。从 20 世纪 30 年代安定理论正式确立后, 安定分析的方法在国内外快速发展^[2-4]。1962 年, Johnson^[5]利用安定下限定理 (Melan 定理) 求解出了 Tresca 半无限空间体在 Hertz 纯滚动载荷作用下的安定极限值。1984 年, Sharp 等^[6]第一次把安定方法运用到了道路工程领域, 他们把道路结构简化为一种平面应变问题, 运用安定下限定理对 Mohr-Coulomb

材料在循环移动载荷下的变形发展问题进行安定分析。当前通用的安定极限计算方法是采用数学规划的计算方法, 但是, 当结构单元数目多或载荷空间的顶点比较多时, 数学规划的约束条件就多。这样问题就变成大规模非线性数学规划问题, 出现维数障碍现象, 使得计算量大大增加, 即使对现代计算机来说, 也是件十分困难的工作^[7]。

基金项目: 国家自然科学基金面上项目 (51478166); “青蓝工程” 资助项目; 教育部留学回国人员科研启动基金资助项目; 中央高校基本科研业务费专项资金资助项目 (2015B17814, 2015B25914)

收稿日期: 2017-10-10

本文进行了 Hertz 荷载作用下 Von-Mises 半无限空间的安定性研究。基于静力安定定理, 通过寻找最佳残余应力场建立了平面应变条件下严格的安定极限解析方法。道路安定理论已经得到广泛的应用^[8-9], 铁路路基与道路具有相似的结构, 可以将安定理论推广到铁路设计中。而铁路结构中钢轨、混凝土轨枕等更适合采用 Von-Mises 屈服准则, 因此, 本文的研究成果对安定理论应用于铁路设计具有参考作用。

1 静力安定理论

经典安定理论由下限定理(静力安定定理)和上限定理(机动安定定理)组成。下限安定定理因为形式简单, 因此具有更广的应用。利用下限安定定理求解的重点在于确定符合要求的最优残余应力场。

Melan^[10]于 1938 年提出了静力安定定理: 如果存在一个自平衡的残余应力场 s_{ij}^r , 它和由外荷载所引起的弹性应力场迭加后结构中任意一点均不发生屈服, 则结构是安定的。如果外部荷载用 $l p$ 表示, 其中 p 是单位荷载, l 是无量纲因子(又称安定乘子), 则静力安定理论可表示为

$$f(l s_{ij}^e + s_{ij}^r) \leq 0, \quad (1)$$

式中, $l s_{ij}^e$ 是由于外部静力荷载 $l p$ 所引起的弹性应力场, $f(s_{ij}) \leq 0$ 表示材料的屈服准则。Melan 定理能够计算出结构安定的下限荷载值, 因此, 它也被称为下限安定定理。

2 问题描述

2.1 荷载定义

车轮与轨道的接触应力的计算, 国内外通常采用 Hertz 弹性理论推导得的公式^[11], 二维 Hertz 荷载(如图 1 所示)定义为

$$\begin{cases} p = \frac{2P}{\pi a^2} (a^2 - x^2)^{1/2}, \\ q = \frac{2Q}{\pi a^2} (a^2 - x^2)^{1/2}. \end{cases} \quad (-a \leq x \leq a) \quad (2)$$

式中 P 为竖向荷载, p_0 表示中心($x=0$)处的分布荷载, 则 $p_0=2P/\pi a$; Q 为切向荷载, 根据摩擦系数 μ 的关系有 $Q=\mu P$; $2a$ 为荷载宽度。

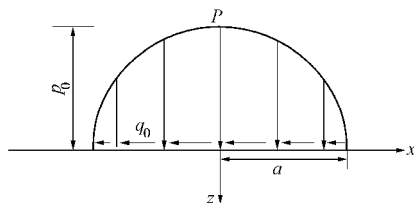


图 1 二维赫兹荷载简图

Fig. 1 2-D Hertz load

2.2 弹性应力场

二维 Hertz 荷载作用下半无限空间的弹性应力场分布问题能够简化为平面应变问题, 如图 2 所示。1985 年, Johnson 首先给出了二维弹性应力场的解析公式^[11]。

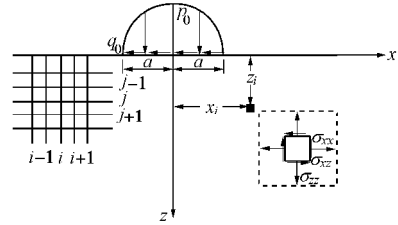


图 2 二维平面应变模型简图

Fig. 2 Plane strain model

Johnson 认为, 竖向荷载和切向荷载产生的应力场是互不影响的, 因此如果假设压应力为负, 则竖向荷载 P 引起的应力公式为:

$$\left. \begin{aligned} (s_{xx}^e)_p &= -\frac{2P}{\pi a^2} \left\{ m \left(1 + \frac{z^2 + n^2}{m^2 + n^2} \right) - 2z \right\}, \\ (s_{zz}^e)_p &= -\frac{2P}{\pi a^2} m \left(1 - \frac{z^2 + n^2}{m^2 + n^2} \right), \\ (s_{xz}^e)_p &= -\frac{2P}{\pi a^2} n \frac{m^2 - z^2}{m^2 + n^2}. \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

切向荷载 Q 引起的应力公式为:

$$\left. \begin{aligned} (s_{xx}^e)_q &= \frac{2Q}{\pi a^2} \left\{ n \left(2 - \frac{z^2 - m^2}{m^2 + n^2} \right) - 2x \right\}, \\ \frac{(s_{zz}^e)_q}{Q} &= \frac{(s_{xz}^e)_p}{P}, \\ \frac{(s_{xz}^e)_q}{Q} &= \frac{(s_{xx}^e)_p}{P}. \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

式中

$$\begin{aligned} m^2 &= \frac{1}{2} \left\{ \sqrt{(a^2 - x^2 + z^2)^2 + 4x^2 z^2} + (a^2 - x^2 + z^2) \right\}, \\ n^2 &= \frac{1}{2} \left\{ \sqrt{(a^2 - x^2 + z^2)^2 + 4x^2 z^2} - (a^2 - x^2 + z^2) \right\}, \end{aligned}$$

其中 m, n 的符号分别与 z 和 x 相同。

任意一点 (x, z) 的应力为竖向荷载与切向荷载引起的应力场的叠加:

$$s_{ij}^e = (s_{ij}^e)_p + (s_{ij}^e)_q. \quad (5)$$

3 安定分析

根据下限安定定理, 应用 Von-Mises 强度理论判据, 结构处于安定状态时应满足下式:

$$\begin{aligned} f &= (s_{xx} - s_{yy})^2 + (s_{yy} - s_{zz})^2 + (s_{xx} - s_{zz})^2 + \\ &6s_{xz}^2 - 2K^2 \leq 0, \end{aligned} \quad (6)$$

式中, K 是钢轨的屈服应力。

对于二维平面应变问题, 沿着荷载前进方向经历了相同的加载历史, 因此, 残余应力场 s_{ij}^r 只沿着深度 z 的变化而变化。应用平衡条件和边界条件易知残余应力场竖向应力分量 s_{zz}^r 和切应力分量 s_{xz}^r 均为 0。由此可知, 平面应变问题, 总应力场均可表达如下:

$$\left. \begin{aligned} s_{xx} &= l s_{xx}^e + s_{xx}^r, \\ s_{zz} &= l s_{zz}^e, \\ s_{xz} &= l s_{xz}^e. \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

根据普朗特-劳斯方程, 平面应变模型主应力满足方程:

$$s_{yy} = 2s_{xx} - s_{zz} \quad (8)$$

将式 (7), (8) 代入式 (6) 整理得

$$\begin{aligned} f &= [(l s_{xx}^e + s_{xx}^r) - l s_{zz}^e]^2 + (l s_{xz}^e)^2 - \frac{K^2}{3} \\ &= (s_{xx}^r + M)^2 + N \leq 0 \end{aligned} \quad (9)$$

式中, $M = l s_{xx}^e - l s_{zz}^e$, $N = (l s_{xz}^e)^2 - \frac{K^2}{3}$ 。

要使得不等式 (9) 满足, 需要满足下式:

$$N \leq 0 \Rightarrow l \leq \frac{K}{\sqrt{3} |s_{xz}^e|} \quad (10)$$

搜索整个半无限空间中 $|s_{xz}^e|$ 最大的点, 由式 (10) 可以得到 l_{sd} , 即为安定极限乘子。

式 (10) 确定了式 (9) 成立的必要条件, 将 $l = l_{sd}$ 代入式 (9) 中, 方程 (9) 即为残余应力 s_{xx}^r 的一元二次不等式。方程 $f = 0$ 的两个根分别为: $-M_i - \sqrt{-N_i}$ (小根) 和 $-M_i + \sqrt{-N_i}$ (大根)。因此, 每一点 i 的残余应力介于方程的两个根之间。即:

$$-M_i - \sqrt{-N_i} \leq (s_{xx}^r)^i \leq -M_i + \sqrt{-N_i} \quad (11)$$

又因为残余应力 s_{xx}^r 不随着 x 变化而变化, 所以在某一深度 z_j 层, 残余应力应是某一个定值。所以, 深度 z_j 层的残余应力满足:

$$\max_x (-M_i - \sqrt{-N_i}) \leq s_{xx}^r \leq \min_x (-M_i + \sqrt{-N_i}) \quad (12)$$

式中, $\max_x (-M_i - \sqrt{-N_i})$ (称“最大的小根”) 和 $\min_x (-M_i + \sqrt{-N_i})$ (称“最小的最大根”) 分别是残余应力的临界值。易知, 当“最小的最大根”小于“最大的小根”时, 残余应力在实数域内没有取值, 即此时结构无法达到安定状态, 因此, 需要减小安定乘子 l , 并重新代入式 (9) 中求解各层残余应力的临界值。

应当注意到, 对于任一个安定极限乘子, 即可求出一组由“最小的最大根”和“最大的小根”确定的残余应力“存在域”。通过一定的优化程序^[12], 搜索区间 $[0, l_{sd}]$ 内使式 (9) 成立的最大安定乘子 l'_{sd} , 即为所求的安定下限严格解。

4 结果及分析

利用上述的安定分析方法, 本文分析了材料屈服应力、轮轨摩擦系数等因素对安定极限的影响。并对残余应力的分布进行了研究。

4.1 材料屈服应力和摩擦系数对安定极限的影响

图 3 和图 4 分别显示了平面应变情况下的安定极限 l_{sd} 和安定极限严格解 l'_{sd} 与材料屈服极限 K 和摩擦系数 μ 的关系。从图 3, 4 中可以看出, 安定极限 l_{sd} 与严格解的安定极限 l'_{sd} 均随着摩擦系数的增大而减小, 随着钢轨屈服应力的增大而增大。当摩擦系数从 0.0 增加到 1.0 时, 安定极限 l_{sd} 减小了约 74.8%, 而严格解的安定极限 l'_{sd} 减小了约 80.3%。

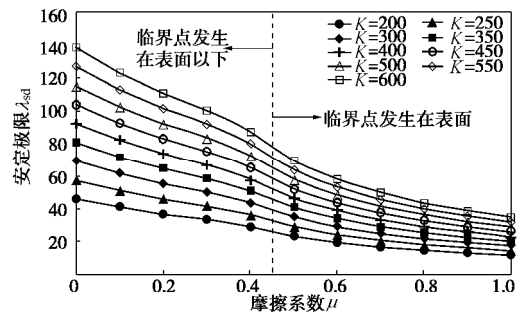


图 3 平面应变模型安定极限 l_{sd} 与材料屈服极限和摩擦系数关系曲线

Fig. 3 Shakedown limit l_{sd} versus friction coefficient for various yield stresses in plane strain model

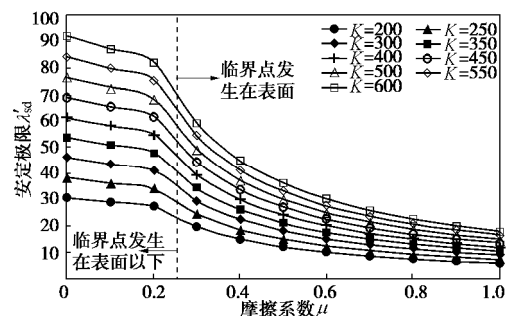


图 4 平面应变模型安定极限严格解 l'_{sd} 与材料屈服极限和摩擦系数关系曲线

Fig. 4 Rigorous shakedown limit l'_{sd} versus friction coefficient for various yield stresses in plane strain model

随着摩擦系数的增大, 临界点的位置逐渐从下层转移到表面, 例如图 3 显示当摩擦系数 $\mu \geq 0.5$ 时临界点发生在表面, 而对于严格解得安定极限 l'_{sd} (图 4), 当摩擦系数 $\mu \geq 0.3$ 时临界点发生在表面。对比图 3 和图 4, 严格解的安定极限减小了约 25.8%~48.0%。

4.2 安定极限残余应力分布情况

图 5 为平面应变情况下, 不同摩擦系数下残余应力场分布情况。真实的最佳残余应力场应该介于“最

小的“大根”和“最大的小根”之间, 因此, “最小的“大根”和“最大的小根”相交的点为最危险的点, 称为临界点。从图 5 中可以看出, 随着摩擦系数的增大, 临界点从下下层逐渐上移到表面处。根据 Melan 定理, 残余应力场也需要满足自平衡的条件, 同时, 残余应力场也应当满足屈服方程:

$$f(s_{xx}^r) \leq 0 \Rightarrow -\frac{1}{\sqrt{3}} \leq \frac{s_{xx}^r}{K} \leq \frac{1}{\sqrt{3}} \quad (13)$$

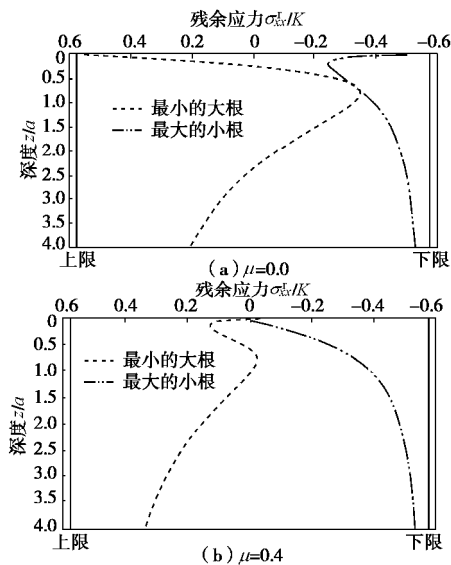


图 5 平面应变模型临界残余应力分布曲线

Fig. 5 Critical residual stress fields at the shakedown limit for plane strain model

5 结 论

本文进行了 Hertz 载荷作用下 Von-Mises 半无限空间的安定性研究。基于静力安定定理, 通过寻找最佳残余应力场建立了平面应变条件下严格的安定极限解析方法。研究成果对安定理论应用于铁路设计具有参考作用。

(1) 基于静力安定定理的安定分析方法是一种可以被用于求解钢轨接触的严格安定极限解析解的有效方法, 对实际工程设计具有指导性作用。

(2) 通过寻找可能的残余应力场的方法, 可以求解安定极限状态是残余应力场的分布, 对求解严格的安定极限有指导作用。

参考文献:

[1] KRABBENHØFT K, LYAMIN A V, SLOAN S W. Three-dimensional Mohr-Coulomb limit analysis using semidefinite programming[J]. Communications in Numerical

Methods in Engineering, 2007, **23**(9): 1107 - 1119.

- [2] 陈 钢, 杨 璞, 刘应华. 弹塑性结构安定性上限分析的数值方法及应用[J]. 工程力学, 2005, **22**(1): 21 - 27. (CHEN Gang, YANG Pu, LIU Yin-hua. A computational approach to kinematic shakedown analysis of elastic-plastic structures and its applications[J]. Engineering Mechanics, 2005, **22**(1): 21 - 27. (in Chinese))
- [3] LU M W, CHEN S Z. Stress function method in shakedown analysis of axisymmetric shell[J]. Acta Mechanica Sinica, 1992, **5**(1): 99 - 110.
- [4] COLLINS I F, WANG A P, SAUNDERS L R. Shakedown in layered pavements under moving surface loads[J]. International Journal for Numerical & Analytical Methods in Geomechanics, 1993, **17**(3): 165 - 174.
- [5] JOHNSON K L. A shakedown limit in rolling contact[C]// Proceedings of the Fourth US National Congress of Applied Mechanics. New York: American Society of Mechanical Engineers, 1962: 971 - 975.
- [6] SHARP R W, BOOKER J R. Shakedown of pavements under moving surface loads[J]. Journal of Transportation Engineering, ASCE, 1984, **110**(1): 1 - 14.
- [7] 张明焕, 杨海元. 结构安定分析方法研究[J]. 应用力学学报, 1994, **11**(4): 83 - 90. (ZHANG M H, YANG H Y. The study of shakedown analysis of structure[J]. Chinese Journal of Applied Mechanics, 1994, **11**(4): 83 - 90. (in Chinese))
- [8] ZHAO J D, SLOAN S W, LYAMIN A V, et al. Bounds for shakedown of cohesive-frictional materials under moving surface loads[J]. International Journal of Solids and Structures, 2008, **45**: 3290 - 3331.
- [9] NGUYEN A D, HACHEMI A, WEICHERT D. Application of the interior-point method to shakedown analysis of pavements[J]. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 2008, **75**: 414 - 439.
- [10] MELAN E. Zur plastizität des raumlichen kontinuum[J]. Archive of Applied Mechanics, 1938, **9**(2): 116 - 126.
- [11] JOHNSON K L. Contact mechanics[M]. United Kingdom: Cambridge University Press, 1985.
- [12] YU H S, WANG J. Three-dimensional shakedown solutions for cohesive-frictional materials under moving surface loads[J]. International Journal of Solids and Structures, 2012, **49**(26): 3797 - 3807.

(本文责编 明经平)

DOI: 10.11779/CJGE2017S2057

基于 CPTU 测试的港珠澳大桥砂土液化评价方法研究

段伟¹, 蔡国军¹, 刘松玉¹, 祝刘文², 杜宇²

(1. 东南大学岩土工程研究所, 江苏 南京 210096; 2. 中交第四航务工程勘察设计院有限公司, 广东 广州 510275)

摘要: 地震液化是引起地基失稳和上部结构损害的直接原因之一, 因此, 液化评价是土工抗震勘察中的重要内容。以港珠澳大桥岛隧工程为例, 通过 CPTU 数据与标准贯入试验、剪切波速试验结果分析比较, 一方面建立了可靠的 CPTU 数据与 SPT、剪切波速的相关关系; 另一方面利用 CPTU 液化判别方法, 对岛隧砂土液化势进行了评估, 并与 SPT、剪切波速判别液化结果进行对比验证, 得出基于 CPTU 液化判别法具有一定优势。研究结果可为类似重要工程勘察提供参考依据。

关键词: 孔压静力触探; 液化; 周期阻力比; 剪切波速; 标贯试验

中图分类号: TU443

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)S2-0236-04

作者简介: 段伟(1989-), 男, 博士研究生, 主要从事现代原位测试技术方面的研究。E-mail: zbdxdw@163.com。

Evaluation method for sand liquefaction of Hong Kong-Zhuhai-Macao Bridge based on CPTU tests

DUAN Wei¹, CAI Guo-jun¹, LIU Song-yu¹, ZHU Liu-wen², DU Yu²

(1. Institute of Geotechnical Engineering, Southeast University, Nanjing 210096, China; 2. CCCC-FHDI Engineering Co. Ltd., Guangzhou 510275, China)

Abstract: The earthquake liquefaction is one of the direct causes for unstable ground and damage of upper structure. Therefore, the liquefaction assessment is an important part of anti-seismic investigation in engineering. By taking the island and tunnel project of Hong Kong-Zhuhai-Macao Bridge as an example, the CPTU data is compared with the results of standard penetration tests and shear wave velocity tests. On one hand, the correlations between CPTU data and SPT, shear wave velocity are established. On the other hand, the sand liquefaction potential of the island tunnel is evaluated by the method of CPTU and compared with the liquefaction results of SPT and shear wave velocity. The results show that the liquefaction method of CPTU has certain advantages and may provide reference basis for similar engineering survey.

Key words: piezocone penetration test; liquefaction; cyclic resistance ratio; shear wave velocity; standard penetration test

0 引言

在地震作用下, 土体液化往往会引起地基不均匀沉降, 因此成为相关学者热点关注的课题之一。目前对于地震液化的判别, 主要分为室内试验与原位测试, 为了扰动小, 能够代表土层原始应力状态指标, 工程中广泛使用原位测试方法。典型的现场原位测试方法有基于静力触探(CPT)、标准贯入(SPT)、剪切波速(V_s)法等, 随着地震液化方面理论与试验研究等不断突破, 试验手段与技术的不断创新与改进, 以孔压静力触探(CPTU)^[1]为代表的改进原位测试方法成为从小应变到大应变水平能够确定土体性质的最常用的现场原位测试方法, 在地震液化评价应用领域取得良好效果。

本文首先介绍了基于CPTU测试的砂土液化判别方法, 结合港珠澳大桥岛隧工程砂土液化场地, 进行

了CPTU成果解译, 分析了CPTU与剪切波速、SPT之间的相关性, 利用CPTU、剪切波速、SPT进行了该场地液化判别分析比较。

1 砂土液化评估方法

国际上针对液化评估较多采用Seed简化法^[2], 该法最初是利用标准贯入试验, 在国际地震工程研究中心(NCEEER)研讨会上将该法扩展到CPT/CPTU测试技术中^[3], 因CPTU测试具有连续性, 可重复性, 能提供地层数据的连续曲线, 因此, 通过CPTU数据能对

基金项目: 国家重点研发计划课题(2016YFC0800201); 国家自然科学基金项目(41672294); 江苏省普通高校研究生科研创新计划项目(KYCX17_0139)

收稿日期: 2017-08-02

*通讯作者(E-mail: focuscai@163.com)

地层进行连续液化判别, 生成抗震液化剖面。

1.1 基于 CPTU 液化评估方法

基于 CPTU 液化判别法分为确定性方法与概率法, 工程应用中一般采用确定性方法, 即安全系数法, 可表示为 $F_s=CRR/CSR_{7.5}$, 若 $F_s>1$, 则判别为液化。

(1) 等效周期应力比的求解

根据场地的地震基本设计参数可计算周期应力比, 目前普遍采用的是Seed等^[2]提出计算式, 考虑到震级的影响, 最终等效周期应力比 $CSR_{7.5}$ 的求解为

$$CSR_{7.5}=0.65\frac{s_{v0}}{s'_{v0}}\frac{a_{max}}{g}r_d/MSF。$$
 (1)

式中 $CSR_{7.5}$ 为通过震级比例系数转换为震级 $M_s=7.5$ 下的周期应力比; s_{v0} 和 s'_{v0} 分别为计算深度处土体总上覆应力和有效上覆应力 (kPa); a_{max} 为地面最大加速度 (m/s^2); g 为重力加速度 (m/s^2); r_d 为应力折减系数; MSF 为震级比例系数。参数求解具体见文献[3]。

(2) 周期阻力比的求解

很多学者提出了不同的基于 CPTU 测试技术计算 CRR 的方法^[4-5], 下面主要介绍 Robertson 法。

Robertson 等^[4]提出基于 CPT 液化势评估方法, 后来进行了修正, 提出了修正的 CRR 计算模型, 其具体求解过程如下。

引入应力指数 n 对 CPTU 锥尖阻力测试值进行归一标准化处理, 反映了所贯入土体的应力水平, 应力指数 n 为

$$n=0.381I_c+0.05(s'_{v0}/p_a)-0.15\leq 1.0$$
 , (2)

式中, I_c 为土体类型指标参数,

$$I_c=\sqrt{(3.47-\lg Q_m)^2+(1.22+\lg F_r)^2}$$
 , (3)

式中, Q_m 为归一化锥尖阻力, F_r 为摩阻比。

通过引入细粒修正系数 k_c 对标准化的锥尖阻力 Q_m 进行修正, 得到标准化的纯砂锥尖阻力 $Q_{tncs}=k_cQ_m$ 。

最后基于 Q_{tncs} , 周期阻力比 CRR 的求解:

$$CRR=\begin{cases} 93\left(\frac{Q_{tncs}}{1000}\right)^3+0.08 & (50\leq Q_{tncs}<160) \\ 0.833\left(\frac{Q_{tncs}}{1000}\right)+0.05 & (Q_{tncs}<50) \end{cases}。$$
 (4)

根据参数 I_c 分别对 n 和 k_c 进行取值, 参数 Q_m 和 F_r 的求解, 详见文献[3]。

1.2 基于 SPT 及剪切波速 V_s 液化评估方法

基于 SPT 及剪切波速 V_s 进行 CRR 的计算具体参考文献[3], 限于篇幅, 在此不再论述。

1.3 CPTU 数据与 SPT、 V_s 的相关性

国内外学者做了大量有关CPTU与SPT之间相关性的研究工作。Robertson进行了 $(q_c/P_a)/N_{60}$ 比值与土体平均粒径 D_{50} 相关关系的研究^[6], 得出土体的平均粒径跟土体类型相关的结论。因此, Roberston针对不同类型的土体提出 $(q_c/P_a)/N_{60}$ 建议值。Jefferies等^[7]提出基于 I_c 的CPT-SPT相关关系, 适用于 $I_c<4.06$ 的土体。

国外对 V_s 与 CPTU 数据的相关性做了大量研究, 最具代表性方法见表 1。

2 试验研究

2.1 场地描述

试验场地位于珠江三角洲入海口, 场区一带分布的饱和粉土及砂土层有: 14 层全新世海相沉积中砂层、22 层早更新世陆相沉积粉细砂层、33 层晚更新世海陆交互相沉积粉细砂层、34 层晚更新世海陆交互相沉积中砂层、42 层晚更新世冲洪积相沉积粉细砂层、43 层晚更新世冲洪积相沉积含砾细砂层、44 层晚更新世冲洪积相沉积中砂层和 45 层晚更新世冲洪积相沉积粗砂层。根据《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010)^[13]及《公路桥梁抗震设计细则》(JTG/T B02—01—2008)^[14]的初判准则, 初判仅 14 层全新世松散中砂具有液化势, 应做进一步判断。根据美国 NCEER 研讨会上的规定, 地质年代为第四纪更新世以前的粉土及砂土可判为不液化土, 纯砂 $(N_1)_{60}>30$ 时可判为不液化土。据此可初判: 45 层 $(N_1)_{60}>30$, 不具备发生液化的条件, 可不考虑砂土液化对场地的影响; 14 层、22 层、33 层、34 层、42 层、43 层、44 层需进行进一步液化判别。

2.2 CPTU 试验设备

本次 CPTU 试验采用美国 Vertek 孔压探头。所使用探头集成了常规 CPT、孔压、倾斜功能模块。

表 1 剪切波速评估汇总表

Table 1 Summary of evaluation of shear wave velocity

方法序号	方法	剪切波速评估公式	适用土层
方法 1	Baldi 等 ^[8]	$V_s=277(q_t)^{0.13}(s'_{v0})^{0.27}$	非胶结新近沉积砂层
方法 2	Mayne 等 ^[9]	$V_s=1.75(q_t)^{0.627}$	黏性土层
方法 3	Hegazy 等 ^[10]	$V_s=[10.1\cdot\lg q_t-11.4]^{1.67}[f_s/q_t\cdot100]^{0.3}$	所有土层
方法 4	Mayne ^[11]	$V_s=118.8\lg(f_s)+18.5$	所有土层
方法 5	Robertson ^[12]	$V_s=[10^{(0.55I_c+1.68)}(q_t-s_{v0})/P_a]^{0.5}$	非胶结的全新世—更新世土层

3 CPTU 成果解译

3.1 CPTU 与 SPT 相关性分析

该工程补充地质勘察采用英标标贯器进行了大量 SPT 试验,对 SPT 试验进行了能量校正,有关英标与国标的标贯成果相关性、差异性、转换分析见廖先斌等^[15]的研究,在此不再赘述。

将本工程 SPT 试验结果与 CPTU 数据进行对比分析,限于篇幅,选取典型土层可得出以下相关关系,见图 1。

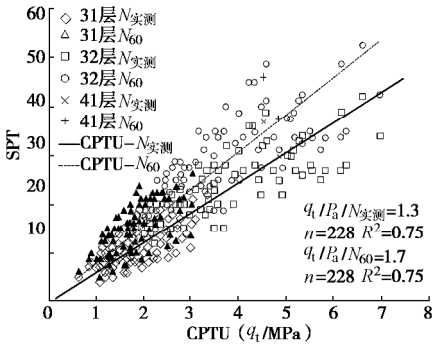


图 1 典型层 q_t - SPT 相关关系

Fig. 1 Correlation between q_t and SPT of typical layer

由上述对比分析结果可得港珠澳地区土层 CPTU-SPT 相关关系汇总见表 2,可看出,整体误差值在 18.2%~20%之间,砂土层中比黏土误差稍大。

表 2 港珠澳地区 CPTU-SPT 相关关系表

Table 2 Relationship between CPTU and SPT in HongKong-

Zhuhai Macao Bridge

地层编号	土体类型	$(q_t/P_a)/N_{60}$	$(q_t/P_a)/N_{100}$
21	黏土—粉质黏土	1.1	0.9
31, 32, 41	黏土—粉质黏土, 夹薄层细砂	1.6	1.3
33, 34, 42	粉细砂, 中砂, 混少量黏土	3.0	2.4
43, 44, 45	中粗砂	4.1	3.3

3.2 CPTU 数据与波速测试的相关性分析

本次还进行悬挂式 P-S 波速试验,将表 1 中前 4 种经验公式评估方法与实测值进行对比分析,典型结果如下图 2。

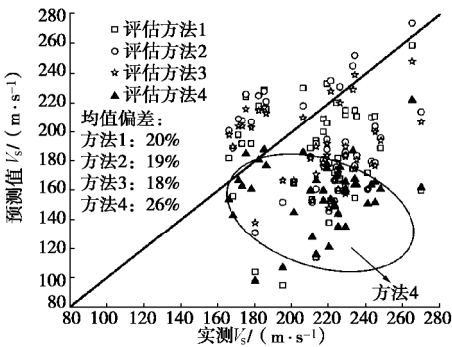


图 2 剪切波速对比

Fig. 2 Comparison of shear wave velocities

分析发现,上述 4 种方法的评估结果与实测值有

一定偏差,其中方法 4 偏差较大。原因可能是由于摩阻力 f_s 稳定性差,采用该参数进行 V_s 预测时表现出较大的离散性。鉴于此,通过统计分析,建立黏性土剪切波速与锥尖阻力的关系(图 3),提出适用于该地区 CPTU 数据与 V_s 的相关关系如下:

$$V_s = 174 q_t^{0.28}, \quad (5)$$

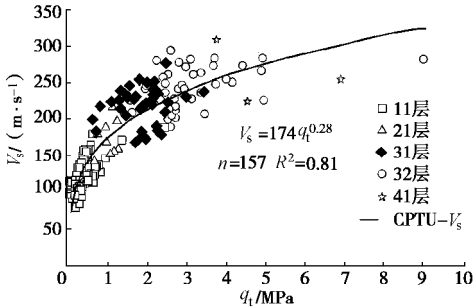


图 3 港珠澳区域的 CPTU 数据与剪切波速 V_s 的相关关系

Fig. 3 The correlation between CPTU data and V_s in HongKong-Zhuhai Macao Bridge

在砂土中,将 Robertson^[12]公式修正,建立相关关系如图 4 所示。

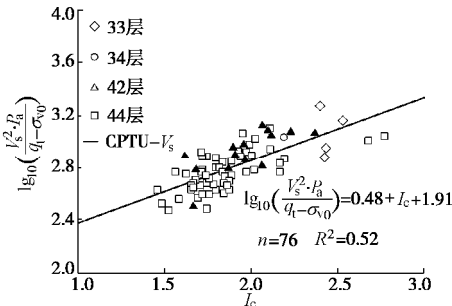


图 4 V_s 与 I_c 关系

Fig. 4 Correlation between I_c and V_s

经过分析推荐采用下式评估砂土的剪切波速:

$$V_s = [10^{(0.48 I_c + 1.91)} (q_t - s_{v0}) / p_a]^{0.5}. \quad (6)$$

4 砂土液化判别分析

4.1 基于 CPTU 判别结果

采用前述 CPTU 判别标准,判别结果如图 5 所示。

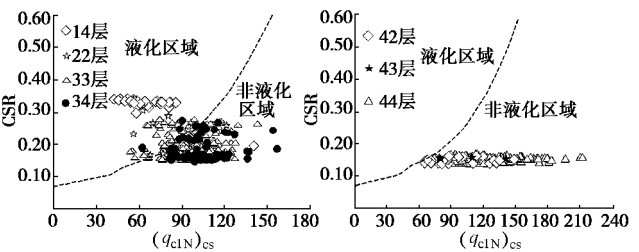


图 5 基于 CPTU 数据液化判别

Fig. 5 Liquefaction discrimination based on CPTU data

由图 5 可知:14 层为可液化土层,22 层为局部可液化土层,33 层、34 层绝大多数区域呈现非液化性,在部分地段呈现液化性,42 层、43 层、44 层均为不液化土层。

4.2 基于 SPT 判别结果

判别结果如下: 34 层、42 层、43 层、44 层均为不液化土层; 22 层仅有一个钻孔有标准贯入试验液化判别结果, 也显示为不液化土层; 33 层除了个别位置显示具有液化势外, 总体上显示为不液化土; 14 层没有标贯判别资料。

4.3 基于剪切波速判别结果

判别结果如下: 34 层、42 层、43 层、44 层均为不液化土层; 33 层除了个别位置显示具有液化势外, 总体上显示为不液化土, 14 层和 22 层没有波速判别资料。

由判别结果可知, 该地区全新世砂土、更新世上部地层的砂土易于地震液化, 更新世中下部地层砂土为不易于液化。当锥尖阻力值或者实测击数一定的情况下, 深度越小, 上覆应力越小, 所含黏粒含量越小 (由土类指数 n 和土体类型指标参数 I_c 得到) 的地层越容易液化。

5 结 论

本文采用 CPTU 测试技术在港珠澳大桥工程进行了应用, 初步得到以下 3 点结论。

(1) 3 种方法对于厚层砂土的判别结果一致; 而对于薄层砂土, 由于 SPT 和剪切波速试验间隔的影响, 有效样本点数量非常有限, 而 CPTU 能提供关于地层数据的连续曲线, 对于薄层砂土的液化判别优势更加明显。

(2) 建立了 CPTU 与 SPT 之间的关系, 相关性好, 整体误差值在 18.2%~20% 之间, 砂土层比黏土层的误差稍大。建立了 CPTU 与波速之间的关系, 可以看出 4 种方法预测值与实测值基本一致, 方法 4 的偏差稍大。

(3) 通过研究经过孔隙水压力和上覆土压力校正过的 CPTU 数据与波速试验结果, 对国外已有经验公式修正, 建立了可靠的 CPTU 数据与剪切波速的相关性公式。对国外经验公式进行了修正, 提出了适用于珠三角的经验公式, 该公式可作为国内 CPTU 解译标准及规程制定的一个参考。

参考文献:

[1] 邹海峰, 刘松玉, 蔡国军, 等. 基于电阻率 CPTU 的饱和砂土液化势评价研究[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(7): 1280 - 1288. (ZOU Hai-feng, LIU Song-yu, CAI Guo-jun, et al. Evaluation of liquefaction potential of saturated sands based on piezocome penetration tests on resistivity[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(7): 1280 - 1288. (in Chinese))

[2] SEED H B, IDRISS I M. Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 1971, 97(9): 1249 - 1273.

[3] YOUD T L, IDRISS I M, ANDRUS R D, et al. Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2001, 127(10): 817 - 833.

[4] ROBERTSON P K, WRIDE C E. Evaluating cyclic liquefaction potential using cone penetration test[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1998, 35(3): 442 - 459.

[5] OLSEN R. Liquefaction analysis using the cone penetrometer test (CPT)[C]// Eight World Conference on Earthquake Engineering, 1984.

[6] ROBERTSON P K, CAMPANELLA R G, WIGHTMAN A. SPT-CPT correlations[J]. ASCE J of Geotechnical Engineering, 1983, 109(11): 1449 - 59.

[7] JEFFERIES M G, DAVIES M P. Estimation of SPT N values from the CPT[M]. ASTM. 1993.

[8] BALDI G, BELLOTTI R, GHIONNA V N, et al. Modulus of sands from CPTs and DMTs[C]// Proc. 12th ICSMFE, 1989: 165 - 170.

[9] MAYNE P W, RIX G J. Correlations between shear wave velocity and cone tip resistance in natural clays[J]. Soils and Foundations, 1995, 35(2): 107 - 110.

[10] HEGAZY Y A, MAYNE P W. Statistical correlations between Vs and cone penetration data for different soil types[C]// Proceedings of the International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT. 1995: 173 - 178.

[11] MAYNE P W. The Second James K. Mitchell Lecture: undisturbed sand strength from seismic cone tests[J]. Geomechanics & Geoengineering, 2006, 1(4): 239 - 257.

[12] ROBERTSON P K. Evaluation of flow liquefaction and liquefied strength using the cone penetration test[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2009, 136(6): 842 - 853.

[13] GB50011—2010 建筑抗震设计规范[S]. 2010. (GB50011—2010 Guidelines for seismic design of buildings[S]. 2010. (in Chinese))

[14] JTG/T B02—01—2008 公路桥梁抗震设计细则[S]. 2008. (JTG/T B02—01—2008 Guidelines for seismic design of highway bridges[S]. 2008. (in Chinese))

[15] 廖先斌, 郭晓勇, 杜 宇. 英标和国标贯设备试验结果相关性分析[J]. 岩土力学, 2013, 34(1): 182 - 185. (LIAO Xian-bin, GUO Xiao-yong, DU Yu. Correlation analysis of standard penetration test results on British and Chinese standard equipments[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, 34(1): 182 - 185. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE2017S2058

大直径超长桩溜桩桩端阻力的计算方法

贾沼霖^{1,2,3}, 练继建³, 陈 昆³, 杨爱武², 袁新勇¹, 王小合¹

(1. 华电重工股份有限公司, 北京 100070; 2. 天津市软土特性与工程环境重点实验室, 天津 300384; 3. 天津大学建筑工程学院, 天津 300072)

摘 要: 随着超大直径单桩基础在海洋工程中的广泛应用, 在超大的桩锤重量作用下, 使得沉桩过程中溜桩现象频发。工程经验表明, 溜桩过程中, 桩侧摩阻力的发挥程度很小, 所以对溜桩区间的判断主要取决于对桩端阻力的评估。溜桩现象主要发生在黏性土层中, 因此以对黏性土层桩端阻力的计算是至关重要的。针对某平台桩基沉桩过程中的溜桩问题进行了分析计算, 比较黏性土层中桩端阻力的计算方法, 提出计算溜桩问题中的黏土桩端阻力的方法并验证了其合理性, 可供桩基设计以及沉桩施工参考。

关键词: 沉桩; 溜桩; 承载力; 黏土桩端阻力; 边载效应

中图分类号: TU473

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)S2-0240-04

作者简介: 贾沼霖(1987-), 女, 博士后, 主要从事海洋岩土工程等方面的科研与工作。E-mail: jzhaolin@126.com。

Computational method for end resistance of large-diameter ultra-long piles during pile sliding

JIA Zhao-lin^{1,2,3}, LIAN Ji-jian³, CHEN Kun³, YANG Ai-wu², YUAN Xin-yong¹, WANG Xiao-he¹

(1. Huadian Heavy Industries Co., Ltd., Beijing 100070, China; 2. Tianjin Key Laboratory of Soft Soil Characteristics and Engineering

Environment, Tianjin 300384, China; 3. School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, China)

Abstract: The large-diameter ultra-long piles are commonly adopted for constructing ocean platform foundations. The pile-sliding phenomenon frequently takes place because of the great weight of both the piles and the hammer. Engineering experience shows that during the process of pile sliding the shaft friction represents a very small representative of soil resistance. So the prediction of the area of pile sliding depends on the end resistance of soft clay. The mechanism of pile sliding is discussed. Different methods for estimating the end resistance during pile sliding are compared associated with practical engineering. A procedure for calculating the soil resistance is put forward. It is used to predict the end resistance of piles during pile sliding in a project. The calculated results agree well with the observed data, indicating that the proposed method may be helpful to the pile foundation designers in ocean engineering.

Key words: pile penetration; pile sliding; bearing capacity; clay end resistance; side loading effect

0 引 言

随着海洋石油、天然气与海上风电的不断发展, 以及海洋施工设备运输和吊装能力的提高, 海洋工程逐渐向深海迈进。单桩基础也在不断突破自身局限性, 不断拓宽使用范围, 单桩基础的桩长超过 100 m, 桩径大于 6 m, 这样就使得单桩自身重量以及打桩锤的重量与能量也相应不断增加, 加剧了溜桩的风险。如 2016 年如东某海上风电场位于黄海跟长江流域的交叉, 受到天气与地质条件影响, 发生了 30 m 以上的溜桩现象。而在其他海上风电的项目之中, 溜桩现象也是较为困扰的施工难题。诸多学者对溜桩现象也进行了初步研究, 郭生昌等^[1]对长江口地区发生的溜桩问题进行了描述与原因探讨, 发现如果持力层上方

覆盖有深厚软土层, 则易发生溜桩现象。Dover 等^[2]对奥克兰大桥工程沉桩过程进行研究, 针对溜桩现象反分析。对于超长桩来说, 桩侧摩阻力对承载力的贡献较大, 但对于大直径的单桩基础而言, 桩端阻力值也不容忽视。国内外的学者对桩端阻力有过很多理论研究。Terzaghi^[3]、Meyerhof^[4]、Vesic^[5]、Skempton^[6]等先后基于不同的破坏模式, 提出了桩端极限阻力计算分析方法。Nicolae 等^[7]通过离心试验, 分析管桩桩端阻力在均质硅粉中的桩端阻力变化规律。Yasufuku^[8]通过进行大量现场试验, 分析总结以双曲线模拟主干

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51279127, 41372291); 天津市科技计划项目 (15JCZDJC40600, 15ZCZDSF00220)

收稿日期: 2017-08-02

*通讯作者 (E-mail: chenkun19@126.com)

桩端阻力随位移发展曲线。蒋建平等^[9]通过在 15 个不同场地中进行 32 根桩的现场试验, 采用作图法、归一化处理法、数学模型拟合法研究了大直径超长桩端阻力随桩端沉降的发挥性状, 结果表明超长桩的端阻力需要进一步深入研究并充分利用。

本文以南海某平台出现的严重溜桩现象作为研究切入点, 深刻剖析黏土中桩端承载力的计算方法; 对比计算结果与现场试验实测值, 得出最接近实测值的计算方法, 以供实际沉桩过程参考计算。

1 溜桩现象原理

通常来讲, 地基表层有硬壳层, 硬壳层由一定的厚度, 使得桩基入土后会稳定在该层 (对于该入土深度的计算方法文献[10~14]中进行了探讨分析), 之后, 需要进行打桩使桩身进一步下沉, 当桩身穿透硬壳层进入下部软土层后, 随着贯入深度的不断增加, 桩侧面积随着增大, 但桩-土界面处的土体扰动程度增加, 强度显著下降, 所以, 在一定深度范围之内, 随着贯入深度的增加, 桩侧总摩阻力的增加程度有限, 但桩端阻力随贯入深度的增加会显著增加, 所以桩端阻力占沉桩阻力的总比重会增加,

在海洋工程的建设当中广泛应用的超长桩基本长度在 100 m 以上, 持力层往往选择在 100 m 以下的深厚砂土层中 (如图 1), 于是在溜桩范围内黏土层中的端阻力往往忽略不计, 而作为一种安全储备。这样就使得在设计计算之初, 高估了沉桩过程中的动侧摩阻力值, 却低估了黏土中的桩端阻力。

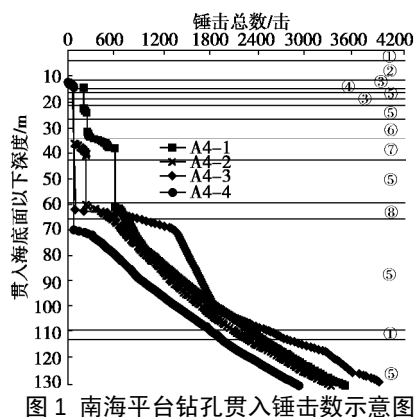


图 1 南海平台钻孔贯入锤击数示意图

Fig. 1 Relationship between pile penetration and blow count of a platform

2 桩端阻力计算方法

本文选取几种常用的黏土中端阻力的计算方法分别计算工程实例, 并将其分别对比研究。

2.1 API 规范方法

API (2004) ^[15] 规范中提出, “对于端部支撑在黏

土中的桩, 端部单位支撑力 q [kPa(1b/ft²)] 为

$$q = 9c \quad (1)$$

式中, c 为某点处不排水抗剪强度。

2.2 Skempton 承载力计算公式

而对于饱和软黏土中桩基础的端部承载力问题 Skempton 与 Meyerhof 等都进行过研究。Skempton 对于 ϕ 为 0 的情况, 在基于浅基础承载力系数 N_c 值之上应乘以深度系数 $\left(1 + 0.2 \frac{D}{B}\right)$, 其中 $\frac{D}{B}$ 的最大值为 2.5。则可表示为

$$P_u = 5c \left(1 + 0.2 \frac{D}{B}\right) \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) + gD \quad (2)$$

在进行桩端阻的计算时, 取圆形基础的修正系数, 且 B 取最大值 2.5, 代入式 (2), 得

$$P_u = 9c + gD \quad (3)$$

式中, D 为基础深度, L 为基础长度, B 为基础宽度, g 为上覆土重度 (kN/m^3)。

2.3 Meyerhof 承载力计算公式

Meyerhof 认为, 深基础出现破坏状态时, 其破坏区被限制在地基内部某一范围内, 该状态下的基底极限承载力 q_u 按下式计算:

$$q_u = cN_c + s_0N_q + \frac{1}{2}gBN_f \quad (4)$$

但式 (4) 中的承载力系数 N_c , N_q 和 N_f 应在 $60^\circ < \beta < 90^\circ$ 的范围内查取, 而在计算饱和黏土中桩端承载力时, 此时 ϕ 为 0, N_q 则为 1, N_c 的取值在 5~10 之间 (非常软弱敏感的正常固结黏土到坚硬不敏感的超固结黏土), 对于打入桩或是钻孔桩该 N_c 值一般取 9, 计算方法为

$$q_p = cN_c + p_0 \quad (5)$$

式中, p_0 为桩底端某一点的上覆压力。

将式 (1) 与 Skempton 和 Meyerhof 承载力公式相比, 在 API 规范中, 计算黏土中桩端阻力时, 使用了深基础的承载力系数 N_c (N_c 值为 9), 但没有考虑边载效应, 会使得计算值较实测值偏小, 对于桩基设计或是进行可打入性分析是极为不利的, 本文就 API 规范中对桩端在黏土层中的承载力问题进行研究和探讨, 以期得到较为合理的黏土层中桩端承载力计算方法。

2.4 原位静力触探测试法

结合 PCPT 钻孔资料与桩锤设计资料, 采用 Bustamante 和 Giasenelli 的方法即 (LCPC) 法计算桩端阻力。Bustamante 和 Giasenelli 的方法即为 (LCPC) 法, 该法认为桩端的平均等效锥尖阻力 (q_{ca}), 它是 1.5 倍桩径深度范围内的 q_c 平均值。单桩的端阻力表达式为

$$q_p = k_c q_{ca} \quad (6)$$

式中, α_{LCPC} 为摩擦力系数, K_c 为桩端承载力系数。

3 计算结果对比

由于在溜桩区间的计算中,用静力触探试验方法计算的溜桩区间与实测溜桩区间有极好的一致性,因此采用该 PCPT 的校正值与上述承载力(即 API 规范、Skempton 与 Meyerhof 承载力公式)计算值比较。其中桩侧摩阻力与砂土层中的端阻力,其值均取静力触探的校正值。从图 2 可以看出在土体表层 10 m 以内的范围内,API 计算结果大于静力触探试验结果,这是因为 API 规范中 $N_c=9$ 为计算深基础的承载力时的取值,在土体表层,该计算值比浅基础承载力计算值要大很多,而静力触探值更接近浅基础的承载力计算值。10 m 以后可以看出不考虑边载效应,API 规范计算值明显小于静力触探值。

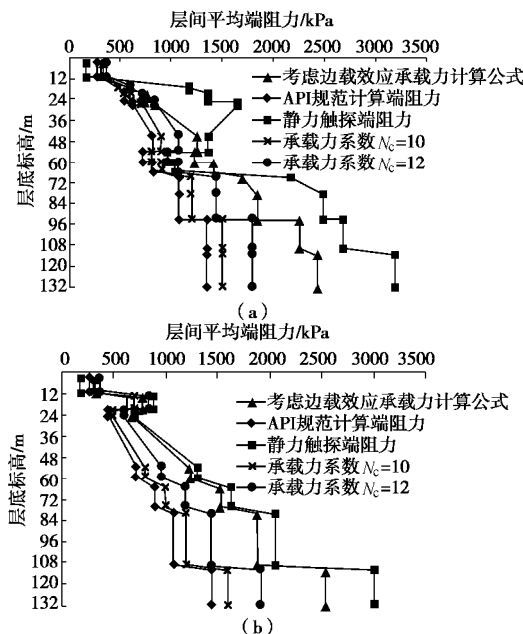


图 2 BH1、BH2 钻孔 API 规范与承载力计算公式、增大 N_c 值计算端阻力与静力触探试验对比

Fig. 2 Comparison of end resistances among API standard, formula for ultimate bearing capacity PCPT results and tests under larger values of N_c

继续分析图 2 考虑边载效应后,其计算端阻力更接近静力触探实测值,其中 50 m 左右出现软弱夹层,端阻力突变减小,3 种计算方式均体现出这一突变,这体现出,即使考虑边载效应后,虽然上覆土压力随深度不断增长,当土层强度减小时,也能准确灵敏的反映出这种变化。迈耶霍夫在提出圆形深基础的承载力系数主要依赖于 b 值,即等代自由面与水平面的夹角,该夹角在 $60^\circ \sim 90^\circ$ 变化时, N_c 值变化范围为 $2 \sim 11.42$ 。由于计算桩长为 130 m 以上,与迈耶霍夫在推导深基础公式时假定的基础深度有很大差别, b 值更接近于 90° ,所以 N_c 值应更接近 11.42 甚至更大。

Randolph^[6]在对黏土中桩基承载力问题分析时提出 N_c 值的范围为 $9.1 \sim 14.6$ 。本文选取 N_c 值分别为 $10 \sim 12$,将计算结果与静力触探实测值进行比较。具体比较结果见图 2。可以看出尽管在一定程度上加大 N_c 值后,其计算值仍然小于考虑边载效应的承载力计算值,这也表明随着桩长度增加,边载效应作用也随之增加。

从图 2 可看出尽管在一定程度上加大 N_c 值后,其计算值仍然小于考虑边载效应的承载力计算值,这也表明随着桩长度增加,边载效应作用也随之增加。

溜桩是一种极端的贯入现象,反映出在计算桩基承载力时存在的一些问题。本文基于 PCPT 的钻孔资料,以拟合溜桩区间较好的静力触探方法为基准,对以上几种计算黏土中桩端阻力的方法进行对比,希望通过对比不同计算公式得到更为接近实测值的计算方法。溜桩区间的判断方法如下,其中下沉过程中的桩侧摩阻力的计算方法都选用静力触探的计算方法,对比区间见图 2。静力触探的计算结果能较为准确的反应实测结果,但由于土体的不均匀分布,某些区域也存在较为明显的差别,从 BH1 钻孔的桩的贯入曲线结合土层分布可以看出,由于表层硬壳层分布较为均匀,桩在压锤之后的自由入泥深度较为一致。图 3 的工程经验与 API 方法计算结果显示:①对于 BH1 钻孔 65.8 m 以下的黏土层中仍会发生溜桩现象;②对于 BH2 钻孔 76.2 m 以下的黏土层中也会发生溜桩现象,且采用 API 规范计算的溜桩区间要大于工程经验计算方法。这与实测和静力触探计算的溜桩区间有较大的差别,而采用承载力计算公式法与实测值的吻合程度要好于以上两种算法,这也体现了随着深度的不断增加,边载效应越来越明显,采用 API 规范计算黏土中的桩端阻力与实测相比较小,这对溜桩区间的判断会有影响,建议采用静力触探法预估溜桩区间,如果没有原位测试试验采用考虑边载效应的承载力计算公式也能取得较好的溜桩区间的预估结果。图 3 是不同计算方法与溜桩实测区间的对比。

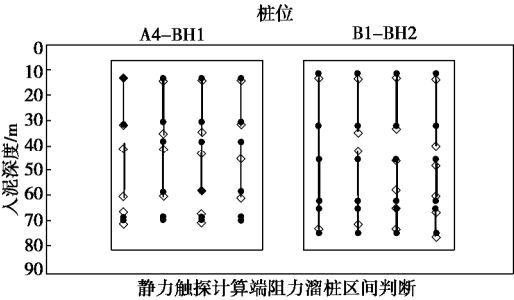


图 3 静力触探计算结果与实测溜桩区间对比

Fig. 3 Comparison between calculated and observed pile-sliding areas

4 结 论

在溜桩现象频发的深厚黏土层中, 不同桩端阻力计算方法得到的计算结果差别较大, 会影响对溜桩区间的判断, 本文通过对比不同计算方法得到的溜桩区间, 得到如下结论。

(1) 总结了黏土中桩端阻力的计算方法, 对溜桩的过程和发生机理进行了探讨, 验证了所提出的方法的合理性; 使用 API 规范中的黏土中桩端阻力的计算公式会得到较为保守的设计值, 对溜桩分析产生不利的影响。

(2) 建议使用考虑边载的承载力计算公式计算黏土中的桩端阻力, 如果条件允许, 使用静力触探等原位测试资料计算沉桩阻力, 判断溜桩区间, 可为桩基设计以及沉桩施工提供更合理可靠的参考。

参考文献:

- [1] 郭生昌, 吴少霖. 沉桩施工溜桩问题分析及解决措施[J]. 水运工程, 2011, 12(12): 78 - 82. (GUO Sheng-chang, WU Shao-lin. Problems of rapid pile sinking during pile driving and solutions[J]. Port & Waterway Engineering, 2011, 12(12): 78 - 82. (in Chinese))
- [2] DOVER A R, DAVIDSON J. Large diameter steel pipe piles running under self weight in soft clay -predicted vs. observed behavior - richmond-san rafael bridge seismic retrofit[C]// Geo-institute of ASCE, 2007.
- [3] TERZAGHI K. Theoretical soil mechanics[M]. New York: Wiley, 1943.
- [4] MEYERHOF. G G. The ultimate bearing capacity of foundations[J]. Géotechnique, 1951, 2(4): 301 - 332.
- [5] VESIC A S. Design of pile foundation. Synthesis of highway practice No.42[C]// Transportation Research Board. National Cooperative Highway Research Program. Washington D C: National Research Council, 1977: 1—68.
- [6] RANDOLPH M F. Science and Empiricism in pile foundation design[J]. Géotechnique, 2003, 53(10): 847 - 875. resistance to piles in cohesionless soils[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2005, 131(1): 78 - 83.
- [7] NICOLAA D E, RANDOLPH M F. Centrifuge modelling of pipe piles in sand under axial loads[J]. Géotechnique, 1999, 49(3): 295 - 318.
- [8] YASUFUKU N, OCHIAI H, OHNO S. Pile end-bearing capacity of sand related to soil compressibility[J]. Soils and Foundations, 2001, 41(4): 59 - 71.
- [9] 蒋建平, 章杨松, 高广运. 基于现场试验的超长桩端阻力承载性状研究[J]. 工程力学, 2010, 27(2): 149 - 160. (JIANG Jian-ping, ZHANG Yang-song, GAO Guang-yun. Study on bearing behaviors of pile tip resistance of super-length piles[J]. Engineering Mechanics. 2010, 27(2): 149 - 160. (in Chinese))
- [10] 贾沼霖, 闫澍旺, 杨爱武, 等. 静力触探在大直径超长桩溜桩分析中的应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2016(S1): 3274 - 3282. (JIA Zhao-lin, YAN Shu-wang, Yang Ai-wu, et al. The application of cone penetration test for the analysis of pile-run of long and large diameter piles in shore geotechnical engineering[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016(S1): 3274 - 3282. (in Chinese))
- [11] 闫澍旺, 贾沼霖, 孙立强, 等. 大直径超长钢管桩溜桩机理及计算方法研究[J]. 工程力学, 2015, 32(9): 158 - 164. (YAN Shu-wang, JIA Zhao-lin, Sun Li-qiang, et al. Research on the mechanism and calculation method for pile-run of long and large diameter piles[J]. Engineering Mechanics, 2015, 32(9): 158 - 164. (in Chinese))
- [12] 闫澍旺, 陈 浩, 贾沼霖, 等. 基于能量法的大直径超长钢管桩溜桩问题分析[J]. 海洋工程, 2016(3): 63 - 71. (YAN Shu-wang, Sun Hao, JIA Zhaolin, et al. Research on the mechanism and calculation method for pile-run of long and large diameter piles based on energy conservation method[J]. The Ocean Engineering, 2016(3): 63 - 71. (in Chinese))
- [13] 李 颀, 吴兴州, 王耀存, 等. 打桩过程中考虑溜桩影响的土阻力研究[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(6): 1150 - 1157. (LI Sa, WU Xing-zhou, WANG Yao-cun, et al. Soil resistance to driving considering effect of pile running on pile installation[J]. Chinese J. Geot. Eng., 2015, 37(6): 1150 - 1157. (in Chinese))
- [14] 钱家欢, 殷宗泽. 土工原理与计算[M]. 2 版. 北京: 中国水利水电出版社, 1996. (QIAN Jia-hua, YIN Zong-ze. Theory and calculation method in geotechnique[M]. 2nd ed. Beijing: Chinese Water Power Press, 1996. (in Chinese))
- [15] SY/T10030—2004 中国海洋石油天然气行业标准海上固定平台规划、设计和建造的推荐作法——荷载和抗力系数设计法[S]. 2004. (SY/T10030 — 2004 Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms load and resistance factor design[S]. 2004. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE2017S2059

堤(坝)基中浅层强透水层上覆砂层侵蚀试验与分析

王正成¹, 毛海涛^{*1, 2}, 王晓菊^{1, 3}, 黄海均⁴, 胡洪浩⁴

(1. 重庆三峡学院土木工程学院, 重庆 404100; 2. 武汉大学水利水电学院, 湖北 武汉 430072; 3. 河海大学环境学院, 江苏 南京 210098; 4. 新疆农业大学水利与土木工程学院, 乌鲁木齐 新疆 830052)

摘要: 堤(坝)基中往往存在局部浅层强透水层, 其削减水头能力较弱, 易发生管涌等侵蚀破坏, 其破坏机理仍需深入探究。文中采用砂槽模拟堤(坝)基中浅层强透水层上覆砂层侵蚀情况, 通过改变水位来观测堤(坝)基中砂土细颗粒流失现象, 获取渗流量、渗透坡降、土体颗粒级配、锥头阻力等参数。试验表明, 水位增至 48 cm 时浅层强透水层上覆砂层被“击穿”发生管涌破坏, 破坏过程分为稳定渗流阶段、细颗粒流失阶段、较细颗粒流失阶段、管涌破坏扩大阶段。此外还发现, 随着砂土中细颗粒砂土的流失, 堤(坝)基的锥头阻力降低而发生沉降; 细颗粒砂土流失导致其孔隙率和渗透系数增大, 渗流场和应力场发生较大变化, 研究成果能为堤(坝)基中浅层强透水层情况提供理论支撑。

关键词: 堤(坝)基; 强透水层; 管涌; 砂土; 锥头阻力; 沉降

中图分类号: TU443

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)S2-0244-05

作者简介: 王正成(1991-), 男, 硕士, 主要从事土石坝渗流机理研究。E-mail: wangzhengcheng194@163.com。

Laboratory tests on erosion of overlying sand layer on shallow and strong permeable stratum in dike (dam) foundation

WANG Zheng-cheng¹, MAO Hai-tao^{1, 2}, WANG Xiao-ju³, HUANG Hai-jun⁴, HU Hong-hao⁴

(1. College of Civil Engineering, Chongqing Three Gorges University, Chongqing 404100, China; 2. Institute of Water Conservancy and Hydroelectric Power, Wuhan University, Wuhan 430072, China; 3. College of Environment, Hohai University, Nanjing 210098, China; 4. College of Water Conservancy and Civil Engineering, Xinjiang Agriculture University, Xinjiang 830052, China)

Abstract: There is local shallow and strong permeable stratum in dike (dam) foundation, and its head dissipating capacity is weak. It is easy to cause piping failure, and the failure mechanism still needs further studies. The erosion of overlying sand layer on shallow and strong permeable stratum in dike (dam) foundation is simulated by sand tank tests, by changing water block stages, observing phenomena of fine particle loss in sand, obtaining parameters of seepage discharge, seepage gradient, grain composition of soils and cone resistance. The test results show that piping failure occurs in the sand layer on shallow and strong permeable stratum when the water block stage increases to 48 cm. The failure process is divided into stages of steady seepage, internal erosion of fine particles, internal erosion of relative fine particles and piping failure expansion. Besides, the fine particles in sand are lost, the cone resistance of dike (dam) foundation decreases, and the foundation settles. The porosity and permeability coefficient of sand increase when the fine particles are lost, and the seepage and stress fields have great change. The research results may offer theoretical reference for dike (dam) foundation which contains shallow and strong permeable stratum.

Key words: dike (dam) foundation; strong permeable stratum; piping; sand; cone resistance; settlement

0 引言

管涌是指填充于土骨架间的细颗粒在渗水的作用下被带走, 逐渐形成优先渗流通道的现象。堤(坝)基中管涌破坏机理及防治措施亟待探明, 学者们开展了大量的试验研究。

堤基的管涌破坏往往是从堤基的薄弱环节开始的, 如堤后坑塘或薄覆盖层位置处, 在高水头的作用

下发生为砂沸和浮动等现象。Bant^[1]开展了尺寸模型

基金项目: 国家自然科学基金项目(51309262); 重庆市科委基础与前沿研究计划项目(cstc2015jcyjA0300, cstc2015jcyjA00022); 重庆市教委科学技术研究项目(KJ1601024); 重庆三峡学院校企合作项目(15XQ01)

收稿日期: 2017-08-02

*通讯作者(E-mail: maohaitao1234@163.com)

试, 提出每个土颗粒的不可逆位移都对应一个临界水力梯度; 罗玉龙等^[2]、WANG 等^[3]、李广信等^[4]借助砂槽模拟试验观测管涌侵蚀的过程, 将管涌破坏划分为几个阶段, 试图探明管涌破坏的机理。此外, 国外学者^[5-8]也针对双层堤基的管涌机理进行试验研究, 对当前管涌破坏机理进一步完善。目前针对局部地区含有埋藏较浅的强透水层的堤基管涌破坏研究较少, 且堤基中局部区域含有浅层强透水层的现象较为常见, 如珠江的北江大堤、江西省九江市城防堤、湖南省安造垸堤防、湖北省孟溪垸堤防、湖北洪山武金堤和安徽鲁港大堤^[9-10]。

本文以局部含有浅层强透水层(堤基的薄弱环节)的堤基为试验对象, 借助透明砂槽试验装置, 观察堤基管涌破坏的过程, 划分堤基破坏阶段, 结合筛分试验和静力触探试验探讨该特殊堤基管涌破坏的机理。以期该类堤基提出防治方案及治理措施, 防止发生管涌破坏。

1 材料特性与试验方法

1.1 材料特性

试验共有 3 种材料: 砂卵砾石、砂土、聚乙烯塑料纸, 砂卵砾石和砂土构成分层坝基, 聚乙烯塑料纸代替防渗墙。土体经室内筛分试验, 作颗粒级配曲线如图 1 所示。

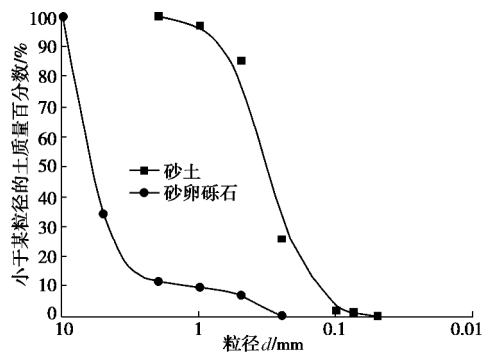


图 1 土体颗粒级配曲线
Fig. 1 Grading curves of soils

根据图 1 可求得土体的不均匀系数 C_u 和曲率细数 C_c , 土体的物理性质指标如表 1 所示。

表 1 土体物理性质指标

Table 1 Physical property indexes of soils						
土体	含水率	孔隙率	干密度 $r_d / (g \cdot cm^{-3})$	不均匀 系数 C_u	曲率系数 C_c	渗透系数 $k / (cm \cdot s^{-1})$
砂土	8.94	33	2.42	2.47	1.04	5.07×10^{-3}
砂卵砾石	9.42	42	1.98	7.4	1.95	5.18×10^{-1}

砂卵砾石的渗透系数是砂土的 102.17 倍, 砂卵砾石为相对强透水层, 简称强透水层。

1.2 试验方法

(1) 试验装置

试验装置如图 2 所示。

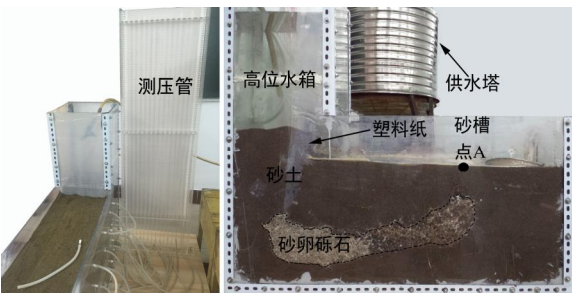


图 2 砂槽试验装置
Fig. 2 Sandbox test device

砂槽长、宽分别为 100, 30 cm, 左端和右端高度分别为 90 cm 和 50 cm, 将砂槽底部高程记为 ± 0 cm。砂卵砾石厚度约为 15 cm, 砂卵砾石底部高程为 5 cm, 上覆砂土层厚度为 8~20 cm。聚乙烯塑料纸底端高程为 20 cm, 顶端与水箱侧壁相紧密连接。供水塔借助进水管向高位水箱供水, 水位调节管用于调节水箱水位, 排水管位于砂槽右端, 水位调节管和排水的高程皆为 40 cm。砂槽中布置 22 个测压计(编号分别为 A_1-A_4 、 B_1-B_4 、 C_1-C_4 、 D_1-D_4 、 E_2-E_3 、 F_1-F_4), 测出各监测点的孔隙水压力值。水箱水位 $h=42\sim 60$ cm, 间隔为 2 cm。

(2) 试验步骤

试验的具体步骤: ①聚乙烯塑料纸的布置; 采用透明胶水将塑料纸和砂槽粘贴为一个整体。②土料填筑及测压计的安装; 分层压实土料, 安装测压计。③水箱蓄水及测压管排气; 通过进水管向水箱蓄水, 排除测压管中的气体。④观察管涌侵蚀过程及读数; 借助照相机拍摄管涌侵蚀过程, 测出渗流量和监测点孔隙水压力。⑤静力触探试验及筛分试验; 取 A 点区域的土体进行静力触探试验和颗粒筛分试验。

2 砂土临界坡降及试验现象分析

2.1 理论计算

采用 Sellmeijer 模型, 推导得出临界水力梯度公式:

$$i_c = \frac{1}{4} \pi h^3 \sqrt{\frac{2d^3}{kL}} \left(\frac{g_p}{g_w} - 1 \right) \tan \theta \left[1 - 0.65 \left(\frac{1}{4} \pi h^3 \sqrt{\frac{2d^3}{kL}} \right)^{0.42} \right]. \quad (1)$$

式中 H_{crit} 为临界水头; L 为渗流长度; g_p 为土粒重度; g_w 为水的重度; θ 为休止角; d 为土颗粒平均粒径; k 为渗透系数; η 为阻力系数。式 (1) 的适用条

件为： $\frac{1}{4}\pi h^3\sqrt{\frac{2d^3}{kL}} < 0.44$ ，精度能达到约 3%。

试验中， $d=0.42\text{ mm}$ ， $k=5.07\times 10^{-5}\text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$ ， $L=75\text{ cm}$ ， $g_p=28.7\text{ kN/m}^3$ ， $g_w=9.8\text{ kN/m}^3$ ， $\theta=35^\circ$ ；将参数带入上式，得出砂土的临界水力梯度 $i_c=0.152$ 。

2.2 试验现象分析

利用摄像机拍摄管涌侵蚀过程，观察细砂颗粒在土骨架间的移动路径，不同水位下土体的典型构造如图 3 所示。

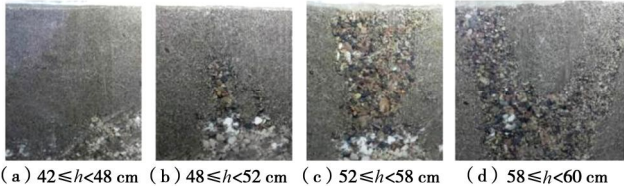


图 3 表层砂土管涌图

Fig. 3 Piping graphs of medium sand on surface layer

根据管涌侵蚀现象及土体骨架构造，将砂土渗流过程分为 4 个阶段：①稳定渗流阶段（ $42\text{ cm} \leq h < 48\text{ cm}$ ）。砂土表层有浑水冒出，土体骨架间有气泡移动，粉土颗粒随着渗流水移出土体骨架颗粒，15 min 后渗水逐渐清澈。②细颗粒流失阶段（ $48\text{ cm} \leq h < 52\text{ cm}$ ）。A 点处细颗粒砂土在渗透力的作用下翻滚“沸腾”，细颗粒随渗水从管涌口逐渐流失，靠近砂卵砾石表层的砂土仅剩下粗颗粒。③较细颗粒流失阶段（ $52\text{ cm} \leq h < 58\text{ cm}$ ）。较细颗粒流失，砂土骨架颗粒与砂卵砾石层连接成优先渗流通道，管涌通道出口呈“V”型。④管涌破坏扩大阶段（ $58\text{ cm} \leq h < 60\text{ cm}$ ）。管涌破坏范围进一步扩大，管涌破坏出口仍呈“V”型。

3 堤基渗流场分析

通过烧杯和测压管分别测出渗流量和渗透坡降，作渗流量 Q 和 A 点渗透坡降 J_A 随水箱水位 h 的变化曲线如下图 4 所示。

由图 4 (a) 可得，处于稳定渗流阶段 ($H-I$) 时，渗流量 Q 随水箱水位 h 的上升呈线性增长，函数表达式为： $Q=0.267h-10.65$ ，可见土体渗透系数未发生改变。后 3 个阶段渗流量 Q 随水箱水位 h 变化的函数表达式分别为： $Q=0.505h-22.034$ ， $Q=0.65h-29.6$ ， $Q=0.75h-35.4$ ，偏离上阶段的线性函数，渗透系数 k 逐渐增大。

由图 4 (b) 可知，渗透坡降 J_A 随水位 h 的变化规律同渗流量一致，不再赘述。同样分为上述 4 个阶段，各阶段的线性表达式分别为： $J_A=0.016h-0.624$ ， $J_A=0.03h-1.3$ ， $J_A=0.038h-1.738$ ， $J_A=0.055h-2.685$ 。

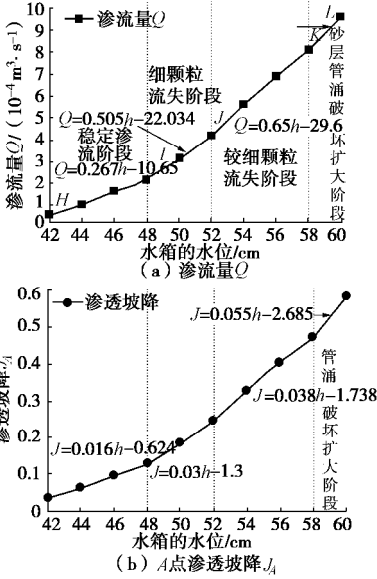


图 4 渗流量和 A 点渗透坡降随水箱水位的变化曲线

Fig. 4 Change curves of seepage discharge and seepage gradient at point A under different water block stages

4 砂土颗粒流失分析

4.1 锥头阻力分析

锥头阻力能表征土体的级配状况，通过静力触探试验测得 A 点周围砂土的锥头阻力值，作砂土层锥头阻力随深度的变化如下图 5 所示。

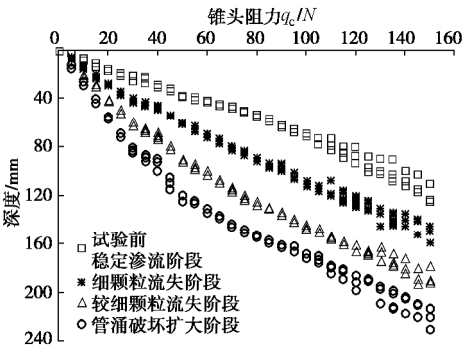


图 5 砂土的锥头阻力

Fig. 5 Cone resistances of sand

砂土颗粒间没有内聚力，锥头阻力的表达式为

$$q_c = s_{v0} N_q \quad (2)$$

$$s_{v0} = gh \quad (3)$$

式中 s_{v0} 为土层上覆压力； h 为土层的深度； g 为重度； N_q 为锥头阻力系数。

由图 5 可得，砂层的锥头阻力随着贯入深度的增加而增大，变化规律符合式 (2)。随着水箱水位增大，砂土骨架颗粒间的细颗粒逐渐流失，锥头阻力逐渐变小。由此可见，管涌破坏过程中砂土中的细颗粒被带走，颗粒间的相互作用力发生改变，锥头阻力下降。

4.2 管涌处砂土颗粒级配分析

4.1 节对砂土进行锥头阻力分析, 得出砂土中细颗粒流失。为研究各阶段流失砂土颗粒的粒径, 取 A 点附近区域的砂土层进行筛分试验, 得出各粒径砂土所占百分比, 作砂土的颗粒级配曲线, 如图 6 所示。

由图 6 和图 4 可得: ①处于稳定渗流阶段时, $0.034 \leq J < 0.128$, $J < i_c = 0.152$, 不发生管涌破坏, 土体颗粒不会流失; ②处于细颗粒流失阶段时, $0.128 \leq J < 0.247$, 超过临界梯度 i_c , 发生管涌破坏, $0.05 < d \leq 0.075$ 粒级砂土颗粒所占比例由 1.85% 降低至 0, 可见该粒级的砂土颗粒流失; ③处于较细颗粒流失阶段时, $0.247 \leq J < 0.476$, 大于临界梯度, $0.075 < d \leq 0.1$ 粒级的砂土颗粒流失; ④管涌破坏扩大阶段 $0.1 < d \leq 0.25$ 粒级的砂土颗粒流失。

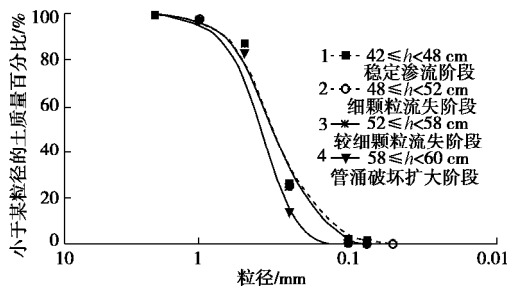


图 6 砂土的颗粒级配曲线

Fig. 6 Grading curves of sand

5 管涌处砂土沉降分析

A 点区域砂土在管涌侵蚀作用下, 土体颗粒逐渐被带走, 导致砂土骨架颗粒的应力状态发生改变, A 点高程随之改变, 点 A 的高程随水箱水位的变化曲线如图 7 所示。

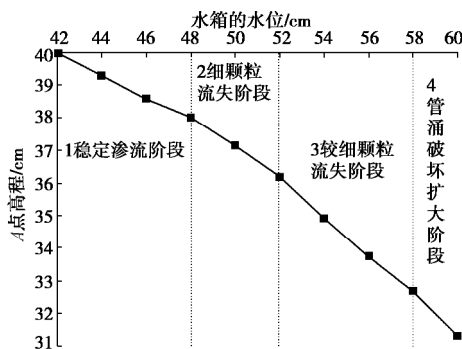


图 7 点 A 的高程随水箱水位的变化曲线

Fig. 7 Change curves of elevation at point A under different water block stage

分析图 7 可得, A 点高程随着水箱水位的升高而降低, 总沉降为 8.67 cm。但各阶段的沉降速度也存在差异, I ~ IV 阶段的沉降量分别为 1.97, 1.82, 3.53,

1.35 cm, 占总沉降的 22.72%, 20.99%, 40.72% 和 15.57%。由此可见, 砂土沉降主要发生在较细颗粒流失阶段。

6 结 论

(1) 堤(坝)基局部浅层强透水层易形成优先渗流通道进而发生管涌破坏。管涌破坏分为稳定渗流阶段、细颗粒流失阶段、较细颗粒流失阶段、管涌破坏扩大阶段。

(2) 随着管涌破坏的发展, 细颗粒流失逐渐, 堤(坝)基局部渗透系数增大, 渗流量和渗透坡降快速增大, 且在各阶段近似呈线性变化; 锥头阻力逐渐变小, 砂土层发生沉降, 且最大沉降发生在较细颗粒流失阶段。

参考文献:

- [1] BANT Z. Measuring soil deformation caused by the pressure of the seepage[J]. 17th Int Navig Congr Lisbon Sect, 1949(1): 195 - 198.
- [2] 罗玉龙, 吴 强, 詹美礼, 等. 渗流-侵蚀-应力耦合管涌试验装置的研制及初步应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32(10): 2108 - 2114. (LUO Yu-long, WU Qiang, ZHAN Mei-li, et al. Development of seepage-erosion-stress coupling piping test apparatus and its primary application[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, 32(10): 2108 - 2114. (in Chinese))
- [3] WANG S, CHEN J S, HE H Q, et al. Experimental study on piping in sandy gravel foundations considering effect of overlying clay[J]. Water Science and Engineering, 2016, 9(2): 165 - 171.
- [4] 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, 25(6): 21 - 24. (LI Guang-xin, ZHOU Xiao-jie. Laboratory simulation on generation and evolution of piping in embankment foundation[J]. Advances in Science and Technology of Water Resources, 2005, 25(6): 21 - 24. (in Chinese))
- [5] ZHI C O, ENG H C, NOROOZI S. Non-destructive testing and assessment of a piping system with excessive vibration and recurrence crack issue: An industrial case study[J]. Engineering Failure Analysis, 2016, 12(7): 1 - 18.
- [6] SHARIF Y A, ELKHOLY M, CHAUDHRY M H, et al. Experimental study on the piping erosion process in earthen embankments[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2015, 141(7): 04015012.

- [7] RYU Y, GUPTA A, JUNG W Y, et al. A reconciliation of experimental and analytical results for piping systems[J]. International Journal of Steel Structures, 2016, **16**(4): 1043 - 1055.
- [8] LEONARDS G A, HUANG A B, RAMOS J. Piping and erosion tests at conner run dam[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1991, **117**(1):108 - 117.
- [9] 刘杰, 谢定松, 崔亦昊. 江河大堤双层地基渗透破坏机理模型试验研究[J]. 水利学报, 2008, **39**(11): 1211 - 1220. (LIU Jie, XIE Ding-song, CUI Yi-hao. Failure mechanism of seepage in levees with double-layer foundation[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2008, **39**(11): 1211 - 1220. (in Chinese))
- [10] 陈建生, 何文政, 王霜, 等. 双层堤基管涌破坏过程中上覆层渗透破坏发生发展的试验与分析[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(10): 1777 - 1783. (CHEN Jian-sheng, HE Wen-zheng, WANG Shuang, et al. Laboratory tests on development of seepage failure of overlying layer during piping of two-stratum dike foundation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(10): 1777 - 1783. (in Chinese))

(本文责编 黄贤沙)

DOI: 10.11779/CJGE2017S2060

双向叠层剪切箱的研制及模型土体振动台试验研究

曹文冉^{1,2}, 田伟^{1,2}, 李春^{1,2}

(1. 中国石油集团工程技术研究院, 天津 300451; 2. 中国石油天然气集团公司海洋工程重点实验室, 天津 300451)

摘要: 在结构-土体动力相互作用试验中, 最常用的盛土容器是叠层剪切箱。在总结国内外剪切箱经验的基础上, 研制出了刚度可调的二维叠层剪切箱, 改进了箱体层间滑动装置。通过地震激励下模型土体试验, 验证了该剪切箱很好的解决了单向水平地震输入时的边界效应, 研究了土体在地震作用下的位移变化形态和非线性特征, 得到了土体剪应力随地震动峰值的变化规律。结果表明: 不同高度处土体的位移分布接近第一振型, 土体剪应力和剪应力-剪应变滞回曲线的包络面积都随着地震动峰值的增大而增加, 但是上下部土体的剪应力增加速率存在明显不同。

关键词: 叠层剪切箱; 振动台试验; 边界效应; 剪应力时程; 滞回曲线

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)S2-0249-05

作者简介: 曹文冉(1984-), 男, 工程师, 硕士, 主要从事海洋平台和海底管道研究工作。E-mail: caowenran@163.com。

Development of 2-D laminar shear box and shaking table tests on model soil

CAO Wen-ran^{1,2}, TIAN Wei^{1,2}, LI Chun^{1,2}

(1. CNPC Research Institute of Engineering Technology, Tianjin 300451, China; 2. CNPC Key Laboratory of Offshore Engineering, Tianjin 300451, China)

Abstract: The laminar shear box is the most commonly used soil container in shaking table tests for soil-structure dynamic interaction. On the basis of the development experience of the worldwide shear boxes, the two-dimensional laminar shear box with adjustable stiffness is developed, and the interlayered sliding device is improved. Through the shaking table tests on model soil under earthquake, the boundary effect of shear box can be eliminated when the seismic load is applied to only one horizontal direction. The mode of vibration and nonlinear behaviors of soil are studied, and the relationship between soil shear stress and seismic peak is presented. The test results show that the distribution of displacements at different heights of soil is close to the first mode of vibration, and the shear stress of soil and the envelope area of shear stress-strain hysteretic loop increases with the increase of seismic peak, but the increase rate of shear stress at the top and bottom of soil is obviously different.

Key words: laminar shear box; shaking table test; boundary effect; time history of shear stress; hysteretic loop

0 引言

在结构-土体相互作用试验中, 必须设计一个容器来盛放土体, 以使土体保持一定的形状^[1]。由于原型土在地震作用下近似做剪切变形, 这就要求土箱能够正确模拟土体的边界条件和剪切变形^[2]。事实上, 在动力试验中, 土箱边界对土体变形的限制以及波的发射和散射都会对试验结果产生较大影响, 即存在“模型箱效应”^[3], 加之土体材料和地震波在土中传播的复杂性, 要完全模拟土体边界条件是很困难的, 因此如何减小土箱边界的波动反射就成了试验关键。

振动台试验中常用的土箱大致有3种: 刚性土箱、柔性土箱和剪切型土箱。由于刚性土箱和柔性土箱对试验结果影响很大, 因此剪切型土箱的应用较为广泛, 一般由10~20层矩形平面钢框架叠合而成, 层间设置

滚动装置, 相邻层可以相对滑动以模拟土体的剪切变形^[4-6]。目前, 多数叠层剪切箱通过滚柱或滚珠来实现层间滑动, 前者滚柱容易滑出槽外导致层间发生偏移; 后者对滚珠的制造精度要求较高使得制造成本很高。可见, 上述两者都存在一定局限性。

在总结国内外剪切型土箱经验的基础上, 本文自主设计制作一种叠层剪切箱, 改进层间滑动装置, 使其具有刚度可调、机构简单、安装方便等特点, 可以进行一维或二维振动台试验, 并通过地震波激励下模型土体试验验证该剪切箱在单向水平地震作用下的边界效应, 同时研究土体的剪应力-剪应变特性。

基金项目: 中国石油天然气集团公司科学研究与技术开发项目 (2016A-1004)

收稿日期: 2017-08-02

1 模型箱的设计和制作

1.1 设计方案

结合哈尔滨工业大学结构与抗震试验中心大型振动台的几何尺寸和承载能力,本文自主设计并制作的叠层剪切箱主体尺寸为2.10 m(长)×1.60 m(宽)×1.57 m(高),采用13层框架叠合而成,每层框架高100 mm,由4根方形钢管(100 mm×3 mm)焊接而成,相邻两层框架之间由滑动装置支撑,通过层间定向相对滑移以满足模型地基水平层状变形要求(见图1)。

在垂直于振动方向的每个横向侧面,设计有3块尺寸相同(1.57 m×0.44 m)的钢板,采用螺栓固定的方式,以便根据试验要求选择需要使用的钢板数量,既提高了钢板使用的灵活性,又满足了改变箱体刚度的要求。剪切箱纵向两侧分别安装2根圆形立柱,每根立柱等距安装12个轴承,柱底与箱体底座焊接,柱顶通过方形钢管与另一侧立柱连接,以限制箱体的垂直运动和平面扭转运动。此外,剪切箱内壁衬有3 mm厚橡胶垫(过薄易从层间挤出,过厚会影响层间滑移,宜为2~3 mm)以防止水和土从间隙漏出。



图1 叠层剪切箱侧面

Fig. 1 Side of laminar shear box

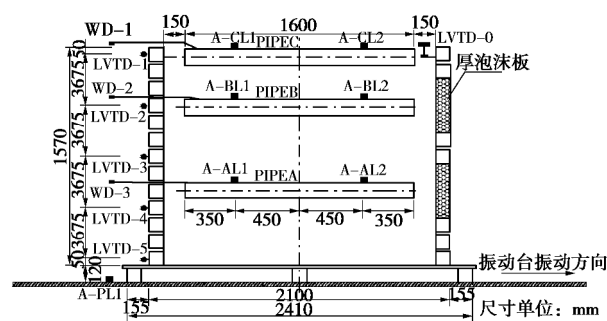
1.2 动力性能

采用扫频方法测试了箱侧不带钢板时空箱和满箱的基频,测得值分别为1.25 Hz和3.66 Hz。应用ABAQUS软件建立了三维有限元模型并进行了振型分析,采用实体单元模拟方形钢管,层与层之间通过钢板垫相连并可以自由滑动;土体采用莫尔-库仑模型,底边采用固定边界条件,侧边采用自由场边界条件,计算值分别为1.25 Hz和3.72 Hz。可见,两者数值基本一致,相互证明了结果的可靠性。根据自由振动衰减法获得剪切箱的阻尼比为2.13%。由于地震作用下土体的阻尼比为5%~25%,因此该剪切箱的阻尼不会给模型土体的地震反应带来不良影响。

2 模型箱边界效应分析

试验采用哈尔滨市松花江含细粒土砂作为模型土

体,土层厚1.5 m,分层填土夯实。箱内水平向布置加速度计以监测各层土体在地震波输入方向的模型箱效应,沿竖向布置加速度计以监测各层土体振动沿竖向的变化发展情况。箱外在底板布置加速度计以监测输入波在振动台面上的变化,沿竖向布置拉线位移计以监测各层土体的水平位移(见图2)。



注: LVT-位移计; WD-拉线位移计; A-加速度计; AL/BL/CL-钢管A/B/C

图2 试验传感器布置图

Fig. 2 Arrangement of test sensors

试验前,采用白噪声激振振动台台面使土体密实,然后选取El Centro波进行试验。试验完毕,取加速度计A-BL1、A-BL2(或A-CL1、A-CL2)记录峰值分别除以同层A-BL1(或A-CL1)记录峰值,得到轴向激励下的加速度放大系数,如图3所示。

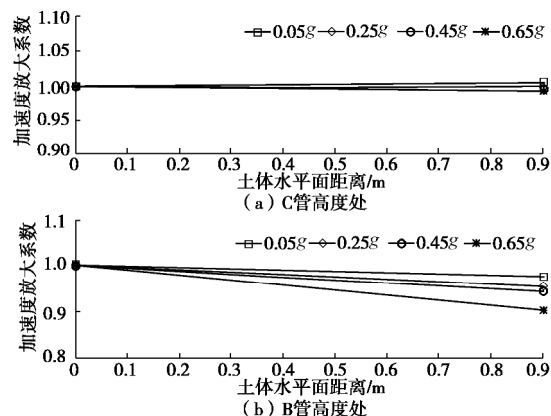


图3 轴向输入下模型箱效应

Fig. 3 Shear box effect in longitudinal input

可以看到,相同高度不同位置处的加速度放大系数在0.90~1.02之间,误差范围在10%以内,因此,剪切箱在轴向可以较好的消除边界效应,满足试验要求。具体的说,当埋深较浅时,加速度放大系数的变化接近于一条水平直线,说明模型箱效应可以忽略;随着埋深的增大,模型箱效应略有放大,但是在可接受的范围内。此外,随着地震动峰值的增大,模型箱效应略有增强。峰值较小时,输入能量较小,波传播到箱体边界时的反射能量也小,因此模型箱效应不大;当峰值较大时,输入能量增大,箱体边界反射波的能量增加,模型箱效应也随之增大。

利用竖向各层加速度 (A-AL1、A-BL1、A-CL1) 均方值除以台面加速度 (A-PL1) 均方根值, 可以得到轴向激励下各层加速度相对台面加速度的放大系数, 如图 4 所示。可见, 轴向激励时, 放大系数随着振幅增大而逐渐减小。在小振幅输入下, 放大系数均大于 1, 而在中等振幅和大振幅输入下, 放大系数自下而上先减小再增大。这说明土体在弹性阶段对地震波具有放大作用; 随着激励能量的增大, 土体开始出现非线性, 阻尼随之增大, 但由于土体的隔震作用, 土体传递振动能量逐渐减弱, 使能量无法向上传递, 从而导致放大系数减小。在大振幅输入下, 土箱下部刚度较大限制了土体的层状变形, 但是这种限制随着高度的增加而减弱, 因此放大系数又逐渐增大。

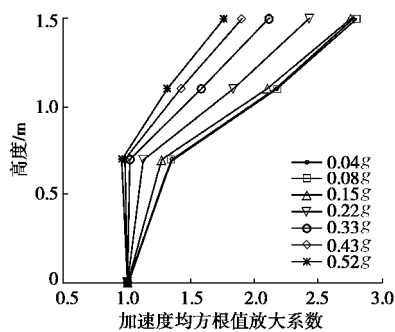


图 4 加速度均方值放大系数

Fig. 4 Amplification factor of mean square value of acceleration

3 模型土体振动台试验分析

3.1 加速度时程与傅氏谱分析

图 5, 6 分别给出了输入峰值 0.05g 和 0.52g 时不同高度处的加速度时程及傅氏谱。

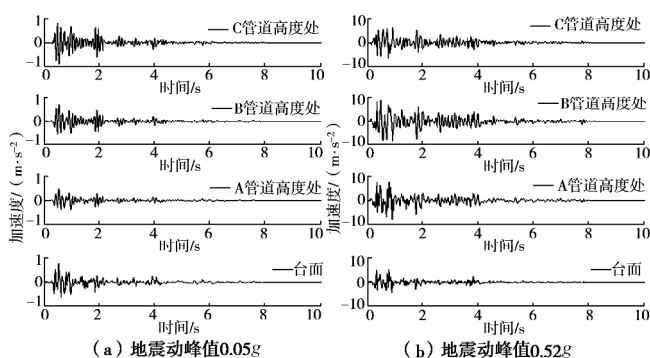


图 5 不同高度处的加速度时程

Fig. 5 Acceleration histories at different heights

可以看到, 不同峰值作用下, 土体的加速度反应沿高度增大。大震时的土体加速度反应增幅要小于小震, 说明小震时土体对地震波有放大作用, 而大震时由于部分土体已经进入塑性, 从而使放大作用有所减弱, 进而起到了一定的减震作用。

由此发现, 从振动台台面至模型土表面, 加速度频谱从多峰值逐渐变为少峰值, 即台面的加速度频率成分更为丰富; 随着土体高度的增加, 频率成分逐渐减少, 说明土体对加速度有滤波效果。另外, 与较小峰值相比, 较大峰值作用下的台面处频谱成分更为丰富, 频谱中低频幅值和低频成分有所增加。一方面, 在地震波自下而上的传递过程中, 加速度信号中的高频成分衰减更加明显, 传至顶部时高频成分与卓越频率成分的比值已经大幅减小, 说明土体材料阻尼的存在能吸收一部分振动波能量; 另一方面, 低频成分在向上传递的过程中出现了先增大后减小的情况, 表明土体会对地震波某些范围内的频率成分加以放大, 这是由于部分土体已经进入塑性状态, 土体刚度变小, 卓越周期变长导致的。因此, 在大震情况下, 土地地震反应分析需要考虑非线性影响。

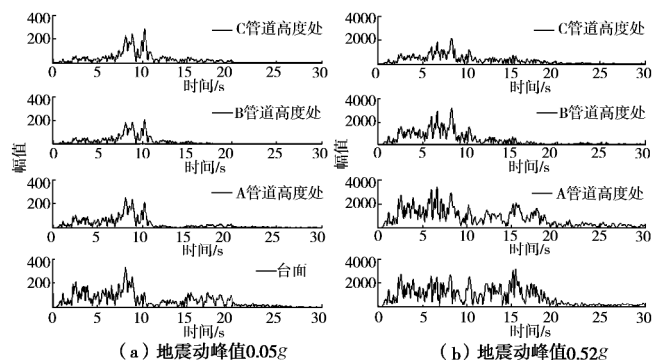


图 6 不同高度处的傅里叶变换

Fig. 6 Fourier transforms at different heights

3.2 水平位移分析

为了实时呈现土体在地震波传递中某时刻的真实位移形态, 本文选取了每级输入工况下最上层土体位移达到最大时刻时不同高度处的土体水平位移分布。图 7 给出了位移计 LVDT-1 出现最大绝对位移时对应的竖向各测点相对台面的位移分布。可以看出, 当表层土体位移最大时, 不同高度处的位移分布接近第一阶振型。随着地震动峰值的增大, 箱体的整体绝对位移也在增大, 同时在距台面 0.37 m 高度处出现了反弯点, 该点以上位移分布渐趋一致。原因在于, 当地震动峰值增大到一定程度后, 部分下部土体出现塑性, 土层间颗粒的滑移使得层间抗剪能力降低, 从而导致该处层间位移增大。

3.3 剪应力时程分析

为了获得土体剪应力传递随地震动峰值的变化规律, 图 8 给出了 El Centro 波作用下模型土体剪应力时程的均方根值和高度之间的关系。可以发现, 轴向激励下, 剪应力均方值曲线随地震动峰值的增大而逐渐右移; 当地震动峰值较小时, 土体基本处于线性状态,

剪应力均方根值自上而下依次增大；随着输入峰值的增大，剪应力均方根值曲线的非线性特征加强，土体上部层间剪应力的增长加速，而下部土体层间剪应力增长不明显，说明上部土体颗粒间的破坏逐渐加剧。因此，箱内上下两部分土体的剪应力增加速率是不同的，上部土体的剪应力增长快但总体幅度不大，而下部土体的剪应力增长慢但总体幅度明显要大。

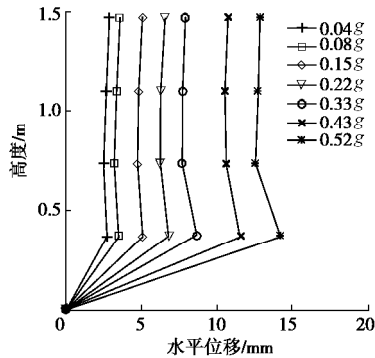


图7 模型土体水平位移情况

Fig. 7 Horizontal displacements of model soil

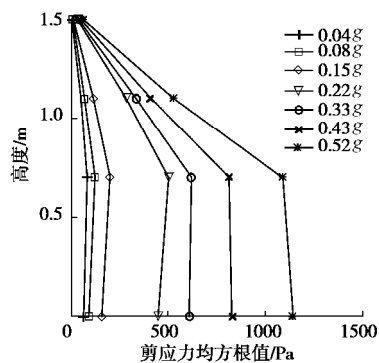
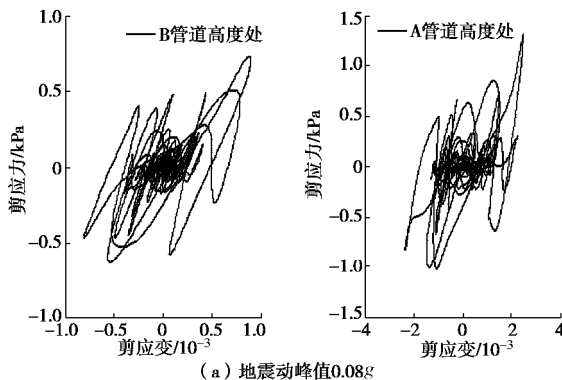


图8 剪应力均方值分布

Fig. 8 Distribution of mean square value of shear stress

3.4 剪应力 - 剪应变特性

一般情况下，土体在地震时的剪应力 - 剪应变关系可以表现出非线性、滞后性、变形累积性等方面的特征。图9给出了地震动峰值为0.08g和0.43g下不同高度处土体的剪应力 - 剪应变滞回曲线。



(a) 地震动峰值0.08g

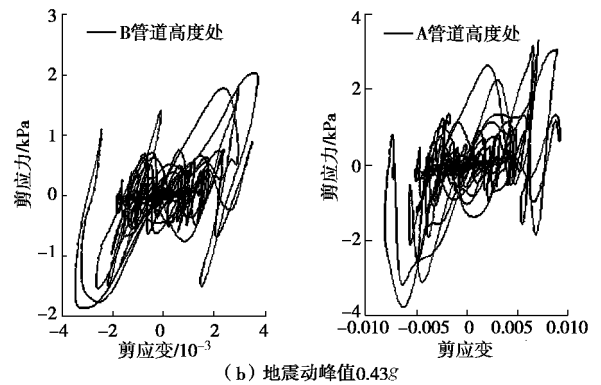


图9 模型土体剪应力 - 剪应变图

Fig. 9 Shear stress-strain of model soil

对比发现，当地震动峰值为0.08g时，B管处土体的最大剪应变值约为0.09%，而A管处土体的最大剪应变值约为0.22%，相应的剪应力峰值分别为0.71 kPa和1.36 kPa。当地震动峰值增至0.43g时，B管处土体的最大剪应变值达到0.37%，A管处土体的最大剪应变值约为0.82%，相应的剪应力峰值分别为2.05 kPa和3.24 kPa。从剪应力与剪应变增量的比值得出，此时土体的非线性已经显现，剪应力 - 剪应变滞回曲线的包络面积逐渐增大，能量耗散也随之增强，而且随着地震动峰值的进一步提高，剪应变迅速扩大并超过1.30%，此时土体的非线性特征进一步增强。

4 结论与建议

本文采用深沟球轴承改进了层间滑动装置，设计制作了刚度可调的二维叠层剪切箱（相关技术共申报专利6件，目前已授权3件），同时应用该剪切箱进行了地震激励下模型土体试验，研究了土体在地震作用下的非线性特征，得到了土体剪应力随地震动峰值的变化规律。主要得到了以下结论：

(1) 在轴向激励时，土体竖向各层加速度相对台面加速度的放大系数随振幅的增大而减小，相同高度不同位置处的加速度放大系数范围均在10%以内，因此，本剪切箱较好的解决了单向水平地震输入试验时的模型箱边界效应，满足试验要求。

(2) 当表层土体位移最大时，不同高度处土体的位移分布接近第一振型。另外，小震时土体对地震波有放大作用，大震时土体却具有一定的减震作用，并且土体对加速度有滤波效果。因此，在大震情况下，土体地震反应分析需要考虑非线性。

(3) 在地震作用下，不同高度处土体的剪应力增加速率明显不同，即与上部相比，下部的剪应力增长较慢但总体幅度较大。随着地震动峰值的增大，土体的剪应力逐步提高，剪应力 - 剪应变滞回曲线的包

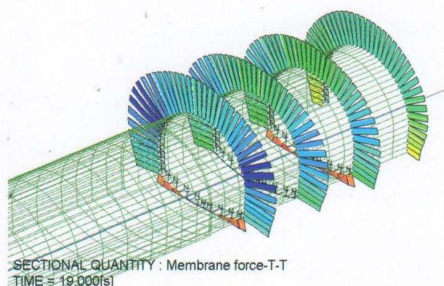
络面积逐渐增大, 能量耗散也随之增强。

参考文献:

- [1] 李振宝, 李晓亮, 唐贞云, 等. 土-结构动力相互作用的振动台试验研究综述[J]. 震灾防御技术, 2010, 5(4): 439 - 450. (LI Zhen-bao, LI Xiao-liang, TANG Zhen-yun, et al. Review of research on shaking table test of dynamic soil-structure interaction[J]. Technology for Earthquake Disaster Preventio, 2010, 5(4): 439 - 450. (in Chinese))
- [2] 吕西林, 陈跃庆, 陈波, 等. 结构-地基动力相互作用体系振动台模型试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2000, 20(4): 20 - 29. (LÜ Xi-lin, CHEN Yue-qing, CHEN Bo, et al. Shaking table testing of dynamic soil-structure interaction system[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2000, 20(4): 20 - 29. (in Chinese))
- [3] MATSUDA T, GOTO Y. Studies on experimental technique of shaking table test for geotechnical problem[C]// Proceedings of 9th World Conference Earthquake Engineering. Tokyo, 1989.
- [4] 伍小平, 孙利民, 胡世德, 等. 振动台试验用层状剪切变形土箱的研制[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2002, 30(7): 781 - 785. (WU Xiao-ping, SUN Li-min, HU Shi-de, et al. Development of laminar shear box used in shaking table test[J]. Journal of Tongji University(Natural Science), 2002, 30(7): 781 - 785. (in Chinese))
- [5] 黄春霞, 张鸿儒, 隋志龙. 大型叠层剪切变形模型箱的研制[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(10): 2128 - 2134. (HUANG Chun-xia, ZHANG Hong-ru, SUI Zhi-long. Development of large-scale laminar shear model box[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 25(10): 2128 - 2134. (in Chinese))
- [6] 陈国兴, 王志华, 左熹, 等. 振动台试验叠层剪切型土箱的研制[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(1): 89 - 98. (CHEN Guo-xing, WANG Zhi-hua, ZUO Xi, et al. Development of laminar shear soil container for shaking table tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(1): 89 - 98. (in Chinese))

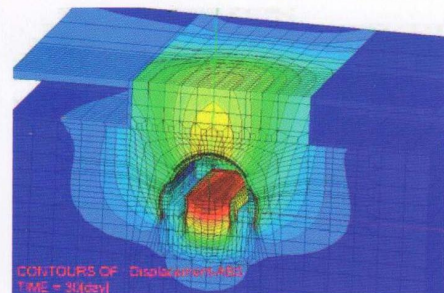
(本文责编 黄贤沙)

三维岩土有限元分析软件 Z_SOIL.PC2016



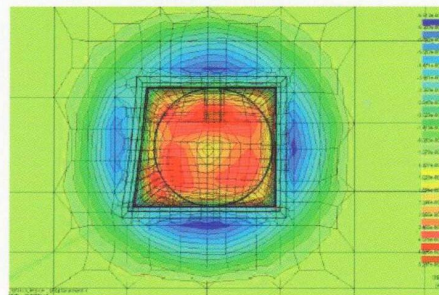
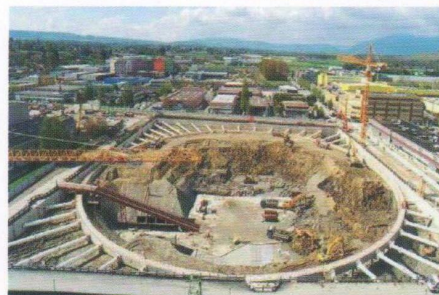
功能简介

- 大变形计算
- 应力应变分析
- 稳定性分析(强度折减法或其他方法)
- 动力时程分析(可考虑液化)
- 饱和-非饱和渗流分析(瞬态、稳态流)
- 流固耦合和其他耦合分析
- 蠕变分析
- 热量迁移和水分迁移(扩散)分析
- 对解决桩-土-基础共同作用问题进行了专门优化
- ◇ 虚拟土工试验室工具箱
- ◇ 提供基坑支护建模模板
- 参数分析
- 自动计算初始应力场和稳定渗流场



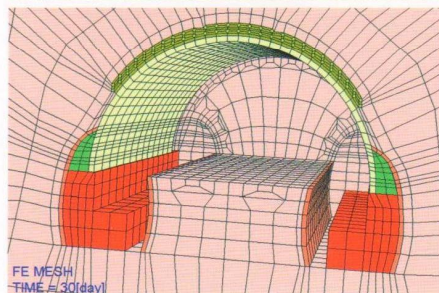
软件介绍

- 瑞士联邦理工学院 T. Zimmermann 教授 1981 年主持开发, 35 年不断改进
- 64 位版本, 支持并行计算和海量内存, 最多可处理数百万个自由度
- 功能强大, 可以分析所有的岩土工程问题
- 单模块程序设计, 一次性获得所有功能模块
- 出色的结构仿真功能, 相比专业的结构有限元分析软件也毫不逊色
- 基于 Windows 图形界面, 建模简便、计算高效、结果丰富
- 支持 ANSYS 或其他商业软件生成的网格和 DXF 格式文件导入网格
- ◇ 支持输出结果到 ParaView 格式
- ◇ 支持 Visual Fortran 语言以及 Python 脚本功能进行二次开发
- 全球 3000 以上正版用户认可 + 24h 开发团队直接技术支持



本构模型

- ◇ 混凝土的弹塑性损伤模型
- Mohr-Coulomb 模型
- Drucker-Prager-Cap 盖帽模型;
- Duncan-Chang 模型;
- Modified Cam-clay 模型
- HSS 小应变硬化土模型
- ECP-Hujeux 模型
- Multi-laminate 成层介质模型
- Hoek-Brown Smooth 模型
- Menétrey-Willam 混凝土软化模型
- ◇ Densification 砂土液化模型
- 其他本构模型



单元库

- 桁架单元
- 线性和非线性梁单元
- 壳单元
- 膜单元
- 土工织物单元
- 钢筋和锚杆单元
- 无限介质单元
- 摩擦接触面单元
- Seepage 单元
- 桩单元和桩-土接触面单元
- 其他单元

购买 3D 版本软件即可获赠 2D 模块

专业版 ¥19.80 万元

教育版 ¥4.90 万元

中国总代理:

上海分元土木工程科技有限公司

地址: 上海市国宾路 18 号万达广场

电话: 021-65984546

传真: 021-65984546

GeoFEM

A 栋 12 层 B27 室, 200433

手机: 158 0198 3135

QQ 群: 68722113

业精于专 止于至善

公司网站: www.geofem.com.cn

电子邮箱: sh_geofem@hotmail.com