

中国建筑学会地基基础分会 2006 年学术年会论文集

地基基础工程技术新进展

(江西南昌 2006 年 10 月)

主 编：滕延京

副主编：杨 军 黄志广

知识产权出版社



1047-53

3

:2006

2006

中国建筑学会地基基础分会 2006 年学术年会论文集

地基基础工程技术新进展

(江西南昌 2006 年 10 月)

主 编 滕延京

副主编 杨 军 黄志广



知识产权出版社

图书在版编目(CIP)数据

中国建筑学会地基基础分会 2006 年学术年会论文集:
地基基础工程技术新进展/滕延京主编. —北京:
知识产权出版社, 2006. 10
ISBN 7-80198-661-X

I. 中... II. 滕... III. 地基-基础(工程)-学
术会议-文集 IV. TU47-53

中国版本图书馆 CIP 数据核字(2006)第 119129 号

内 容 提 要

本书收录了近年来我国地基基础领域的论文 84 篇, 这些论文大体反映了我国岩土工程科技人员近两年来在地基基础工程方面的理论研究、新技术开发及工程实践成果。论文集内容包括理论研究、设计方法及应用、支护理论研究与实践、处理及加固、施工技术开发与应用、检测及监理、勘察与实验研究、其他共八个部分。本书编辑委员会推荐 20 篇候选论文, 参加中国建筑学会地基基础分会 2004 年至 2006 年度优秀学术论文评选。

本书可供从事地基基础工程的勘察、设计、施工及科研、教学人员参考。

中国建筑学会地基基础分会 2006 年学术年会论文集

地基基础工程技术新进展

主编: 滕延京

责任编辑: 陆彩云 刘 爽 装帧设计: 刘 爽

责任出版: 杨宝林

出版发行: 知识产权出版社

社 址: 北京市海淀区马甸南村 1 号

网 址: <http://www.cnipr.com>

电 话: 010-82000893 82000860 转 8110

印 刷: 北京市密东印刷有限公司

开 本: 787mm×1092mm 1/16

版 次: 2006 年 10 月第 1 版

字 数: 840 千字

ISBN 7-80198-661-X/T·233

邮 编: 100088

邮 箱: bjb@cnipr.com.cn

传 真: 010-82000733

经 销: 新华书店及相关销售网点

印 张: 32.125

印 次: 2006 年 10 月第 1 次印刷

定 价: 80.00 元

如有印装质量问题, 本社负责调换。

一、会议主办单位

中国建筑学会地基基础分会

江西省建筑设计研究总院

江西省土木建筑学会

二、协办单位

江西省建筑科学研究院

江西中恒建设集团特种软基分公司

三、会议组织委员会

主 任：滕延京

副主任：杨 军 喻家凯 黄志广

委 员：钱力航 陶 玲 陈耀光 彭芝平 刘小檀 沙 旸
李开贵 庄渭川 刘献江 胡 杰 王 晓 肖居喜

四、论文编辑委员会

主 编：滕延京

副主编：杨 军 黄志广

编 委：钱力航 潘凯云 杨 敏 刘小敏 张季超 徐天平
刘松玉 丁 冰 周同和 郑 刚 王卫东 刘小檀
孙祖强 徐升才

目 录

第一篇 理论 研究

*黏土中侧向受荷桩的性状	朱碧堂 杨 敏 Guo W. D.	1
*软黏土地基防波堤在波浪荷载作用下的稳定性研究	闫澍旺 范期锦 谢世楞	12
型钢水泥土复合构件中握裹应力分布规律的试验研究	周燕晓 黄 新 麻志刚	18
液性指数对黄土湿陷性的影响	杨 晶 白晓红 王 梅 王 佳	24
*场地微动作用下防微振平台的振动分析	高广运 赵 本 冯世进	28
*土工加筋带技术在建筑地基中应用	白晓红 黄仙枝 岂连生	36
复合地基桩中性点位置确定理论新方法与应用价值 分析	李 峰 周同和 郭院成 童怀峰	44
*柔性基础条件下刚性桩复合地基工作性状试验研究	范跃武 周同和 范永丰 童怀峰	49
碎石桩复合地基有效桩长试验研究	佟建兴 闫明礼	62
*承台(基础)-桩不同连接方式对桩土相互作用的影响	郑 刚 顾晓鲁	69
*扩底抗拔单桩非线性变形分析方法	孙晓立 杨 敏 朱碧堂	78

第二篇 设计方法及应用

非预应力抗拔桩的设计方法及工程实践	王昆泰 张 武 丁 波	87
复合桩基可靠度设计理论研究	姚怡文 杨 敏	92
预应力混凝土管桩的抗拔设计	袁 奕 袁内镇 郑俊杰	98
*上海软土地区扩底抗拔桩的研究与工程应用	王卫东 吴江斌 黄绍铭	101
沿海高速公路现浇薄壁管桩的设计	刘春原 郑瑞君 刘吉川 徐东强	112
*加宽高速公路坡桩优化设计与变形计算	周同和 郭院成 童怀峰	117
某大型堆料场地基处理设计探讨	杨 军 陈耀光 连镇营 彭芝平	125
在防空洞上修建高层住宅地基基础若干问题处理方法的 实践	史 亮 梅全亭 包 文 黄利平	131
粗粒土中高压喷射注浆法的设计计算	张 波 康景文 康 强	137
*浅论南昌地区高层建筑的基础设计	黄志广 王 可 刘小檀 王冠亚	145
某构筑物基础优化设计	刘辛亥 邹海波 杨建辉	154
单向偏心荷载作用下扩展基础底板弯矩计算公式探讨	陆 勇	161
地下室的结构设计模型探讨	王黎明 韩选江	166

第三篇 支护技术研究与实践

支护结构中的土压力计算与结构优化的途径	高印立	田 野	170
边坡稳定性分析及加固	赵 磊 梅全亭	孙德俭 彭 怡	175
小直径支护桩与土钉墙组合支护结构的变形控制设计	王曙光	王宏伟	180
土钉墙技术在某深基坑支护中的应用	贾贵毓	周文沂	184
复合桩墙锚支护技术在软土地区深基坑工程中的应用 ...	童怀峰 周同和	郭院成 李 峰	189
卸荷状态下计算指标在软土基坑开挖变形分析中的应用	雷华阳	郑 刚 颜志雄	194
考虑桩土相互作用的全 m 法弹性抗力法	刘 畅 郑 刚	顾晓鲁 陈 环	198
复杂周边环境某高层建筑的基坑支护	王 可	黄志广 吴明皓	205
复杂周边环境条件下的基坑工程设计与施工	宋立峰	左人宇	210
深厚人工填土高边坡支护设计与施工	宋立峰	侯德军	215
首都机场西区某改造工程基坑支护设计		任广智	222

第四篇 处理及加固

高能级强夯在工程中的试验对比分析	高广运	戴 继	王铁宏	王亚凌	226	
武钢工业港港池改造软基处理技术研究			耿汉军	周云东	231	
*夹淤泥层吹填土的快速固结试验研究	韩选江	赵 翔	朱进军	朱允伟	王黎明	236
*粉湿喷桩加固软土地基的选择方法研究	刘松玉	洪振舜	陈 蕾	邓永锋		242
天津近海某厂房地基处理方案有限元分析与安全性评估			宋术双	付桂宏	葛家琪	249
预应力混凝土管桩在基础补强中的应用			王景芸	袁内镇	郑俊杰	254
某住宅楼软土地基加固处理方法	孙德俭	梅全亭	赵 磊	彭 怡		258
*CFG 桩复合地基在大底盘多栋高层建筑工程应用	李永波	刘金波	高立明	张洪彪		263
*地基预处理技术在饱和软土中的研究与应用 ...	张季超	许 勇	曾华健	朱立宏	童华炜	269
花岗岩残积土复合地基变形计算方法探讨					左人宇	276
CFG 桩复合地基在大底盘高层建筑中的应用	张东刚	闫明礼	马 骥	张 震	孙仁范	280
*填海工程和软基处理设计中的若干问题			左人宇	刘小敏	金湘华	286

第五篇 施工技术及发展

捷程 MZ 系列全套管钻孔咬合桩	沈保汉	刘富华	刘波	袁志英	王平卫	陈清志	290
注浆防渗帷幕技术在桥梁基础施工中的应用					赵文艺	郑俊杰	301
顶管技术在软土地基中的研究与实践	曾华健	张季超	董维奇	许勇	蔡北海		305
沉管夯扩载体预应力管桩			王惠昌	王斌	王琛		310
论全夯式扩底灌注桩施工的技术措施				徐升才	乐平		314
新型柱锤强夯(置换)法在淤泥质土层中的应用				刘献江	乐平		318

压力灌浆技术在南昌地区建筑灌注桩工程中的应用研究	孙祖强	陈三雷	陈述康	322
SH645 型旋挖钻机的研制开发	刘国宇	沈保汉	刘国民	329
新型柱锤强夯(置换)法在山地填方区地基处理应用	郑有明	屈 峰	刘献江	334

第六篇 检测及监测

对桩基静载荷试验的新认识	尹金凤	徐 燕	周印堂	郑 刚	柴 浩	339
大块石及土夹石填筑地基指标检测及其相关性的分析研究						
甘厚义	李永波	王科学	苏振兴	毛利勤	金幸初	叶 波
常 青	张合青	李 强	孟令红			
熊安蓉	李清平	徐继斌				349
*强夯对周围环境的影响	刘兴录	李国庆	沈瑞燕			354
基坑降水引起周围地面沉降的计算分析	张振拴	付素娟	庞长锋	乔焕新		362
某大型仓库挡土墙裂缝及山墙倾斜的检测及结构分析	李胜波	王建国	冯小勇	邹 月		368
基坑工程对临近住宅楼室外地面沉陷影响分析				张 峰		372
碎石排水桩与强夯法组合地基处理原理及施工监理要点			吴圣东	邹海波		376
某高层建筑基础沉降变形监测成果应用实例	蒋荣宾	宋建学	周同和			382
*某住院楼夯扩载体 CFG 桩复合地基工程特性测试及分析	康景文	赵 翔	赵国永			389
孔隙水应力监测在工程桩施工中的应用及探讨	方泰生	林 涛	林 闽	曹 净		402
*强夯地基承载力与变形模量综合评定方法的探讨	李广平	徐天平	吴伟衡	李浩年		409
复合载体施工对周围土体的影响	杨启安	王继忠	杜 彬			417

第七篇 勘察及实验研究

土工有限元软件 GEO-SLOP 在复合地基工程特性数值分析中的						
应用	康景文	罗 强	张 良			422
*东疆干旱区山前场地岩土勘察工作量布置探讨	丁 冰	谢茂平				435
载荷试验估算压缩模量	陈追田	罗 康				439
*西藏高烈度地震区建筑地基基础震害评估	彭 怡	梅全亭	赵 磊	孙德俭		443
土的结构性的定量描述探讨				于 敏		449
深圳市国际商业广场岩土工程勘察及基础选型	朱立新	康景文				453
不同固结度下黏土力学性质的三轴试验研究	王 琛	王 斌	高正中	王惠昌		460

第八篇 其 他

建筑隔震技术在高烈度地震区基础抗震设计中的应用	彭 怡	梅全亭	赵 磊	孙德俭	464
利用工业废渣配制软土固化剂	赵永生	黄 新			468
CFG 桩断桩分析及防治措施	秦 辉	佟建兴			474
静压桩的沉桩机理及南昌、九江地区工程常见问题分析	孙祖强	罗寿苟	陈三雷		479

重庆某高速公路匝道挡土墙垮塌分析鉴定实例	孙德俭 梅全亭 赵磊 彭怡	484
某体育馆质量事故的工程分析	周文沂	488
灌注桩底压力灌浆施工工艺及技术经济分析	孙祖强 罗寿苟	492
正确的认知 妥善的应对——浅谈人工挖孔桩的限制使用	查松亭	497
黄土湿陷性的试验研究	罗宇生	504

注：带“★”的论文是候选优秀论文，共 20 篇。

第一篇 理论研究

★黏土中侧向受荷桩的性状*

朱碧堂¹ 杨 敏¹ Guo W. D.²

(1 同济大学 上海 200092;

2 School of Engineering Griffith University QLD 9726 Australia)

【摘 要】 本文在简要论述土体极限抗力一般表达式和侧向受荷桩弹塑性桩土相互作用模型的基础上,采用相应的程序 FDLLP 对 32 个黏土中侧向受荷桩进行了分析,讨论了黏土中侧向受荷桩的主要性状以及弹性地基反力模量 k 、土体极限抗力参数 N_g 、 α_0 和 n 的选取方法。结果表明,采用 $k=(2.7\sim 3.92)G_s$ (平均值 $3.04G_s$), $N_g=0.7\sim 3.2(1.6)$, $\alpha_0=0.05\sim 0.2m(0.11)$ 和 $n=0.7$, 可准确预测侧向受荷桩的变形、弯矩、转角和剪力等。

【关键词】 侧向受荷桩;土体极限抗力;地基反力模量

1 前言

桩基除了受到上部结构传递的轴向荷载外,常常还受到侧向荷载作用,如高层建筑中由上部结构传递的风荷载、电力传输塔传递的输电线侧向拉力、桥梁墩台传递的交通荷载、系泊船只对码头、港口结构的拉力或撞击力、海洋平台或水闸等传递的波浪力或水流施加的侧向荷载等。对侧向受荷桩的分析,一般存在弹性分析^[1~6]和弹塑性分析^[7~13]。在弹性分析方法中,尽管存在不同的理论解答,如弹性地基梁法、弹性有限元法和弹性边界元法,但它们预测的桩基性状比较一致,然而却很难准确预测较大荷载水平作用下桩的实际性状^[14]。在该条件下,桩前浅层土体的水平应力和应变都比深层土体大很多^[3,15~16]。因此,实际土体在较小的荷载作用下就会发生塑性屈服。所以,采用弹塑性分析模型比较合理,其中 p - y 曲线法(p 为研究点处的土体抗力, y 为研究点处桩的局部侧向变形)在学术界和工程界广为应用。自 McClelland & Focht^[7] 提出 p - y 曲线法以来,Matlock^[9] 和 Reese 等^[10~11] 分别提出了桩在软黏土、砂土和硬黏土中 p - y 曲线的具体表达形式。然而越来越多的工程实例表明,对于不同的土体条件、桩基结构和施工方法以及荷载类型, p - y 曲线的函数形式各不相同^[17~19], p - y 曲线法预测的准确度参差不齐。并且,一种特定的 p - y 曲线很难同时准确预测桩的所有性状,如变形、最大弯矩、最大弯矩发生深度等。造成这种现象的原因主要是桩的性状主要取决于 p - y 曲线中的土体极限抗力^[13,20],而土体极限抗力不仅与桩和土体特性有关,还与施工和运行条件有关。因此,确定合理的土体极限抗力对侧向受荷桩的设计非常重要。

本文在简要论述土体极限抗力一般表达式和侧向受荷桩弹塑性桩土相互作用模型的基础上,采用相应的侧向受荷桩程序,对国内外大量黏土中的侧向受荷桩现场试验资料进行分析,

* 基金项目:上海市重点基础研究项目(02DJ14062)、教育部博士点基金项目(20020247003)、澳大利亚发展项目(DP0209027)

给出确定地基反力模量和浅层土体极限抗力的方法。

2 浅层土体的极限抗力分布

根据侧向受荷桩周土体的应力和变形性状,桩前浅层土体一般发生楔体破坏,而深层土体发生绕流破坏。由于桩的侧向变形和弯矩主要发生在上部 $(5\sim 15)d$ (其中 d 为桩径)深度内,最大弯矩发生深度一般在 $(3\sim 10)d$ 深度处,而达到极限抗力的土体深度为 $(2\sim 7)d$,桩基的性状主要由 $(5\sim 15)d$ 深度内的土体性质,特别是 $(2\sim 7)d$ 深度内的土体极限抗力控制^[13,20]。

2.1 现有计算方法

对于不同的土体目前存在一些不同的计算方法。大致可分为三类,即:(1)基于桩基现场或室内实验得到的经验公式,如 Broms^[21~22]和 Barton^[23];(2)基于理论模型,再根据现场桩基载荷试验引入修正系数得到的半经验半理论公式,如 Matlock^[9]和 Reese 等^[10~11];(3)根据桩周土体破坏模型得到的理论公式,如 Hansen^[24]。

上述极限抗力理论都是针对均质土体而言的。在实际工程中,如下因素将影响极限抗力分布:(1)分层土体;(2)表层裂隙硬黏土的存在;(3)由于地下水的存在,浅层土体发生冲刷效应^[25];(4)桩的施工扰动对表层土体的影响^[26];(5)桩身的粗糙程度^[26];(6)循环荷载作用下,桩土界面间裂隙的形成或土体强度的软化^[26]等。并且,上述极限抗力分布(Limiting Force Profile,简称 LFP)都是基于有限数量的小尺寸桩基现场试验结果,因此在采用任何一种 LFP 时都应论证现场的土体、桩基和加载条件是否与推导该 LFP 的现场试验是否一致。

2.2 统一极限抗力表达式

对大量侧向受荷桩的分析表明,塑性区往往能够发展到地面下 $5d$ 的深度^[13,20]。一般地,如果塑性区深度大于 $2d$,那么桩的侧向受荷性状主要受塑性区内的土体极限抗力分布控制^[20]。对于浅层(小于 $7d$)土体极限抗力,一般采用楔体破坏模型确定理论公式,然后根据实测资料进行修正,如 Reese 等(1974)。然而,由于浅层土体极限抗力受多种因素(如施工扰动、地下水位变化、桩土刚度比等)影响,很难给出准确的理论计算公式。因此,Guo^[13]建议采用如下极限抗力表达式:

$$p_u = A_L (\alpha_0 + x)^n \quad (1)$$

$$A_L = N_g (S_u \text{ 或 } \gamma_s d \text{ 或 } q_{ur}) d^{1-n}$$

式中 p_u ——单位长度土体极限抗力 $[FL^{-1}]$;

A_L ——LFP 的斜率 $[FL^{-1-n}]$,反映 LFP 的大小;

α_0 ——反映地表处土体极限抗力大小的常数或等效土体深度 $[L]$;

x ——地面下深度 $[L]$;

n —— α_0 与 x 之和的指数,反映 LFP 的形状;

N_g ——极限抗力系数。

对于黏土、砂土和岩石,分别采用括号中不排水剪强度 S_u 、 $1d$ 深度处的上覆压力 $\gamma_s d$ 和岩石的单轴抗压强度 q_{ur} 计算 A_L 。式(1)也可采用无量纲参数表达为

$$A_L = N_g (S_u \text{ 或 } \gamma_s d \text{ 或 } q_{ur}) d^{1-n} \quad (2)$$

$$\alpha_0 = (N_{g0}/N_g)^{1/n} d$$

其中 N_{g0} 为反映地表处土体极限抗力的无量纲系数。对于无黏性土, $\alpha_0 = N_{g0} = 0$ 。根据室内离心机实验^[23]和桩基现场试验的反分析以及压力测试^[27], N_g 可表达为 K_p^2 的线性函数,其中 $K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$ 。对于黏性土,由于黏聚力的存在, α_0 和 N_{g0} 通常大于零。通过选取合

适的 N_g, α_0 和 n 组合值, 式(1)可包含或近似拟合现有的 LFP。因此将由式(1)确定的 LFP 称为统一极限抗力分布。对于黏土中的侧向受荷桩, $n=0.36 \sim 1.0$ 和 $\alpha_0=0 \sim 0.4$, 其中对于正常固结黏土, 可初步选取 $n=0.7$ 和 $\alpha_0=0.2^{[28]}$ 。

3 基于统一 LFP 的侧向受荷桩解答

对于嵌入长度为 L , 直径为 d 的桩头自由桩, 如图 1a, 桩顶受到荷载 P_t 作用, 荷载作用偏心高度 e , 此时除了土体对桩施加的抗力外, 桩头可自由平移和转动。对于桩头固定桩(桩头转动约束, 自由平移)和部分固定桩(桩头存在转动刚度约束, 可平移), 除了桩头约束条件不同外, 可采用与桩头自由桩相同的桩土相互作用模型, 如图 1b 所示。

在图 1b 中, 在地面下每一深度处, 桩周土体模拟为线性弹簧和塑性滑块组合体。弹簧刚度为地基反力模量 $k[FL^{-2}]$, 滑块提供单位长度土体极限抗力 $p_u[FL^{-1}]$ 。相应的荷载传递曲线(或 $p-y$ 曲线)如图 1c 中 A 线表示, 称为理想弹塑性 $p-y$ 曲线模型。尽管该模型未考虑弹性与极限状态之间的过渡区(如 B 线所示), 但能够给出侧向受荷桩的准确解答^[20]。

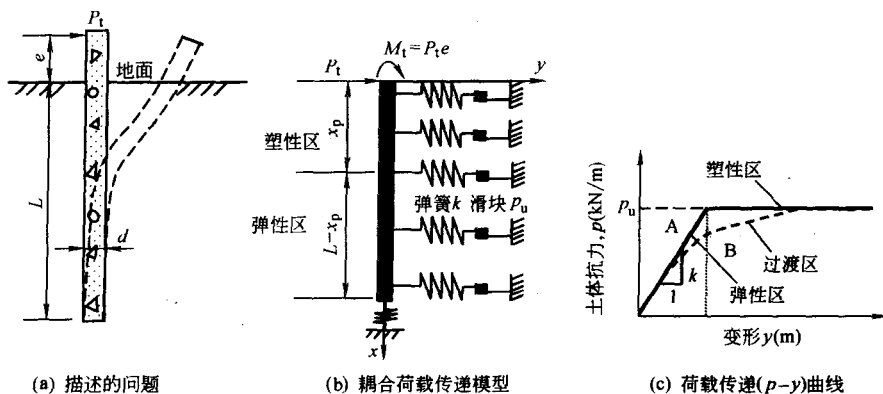


图 1 桩顶自由侧向受荷桩的荷载传递模型

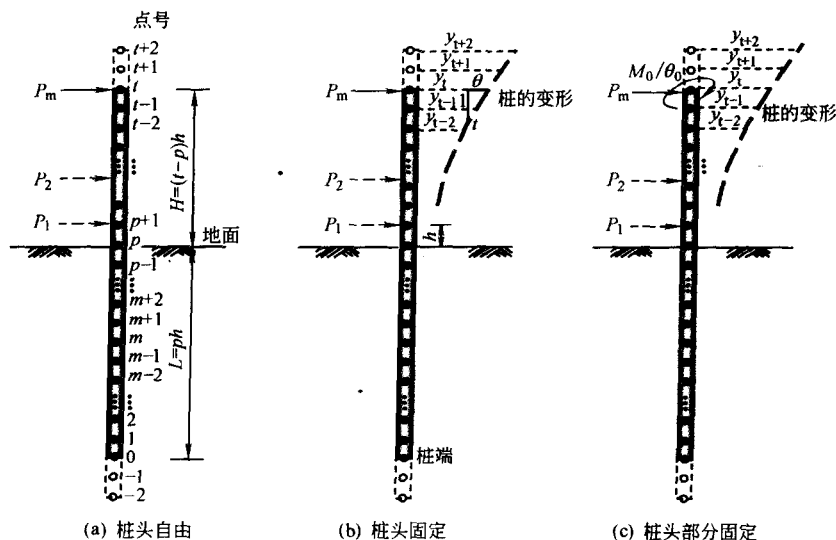


图 2 统一差分法模型与桩的离散

对于地面下某深度处,当桩的变形小于土体屈服位移 $y_u = p_u/k$ 时,土体处于弹性状态。此时,地基反力模量 k 可由式(3)^[6]或式(4)计算

$$k = \frac{3\pi G_s}{2} \left(2\gamma \frac{K_1(\gamma)}{K_0(\gamma)} - \gamma^2 \left(\left(\frac{K_1(\gamma)}{K_0(\gamma)} \right)^2 - 1 \right) \right) \quad (3)$$

$$k = 10.925 G^* (E_p/G^*)^{-1} \quad (4)$$

式中 $K_i(\gamma)$ ——改进第 i 次第二类 Bessel 函数($i=0,1$);

γ ——荷载传递系数;

E_p ——等效实心桩杨氏模量, $E_p = EI/(\pi d^4/64)$;

G^* ——等效剪切模量, $G^* = (1+0.75\nu_s)G_s$;

ν_s, G_s ——土体泊松比和剪切模量。

对于常见的桩土相对刚度,即 $E_p/G^* = 10^2 \sim 10^5$,由式(4)可得 $k/G_s = 7.4 \sim 2.4$ 。这与文献报道的 k/G_s 比较一致,如 Randolph 等^[29]建议 $k/G_s = 4$ 。

当桩的变形大于 y_u 时,土体达到塑性状态,土体抗力达到了极限抗力 p_u 。土体塑性区一般从地面处开始,在某级荷载水平下,可能发展到一定的深度,称为塑性滑移深度 x_p 。因此,在 x_p 深度内,土体抗力全部达到了极限抗力,并假设满足由式(1)确定的统一极限抗力分布。在 x_p 深度下,土体仍处于弹性状态。基于上述桩土相互作用模型,朱碧堂^[30]给出了侧向受荷桩的统一差分法解答(图 2),并编制了 Excel 2000 数据表格计算程序 FDLLP。以下采用程序 FDLLP 计算的桩基性状,称为本文方法。下面将根据国内外大量现场试验的拟合分析,确定 N_g, a_0 和 n 的选取范围。

4 均质黏土中桩的特性(示例 1)

Matlock^[9]报道了一个黏土中钢管桩的侧向静力和循环载荷试验。试桩桩径为 324mm,壁厚 12.7mm,长 12.81m,抗弯刚度 $EI = 31.28 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$,则 $E_p = EI/(\pi d^4/64) = 2.40 \times 10^4 \text{ MPa}$ 。根据桩截面的力学分析,出现塑性铰时的极限弯矩为 $304 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ^[25]。本文只对静力载荷试验(下称实例 CS1)进行分析。

试验地位于美国得克萨斯州 Sabine 地区。土体为相对均匀的弱超固结海相沉积黏土, $S_u = 14.4 \text{ kPa}$ 。荷载作用在地面上 0.305m 处。在试验过程中,自由水面保持在地面高度处。

根据上述条件,取 $n=0.7$ 。假定 $\nu_s=0.3$,采用程序 FDLLP,首先通过准确拟合实测的最大弯矩 $M_{\max}$ (图 3c)、弯矩 M 沿深度分布(图 3d)和初步拟合实测荷载作用点处桩的变形(图

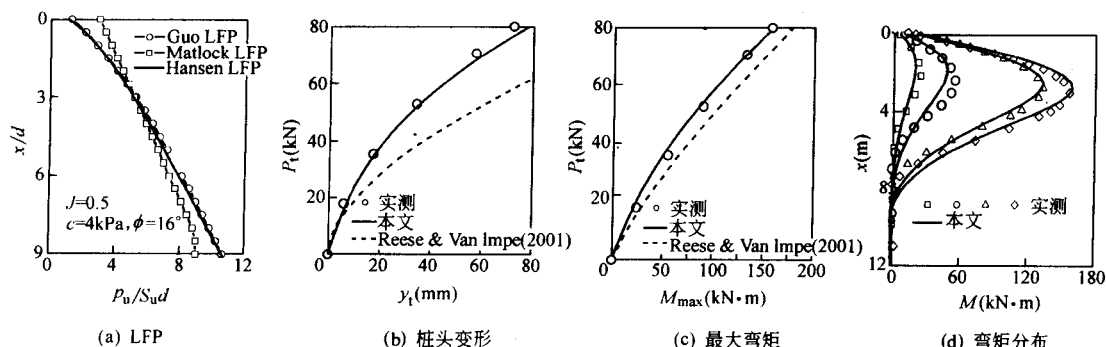


图 3 均质黏土的 LFP 与桩基性状(实例 CS1)

3b),反分析得: $\alpha_0=15\text{m}$ 和 $N_g=2.2$ 。然后再通过调整 G_s 值,准确拟合实测荷载作用点处桩的变形(图3b)反分析得 $G_s\approx 1.29\text{MPa}=90S_u$ 。从图3可见,预测的桩基性状与实测桩基性状相当吻合,并且比 Reese & Van Impe^[25]的预测结果更准确。

在最大荷载 $P_t=80\text{kN}$ 时, $M_{\max}=158.9\text{kN}\cdot\text{m}(<M_u)$,塑性滑移深度 x_p 为 2.86m ($8.83d$)。在该 x_p 深度内,LFP与 Matlock^[9]提出的 LFP(简称 Matlock LFP)非常一致(图3a),并等效于 Hansen^[24]提出的 LFP(简称 Hansen LFP),其中黏聚力 $c=4\text{kPa}$ 和内摩擦角 $\phi=16^\circ$ 。将 G_s 和桩的等效杨氏模量 $E_p=5.79\times 10^4\text{MPa}$ 代入式(4),可得 $k/G_s=2.81$ 。

5 非均质黏土中桩的特性(示例 2)

Reese 等^[11]报道了两个长 15.2m 钢管桩的试验,分别为侧向静力和循环加载试验。桩的上部直径为 0.641m ,下部 0.610m 。由于侧向受荷桩的性状主要发生在上部,因此计算时采用直径 $d=0.641\text{m}$ 。桩截面惯性矩 $I_p=2.469\times 10^{-3}\text{m}^4$,抗弯刚度 $EI=493.7\text{MN}\cdot\text{m}^2$,则 $E_p=EI/(\pi d^4/64)=0.94\times 10^4\text{MPa}$ 。桩的屈服弯矩 $M_y=1757\text{kN}\cdot\text{m}$,发生塑性铰破坏时的极限弯矩 $M_u=2322\text{kN}\cdot\text{m}$ ^[25]。本文主要论述桩的静载特性,因此只对静力载荷试验进行分析。

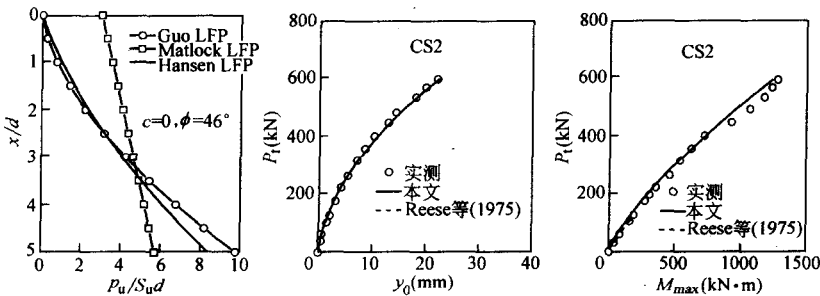


图 4 非均质黏土的 LFP 与桩基性状(实例 CS2)

该试验位于美国得克萨斯州 Manor 附近,下称实例 CS2。土体由地表附近的软黏土和深层强超固结黏土组成,如表 1 所示。土体不排水剪强度沿深度显著增长。由于试坑开挖深度约 1m ,因此,取坑面下 $10d$ 深度内 $S_u=243.0\text{kPa}$ 用于确定地基反力模量;取坑面下 $5d$ 深度内 $S_u=153.0\text{kPa}$ 用于确定 LFP。在试验过程中,自由水面保持在坑面高度,荷载作用在坑面上 0.305m 。

表 1 Manor 现场试验土层条件^[25]

深度(m)	0	0.9	1.52	4.11	6.55	9.14	20.0
含水量(%)	—	37	27	22	22	19	—
$S_u(\text{kPa})$	25	70	163	333	333	1100	1100

取 $\nu_s=0.3$,采用程序 FDLLP,通过比较计算与实测的 $P_t-M_{\max}$ 和 P_t-y_0 关系曲线(图 4),试算得: $n=1.7$, $G_s=76.5\text{MPa}=315S_u$, $N_g=0.6$ 和 $\alpha_0=0.1\text{m}$ 。从图 4 可见,预测的桩基性状和 Reese 等^[11]采用分层土体 $p-y$ 曲线的预测结果一样,与实测桩基性状相当吻合。

6 黏性土中侧向受荷桩分析数据库

除了上述实例 CS1 和 CS2,表 2 和表 3 还给出了其他 30 个分析实例的桩和土体参数。采

表 2 黏性土中侧向受荷桩数据库-桩参数

编号	参考文献	桩号	桩型	$L(\text{m})$	$d(\text{mm})$	$e(\text{m})$	$E_p(\text{MPa})$	$EI(\text{MN} \cdot \text{m}^2)$
CS1	Matlock ^[9]	Sabine	钢管桩	12.81	324	0.305	5.78×10^4	31.28
CS2	Reese 等 ^[11]	Manor	钢管桩	15.2	641	0.305	5.94×10^4	493.7
CS3	Matlock ^[9]	Austin	钢管桩	12.81	324	0.0635	5.79×10^4	31.28
GS4	Gill ^[31]	P1	开口钢管桩	5.537	114.3	0.813	7.43×10^4	0.623
GS5		P2	开口钢管桩	6.223	218.9	0.813	4.83×10^4	5.452
GS6		P3	开口钢管桩	5.08	323.8	0.813	5.79×10^4	31.279
GS7		P4	开口钢管桩	8.128	406.4	0.813	3.62×10^4	48.497
GS8		P5	开口钢管桩	5.537	114.3	0.813	7.43×10^4	0.623
GS9		P6	开口钢管桩	6.223	218.9	0.813	4.83×10^4	5.452
GS10		P7	开口钢管桩	5.08	323.8	0.813	5.79×10^4	31.279
GS11		P8	开口钢管桩	8.128	406.4	0.813	3.62×10^4	48.497
CS12	Cappozzi ^[32]	St. Gabriel	套管混凝土桩	35.05	254	0.305	5.34×10^4	10.905
CS13	Wu 等 ^[33]	P1	套管混凝土桩	3.43	160	1.17	5.69×10^4	1.83
CS14		P3	套管混凝土桩	3.43	90	0.28	6.05×10^4	0.195
CS15		P13	套管混凝土桩	5.71	200	0.29	7.16×10^4	5.62
CS16		P17	套管混凝土桩	14.0	500	0.72	3.19×10^4	97.9
CS17	Long 等 ^[34]	P1	套管混凝土桩	15.2	244	0.38	8.10×10^4	14.1
CS18		P2a	套管混凝土桩	15.2	244	0.267	8.10×10^4	14.1
CS19		P3	套管混凝土桩	15.2	244	0.343	8.10×10^4	14.1
CS20		P4	套管混凝土桩	15.2	244	0.356	8.10×10^4	14.1
CS21		P5	套管混凝土桩	15.2	244	0.381	8.10×10^4	14.1
CS22		P6	套管混凝土桩	15.2	244	0.356	8.10×10^4	14.1
CS23		P10	套管混凝土桩	15.2	244	0.381	8.10×10^4	14.1
CS24		P11	套管混凝土桩	15.2	244	0.254	8.10×10^4	14.1
CS25		PT	套管混凝土桩	15.2	244	0.406	8.10×10^4	14.1
CS26	Brown 等 ^[35]	PS*	钢管桩	13.115	273	0.305	5.15×10^4	14.04
CS27	Price & Wardle ^[36]	PS*	钢管桩	16.5	406	1.0	3.85×10^4	514.0
CS28	Reese & Van Impe ^[25]	Japan	钢管桩	5.16	305	0.201	1.62×10^4	686.8
CS29	Nakai & Kishida ^[37]	桩 B	钢管桩	22.39	1500	10.0	1.39×10^4	3459.0
CS30		桩 C	钢管桩	40.0	2000	6.77	1.71×10^4	13390
CS31	Kishida & Nakai ^[38]	桩 B	钢管桩	40.4	1574	0.5	1.59×10^4	4779.4
CS32		桩 A	钢管桩	17.5	609.6	0.1	4.32×10^4	292.5

PS*: 静载试桩。

用 FDLPP 均能很好地预测桩基性状,相应的计算参数见表 2。限于篇幅,本文略去实测与计算结果的比较。表 4 给出了地面处桩基变形分别为 $10\%d$ 和 $20\%d$ 的计算结果,包括:(1)归一化侧向受荷桩有效深度 L_{cr}/d ;(2)归一化桩顶荷载 $P_t/S_u d^2$;(3)归一化塑性滑移深度 x_p/d ;(4)地面处桩的转角 θ_0 ;(5)归一化最大弯矩 $M_{\max}/S_u d^3$;(6)归一化最大弯矩发生深度

$x_{\max}/d$ 。

由表 2~表 4,可得出如下结论:

(1) 对于上述 32 个实例,桩径 $d=0.09\sim 2.0\text{m}$, $S_u=14.4\sim 195.6\text{kPa}$ 。因此,分析结果既适用于微型桩,也可适用于大直径桩;既适用于软黏土,也适用于硬黏土;

(2) $k=(2.7\sim 3.92)G_s$,平均值为 $3.04G_s$ 。其中 $G_s/S_u=25\sim 315$,平均值为 $95S_u$,结果与文献报道的 G_s/S_u 范围比较吻合^[39];

(3) $N_g=0.7\sim 3.2$, $\alpha_0=0.05\sim 0.2\text{m}$ 。上述结论适用于钻孔桩,也可适用于打入桩;

(4) 当地面处侧向位移为 $10\%d$ 时,塑性滑移深度 $x_p=(2.5\sim 8.06)d$,平均值为 $5.19d$;最大弯矩发生深度 $x_{\max}=(3.24\sim 7.41)d$,平均值为 $5.35d$;当地面处侧向位移为 $20\%d$ 时,塑性滑移深度 $x_p=(4.06\sim 10.06)d$,平均值为 $7.26d$;最大弯矩发生深度 $x_{\max}=(4.27\sim 10.02)d$,平均值为 $6.56d$ 。因此,对于黏土中的侧向受荷桩,可选取 $(5\sim 7)d$ 深度内的平均不排水强度确定极限抗力;

(5) 对于 $(5\sim 7)d$ 深度内相对均质土体, $n=0.7$;对于分层土体, n 值可视土体组成条件而变化,一般而言,对于上软下硬土层, n 值较大,对于上硬下软土层, n 值较小;

(6) 侧向受荷桩有效深度 $L_{cr}=(6.3\sim 23.1)d$,平均值为 $16.1d$ 。对于柔性桩(即桩长大于 L_{cr}),一般来说,桩基性状由上部 $10d$ 深度内的土体控制,选择该深度内的土体平均参数确定地基反力模量 k 是准确的;

(7) 由 32 个桩顶自由实例 CS1~CS32,地面处桩基变形为 $10\%d$ 和 $20\%d$ 对应的地面转角分别为 $(1.2\sim 2.37)\%$ (平均值分别为 1.63%)和 $(2.12\sim 4.22)\%$ (2.91%)。因此,对于黏土中的侧向受荷桩,采用地面处转角约 1.5% 或 3% 为设计标准与采用地面处侧向变形为 10% 或 20% 基本上是一致的;

(8) 将地面变形为 $10\%d$ 和 $20\%d$ 对应的 $P_t/S_u d^2$ 和 $M_{\max}/S_u d^3$ 与桩径的关系分别绘制在图 5 和图 6。在地面变形为 $10\%d$ 时, $P_t/S_u d^2=5.76\sim 43.15$, $M_{\max}/S_u d^3=42.52\sim 170.53$;在地面变形为 $20\%d$ 时, $P_t/S_u d^2=8.25\sim 59.48$, $M_{\max}/S_u d^3=65.67\sim 293.83$ 。从图 5 和图 6 可以发现, $P_t/S_u d^2$ 和 $M_{\max}/S_u d^3$ 值与桩径无明确相关关系。

表 3 黏土中侧向受荷桩数据库-土体参数

编号	土体类型	$S_u(\text{kPa})$	$G_s(\text{MPa})$	α_0	n	N_g	k/G_s	G_s/S_u
CS1	轻超固结软黏土	14.4	1.29	0.15	0.7	2.2	2.81	90
CS2	超固结水上硬黏土	153(243)	76.5	0.1	1.7	0.6	3.92	500(315)
CS3	Austin 软黏土	38.3	1.53	0.05	0.7	1.5	2.81	40
CS4	水下粉质黏土	37.5	0.94	0.1	0.7	0.8	2.70	25
CS5	水下粉质黏土	34.3	1.10	0.1	0.7	1.5	3.10	32
CS6	水下粉质黏土	34.3	1.72	0.1	0.7	0.7	2.87	50
CS7	水上粉质黏土	34.3	1.20	0.1	0.7	1.25	2.89	35
CS8	水上粉质黏土	82.5	2.64	0.1	0.7	1	2.91	32
CS9	水上粉质黏土	66.5	2.33	0.06	0.7	2.5	2.97	35
CS10	水上粉质黏土	64.5	1.93	0.06	0.7	0.8	2.90	30
CS11	水上粉质黏土	64.5	1.93	0.1	0.7	1.2	3.00	30
CS12	软~中硬黏土	28.7	3.16	0.1	0.7	2.2	3.02	110

续表

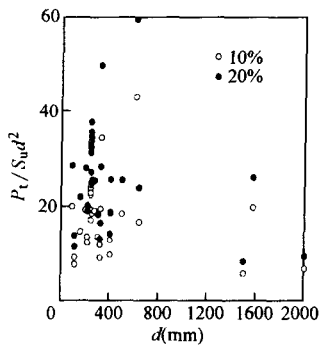
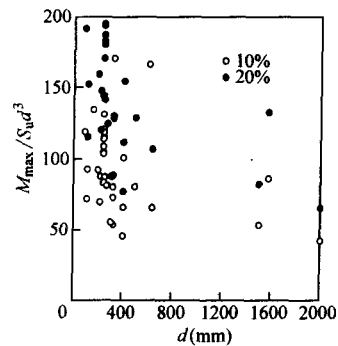
编号	土体类型	S_u (kPa)	G_s (MPa)	α_0	n	N_g	k/G_s	G_s/S_u
CS13	上海软黏土	40	2.4	0.2	0.7	2.2	2.95	60
CS14	上海软黏土	40	3.2	0.06	0.7	2.0	3.0	80
CS15	上海软黏土	40	1.6	0.1	0.7	1.6	2.81	40
CS16	上海软黏土	40	4.0	0.15	0.7	2.0	3.20	100
CS17	中等软黏土	43.5	2.61	0.2	0.7	2.1	2.89	60
CS18	中等软黏土	43.5	1.52	0.1	0.7	1.2	2.78	35
CS19	中等软黏土	43.5	2.18	0.1	0.7	2	2.85	50
CS20	中等软黏土	43.5	4.35	0.1	0.7	1.7	3.0	100
CS21	中等软黏土	43.5	2.2	0.2	0.7	2.1	2.85	51
CS22	中等软黏土	43.5	3.48	0.1	0.7	1.9	2.95	80
CS23	中等软黏土	43.5	4.35	0.2	0.7	2.1	3.0	100
CS24	中等软黏土	43.5	4.35	0.1	0.7	1.5	3.0	100
CS25	中等软黏土	43.5	2.61	0.1	0.7	1.4	2.89	60
CS26	硬黏土	73.4	22.02	0.1	0.7	1.8	3.55	300
CS27	超固结 London 黏土	44.1	11.0	0.1	0.7	2.1	3.43	250
CS28	水下软粉质黏土	27.3	2.73	0.05	0.7	1.2	3.28	100
CS29	软黏土	26.0	1.82	0.1	0.7	0.8	3.21	70
CS30	软黏土	41.6	2.91	0.1	0.7	0.8	3.28	70
CS31	软黏土	15.6	4.68	0.1	0.7	1.4	3.39	300
CS32	粉土	16.6	2.17	0.2	0.7	3.2	2.98	131

表 4 黏土中侧向受荷桩数据库-桩的计算性状

编号	L_c/d	$y_0/d=10\%$					$y_0/d=20\%$				
		$P_t/S_u d^2$	x_p/d	θ_0 (%)	$M_{\max}/S_u d^3$	$x_{\max}/d$	$P_t/S_u d^2$	x_p/d	θ_0 (%)	$M_{\max}/S_u d^3$	$x_{\max}/d$
CS1	20.2	34.57	5.27	1.37	170.53	6.76	49.72	7.76	2.53	293.83	8.06
CS2	6.3	16.73	5.66	2.36	65.84	4.80	23.99	6.75	4.18	106.82	5.51
CS3	19.2	19.37	4.81	1.56	76.78	6.39	27.66	7.02	2.90	133.58	7.48
CS4	23.7	9.22	4.69	1.20	92.92	5.04	13.84	7.22	2.12	152.49	6.55
CS5	20.0	13.54	3.87	1.48	87.77	4.70	20.24	5.96	2.67	147.81	5.90
CS6	18.6	11.88	7.41	1.32	80.63	6.94	16.55	10.02	2.31	128.43	8.49
CS7	17.8	12.82	4.48	1.56	66.31	5.26	18.64	6.57	2.84	111.73	6.47
CS8	17.6	7.72	4.08	1.48	72.11	3.83	11.47	6.10	2.57	115.41	5.00
CS9	16.2	12.27	2.50	1.81	69.88	3.43	19.03	4.06	3.29	120.15	4.27
CS10	17.9	9.11	5.27	1.48	54.11	5.56	13.10	7.48	2.66	89.00	6.90
CS11	15.7	9.72	3.91	1.76	46.01	4.53	14.17	5.75	3.19	77.27	5.61
CS12	15.2	18.55	5.81	1.69	87.49	5.76	25.65	7.94	2.98	141.58	7.04
CS13	16.8	14.72	3.39	1.59	134.72	3.24	22.05	5.28	2.75	216.04	4.31
CS14	19.2	20.08	4.81	1.63	119.08	4.73	28.63	6.84	2.88	191.52	5.95
CS15	19.5	19.29	4.34	1.47	92.33	5.79	28.11	6.58	2.73	159.30	6.94

续表

编号	L_{cr}/d	$y_0/d=10\%$					$y_0/d=20\%$				
		$P_t/S_u d^2$	x_p/d	$\theta_0(^\circ)$	$M_{max}/S_u d^3$	x_{max}/d	$P_t/S_u d^2$	x_p/d	$\theta_0(^\circ)$	$M_{max}/S_u d^3$	x_{max}/d
CS16	12.3	18.47	5.05	1.95	80.57	4.78	25.60	6.84	3.43	128.78	5.84
CS17	18.1	24.9	4.36	1.61	115.17	5.32	35.67	6.52	2.92	194.68	6.52
CS18	21.1	17.13	5.01	1.4	83.60	6.46	24.69	7.43	2.59	143.93	7.73
CS19	19.1	22.51	4.29	1.53	104.81	5.58	32.74	6.44	2.83	180.21	6.71
CS20	15.7	23.47	6.24	1.6	120.56	6.03	32.41	8.47	2.82	193.58	7.36
CS21	19.1	23.85	3.94	1.57	108.69	5.32	34.69	6.09	2.89	186.99	6.42
CS22	16.7	24.03	5.46	1.61	118.59	5.72	33.72	7.64	2.87	194.66	7.04
CS23	15.7	27.28	5.45	1.68	131.33	5.47	37.82	7.59	2.97	212.43	6.77
CS24	15.7	22.94	6.70	1.59	113.93	6.42	31.36	8.99	2.8	182.66	7.79
CS25	18.1	19.38	5.73	1.49	103.65	6.06	27.31	8.06	2.67	170.50	7.46
CS26	8.7	19.14	6.62	2	81.51	5.15	25.48	8.37	3.44	124.56	6.16
CS27	9.7	18.81	6.13	1.84	101.00	4.73	25.75	7.88	3.2	154.53	5.74
CS28	11.3	13.59	6.22	1.96	55.67	5.54	18.34	8.08	3.39	87.75	6.64
CS29	12.1	5.76	5.92	1.5	53.81	4.30	8.25	7.80	2.6	82.46	5.33
CS30	11.3	6.71	5.93	1.7	42.52	4.72	9.38	7.75	2.97	65.67	5.77
CS31	10.1	19.84	8.06	1.82	86.29	6.44	26.17	10.06	3.1	132.72	7.59
CS32	15.9	43.15	5.53	1.76	166.23	6.07	59.48	7.66	3.16	277.89	7.32

图5 $P_t/S_u d^2 \sim d$ 的关系图6 $M_{max}/S_u d^3 \sim d$ 的关系

7 结论

本文在简要论述土体极限抗力一般表达式和侧向受荷桩弹塑性桩土相互作用模型的基础上,采用程序 FDLIP 对 32 个黏土中侧向受荷桩进行了实例分析。结果表明,采用地基反力模量 $k=(2.7\sim 3.92)G_s$ (平均值 $3.04G_s$), 极限抗力参数 $N_g=0.7\sim 3.2(1.6)$, $\alpha_0=0.05\sim 0.2m(0.11)$ 和 $n=0.7$ (均质黏土), 可准确预测侧向受荷桩的变形、弯矩、转角和剪力等。

参考文献

- [1] Hetenyi, M. Beams on elastic foundations. University of Michigan Press. Ann Arbor, 1946
- [2] Matlock, H. M., Reese, L. C. Generalized solutions for laterally loaded piles. J. Soil Mech. and Found.