岩土工程丛书 SERIES BOOK — 8 —

“十一五”国家重点图书出版规划项目

史佩栋 主编
顾晓鲁 主审

Pile and Pile Foundation Handbook

桩基工程手册

（桩和桩基础手册）

人民交通出版社
China Communications Press

责任编辑：曲　乐
文字编辑：周高瞻　王文华　郑美兰　富砚博　曲　乐
封面设计：飞亚景设计

篇　目

第一篇 导论
第二篇 桩的工作性状
第三篇 桩基设计与计算
第四篇 桩基施工技术
第五篇 桩的特殊应用及特种桩型的设计与应用
第六篇 桩的测试技术
第七篇 桩基事故处理
第八篇 港台地区的桩基工程技术

ISBN 978-7-114-07033-4
9 787114 070334 >
定价：165.00元

岩土工程丛书　8

“十一五”国家重点图书出版规划项目

桩基工程手册

（桩和桩基础手册）

主　　编　史佩栋

主　　审　顾晓鲁

副 主 编　高大钊　桂业琨　刘祖德

　　赵锡宏　曲　乐

主编助理　丁源萍

人民交通出版社

内 容 提 要

本书详尽而且系统地介绍了桩和桩基础工程理论和实践的最新进展。全书分8篇46章：第一篇　导论(3章)；第二篇　桩的工作性状(6章)；第三篇　桩基设计与计算(11章)；第四篇　桩基施工技术(11章)；第五篇　桩的特殊应用及特种桩型的设计与应用(6章)；第六篇　桩的测试技术(5章)；第七篇　桩基事故处理(2章)；第八篇　港台地区的桩基工程技术(2章)。

本书由我国大陆和港台地区桩基领域30余位资深名家和中青年专家学者合作完成。全书内涵的广度和深度为迄今国内外同类手册所未见，除了全面介绍桩和桩基础的传统内容外，还介绍了广义桩的概念、桩的特殊应用、桩的拔除和托换技术等。

本书可供建筑、市政、公路、铁路、桥梁、港口、地铁、水利、水电、地勘等部门从事桩基勘察、设计、施工、监理、质监、试验、检测等工作的科技人员和有关高校师生、科研院所工作人员等日常参考应用，也是对注册结构工程师、岩土工程师、建造师和监理工程师进行继续教育或培训的一本良好教材。

Synopsis

This handbook comprehensively and systematically presents the recent developments in theory and practice in the field of piles and pile foundations. It is divided into 8 parts and 46 chapters, i. e. , Part 1 Introduction (3 chapters); Part 2 Behavior of Piles (6 chapters); Part 3 Analysis and Design of Pile Foundations (11 chapters); Part 4 Construction Technologies of Pile Foundations (11 chapters); Part 5 Special Applications of Piles and Design and Applications of Special Types of Piles (6 chapters); Part 6 Testing and Inspection of Piles (5 chapters); Part 7 Treatment of Pile Foundation Accidents (2 chapters); and Part 8 Pile Foundation Technologies in HongKong SAR and Taiwan District (2 chapters).

More than 30 prominent authors from China Mainland, HongKong SAR and Taiwan District were invited to contribute their profound knowledge and experience for selected topics in developing the book. In addition to providing complete conventional details of piles and pile foundations, the book introduces a new concept of pile in a broad sense, a series of special applications of piles, and applications of special types of piles, as well as techniques of underpinning and demolition or pull-out of piles.

This book is an indispensable aid and tool for professionals in civil engineering-related sectors including building industry, municipal works, harbours, bridges, highways and railways construction industries, etc. ; It is also an important reference book for college teachers and students in related disciplines, and a good text book for continuous education of structural, geo-technical, consultative engineers and constructors.

图书在版编目（CIP）数据

桩基工程手册：桩和桩基础手册/史佩栋主编. —北京：人民交通出版社，2008.7
ISBN 978-7-114-07033-4

Ⅰ.桩… Ⅱ.史… Ⅲ.桩基础-工程施工-技术手册
Ⅳ.TU473.1-62

中国版本图书馆CIP数据核字（2008）第033050号

岩土工程丛书

-8-

书　　名：桩基工程手册(桩和桩基础手册)
著 作 者：史佩栋
责任编辑：曲　乐
出版发行：人民交通出版社
地　　址：(100011)北京市朝阳区安定门外外馆斜街3号
网　　址：http://www.ccpress.com.cn
销售电话：(010)85285838，85285995
总 经 销：北京中交盛世书刊有限公司
经　　销：各地新华书店
印　　刷：北京鑫正大印刷有限公司
开　　本：880×1230　1/16
印　　张：75.75
字　　数：2337千
版　　次：2008年7月　第1版
印　　次：2008年7月　第1次印刷
书　　号：ISBN 978-7-114-07033-4
印　　数：0001～3000册
定　　价：165.00元
(如有印刷、装订质量问题的图书由本社负责调换)

推陈出新

往开来

周镜

二〇八年春月

周镜先生，中国工程院院士、中国铁道科学研究院研究员。

《桩基工程手册》蒙地基基础名家大家
辛勤耕作而萃取精华出版发行，
谨致祝贺！

王铁宏

二〇〇八年四月二日

王铁宏先生，中华人民共和国住房和城乡建设部总工程师、研究员、工学博士。

《岩土工程丛书》编审出版委员会

名誉主任委员　许溶烈　孙　钧　刘建航　沈珠江　郑颖人

主　任　委　员　史佩栋

副主任委员　高大钊(常务)　朱合华　张建民　陈云敏

韩　敏　岳中琦(港)

委　　员　(按姓氏汉语拼音为序)

包承纲	白　云	陈云敏	陈正汉
崔玉军	冯夏庭	傅德明	高大钊
龚晓南	顾宝和	桂业琨	郭蔚东(澳)
韩　杰(美)	韩　敏	何满潮	李广信
李建中(台)	李永盛	李焯芬(港)	廖红建
凌天清	刘建航	刘金砺	刘松玉
莫若楫(台)	秦中天(台)	沈珠江	史佩栋
施建勇	孙　钧	王钟琦	谢永利
许溶烈	杨林德	殷建华(港)	岳中琦(港)
杨志法	宰金珉	张建民	张苏民
赵锡宏	郑　刚	郑颖人	周申一
朱合华			

秘　　书　曲　乐　艾智勇　丁源萍

总　序

2002年3月23日，对于《岩土工程丛书》（以下简称《丛书》）而言，是一个值得纪念的日子，因为在那一天，我们萌生了组织出版这套《丛书》的构想。

经过两岸三地部分专家学者数度聚首商讨，又以函电形式广泛征求各方意见，反响热烈，令人鼓舞。大家的观点几近一致，都认为面对我国岩土工程的空前大发展，认真总结半个多世纪，特别是近20余年以来弥足珍贵的工程经验、科研成果和事故教训，实属当务之急。这不仅对于指导当前持续高速发展的工程建设，以确保设计施工质量和工程安全大有裨益，而且对于培养专业人才、提升行业素质、促进学科进步，乃至加强对外交流，都极具重大意义。这也是出版此《丛书》的宗旨和指导思想。

根据各方推举，本《丛书》的编委会承蒙深孚众望的国内20余所高等院校、科研院所和10余家有关企事业单位（含出版社）的41位专家组成，其中含内地36位，香港3位，台湾2位，其名单列于卷首*。在各位编委和同行专家的热情关怀和出版社领导的大力支持下，《丛书》即将陆续问世，我们的内心能不激动？

由于岩土工程源远流长，而又与时俱进，日新月异，本《丛书》的素材将取之不尽，因此它将是开放性、系列性的，成熟一本，出版一本。其稿源将包括编委本人报送的，编委推荐的，以及编委会特约或组织撰写的各类作品。同时，我们热忱欢迎海内外各地同仁多赐佳作，共襄此举。

本《丛书》将分为**专题著述、工程案例和手册指南**三大类，其选题将围绕岩土工程发展中的热点难点技术问题、理论问题和重大工程的进展研究确定。著述内容力求精炼浓缩、深入浅出，实用性与学术性相结合，文字可读性强；工程案例将侧重于有影响和代表性的项目，可一例一书，也可同类工程数例并写于一书；要使之从实践中来，提到理论的高度进行分析与总结，以期能为日后的工程所用；手册指南将不重复已有的出版物而推陈出新。

本《丛书》的读者对象主要是从事岩土工程勘察、设计、施工、检测、监理等方面的专业人士，也可供高等院校、科研院所相关专业的教师、研究人员、研究生和大学高年级学生等参考。

本《丛书》稿件的审查，一般可由作者在征求编委会的意见后，自行约请专家审查并提出评语，必要时也可商请编委会指定专家负责。书稿经审定后，将由作者与出版社直接签订合同，履行各自的权利与义务。文责由作者自负。

衷心希望本《丛书》能成为岩土工程界广大同仁的良师益友！

史佩栋　高大钊　朱合华

2003年7月

---

* 现已增至45位。

序

老学长史佩栋教授为土木工程事业耕耘劳作已60春秋，对桩基工程技术更具深湛的学养和丰富的经验。他本当颐养之年，仍不辞辛苦，又主编了一部新的《桩基工程手册》。承其将书稿寄我嘱为阅评，我捧读浏览一过，深感本书体系完备、内容新颖、叙述系统，既有理论深度，又有实用价值和指导意义。且在史学长的邀约和组织下，参加编审的各位专家潜心撰著，各抒其长，堪称极我国桩基技术领域的一时之选，有的作者是近年脱颖而出的学界新秀，更令人欣慰。

本书不仅从总体上阐明了当今国内外桩基工程技术的发展全貌，而且其中各个篇章几乎都可独立成卷，而它们又互相关联，结构谨严。作者的撰写手法深入浅出，可读性强，更便于读者理解和应用，实属难能可贵。我为《岩土工程丛书》和桩基工程科技百花齐放的艺圃又绽开了一簇夺目的鲜葩而感到十分欣喜！

在桩基工程技术突飞猛进的今天，许多已为人们熟知的理论、技术与工艺，正在被日新月异的发展和创新成果所取代。因而，一部能整合反映这些新成果的手册自当应运而生，付梓问世。我深信广大读者必将从中深受教益，我国桩基工程的科技水平必将随之进一步的提升和发展。

是为序。

孙钧

二〇〇八年二月

孙钧先生，中国科学院院士，同济大学地下建筑与工程系名誉系主任、资深荣誉教授。

前　言

自 1995 年以来，我国在桩基工程领域已出版了两部综合性的大型手册：

第一部是以曾国熙先生为召集人的编委会主编的《桩基工程手册》(中国建筑工业出版社，1995 年 9 月第一版，142 万字)；

第二部是史佩栋主编的《实用桩基工程手册》(中国建筑工业出版社，1999 年 5 月第一版，155 万字)。

为了及时疏理整合近数年来我国桩基工程学科在理论研究、岩土勘察、设计计算、施工技术、工艺设备、试验检测等方面突飞猛进的发展和创新成果，并积极配合国家行业标准 JGJ 94—2008《建筑桩基技术规范》等新的技术标准的出台，人民交通出版社和《岩土工程丛书》编审出版委员会共同决定组织编撰出版此新的《桩基工程手册》，以满足广大桩基工程工作者及相关院校师生和科研人员工作和学习的需要。

在短短的十余年时间里，在同一专业领域相继出版三部综合性的大型手册，这正标志着我国桩基工程技术的持续大发展。笔者检索了英、美、日本、加拿大等国近十数年的出版物，尚未见到有类似的现象。

本手册的内容包含桩和桩基础两大部分，按照西方习惯，英文书名应为《Pile and Pile Foundation Handbook》，如依此译成中文，则为《桩和桩基础手册》。我国目前习惯，常以“桩基工程”一词覆盖桩的全部应用，其实并不妥当，因桩在很多场合并非用作基础构件。为尊重习惯并推动正名，本书名称姑且按封面所示处理。

本手册由史佩栋组织策划、拟订编写大纲和分章要求，组织专家撰稿审稿，最后统稿终审总成。参加编审的各位专家分工如下(按章次为序)：

史佩栋第一章、第二章、第二十四章、第二十七章、第三十四章、第三十九章、第四十五章(整合)；**高大钊** 第三章、第十章、第十一章、第十三章；**楼晓明** 第四章、第五章、第六章、第七章；**刘祖德** 第八章、第九章、第十九章、第二十章、第三十二章(第二作者)、第三十三章、第四十三章；**赵锡宏、龚剑、张保良** 第十二章；**姚笑青** 第十二章(一稿)；**宰金珉、周峰** 第十三章第六节；**龚维明、戴国亮** 第十四章；**陆东汉** 第十五章(其中第七节材料李增光提供)；**王杰贤** 第十六章；**王天龙** 第十七章；**邹广电** 第十八章；**桂业琨** 第二十一章、第二十二章、第二十三章、第二十五章、第二十九章、第三十章、第三十一章、第三十七章；**何开胜** 第二十四章(第二作者)、第三十五章、第三十六章、第三十七章(补充)、第三十八章(补充)；**虞兴福、张莉** 第二十四章(一稿)，**虞兴福** 第二十六章、第二十八章；**司马军** 第三十二章；**林道宏** 第三十四章(一稿)；**施峰** 第三十八章；**曹建民** 第三十九章(第二作者)；**刘兴录** 第四十章、第四十一章、第四十二章；**杜斌** 第四十三章(第二作者)；**陈晓平** 第四十四章；**何毅良、施宏楚、郑锦华** 第四十五章；**李爱国** 第四十五章(初稿)；**苏鼎钧、陈明山** 第四十六章。

承蒙**顾晓鲁**详细审阅了手册中30余章的稿件，分别提出了宝贵意见和重要建议；**刘金砺**审阅了本书的编写大纲，对若干关键技术问题提出了指导意见；**高文生**对涉及新规范的重要内容作了具体指导。经分章审阅人及主编、主审几番审阅，有的章节几经修改，有的几易其稿，均得到了作者的谅解和配合，笔者深表感谢。**高大钊、桂业琨、刘祖德、赵锡宏**和**曲乐**各位副主编为使手册内容更为完善并能及早问世，作出了重要贡献；**丁源萍**为整理全部稿件做了大量工作；**杨桦、曹建民、陈天虹、姬美秀**校读了付印前的清样。笔者对于各位专家和朋友们的鼎力相助，谨在此一并表示最诚挚的谢忱！

从以上名单可以看出，本手册实乃海峡两岸三地在桩基领域素负盛名的专家学者及近年脱颖而出的博学之士，各抒其长、各审其稔，合力完成的一部集体创作。应当说，这是我国桩基工程大发展的产物，没有桩基工程的大发展，就不可能历练出这么多术业各有专精的人才，也就不可能产生这一部内容较为完备的堪称国际领先的新手册。

需要说明，本书参与人数虽多，但全书内容仍保持较好的逻辑顺序。对各位作者的文风，编者尽可能给予保留；对某些共同相关的问题，在某些章节中可能出现少量重复之处，为了保持各章本身的系统完整，编者一般不作删改。

本手册贯穿各篇章的指导思想是立足于阐明理论原理和技术，侧重于工程应用。对于工程中至关重要的标准规范，鉴于科技的发展常领先于标准规范的制订或修订，本手册凡涉及现行标准规范之处，一方面力求对其作出充分诠释，以利于贯彻实施，另一方面却并不受其约束，而往往同时介绍有关的新方法、新技术或进行比较研究，以开阔读者视野，推动科技进步。

通览全书还可以看到，本手册除了全面介绍桩和桩基础的传统内容外，还以较多篇幅介绍了广义桩的新概念和桩的特殊应用以及桩的拔除和托换等新的内容。

本手册在编审中始终得到本丛书编委会名誉主任委员、中国科学院**孙钧**院士的关心与指导，承蒙其在百忙中审阅了编写大纲和部分原稿，撰写序言语多鼓励。笔者谨在此代表全体编审同仁向他致以衷心的谢忱！

承蒙中国工程院资深院士、我国桩基学科的先驱者**周镜**老学长及国家住房和城乡建设部总工程师**王铁宏**博士热情命笔题词，溢美过誉实不敢当。

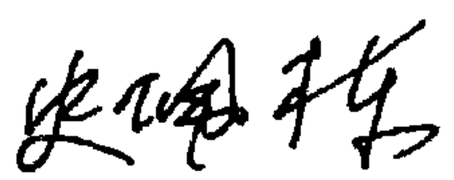
笔者还要对人民交通出版社各级领导及国家新闻出版总署对本书的重视并列为国家重点图书，表示衷心的谢忱！

在勉力完成本书的编纂之际，笔者深感桩基学科发展至今，其理论之深应用之广与日俱进，且永无止境。试想，台北的101大楼、上海的环球金融中心刚刚先后跃居世界第一高楼，却即被阿联酋正在建设的、至今层数不明的迪拜塔所超越，而科威特又宣称要建“一千零一(m)塔”；不意沙特阿拉伯更雄心勃勃地表示要建造1 600m的高楼来争夺世界之冠。所有这些摩天大楼，以及我国和世界上已建在建拟建的跨江跨河跨海的无数大桥特大桥，乃至驰骋大地绵延千万公里的高铁轻轨，举世瞩目的北京奥运“鸟巢”、“水立方”，以及CCTV新大楼等等，它们无一例外都采用了(也必将采用)桩基础。种种新的进展

和实践，必将会推动学科的进一步大发展，也必将会要求手册及时更新。吾青年学子有厚望焉。

最后，笔者以虔诚之心谨以此书告慰我国杰出的土力学家、岩土工程学家、桩基工程专家先师**俞调梅**教授(1911—1999)。此书之成追本溯源，实乃先师从上世纪40年代对我的启蒙，以至于之后长达半个世纪的教诲和鼓励，才使我对土力学、岩土工程学和桩基工程学科的认知不断有所提高，才使我得以组织列位名家大家，共同协力完成此《桩基工程手册》。每念及此，倍增缅怀之情。

对于手册中疏误不当之处，谨请专家读者不吝批评指正。



2008年春光明媚之日
于大运河畔锦绣大厦
时年八十有二

《桩基工程手册》作者及审稿人名单

作 者 名 单

史佩栋	《岩土工程丛书》编审出版委员会主任委员、教授
高大钊	同济大学土木工程学院教授
桂业琨	上海市基础工程公司教授级高级工程师
刘祖德	武汉大学土木建筑工程学院教授、技术科学副博士
赵锡宏	同济大学土木工程学院教授
楼晓明	同济大学土木工程学院副教授、工学博士
何开胜	浙江理工大学建筑工程学院教授、工学博士
王杰贤	西安建筑科技大学土木工程学院教授
陆东汉	中交第三航务勘察设计研究院教授级高级工程师
陈晓平	暨南大学力学与土木工程系教授、工学博士
王天龙	同济大学土木工程学院教授
宰金珉	南京工业大学土木工程学院教授、工学博士
龚维明	东南大学土木工程学院教授、工学博士
戴国亮	东南大学土木工程学院副教授、工学博士
施　峰	福建省建筑设计研究院教授级高级工程师
林道宏	福建华泰工程建设监理有限公司教授级高级工程师
刘兴录	中国建筑科学研究院研究员
苏鼎钧	台湾亚新国际工程顾问有限公司大地工程部经理
陈明山	台湾亚新国际工程顾问有限公司大地工程部计划经理
何毅良	香港奥雅纳工程顾问公司副董事、英国认许工程师、澳洲认许工程师、香港注册专业工程师
施宏楚	香港奥雅纳工程顾问公司副董事、英国认许工程师、香港注册专业工程师
虞兴福	浙江省大成建设集团有限公司高级工程师、工学博士
姚笑青	同济大学土木工程学院副教授、工学博士
邹广电	南京水利科学研究院高级工程师、工学博士
龚　剑	上海建工(集团)有限公司教授级高级工程师、工学博士
张保良	上海国际新华岩土技术有限公司研究员、工学博士
郑锦华	浙江省大成建设集团有限公司高级工程师
司马军	武汉大学土木建筑工程学院副教授、工学博士
杜　斌	武汉大学设计研究总院岩土分院高级工程师、工学博士
曹建民	杭州地基基础工程公司高级工程师
李爱国	深圳市勘察测绘院教授级高级工程师、工学博士

审稿人名单

顾晓鲁　天津大学建筑工程学院教授
史佩栋　《岩土工程丛书》编审出版委员会主任委员、教授
刘金砺　中国建筑科学研究院研究员
高大钊　同济大学土木工程学院教授
桂业琨　上海市基础工程公司教授级高级工程师
莫若楫　台湾亚新工程顾问有限公司总经理、工学博士
秦中天　台湾亚新工程顾问有限公司副总经理、工学博士
宰金璋　同济大学土木工程学院教授
董建国　同济大学土木工程学院教授、工学博士
何开胜　浙江理工大学建筑工程学院教授、工学博士
陈明关　中交第三航务勘察设计研究院高级工程师、工学博士
曲　乐　人民交通出版社副编审
杨　桦　浙江省建筑科学设计研究院高级工程师、工学博士

中国工程院院士周镜题词
国家住房和城乡建设部总工程师王铁宏题词
《岩土工程丛书》编审出版委员会名单
总序
序
前言
本书作者及审稿人名单

目　　录

第一篇　导　　论

第一章　桩在中国的起源、应用与发展 …… 3
第一节　桩在中国的起源 …… 3
第二节　桩在中国历史上的应用 …… 6
第三节　桩在中国现代化建设中的应用与迅猛发展 …… 11
本章参考文献 …… 13
第二章　桩的定义、分类、用途与桩型选择 …… 14
第一节　关于桩的定义 …… 14
第二节　桩的分类 …… 15
第三节　桩的用途 …… 17
第四节　桩型选择 …… 18
本章参考文献 …… 20
第三章　桩基工程勘察 …… 21
第一节　桩基工程勘察的基本内容与技术要求 …… 21
第二节　工程实例 …… 30
本章参考文献 …… 55

第二篇　桩的工作性状

第四章　单桩竖向承载力 …… 59
第一节　竖向荷载作用下单桩的荷载传递特性及分析方法 …… 59
第二节　单桩的承载性状 …… 66
第三节　单桩承载力的静力计算法 …… 70
第四节　确定单桩承载力的经验参数法 …… 76
第五节　确定单桩承载力的原位测试法 …… 83
第六节　由桩身强度确定单桩承载力 …… 93
本章参考文献 …… 95
第五章　群桩竖向受压承载力 …… 96

第一节　群桩承载特性 …… 96
第二节　群桩中复合基桩承载力与桩顶作用效应验算 …… 100
第三节　群桩的整体承载力验算 …… 106
本章参考文献 …… 111
第六章　桩基沉降 …… 113
第一节　桩基的沉降性状 …… 113
第二节　弹性理论法 …… 114
第三节　剪切位移法 …… 124
第四节　桩基沉降的简化计算法 …… 127
本章参考文献 …… 137
第七章　桩在水平荷载下的承载力与位移 …… 139
第一节　桩的水平承载性状 …… 139
第二节　线弹性地基反力法 …… 143
第三节　水平承载桩土抗力与位移的“p~y”曲线 …… 151
第四节　水平承载桩分析的弹性地基梁法 …… 157
本章参考文献 …… 160
第八章　桩的抗拔承载力 …… 161
第一节　概述 …… 161
第二节　等截面桩的抗拔承载力 …… 162
第三节　扩底桩的抗拔承载力 …… 169
第四节　嵌岩式锚桩基础抗拔承载力 …… 174
本章参考文献 …… 177
第九章　桩的负摩擦力 …… 178
第一节　单桩负摩擦力问题 …… 178
第二节　群桩负摩擦力问题 …… 183
第三节　减小负摩擦力影响的措施 …… 185
本章参考文献 …… 187

第三篇　桩基设计与计算

第十章　桩基工程设计原则 …… 191
第一节　桩基工程设计控制原则 …… 191
第二节　桩基工程设计方法 …… 192
第三节　群桩承载力的计算原则 …… 193
第四节　特殊条件下的桩基设计原则 …… 196
第五节　桩基的耐久性设计 …… 197
本章参考文献 …… 200
第十一章　一般建(构)筑物低承台桩基设计与计算 …… 201
第一节　桩的类型、截面尺寸和桩长选择 …… 201
第二节　桩的竖向承载力计算 …… 204
第三节　桩基水平承载力计算 …… 211
第四节　桩的布置 …… 218
第五节　桩与承台的构造与配筋 …… 219

第六节　桩基沉降计算 …… 224
第七节　承台计算 …… 240
本章参考文献 …… 245
第十二章　高层建筑桩筏(箱)基础设计与计算 …… 246
第一节　高层建筑桩筏(箱)基础发展概况 …… 246
第二节　高层建筑桩筏(箱)基础设计要点 …… 247
第三节　高层建筑桩筏(箱)基础设计与计算 …… 248
本章参考文献 …… 277
第十三章　复合桩基设计与计算 …… 279
第一节　概述 …… 279
第二节　减沉复合疏桩基础的受力性状 …… 282
第三节　《建筑桩基技术规范》(JGJ 94—2008)的设计方法 …… 284
第四节　上海地基规范的沉降控制复合桩基设计方法 …… 285
第五节　沉降控制复合桩基的安全度分析 …… 291
第六节　端承桩复合桩基 …… 293
第七节　桩基变刚度调平设计 …… 299
本章参考文献 …… 303
第十四章　桥梁桩基设计与计算 …… 305
第一节　概述 …… 305
第二节　基础构造要求 …… 306
第三节　单桩竖向承载力计算 …… 308
第四节　群桩整体验算 …… 318
本章参考文献 …… 325
第十五章　码头桩基设计与计算 …… 326
第一节　概述 …… 326
第二节　梁板式结构 …… 328
第三节　墩式结构 …… 347
第四节　斜顶板桩桩式接岸结构 …… 351
第五节　柔性靠船结构 …… 354
第六节　板桩码头结构 …… 358
第七节　码头防腐蚀 …… 366
本章参考文献 …… 374
第十六章　动力机器桩基设计与计算 …… 376
第一节　概述 …… 376
第二节　动力机器桩基础动力计算原理 …… 379
第三节　桩基刚度与阻尼 …… 387
第四节　动力机器桩基础设计工程实例 …… 404
本章参考文献 …… 429
第十七章　桩基抗震设计与计算 …… 430
第一节　概述 …… 430
第二节　水平荷载作用下的桩基计算 …… 431
第三节　桩基抗震设计计算实用方法 …… 435
第四节　考虑上部结构—桩—土系统共同作用的整体动力分析方法简介 …… 439

第五节　桩基抗震设计计算算例…… 441
本章参考文献…… 445
第十八章　抗滑桩设计与计算…… 446
第一节　概述…… 446
第二节　抗滑桩的抗滑力计算理论和方法…… 446
第三节　基于优化原理的抗滑桩整体设计方法…… 449
第四节　基于边坡整体安全系数概念的抗滑桩整体设计方法…… 457
本章参考文献…… 461
第十九章　高压输电线路杆塔桩基设计与计算…… 462
第一节　概述…… 462
第二节　灌注桩基础…… 463
第三节　直埋式钻孔桩基础…… 468
第四节　打入式预制桩基础…… 469
第五节　桩基础复合地基…… 472
第六节　其他几种杆塔桩基…… 473
本章参考文献…… 476
第二十章　提高桩基水平承载力的结构构造措施…… 477
第一节　概述…… 477
第二节　提高主动桩或桩基水平承载力的措施…… 478
第三节　提高被动桩或桩基水平承载力的措施…… 481
本章参考文献…… 484

第四篇　桩基施工技术

第二十一章　钢管桩、型钢桩及钢板桩施工 …… 487
第一节　钢管桩施工…… 487
第二节　H 型钢桩施工 …… 511
第三节　钢板桩施工…… 514
第四节　钢桩的防腐蚀…… 535
本章参考文献…… 538
第二十二章　预制钢筋混凝土方桩施工…… 539
第一节　概述…… 539
第二节　静力压桩…… 540
第三节　锤击法沉桩…… 551
本章参考文献…… 567
第二十三章　各类机械成孔灌注桩施工…… 568
第一节　泥浆护壁成孔灌注桩…… 568
第二节　旋挖成孔灌注桩…… 587
第三节　冲击成孔灌注桩…… 590
第四节　长螺旋钻孔压浆灌注桩…… 596
第五节　灌注桩后注浆技术…… 600
本章参考文献…… 605
第二十四章　各种沉管灌注桩施工…… 606

第一节　概述…… 606
第二节　普通(锤击、振动、静压)沉管灌注桩…… 606
第三节　扩底(平底大头、夯扩、复合载体夯扩)沉管灌注桩…… 613
第四节　大直径沉管灌注桩…… 624
第五节　CFG 桩 …… 627
本章参考文献…… 634
第二十五章　人工挖孔灌注桩施工…… 635
第一节　概述…… 635
第二节　人工挖孔桩的优缺点…… 636
第三节　人工挖孔灌注桩施工工艺与设备…… 637
第四节　人工挖孔桩常见安全与质量事故及其防治办法…… 640
第五节　工程实例…… 641
本章参考文献…… 648
第二十六章　预应力混凝土管桩施工…… 649
第一节　概述…… 649
第二节　预应力混凝土管桩的特点和适用性…… 650
第三节　预应力混凝土管桩的制作…… 652
第四节　锤击法沉桩施工…… 654
第五节　静压法施工…… 656
第六节　预应力混凝土管桩的质量控制及检测…… 666
第七节　工程实例…… 671
本章参考文献…… 674
第二十七章　预应力大管桩施工…… 676
第一节　概述…… 676
第二节　预应力大管桩的型号、规格和力学性能 …… 677
第三节　预应力大管桩的构造…… 677
第四节　预应力大管桩的制作…… 679
第五节　预应力大管桩的场内吊运、堆存和装运 …… 681
第六节　预应力大管桩的质量标准…… 682
第七节　预应力大管桩沉桩施工…… 682
第八节　预应力大管桩嵌岩施工…… 688
第九节　施工中常见质量缺陷的原因分析与处理…… 690
第十节　工程实例 …… 692
本章参考文献…… 697
第二十八章　挤扩支盘桩施工…… 698
第一节　概述…… 698
第二节　挤扩支盘桩的设计…… 699
第三节　挤扩支盘桩的施工设备…… 705
第四节　挤扩支盘桩的施工工艺…… 711
第五节　挤扩支盘桩施工质量控制及检测…… 715
第六节　工程实例…… 719
本章参考文献…… 722
第二十九章　水上桩基施工技术…… 723

第一节　概述…… 723
第二节　水上桩基施工作业平台…… 724
第三节　船上桩基施工…… 731
本章参考文献…… 748
第三十章　基础托换技术…… 749
第一节　概述…… 749
第二节　基础托换施工…… 752
第三节　基础托换工程实例…… 759
本章参考文献…… 769
第三十一章　桩的废除技术…… 770
第一节　概述…… 770
第二节　施工工艺与设备…… 771
第三节　桩的废除工程实例…… 776
本章参考文献…… 783

第五篇　桩的特殊应用及特种桩型的设计与应用

第三十二章　桩在深基坑支护工程中的设计与应用…… 787
第一节　概述…… 787
第二节　桩排式支护结构分类…… 788
第三节　不同桩型的适用条件…… 790
第四节　桩排式支护结构的破坏形态…… 791
第五节　坑壁土压力计算…… 792
第六节　桩排式支护结构设计与计算…… 793
第七节　钢筋混凝土支护桩排的配筋原则…… 797
第八节　桩排支护结构的优化设计…… 797
本章参考文献…… 799
第三十三章　桩在纠正建(构)筑物倾斜中的设计与应用…… 800
第一节　概述…… 800
第二节　限沉桩…… 801
第三节　杠杆加压纠倾法…… 803
第四节　隔离桩在防倾纠倾中的功用…… 804
第五节　摩擦桩基促沉纠倾法…… 805
第六节　砍桩纠倾法…… 805
第七节　应力转移桩防倾法…… 807
第八节　自动桩式纠倾系统…… 808
第九节　深基坑外邻房桩式软托换…… 809
本章参考文献…… 811
第三十四章　桩在既有建(构)筑物增层加载时的设计与应用…… 812
第一节　概述…… 812
第二节　既有建(构)筑物增层的类型…… 812
第三节　桩在既有建(构)筑物增层加载中的应用方法…… 813
第四节　既有建(构)筑物增层加载的一般设计原则…… 817

第五节　既有建(构)筑物增层加载采用外套结构时的注意事项…… 818
第六节　工程实例…… 818
本章参考文献…… 830
第三十五章　水泥土与加劲水泥土搅拌桩的设计施工与应用…… 831
第一节　概述…… 831
第二节　搅拌桩的适用范围…… 832
第三节　搅拌桩的分类和布桩形式…… 833
第四节　搅拌桩成桩机理和水泥土物理力学特性…… 836
第五节　搅拌桩设计方法…… 845
第六节　搅拌桩施工机械与施工工艺…… 857
第七节　水泥土现场强度及其影响因素…… 864
第八节　搅拌桩质量检测方法和控制标准…… 870
第九节　工程实例…… 875
本章参考文献…… 880
第三十六章　微型桩的设计与应用…… 884
第一节　概述…… 884
第二节　微型桩的性状和承载力…… 886
第三节　微型桩的设计方法…… 895
第四节　微型桩的施工和检测…… 905
第五节　微型桩的应用…… 907
本章参考文献…… 933
第三十七章　异形桩的设计与应用…… 935
第一节　概述…… 935
第二节　壁桩…… 936
第三节　薄壁现浇管桩…… 947
第四节　钻孔咬合桩…… 950
本章参考文献…… 961

第六篇　桩的测试技术

第三十八章　单桩静载试验…… 965
第一节　概述…… 965
第二节　单桩竖向抗压静载试验…… 965
第三节　单桩竖向抗拔静载试验…… 985
第四节　单桩水平静载试验…… 987
本章参考文献…… 995
第三十九章　大吨位及困难条件下的静载试桩技术…… 996
第一节　传统静载试桩法面临的挑战…… 996
第二节　Osterberg 试桩法的主要特点 …… 997
第三节　Osterberg 荷载箱可放置于桩身不同部位 …… 998
第四节　Osterberg 试桩法在国外的应用 …… 999
第五节　Osterberg 试桩法在我国的应用 …… 1000
第六节　不同加载方式下桩侧阻力的试验研究 …… 1001

第七节　Osterberg 试桩法的主要优点和局限性 …… 1002
第八节　Osterberg 试桩法犹待完善的问题 …… 1003
第九节　工程应用实例 …… 1004
第十节　Jorj O. Osterberg 教授简介 …… 1007
本章参考文献 …… 1008
第四十章　桩的动测技术 …… 1010
第一节　概述 …… 1010
第二节　桩动测基本理论 …… 1011
第三节　低应变法检测技术 …… 1020
第四节　高应变法检测技术 …… 1034
本章参考文献 …… 1054
第四十一章　静—动试桩法 …… 1055
第一节　试验设备与原理 …… 1055
第二节　工程实例 …… 1058
本章参考文献 …… 1060
第四十二章　声波透射法测桩 …… 1061
第一节　声波透射法 …… 1061
第二节　现场检测技术 …… 1063
第三节　检测数据分析与判定 …… 1065
第四节　工程实例 …… 1069
本章参考文献 …… 1071

第七篇　桩基事故处理

第四十三章　桩基事故案例剖析 …… 1075
第一节　概述 …… 1075
第二节　打入式挤土桩工程事故案例 …… 1075
第三节　钻孔灌注桩工程事故案例 …… 1078
第四节　人工挖孔桩工程事故案例 …… 1079
第五节　桩基工程事故处理的特殊案例 …… 1081
本章参考文献 …… 1087
第四十四章　被动缺陷桩的分析与计算 …… 1088
第一节　概述 …… 1088
第二节　单桩内力与变形分析 …… 1089
第三节　单桩竖向承载力分析 …… 1096
第四节　工程处理措施 …… 1100
本章参考文献 …… 1102

第八篇　港台地区的桩基工程技术

第四十五章　香港特别行政区的桩基工程技术 …… 1107
第一节　香港特区的地理、地形和地质特点 …… 1107
第二节　香港桩基工程的指导性文件及现行实用规范 …… 1108
第三节　香港的常用桩型 …… 1110

第四节　香港地区桩基设计计算原则 …… 1116
第五节　香港地区桩基承包商的设计责任 …… 1120
第六节　香港地区桩的完整性检测与载荷试验 …… 1120
本章参考文献 …… 1121
第四十六章　台湾地区的桩基工程技术 …… 1122
第一节　台湾地区的基桩类型 …… 1122
第二节　台湾地区桩基应用案例 …… 1126
第三节　台湾地区桩基设计原则—以台湾高速铁路工程为例 …… 1132
第四节　台湾地区桩基检测 …… 1157
本章参考文献 …… 1179

Main Contents

Part 1 Introduction

Chapter 1 A Brief History of the Development of Piles in China ····· 3
Chapter 2 Definition and Classification of Piles ····· 14
Chapter 3 Geo-technical Investigation of Pile Foundations ····· 21

Part 2 Behavior of Piles

Chapter 4 Vertical Bearing Capacity of a Single Pile ····· 59
Chapter 5 Behavior of Axially Loaded Pile Groups and Their Bearing Capacity ····· 96
Chapter 6 Settlement of Piles ····· 113
Chapter 7 Lateral Load Capacity and Displacement of Piles ····· 139
Chapter 8 Pull-out Capacity of Piles ····· 161
Chapter 9 Negative Skin Friction of Piles ····· 178

Part 3 Analysis and Design of Pile Foundations

Chapter 10 General Principles for Design of Pile Foundations ····· 191
Chapter 11 Analysis and Design of Low Capped Pile Foundations for Multi-storeied Ordinary Buildings ····· 201
Chapter 12 Analysis and Design of Piles-Raft Foundations for Tall Buildings ····· 246
Chapter 13 Analysis and Design of Composite Pile Foundations ····· 279
Chapter 14 Analysis and Design of Pile Foundations for Bridges ····· 305
Chapter 15 Analysis and Design of Pile Foundation for Wharves ····· 326
Chapter 16 Analysis and Design of Pile Foundations for Dynamic Machinery ····· 376
Chapter 17 Seismic Considerations in Design of Pile Foundations ····· 430
Chapter 18 Analysis and Design of Slip Resistant Piles ····· 446
Chapter 19 Analysis and Design of Pile Foundations for Poles and Towers for Power Transmission ····· 462
Chapter 20 Structural Measures for Enhancing Lateral Load Capacity of Piles ····· 477

Part 4 Construction of Pile Foundations

Chapter 21 Installation of Steel Pipe Piles, H-Piles and Sheet Piles ····· 487
Chapter 22 Installation of Pre-cast Reinforced Concrete Piles ····· 539
Chapter 23 Construction of Machine-Bored Piles of Different Types ····· 568

Chapter 24 Construction of Driven Cast-in-situ Piles of Different Types ····· 606
Chapter 25 Construction of Hand-dug Piles ····· 635
Chapter 26 Installation of Pre-stressed Concrete Piles ····· 649
Chapter 27 Installation of Large-diameter Pre-stressed Piles ····· 676
Chapter 28 Construction of Driven Cast-in-situ Piles with Branches and Plates. ····· 698
Chapter 29 Installation of Piles in Waters ····· 723
Chapter 30 Underpinning of Foundations ····· 749
Chapter 31 Demolition and Pull-out of Piles ····· 770

Part 5 Special Application of Piles and Design and Applications of Special Types of Piles

Chapter 32 Design and Applications of Piles for Retaining Deep Excavations ····· 787
Chapter 33 Design and Applications of Piles for Rectifying Tilted Buildings and Structures ····· 800
Chapter 34 Design and Application of Piles for Bearing Added Storeies or New Imposed Load to Existent Buildings/Structures. ····· 812
Chapter 35 Design and Applications of Cement Soil and Re-inforced Cement Soil Piles ····· 831
Chapter 36 Design and Application of Mini-piles ····· 884
Chapter 37 Design and Application of Abnormal Types of Piles ····· 935

Part 6 Testing and Inspection of Piles

Chapter 38 Static Load Test of Single Piles ····· 965
Chapter 39 Static Load Test of Piles with Large Capacity and /or Under Difficult Conditions ····· 996
Chapter 40 Dynamic Testing of Piles ····· 1010
Chapter 41 Statnamic Testing of Piles ····· 1055
Chapter 42 Pile Inspection by Ultrasonic Method ····· 1061

Part 7 Treatment of Pile Foundation Accidents

Chapter 43 Analysis and Treatment of Typical Failure Cases of Pile Foundations ····· 1075
Chapter 44 Analysis and Computation of Passive Defective Piles ····· 1088

Part 8 Pile Foundation Technologies of HongKong SAR and Taiwan District

Chapter 45 Pile Foundation Technologies of HongKong SAR ····· 1107
Chapter 46 Pile Foundation Technologies of Taiwan District ····· 1122

第一篇　导　　论

第一章　桩在中国的起源、应用与发展

第一节　桩在中国的起源

桩在中国起源于距今 6 000～7 000 年以前的新石器时代。

中国的考古学家于 1973 年和 1978 年相继在长江下游以南浙江省东部余姚市的河姆渡村发掘了新石器时代的文化遗址，出土了占地约 4 万 m^2 的木桩和木结构遗存。经放射性碳 14 测定，该遗址的浅层第二、第三文化层大约距今 6 000 年，深层第四文化层大约距今 7 000 年。这是太平洋西岸迄今发现的时间最早的一处文化遗址，也是环太平洋地区迄今发现的规模最大、最具有典型意义的一处文化遗址和木桩遗存。参见图 1-1 和图 1-2。

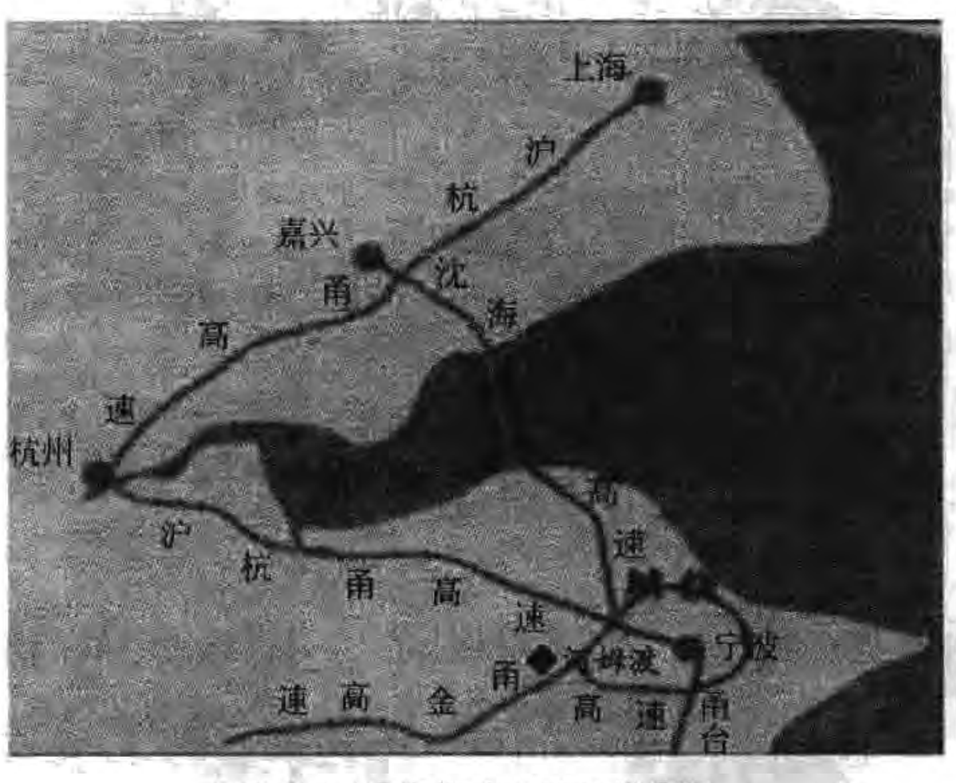


图 1-1　河姆渡文化遗址位置图

图 1-2　河姆渡出土木桩现场

据报道，美国肯塔基大学的考古学家曾于 1981 年在太平洋东南沿岸智利的蒙特维尔德附近的森林里发现了一间支承于木桩上的小木屋，经放射性碳 14 测定，据称是距今约 12 000～14 000 年前的文化遗存。它可能比中国的河姆渡遗址大约还早 6 000～7 000 年。但是该木屋遗存迄今未闻有任何后续报道。

中国的考古学家自 1996 年 10 月至 1997 年 1 月，又在浙江余姚市的鲻山（东距河姆渡约 10km）等地发掘了木桩遗迹，其时代与河姆渡遗址相同。

河姆渡出土文物表明，人类在新石器时代已具备了制桩和打桩的成套工具，其中包括使今人十分惊

奇的带有木柄且用榫卯结合的石斧、石凿、石槌、木槌,以及用动物骨制成的锐利的刀具等。

河姆渡现今海拔高程平均约 3～4m。所发掘的第四文化层位于今自然地面以下约－3.25～－3.80m。其所出土的数百根木桩或直立,或微斜,大多高出当时地面约 0.8～1m。

图 1-2 所示木桩,其截面有圆形、方形和板状三种。圆桩直径约 60～180mm 不等;方桩尺寸约 60mm×100mm～150mm×180mm 不等;板桩厚度约 14～40mm,宽度约 100～500mm 不等。桩的入土深度一般为 400～500mm,承重桩的入土深度约 1m 多;桩的下端均被削尖。

考古研究认为,根据这些木桩的排列规律及其附近所出现的众多的带有榫头、卯口或互相绑扎(当时已用绳绑扎)的大小梁、龙骨和地板等木构件推测,这些木桩应是 3 栋高架木屋的桩基础。木屋的纵长×进深大致分别是 26.4m×6.9m、21.6m×7.5m 和 11.6m×6.9m。研究认为,该处古地貌应是背山面水的一片沼泽。木屋采用高架,主要是为了临空避水防潮;木屋较长,乃是氏族共居之所需。

河姆渡高架木屋的上部形态在发掘时已荡无痕迹。但据史料记载,此类建筑物在古代曾流行于我国长江中下游、东南沿海、云贵高原及海南岛等地,亦流行于环太平洋沿岸的其他地区。它在中国建筑史上被称为干阑式建筑。这种高架木屋,先民不仅用来居住,而且也作仓储和豢养牲畜之用。研究认为,其形成过程和典型的外貌可追溯如图 1-3 所示。它表明,干阑式建筑乃起源于人类的"巢居"生活。图 1-4 是今人在河姆渡遗址仿建的干阑式建筑一角。图 1-5 为河姆渡遗址博物馆外景。

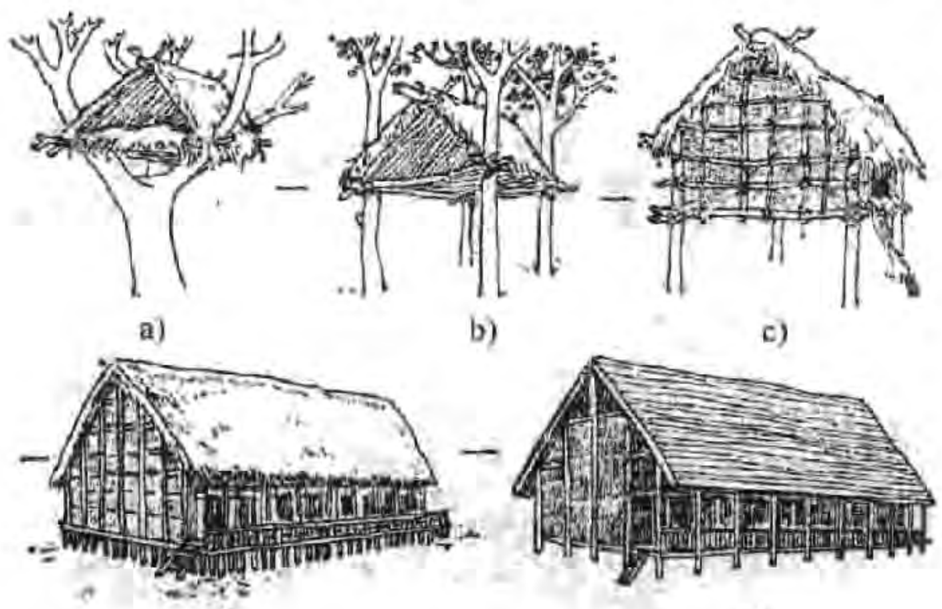


图 1-3 干阑式建筑的形成过程

a)独木架巢;b)多木架巢;c)干阑式建筑雏形;d),e)干阑式建筑的典型外形图

图 1-4 在河姆渡遗址仿建的干阑式建筑一角

图 1-5 河姆渡遗址博物馆外景

河姆渡第二文化层处于今自然地面以下约－1.20～－1.80m 处。此处还发掘了一口 2m×2m 的方形水井遗址。井孔四壁有紧密排列的直径约 60mm 的木桩挡土,其顶端有 4 根水平木呈直角相交而构成井圈,水平木与水平木相交处用榫卯结合,直至出土时仍未松动。考古研究认为,这是我国迄今所知最早的人工水井,见图 1-6。

图 1-6 河姆渡第二文化层出土水井遗址——用桩作为挡土结构物的起源

在现场还可看到该水井系处于一直径约 6m 的锅

底形土坑的底部，土坑周边又有木桩排列呈栅状围护。以上说明了采用桩作为挡土围护结构，至少也可以上溯至新石器时代。

中国考古学家又于2002年底在浙江杭州市西部的余杭良渚文化遗址群南侧，发现了木桩遗存。良渚文化期晚于河姆渡文化期约1 000年。由于木桩遗存具有一定的布列规律，乃于2003年予以正式发掘，揭露面积855m²，发掘了木桩140余根，其中部分木桩往水域伸展，宽约1m，长达10m。木桩直径多在50～150mm之间，最粗者达215mm。木桩尖部皆经削劈，加工痕迹明显，是称卞家山文化遗址，参见图1-7～图1-9。

图1-7　卞家山文化遗址木桩出土现场

图1-8　木桩与地层的关系

图1-9　往水中延伸的木桩

四川成都处于长江上游，在我国历史上有“古蜀文化”的记载。1985～1986年，我国考古学家在成都十二桥发现了商代晚期（距今约3 000余年）的大型木结构建筑遗存，总面积达15 000m²以上，其中有支承于桩的小型干阑式建筑的遗迹，见图1-10～图1-11。

图1-10　成都十二桥商代晚期的干阑式建筑遗存

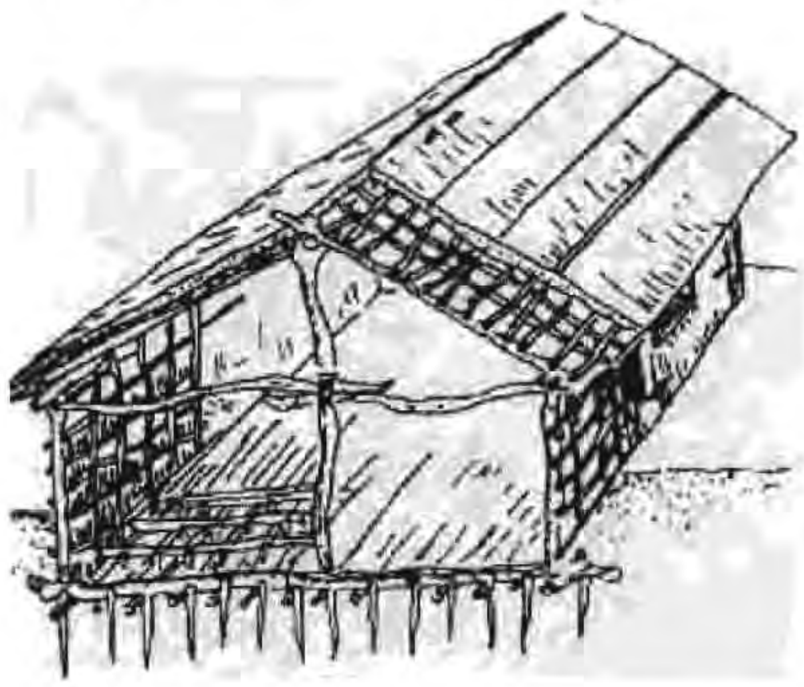


图1-11　成都十二桥商代干阑式建筑复原图

第二节　桩在中国历史上的应用

考古研究表明,中国在许多地方还存在着先人利用木桩支承房屋、桥梁、高塔、码头、海塘、城墙或筑坝挡水的遗址,以及先人别出心裁地应用木桩的另一些遗迹。并且木桩尽管在历史的长河中可能会因自然或人为原因而遭毁损或被湮没,但人们仍可以从一些出土的墓砖、随葬品或古画古籍等历史文物中领略到数千年以前木桩建构筑物的风貌等。

1979 年,我国考古学家在新疆罗布泊地区孔雀河古河道北岸发现了震惊世界的"太阳墓"遗址,其中间是由圆形木桩组成的"墓穴",其外围有若干一尺多高的木桩围成的七个同心圆,这些木桩同时形成了以墓穴中心为端点的若干条射线,呈太阳光芒放射状,见图 1-12。这样的"太阳墓"共发现了数十处。经放射性碳 14 测定,它们已有约 3 000 年历史。这是先人应用木桩的一个罕见例子。

2006 年,我国考古学家在杭州余杭南湖一处古河道发掘了 4 000 年前先人利用木桩拦截河道的"水利设施"遗址,木桩直径为 100～150mm 不等,共约 100 余根,排列成 40 余米长,参见图 1-13。

图 1-12　新疆罗布泊地区保存较完好的一处"太阳墓"遗址

图 1-13　浙江余杭南湖发掘的拦截河道的木桩遗存

1953 年,四川成都青杠坡出土了一些汉代墓砖,其年代约在公元前 200 年至公元 200 年之间,其上所刻画的一座木桥的景象显示每排桥墩各有木桩 4 根,桩顶设有木梁构成排架,桥上轺车骏马奔驰而过,栩栩如生。它可能是我国用木桩造桥的最早佐证之一,不论在历史文化上还是艺术上都是难得的珍品。见图 1-14。

图 1-15 是我国考古学家在西安市西郊汉长安城遗址发现的一座汉代木桥遗迹,距今约 2 000 年。这是迄今发现的我国历史上规模最大的木结构桥梁遗址。

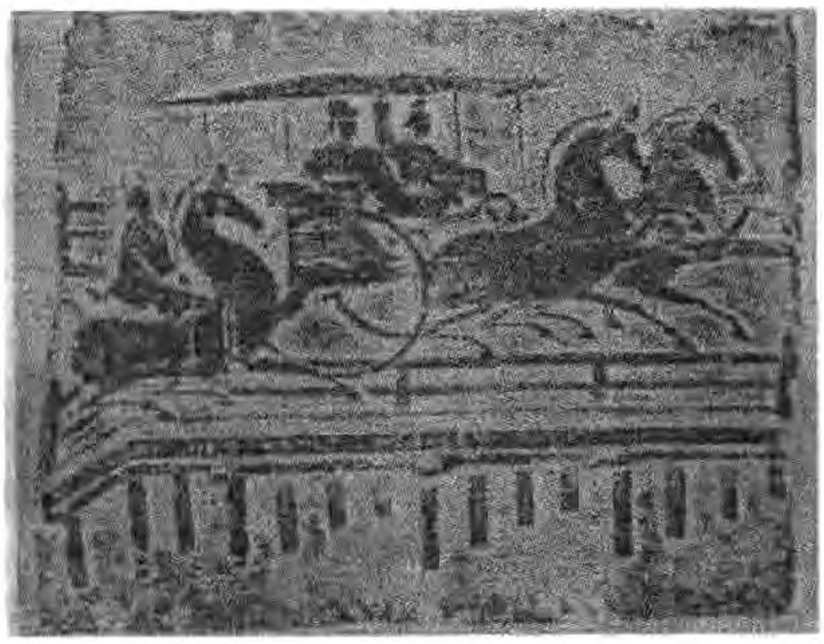


图 1-14　成都青杠坡出土的汉代墓砖上刻画的木桩支承的桥梁

图 1-15　西安西郊出土的汉代木桥遗迹

该古桥遗迹位于西安西郊，北临陇海铁路，西与西安市三环路部分重合。考古人员目前已对其东南角进行了考古发掘，已挖掘出揳入河床的木桩5排160根。这些东西走向的木桩上端多已炭化，露出的高度多在1.5～2.5m之间，直径300～500mm。木桩木质坚硬，据林业专家现场推测是黄杨木、香樟木、楠木等珍贵树种。

从遗迹地理位置看，这座木桥应是汉代古河"滻水"上的桥梁。根据史料推测，古桥长度约为300m。从遗迹发掘情况推断，古桥宽度在50m以上。

图1-16是干阑式建筑的一些历史佐证。其中图a)是1956～1957年在云南晋宁县所发掘的青铜储贝器的盖上所铸造的图案；b)是稍后在广州附近发掘的东汉墓（约公元80年）中的陶制随葬品房屋和谷仓。

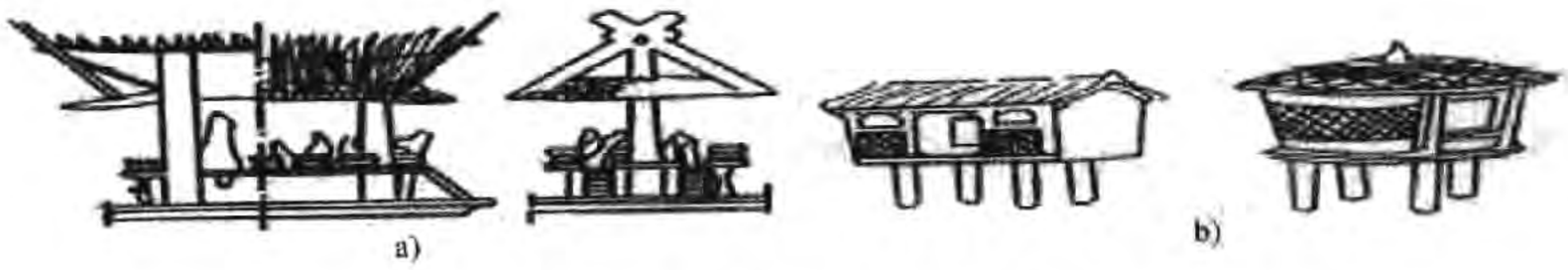


图1-16　从历史文物所见到的干阑式建筑

a)出土的青铜储贝器盖上的图案；b)出土汉墓中的随葬品

图1-17是西安东北10余公里的古灞桥在1834年（清道光14年）进行翻修时测绘所得的构造图，它显示了木桩、石承台、石墩与灰土护底层的巧妙结合。灞桥始建于汉代，但却历经磨难，屡建屡毁。清道光年间翻修后，桥长近400m，分67跨，桥宽约7m。此桥一直使用至1957年，历时120余年而未毁，且坚固如初。1957年改建时仍使用了原有的木桩基础。

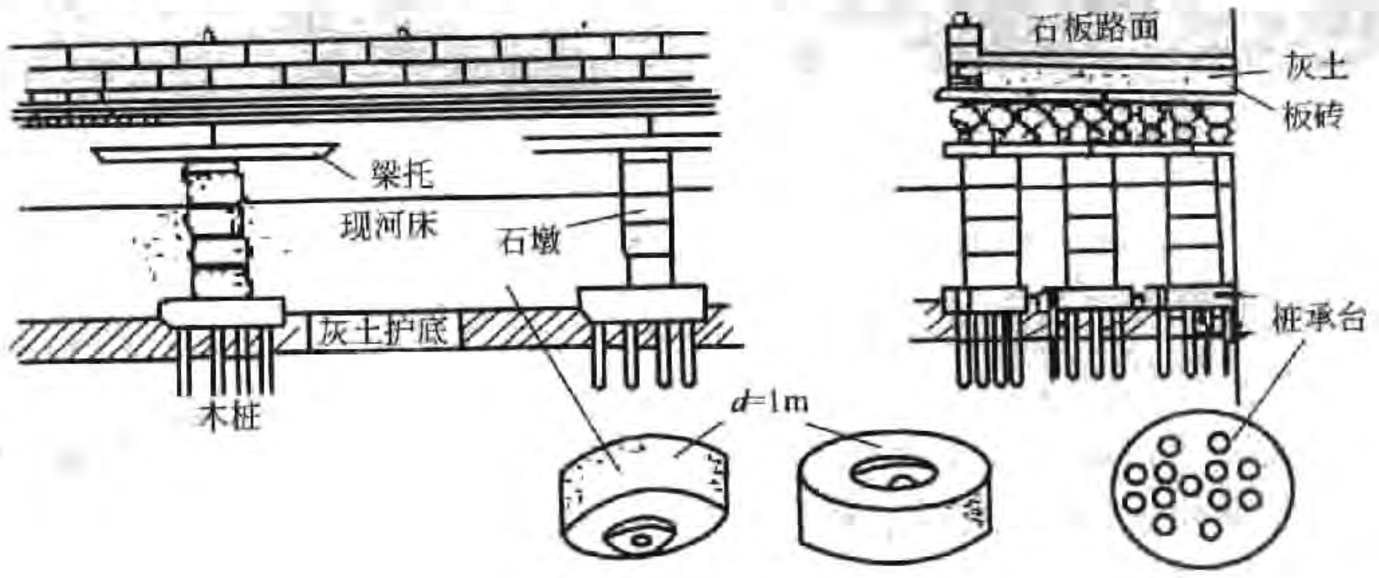


图1-17　西安灞桥的构造

上海的龙华塔（图1-18）始建于三国东吴，约公元247年，重建于宋太平兴国二年，即公元977年。该塔于20世纪50年代整修时，我国已故著名土力学家俞调梅教授曾亲自在塔旁的挖坑中摸到了塔基的矩形木桩，并测得桩的截面厚度为130mm。此后有人补测，得知桩的截面宽度为180mm。

中国至今保存完好的始建于公元6世纪（隋朝）的河南郑州超化寺塔，始建于北宋天圣年间（公元1023～1031年）的山西太原晋祠圣母殿，始建于明清时代的北京御桥、南京石头城等，都支承在木桩基础上。山西太原晋祠圣母殿为大型木框架建筑，因基地泉水涌流，而采用了地下打桩铺石筑基的方法。此殿经历了九百多年，尚未发现有不均匀沉陷现象。

图1-18　建于木桩上的上海龙华塔

宋代《营造法式》总结了前人的经验,写出了"临水筑基"专节。可见宋代桩基做法,已趋向于标准化,所述即为木桩施工。

到了明清,木桩基础已广泛地应用在河堤闸坝工程、桥梁工程、海塘工程和软基处理等。从清《工部工程做法》等古文献可知,古人早就认识到木桩在土中的耐腐蚀程度与选用木材很有关系。谚云水浸万年松,故把松桩称为万年桩。浙江钱塘江海塘工程选用日本产椤木为桩。在北方有用柳木为桩的,北京颐和园的堤岸采用湿柳木为桩,数百年仍未朽。

浙江钱塘江海塘与长城、京杭大运河齐名,称为我国古代三大工程。钱塘江海塘自汉唐以来筑塘技术从土塘、柴塘发展至明清时的鱼鳞石塘。其塘基采用了5m多长的木料密密麻麻地打成"马牙桩"、"梅花桩"等不同形式,然后在其上铺设千斤条石,层层相叠而呈鱼鳞状。海塘脚有护塘,护塘外层有坦水,坦水最多有四层,每层之间有1～2排5m多长的"关石排桩"相隔,最外沿又有两排排桩。据陶存焕、周潮生著《明清钱塘江海塘》一书记载,典型的清代海宇海塘高1.8丈,底宽1.2丈,面宽0.45丈;每丈海塘的地基桩需70根长1.8丈的梅花桩,80根长1.9丈的马牙桩。在地基桩上铺设的条石一般有18层。今天在浙江海宁的老盐仓至尖山间仍绵延着约30km的清代古海塘,唯因海潮长期冲刷,塘基排桩多已暴露,参见图1-19。

图1-19 钱塘江海塘及其木桩基础

a)鱼鳞石塘、坦水和护坦排桩;b)石塘基桩经海潮长期冲刷而暴露

图1-20所示是我国考古工作者在发掘建于南宋绍兴年间(约公元1 100余年)的临安皇城加固墙基,深埋于地下的长约2m、直径约150～200mm的松木桩。

2002～2006年,我国考古专家在上海市普陀区志丹苑小区(距今吴淞江北岸1km左右,苏州河以北、吴淞江下游故道附近),经多次发掘,揭露了建于元代泰定二年(公元1325年)间的一处水闸遗址,总面积约1 500m^2,出土了上万根木桩(直径约200～350mm,长约4 m)及木板材约500m^{3}等,参见图1-21、图1-22。

浙江平湖县的报本塔始建于明末清初,本拟采用浅基础建7层,但屡建屡塌,后加了木桩(有碑文记载,并经开挖证实),且仅建5层,才建成。以上是高大钊在研究古建筑基础时发现的。经补充勘察并对塔基进行复算,证明单纯依靠土或桩都不能支承塔身重量,故该塔是依靠桩土共同承载才存在至今300余年。这说明古代匠师不自觉地摸索到了桩土复合地基的应用。

图1-20 杭州临安皇城加固城墙墙基的松木桩

据史载,奠基于1866年,建成于1869年的上海圣三一教堂(见图1-23)在1 000余平方米的场地中打了8 000余根木桩。1883年该教堂加建钟塔,又在100m^{2}左右的场地中打了625根木桩,桩的长度为5m多。这一方面表明了当时建筑基础计算的保守,另一方面也表明桩基在建筑工程中已是非常重要的基础构件。当时在规模较大的建筑中还往往采用木桩基上铺石板作为基础以解决由于上海地基松软而带来的沉降。

图 1-21　元代水闸东南分水裹头内的摒石桩(木桩)

图 1-22　水闸墙南部的地钉(我国古代称木桩为地钉)

图 1-23　支承在木桩上的上海圣三一教堂外貌(加建钟塔前)

大约至 20 世纪 20 年代或更晚一些，上海即使是建造三四层的房屋，如对地基的强度有疑问时也常采用木桩，一般都是几米长，最长不超过 15m；其大头直径约为 ϕ300mm，小头直径约 ϕ150mm。有趣的是，那时上海在建造住宅楼时还常将木桩打在房屋平面的四角，因为人们认为四角的地基应力较高，应予加固；有的房屋则将木桩打在产权界线的扁心墙基之下，以策安全。至 20 世纪 30 年代初，在多层和高层建筑及重型结构物中因上部荷载较大和打桩机具的改进，于是开始采用长达 30m 的木桩，其直径也相应增大。

20 世纪 20 年代以及在此之前，上海地区还常将短木桩(福建筒木，或称建松)用于处理暗浜等软弱地基。

图 1-24 是民国时期 1923～1924 年间建于木桩上的中国第一座现代高层建筑——10 层高的上海字林西报大楼(N. C. D. News Building，今称桂林大厦)。

建于 20 世纪 20 年代著名的上海 13 层锦江大厦系支承在木桩上，后其沉降超过 1m，据说是因施工时承包商将木桩锯成两段，仅将大头打入地基所致。

图 1-24　建在木桩上的中国第一座现代高层建筑——上海字林西报大楼

上海河南路桥于 1923 年重建，发现其 5 个木桩基础采用了 4 种长度不同的木桩(图 1-25)。

建于 1930 年的上海提篮桥医院，是 7 层钢筋混凝土框架结构，支承在直径 ϕ310mm×长 12.2m 的木桩上。建于 1931 年的上海卡德公寓(今称黄河公寓，在今黄河路)是 9 层钢筋混凝土框架结构，支承在直径 ϕ280mm×长 18.3m 的木桩上。

建于 1934 年在新中国成立前雄居我国第一高楼的上海国际饭店，高 83.8m，地下 2 层，地上 22 层，通常称 24 层，是我国历史上采用木桩支承的最高建筑物和最后一座高楼，见图 1-26。

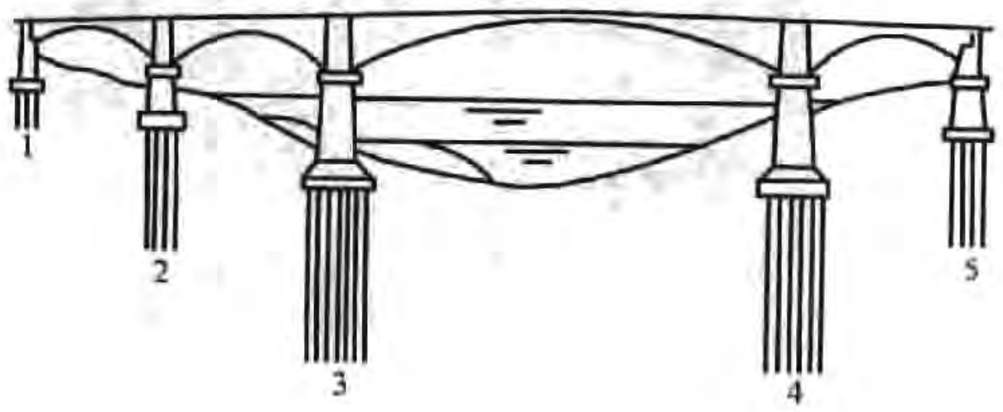


图 1-25　上海河南路桥的木桩基础(俞调梅教授亲自绘制)

图 1-26　用木桩支承的新中国成立前我国第一高楼

建于 20 世纪 30 年代著名的外白渡桥畔的上海百老汇大厦(19 层,现称"上海大厦")系支承在 24.4～36.6m长的木桩上。后该大厦向东南方向倾斜,据推测系因某些部位的木桩在施工时被偷工减料所致。

世界工业革命后,钢、水泥和混凝土相继问世,并且产生了混凝土和钢筋混凝土。我国上海,在1890 年出现了第一家水泥制品厂,它采用英国进口水泥为原料起初生产厨房浴池、水池、排水管,后来扩大到生产混凝土预制桩等。随后,我国出现了木桩、混凝土桩和钢桩三者并举的时期。其中混凝土桩除了预制桩外,在 20 世纪二三十年代出现了沉管灌注桩,当时称"凡百卢桩"(Vibro pile)。

上海铁路局大厦(现称铁路局 1 号楼)始建于 1936 年,中部为 10 层,两翼为 6 层,采用洋松园木桩基,大头直径 360～380mm,小头直径 180～230mm,桩长 27～28m。为防止木桩在地下水位变化的部位发生腐烂,部分木桩上段(约 4.7m)包裹了直径 680mm 的钢筋混凝土。该大厦于 1987 年在原有基础上进行了加层,中部和两翼各加两层,增加建筑面积 3 468m²,达原建筑面积 18 553m²的 40%。该大厦使用至今已 70 余年仍令人瞩目,参见图 1-27。

图 1-27　1936 年建在木桩上的上海铁路局大厦
(横线以上表示加层部分)

表 1-1 是俞调梅先生查阅大量历史文献整理而得的上海在 20 世纪二三十年代应用桩的一些例子。

上海在 20 世纪二三十年代应用桩的一些例子　　表 1-1

序号	桩的截面尺寸(cm)	桩长(m)	容许荷载(kN)	容许表面摩阻力(kPa)(端阻力不计)
1	筒木(原木)顶部直径为 30,底端为 15	15	160	17
2	方木,方形边长为 30	15	200	11
3	方木,矩形截面为 30×15	15	153	11
4	楔形,顶部截面为 30×23,底端截面为 30×7	15	210	15
5	混凝土凡百卢桩,平均直径为 61	9.1	270	17
6	混凝土凡百卢桩,平均直径为 46	15.6	514	23
7	混凝土弗郎基桩,平均直径为 64	10.5	231	11.5
8	混凝土弗郎基桩,平均直径为 55	10.7	357	21

我国第一座完全由国人自己设计和主持监造的现代公路铁路两用大桥——杭州钱塘江大桥(现称“钱江一桥”),系建造在木桩和钢桩上。该桥于1934年8月8日动工,1937年9月26日(七七抗日战争爆发后不久)建成,大桥的铁路线首先通车。为了阻挠日寇利用大桥进犯浙东,1937年12月23日,通车仅89天,大桥总工程师茅以升先生亲自奉命挥泪炸毁了大桥,见图1-28。1945年抗战胜利后,茅以升先生又奉命主持大桥修复工程,大桥于1948年3月修复通车。

图1-28　钱塘江大桥被局部炸毁

由于木材资源的匮乏,中国自20世纪50年代后,除极个别盛产木材的地区外,基本上不再使用木桩。

第三节　桩在中国现代化建设中的应用与迅猛发展

自二战以后,尤其是自中华人民共和国成立(1949年)以后和中国实行改革开放政策(1979年)以来,随着国民经济的持续高速增长,中国出现了空前的大规模用桩时期。至20世纪末,我国支承于桩基的高层、超高层建筑已达到了万幢之多。其中著名的上海金茂大厦(1998年建成),高88层,420.5m,支承在1 061根钢管桩之上,桩的最大深度达83m(见图1-29)。图1-30是支承高楼的混凝土钻孔灌注桩竣工后的某一场景。

图1-29　支承于钢管桩上的上海金茂大厦

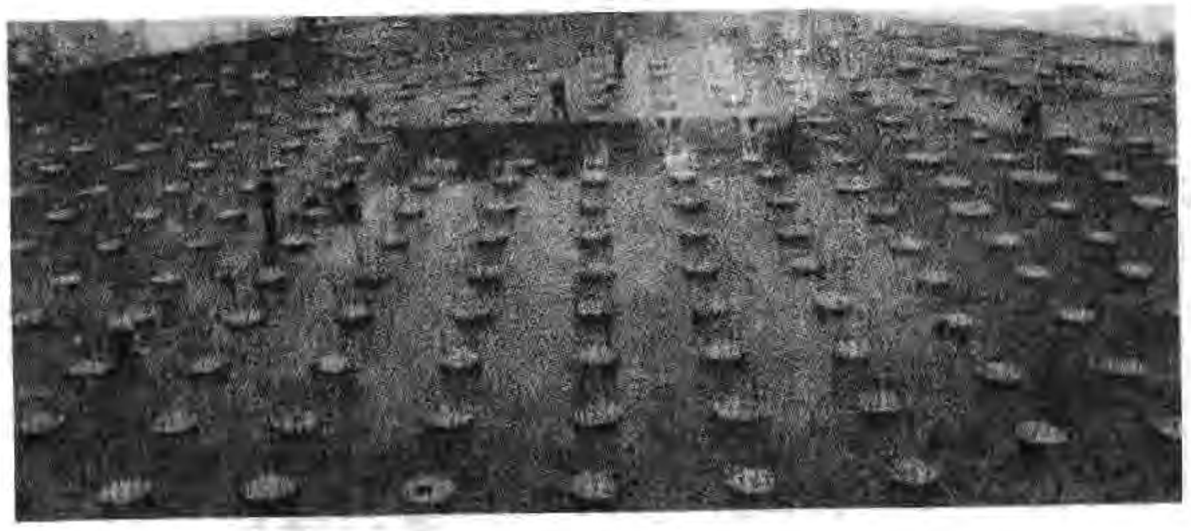


图1-30　支承高楼的混凝土钻孔灌注桩竣工后场景

与此同时,我国长江、黄河、珠江、黄浦江、钱塘江等大江大河上已先后兴建了数十座举世瞩目的支承在桩或沉箱基础上的大桥、特大桥。新的城镇和开发区不断涌现,城市中的高架路、立交桥大量地采用了钻孔灌注桩、人工挖孔桩、钢筋混凝土预制桩等桩型,且桩的直径和长度不断增大。此处仅以图1-31～图1-34略示一斑。

表1-2和表1-3分别是中国近30年来在工程建设中通过大量应用发展而形成的桩型体系以及各主要桩型施工的最大规格。

图 1-31　支承在钻孔灌注桩上的上海高架桥一景

图 1-32　支承在钻孔灌注桩上的上海南浦大桥

图 1-33　正在吊装的钻孔桩的钢筋笼

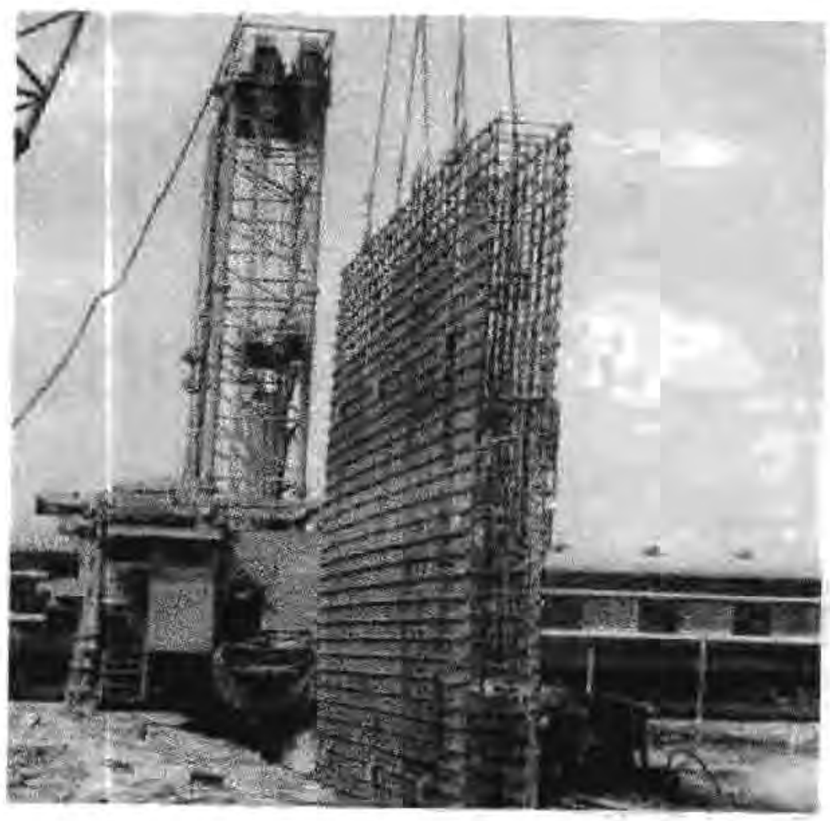
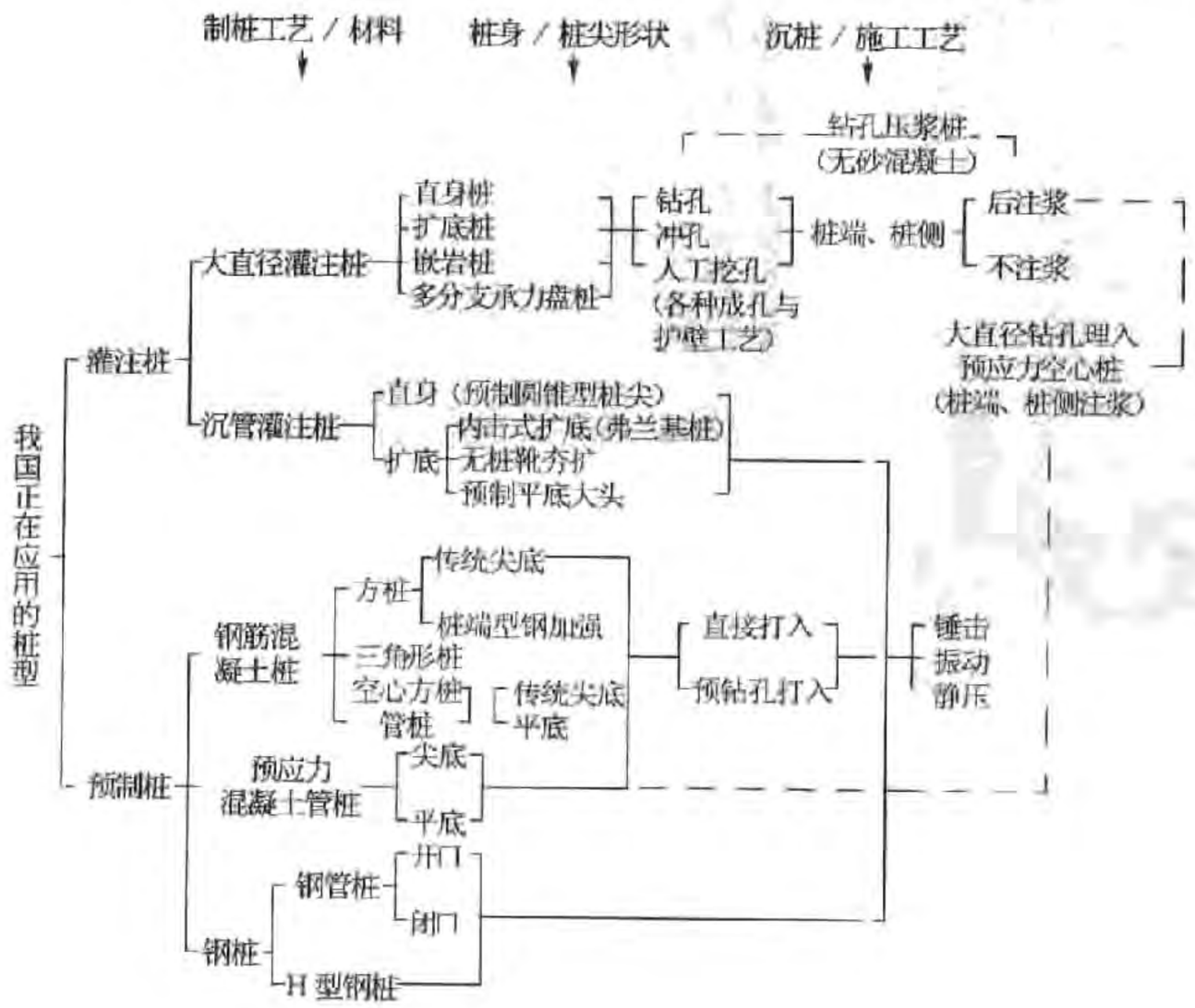


图 1-34　正在吊装的壁板桩(Barrette)的钢筋笼

中国近 30 年来在工程建设中应用与发展而形成的桩型体系　　表 1-2



中国在工程建设中常用的主要桩型及其最大规格　　表 1-3

桩　　型	最大桩长或深度(m)	最大直径或截面(mm)	用　　途
钻冲孔灌注桩	104	4 000	建筑、桥梁
人工挖孔桩	53	4 000	建筑
钢筋混凝土预制方桩	75	600×600	建筑、桥梁
钢管桩	83	1 200	建筑、桥梁
预应力混凝土管桩	65	800	建筑
预应力混凝土大直径管桩	40	1 200	码头、桥梁
预应力混凝土空心方桩	56	600×600	码头
沉管灌注桩	35	700	建筑
超长水泥土搅拌桩	30	700	建筑(油罐)

综观我国正在应用的各种桩型，可以发现它们显示了不同的制桩材料并存，不同的制桩工艺(预制、灌注与搅拌)并存，大中小直径(截面)并存，锤击、振动与静压施工方法并存，机械成孔与人工挖孔并存，最新的、接近国际先进水平的工艺与最古老的传统工艺并存等一系列特色。可以说凡世界各地在采用桩的历史过程中所出现的各种有代表性的桩型乃至现代的最先进的桩型，几乎都在我国各地有所应用，或者有所改进而推陈出新。

我国的桩型众多，究其原因主要有以下几点：

(1)由于我国地域辽阔，桩型的选用与发展必须因地制宜而与当地的地质条件相适应；

(2)由于我国建设规模宏大，各类工程的用途性质各异，技术要求不同，因此必须相应发展不同的桩型，以便匹配应对；

(3)我国历来具有讲究节约的优良传统，因此凡是各种低造价的桩型或工艺，只要能确保工程安全和满足工程技术要求，设计人一般均乐于采用，并且会着力加以研究改进；

(4)我国政府一贯鼓励科技人员改革创新，并力争缩短与国外的差距，赶超国际水平，此政策有力地促进了我国桩型的发展。

据估计，近几十年来我国的用桩数量大约已达到每年 5 000 万根之谱，堪居世界各国之首位。

有关我国桩基工程技术急速发展的各个方面，本手册将在以下各章中进行详细阐述。

本章参考文献

[1] 史佩栋，等. 深基础工程特殊技术问题. 北京：人民交通出版社，2004.

[2] 国家文物局. 2003 年中国重要考古发现. 北京：文物出版社，2004：33-35.

[3] 段渝，邹一清. 古蜀文明. 成都：四川人民出版社，2004：105-108.

[4] 路江. 上海百年建筑史. 上海：同济大学出版社，1997：73.

[5] 高大钊. 岩土工程的回顾与前瞻. 北京：人民交通出版社，2001.

[6] P. Shi, et al. The origin, application and development of piles in China, Foundation Analysis and Design Innovative Methods. ASCE. Geotechnical Special Publication, 2006(153): 285-292.

第二章　桩的定义、分类、用途与桩型选择

第一节　关于桩的定义

桩在我国的辞书、教科书或术语标准中似乎至今未见有完备的解释或定义。

我国发行最普及的《新华字典》对桩的解释(1998 年修订版)是“一头插入地里的木棍或石柱”。

我国商务印书馆出版的《辞海》(1938 年版)有“桩,橛木弋也”,再查“橛”字,则见“橛,木弋也”;查“木弋”字,则见“ 木弋,橛也”。这是以词解词,仍令人匪解。不过在该“桩”的条目下举了一个例子有:“今谓击木入土曰打桩”。

我国《工程地质手册》(1992 年 2 月第 3 版,1995 年 11 月第 11 次印刷),其第 821 页中有:“一般所谓桩是指打入或压入地基中并使地基产生挤压作用的细长构件”。

我国行业标准《建筑岩土工程勘察基本术语标准》(JGJ 84—92),它把桩定义为“设置在地内的预制或现浇的柱状构件,通常用以提供垂直或横向支承。广义的桩还包括加固地基或岩土体而建造的砂桩、碎石桩、土桩、护桩和抗滑桩等”。

我国国家标准《岩土工程基本术语标准》(GB/T 50279—98)中没有单独的“桩”的条目,但它却有排桩、抗滑桩、灰土桩、石灰桩、微型桩、树根桩、挤密桩等条目,既称国家标准,似不宜将至关重要的基本条目排除在外,由此引申,似乎可以说“桩”这一术语,在我国至今尚未见于国家标准。

我国大多数高校教科书,包括发行量甚大、几次再版的教科书,在基桩的专门章节中大多把桩描述为“最古老的”或“最古老而又年轻的”基础形式之一。至于究竟什么是桩,没有说明白。

当然也有少数例外。例如《土力学与基础工程》(高大钊主编. 中国建筑工业出版社,1998 年 9 月),在其桩基础一章(作者宰金璋)的概述中说:“作为基础结构的桩是将承台荷载(竖向的和水平的)全部或部分传递给地基土(或岩层)的具有一定刚度和抗弯能力的杆件。桩可以用各种材料制成,木、钢、混凝土或它们的组合,可以在现场或工厂预制,亦可在土中直接浇灌”。这就给人以一个比较清晰的概念。同时,这段话说的颇为严谨而含蓄,其言外之意就是桩尚有其他用途。

另外,《中国大百科全书》(1999 年第 9 册第 7 093 页)中说,桩是“沉入、打入或浇注于地基中的柱状支承构件。”这是迄今所见写得最为简单明了的定义,但桩除了柱状外还有管状、筒状等。

众所周知,桩在其被人类长期应用的过程中,制桩材料已发生了重大变化,桩的类型和形式愈来愈多,施工工艺日新月异,桩的用途和功能不断地在被开发,故桩的本来面目已经大变,远非“击木入土”或“柱状构件”等几个字所能说明。根据目前的认识,如要给桩下正确的定义,至少应考虑以下几点。

(1)桩是设置在地面或水面以下一定深度的柱状、管状、筒状或板状的受力构件,它一般呈直立设置,必要时呈倾斜;前者称为直桩,后者称为斜桩。

(2)桩常被用来作为房屋、桥梁、高塔、码头等建(构)筑物的上部结构向地基深部传递荷载(或力)的下部结构,此时,桩顶常设承台,承台具有承接上部结构并将其下的桩(或若干根桩)联成一体的作用,这种下部结构通常即称为“桩基础”。

(3)桩也可被用来支挡土体而成为岸、坡、槽、坑的围护结构,此时,桩被称为“围护桩”或“支护桩”,也称为“挡土桩”。这类桩常需成排设置,或连接成壁板状或墙体。

(4)相对于“围护桩”而言，上述承台下的桩，通常称为“基础桩”或“基桩”。

(5)桩除了上述两类主要功能外，还可作为锚桩、标桩、系船桩等。而发展至今，在建(构)筑物纠倾加固、增层加载、邻房保护等方面，又有隔离桩、控沉桩、限沉桩、托换桩、应力转移桩等。

(6)桩可以用不同的材料制成，可以用不同的施工方法设置。

这里再酌引国外书籍对桩所作的一些定义。

美国的《基础工程手册》(*Foundation Engineering Handbook*, by H. F. Winterkorn & H. Y. Fang, Van Nostrand Reinhold Co., 1975)第19章在桩的定义及分类一节中写道：“桩是竖直或微倾斜的基础构件，它的横截面尺寸比长度小得多。桩被设置在土中，把作用于上部结构的荷载和力传递给地基土。桩的长度与设置方法，以及桩的工作方式，都可以有很大变化；因此桩很容易适应于不同情况和要求。”(同济大学俞调梅先生译)

美国J. E. Bowles著、我国原南京工学院唐念慈等译的《基础工程分析与设计》(*Foundation Analysis and Design*. 3rd. ed. 1982)(中国建筑工业出版社，1987年10月)第16章有：“桩是木、混凝土或钢的结构构件，用来把地表的荷载传递到土体中的较深处。荷载传递可以通过荷载沿桩身竖向分布或通过桩尖使荷载直接作用到下面的土层。”

英国的《岩土技术辞典》(*Dictionary of Geotechnics*, by S. H. Somerville & M. A. Paul, Butterworth Co. Ltd., 1983)第131页在“桩”的条目中有：“桩是用来将荷载由水面或低强度土层传递至高强度持力层的结构构件。桩可以采取打入法(挤土)或钻孔法(非挤土)，可以预制(钢管或型钢、木材、预制或预应力混凝土)，或就地灌注。桩可以是端承桩(其承载力来自支承在好土或岩石中的桩尖)或摩擦桩(其承载力来自其桩身与周围土体之间的附着力)，或兼具两种因素的桩。”

由于桩的发展与时俱进，日新月异，上述国内外对桩所下的各种定义，用于今日皆已显得不够完备。

第二节　桩的分类

桩的种类繁多。按照传统的观念，桩主要指作为基础结构受力构件的刚性桩，而不包括所谓柔性桩和散体桩。

由于复合地基、复合桩基工程实践和理论研究的兴起，人们巧妙地运用刚性桩、柔性桩，并通过对它们和地基土之间的变形协调，来保证既安全又经济地满足上部结构的承载要求，从而已把桩的研究范围从仅局限于传统上作为基础受力构件的刚性桩，而扩大至包括柔性桩，乃至散体桩在内的广义桩的新概念，并且这一新概念已成为当今土木工程界和学术界的共识。

基于“广义桩”的新概念。本手册以后各篇除了主要介绍作为基础构件的桩之外，还将涉及作为围护结构的桩以及应用于建(构)筑物纠倾的促沉桩、控沉桩、隔离桩等。

总体而言，桩可按多种方式分类如下。

1. 桩按其作用功能或用途分类

如前所述，桩主要有作为基础结构的桩、作为围护(支护)结构的桩、作为地基处理或岩土加固的桩，以及作为其他用途的桩(例如标志桩、定位桩、系船桩、隔离桩等)。

2. 桩按制作的材料分类

主要有木桩、混凝土桩和钢桩三大类。

按照我国的习惯称谓，桩尚有采用其他材料制成者，例如水泥土桩、石灰桩、碎石桩、CFG桩(水泥粉煤灰和碎石桩)、二灰桩、灰土桩等。但这几类桩虽名为桩，而按照传统的观点，应属于加固软弱地基的手段，其中有的被称为**柔性桩**，有的属于**散体桩**。而木桩、混凝土桩和钢桩则属于**刚性桩**，它们能被用来作为建(构)筑物基础结构的构件。

近一二十年来，以往作为柔性桩处理的水泥土桩已出现了“承重水泥土桩”和“支护水泥土桩”之分。

研究和工程实践表明,水泥土桩桩身轴力有效传递深度已可达25m以上,在长期荷载作用下,呈现了接近摩擦桩的特性。研究还表明,水泥土桩所形成的桩体在无侧限情况下可保持直立,在轴向力作用下又有一定的压缩性,其承载性能与刚性桩相似。

与此同时,CFG桩则作为"复合地基"的重要参与者已获得了广泛的应用。

另一方面,刚性桩亦常被用于复合地基而成为"复合桩基",这按已往理论应属地基处理范畴。

3. 桩按桩身的制作方法分类

基于上述广义桩的概念,乃有预制、灌注和搅拌三大类。预制桩包括木桩、钢桩及混凝土桩。预制混凝土桩可在工厂或施工现场预制;灌注桩有沉管成孔、钻孔、冲孔、抓掘成孔、螺旋成孔和人工挖孔;搅拌桩有水泥浆搅拌和水泥粉体喷射搅拌之分。

4. 桩按其直径或截面尺寸分类

有大直径、中等直径和小直径桩之分,此分类常用于灌注桩。但各国(地区)和各专业的分类界线不尽相同,主要视施工习惯及桩型性状等不同而区分。例如,我国《建筑桩基技术规范》(JGJ 94—2008)将≥ϕ800mm的灌注桩视为大直径灌注桩,而在《港口工程预应力混凝土大直径管桩设计与施工规程》(JTJ/J 261—97)中则将≥ϕ1 200mm的预应力混凝土管桩视为大直径管桩。我国香港特别行政区则将≥ϕ600mm的灌注桩视为大直径灌注桩。至于小直径桩一般均指≤ϕ250 mm的桩,也称为微型桩,多用于地基浅层处理和旧建筑物基础托换加固。

灌注桩正向着大直径和小直径两个方向发展。

5. 桩按其端部形状分类

预制桩有尖底、平底之分;钢管桩有开口、闭口之分;沉管灌注桩有采用预制圆锥形桩尖或平底桩靴之分;人工挖孔桩和机械成孔桩均有平底或锅底之分。预制桩和沉管灌注桩采用平底可使桩具有压密桩端土层的效果。钢管桩采用开口可使桩具有减轻挤土影响的作用。

6. 桩按其纵向截面形状分类

有柱状桩、板桩、楔形桩或锥形桩之分。柱状桩又有直身桩、扩底桩、多节桩、竹节桩、表面带螺纹的桩等。

7. 桩按其横向截面形状分类

有圆形、管形、正方形、矩形、十字形、H形、箱形、三角形、多角形等。

8. 桩按其扩底方法分类

对于中小直径沉管灌注桩而言,有预(制)扩(底)、振(动)扩(底)、夯(击)扩(底)、挤(压)扩(底)等法;对于大直径灌注桩而言,有人工扩底、机械扩底等。

9. 桩按其设置状态分类

有直桩和斜桩之分,工程建设中大多数桩均为竖直设置,斜桩多用于桥梁码头等工程,以抵抗水平力。

10. 桩按其承台位置分类

有高承台桩和低承台桩,前者多用于桥梁码头和海洋工程,后者多用于工业与民用建筑等。

11. 桩按设置时对于地基土的影响程度分类

(1)大量挤土桩(包括各种打入桩、振入桩、压入桩、旋入桩等);

(2)少量挤土桩(包括开口钢管桩、H型钢桩、预钻孔打入桩、螺旋成孔桩等);

(3)非挤土桩(包括人工挖孔桩和冲孔桩、钻孔桩、抓掘成孔桩等),此类桩也称为置换桩,因为它们是用混凝土和钢材等置换相应的土体;

(4)非置换而少量挤土桩,即水泥土和加劲水泥土桩;此类桩施工时无废土外运,不产生泥浆污水,对环境保护较有利。

12. 桩按其承载性状分类

(1)摩擦型桩:指桩顶荷载全部或主要由桩侧阻力承担的桩;根据桩侧阻力承担荷载的份额,摩擦型

桩分为纯摩擦桩和端承摩擦桩。

(2)端承型桩：指桩顶荷载全部或主要由桩端阻力承担的桩；根据桩端阻力承担荷载的份额，端承桩分为纯端承桩和摩擦端承桩。

13. 桩按竖向受荷方向分类

有抗压桩和抗拔桩，大多数桩均属抗压桩。

14. 桩按其水平向受荷条件分类

(1)主动桩：指桩顶受水平荷载或力矩作用，桩身轴线偏离初始位置，桩身所受土压力是由于桩主动变位而产生的情况。

(2)被动桩：指沿桩身一定范围内承受侧向土压力，桩身轴线由于该土压力作用而偏离初始位置的情况。

第三节　桩的用途

桩可应用于各种地质条件和各类工程建设。首先，桩常被用来成为建(构)筑物的下部结构而向地基深部传递荷载，这种下部结构就被称为桩基础。此时，桩顶常设承台，承台具有承接上部结构并将其下面的若干根桩联成一体的作用。

作为桩基础的桩，通常被称为基础桩或简称基桩。其应用例子甚多，如应用于荷载大，对沉降有一定限制或严格限制的各类建(构)筑物；应用于活载占较大比例的建(构)筑物；应用于对倾斜量有特殊要求的高耸杆塔结构物；应用于配备重级工作制吊车的厂房；应用于动力机器基础，以减小基础振幅；应用于易因地震而液化的地基等。

其次，桩还常被用来支挡土体而成为岸坡、基槽、基坑或土体开挖时的围护结构。此时，桩被称为围护桩或支护桩、挡土桩。此类桩常成排设置，有时连接成壁状。相对而言，“基础桩”则常独立设置或成群设置。

桩除了上述基础桩和围护桩两大类主要用途外，传统上还将其作为锚桩、标志桩、系船桩等。而发展至今，在建(构)筑物纠倾加固、增层加载、邻房保护等方面又有加固桩、隔离桩、促沉桩、控沉桩、应力转移桩、托换桩等用途。在地基加固处理中则有挤密桩、加劲桩等。

我国工程界在习惯上常将桩的各类应用统称为“桩基工程”。本手册定名即按此习惯，但全书内容覆盖了桩的各类应用的原理、理论、设计、施工与检测检验技术。

图 2-1 绘示了工程建设中需要采用桩的一些有代表性的例子。下面对图 2-1a)～h)分别加以阐述。

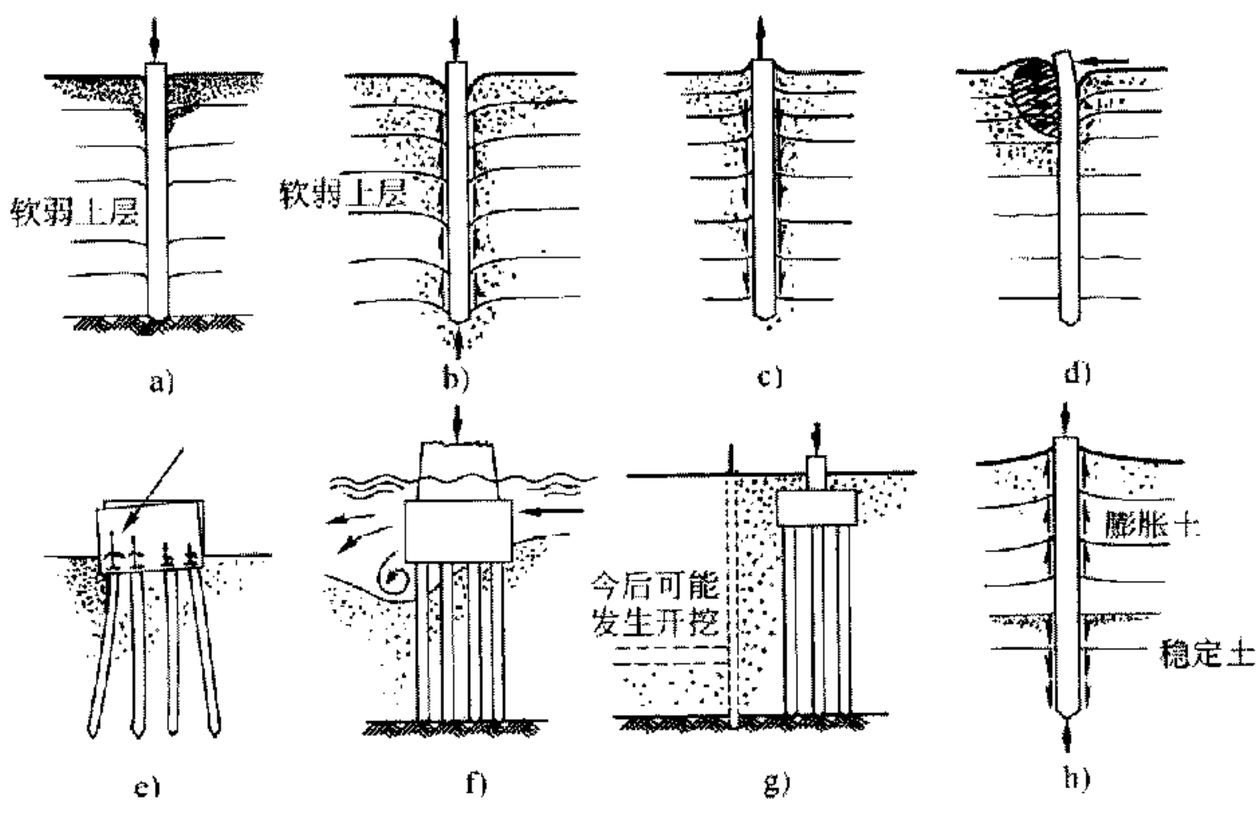


图 2-1　需要采用桩的一些典型例子

a)图:最常见的场合,即上部土层比较软弱或压缩性较高,以致不能支承由上部结构传来的较大的竖向荷载。这时桩成为柱或墩的延伸,可将荷载传递至深部硬层,或基岩等。这就是端承桩。

b)图:若在一定深度以内找不到这样的硬层,荷载主要沿着桩身依靠摩阻力渐渐地传递,这就是摩擦桩。

人们常把桩划分为端承桩和摩擦桩,这多少带有任意性,因为各种桩可能是同时沿着它的桩身和依靠它的桩端来传递荷载,故称为以端承为主和以摩擦为主的桩,似乎更恰当些。严格地说,上述说法,只适用于设计中不考虑桩身荷载或不考虑桩端荷载的情况。

c)图:由于浅基础对于传递倾斜力、水平力或上拔力以及抵抗倾覆力矩的能力比较差,因此也常需要采用桩。这种情况常见于挡土结构物(墙和岸壁)的设计,以及有缆风的或一般的输电线路塔、标杆、水箱或承受大的风力或地震力的一般高耸结构物的基础。这时桩身依靠桩身周围的负摩阻力来抵抗向上的力。这就是抗拔桩。

d)图:表示水平向的力常用抗弯的直桩来应对。

e)图:表示也可以用直桩或斜桩组成的桩群构成一个结构体系,共同提供竖向和侧向抵抗力。

f)图:桩基的应用虽然常与地层中存在某些软弱土层分不开,但这并不是说桩基只限于在这种地质条件才能应用。例如,为了预防基脚周围的土遭受侵蚀和冲刷以保证安全起见,即使在较浅深度存在较硬的不可压缩的土层(例如砂或砾石)时,往往也采用桩。在这种情况下,当水流冲蚀了结构物基础周围的土时,桩可作为将基础荷载传递给地基的最后保证。

g)图:有时在城市地区也可看到桩的类似用法,即当拟建的结构物若是采用了浅基础,而今后邻近的施工活动可能会给它带来一些严重问题的情况。在图 g)所示的例子中,该处预计在不远的将来将因兴建城市高速公路而进行开挖,因此最好采用桩把基础荷载传递至预定的挖土高程以下的地层。这将可以防止对建筑物发生重大的损害,而避免今后需要进行基础加固。

h)图:在地表以下存在厚度较大的膨胀土或湿陷性土的地区,可能需要采用桩基来预防不良的季节性变化而保证安全。在这种情况下,桩的功能是将基础荷载,包括膨胀土所产生的上拔力和湿陷性土所产生的下拉力,传递至地基土不受季节性湿度变化影响的高程。在不连续的永冻土地区,也可能会有类似的采用桩基的要求,以便保证将荷载传递至不受地表冻融影响的土层。

第四节 桩型选择

由于桩的应用历史悠久,而随着世界各地社会经济技术的持续发展,特别是在二战以后,工程建设中用桩的需求迅猛增长,到今天世界上究竟有多少不同的桩型,恐已难以尽述。

一项工程是否采用桩基以及选择何种桩型,是勘察设计阶段的重要工作内容,本手册将在第三章中作详细阐述。从技术经济层面作总体考虑,选择合适的桩型应综合研究下列因素:

(1)工程地质和水文地质条件;

(2)工程项目的特点、荷载性质与大小;

(3)施工对周围环境的影响;

(4)施工场地和设备的制约;

(5)施工安全;

(6)造价与工期。

图 2-2 所示是在较复杂的情况下建议在选择桩型时应采取的步骤。

应当指出,任何桩型都有可能在施工过程中发生这样那样的问题,但此类问题一般不应成为否定该桩型的唯一理由,因为只要严格遵守技术规范和操作规程或采取相应的措施,此类问题往往都可以获得解决。然而,从技术观点来说,选择桩型必须针对既定场地及其地质条件,最大限度地减少施工过程中

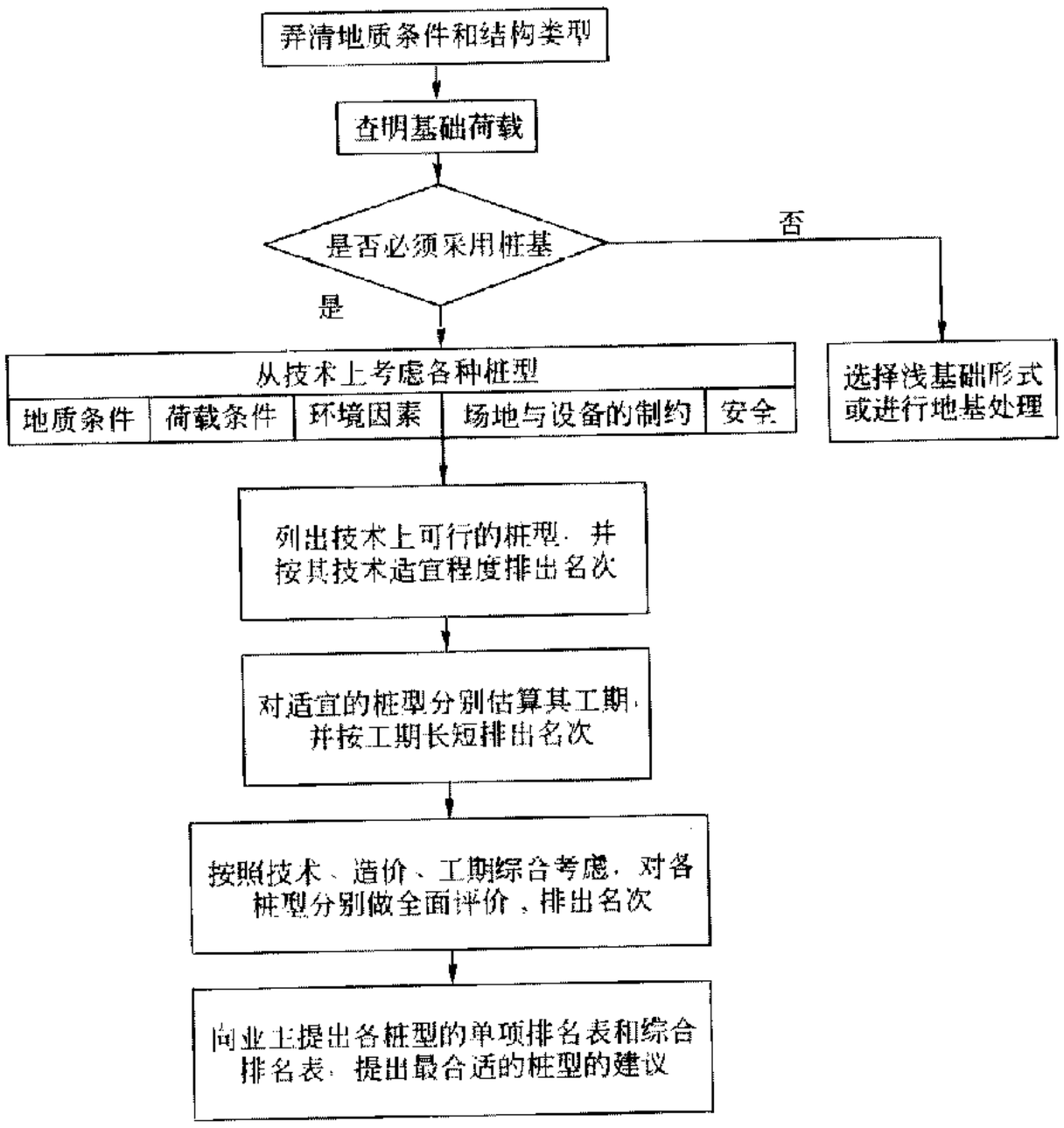


图 2-2　较复杂情况下选择桩型时应采取的步骤

发生各种问题的可能性，以及因此而延误工期的可能性。在市场经济条件下，若工程投资是来自贷款因而必须支付高额利息时，延误工期尤为不利。

1. 工程地质和水文地质条件

在大多数情况下，桩型选择通常首先受工程场地地质条件的制约，例如，若场地存在地下障碍物，或为软土地基，或桩基持力层埋藏较深，或地层有孔穴，断层，或为侵蚀性土等，那么某一种桩型可能会首先被排除，而另一种桩型可能会成为首选桩型。

2. 工程特点、荷载性质与大小

选择桩型必须考虑桩将要承受的荷载性质和大小，例如，若桩的承载力较小，以致桩的数量过多，间距过密，则将会引起“桩的饱和”，此时便应考虑改用大承载力的大直径桩等桩型。

对于凸堤、码头等承受循环或冲击荷载的结构物，可考虑采用钢桩，因钢桩具有良好的吸收能量的特性。

对于承受风力或地震作用较大的高层建筑等情况，必须采用具有承受水平力和弯矩能力较强的桩型。

3. 施工对周围环境的影响

桩基施工可能对周围建(构)筑物及地下设施引起扰动或危害。通常打桩引起的振动会对周围居民的正常工作和生活引起麻烦，并危及公用设施和精密仪表设备等。大量挤土桩会比少量挤土桩或置换桩产生更大的挤土效应，要求较大的桩距，并控制沉桩速率。因此必须采用合适的桩型和施工方法使此类影响减至最小。此类影响对选择桩型的制约常因场地而不同。它取决于地质条件及周围建(构)筑物和地下设施本身的具体情况。

又如在地下水位以下的人工挖孔桩在施工时必须降水，而降水引起的地面下沉将会影响邻近的道路、地下设施以及建造在浅基础上的建筑物。

当场地的地下水位较高时，如桩的间距过密，将会阻碍地下水的流动而引起地下水位上升。在陡坡

山地进行开发建设时,常可能发生这种情况,便应考虑地下水位上升对邻近地下结构物(例如地铁、隧道等)引起浮力的可能。

挤土桩施工将会引起地面隆起和侧移,尤其是在密实的细粒砂质粉土和黏性土的场地,从而影响邻近建筑物和先前已打设的桩。此时采用置换桩将可减轻此类影响。如由于某些特殊原因而必须采用挤土桩时,那么必须采取预钻孔取土等相应的措施防止土体隆起和侧移。

若采用钻孔桩,必须对施工所产生的泥浆废液或污水采取措施妥善处理,以免污染环境。

4. 施工场地和设备的制约

打入桩和机械成孔桩都需要采用大中型施工设备,因此若遇场地为坡地或出入道路狭窄的情况,必须先做好临时道路等设施。

当施工净空受现场上空设施等条件限制时,那些安装在大型吊车上的施工设备就不能应用。这时可能只好采用小桩或人工挖孔桩等。

冲钻孔桩常需采用泥浆,制备泥浆及其周转循环的设施必须占用较大的场地。反之,预制桩则需要预制、储存或堆放的场地。所以这两类桩对于较小的场地将会带来麻烦。

5. 施工安全

施工安全是评价设计施工方案的一个至关重要的因素。特别是,人工挖孔桩在施工过程中常会产生有毒气体或硅尘,或通风不良、孔底隆起、涌水、护圈失效及物体从空中坠落等危险,因此在选用时必须特别审慎。

打入桩和机械钻孔桩需要采用大中型机械,因此必须对可能危及人身安全的机械事故逐一采取有力的预防措施,并监督其实施。

6. 造价与工期

当一项工程有若干桩型可供选择时,桩基费用将是设计人或业主最感兴趣的指标。

如工程规模较小,一般不宜采用大型设备,以免负担昂贵的进退场费。但当场地附近另有若干工程可先后连续使用该设备时,那么进退场费共同分担后将会使桩基造价有所降低。另一方面,桩的施工费用仅是桩基总造价的一部分。如桩的直径小,数量多,而承台大,那么它的总造价也许反而会高于采用承载力大的大直径桩的单桩承台的总造价。

国内外实践证明,桩基工程可能引发的最严重的资金风险是由于桩型选择不当以致问题丛生,而延误整个工期,它所造成的损失可能会远远超过桩的施工费用。根据此观点,若地质条件不良而有可能造成施工困难,以致成为延误整个工期的致命弱点时,就应把地质条件作为选择桩型的决定因素。若工程场地周围环境或地面地下工程设施对地下水位变化或地面沉降特别敏感时,就应避免采用人工挖孔桩等在施工时必须降低地下水位的桩型,否则将会造成经济赔偿。

本章参考文献

[1] 史佩栋. 实用桩基工程手册. 北京:中国建筑工业出版社,1999.

[2] 史佩栋,高大钊,桂业琨. 高层建筑基础工程手册. 北京:中国建筑工业出版社,2000.

[3] [美]Vesic. AS 著. 桩基设计原理(见地基与基础参考资料 3). 史佩栋,詹笑颖,译. 杭州:浙江省建筑科学研究所,1981:1 67.

[4] [美]Bowles. JE 著. 基础工程分析与设计. 唐念慈,等,译. 北京:中国建筑工业出版社,1987.

[5] 史佩栋. 关于桩的定义//地下工程进展 2003. 浙江省建筑业行业协会地下工程分会首届年会暨学术研讨会汇刊. 2003.

第三章　桩基工程勘察

桩基工程勘察是桩基工程的重要组成部分，桩基工程的设计和施工需要了解场地的工程地质条件和地基土的物理力学性质。因此，岩土工程师在进行桩基设计前必须根据拟建工程的要求，提出勘察方案，确定勘探点的布置和勘探孔的深度，选定原位测试和土工试验的项目、数量和技术要求。在现场工作和室内试验分析的基础上进行桩基方案的论证和评价，包括选择桩型、桩端持力层和桩的截面尺寸，预估单桩承载力，分析沉桩的可能性。

这一章包括两部分内容：第一部分是关于桩基础勘察的基本内容与技术要求，主要讨论桩基勘察的特殊要求和工作原则；第二部分介绍几个桩基勘察的工程实例，有软土地区的桩基勘察、岩溶地区的桩基勘察和花岗岩地区的桩基勘察，通过这些实例，可以使读者具体地了解不同地质条件地区的桩基勘察各有其特殊的要求和勘察内容，相互之间鲜有可比性。桩基勘察更应因地制宜，根据场地的具体条件，确定勘察的目的要求和工作内容。

第一节　桩基工程勘察的基本内容与技术要求

桩基工程勘察是岩土工程勘察的一部分，其基本内容与技术要求均需符合岩土工程勘察的一般要求。但桩基工程勘察又有它特殊的内容与技术要求，在这一章里主要讨论桩基工程勘察的特殊问题。为了节省篇幅，这里不讨论岩土工程勘察的一般问题。

桩基工程勘察包括勘察方案的拟订、原位测试和土工试验的布置、桩基工程的分析评价。建筑桩基工程勘察主要按《建筑桩基技术规范》(JGJ 94—2008)、《岩土工程勘察规范》(GB 50021—2001)和《高层建筑岩土工程勘察规程》(JGJ 72—2004)的技术要求进行，其他工程的桩基工程勘察应按有关工程的勘察规范和设计规范的要求实施。

与天然地基的勘察相比较，桩基工程勘察勘探点的布置要求比较高。由于对桩端持力层层面起伏的控制要求比较严格，因此勘探点的间距比较小；又由于桩基础的影响深度比较深，因此勘探孔的深度也比浅基础深。勘探的其他工作量都比浅基础要求高，因此当拟建建筑物可能采用桩基础时，应按桩基础的要求布置勘探的内容。

一、桩基工程勘察的内容

桩基岩土工程勘察文件是桩基设计的必要技术文件，桩基工程勘察的侧重点因工程特点和地质条件不同而有所不同，但一般来说，桩基工程的岩土工程勘察工作应包括下列主要内容。

(1)查明场地各层岩土的类型、埋藏深度、岩土层的分布、岩土工程特性和变化规律。

(2)当采用岩基作为桩端持力层时，应查明岩石的岩性、构造、岩面变化规律和风化程度，确定其坚硬程度、完整程度和基本质量等级，判定有无洞穴、临空面、破碎岩体或软弱岩层。

(3)查明水文地质条件，评价地下水对桩基设计和施工的影响，判定水质对建筑材料是否具有腐蚀性。

(4)查明不良地质作用、可液化土层和特殊性岩土的分布及其对桩基的危害程度，并提出防治措施

的建议。

(5)评价成(沉)桩可能性,论证桩的施工条件及其对环境的影响。

为了达到上述勘察目的,必须编制有针对性的勘察方案,作为对野外勘探工作的指导性文件。勘察方案应包括对工程项目勘察要求的理解、勘察应解决的主要技术问题,钻探取土方法的合理利用,勘探点的平面布置,勘探孔深度的确定,土工试验和原位测试项目的具体选用,勘察报告对桩基工程评价的提纲。在勘察方案中还应包括技术人员和设备的配备计划、野外施工的组织计划和安全措施等内容。

在野外编录、土工试验和原位测试资料整理分析的基础上编制勘察报告是桩基勘察的重要内容。在桩基勘察中,对场地地质条件、岩土的工程性质指标进行分析评价的同时,重点是选择桩型和桩端持力层、预估单桩承载力、分析沉桩的可能性以及分析桩基施工对环境的不利影响,有时还需要预估桩基沉降。综合上述的分析和评价,提出桩基方案的建议。

二、勘探点位布置

勘探点位的布置主要与建筑物的轮廓有关,一般将勘探孔沿建筑物边线布置或沿柱网轴线布置,对宽度比较大的建筑物,在建筑物中部也应适当布置勘探点。

按照勘探孔的不同深度要求,勘探点分为控制性和一般性两大类。对于不同的建筑物,这两类勘探点的数量比例不同。

控制性勘探点数量一般为勘探点总数的 1/3～1/2,对采用端承桩的工程可取下限。对于设计等级为甲级的建筑桩基,场地至少应布置 3 个控制孔,设计等级为乙级的建筑桩基应布置不少于 2 个控制孔。对于在承台下布桩或沿轴线布桩的工程,桩基的勘探点一般宜按柱列线布设;但对于复杂地基的一柱一桩工程,则需每柱布设勘探点。对于满堂布桩的工程,可沿建筑物的边线布设勘探点,勘探点的数量视工程规模大小而定,对于宽度大于 35m 的建筑物,在建筑物的中部需布置勘探点。

对于不同的桩型,勘探点平面布设的要求不完全相同,需要区别不同桩型,分别考虑勘探点的布设方式和孔距。

1. 端承型桩的勘探点平面布设要求

(1)勘探点间距应能控制桩端持力层层面和厚度的变化,一般宜为 12～24m。

当相邻勘探孔揭露的持力层层面坡度大于 10%或持力层起伏较大、地层分布复杂时,为了控制持力层层面的起伏,应根据具体工程条件适当加密勘探点。

(2)如发现基岩中有断层破碎带,或桩端持力层为软、硬互层,或相邻勘探点所揭露的桩端持力层层面坡度超过 10%,且单向倾伏时,勘探点应适当加密;对荷载较大或复杂地基的一柱一桩工程,或每柱设置勘探点。

(3)在岩溶发育的场地当以基岩作为桩端持力层时,应按柱位布孔,同时应辅以各种有效的地球物理勘探手段,以查明拟建场地范围及有影响地段的各种岩溶洞隙和土洞的位置、规模、埋深,岩溶堆积物的性状和地下水特征。

(4)控制性勘探点不应少于勘探点总数的 1/3。

2. 摩擦型桩的勘探点平面布设要求

(1)勘探点应按建筑物周边或柱列线布设,宜按 20～35m 布置勘探点。当相邻勘探点揭露的主要桩端持力层或软弱下卧层层位变化较大,影响到桩基方案选择时,需适当加密勘探点。带有裙房或外扩地下室的高层建筑,布设勘探点时应与主楼一同考虑。

(2)桩基工程勘探点的数量应视工程规模的大小而定,勘察等级为甲级的单幢高层建筑勘探点数量不宜少于 5 个,乙级不宜少于 4 个。对于宽度大于 35m 的高层建筑,其中心应布置勘探点。

(3)控制性勘探点应占勘探点总数的 1/3～1/2。

三、勘探孔深度要求

桩基工程勘察的勘探孔深度主要取决于桩的类型，端承桩和摩擦桩对勘探孔深度的要求是不同的。控制性勘探孔和一般性勘探孔的深度要求也是不同的。

1. 端承型桩的勘探深度

(1)当以可压缩地层(包括全风化和强风化岩)作为桩端持力层时，勘探孔深度应能满足沉降计算的要求，控制性勘探孔的深度应深入预计桩端持力层以下 5～10m 或 $6d$～$10d$(d 为桩身直径或方桩的换算直径，直径大的桩取小值)，一般性勘探孔的深度宜达到预计桩端下 3～5m 或 $3d$～$5d$。

(2)对一般岩质地基的嵌岩桩，勘探孔深度宜钻入预计嵌岩面以下 $1d$～$3d$，控制性勘探孔宜钻入预计嵌岩面以下 $3d$～$5d$。对质量为 III 级以上的岩体，可适当放宽。

(3)对花岗岩地区的嵌岩桩，一般性勘探孔宜进入预计嵌岩面以下 3～5m，控制性勘探孔宜进入微风化岩 5～8m。

(4)对于岩溶、断层破碎带地区，勘探孔需穿过溶洞、或断层破碎带进入稳定地层，进入深度宜需满足 $3d$，并不小于 5m。

(5)具多韵律层状的沉积岩或变质岩，当基岩中强风化、中等风化、微风化岩呈互层出现时，对拟以微风化岩作为持力层的嵌岩桩，勘探孔进入微风化岩深度不宜小于 5m。

2. 摩擦型桩的勘探深度

(1) 一般性勘探孔的深度宜进入预计桩端持力层或预计最大桩端入土深度以下不小于 3m。

(2)控制性勘探孔的深度宜达到群桩基础沉降计算深度以下 1～2m。群桩基础的沉降计算深度可取桩端平面以下附加压力为上覆有效自重压力 20%的深度，或按桩端平面以下 $1b$～$1.5b$ 的深度考虑(b 为假想实体基础宽度)。

(3)当可能有多种桩长方案时，宜根据最长桩方案确定勘探孔的深度。

四、桩基工程勘探的方法

桩基工程勘探应采用钻探取土试验和原位测试相结合的方法进行。特别是静力触探试验能得到连续的贯入曲线，能够比较正确地划分土层的层面，对于持力层的选择能提供重要的依据。对软土、黏性土、粉土和砂土的测试手段宜采用静力触探和标准贯入试验；对碎石土宜采用重型或超重型圆锥动力触探。对于地质条件复杂的场地，还宜采用地球物理勘探的方法，以探明岩溶溶洞、裂隙、断裂带等深层的地层和地质构造特征。

1. 取土与土工试验

当需用土的抗剪强度指标估算桩的侧阻力、端阻力和验算下卧层强度时，宜进行三轴剪切试验或无侧限抗压强度试验。三轴剪切试验的受力条件宜模拟工程的实际情况。三轴试验第一个应力圆的周围应力应不小于试样所处深度的侧向自重应力。

对需估算沉降的桩基工程，应进行压缩试验。试验的最大压力应大于上覆自重压力与附加应力之和。

一般认为，在桩所穿过的土层中，应多做一些抗剪强度试验，而压缩试验可以少一些；在桩端以下的土层中则相反，抗剪强度试验可以少一些。但由于我国的规范主要采用按照土层的经验参数估算单桩承载力的方法，而很少规定按土的抗剪强度指标确定桩侧摩阻力和桩端阻力的方法，因此勘察报告中提出各土层的抗剪强度指标对于确定单桩承载力其实并没有太多的用处。

压缩试验主要用于沉降计算，但由于用作桩端持力层的砂土、碎石土很难取得质量合格的土样，因此得不到符合要求的压缩模量的数据，或者得到的变形参数过小，使沉降计算的结果偏大。在很多情况下，只能采用原位测试来估算变形模量的经验数据，或者用深层载荷试验求得变形模量进行沉降计算。

当桩端持力层为基岩时,应采取岩样进行饱和单轴抗压强度试验,必要时尚应进行软化试验;对软岩和极软岩,风干和浸水都可以使土样破坏、无法试验,因此应封样保持天然湿度,做天然湿度的单轴抗压强度试验。

2. 原位测试

桩基工程的设计与施工所需要的有些参数,单靠钻探取土试验是无法取得的,原位测试有其独特的适应性。我国幅员广阔,各地地质条件不同,难以统一规定原位测试的手段。在桩基工程勘察中,静力触探试验、标准贯入试验和动力触探试验都可以用于判别土层的均匀性和划分土层,选择桩端持力层,估算单桩承载力以及判断沉桩可能性。但这三种方法各适用于不同的地质条件。在碎石类土和风化岩石中应选用重型的或超重型的动力触探试验。在砂土中应优先采用标准贯入试验,在黏性土中应优先采用静力触探试验。

划分土层和选择桩端持力层,静力触探试验具有独特的优势。由于静力触探试验能得到连续贯入的曲线,土层的分层界线非常清楚,相邻土层软硬的变化也非常明确,可以确定桩端持力层的层顶标高和桩端标高。由于静力触探的贯入机理和沉桩的机理比较相似,用静力触探试验结果预估单桩承载力的方法建立在一定理论依据的基础上,比较符合实际情况,因此使用比较广泛。

对无法取样的破碎和极破碎的岩石,对于难以取得合格土样的砂土、碎石土,必须采用原位测试的方法提供这些岩土层的强度和变形参数。对于这种类型的土,比较适合于采用标准贯入试验或动力触探试验。

以不同风化带作桩端持力层的桩基工程时,控制孔宜进行压缩波波速测试,按完整性指数或波速比定量划分岩体完整程度和风化程度。

土的原位测试手段由于能直接提供较可靠的指标而常常被用以确定桩的承载力,例如标准贯入试验之用于砂土中的桩,十字板剪切试验之用于软黏土中的桩。当然,最直接用于确定桩端阻力的原位测试莫过于深层载荷试验,通过深层载荷试验可以测定桩端阻力值,也可用以确定桩端持力层的变形模量,提供大直径桩沉降计算的变形参数。

五、桩型及桩端持力层选择

为了有针对性地提供桩基设计参数,在桩基勘察中需要根据地质条件和工程条件选用合适的桩型和合理的桩端持力层。

桩型选择的主要依据是上部结构的形式、荷载、地质条件和环境条件以及当地的桩基施工技术能力与经验等。例如,一般高层建筑荷载大而集中,对控制沉降要求较严,水平荷载(风荷载或地震荷载)很大,故应采用大直径桩,且支承于岩层(嵌岩桩)或坚实而稳定的砂层、卵砾石层或硬黏土层(端承桩或摩擦端承桩)。可根据环境条件和技术条件选用钢筋混凝土预制桩、大直径预应力混凝土管桩;亦可选用钻孔灌注桩或人工挖孔桩,特别是周围环境不允许打桩时;当要穿过较厚砂层时则宜选用钢桩。又如多层建筑,只能选用较短的小直径桩,且宜选用廉价的桩型,如小桩、沉管灌注桩。当浅层有较好持力层时,夯扩桩则更优越。对于基岩面起伏变化的地质条件,各种灌注桩则应是首先考虑的桩型。

1. 桩型选择

在工程勘察阶段,桩型选择主要从地质条件出发,考虑上部结构的特点,兼顾施工条件、场地周围环境及经济条件等因素,提出可能采用的桩型建议。

(1)当持力层顶面起伏不大,坡度小于10%,周围环境对挤土影响的要求不严格,且沉桩可能时,可采用钢筋混凝土预制方桩,采用锤击沉桩、振动沉桩或静力压桩的施工方法沉桩。

(2)当荷载较大,桩较长或需穿越一定厚度的坚硬土层,锤击应力较大时,宜采用预应力钢筋混凝土方桩或管桩;或在技术经济合理的条件下采用钢桩。

(3)当土层中有难以清除的孤石或有硬质夹层、岩溶地区或基岩面起伏比较大的场地,不能采用各类预制桩时,应根据具体条件采用不同类型的灌注桩。

(4)在基岩埋藏较浅，柱荷载较大时，宜采用以不同风化程度岩石为持力层的冲孔、钻孔、挖孔、扩底或嵌岩的钢筋混凝土灌注桩。

(5)当场地周围的环境保护要求较高，采用挤土桩难以控制沉桩的挤土影响时，应采用不挤土的灌注桩或半挤土的管桩。

2. 桩端持力层的选择

(1)桩端持力层宜选择层位稳定、压缩性较低的可塑一坚硬状态黏性土、中密以上的砂土、粉土、碎石土和残积土及不同风化程度的基岩；不宜选择在可液化土层、湿陷性土层或软土层中。

(2)当存在相对软弱的下卧层时，桩端下需要保留一定厚度的持力层，持力层厚度宜超过 6～10 倍桩径；扩底桩的持力层厚度宜超过 3 倍扩底直径；且均不宜小于 5m。

(3)持力层为倾斜地层，基岩面凹凸不平或岩土中有洞穴时，应评价桩端持力层的稳定性，并提出处理措施的建议。

松软土覆盖层不很深厚，例如 $H<30\sim50$m，则可选择基岩作为桩基的持力层。桩可根据需要和施工能力，确定支承于岩层的强风化层、中风化层或微风化层以及嵌岩的深度。

(4)中等强度的第四纪沉积层土深厚且土层构造较均匀，随深度变化不大，这时桩长可根据单桩承载力的要求，通过计算确定。这种桩的持力层土与桩周土性质相近，没有明确的层面。

(5)软硬交互沉积层状构造，第四纪覆盖层深厚，这是沿海地区最常见的地质构造。基岩的埋藏深度甚至可达 300m 以上。因此，桩基只能在各层沉积土中选择满足承载力与沉降要求的硬土层、砂层或比较好的土层作为持力层。

(6)在深厚软土地区可能面临这样的情况：在满足技术与经济要求的深度范围内不存在合适的桩基持力层。这时，则宜按照复合桩基的原理进行设计。

六、单桩承载力的预估

单桩竖向承载力是桩基设计最重要的设计参数。因此，单桩竖向承载力预估是桩基勘察的最主要内容，在勘察报告中，应针对所建议的桩型和桩端持力层，预估单桩竖向承载力。

勘察报告中提供的单桩承载力建议值，可以作为桩基初步设计的依据，但工程桩的实际承载能力还需要进行单桩静载荷试验校核，并以静载荷试验的结果为准。

单桩竖向承载力是指单桩所具有的承受竖向荷载的能力，其最大的承载能力称为单桩极限承载力。估算单桩极限承载力时应结合地区的经验，根据岩土层的特性和静力触探试验、标准贯入试验或旁压试验等原位测试结果进行计算，并参照地质条件类似的试桩资料综合确定。预估单桩承载力的方法有如下几种。

1. 规范经验参数法

桩的极限承载力是由桩侧极限摩阻力和极限端阻力两部分组成的，如果知道桩周各层土的单位面积极限侧摩阻力和桩底土的单位面积极限端阻力，就可利用这些参数和桩的几何尺寸估算出单桩极限承载力。但由于侧摩阻力和端阻力的直接测定资料比较少，通常利用试桩资料，运用统计分析方法估计各种桩型在各类土层中不同状态和不同深度时的桩侧极限摩阻力和极限端阻力。这种参数常由规范推荐，例如《建筑桩基技术规范》(JGJ 94—2008)所推荐的桩的极限侧阻力标准值和桩的极限端阻力标准值的参数表，其他规范也建立了类似的参数表，可以在工程勘察和工程设计时选用。对于一些特殊的桩型，如大直径桩、钢管桩、嵌岩桩等，其单桩极限承载力的确定都有一些特殊的问题需要考虑，《建筑桩基技术规范》(JGJ 94—2008)也都作了相应的具体规定。

在地质条件比较简单、工程经验比较丰富的地区，工程勘察时按照上述方法所预估的单桩承载力与静载荷试验的结果可能比较吻合，勘察的风险比较小一些。但在地质条件复杂、工程经验比较少的地区，就可能出现比较大的差异，往往会引发工程事故和经济纠纷。在这种地区，静载荷试验的作用就显得更为重要，尤其对于重大工程，成片开发的居住小区，在根据地质条件预估单桩承载力的基础上需要

进行一定数量的单桩静载荷试验。然后根据试验得到的单桩承载力出勘察报告,可以规避风险,充分发挥地基的潜力,具有比较大的经济效益和社会效益,无论对建设方,还是对设计方或勘察方,都是非常有利的。

需要指出的是,过去有些规范提供的参数是桩侧摩阻力和桩端阻力的容许值(或特征值),用这些参数计算得到的单桩承载力则是单桩容许承载力(或单桩承载力的特征值),不能再除以安全系数。采用这种方法的基本概念是认为对单桩极限承载力除以安全系数的同时,可以对桩侧极限摩阻力和桩端极限阻力也除以同样的安全系数分别得到桩侧摩阻力和桩端阻力的容许值。

最近 20 多年来,人们对单桩荷载传递机理的研究不断深入,许多实测数据充分说明了桩侧摩阻力和桩端阻力并不同时发挥,也不是同时达到极限状态的。因此,当桩处在工作状态时,桩端阻力发挥的程度远比桩侧摩阻力低,如果用设计表达式来描述工作状态,则需要采用两个不同的安全系数,而桩端阻力的安全系数必然大于桩侧摩阻力的安全系数。从这个角度来考虑,过去采用的桩侧摩阻力容许值和桩端阻力容许值的概念并不符合桩的实际工作状况,反而给人们一种模糊的概念,是不应该再采用的。

2. 静力触探预估法

静力触探的探头(单桥或双桥)刺入土中的机理更相似于挤土桩,无需钻孔且高效、简便易行。我国从 20 世纪 70 年代开始进行了大量的对比试验研究,取得了丰富的实测资料,统计了各类土中桩周摩阻力和端阻力与探头阻力的经验关系,并在经受工程检验的基础上,正式列入我国行业标准和一些地方规范。静力触探法依试验设备的不同分为单桥探头和双桥探头两种,单桥探头只能测得比贯入阻力 p_s 单一参数,方法比较简单,但得到的信息量少;双桥探头可以测定探头摩阻力 f_s 和探头阻力 q_c 两个参数,信息量比较丰富,可以更全面地反映土层的情况,试验相对复杂一些。在国外都采用双桥探头,但在我国,由于几十年来进行了大量单桥探头的静力触探试验,积累了大量的工程经验,还很难一下子废除单桥探头的静力触探仪。目前只能采用两种规格的静力触探仪同时使用的方法,但这种状况对于与国外资料的对比和交流造成很大的不方便。

(1)单桥探头静力触探方法

根据单桥探头静力触探比贯入阻力资料可按下式估算钢筋混凝土预制桩的单桩极限承载力的标准值 Q_u:

$$Q_u = u\sum q_{si} l_i + \alpha p_s A_p \tag{3-1}$$

式中:u——桩身周长;

q_{si}——用静力触探比贯入阻力标准值估算的桩周第 i 层土的极限桩侧摩阻力;

l_i——桩穿越第 i 层土的厚度;

α——桩端阻力修正系数;

p_s——桩端附近的静力触探比贯入阻力标准值;

A_p——桩端面积。

极限桩侧摩阻力 q_{si} 值根据土的类别、埋藏深度取值。

(2)双桥探头静力触探方法

根据双桥探头静力触探资料可按下式估算钢筋混凝土预制桩的单桩极限承载力的标准值 Q_u:

$$Q_u = u\sum l_i \beta_i f_{si} + \alpha q_c A_p \tag{3-2}$$

式中:f_{si}——桩侧第 i 层土的探头摩阻力平均值,当其值小于 5kPa 时,可取为 5kPa;

q_c——桩端平面上、下的探头阻力,取桩端平面以上 4 d(d 为桩的直径或边长)范围内按土层厚度加权的探头阻力平均值,然后再与桩端平面以下 1 d 范围内的探头阻力进行平均;

α——桩端阻力修正系数,对黏性土、粉土取 0.67,对饱和砂土取 0.5;

β_i——第 i 层土桩侧摩阻力综合修正系数,按下式计算:

黏性土、粉土：　　$\beta_i=10.04(f_{si})^{-0.55}$

砂土：　　$\beta_i=5.05\ (f_{si})^{-0.45}$

双桥探头的圆锥底面积为 15cm²，锥角 60°，摩擦套筒高 21.85cm，侧面积 300cm²。

3. 标准贯入预估法

标准贯入试验结果用于确定单桩承载力的方法在日本、美国、加拿大等国应用比较广泛，主要适用于砂土中的桩，下面主要介绍几种常用的方法。

(1)Meyerhof 方法

①桩端极限阻力

不同土类的桩端极限阻力由下式求得：

粉土：

$$q_{pu}=0.3N \tag{3-3}$$

砂土：

$$q_{pu}=0.4N \tag{3-4}$$

砾土：

$$q_{pu}=0.6N \tag{3-5}$$

式中：N——桩端处标准贯入试验击数；

q_{pu}——桩端极限阻力。

②桩侧极限摩阻力

不同桩型的桩侧极限摩阻力由下式求得：

打入桩：

$$q_{su}=0.002\overline{N} \tag{3-6}$$

灌注桩：

$$q_{su}=0.006\overline{N} \tag{3-7}$$

式中：$\overline{N}$——相应于计算桩侧土层的标准贯入平均击数；

q_{su}——桩侧极限摩阻力。

上述 N 值需按下述办法进行修正：

杆长修正：

$$N=N'\left(1-\frac{1}{200X}\right) \tag{3-8}$$

式中：N——修正后的标准贯入击数；

N'——标准贯入试验的实测击数；

X——杆长。

土质修正：

地下水位以下的极细砂或粉质砂：

$$N=N' \qquad \text{当 } N'\leqslant 15 \tag{3-9}$$

$$N=15+0.5(N'-15) \qquad \text{当 } N'>15 \tag{3-10}$$

桩端地基土 N 值修正：

$$N=\frac{1}{2}(N_1+\overline{N}_2) \tag{3-11}$$

式中：N_1——桩端处实测值，当桩端以下 N 随深度减少时，取桩端以下 $2B$（B 为桩截面边宽）范围内的平均值；

$\overline{N}_2$——桩端以上 $3.75B$ 范围内击数的平均值。

(2)《高层建筑岩土工程勘察规范》(JGJ 72—2004)的方法

根据标准贯入试验的贯入击数可以用下式估算单桩竖向极限承载力：

$$Q_u = \beta_s u \sum q_{sis} l_i + q_{ps} A_p \tag{3-12}$$

式中：q_{sis}——第 i 层土的极限侧阻力，由表 3-1 取用；

q_{ps}——桩端土极限阻力，由表 3-2 取用；

β_s——桩侧阻力修正系数，土层埋深小于等于 30m 时取 1.0，大于 30m 时取 1.1～1.2；

u——桩的周长；

l_i——第 i 层土层的厚度；

A_p——桩的横截面面积。

极 限 侧 阻 力 表 3-1

土 的 类 别	标准贯入实测击数平均值	极限侧阻力(kPa)
淤泥	<1～3	10～16
淤泥质土	3～5	18～26
黏性土	5～10	20～30
	10～15	30～50
	15～30	50～80
	30～50	80～100
粉土	5～10	20～40
	10～15	40～60
	15～30	60～80
	30～50	80～100
粉细砂	5～10	20～40
	10～15	40～60
	15～30	60～90
	30～50	90～100
中砂	10～15	40～60
	15～30	60～90
	30～50	90～100
粗砂	15～30	70～90
	30～50	90～120
砾砂(含卵石)	>30	110～140
全风化岩	40～70	100～160
强风化软质岩	>70	160～200
强风化硬质岩	>70	200～240

极 限 端 阻 力(单位：kPa) 表 3-2

桩的入土深度(m) \ 标准贯入击数	70	50	40	30	20	10
15	9 000	8 200	7 800	6 000	4 000	1 800
20	11 000	8 600	8 200	6 600	4 400	2 000
25		9 000	8 600	7 000	4 800	2 200
30		9 400	9 000	7 400	5 000	2 400
>30		10 000	9 400	7 800	6 000	2 600

七、桩基沉降的预估

有些时候，要求在勘察时预估采用桩基础的建筑物的沉降量，作为桩基评价的一部分。但实际上这种计算的可靠程度是比较差的，计算结果仅能作为方案比较用，可能与实际相差比较大。这是因为在工程勘察阶段，主要研究的是单桩的工程性状。由于设计尚未进行，建筑物荷载、基础的埋置深度、平面尺寸等均未确定，计算群桩基础沉降所需的信息不完整，只能在若干假定的基础上进行估算所致。

如果场地存在几个可供选择的桩端持力层，则可分别计算不同桩端持力层条件的群桩基础沉降量，为技术经济比较以确定桩端持力层时提供一些可能发生的沉降量信息。

桩基沉降预估的关键是取得符合实际情况的变形参数。对于黏性土，通过取土做压缩试验可以获得具有一定可靠性的压缩模量，但对于砂土和粉土，由于取土扰动的影响，室内土工试验得到的压缩模量值偏小，计算的沉降过大；对于碎石类土和风化岩，不可能取土样试验，只能通过原位测试获得变形参数。压缩模量与原位测试的经验关系见表 3-3。

压缩模量与原位测试的经验关系　　表 3-3

原位测试方法	土　　件	经 验 公 式	适 用 深 度	适 用 范 围
静力触探试验	一般黏性土	$E_s=3.3p_s-3.2$	15～70m	$0.8\leqslant p_s\leqslant 5.0$
		$E_s=3.7q_c+3.4$		$0.7\leqslant q_c\leqslant 4.0$
	粉土及粉细砂	$E_s=(3\sim4)p_s$	20～80m	$3.0\leqslant p_s\leqslant 25.0$
		$E_s=(3.4\sim4.4)q_c$		$2.6\leqslant q_c\leqslant 22.0$
标准贯入试验	粉土及粉细砂	$E_s=(1\sim1.2)N$	≤120m	$10\leqslant N\leqslant 50$
	中粗砂	$E_s=(1.5\sim2)N$		$10\leqslant N\leqslant 50$

八、沉桩可能性分析

在勘察报告中应分析沉桩的可能性、沉桩时的挤土效应影响，并提出保护相邻工程措施的建议。

当预制桩需进入或穿过一定厚度的坚硬状态黏性土，中密以上的粉土、砂土、碎石土和全风化、强风化基岩时，应根据岩土的工程特性、桩的类型和设备能力，分析沉桩可能性。对缺乏经验的地区，应在工程桩施工前进行沉桩试验，确定沉桩工艺参数。

沉桩可能性与沉桩设备能力密切相关，采用锤击沉桩方法时，沉桩的可能性与锤重的选择有关；当采用静力压桩法沉桩时，沉桩的可能性与压桩机的压桩能力有关。因此，所谓的沉桩可能性分析都是在一定地质条件下，针对某一设备条件而言的。可以通过工程实践积累判断沉桩可能性的工程判断经验，但工程判断经验的地区性特别强，不存在能普遍适用的经验判别方法或经验公式。

如果充分考虑了设备的沉桩能力，而依然比较难以穿过比较坚硬的土层时，就需要考虑采取引孔的措施，即先用钻机开一定尺寸的钻孔，再在钻孔中沉桩。

当无法准确判断沉桩可能性时，建议在工程桩施工前进行沉桩试验，测定有关施工参数以判定沉桩的可能性，并根据试沉桩的结果组织施工。

九、桩基评价与桩基方案建议

岩土工程勘察报告应结合工程特点和主要的岩土工程问题进行编写，在充分分析工程地质水文地质条件的基础上，对可能采用的桩基方案进行评价和建议。

1. 桩基分析评价的条件

在勘察报告中应对拟建工程的桩基进行评价并提出桩基方案的建议。桩基工程分析评价在下列条件下才可以进行：

(1)充分了解工程结构的类型、特点、荷载情况和变形控制的要求等;

(2)掌握场地的工程地质和水文地质条件,考虑岩土体的非均质性和土性参数的不确定性;

(3)充分考虑地区经验和类似工程的经验;

(4)缺乏经验地区应通过设计参数检测和施工监测取得实测数据,以调整、修改设计和施工方案。

2. 桩基评价的基本内容

在勘察报告中的桩基工程评价应包括以下基本内容:

(1)在不同方案分析比较的基础上推荐经济合理的桩型及与其相适应的桩端持力层,对于地层中存在多个硬土层或砂层时,应作桩端持力层的比较,以供设计选用;

(2)对可能采用的桩型、规格及相应的桩端入土深度提出建议,可根据当地的工程施工经验,对不同桩型的可行性和适宜性进行技术经济的分析比较,并提出建议;

(3)提供所建议桩型的侧阻力、端阻力、持力层和下卧层的压缩模量以及桩基设计施工所需的其他岩土参数;

(4)对沉(成)桩可能性、桩基施工对环境影响的评价和对策以及其他设计、施工应注意事项提出建议。

勘察报告中对桩基工程评价与建议的具体内容随工程性质而异,因场地地质条件不同而不同,也因地区的工程经验差别而不同,切忌缺乏针对性,泛泛而谈,空洞无物。在第二节的工程实例中,给出了一些桩基分析评价和桩基方案建议的案例,可作为桩基岩土工程勘察的范例,供读者参考。

第二节 工 程 实 例

在这一节里将介绍六个各具特色的桩基工程勘察的案例,地质条件包括软土地区、岩溶地区和花岗岩地区,工程类型包括超高层建筑、高层建筑和工业建筑,勘察的方法和工作的深度也各有千秋。这六个实例的项目名称如下:

(1)超高层建筑桩基础工程勘察实例——上海环球金融中心;

(2)碳酸盐岩地区钻孔灌注桩工程勘察实例——昆明三聚磷酸钠厂;

(3)岩溶地区大直径嵌岩桩工程勘察实例——济南国际金融大厦;

(4)花岗岩地区人工挖孔桩工程勘察实例——深圳福星大厦;

(5)钢管桩工程勘察实例——上海世界广场大厦;

(6)白云岩基岩上的扩底墩工程勘察实例——贵州饭店。

这些实例是前一节讨论的桩基工程勘察的基本原则与方法的具体化,通过实例分析,读者可以了解在各种不同的地质条件下,各种不同类型的工程项目,桩基工程勘察各有哪些侧重点,主要解决什么问题,如何执行有关规范的规定。当然,具体的工程条件是千变万化的,工程实例不可能概括所有的情况,只能起举一反三的作用。

一、超高层建筑桩基础工程勘察实例——上海环球金融中心

1. 工程简况

上海环球金融中心是中日国际经济合作的重大项目,由日本金融企业界投资。设计地下3层,地上95层,塔高3层,最高高度460m,建筑面积242 000m^2,建筑占地面积13 822m^2,建筑用地面积30 000m^2。工程位于上海浦东新区陆家嘴金融贸易中心区Z4-1街区,与460m高的东方明珠广播电视塔遥相呼应,位置见图3-1。

在上海软土地基上建造460m高的超高层建筑,必须采用超长桩基础。这个工程实例是超长桩基

础岩土工程勘察的一个案例，为类似工程提供了一个参考的样本。

2. 勘探工作量布置

根据建筑物的平面，布置了 13 个取土(包括标准贯入)孔，12 个静力触探孔。

最大孔深为 277m，标准贯入试验的最大深度达 150m，静力触探试验的最大深度达 90m，无论钻孔深度、静力触探试验深度还是标准贯入试验深度，都创造了上海地区岩土工程勘察的最深记录，提供了上海地区，特别是工程场地深部土层的宝贵资料。

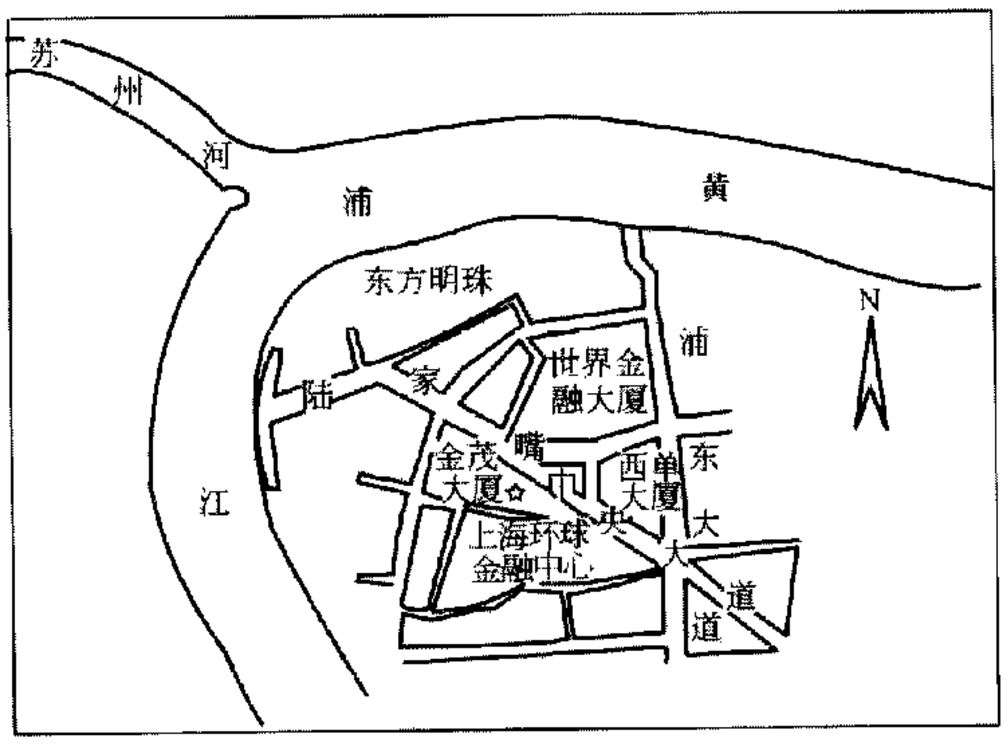


图 3-1　上海环球金融中心位置示意图

同时还布置了注水试验、电测井试验、旁压试验、波速试验和微振动试验等原位测试项目，在室内试验中完成了侧压力系数 K_0 试验、共振柱试验、高压固结试验、三轴剪切试验等特殊试验项目。

勘察工作量见表 3-4，无论是试验的项目、数量还是原位测试的试验深度，在软土地区也都是少有的。

上海环球金融中心勘察工作量　　表 3-4

野外工作			室内土工试验	
项目	孔数	数量(进尺)	项目	数量
取土标贯孔	13	1 562 延米	物理性试验	218
小螺纹钻孔	42	143 延米	液塑限试验	126
静力触探孔	12	838 延米	常规固结试验	105
十字板试验孔	2	44 点	水、土分析试验	9
取原状土		218 个	直剪固快试验	60
取扰动土		102 个	颗粒分析	310
标准贯入		1 315 个	渗透试验	68
勘察点水准测量		77 点	三轴 CU 试验	27
注水试验	2	10 点	侧压力系数试验	19
电测井试验	3	484 延米	无侧限抗压强度	原状 40、重塑 22
旁压试验	3	39 点	共振柱试验	1 831
孔径检测试验	3	550 延米	高压固结试验	
波速试验	3	550 延米		
微振动试验	2	8 点		

由上述各种试验得到的结果，汇总的场地不同深度土层的力学性质指标见表 3-5。

上海环球金融中心场地不同深度土层的力学性质指标　　表 3-5

深度 (m)	重度 γ(kN/m³)	纵波速度 v_p(m/s)	横波速度 v_s(m/s)	泊松比 v	剪切模量 G(MPa)	弹性模量 E(MPa)
0～13	17.5	1 500	110	0.497	21.6	64.7
13～23	19.0	1 550	230	0.489	103.0	305.0
23～37	19.0	1 620	270	0.486	141.0	420.0
37～72	19.0	1 680	320	0.481	199.0	588.0
72～140	20.0	1 730	370	0.476	272.0	804.0
140～195	20.0	1 810	490	0.450	490.0	1 430.0
195～244	20.0	1 950	540	0.458	595.0	1 740.0
244～250	20.0	2 050	600	0.453	735.0	21.0

3. 土层特征

勘察揭露了上海 277m 深度范围内的地层,为上海地区建筑工程建设岩土工程勘察钻孔的最深记录。根据沉积年代划分,按上海地区的土层分层编号系统,划分为 14 个地层,其中:①~⑤层为 Q_4,⑥~⑨层为 Q_3,⑩~⑪层为 Q_2,⑫~⑬层为 Q_1,⑭层为花岗岩,钻孔进入该层 0.8m,上部 0.3m 为强风化层,下部为微风化花岗岩体。

各土层的层序和工程特征如下。

(1)第①层,填土

根据成因可分为两个亚层:

①$_1$ 层,填土;

①$_2$ 层,浜填土。

(2)第②层,黏土夹粉质黏土

这是软土地区典型的地表硬壳层,褐黄色,可塑~软塑,含铁锰质结核、氧化铁斑纹及少量有机质。由于大气干缩的作用,呈现为超压密的土的特征,超固结比 *OCR* 为 5.33。

(3)第③层,淤泥质粉质黏土

这是上海地区第一软土层,厚度为 3.10~5.20m,灰色,饱和,软塑~流塑,含少量云母夹多量薄层粉砂。平均含水量 39.7%,属正常压密状态土。标准贯入击数 2 击,旁压模量为 1.37MPa。

(4)第④层,淤泥质黏土

这是上海地区的第二软土层,而且是最厚的软土,厚度为 9.50~11.20m,灰色,饱和,软塑~流塑,含贝壳碎屑和少量有机质,夹少量薄层粉砂,下部夹贝壳薄层。含水量平均为 48.6%,属正常压密土。标准贯入击数 1 击,旁压模量为 3.15MPa。

(5)第⑤层,粉质黏土

这层土的厚度 5.70~9.40m,灰~褐灰色,饱和~很湿,软塑,含钙质、粉质结核与腐殖质,含水量平均为 32.7%,属正常压密土层。标准贯入击数 5.5 击,旁压模量为 4.53MPa。

(6)第⑥层,粉质黏土

这层土的厚度为 2.30~5.40m,暗绿色,湿,硬塑~可塑,含氧化铁斑纹、少量铁锰结核及有机质,土质致密,平均含水量为 23.2%,*OCR* 为 2,属超压密土。标准贯入击数 19 击,旁压模量为 10.0MPa。

(7)第⑦层

根据这层土的粒度成分和土性,可以分为三个亚层。

⑦$_1$ 层,砂质粉土夹粉细砂:厚度为 10.5~14.7m,草黄色,饱和,中密~密实,局部夹薄层黏性土,随深度的增加而含砂量增高。属中等压缩性。标准贯入击数 33 击,旁压模量为 19.1MPa。

⑦$_2$ 层,粉细砂:厚度为 15.5~26.0m,草黄至灰色,饱和,密实。成分以石英为主,含长石和云母,局部含暗色矿物且层理清晰,夹薄层褐红色富氧化铁条带,低压缩性。标准贯入击数 60 击,旁压模量为 41.9MPa。

⑦$_3$ 层,砂质粉土:厚度为 4.50~14.00m,草黄~灰色,饱和,中密~密实,夹薄层粉质黏土,局部夹多量粉砂,层理清晰,呈薄层状构造。属中等~低压缩性。标准贯入击数 46 击,旁压模量为 31.2MPa。

(8)第⑧层,层缺失

(9)第⑨层,粉质黏土

根据粒度成分和土性,可以分为三个亚层。

⑨$_1$ 层,粉砂夹粉质黏土:厚度为 4.40~7.00m,灰色,饱和,中密~密实,含少量云母,局部粉砂与粉质黏土呈互层状,层理清晰,层面含棕黑色腐蚀物碎屑,局部夹含砾中粗砂,属中等~低压缩性。标准贯入击数 52 击,旁压模量为 52.9MPa。

⑨$_2$ 层,含砾中粗砂:厚度为 11.80~17.10m,灰色,饱和,密实,夹粉砂及粉质黏土,局部含硅质结核,砾石含量为 10%~20%,其成分为砂岩、页岩,中粗砂颗粒成分以砂岩为主,土质不均匀。属低压缩

性，标准贯入击数 54 击，旁压模量为 25.8MPa。

⑨$_3$ 层，粉细砂：厚度为 51.60～56.30m，灰～青灰色，饱和，密实，含少量云母，成分以石英为主，其次为长石和云母，含暗色矿物，顶部夹多量粉质黏土，层理清晰，局部夹含砾中粗砂。属低压缩性。标准贯入击数为 79 击。

(10)第⑩层，粉质黏土

厚度为 18.7m，兰灰～褐灰色，湿，硬塑～可塑，土质致密，含钙质及粉质结核，上部夹黏土，下部夹薄层粉砂，见波状层理，含水量平均为 26.3%，属中等压缩性。

(11)第⑪层，粉细砂

厚度为 43.43m，灰～青灰色，饱和，密实，含少量云母，成分以石英为主，局部夹含砾中粗砂，属中压缩性。

(12)第⑫层，黏土夹粉砂

厚度为 40.40m，蓝灰～褐灰色，湿，硬塑～可塑，致密，含钙质粉质结核，夹薄层粉砂，平均含水量 22.4%，属中等压缩性。

(13)第⑬层，中细砂

厚度为 25.69m，灰～青灰色，饱和，密实，含少量云母，成分以石英为主，含长石和云母，局部夹含砾中粗砂。

(14)第⑭层，花岗岩

典型的静力触探贯入曲线见图 3-2，电测井曲线见图 3-3。

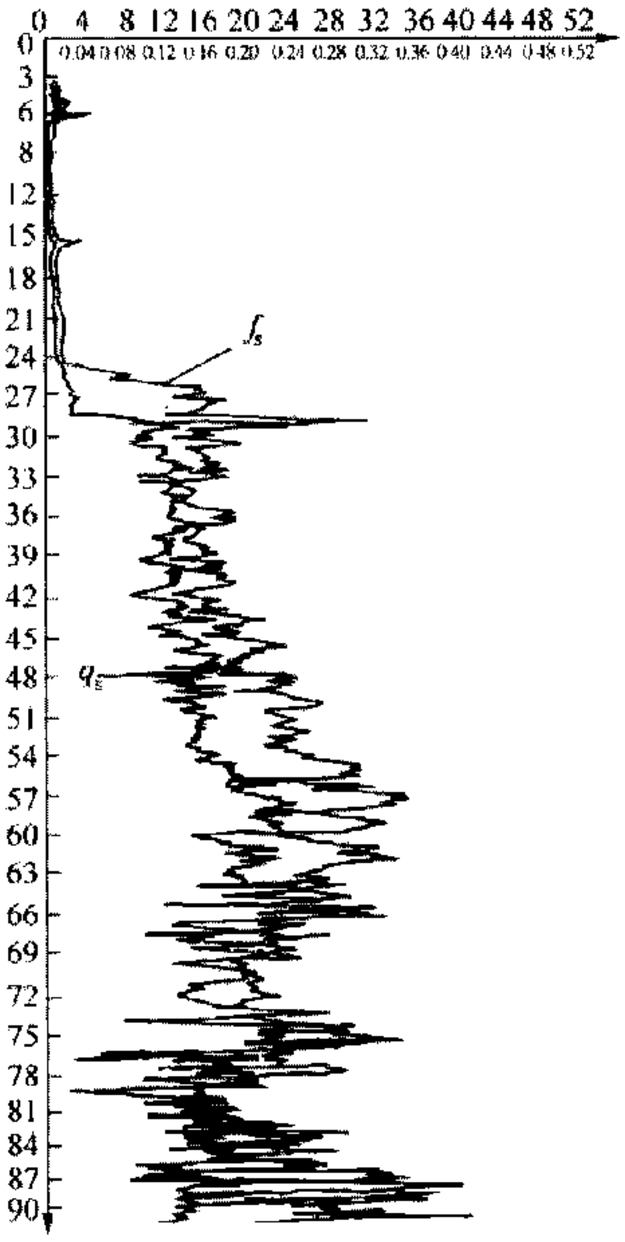


图 3-2　双桥探头静力触探贯入曲线

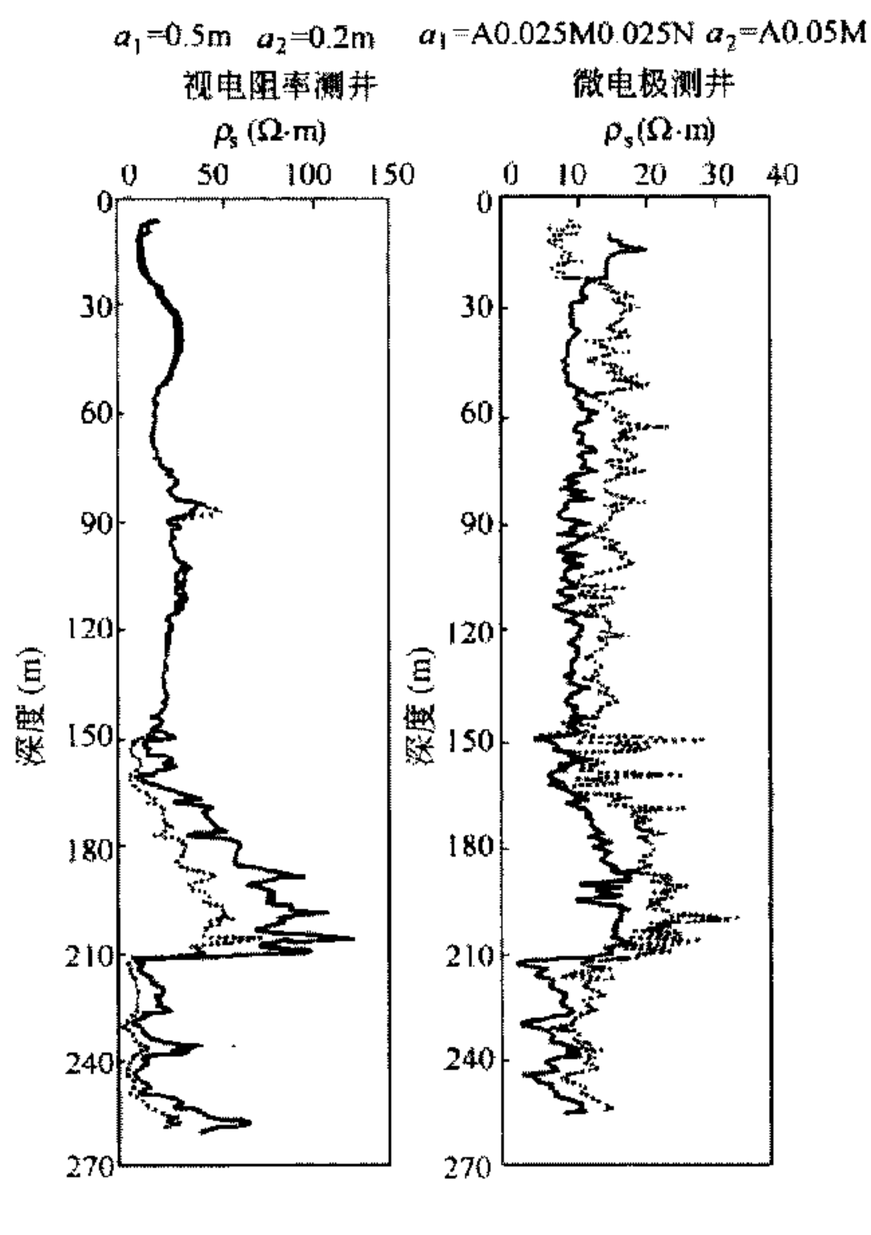


图 3-3　电测井曲线

4. 桩型与持力层选择

从地层资料可以看出，第⑥～⑨层为 Q_3 地层，土质较好，均可以作为桩端持力层，但考虑到建筑物的高度高，基底压力大，对承载力和变形的要求严格，故建议第⑦$_2$ 层或第⑨$_2$ 层作为桩端持力层。可以考虑两种备选的方案：第一方案以第⑦$_2$ 层为主楼的桩端持力层，桩的入土深度为 55m；第二方案以第⑨$_2$ 层为主楼的桩端持力层，桩的入土深度达 80m。对于裙楼，可以以第⑦$_2$ 层为桩端持力层。

根据地层条件和拟建建筑物的特点和上海地区的工程经验,建议主楼采用钢管桩,群房采用 PHC 桩或钢管桩。

5. 单桩承载力与桩基沉降预估

(1)单桩承载力的预估

超长桩的单桩承载力应通过现场静载荷试验确定,按经验预估的数值是供初步设计用的。对于不同规格和不同长度的桩,根据上海地区的工程经验,单桩极限承载力的估算结果见表 3-6。

不同规格桩的单桩极限承载力估计值 表 3-6

桩型	规格(mm)	桩长(m)	送桩(m)	桩端入土深度(m)	持力层	单桩极限承载力估计值(kN)	邻近工程试桩结果(kN)	单桩抗拔极限承载力估计值(kN)
钢管桩	ϕ609	24	18	42	⑦$_2$	5 800		2 850
		27	18	45	⑦$_2$	6 500	7 544	3 300
		32	18	50	⑦$_2$	6 800		3 500
	ϕ650	27	18	45	⑦$_2$	7 500		4 000
		32	18	50	⑦$_2$	7 800		4 250
		37	18	55	⑦$_2$	8 900		5 000
		62	18	80	⑨$_2$	13 500		
	ϕ700	32	18	50	⑦$_2$	8 200		4 600
		37	18	55	⑦$_2$	9 300		5 400
		62	18	80	⑨$_2$	14 700		
	ϕ914	37	18	55	⑦$_2$	11 500	11 500	
		62	18	80	⑨$_2$	17 600	16 500	
预应力管桩	ϕ550	20	18	38	⑦$_1$	4 800	5 200	2 100
		24	18	42	⑦$_2$	5 500		2 550
	ϕ600	20	18	38	⑦$_2$	5 400		2 250
		24	18	42	⑦$_2$	6 200		2 800
	ϕ800	20	18	38	⑦$_1$	7 600	8 800	3 000
		24	18	42	⑦$_2$	9 200		3 700

注:①ϕ550～ϕ800 预应力管桩的桩端底部带有约 2m 的钢管桩靴;

②邻近工程试桩资料是指地质条件为同一类型的工程。

(2)沉降量的估算

主楼沉降量的估算采用了两种方法:一种按上海市地基基础设计规范的常用实体基础法,另一种是用剪切位移法计算。

设主楼基础尺寸为 60m×60m,基础埋置深度为 18m,总荷载为 4 200MN。

①按上海市地基基础设计规范的方法计算

各土层压缩模量见表 3-7,沉降计算的结果见表 3-8。沉降计算所用的压缩模量采用下列各种经验方法估算。

静力触探试验:

$$E_s = 3.5q_c \tag{3-13}$$

标准贯入试验:

$$E_s = 1.2N \tag{3-14}$$

旁压试验:

$$E_s = \frac{E_a + E}{2} \tag{3-15}$$

用波速法估计：

$$E_s = \frac{E_d}{15} \tag{3-16}$$

土层的压缩模量(单位：MPa)　　表 3-7

层序	土　名	压缩试验	静力触探估算值	标准贯入估算值	旁压估算值	波速估算值	建议值
⑦1	砂质粉土夹粉细砂	48	42	40	37	46	40
⑦2	粉细砂	67	86	73	91	63	75
⑦3	砂质粉土	57	54	56	65	56	60
⑨1	粉砂夹粉质黏土	65	56	63	79	84	80
⑨2	含砾中粗砂	90	72	66	65	84	85
⑨3	粉细砂	96		95		125	90
⑩	粉质黏土	41				108	55
⑪	粉细砂	93				108	95
⑫	黏土夹粉砂	70				110	70
⑬	中细砂	120					120

沉降计算的结果(单位：mm)　　表 3-8

方　案	桩的入土深度(m)	桩端平面处假设的有效附加压力 p_0(kPa)		
		700	800	900
1	55	140	164	188
2	80	86	101	117

②按剪切位移法计算

剪切位移法所采用的各土层的剪切模量值见表 3-9。计算的结果见表 3-10。

各土层的剪切模量(单位：MPa)　　表 3-9

层　序	土　名	旁　压	波　速	建　议　值
⑤	粉质黏土	3.90	7.10	4
⑥	粉质黏土	7.34	15.30	10
⑦1	砂质粉土夹粉细砂	13.90	15.70	14
⑦2	粉细砂	33.74	21.40	33
⑦3	砂质粉土	24.50	19.00	22
⑨1	粉砂夹粉质黏土	29.20	29.20	29
⑨2	含砾中粗砂	25.40	28.60	29
⑨3	粉细砂		43.70	43
⑩	粉质黏土		37.70	37
⑪	粉细砂		38.10	38
⑫	黏土夹粉砂		38.30	38

剪切位移法计算的结果　　表 3-10

方　案	假 定 条 件	桩端入土深度(m)	主楼基础沉降量(mm)
1	钢管桩 ϕ609,桩数为 961 根	55	96
2	钢管桩 ϕ700,桩数为 841 根	55	100
3	钢管桩 ϕ914,桩数为 729 根	55	104
4	钢管桩 ϕ700,桩数为 729 根	80	82
5	钢管桩 ϕ914,桩数为 576 根	80	82

6. 沉桩可能性分析

影响沉桩的因素十分复杂,包括桩本身的因素(如桩型、桩的截面和长度、桩距、桩身强度等)和沉桩机具工艺方面等因素(如锤型、锤击能量、施工工艺和沉桩顺序等),因此定量地评估沉桩的难易程度是相当困难的。

根据邻近工程的经验,ϕ550 的 PHC 桩,采用 MH72B 锤,桩可以沉至 38m,其最后贯入度一般在 4～6cm/10 击。ϕ609 的钢管桩,采用 D62 锤,桩沉至 45m 时,其最后贯入度至 5～7cm/10 击;当采用 MH80 锤,桩沉至 45m 时,其贯入度至 10～14cm/10 击。

邻近工程 ϕ910 钢管桩的沉桩曲线见图 3-4,沉桩时采用 KB80 锤,桩沉至 40m 时,其贯入度在 7～9cm/10 击;桩沉至 52m 时,其贯入度在 4～4.5cm/10 击,沉桩较为困难。采用 D100 锤,桩沉至 40m 时,其贯入度在 13～17cm/10 击;桩沉至 54m 时,其贯入度在 6～8cm/10 击;沉至 62m 时,其贯入度在 4～6cm/10 击,沉桩困难,故改用 HA—30 型液压锤,桩沉至 79m(进入⑨$_2$ 层含砾中粗砂约 2m)时,其贯入度在 5～10cm/10 击,桩沉至 83m 时沉桩相当困难。

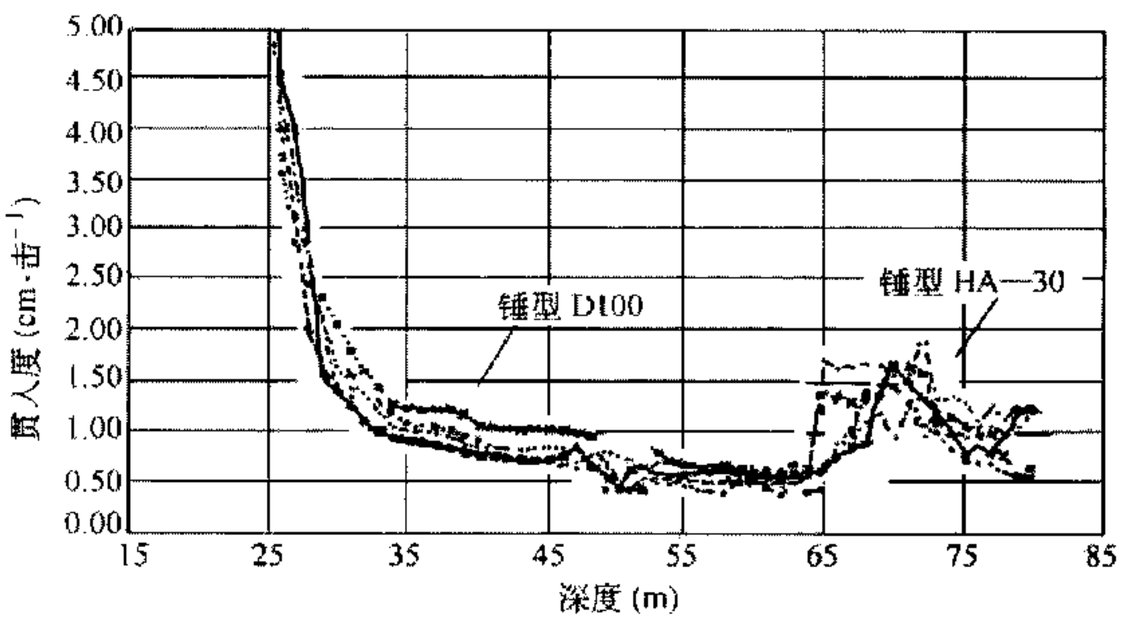


图 3-4　邻近工程沉桩贯入曲线

注:深度小于 62m 时用 D100 锤;深度大于 62m 时用 HA—30 锤。

根据邻近工程的沉桩经验,通过沉桩实测资料与原位测试结果的对比,建立相应的经验关系以估算沉桩阻力,沉桩阻力分析的结果见表 3-11。

沉 桩 阻 力 分 析　　表 3-11

桩　型	规格(mm)	桩端入土深度(m)	持 力 层	沉桩阻力(kN)	建议采用桩锤	控制贯入度(cm/10 击)
钢管桩	ϕ609	42	⑦$_2$	8 870	D62	3～5
		45	⑦$_2$	9 720	KB80	4～8
		50	⑦$_2$	11 000	KB80	4～8
	ϕ650	45	⑦$_2$	10 300	KB80	4～8
		50	⑦$_2$	11 600	KB80	4～8
		55	⑦$_2$	12 700	KB80	4～8
		80	⑨$_2$	19 400	D100+液压锤 Sc—150	4～8
	ϕ700	50	⑦$_2$	12 350	KB80	4～8
		55	⑦$_2$	13 400	D100	4～8
		80	⑨$_2$	20 300	D100+液压锤 Sc—150	4～8
	ϕ914	55	⑦$_2$	17 400	D100	4～8
		80	⑨$_2$	24 400	D100+液压锤 HA—30	4～8

续上表

桩　型	规格(mm)	桩端入土深度(m)	持力层	沉桩阻力(kN)	建议采用桩锤	控制贯入度(cm/10击)
预应力管桩	φ550	38	⑦1	6 200	MH72B	3～5
		42	⑦2	8 050	D62	3～5
	φ600	38	⑦2	6 720	MH72B或D62	3～5
		42	⑦2	8 050	D62	4～8
	φ800	38	⑦1	9 150	KD80或D100	4～8
		42	⑦2	11 850	D100	4～8

7. 场地地震效应分析

采用PS检层波速试验、共振柱试验和场地微振动试验测定场地各土层的动力参数。

(1)共振柱试验结果

根据共振柱试验资料的分析，上海地区地基土的动应力—应变关系符合下列双曲线的数学模型：

$$\frac{1}{G_d} = a_\gamma + b_\gamma \gamma_d \tag{3-17}$$

式中：G_d——初始剪切模量；

a_γ、b_γ——拟合参数。

根据试验资料，按公式(3-13)求得的场地各主要土层的试验参数见表3-12。

共振柱试验的分析结果　　表3-12

层　序	土层名称	G_d(MPa)	$a_\gamma \times 10^{-2}$(MPa^{-1})	b_γ(MPa^{-1})
②	粉质黏土	15.8	6.4	35.80
③	淤泥质粉质黏土	28.0	3.85	23.89
④	淤泥质黏土	23.5	4.27	42.85
⑤	粉质黏土	87.1	1.15	15.14
⑥	粉质黏土	134.4	0.745	9.18
⑦1	砂质粉土	136.3	0.734	8.34
⑦2	粉细砂	191.0	0.532	4.86
⑨	粉砂	226.4	0.442	5.52

(2)微振动试验结果

场地微振动试验的结果见表3-13。

场地微振动试验结果　　表3-13

深度(m)	方　位	中长周期 T(s)		短周期 T(s)
		第一	第二	
2	垂直	0.97		0.32
	水平1	2.05		0.32
	水平2	2.27		0.91,0.32
22	垂直	0.99		0.42
	水平1	2.19		0.32
	水平2	2.19	1.11	0.32

续上表

深度(m)	方　位	中长周期 T(s)		短周期 T(s)
		第一	第二	
55	垂直	0.99		0.37
	水平 1	2.27	1.00	0.42
	水平 2	2.12	1.11	0.37
81	垂直	1.01		0.36
	水平 1	2.19		0.34
	水平 2	2.19	1.11	0.32

场地地震反应分析的模型见图 3-5。

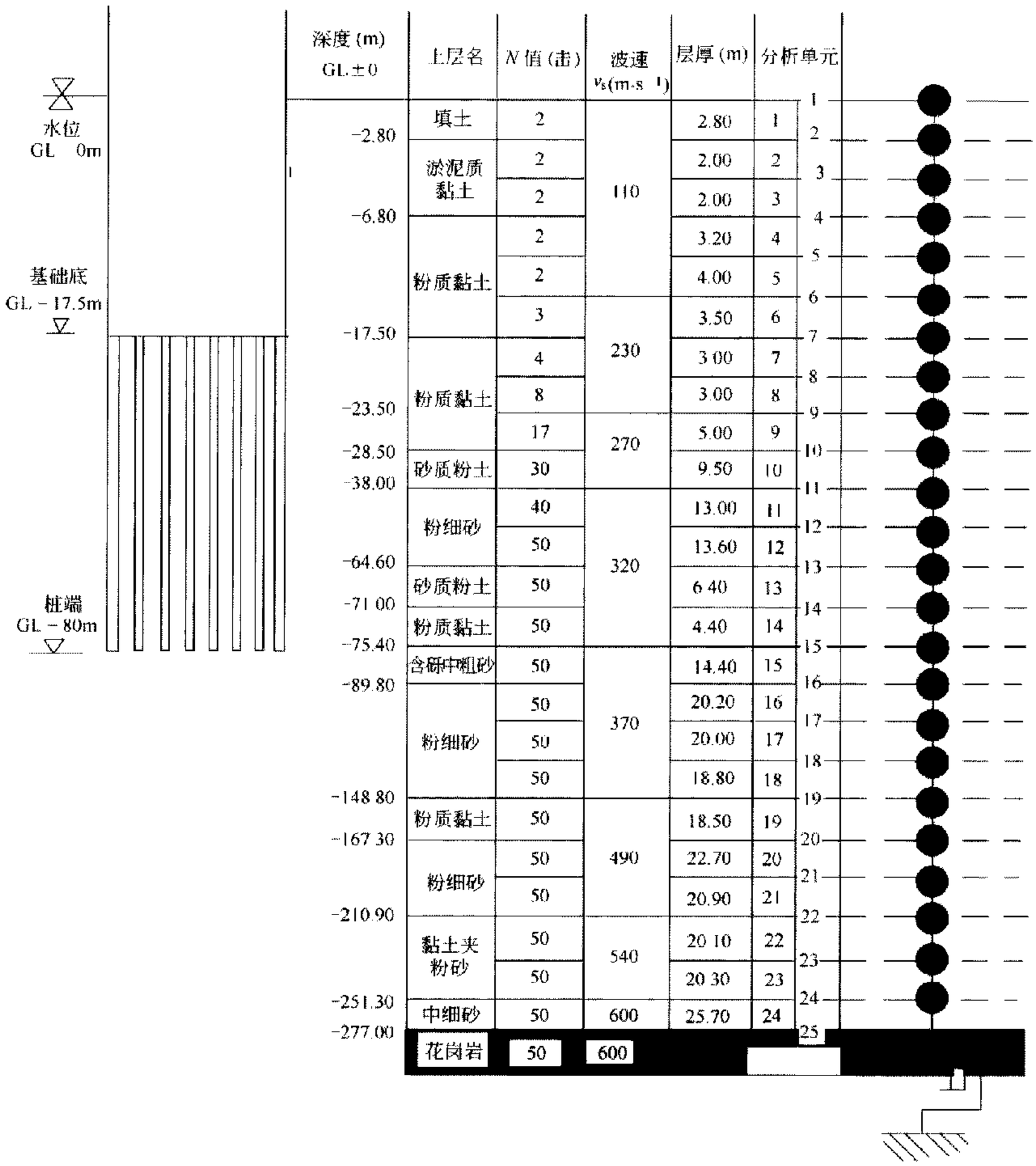


图 3-5　地基土层地震反应分析模型

由于上海地区尚未取得具有工程意义的强震记录。按照满足Ⅰ类工程《核电厂抗震设计规范》(GB 50267—97)的要求，直接采用美国原子能核电站委员会规定采用的 NRC—1.60 设计反应谱作为本场地的基岩反应谱，如图 3-6 所示。拟合时，反应谱周期控制点取 50 个，控制点的相对误差要求小于 0.05。拟合得到的本场地基岩人工地震波时程曲线见图 3-7。

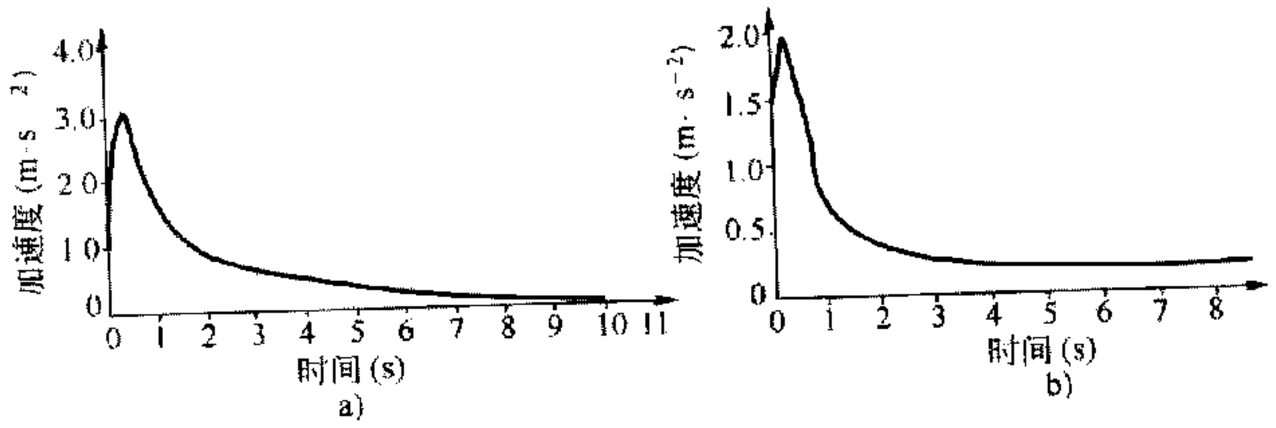


图 3-6　选用的基岩反应谱

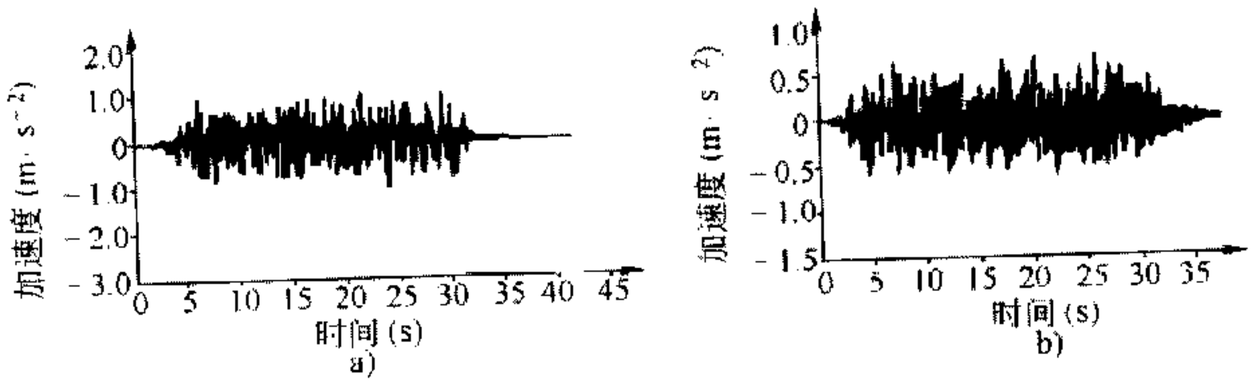


图 3-7　基岩人工地震加速度曲线

当基岩受到水平地震波激励时，地震波以剪切波的形式向上传播，每一土层都要满足剪切波方程。同理，当输入为垂直入射时，每一土层都要满足压缩波方程。

本次采用振动法求解，计算时采用有限元程序 SAP84 的 shell 单元的膜部分来模拟二维平面应变状态。

求解用的土层弹性参数见表 3-14。

土层弹性参数　　表 3-14

层序	土层名称	剪切波速 v_s(m/s)	压缩波速 v_p(m/s)	初始剪变模量 G_d(MPa)	弹性模量 E_d(MPa)	泊松比 μ
③	淤泥质粉质黏土	109	1 282	22.0	65.5	0.496
④	淤泥质黏土	139	1 348	33.8	100.9	0.495
⑤	粉质黏土	239	1 507	107.2	318.7	0.487
⑥	粉质黏土	338	1 687	230.5	681.9	0.479
⑦$_1$	砂质粉土夹粉细砂	349	1 629	236.4	697.4	0.476
⑦$_2$	粉细砂	401	1 696	321.1	943.0	0.470
⑦$_3$	砂质粉土	383	1 654	284.3	835.7	0.471
⑨$_1$	粉砂夹粉质黏土	454	1 705	438.4	1 262.5	0.457
⑨$_2$	含砾中粗砂	446	1 756	429.9	1 252.2	0.463
⑨$_3$	粉细砂	559	1 742	656.6	1 870.4	0.444
⑩	粉质黏土	517	1 846	566.2	1 622.1	0.452
⑪	粉细砂	530	1 863	571.2	1 658.8	0.456
⑫	黏土夹粉砂	530	1 940	575.7	1 678.3	0.459

计算得到的前 10 个水平自振周期分别为 2.12s、0.86s、0.58s、0.42s、0.30s、0.26s、0.22s、0.19s、0.17s、0.15s。

前 10 个竖向自振周期分别为 1.20s、0.48s、0.32s、0.24s、0.17s、0.14s、0.12s、0.11s、0.092s、0.088s。

根据应变为 10^{-3},测得阻尼比为 0.06～0.07,计算时取为 0.06。考虑到上海地区的设计烈度为 7 度,应变小于 10^{-3},因此计算时还考虑了阻尼比为 0.05 时的响应。

采用 20 个振型,取 0.05 和 0.06 两种阻尼比,计算地面的加速度时程曲线、地面反应谱及土层的放大系数。

加速度时域分析:从基岩输入水平与竖向的地震波,根据两种不同的阻尼比计算得到地面加速度时程曲线,从加速度曲线得到如表 3-15 所示的结果,从表列数据可以看出地层具有放大的作用。从曲线还可以看出加速度的峰值随着阻尼比的增大而减小。基岩加速度具有较为丰富的高频成分,通过地层过滤以后,地面加速度的低频成分增多,说明土层具有较明显的滤波和放大作用。随着地震持续时间的增加,地面的振动主要以低频振动为主。这对自振频率较低的结构(如高层建筑、高耸构筑物)是非常不利的。

反应谱分析:当地震波从基岩输入时,按两种不同的阻尼比(阻尼比分别取 0.02 和 0.05)计算,得出四条地面自由场地地震标准反应谱,与基岩反应谱对比可以看出土层的放大作用,得到本场地前三个阶段自振频率分别如下。

水平向:2.155s,0.880s,0.256s。

竖直向:1.201s,0.496s,0.333s。

加速度最大值(单位:m/s^2)　　表 3-15

地震波输入方向	基岩	地面(ζ=0.05)	地面(ζ=0.06)	地震波输入方向	基岩	地面(ζ=0.05)	地面(ζ=0.06)
水平	1.004	3.539	3.362	竖向	0.668	2.076	2.033

二、碳酸盐岩地区钻孔灌注桩工程勘察实例——昆明三聚磷酸钠厂

这是一个在岩溶地区采用桩基础的工业建筑工程实例,岩溶地区的地质条件复杂,故桩基勘察有其特殊的内容和要求。虽然这个项目勘察的年代比较早,但其勘察经验,特别是其对于岩溶地区勘察针对性的体会:"勘察要有针对性,那种遍地开花、普遍探查,试图用某种方法完全查清整个场地岩溶地基内岩溶的大小和位置以及岩面的起伏情况,都是没有实际意义的,也是徒劳的。"仍有重要的参考价值。

1. 工程简况

昆明三聚磷酸钠厂是国家重点建设项目,厂址位于岩溶洼地内,覆盖层为红黏土,层厚 10～40m,基岩为岩溶化的白云岩。主要车间引进德国成套设备,厂房高 50 余米,车间内配置许多重型设备和管道,按工艺要求,沉降差不得大于 0.001。

钻孔灌注桩能嵌入基岩,稳定性好,沉降量小,沉降差能满足工程要求,是比较适合于本工程要求的基础形式。主要车间柱基础采用单桩,设备基础采用群桩基础。

一期和二期工程所用工程桩的数量、桩径及设计荷载见表 3-16。

工程桩的数量、桩径及设计荷载　　表 3-16

	桩　数	桩径(mm)	设计荷载(kN)
一期	220	1 000	5 000
		850	3 600
二期	81	850	5 000
		650	2 100～3 600

2. 地形地貌和地质构成

厂址位于干坝塘半封闭式的岩溶洼地内,与当地侵蚀基准面螳螂川河谷高差约 60m,比相邻的下啸

洼地和马鞍山洼地高 20～30m，呈一突起于相邻河谷和洼地之上的分水岭岩溶洼地。

表部的红黏土层，上部呈硬塑～可塑状态，下部与岩石交界面附近呈类似牙膏状的软塑状态。偶见小土洞。下伏基岩为二迭系茅口组白云岩，青灰色，细晶结构，厚层块状构造，大部含方解石细脉或条块。除岩溶发育部位以及与岩溶伴生的不规则风化夹层外，多呈中等风化和微风化状态，致密坚硬，岩石单轴抗压强度为 80～100MPa，是桩基的持力层。

场地位于昆明与安宁两构造盆地之间的相对稳定地块上，构造滑动比较微弱，岩层总体为一倾向北东的单斜构造，倾角 15°～20°，无大的断裂破碎带，较发育的节理有三组，倾角分别为：80°～90°，45°～60°，15°～25°。

3. 场地地下水动态与岩溶发育的基本特征

地下水埋深 10～15m，受大气降水补给，水位季节性变化比较大，在岩土交界面上下 5.0m 范围内波动。由于场地的东面和北面受二迭系峨嵋山玄武岩相对隔水层的阻隔，地下水不能以最短的途径直接向当地的侵入基准面大量排泄，因此洼地内部的地下水普遍高于基准面 40m 左右。并以地下径流的方式通过较长的渗流途径向南面的马鞍山洼地汇集，总体水力坡降约 1%，于九子母泉排泄，注入螳螂川。

根据抽水和流速连通试验，渗透系数小于 0.15m/d，流速小于 0.027m/s。地下水排泄条件较差，相对的交替强度微弱，因此没有发现大厅式的溶洞或大的暗河，而以小型的均匀溶蚀为其特征。根据初勘的控制性钻孔探查结果，在深度 60m 处仍遇到垂高为 0.6m 的溶洞，这一情况说明岩溶的发育深度与当地侵入基准面有关。因此，要想在岩面以下不太深的范围内找到统一标高且溶蚀微弱的稳定持力层是不可能的。

根据附近相同露头的天然露头及洼地边缘深基坑的观察，岩石表面大多数被沟槽纵横切割，沟槽间残留高度不一的石笋状岩柱，呈林柱状的“地下峰林”景观。在一些溶蚀现象比较微弱的地段，沟槽间的岩石被溶蚀成沿一个方向延伸较长的鱼背状石脊，表面坎坷不平，在侧面上呈土石相间的状态。

在岩体内部，于岩面以下 10m 范围内，沿北东向陡倾角张节理形成了以缝隙状为主、兼有侧向溶蚀扩展的串珠状洞隙，这是这个场地岩体内部规模较大的岩溶形态。在宽度较小的溶缝里，常常存在一些与两侧缝壁搭接的“岩桥”。由于地下水的长期缓慢循环，形成了大量针状溶孔，溶孔密集地段呈蜂窝状的溶蚀条带或团块；溶蚀加剧的地段呈单个类似圆形或椭圆形的洞穴或管状通道。在钻探时遇到的垂高为 0.2～2.0m。这种岩溶形态在场地内分布普遍，在岩面下 10m 范围内比较发育。这些岩溶形态对桩基持力层的选择有很大的影响。

4. 勘察与评价

岩溶地基的勘察，主要解决岩溶地基的稳定性评价。稳定性评价可分为场地稳定性评价和单个基础的稳定性评价。桩基勘察是在完成场地稳定性评价之后进行的，重点是评价在桩基荷载的作用下，桩周岩溶岩体的稳定性。

碳酸盐类岩石作为桩端持力层，与其他类型的岩石相比，有两个方面的重要区别：一是岩面起伏变化较大，二是岩体内部存在分布位置难以准确确定的洞穴。因此，桩端进入岩面以下还不能认为是安全可靠的，岩面以下还可能存在不稳定的岩溶形态，需要在勘察时逐个位置查清，并采取措施避免岩溶对桩基稳定性的不利影响。

勘察的目的是在确定的桩位上顺着桩径的垂直投影寻找稳定桩端持力层的具体标高。在场地稳定性得到保证的前提下，哪怕是支承在一根石牙上，周围都是软弱土层，岩柱处于单轴受压状态，碳酸盐类岩石也有足够的强度支承桩的荷载。问题的实质是要把上述柱体的岩溶情况搞清楚，也就是说，勘察要有针对性，那种遍地开花、普遍探查，试图用某种方法完全查清整个场地岩溶地基内岩溶的大小和位置以及岩面的起伏情况，都是没有实际意义的，也是徒劳的。

在勘察过程中，要着重解决与桩体稳定有关的问题：

(1)桩端的整个环形断面是否已经深入到基岩内部；

(2)桩端持力面以下应力影响范围内,是否存在对桩基稳定不利的洞穴,以及桩位侧面是否存在对桩基稳定不利的临空面。

在岩溶地区勘察,钻探是必不可少的直接探查手段,钻探的同时应考虑采用孔内摄影、测井、无线电波透视、声波等物探技术辅助了解岩溶情况。但是,这些辅助技术的探查结果必须用直接的手段加以证实。

对大口径嵌岩灌注桩基础,无论对岩面起伏的研究或者是对桩底洞穴的探查,都要求对具体桩位进行工作,钻孔的布置应消除网度的概念,而应一桩一孔,个别地质条件复杂的部位应适当增加。

钻孔需要钻入完整岩体一定深度,查明持力层顶面标高和厚度。

(1)对于直接建造在基岩上的重大建筑物一柱一桩基础和重大设备基础,只要持力面以下有 5m 厚的连续完整岩体,且溶洞顶板的厚度为洞径 2 倍以上时,其安全是可以保证的。因此,对于不存在大厅式溶洞的场地,钻入持力面以下 5m 深度的完整岩体可以作为重大建筑物勘察钻孔深度的控制基数。本工程在持力面以上一般存在溶蚀显著的石牙起伏带和强风化带,因此钻孔深度取为岩面以下 8.0m。

(2)若持力面以下 5.0m 范围内遇有小型溶洞、溶孔密集带、强风化夹层等强度较低的软弱夹层,钻孔深度视具体情况适当加深。若岩面平坦,且表部强风化层厚度不大,钻孔深度可适当减小。

(3)当桩位于溶槽、溶沟或竖向溶蚀裂隙近旁,桩侧存在临空面时,勘探孔的深度应能查明出露沟底以上的倾斜软弱结构面。

5. 嵌岩标高的确定

确定嵌岩标高的几个原则如下。

(1)桩位勘探孔未发现洞隙,基岩面起伏不大,岩石坚硬完整,是可靠的桩位,桩端应穿过强风化带,保证持力面置于完整的基岩上。

(2)桩位勘探孔未发现洞隙,岩面起伏不大,但岩体内存在强风化夹层、泥化夹层、溶孔密集带、节理密集带等软弱夹层,则桩端不能置于这些软弱夹层上,而应视夹层的特征,对桩端标高进行调整。

(3)桩位位于宽度小于桩径的竖向溶蚀裂隙中,桩端务必穿过强烈溶蚀带,嵌入完整的基岩。

(4)桩位勘探孔穿过单层或多层溶洞时,应按顶板岩层的不同性状分别进行溶洞顶板稳定性验算,按验算结果确定嵌岩标高。当溶洞顶板具有 5.0m 以上厚度的连续完整岩体,且场地又不存在大厅式溶洞时,可直接将桩端置于溶洞顶板之上,不需要进行稳定性验算。

(5)桩位位于竖向溶蚀裂隙、溶槽、溶沟近旁,地基岩体侧向存在临空面,若地基岩体中具有倾向临空面方向的软弱结构面,应进行地基抗滑稳定性验算。

6. 溶洞顶板稳定性评价

溶洞顶板稳定性评价可分为定性评价和定量评价两种。定性评价完全取决于工程师的经验。定量评价目前尚无完备的方法,可以运用一些简化的力学方法,如视顶板为梁板、无铰拱等假定的基础上的近似计算。也可以用弹性理论的方法求溶洞周边的应力场,计算孔边切向应力,并与岩石的强度进行比较的方法计算稳定性系数。

7. 单桩承载力分析

硬质碳酸盐类岩石,一般端承力都有较大的富裕,只要满足地基抗滑稳定性和溶洞顶板稳定性要求,大多数桩位的承载力都能较好地解决。

此工程建成后,经过多年的使用,建筑物的沉降量为 2~5mm,个别测点 7mm。

三、岩溶地区大直径嵌岩桩工程勘察实例——济南国际金融大厦

这是我国东部岩溶地区高层建筑桩基础的一个工程实例。这个案例的特点是比较重视工程物探的应用,特别是电磁波透视方法的利用。将钻探与物探很好地结合,按地质结构、地层岩性及工程性质的差异将场地分区研究评价,使评价更有针对性。

1. 工程简况

济南国际金融大厦位于济南市泺南大街东首路南，是一座大型现代化商业建筑，采用框筒结构。主楼东西两侧为半圆形，长约 42m，宽 24.6m，檐口高 123.60m，地上 32 层，地下 2 层，地下室埋深 12m。裙楼地上 3 层，地下 2 层。

2. 地质条件

场地位于山前洪冲积倾斜平原的中部，历史上曾有三条小冲沟交汇于此。地势东南高，西北低，地面标高一般在 39.00～42.50m 之间。拟建场地处于闪长岩与奥陶纪灰岩的接触变质带上，两者互相穿插，犬牙交错，地层结构异常复杂。闪长岩多已风化成土状，工程性质和水理性质差；硬质基岩面起伏很大。岩溶很发育，连通性好，岩溶裂隙水水量充沛，是济南市水源地之一，地下水标高一般在 28m 左右。在场地北部，岩溶水以上升泉的形式排泄，如黑虎泉至趵突泉一线的泉群。

3. 工程地质勘探

本工程的勘察重点是查明场区基岩面起伏情况和岩溶发育情况。采取钻探和工程物探相结合的方法，共布置 22 个钻孔，总进尺 977m。对土层和全风化岩采用螺旋钻具钻进，对硬质基岩，为保证岩芯采取率和钻探质量，采用金刚石双管钻具钻进。为准确测量地下水位和防止塌孔，用套管和泥浆护壁，从而大大提高了钻进效率和岩芯采取率。

勘察野外工作中详细记录了漏浆情况和钻具进尺情况，为正确评价岩溶发育及充填情况提供了可靠依据。

对黏土和全风化岩进行了 27 次标准贯入试验，对碎石和全风化岩进行了 76 次重型动力触探。在 4 个孔内进行了波速测试。对 25 件土样（包括全风化岩）进行了常规的和特殊的试验。岩石抗压强度试验 63 组，水分析 2 件。

4. 工程物探

用电测深、浅层地震、电磁波透视三种工程物探方法。

电测深剖面主要用于探测地下构造破碎带，布置了东西向、南北向和北西～南东向三条剖面，共做了 50 测点。

浅层地震主要用于探测基岩面起伏情况和岩溶发育情况。基本上沿东西向布置了 10 条剖面，总长 472m，点距 1m。每个测点 6 次覆盖，形成共点反射。发现岩溶异常，即进行弧形小剖面追踪，以确定溶洞的大小和方向。

电磁波透视主要为了确定岩溶在剖面上的形态等。采用双孔透视法，共作了 6 条剖面，发射机点距 5m，接受机点距 1m，然后两者互换以形成许多扇形叠加，从而能将直径在 0.5m 以上的溶洞都可以探测出来。

综合分析物探资料，经电算处理，发现了一条深度在 20～30m 的破碎带和两条深度为 40～50m 的溶洞带，其走向均为 NE 向，溶洞带西浅东深。

5. 地层岩性结构及其物理力学性质

场地按地质结构、地层岩性及工程性质的差异划分为 A、B 两区，B 区的标志是第四系地层下见全风化岩，或第四系地层与全风化岩之间夹透镜体状或硬质基岩。

钻孔揭露的地层如下：

(1)杂填土分布整个场区；

(2)黏土及碎石混合土层分布整个场区，两者互为主次，界线不明，亦无规律。黏土具胀缩性，层底深度在 6～14m。

(3)全风化泥质灰岩，闪长岩，岩性呈土状，风干后易崩解。泥质灰岩以捕虏体状产出，闪长岩以岩枝、岩墙产出。两者均分布在 B 区，层底最大深度 37m 左右。

(4)灰质白云岩及白云质灰岩，两者的工程性质和岩块的抗压强度相近。根据 *RQD* 值、线溶率和岩芯采取率，将该层划分为中风化带和微风化带。一般地，岩芯采取率小于 60%，*RQD* 小于 30%，钻孔

线溶率大于15%的岩段划为中风化带,该带主要分布在A区。局部穿插于B区的全风化岩之间。岩芯采取率大于75%,*RQD*大于50%,钻孔线溶率小于5%的岩段划为微风化带。

岩土物理力学性质指标汇总于表3-17。

岩土物理力学性质指标 表3-17

指标 \ 地层名称		黏土	碎石	强风化泥质灰岩	强风化闪长岩	中风化		微风化	
						灰质白云岩	白云质灰岩	灰质白云岩	白云质灰岩
物理性指标	重度(kN/m³)			19.0	17.5				
	含水量(%)	30.5		33.0	43.0				
	孔隙比			0.98	1.19				
	塑性指数	36.1		27.7	19.4				
	液性指数	0.07		0.23	0.38				
	纵波速度(m/s)			1 200	1 200	1 500	1 500	1 500	1 500
	横波速度(m/s)			500	500	520	520	520	520
力学性指标	自由膨胀率(%)	97.3							
	压缩系数(MPa^{-1})			0.34	0.37				
	压缩模量(MPa)			5.71	6.23				
	前期固结压力(kPa)			374	317				
	压缩指数			0.383	0.361				
	回弹指数			0.02	0.02				
	三轴试验(kPa)				50.0/16.3				
	无侧限抗压强度(kPa)			213					
	直剪试验(kPa/°)				37.7/15.7				
	单轴饱和抗压强度(kPa)					47.4	28.0	44.9	30.1
	标准贯入击数	24.6		24.1	26.7				
	重型触探击数	13.6	19.3		11.2				

6. 建筑场地评价与桩型选择

场地地形平坦,地貌单一,第四系土层内未发现稳定水位,局部地段初见水位深5.5m,水量小,属上层滞水,与岩溶水水力联系弱。岩溶水水位高程27.00m左右,水量丰富,无腐蚀性。场地位于岩溶水强径流带上。

场地范围内无断裂通过,场地以西1.5km的千佛山断裂近期虽有潜在活动,但其规模较小,活动能力不强。

场地存在的主要不良地质作用为岩溶洞穴发育。勘察中钻孔遇溶率100%,钻孔线遇溶率一般为0.53%~59.7%,说明岩溶的发育不均衡。

A区岩溶最为发育,在高程17.00m以上,岩溶多呈密集型蜂窝状及串珠状溶孔或溶洞。个别钻孔钻进时,累计掉钻可达6.70m。在高程17.00m以下,多以稀疏状洞隙为主,充填程度差。西部B区岩溶裂隙发育不均,位于全风化岩以上的灰岩岩溶发育强烈,多呈蜂窝状溶孔或串珠状溶洞,部分被方解石晶簇及红黏土充填,下部以溶洞为主。东部B区岩溶规律性差,部分钻孔岩溶发育,部分钻孔溶孔发育。从竖向看,则是20~30m以上的浅部岩溶相对发育,东部40~50m深度的岩溶也较发育。

场地岩溶发育情况有如下的特点:

(1)分层次的发育,呈上强下弱的趋势;

(2)平面上呈东强西弱、北强南弱,在两大岩性接触带附近最为发育;

(3)以裂隙型岩溶为主,多呈北东向延伸;

(4)岩溶连通性较好，充填性较差；

(5)岩溶发育处于相对均衡稳定状态，未发现岩溶塌陷现象。

7. 确定桩端持力层的标准

如前所述，本场地由于地处侵入岩与灰岩的接触地带，又位于黑虎泉群之强径流带上，致使场地范围内岩性杂乱，地层结构复杂，岩溶强烈发育。场地内有两条分别通过4号和10号孔的侵入岩带，受其影响，场地在东西剖面上，稳定的硬质基岩顶板呈波浪状起伏，并恰好在主楼东西两侧形成硬岩陡坎，这对建筑抗震较为不利。地层岩性比较复杂，工程性质差异较大，分布亦不均匀，属极不均匀的复杂场地。但场地岩溶发育处于均衡状态，历史上亦未发现岩溶坍塌现象，场区内存在较致密的基岩。只要处理得当，仍可建造高层建筑。

根据勘察所取得的岩土物理力学性质指标，结合地区经验，各主要岩土层的桩基设计参数见表3-18。

桩基设计参数　　表3-18

参数 / 地层	桩侧摩阻力(kPa)	桩端阻力(kPa)	压缩模量(MPa)
黏土	33	—	10
碎石	40	—	—
全风化泥质灰岩	40	—	10
全风化闪长岩	40	—	8.5
A区中风化白云质灰岩	50	—	—
A区微风化白云质灰岩	130	7 000	—
B区中风化灰质白云岩	50	—	—
B区微风化灰质白云岩	120	6 000	—

本工程主楼荷载较大，基底压力约570～690kPa。地下室埋深12m，相当于标高28.0m。则在主楼下的地基土层，中部以中风化白云灰岩为主，夹薄层碎石。而在东部和西部则以全风化闪长岩为主，上覆较薄的碎石层。中风化白云质灰岩和全风化闪长岩的强度和变形模量相差很大，地基很不均匀。若采用箱基，沉降差约为110～130mm，不能满足要求，且基底下浅层溶洞发育，影响箱基的安全与稳定。何况全风化闪长岩的水稳定性极差，工程性质不稳定。故箱基方案不适合于场地的地质条件。

经过论证，认为主楼采用大直径嵌岩桩是可行的。由于主楼的柱网较疏，单柱荷载大，而场区内高强度基岩可以提供足够的承载力。如取桩径为1 000～1 200mm，按表3-18的设计参数，估计的单桩承载力可达9 000kN以上，且桩基的变形也不大。

由于场地范围内岩溶发育，岩溶水水量大，故不能采用挖孔桩，应采用钻孔灌注桩。

根据场地的特点和基础的方案，勘察时基本采取一桩一孔的方式布孔，并作单孔电波透视，探明每个桩位的地质条件，根据规范要求，探明每根桩的“桩底以下3倍桩径范围内，应无软弱夹层、断裂带或洞隙分布，在桩端应力扩散范围内无岩体临空面”。在桩基设计时，不必强求整个建筑物下各个桩的桩长和桩端标高都必须基本一致的要求，应根据实际的地质条件确定每根桩的桩端标高。

根据钻探与单孔透视的结果，具体确定桩端持力层的标准如下：

(1)以5m(大于3倍桩径)厚度的致密完整硬岩作为桩端持力层；

(2)直观岩芯致密坚硬，岩芯采取率大于75%，*RQD*大于50%，持力层内无软弱夹层、断裂带，也无大于0.5m的溶隙存在；

(3)个别钻孔所划分的完整段指标，虽然没有全面达到上面的要求，但钻进过程中进尺缓慢，电磁波透视显示孔壁无较大洞隙，曲线反映岩体完整，强度高，也可以作为持力层；

(4)部分钻孔显示岩溶裂隙带厚度大，且具有分段发育规律，该段灌注混凝土的充盈系数可达2～4，表明混凝土大量流入桩周溶隙，呈树枝状与围岩胶结为一体，具有很高的侧壁摩阻力；如桩长大于

10m,持力层可选在岩溶裂隙发育带中的相对完整段上,且厚度大于3倍桩径时也是可以的;

(5)部分钻孔的电视所透视的曲线反映存在溶隙,但钻孔岩芯致密完整,则曲线所反映的是竖向裂隙,对桩基稳定性没有威胁,可作为桩端持力层;

(6)相邻桩之间力求缩小桩端高差,但仍以保证桩底完整岩体厚度满足要求为主。

四、花岗岩地区人工挖孔桩工程勘察实例——深圳福星大厦

这是南方花岗岩地区高层建筑桩基础工程的案例。花岗岩的风化带具有厚度大、岩性变化剧烈的特点,过去一般都将桩端置于中等风化或微风化岩层中。但这个工程却采用了以强风化岩作为桩端持力层的扩底桩方案,既避免了微风化基岩顶板标高差异过大产生的工程问题,又减短了桩长,节省了造价。工程实践说明,花岗岩强风化带也有可能作为高层建筑桩基础的桩端持力层。

1. 工程简况

富星大厦位于深圳市富田区富星路东侧,占地6 000m^2,建筑物分为南北两座塔楼,由四层群房相连,设一层地下室,塔楼28层,高92.8m,总建筑面积51 235m^2。

2. 勘探工作量布置

该场地附近北西向断裂较发育,受其影响,基岩风化带起伏变化大,场地内是否存在断裂及查明基岩风化带的分布规律是详细勘察的关键。

根据建筑物的特点和地质条件的复杂性,岩土工程勘察采用了钻探、原位测试和室内试验等方法。其中,钻孔19个,在勘察中发现场地中有一条北西向断裂,为查清其倾向与倾角,又补充钻孔一个。取各类土样品50件,标准贯入试验65次。

3. 场地工程地质条件

建筑场地位于深圳湾畔,深圳河二级阶地后缘。深圳湾是中生代或后生代的断陷区,上更新世以来地壳间歇性提高,地面标高7.00~9.20m。

场地地处粤东莲花山断裂带,即五华—深圳大断裂南西段的西北侧,断裂走向北东50°,倾向北西,倾角60°左右。受其影响场地内发育一条北北西向张扭性断裂,倾向南西,倾角65°左右,被细粒花岗岩及煌斑岩填充,局部可见薄层角砾岩及糜棱岩,岩脉厚度12~25m;断裂东西向侧微风化基岩顶板埋深相差28.46m,沿断裂带及其东侧岩石破碎,风化剧烈,残积土及强风化岩带厚度大,微风化基岩埋深大于40m。

富星大厦位于华夏系构造——北东向断裂带的西北侧。该断裂是广东省东部沿海的构造体系,控制了晚三迭世以后沉积盆地和火山盆地的分布。其走向50°~70°,一般倾向西北,倾角约60°,多呈雁行式排列。该断裂规模大,连续,带性明显,破碎带宽度一般10~20m,主要由硅化破碎带、糜棱岩化带、片理化带等组成,以压性为主,多表现为挤压与引张相交替而反复活动的特征。

与北东向断裂相配套的北西向断裂,多切割了北东向断裂,多呈平直状延伸,连续性差,以扭性为主,活动为先张扭后压扭。区域上多以硅化破碎带为主,多有石英脉及中酸性岩脉贯入。场地内多为硅化细粒花岗岩、石英岩、煌斑岩贯入;南部可见薄层角砾岩、糜棱岩,角砾成分以石英长石为主,被铁泥质灰绿泥石胶结;糜棱岩呈碎屑状,强烈风化成泥土状;煌斑岩较易风化,多呈强风化出现;细粒花岗岩中节理较发育、岩石破碎。整条岩脉宽12~15m。

覆盖层和基岩的分层特征如下:

(1)第四系松散土层可分为填土、沉积层和残积土三个层次。

①人工杂填土,除局部外大部分地段均有分布,厚度0.50~3.70m。

②全新世、上更新世海陆交互相沉积层,上部为透镜体状的软塑淤泥质土或可塑的粉质黏土,下部为稍密~中密的砾砂混黏土,总厚度3.0~6.5m。

③残积砾质粉质黏土,褐黄、橘黄、灰褐色,由粗粒花岗岩或细粒花岗岩风化残积而成,由上而下为可塑~坚硬状态,分布于整个场地,厚度11.20~23.00m。

(2)基岩:场地下覆基岩为中生代燕山期侵入花岗岩,沿北北西向断裂后期侵入细粒花岗岩及煌斑岩脉。花岗岩遭受不同程度的风化,按风化程度可分为强、中、微三个带。

①强风化带,褐黄、橘红、灰褐色,除钾长石保留原晶形、手捏成砂状外,其他矿物已风化成黏性土,换算后的标准贯入击数大于50击,顶板埋深17.0～29.5m,标高－9.46～－21.38m,厚度0.60～15.1m。

②中等风化岩带,浅黄、灰黄色,裂隙发育,裂隙面氧化铁浸染,岩芯呈块状,岩块手折不断,锤击声脆难碎。顶板埋深17.6～43.1m,标高－10.06～－35.92m,厚度0.3～6.8m。

③微风化岩带,肉红、橘红色,粗粒结构,块状构造,有少量裂隙发育,裂隙面有浅铁锈色,岩石致密坚硬,需钢粒或金刚石钻进,顶板埋深17.9～46.0m,标高－10.36～－38.32m。

4.建筑场地评价与桩型选择

建筑场地具有以下的特点。

(1)上覆软弱土层厚度薄,一般厚度仅1.5～3.7m。

(2)强风化花岗岩的厚度变化大,西南部0.6～3.8m,其他地段一般厚度6.0～13.0m,最厚15.1m。中等风化、微风化基岩顶板起伏大,顶板标高分别为－10.06～－35.92m、－10.36～－38.82m,东西部标高相差分别为25.86m和28.46m。

(3)基岩中存在一条北北西向张扭性断裂,被细粒花岗岩及煌斑岩充填,岩脉厚度12～25m。

(4)场地内主要含水层为砾砂混黏土,黏性土含量高,透水性弱,强风化～中风化岩含少量风化裂隙水。根据邻近场地的抽水试验资料对比分析,其渗透系数分别为5.0m/d、2.0m/d。场地附近无地表水系,主要靠降水补给,地下水水量小。

根据勘探试验的结果,结合类似场地的工程经验,各土层的设计参数建议值见表3-19。

各土层的设计参数建议值　　表3-19

地　　层	地基承载力(kPa)	压缩模量(MPa)	变形模量(MPa)	内摩擦角(°)	内聚力(kPa)
粉质黏土	160	6	—	15	20
砾砂混黏土	220	8	—	30	—
砾质粉质黏土	240	10	22	20	28
全风化花岗岩	700	25	100	—	—

5.单桩承载力预估

根据地质条件和当地的工程经验,预估的桩侧极限摩阻力标准值和桩端极限阻力标准值的建议值见表3-20。

桩侧极限摩阻力和桩端极限阻力标准值　　表3-20

岩土层的名称		打入式预制桩、沉管灌注桩				冲、钻、挖孔灌注桩桩端阻力标准值(kPa)
		桩侧摩阻力(kPa)	桩端阻力标准值(kPa)			
			桩入土深度(m)			
			5	10	15	
粉质黏土		25	—	—	—	—
砾砂混黏土		35	1 200	1 600	—	—
砾质粉质黏土		35	1 300	1 800	2 300	—
花岗岩	强风化	60	2 800			2 500
	中风化	—	—			5 500
	微风化	—	—			9 000
	破碎带	50	2 700			2 500

6.桩基方案的建议

福星大厦由28层塔楼和4层裙房组成,均设1层地下室,埋深4～5m。在基底标高处,大部分软弱

土层已被挖除,局部地段残留小部分软弱土层可采取换填法处理。持力层砾砂混黏性土层的压缩性小,承载力高,经沉降验算,最大沉降量为 32.5mm,符合规范要求。因此,裙楼可以采用天然地基,以砂砾混凝土作持力层。如果考虑采用短桩基础,以强风化花岗岩为持力层。1990 年以前深圳市 18 层以上的高层建筑几乎都是采用桩基础,并以中等风化或微风化基岩作为持力层。若福星大厦的桩基础也置于中等风化或微风化基岩上,则桩长最短 16.6m,最长 41.1m,相差 28.5m。有 80%的桩长超过 30m。南塔楼东西两侧的中等风化、微风化基岩顶板埋深相差悬殊,同时有一部分桩端要置于断裂带或基岩面坡度大于 60°的斜坡上,设计难以处理。

根据上述分析,建议采用人工挖孔桩方案,但能否采用人工挖孔桩的关键是采用强风化基岩作为桩端持力层,单桩承载力能否满足要求,以及建筑物不同部位的桩分别置于强风化、中等风化和微风化基岩上的沉降差是否满足要求。

经过分析采取了扩大桩的端面积的措施以提高承载力。两座塔楼各布置了 52 根直径 1.4m、扩大头直径 2.0~2.6m 的桩,一柱一桩,单桩承载力 7 800~13 200kN。裙房布置了 46 根直径 1.2m、扩大头直径 1.6~1.8m 的桩,单桩承载力 5 000~6 300kN。

桩端支承在强风化基岩上时,计算的最大沉降量 19.1mm,支承在中等风化和微风化基岩上的桩,沉降量为 4.5mm,东西部的沉降差 14.6mm,倾斜 0.09%均在允许范围内。

单桩承载力和沉降均满足设计要求,人工挖孔桩的方案成立。

五、钢管桩工程勘察实例——上海世界广场大厦

这是软土地区高层建筑采用钢管桩方案的工程勘察实例。

1. 工程简况

上海世界广场大厦建于上海浦东新区陆家嘴金融贸易区,建筑总面积 83 800m²。主楼呈八角形,高 38 层,建筑总高度 150m;框架全钢结构,最大柱荷载为 21 000kN;群房地上 3 层,地下 4 层;地下室长 100m,宽 70m,基底深度 18m。勘察工作于 1991 年 12 月初开始至 1992 年 1 月底提交报告。

2. 勘探工作量布置

主楼范围内的钻孔间距为 20~25m,采用钻探与静力触探相结合的方法,分别布置在主楼的中心和外围,控制孔深度 100m;群房和群房以外的地下室范围,在已有地质资料的基础上布置了适量的控制孔。

3. 土层特征

(1)第①层,填土

为近期人工堆填土和素填土,呈杂~褐黄色,稍湿,松散~松软,上部夹碎砖、石、煤渣等杂物,下部以黏性土为主。

(2)第②层,粉质黏土

这是软土地区典型的硬壳层,褐黄色,很湿,可塑状态,含铁锰质结核、氧化铁斑纹及少量有机质。由于压缩的作用,呈现为超压密的土的特征。

(3)第③层,淤泥质粉质黏土

灰色,饱和,软塑~流塑状态,含云母、有机质,夹薄层粉砂及少量粉砂团块。

(4)第④层,淤泥质黏土

呈灰色,饱和,流塑状态,含云母、有机质,夹薄层粉砂及少量贝壳碎屑。

(5)第⑤层,粉质黏土

呈褐灰色,很湿,软塑状态,含钙质结核,黑色有机质条纹,局部夹黏土。

(6)第⑥层,粉质黏土

呈暗绿~褐黄色,湿,硬塑~可塑状态,含氧化铁斑点、少量铁锰结核及有机质,底部夹黏质粉土。

(7)第⑦层

根据这层土的粒度成分和土性，可以分为两个亚层。

⑦$_1$ 层，砂质粉土：呈草黄色，饱和，中密～密实，含云母、腐殖质，见少量氧化铁条纹，以砂质粉土为主，局部夹粉细砂。

⑦$_2$ 层，粉细砂：呈草黄色，饱和，密实，由石英、含长石和云母等组成，以粉砂、细纱为主，局部夹砂质粉土及少量薄层黏性土。

(8)第⑧层，砂质粉土

呈灰青～灰色，饱和，中密～密实，含云母、腐殖质，以砂质粉土为主，局部夹少量薄层黏性土。

(9)第⑨层

根据粒度成分和土性，可以分为三个亚层。

⑨$_1$ 层，含砾中粗砂：局部缺失，呈青灰～灰黄色，饱和，密实，由石英、长石和云母组成，含砾石，一般粒径为 3～5mm，最大粒径 10mm。

⑨$_2$ 层，粉细砂：呈青灰色，饱和，密实，由石英、长石和云母组成，以粉砂、细砂为主，局部夹少量薄层黏性土粉质黏土，底部混少量粗砂。

⑨$_3$ 层，含砾中粗砂：呈青灰，饱和，密实，由石英、长石和云母组成，含粒径为 3～10mm 的砾石。

(10)第⑩层，暗绿色黏性土

本场地缺失该层。

(11)第⑪层，灰色黏性土

本场地也缺失该层。

(12)第⑫层，粉细砂

呈青灰色，饱和，密实，由石英、长石和云母等组成，含粒径为 3～10mm 的砾石。

4. 原位测试与土工试验

(1)波速试验

两个波速试验孔布置在主楼中心 2 号钻孔附近，南北成一直线，两孔间距为 5m，垂直方向测点间距为 1m，试验孔深度为 40m。

用跨孔法测定，采用一孔激震，另一孔接收，然后交换测定取平均值的方法，用测斜仪测波速孔的倾斜以确定在不同深度处两孔的准确距离。测得的剪切波速和压缩波速平均值见表 3-21。

剪切波速实测结果　　表 3-21

层　序	土层名称	深度(m)	平均波速(m/s)	
			剪切波速	压缩波速
①	填土	0.00～1.35	86	
②	粉质黏土	1.35～3.20	96	705
③	淤泥质粉质黏土	3.20～8.50	112	881
④	淤泥质黏土	8.50～17.60	148	1 011
⑤	粉质黏土	17.60～23.60	188	1 120
⑥	粉质黏土	23.60～29.00	238	1 129
⑦$_1$	砂质粉土	29.00～35.45	209	1 252
⑦$_2$	粉细砂	35.45～40.00	269	1 359

(2)抽水试验

为了深基坑设计和施工的需要，进行了抽水试验，在基坑开挖影响的范围内，主要的透水层是第③层淤泥质粉质黏土，第④层淤泥质黏土可以作为不透水层。抽水试验测得的渗透系数平均值为 9.68×10^{-4}cm/s。

(3)室内土工试验

在常规土工试验的同时,还布置了三轴 UU 试验、无侧限抗压强度试验和高压固结试验。这些试验结果与原位测试数据见表 3-22。

土工试验结果与原位测试资料对比 表 3-22

层序	土名	无侧限抗压强度(kPa)	三轴 UU 试验		高压固结试验			标准贯入击数 N	比贯入阻力 p_s(MPa)
			c(kPa)	φ(°)	p_c(kPa)	C_c	C_e		
②	粉质黏土	55.0						2.0	0.78
③	淤泥质粉质黏土	40.0	22.0	0.0	78.0	0.310	0.045	1.8	0.95
④	淤泥质黏土	42.0	29.0	0.0	78.0	0.414	0.058	1.0	0.50
⑤	粉质黏土	112.0	47.0	2.3	247.0	0.335	0.047	3.8	0.98
⑥	粉质黏土	194.0	115.0	3.2	373.0	0.178	0.019	17.0	2.90
$⑦_1$	砂质粉土							30.3	14.11
$⑦_2$	粉细砂							>50.0	29.87

5. 桩型与持力层选择

拟建的上海世界广场大厦主楼采用钢结构,桩基础,主楼柱子的最大竖向荷载 21 000kN,地下室长度约 100m,宽度约 70m。

根据地质条件和建筑物的性质,桩型可选用 ϕ609 钢管桩或 ϕ800 灌注桩。

由于桩基础承台底板落在地面下 18m 处,该深度刚进入第⑤层顶面约 0.5m,故该层以上的土层均被挖除。

下面分析第⑥层、第$⑦_1$层和第$⑦_2$层作为桩端持力层的可能性。

第⑥层粉质黏土(暗绿色硬土层)的标准贯入击数平均值为 17 击,静力触探比贯入阻力平均值为 3.90MPa,可以作为裙房、地下室的桩端持力层,但不宜作为对地基要求较高的主楼的桩基持力层。

第$⑦_1$层砂质粉土,土层厚度 6.40～8.30m,层顶标高 −24.35～−25.08m,标准贯入击数平均值 30 击,静力触探比贯入阻力平均值 14.11MPa。在一般情况下,该层可以作为桩基持力层。但本工程由于送桩 18m,桩的入土深度太小,桩侧摩阻力不够,故作为主楼的桩基持力层是不理想的。

第$⑦_2$层粉细砂,在场区分布普遍,层顶标高稳定,土层厚度 24.70～26.55m,层顶标高为 −31.53～−32.58m,标准贯入击数平均值大于 50 击,静力触探比贯入阻力平均值 29.87MPa,宜选作主楼的桩基持力层。

6. 单桩承载力与桩基沉降预估

根据土的三轴抗剪强度、十字板剪切试验强度、无侧限抗压强度及静力触探比贯入阻力,对各土层综合分析结果提出的桩侧摩阻力和桩端阻力见表 3-23。

各土层的参数 表 3-23

层序	地层名称	土性指标				钢管桩		灌注桩	
		c_u(kPa)	S(kPa)	$q_u/2$(kPa)	p_s(kPa)	f_s(kPa)	f_p(kPa)	f_s(kPa)	f_p(kPa)
②	粉质黏土		44.0	27.5	0.78	15		15	
③	淤泥质粉质黏土	20.0	42.0	20.0	0.95	15		15	
④	淤泥质黏土	29.0	34.0	21.0	0.50	22		20	
⑤	粉质黏土	47.0	49.0	56.0	0.98	43		35	
⑥	粉质黏土	115.0		97.0	2.90	86		70	
$⑦_1$	砂质粉土				14.11	90		80	
$⑦_2$	粉细砂				29.87	99	5 200～6 500	90	3 000

选用第⑦$_2$层粉细砂为桩端持力层，按15m、20m和22m三种有效桩长，提供的单桩极限承载力见表3-24。

单桩极限承载力估算　　表3-24

桩的入土深度(m)	桩长(m)	桩型及规格	持力层	单桩极限承载力			单桩极限上拔力(kN)
				桩侧(kN)	桩端(kN)	总和(kN)	
33.0	15	φ609钢管桩	⑦$_1$	2 030.9	1 863.0	3 893.9	
38.0	20	φ609钢管桩	⑦$_2$	2 934.7	1 863.0	4 797.7	2 180.05
38.0	20	φ900钢管桩	⑦$_2$	4 342.6	3 306.2	7 648.8	3 227.53
40.0	22	φ800灌注桩	⑦$_2$	3 766.4	1 507.2	5 273.6	

主楼沉降计算时，假定了三种不同的桩端入土深度，两种持力层，并考虑不同的有效附加压力的情况，⑦$_1$层的压缩模量取为35.0MPa，⑦$_2$层的压缩模量取为75.0MPa。采用上海市《地基基础设计规范》(DGJ 08-11—1999)的计算方法，假定为实体基础，不考虑压力的扩散。沉降计算的结果见表3-25。

主楼沉降计算结果　　表3-25

桩端入土深度(m)	桩长(m)	桩型及规格	持力层	有效附加应力(kPa)		
				290	350	400
33.0	15	φ609钢管桩	⑦$_1$	87mm	118mm	139mm
38.0	20	φ609钢管桩	⑦$_2$	60mm	84mm	98mm
38.0	20	φ900钢管桩	⑦$_2$	60mm	84mm	98mm
40.0	22	φ800灌注桩	⑦$_2$	52mm	70mm	82mm

7. 沉桩可能性分析

当选择⑦$_2$层粉细砂作为桩端持力层时，应注意到桩身必然要穿过⑦$_1$层砂质粉土，该层下部夹粉砂和细纱，比贯入阻力的平均值为14.11MPa，最高值高达18.0MPa，标准贯入击数为29～32击。再加该层的厚度有10m，如打桩的锤击能量不够，穿过如此厚度的砂质粉土层，估计沉桩会有一定的困难。

六、白云岩基岩上的扩底墩工程勘察实例——贵州饭店

这是岩石地基上高层建筑勘察的一个工程实例，特别是在岩溶地区，有一些特殊的问题需要考虑，不能照搬一般地区的勘察方法。在这个工程实例中，提出了“不遍地开花，采取一桩一孔”的勘探思路，而且还逐孔研究调整预定钻探的深度。在施工过程中，对墩底地基进行了检验，对预定墩底下还进行了风镐钻探和声波检测，对发现的溶洞、裂隙、断层都进行了处理。这种勘察方法值得在岩溶地区推广。

1. 工程简况

贵州饭店位于贵阳市北京路中段北侧。主楼在地面以上有30层，高度102m，1层地下室，埋深—3.5m，底层面积971.72m^2，框架剪力墙结构共25根柱，最大柱荷载30.88MN，最小柱荷载为13.0MN，有10根柱荷载介于20～30MN之间。裙楼地面以上4层，高20m，1层地下室。底面积1 006.66m^2，框架结构，共19根柱，最大柱荷载13MN，最小柱荷载1MN。

采用人工挖孔扩底墩基础，一柱一墩，以基岩为持力层。主楼墩底扩大头最大直径4.7m，一般2.7～4.0m。

建筑物整体呈扇形，总建筑面积30 828m^2。

2. 勘探工作量布置

初勘按25m×25m方格网布孔。三分之一底钻孔为岩芯钻孔，计划孔深15m，实际钻探深度13～20m。有4个孔为控制孔，也是地下水长期观测孔，同时又作为抽水试验时的观察孔，孔深16～30m。

其余三分之一的钻孔为土层钻孔,孔深达基岩顶面为止。

详勘时,每柱布置一个岩芯钻孔。

在岩溶地区确定钻孔深度时,为保证基础的稳定性,基底必须嵌入石牙基座之基岩中,在制定勘察方案时,可根据场地已知的石牙高度进行统计分析予以确定。

钻孔实际深度=地下室深度+考虑石牙高度的埋深+2.5D=17m(D为墩底直径)

2.5D是指基底下可靠的持力层深度,如在此深度范围内遇溶洞或特别软弱的破碎的岩层时,基础埋深必须穿过溶洞或软弱破碎岩层,则2.5D应自溶洞或软弱破碎岩层底部算起。

由于桩距较大,为了解岩溶地基基岩表面的起伏,避免在基础周围出现较高的陡坎或较深溶槽等临空面危及基础的稳定性,在两柱之间增加一个以了解土层厚度为目的的土层钻孔,使地质剖面中基岩表面的形态更接近实际。为了在初勘的基础上能比较准确地了解基岩面的起伏情况,在钻探顺序上先钻柱间的土层钻孔,据以修正相邻柱位的钻孔深度。当有上层滞水和浅层岩溶水存在时,先钻土层钻孔还可以准确地观测到上层滞水的水位和进行抽水试验。

3. 工程物探

为了将有效的孔内物探方法引入岩石地基的勘察中,进行了超声波测井、微电极系视电阻率测井、自然伽玛测井、伽玛—伽玛测井、井径测量、井下电视等综合物探井的对比研究,目的是为了区别岩性及岩体的风化破碎程度,从而划分出工程性能近似的岩体单元。比较试验结果表明,上述各种方法都有一定的分辨能力,由于所测定的岩体物理性质不同,故精度各异。

(1)井径测量

在相同的钻探操作条件下,井径的大小变化,可以反映出岩石的软硬和岩体的完整程度,但在一般情况下井径变化是不大的,更何况井径在很大程度上受钻探操作技术的影响。因此,在同种岩石,特别在硬质岩中,测量井径变化并不具备显著的划分岩体破碎程度的有效性。

(2)伽玛—伽玛测井

伽玛—伽玛测井即密度测井,而密度是用重度来表示的,但对同种岩石,由于风化破碎而引起的重度变化的绝对值并不很大,故伽玛—伽玛测井的分辨能力极差,不能取得划分岩体单元的显著效果。

(3)自然伽玛测井

此法是利用岩层天然放射性含量的变化来划分地层的,然而在同一岩层中,岩体的破碎程度并不决定天然放射性作某种规律性的变化。因此,自然伽玛测井也并不是一种理想的划分岩体单元的手段。

(4)微电极系视电阻率测井和超声波测井

这两种方法对于区分不同岩性的岩层和分辨岩层的不同风化破碎程度有着同样良好的效果。因为电流与波的传递主要受控于介质的成分和密度(孔隙度和破碎程度),而这两者的差异程度正是划分岩体单元需要获得的数据。

微电极系的极距愈小,精度与分辨能力愈高。

4. 岩石单轴抗压强度试验与点荷载试验

采取钻探的岩芯进行了单轴抗压强度试验和点荷载试验。

对每一件单轴抗压强度试验的试件,在试验前都用对测法进行了纵波波速的测定,对比试验结果,见图3-8的散点图,得到单轴抗压强度和纵波波速之间的经验方程:

$$R_c = 0.29v_p - 529\,000 \tag{3-18}$$

点荷载试验在岩芯破碎的不规则岩块上进行,加荷点间距D=4cm,且为试样的最短轴,每一组试验试压15次左右,以控制点荷载强度指数I_s的平均值的变异系数小于30%为准。根据相邻试段岩芯的点荷载强度指数和单轴抗压强度进行统计,得到白云岩的经验方程如下:

$$R_c = 6.38I_s + 53\,000 \tag{3-19}$$

式中：I_s——点荷载强度指数，$I_s=\frac{P}{D^2}$；

P——破坏荷载。

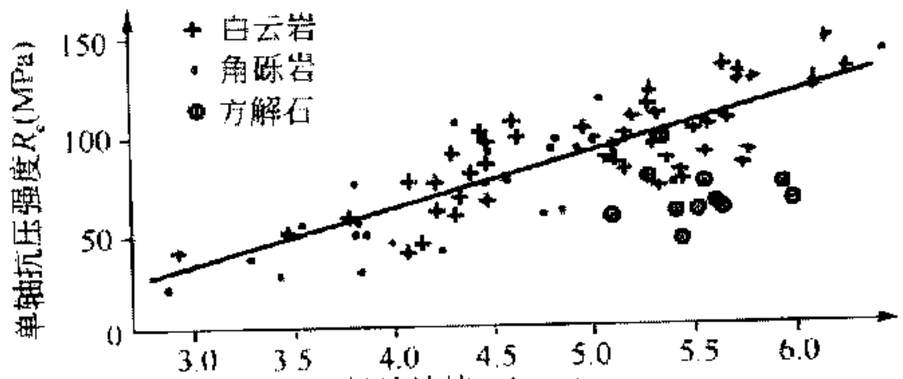


图 3-8　单轴抗压强度和纵波波速之间的散点图

5. 建筑场地地质构造与岩体单元的划分

建筑场地在地质构造上位于 SN 向的贵阳—中曹司船形向斜北端近轴部。地层倾向 SW260°～270°，倾角 16°～20°。向斜东西两翼都有较大的逆断层分布，汇集于向斜北端。向斜北端的次一级构造断裂也特别发育，构造轴线也由 SN 转向 NE。建筑场地正位于向斜北端构造转折部位，故岩体受构造作用影响强烈，较为破碎，在建筑范围内有五条张性平移断层通过，N15°E 和 N80°E 两组节理特别发育，倾角约 65°。

场地地貌为一岩溶洼地，北面和西面各有一条冲沟交汇于场地中部，然后转向东南通向场地外。地面标高为 1 076～1 078m。

构成场地的基岩为下三叠系安顺组下段，中厚层至厚层状白云岩夹少量泥质白云岩和薄层白云岩，基岩上覆红黏土及人工填土，土层厚度 1.2～13.0m，平均约 5.5m。

岩体单元以岩性作第一级划分，以岩体的完整性作第二级划分。

场地内的基岩主要是中厚层白云岩偶夹薄层白云岩，其次是断层破碎带中之断层角砾岩和方解石。白云岩质坚性脆，强度高，溶解度小，岩溶现象较微弱；角砾岩之角砾为白云岩，胶结物为钙质、铁质、泥质，均匀性差，易于溶蚀；方解石虽然质地致密，但岩块强度较低且易于岩溶化。此三种岩石之岩性差别极大，故首先按岩性划分为 I-白云岩、II-方解石、III-角砾岩三个大单元。

碳酸盐类岩石以化学溶蚀风化为主，不存在以物理风化为主的所形成的强、中、微风化分带性。而本场地处于区域构造转折部位，曾受多期地质构造作用，岩体较为破碎，断层破碎带之岩溶现象又较为发育，因此在同种岩性中以岩体的完整性作第二级划分。

岩体完整程度的划分方法是将每个钻孔的岩石质量指标(RQD)、岩石点荷载强度指数 I_s，岩体纵波速 v_p 三个指标同时绘于钻孔柱状图右侧。比较此三条曲线的变化并结合地层描述、岩芯采取率、钻探循环水的渗漏情况等加以综合分析确定。

综合分析结果表明，v_p 曲线对于岩体完整程度具有良好的分辨能力，通过几个钻孔井下电视观察，也证明 v_p 曲线显示的低波速段反映了岩体中为黏土充填之溶洞或溶蚀裂隙的存在。据此选定以 v_p 值作为第二级划分的界限值，划分出 a、b、c 三个亚单元。各单元的特征如下：

a——$v_p<3.0$km/s；岩体溶蚀严重，溶槽石牙发育，间有小型溶洞，为红黏土所充填；或构造与风化节理特别发育，岩体被切割成碎石状；角砾岩强风化成砾状或粉状。

b——$3.0\leqslant v_p<4.7$km/s；构造节理较为发育，岩体被切割成块石状，外观完整性较好，但隐节理发育，受力后即破碎，溶蚀现象并不显著，偶见溶洞或晶洞，岩质坚硬。

c——$v_p\geqslant 4.7$km/s；岩体较完整，岩质新鲜，裂隙多呈闭合状态或为方解石充填。

根据上述划分原则，岩石地基共组合成 12 个亚单元，首先在钻孔柱状图上划分，然后编制成岩体单元剖面图作为墩基持力层选定的设计依据。同种岩性的三个亚单元在平面上并无一定规律而是互相穿插交错，这主要是由于构造挤压破碎及溶蚀作用的结果，反映了岩石地基建筑条件不均匀性的特点。

6. 建筑场地评价与桩端标高的选择

本场地确定地基承载力时主要考虑了三个因素：

(1)岩性与岩石强度；

(2)岩体的完整性；

(3)岩溶现象。

前两者决定地基的强度，后者决定地基的稳定性。

目前确定岩石地基承载力多以岩石的单轴抗压强度除以一个大于 1 的折减系数。本工程基础面积大，而岩溶地基的变化又很大，限于勘察手段，难以查清基底四周可能对地基稳定性有不利影响的岩溶形态及其他一些不安全因素。因此有必要将折减系数取得大一些。

场地内有五条张性平移断层通过，11 个柱基础位于破碎带上。场地的岩溶现象也较发育，10 个柱基下有溶洞。

场地的断层和岩溶具有以下一些特点：

(1)断层破碎带近于直立，倾角 80°～90°，宽度不大，变化于 0.2～1.7m 之间；

(2)断层破碎带为白云岩块、断层角砾岩和方解石填充，角砾岩和方解石呈囊状分布，易于溶蚀风化，愈接近基岩表面，溶蚀风化愈强烈；

(3)基岩表面溶槽石牙发育，特别沿断层破碎带，形成溶槽和串珠状溶蚀漏斗；

(4)溶洞亦多沿断层带发育，洞体规模不大，一般高 0.4～2.1m，宽度小于 2m，顶板厚度 0.4～4.0m，发育标高多在 1 068m 以上。

由于墩的底面积很大，破碎带只占墩底的很小部分，局部强烈风化破碎的角砾岩或方解石易于清除。对于基岩表面的石牙，由于墩径比较大，且要求墩底全部嵌入基岩一定深度，最浅处不小于 0.3m，故可以使墩底必然接近或进入石牙基座而不至于影响墩底的稳定性。如果在墩底浅层存在溶洞，则将严重影响墩基的稳定性，为了墩基的稳定性，设计墩底标高时应考虑溶洞位于标高 1 068m 以上，原将墩底标高设置在标高 1 072m 处，在墩底以下还存在溶洞，故应将位于溶洞上的 10 根柱墩都穿过溶洞而置于完整基岩中。

7. 墩底地基检验

由于扩底墩的底面积大，在岩溶地区依靠一个钻孔是很难控制整个墩底地质条件的变化，因此在施工阶段，对墩底地基进行检验是十分必要的。

墩底地基检验的步骤如下：

(1)当开挖达到或接近墩底标高时，进行坑底和坑壁的观察和素描；

(2)如初步判断坑底地质条件符合持力层要求，布置风镐探测孔；

(3)在探测孔中作声波检测；

(4)根据风镐和声波检测的结果，评定坑底一定深度范围内持力层的质量，如不符合设计要求，应提出处理措施；如采取加深坑底，则在开挖至预定深度时再重复上述检验步骤；

(5)坑底质量检验合格后予以清洗、素描和拍照；

(6)在隐蔽工程施工记录上签署同意浇灌混凝土的意见。

超声波探测是在直径 0.2m 的风镐钻孔中进行的，主楼每个墩布置 4 个孔，孔深 4m，裙房每个墩布置 2 个孔，孔深 3m。风镐钻探时可以直接发现是否存在溶洞和溶蚀裂隙，并可判断岩质软硬和岩体完整程度。声波探测采用单孔法或跨孔法(孔距 1～2m)，孔中测点距 0.2m。

声波法检测的分辨能力很强，效果良好。当出现声波异常时，检测发现的问题可能有如下两类。

(1)声波曲线出现声波小于 2km/s 的低波速段，经开挖检验发现可能有如下两种原因：

①软夹层的影响；

②构造溶蚀裂隙的影响。

(2)声波探测不显波形，可能有三种原因：

①由于强烈风化的影响；
②受断层和裂隙的影响；
③受爆破松动的影响。

本章参考文献

[1] 袁雅康，顾国荣. 上海环球金融中心岩土工程勘察实录//第四届全国岩土工程实录交流会. 岩土工程实录集. 1997：143-162.

[2] 黄经秋. 碳酸盐岩地区钻孔灌注桩勘察实例//全国岩土工程实录交流会. 岩土工程实录集. 1988：319-326.

[3] 王龙军，王文跃. 济南国际金融大厦岩土工程实录//第四届全国岩土工程实录交流会. 岩土工程实录集. 1997：612-621.

[4] 张运标. 大起伏深埋花岗岩区的岩土工程实录//第四届全国岩土工程实录交流会. 岩土工程实录集. 1997：622-629.

[5] 莫群欢，等. 上海世界广场大厦工程地质勘察实例//第三届全国岩土工程实录交流会. 岩土工程实录集. 1993：65-72.

[6] 袁玩. 贵州饭店岩土工程勘察//全国岩土工程实录交流会. 岩土工程实录集. 1988：32-41.

第二篇　桩的工作性状

第四章　单桩竖向承载力

第一节　竖向荷载作用下单桩的荷载传递特性及分析方法

桩是设置于土层中的柱杆构件，它依靠桩侧摩阻力和桩端阻力支撑桩顶荷载。因此，基于破坏状态确定的单桩承载力，除了与桩径、桩长等几何尺寸有关外，还与桩周土单位面积上发挥的摩阻力有关；有时单桩破坏前，出现超出正常使用状态允许的沉降，而单桩承载力需要根据变形控制确定时，则单桩承载力又与桩身和地基土的抗变形刚度等因素有关，必要时需根据荷载传递分析确定。

一、桩侧、桩端的荷载传递函数

1. 传递函数的基本概念

摩阻力的发挥程度与桩土相对位移有关，通常将它们之间的关系称作传递函数。传递函数曲线的形状比较复杂，它与土层性质、埋深、施工工艺和桩径大小有关，根据土性不同，曲线形式大致有如下三种，即加工硬化型（非密实砂、粉土、粉质黏土等），加工软化型（密实砂、粉土、高结构性黄土、高灵敏度软土），理想塑性型。

传递函数的主要特征参数为极限摩阻力 q_u 和极限位移。试验表明：发挥极限侧阻位移，主要与土类土性有关。对钻孔灌注桩，还与桩径大小、施工工艺有关。桩底阻力的充分发挥需要有较大的位移值，在黏性土中约为桩底直径的25%，在砂性土中约为8%～10%，对于钻孔桩，由于孔底虚土、沉渣压缩的影响，发挥端阻极限值所需位移更大。而桩侧摩阻力只要桩土间有不太大的相对位移就能得到充分的发挥，具体数量目前认识尚不能有一致的意见，但一般认为黏性土为4～6mm，砂性土为6～10mm。对大直径的钻孔灌注桩，如果孔壁呈凹凸形，发挥侧摩阻力需要的极限位移较大，可达20mm以上，甚至40mm，约为桩径的2.2%，如果孔壁平直光滑，发挥侧摩阻力需要的极限位移较小，小至只有3～4mm。

2. 传递函数

各国研究人员通过对实测曲线的拟合提出了许多种荷载传递函数的表达式，表4-1给出了几种有代表性的非线性桩侧摩阻力传递函数，表4-2列出了几种有代表性的非线性桩端阻力传递函数。

对桩身荷载传递函数，一般是由桩静载试验获得的试验资料导得荷载传递关系，并以此为基础再导出显示现场数据曲线拟合的荷载传递关系，或者是与土性或桩的参数相关的表达式，常用的有代表性的传递函数模型有指数曲线、双曲线和理想弹塑性关系等。

桩侧摩阻力的传递函数　　表4-1

作　者	荷载传递函数	注
Kezdi. A(1957)	$\tau(z)=K\gamma z\tan\phi\left[1-e^{\left(\frac{-K_s}{s_u-s}\right)}\right]$	K——土侧压系数； k——系数
佐腾悟(1965)	$s<s_u,\tau(z)=C_s s;s\geqslant s_u,\tau(z)=\tau_u$	s——相对位移； C_s——系数
Gardner (1975)	$\tau(z)=A[s/(1/K+s/\tau_u)]$	K、A——试验常数

续上表

作　　者	荷载传递函数	注
Vijayvergive. V. N(1977)	$\tau(z)=\tau_{max}(2\sqrt{s/s_u}-s/s_u)$	s_u——桩土临界相对位移
Kraft, L. M. tec. (1981)	$\tau(z)=G_0 s/r_0/\ln[(r_m/r_0-\psi)/(1-\psi)]$ $\psi=\tau(z)R_f/\tau_{max}$	G_0——土初始剪切模量； r_0——桩半径； r_m——桩沉降影响区半径； R_f——拟合参数；
Desai, C. S. , etc. (1987)	$\tau(z)=\dfrac{(K_0-K_f)s}{\left(1+\left\lvert\dfrac{(K_0-K_f)s}{P_f}\right\rvert^m\right)^{1/m}}+K_f S$	K_0——初始弹簧刚度； K_f——最终弹簧刚度； P_f——屈服荷载； m——曲线指数
Williams 和 Colman(1965)	$\tau(z)=\dfrac{2E_s s}{K\cdot d}$	E_s——土的杨氏模量； K——常数，1.75～5； d——桩身直径
Woosward 等(1972)	$\tau(z)=\dfrac{R_f s}{\dfrac{1}{E_i}+\dfrac{s}{\tau_u}}$	E_i——传递函数曲线的初始切线模量
Holloway、 Clough 和 Visic(1975)	$\tau(z)=K\gamma_w\left(\dfrac{\sigma_3}{Pa}\right)^n\left[1-\dfrac{\tau R_f}{\tau_u}\right]$	K、n、R_f——双曲线方程的参数； Pa——大气压力； σ_3——侧向围压

桩端阻力的传递函数　　表 4-2

作　　者	荷载传递函数	注
Williams 和 Colman(1965)	$q_p=\dfrac{2E_{ap}}{K_p d_p}(s_p)^{2/3}$	E_{ap}——桩端土的杨氏模量； s_p——桩端沉降； d_p——桩端直径
Vijayvergive. V. N(1969)	$q_p=\left(\dfrac{s_p}{s_{pu}}\right)^{1/3}q_{pu}$	s_{pu}——q_{pu}时的桩端沉降； q_{pu}——极限桩端阻力
Reese 和 Wright(1977)	$q_p=0.76\left(\dfrac{s_p}{2d_p\epsilon_{50}}\right)$	ϵ_{50}——不固结不排水三轴试验 $\dfrac{1}{2}(\sigma_1-\sigma_3)_n$ 时的应变
Gardner (1978)	$q_p=\dfrac{s_p E_{sp}}{I_p\cdot r}\leqslant\dfrac{1}{2}q_{pu}$ $q_p=\dfrac{R_f s_p}{\dfrac{1}{E_i}+\dfrac{2s_p}{q_{pu}}}+\dfrac{1}{2}q_{pu}\geqslant\dfrac{q_{pu}}{2}$ $E_i=\dfrac{E_{sp}}{I_p r}$	r——桩端半径； I_p——弹性半空间表面下刚性圆形板的影响系数； E_i——传递函数曲线的初始切线模量

二、桩土体系荷载传递的基本方程

如图 4-1 所示，桩顶在竖向荷载作用下，桩土体系荷载传递过程可用基本微分方程表示为：

$$\frac{\mathrm{d}s^2(z)}{\mathrm{d}z^2}-\frac{u}{A\cdot E_p}\cdot q_s(z)=0 \tag{4-1}$$

式中：$s(z)$——深度 z 处的桩身位移；

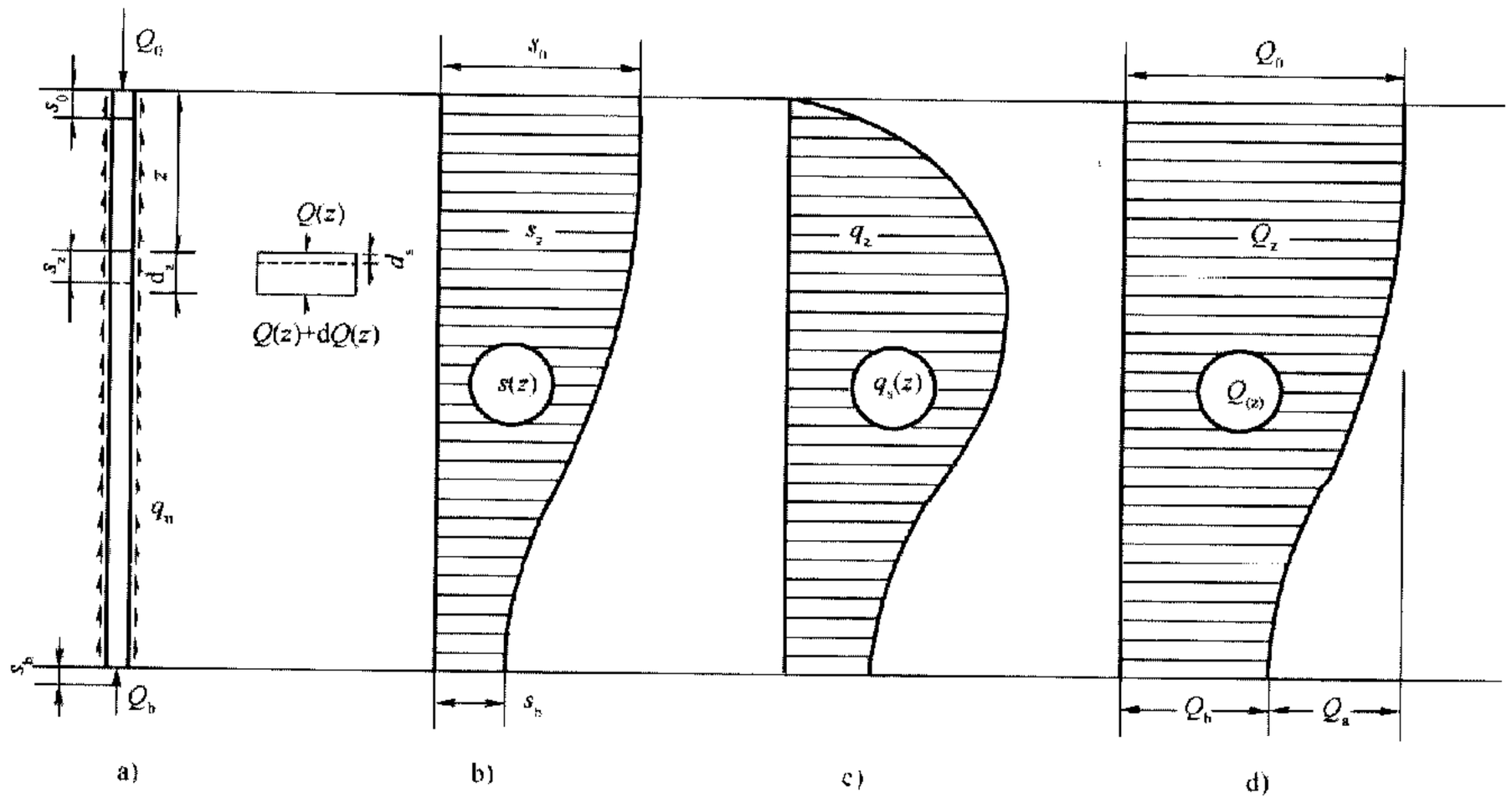


图 4-1　单桩荷载传递分析

$q_s(z)$——深度 z 处的桩侧摩阻力；

U——桩身截面周长；

A——桩身截面积；

E_p——桩身弹性模量。

其中 $q_s(z)$是 $s(z)$的函数，方程的求解结果即桩顶在竖向荷载作用下的位移反应，主要取决于荷载传递函数 $q_s(z)\sim s(z)$的形式。

当传递函数形式不太复杂时，如理想弹塑性函数（佐腾悟 1965），便可直接代入式(4-1)求得解析解，解析解具有直观、应用方便的特点。采用其他非线性传递函数模型，无法得到解析解时，可用位移协调法或数值解法；其中位移协调法进行桩身荷载传递分析（Coyle 和 Reese，1966）相当于分段试算法，在理论上可以用于算，但很繁琐，在计算机没有普及时有其应用价值，在数值分析手段比较成熟的今天，已无必要，直接采用数值解法编制程序更为方便，因此本章主要介绍解析解和数值解。其实，如何较准确地确定传递函数的有关参数是本分析方法的关键，如果通过试验能取得工程场地有代表性土层的荷载传递函数，类似场地其他桩的 $Q\sim s$ 曲线即可通过荷载传递分析法计算得到。

三、单桩荷载—沉降特性的解析解

1. 基本假定

由于土的工程性质的复杂性，加上桩的施工工艺的多样性，荷载传递函数比较复杂，这就给求解上述方程带来了困难。为了便于研究，佐腾悟(1965)假定：

1)传递函数是线弹性—理想弹塑性关系(图 4-2)，即

$$\left.\begin{aligned} &\text{当 } s<s_u \text{ 时} \quad q_s=C_s s \\ &\text{当 } s\geqslant s_u \text{ 时} \quad q_s=q_{su}=\text{常数} \end{aligned}\right\} \tag{4-2}$$

2)剪切变形系数 C_s 沿深度方向相同。

3)桩端持力层垂直方向上的地基反力系数为 k_s，则 $Q(l)=k_s\cdot A_l\cdot s(l)$，其中 A_l 为桩端截面积，l 为桩长。

当 $k_s=0$ 时，相当于纯摩擦桩；

当 $k_s=\infty$时，相当于纯端承桩。

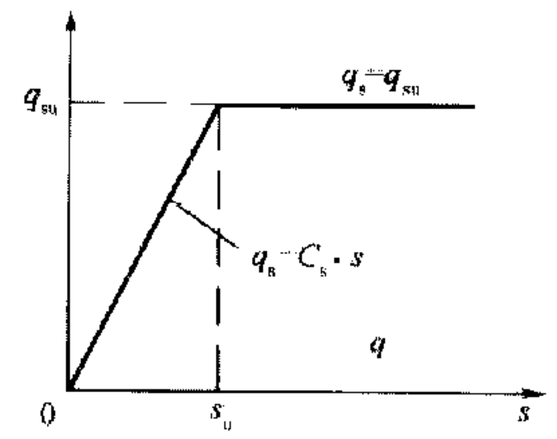


图 4-2　线弹性—理想弹塑性关系的传递函数

将公式(4-2)代入方程(4-1),得:

$$\frac{\mathrm{d}s^2(z)}{\mathrm{d}z^2}-\frac{C_s\cdot U}{A\cdot E_p}\cdot s(z)=0 \tag{4-3}$$

式(4-3)是一个二阶线微分方程,结合边界条件,可以得到桩顶荷载 Q_0—沉降 s_0 的关系公式,对应的曲线如图 4-3 所示。

2. 桩顶荷载—沉降特性的解析解

如图 4-3 所示,其 $Q_0\sim s_0$ 曲线根据桩侧土的受力情况可以分成弹性剪切、弹塑性剪切、塑性剪切三个阶段。

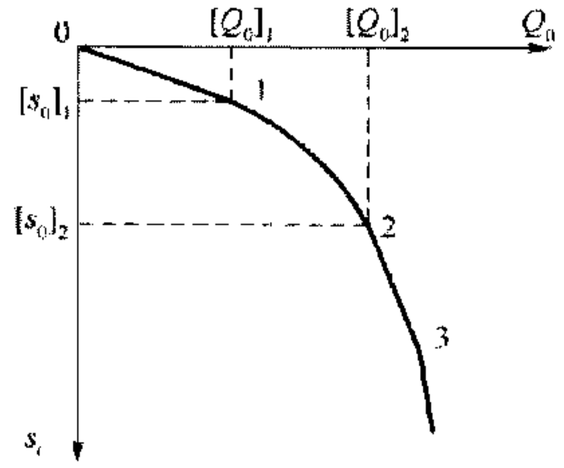


图 4-3 $Q_0\sim s_0$ 曲线

1)桩侧土弹性阶段 $q_s(z)<q_{su}$

相当于 0～1 段(直线),桩身各点的摩阻力都小于极限侧阻[$q_s(z)<q_{su}$],

令 $a^2=C_sU/(AE_p)$,则方程(4-3)变为:

$$\frac{\mathrm{d}s^2(z)}{\mathrm{d}z^2}-a^2\cdot s(z)=0 \tag{4-4}$$

其解为:

$$s(z)=B_1e^{az}+B_2e^{-az} \tag{4-5}$$

式中:B_1、B_2——待定系数。

边界条件为:

当 $z=0$ 时(即 $\mu=z/l=0$ 时):$s(z)=s(0)=s_0$

当 $z=l$ 时(即 $\mu=z/l=1$ 时):$s(z)=s(l)=s_l$

同时,在桩端处,$Q_p=k_s\cdot s_l\cdot A_l$。最后可以求得桩顶沉降 s_0 和桩顶荷载 Q_0 的关系式:

$$s_0=\frac{Q_0l}{AE_p}\phi_1 \tag{4-6}$$

式中:$\phi_1=\dfrac{\lambda\mathrm{th}+\beta}{\beta\mathrm{th}+\lambda}\cdot\dfrac{1}{\beta}$,$\left(\text{其中 }\beta=al,\lambda=\dfrac{A_lk_sl}{AE_p}\right)$。

从上式可以看出,当桩身各点的摩阻力都小于极限侧阻时,桩的受力、变形还处于弹性状态,在 Q_0—s_0 曲线图 4-3 中,相当于 0～1 阶段(直线)。

2)桩侧土弹塑性阶段

相当于 1～2 段(曲线),当桩头侧阻力达到极限时(相当于 1 点)$Q_0\sim s_0$ 关系不再是直线,而是曲线,因为桩侧达到塑性状态后,就不再具有抗变形刚度($C_s=0$);随着桩顶荷载增加,桩侧土达到塑性状态的范围由浅到深不断扩大,桩顶的抗变形刚度也就不断下降,即 $\Delta Q_0/\Delta S_0$ 不断减小,直到桩长范围的桩侧土均达到塑性状态(2 点)。

随着桩顶荷载的增加,桩身上部先进入塑性状态。当地表处桩侧摩擦正好达到极限值 q_{su} 时,桩顶荷载即为图 4-3 中屈服点 1 所对应的荷载[Q_0]$_1$。此时,[Q_0]$_1$ 可采用下式计算:

$$[Q_0]_1=Ulq_{su}\frac{\beta\mathrm{th}\beta+\lambda}{\lambda\mathrm{th}\beta+\beta}\cdot\frac{1}{\beta} \tag{4-7}$$

而桩顶沉降为:[s_0]$_1=q_{su}/C_s$。

当 Q_0 超过[Q_0]$_1$,此时塑性区的发展深度为 $z_m=\mu_m\cdot l$,在塑性区以下的桩间土仍处于弹性剪切状态,其弹性区域长度为 $l\cdot(1-\mu_m)$。

此时,在弹性区顶端的轴向压力可用下式计算(假定极限摩阻力沿深度的分布呈均匀分布):

$$Q(z_m)=Q_0-U\cdot z_m\cdot q_{su}=Q_0-U\cdot\mu_m\cdot l\cdot q_{su} \tag{4-8}$$

根据式(4-7),可以将 $Q(z)_m$ 作为桩长为 $l\cdot(1-\mu_m)$ 的假想桩的桩顶荷载,则:

$$Q(z_m)=U\cdot lq_{su}\frac{\beta\mathrm{th}\bar{\beta}+\lambda}{\lambda\mathrm{th}\bar{\beta}+\beta}\cdot\frac{1}{\beta} \tag{4-9}$$

式中：$\bar{\beta}=\beta(1-\mu_m)$。

将式(4-9)代入式(4-8)，最后得到桩顶荷载的表达式：

$$Q_0 = U \cdot l \cdot q_{su}\left[\mu_m + \frac{1}{\beta} \cdot \frac{\beta \cdot \mathrm{th}\bar{\beta}+\lambda}{\lambda \cdot \mathrm{th}\bar{\beta}+\beta}\right] \tag{4-10}$$

相应的桩顶沉降量为 $z=z_m$ 处桩的位移 q_{su}/C_s 与 $0\sim z_m$ 区间内桩的压缩量之和，即：

$$s_0 = \frac{q_{su}}{C_s} + \frac{l \cdot \mu_m}{A_p E_p}\left[Q_0 - \frac{U \cdot l \cdot q_{su}}{2} \cdot \mu_m\right] = \frac{q_{su}}{C_s}\left[1 + \frac{(\beta\mu_m)^2}{2} + \beta\mu_m \frac{\beta\mathrm{th}\bar{\beta}+\lambda}{\lambda\,\mathrm{th}\bar{\beta}+\beta}\right] \tag{4-11}$$

当 $\mu_m=0\sim1$ 时，相应的 $Q_0\sim s_0$ 曲线相当于图 4-3 中的 1～2 段。

当 $\mu_m=1$ 时，说明塑性区域达到桩端，则对应的桩顶荷载 Q_0 称为第二屈服荷载 $[Q_0]_2$，由式(4-10)、式(4-11)得：

$$[Q_0]_2 = U \cdot l \cdot q_{su}\left[1 + \frac{1}{\beta} \cdot \frac{\beta \cdot \mathrm{th}\bar{\beta}+\lambda}{\lambda \cdot \mathrm{th}\bar{\beta}+\beta}\right] \tag{4-12}$$

而相应的桩顶沉降为：

$$[s_0]_2 = \frac{q_{su}}{C_s}\left[1 + \frac{\beta^2}{2} + \beta\frac{\beta\mathrm{th}\bar{\beta}+\lambda}{\lambda\,\mathrm{th}\bar{\beta}+\beta}\right] \tag{4-13}$$

3)桩侧土完全塑性阶段

相当于 2～3 段(直线)，新增加的荷重全部由桩端承担，直到持力层破坏($k_s \cdot s_1 \geqslant q_{bu}$)，此时，桩顶的抗变形刚度主要取决于持力层的地基反力系数 k_s。

当桩顶荷载大于 $[Q_0]_2$ 时，桩侧极限摩阻力已全部充分发挥，不可能再增大。桩顶荷载的继续增量将全部传给桩端持力层。此时桩端的沉降可用下式计算：

$$s_1 = \frac{Q_0 - U \cdot l \cdot q_{su}}{A_1 \cdot k_s} \tag{4-14}$$

而桩顶沉降则等于桩端沉降与桩身压缩量之和。

$$s_0 = s_1 + \frac{1}{A_p \cdot E_p}\int_0^l P(z)dz = \frac{Q_0 - U \cdot l \cdot q_{su}}{A_1 \cdot k_s} + \frac{l}{A \cdot E_p}\left[Q_0 - \frac{U \cdot l \cdot q_{su}}{2}\right] \tag{4-15}$$

则在第二屈服点以后的关系 $Q_0\sim s_0$ 为：

$$Q_0 = \frac{s_0 + U \cdot l \cdot q_{su}\left(\dfrac{1}{A_1 k_s} + \dfrac{l}{2AE_p}\right)}{\dfrac{1}{A_1 k_s} + \dfrac{l}{AE_p}} \tag{4-16}$$

相应的 $Q_0\sim s_0$ 曲线对应于图 4-3 中的 2～3 段。最后，增加的荷载由桩端承担直到破坏。

3. 桩的荷载传递特性

上述解析解还可以同时得到桩身轴力、摩阻力、桩身变形分布随荷载增加的变化情况，由此可以得到桩的荷载传递特性如下：

1)因为桩身位移在桩顶最大，自上而下逐步减小，因此，对于同一层土，桩侧摩阻力也总是在桩顶附近发挥得最大，然后向下不断减小。

2)对于桩端持力层较为刚性，在桩端附近桩的位移很小，桩侧摩阻力发挥得也很小。如果是粗短桩，则属于端承桩；如果是细长桩，桩的自身压缩变形仍能使桩身上部的摩阻力发挥，则桩属于摩擦一端承桩。

3) 由于发挥桩端阻力所需的极限位移，明显大于桩侧阻力发挥所需的极限位移，一般桩侧摩阻力总是先于端阻力发挥。

4)桩的破坏模式

单桩的荷载—沉降曲线又是同桩的破坏模式联系在一起的。对于桩尖持力层较软的打入桩和孔底沉淤较厚的钻孔灌注桩，k_s 值很小，2～3 直线段近似于竖直线，$Q_0\sim s_0$ 曲线陡降，在点 2 处出现明显拐点，为极限承载的特点，属刺入破坏。对于端承桩和桩身有缺陷的桩，在土阻力尚未充分发挥情况下，出

现因桩身材料强度破坏而破坏，$Q_0 \sim s_0$ 曲线也呈陡降型。

对于持力层为砂土、粉土的打入桩或扩底桩，桩端阻力占承载力的比例较大，k_s 值较大，在点 2 处不出现明显拐点，而端阻破坏又需要很大位移，整个 $Q_0 \sim s_0$ 曲线呈缓变型，极限承载力需依据变形控制要求确定。

四、数值解

在实际工程中，桩长范围内往往有多层各种土的分布，上述解析解无法直接用于实际工程问题的分析，可以采用数值分析。

1. 计算模型的建立

2. 单元划分

图 4-4 中，根据现场勘查或事先假定的工程地质概况，已知桩身长度范围内的各自然土层的层数为 m，层厚为 $d_1, d_2, \cdots, d_m$，各层的极限侧摩阻为 q_{su1}，$q_{su2}, \cdots, q_{sum}$，极限位移为 $s_{u1}, s_{u2}, \cdots, s_{um}$，其传递函数可以采用表 4-1 所列的形式。

沿桩身长度方向可以把桩身划分成 n 个单元和 $n+1$ 个结点，单元编号为 $1, 2, \cdots, n$，单元长度为 L_1，$L_2, \cdots, L_n$，与此相对应的结点编号为 1，2，…，n，$n+1$。为了方便计算，各土层的分界面可以设置在分界面附近的单元连接处。

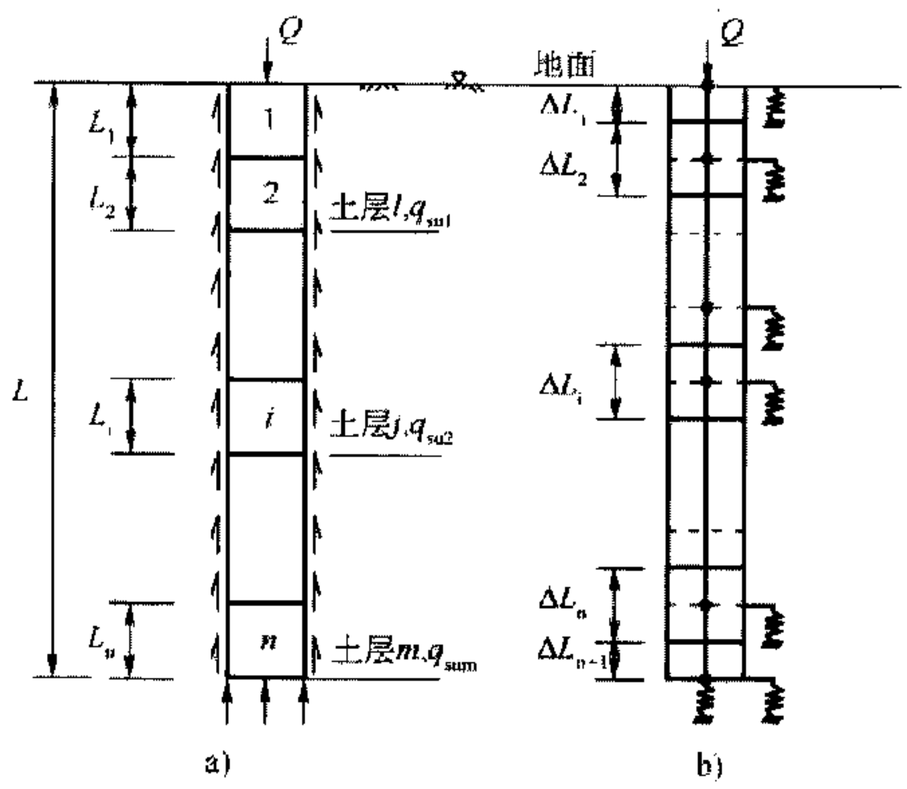


图 4-4 荷载传递函数法模型示意图

a) 桩身单元划分；b) 结点单元划分和等效弹簧设置

结点的计算位置设置在相邻两个单元的连接处，结点 i 的计算长度为相邻两个单元长度的一半之和：

$$\Delta L_i = \frac{L_{i-1}}{2} + \frac{L_i}{2} \tag{4-17}$$

由于桩顶和桩端结点处于边界位置，则可认为桩顶荷载 Q 直接作用于结点 1 处，桩端阻力 $P_b A_b$（A_b 为桩底面积）直接作用于结点 $n+1$ 处，所在结点计算长度为所在单元长度的一半。

这样划分单元，把结点设在两土层的交界处，则在该结点上的桩侧土弹簧的刚度就会与上下两土层的性质有关。在计算中，桩侧土弹簧的刚度就等于某个结点计算长度范围内上下两个土层的剪切刚度与对应桩侧截面积的乘积。

3. 桩身结构刚度矩阵

单元刚度矩阵是反映单元两端结点的位移和杆端力之间关系的矩阵。单元 i 内有 i，$i+1$ 两个结点，每个结点一个自由度：轴向变形，相应的结点力为轴力。联系结点力 $\{P\}^e$ 和结点位移 $\{s\}^e$ 的单元劲度矩阵 $[K_p]^e$ 可以用结构力学原理建立：

$$\{P\}^e = [K_p]^e \{s\}^e \tag{4-18}$$

即

$$\begin{Bmatrix} P_i \\ P_{i+1} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \dfrac{E_p A}{L_i} & -\dfrac{E_p A}{L_i} \\ -\dfrac{E_p A}{L_i} & \dfrac{E_p A}{L_i} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} s_i \\ s_{i+1} \end{pmatrix} \tag{4-19}$$

式中：E_p——桩身材料的弹性模量；

A——桩身截面积；

L_i——单元长度。

考虑桩侧土阻力后，单元 i 的平衡方程为：

$$[K_p]_i^e\{s\}_i^e = \{P\}_i^e - \{R\}_i \tag{4-20}$$

式中：$[K_p]_i^e$——单元刚度矩阵；

$\{s\}_i^e$——单元结点位移列向量；

$\{P\}_i^e$——单元结点荷载列向量；

$\{R\}_i$——单元侧阻的等效结点荷载列向量。

把所有桩身单元刚度矩阵集成桩身总体刚度矩阵$[K_p]$，若桩顶作用一个竖向力Q，则桩身平衡方程可以写成：

$$[K_p]\{s\} = \{Q\} - \{R\} \tag{4-21}$$

式中：$[K_p]$——桩的总刚度矩阵；

$\{s\}$——桩体各结点位移列向量，$\{s\}=[s_1, s_2, \cdots, s_n, s_b]^T$；

$\{Q\}$——外荷载列向量，$\{Q\}=[Q, 0, \cdots, 0, 0]^T$；

$\{R\}$——土作用在桩身结点上的集中摩阻力和端阻力列向量，$\{R\}=[R_1, R_2, \cdots, R_n, R_b]^T$。

4. 地基弹簧刚度矩阵

作用于单元i的结点i和结点$i+1$之间的桩侧摩阻力应以等效结点荷载代替。根据事先假定或现场实测的传递函数，采用非线性分析原理中的增量迭代法，结合基床系数假设，即假设某结点的摩阻力分布只与该点的沉降成某种函数关系，而与邻点的沉降无关，即：

$$\{R\}_i = [k_s]_i\{s\}_i = \begin{bmatrix} \frac{1}{2}U[L_{i-1}k_{i-1}(s) + L_ik_i(s)] & 0 \\ 0 & \frac{1}{2}U[L_ik_i(s) + L_{i+1}k_{i+1}(s)] \end{bmatrix}_i \{s\}_i \tag{4-22}$$

式中：U——桩身的周长；

k——荷载传递函数在位移s处的斜率。

对于端阻力同样有如下关系：

$$\{R\}_n = [k_s]_n\{s\}_n = \begin{bmatrix} \frac{1}{2}U[L_{n-1}k_{n-1}(s) + L_nk_n(s)] & 0 \\ 0 & \frac{1}{2}UL_nk_n(s) + A_bk_b(s) \end{bmatrix}_i \begin{Bmatrix} s_n \\ s_{n+1} \end{Bmatrix} \tag{4-23}$$

式中：A_b——桩端的底面积

将桩身所有结点的摩阻力与位移的关系集成地基弹簧刚度矩阵，则有：

$$\{R\} = [K_s]\{s\} \tag{4-24}$$

式中：$[K_s]$——桩土界面上土的刚度矩阵，由桩侧土体刚度K_{si}和桩端土体刚度K_{sb}两部分组成。

5. 总体刚度矩阵

将式(4-24)代入式(4-21)，有：

$$([K_p]+[K_s])\{s\} = \{Q\} \tag{4-25}$$

即：

$$\begin{bmatrix} \frac{EA}{L_1}+\frac{UL_1k_1}{2} & -\frac{EA}{L_1} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{EA}{L_2} & K_{22} & K_{23} & 0 & 0 \\ 0 & K_{32} & \ddots & K_{n-1,n} & 0 \\ 0 & 0 & K_{n,n-1} & K_{n,n} & -\frac{EA}{L_n} \\ 0 & 0 & 0 & -\frac{EA}{L_n} & \frac{EA}{L_n}+\frac{UL_nk_n}{2}+A_bk_b \end{bmatrix}_{n-1} \begin{Bmatrix} s_1 \\ s_2 \\ \vdots \\ s_n \\ s_{n+1} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} Q \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}_{n+1} \tag{4-26}$$

其中：

$$K_{i,j}=\begin{cases}-\dfrac{EA}{L_{i-1}}(i>j)\\ \dfrac{EA}{L_{i-1}}+\dfrac{EA}{L_i}+\dfrac{UL_{i-1}k_{i-1}}{2}+\dfrac{UL_ik_i}{2}(i=j)(i=2,3\cdots,n)\\ -\dfrac{EA}{L_i}(i<j)\end{cases}\tag{4-27}$$

6. 求解

由于传递函数呈非线性特性，可用增量迭代法计算上式，其步骤如下：

(1)根据已知的传递函数曲线，假定各结点的初始位移$\{s\}^0$，求得曲线在初始位移处的斜率，即各结点的初始模量k_{i0}和k_{i0}；代入式(4-26)左边求得桩土综合刚度矩阵；

(2)按式(4-26)算出相应的位移$\{s\}^1$；

(3)以位移位移$\{s\}^1$和位移$\{s\}^0$对应曲线上的两点间的割线k_{i1}和k_{b1}为模量，按上式计算出相应的位移位移$\{s\}^2$；

(4)若$\{s\}^2$与$\{s\}^1$的差值超过容许值，则赋值$\{s\}^1=\{s\}^2$；

(5)重复(3)、(4)计算过程，直到前后两次计算的位移的差值小于容许误差为止；

(6)赋值$\{s\}^0=\{s\}^2$，由$\{s\}^0$求得该处桩侧土单元的刚度，并与$\{s\}^0$相乘，即可求出各个单元侧摩阻力合力，进而可求出单元连接处的轴力；

(7)对各级桩顶荷载增量Q_i重复以上步骤，即可求出模拟得到的桩顶荷载与桩顶位移的$Q_0\sim s_0$曲线。

从上述计算可见，荷载传递分析法分析单桩的性状，其关键在于如何合理确定荷载传递曲线。

第二节　单桩的承载性状

一、单桩承载力的基本概念

1. 单桩极限承载力

单桩极限承载力表示单桩所能承受的最大荷载，由极限总桩侧摩阻力和极限总桩端阻力组成。即

$$Q_{uk}=Q_{sk}+Q_{pk}=u\cdot\sum q_{sik}l_i+q_{pk}\cdot A_p\tag{4-28}$$

式中：Q_{uk}——单桩极限承载力；

Q_{sk}、Q_{pk}——单桩的总极限侧阻力标准值和总极限端阻力标准值；

A_p——桩端截面面积；

n——桩长范围的土层数；

q_{sik}、q_{pk}——桩周第i层土的极限侧阻力标准值和桩端持力层极限端阻力标准值，按第三、四节相关方法选用；

u　　桩身截面周长；

l_i——按土层划分的第i层土桩长。

桩基础使用时，需要留有安全储备。进行承载力验算时，如果桩顶荷载取设计值，则不能超过单桩承载力设计值；如果桩顶荷载取标准值，则不能超过单桩承载力特征值或允许值。我国不同的规范，采用不同的表述方法。

2. 单桩承载力设计值

建筑物、构筑物使用时允许的桩顶作用荷载设计值也可以用承载力特征值表示，参照上海市工程建设规范《地基基础设计规范》(DGJ 08-11—1999)，单桩设计承载力为：

$$R = Q_{sk}/\gamma_s + Q_{pk}/\gamma_p \tag{4-29}$$

式中：γ_s、γ_p—侧阻分项抗力系数和端阻分项抗力系数，按表 4 3 选用。

单桩竖向承载力抗力分项系数 γ_s、γ_p　　表 4-3

ρ_p	0.05	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.65
γ_p	1.02	1.05	1.08	1.12	1.18	1.24	1.30	1.41	1.50
γ_s	1.64	1.70	1.75	1.79	1.82	1.83	1.80	1.76	1.69

注：表中 ρ_p 表示端阻比，$\rho_p = \frac{Q_{pk}}{Q_{pk}+Q_{sk}}$。

《港口工程桩基规范》(JTJ 254—98)规定：侧阻和端阻分项抗力系数均取 1.45，当地质条件复杂或永久作用所占比重较大时，可取 1.55。

3. 单桩承载力特征值或单桩容许承载力

建筑物、构筑物使用时允许的桩顶作用荷载也可以用承载力特征值表示，《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002)和《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG D63—2007)规定单桩竖向承载力特征值或单桩容许承载力为：

$$R_a = Q_{uk}/K \tag{4-30}$$

式中：K——安全系数，一般取 $K=2$。

二、桩侧阻力、桩端阻力的影响因素

桩侧阻力、桩端阻力除了与土的性质和桩身材料等因素有关外，下述因素不可忽视。

1. 深度效应

当桩端进入均匀持力层的深度 h 小于某一深度时，其极限端阻力一直随深度线性增大；当进入深度大于该深度后，极限端阻力基本保持恒定不变，该深度称为端阻力的临界深度 h_{cp}，该恒定极限端阻力为端阻稳值 q_{cp}。室内模型试验表明，h_{cp} 随砂的相对密度 D_r 和桩径的增大而增大，随覆盖压力 P_0 的增大而减小。q_{cp} 随 D_r 增大而增大，而与桩径及上覆压力 P_0 无关。当桩端持力层下存在软下卧层，且桩端与软下卧层的距离小于某一厚度时，端阻力将受软下卧层的影响而降低。该厚度称为端阻的“临界厚度”t_c。临界厚度 t_c 主要随砂的相对密度 D_r 和桩径 d 的增大而加大。

在上海、安徽、蚌埠对桩端进入粉砂不同深度的打入桩进行了系列试验，表明了临界深度在 $7d$ 以上，临界厚度为 $5\sim7d$。根据淮河边夹于软黏性土层之间的硬黏性土中的原型预制桩载荷试验，硬黏性土中的临界深度与临界厚度接近相等，约为 $7d$。

图 4-5 表示软土中密砂夹层厚度变化及桩端进入夹层深度变化对端阻的影响。当桩端进入密砂夹层的深度及离软卧层距离足够大时，其端阻力可达到密砂中的端阻稳定值 q_{pl}。这时要求夹层总厚度不小于 $h_{cp}+t_c$，如图中的④。反之，当桩

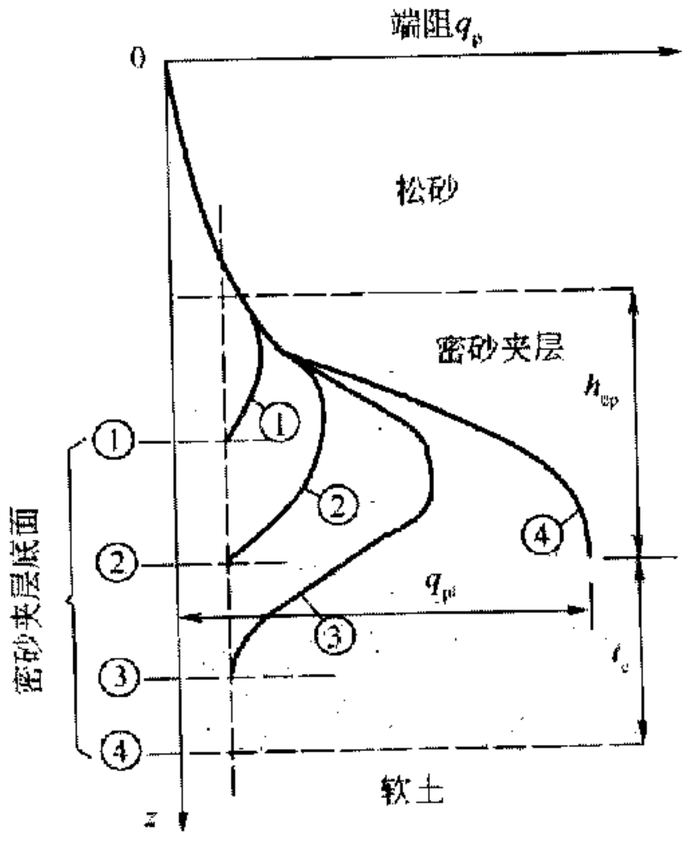


图 4-5　持力层厚度变化及桩端进入持力层深度变化对端阻的影响

端进入夹层的厚度 $h<h_{cr}$ 或距软层顶面距离 $t_p<t_c$ 时，其端阻值都将减小，如图中的①、②、③。

侧阻深度效应方面的试验研究尚少，机理和变化规律还有待进一步探讨。

2. 成桩效应

(1)挤土桩、部分挤土桩的成桩效应

非密实砂土中的挤土桩，成桩过程使桩周土因侧向挤压而趋于密实，导致桩侧阻力提高。对于桩群，桩周土的挤密效应更为显著。饱和黏土中的挤土桩，成桩过程使桩侧土受到挤压、扰动、重塑，产生超孔隙水压力，随后出现孔压消散、再固结和触变恢复，导致侧阻力产生显著的时间效应：软黏土中的预制桩，压桩时或沉桩后初期，单桩承载力较低，随着时间的增长，承载力逐步增加；沉桩后进行静载试验时，通常需要 3～4 周的休止期。

挤土桩沉桩过程，使桩端附近土受到挤密，导致端阻力提高。对于黏性土与非黏性土，饱和与非饱和状态，松散与密实状态，其挤土效应差别较大。如松散的非黏性土挤密效果最佳，密实非黏性土或饱和黏性土的挤密效果较小。因此，端阻力的成桩效应相差也较大。

(2)非挤土桩的成桩效应

非挤土桩(钻、冲、挖孔灌注桩)在成孔过程由于孔壁侧向应力解除，出现侧向松弛变形。孔壁土的松弛效应导致土体强度削弱，桩侧阻力随之降低。采用泥浆护壁成孔的灌注桩，在桩土界面之间将形成“泥皮”的软弱界面，导致桩侧阻力显著降低，泥浆越稠、成孔时间越长，“泥皮”越厚，桩侧阻力降低越多。如果形成的孔壁比较粗糙(凹凸不平)，由于混凝土与土之间的咬合作用，剪切破坏面与桩土界面不一致，侧摩阻力受泥皮的影响较小，使得桩侧摩阻力能得到比较充分的发挥。对于非挤土桩，成桩过程桩端土不产生挤密，而是出现扰动、虚土或沉渣，因而使端阻力降低，沉渣越厚，端阻力降低越多。这说明钻孔灌注桩承载特性受很多施工因素的影响，施工质量较难控制。掌握成熟的施工工艺，加强质量管理对工程的可靠性显得尤为重要。

在以砂土、粉土为主的某工程场地，进行了三根试桩静载试验，试桩的几何尺寸均为 ϕ0.75×43.25m，三根试桩经低应变动测确认均为完整桩，其极限承载力却分别为 1 800kN、3 200kN、5 200kN。在另一个工程，使用 ϕ0.85×49.5m 的钻孔灌注桩，设计单桩极限承载力为 6 500kN，第 1 家施工队伍成桩的测试结果只达到 3 900kN、4 500kN，第 2 家施工队伍成桩的测试结果却达到了 6 820kN、6 200kN 以上。

3. 荷载工况特性

除了静载试验时快、慢速加载会对试验结果有一定影响外，同一根钻孔灌注桩经过一次静载试验后(获得 Q_{u1})，再进行第二次试压(获得 Q_{u2})，两次试桩的结果，往往 Q_{u1}-Q_{u2}。对于非黏性土，一般 $Q_{u2}>Q_{u1}$，通常认为这是由于桩周土及桩底土经过一次试验的超载预压作用，非黏性土发生剪切硬化，孔底沉渣被压实所引起的；例如，有多个实例发现，桩周主要是粉土、砂土，第一次静载荷试验后马上进行第二次静载荷试验，测得的 Q_u 比其第一次静载荷试验增加了 20%～45%。相反的，桩周主要是黏性土时，某工程试桩初压 Q_{u1} = 1 920kN，隔天进行复压(快速法) Q_{u2} = 1 440kN，反而降低了 25.0%；究其原因，可能是经过一次试压后，桩周土体被剪切破坏扰动，短时间内无法充分恢复之故；如果间隔较长时间后进行复压，承载力可能又会增加。因此，第 2 次试验并不能得到客观真实的结果；实际工程中静载试验达不到设计要求时，有时会进行第二次试验，对此设计人员要谨慎对待。

4. 尺寸效应

桩的尺寸对桩端极限阻力是有影响的，一般均认为随着桩尺寸的增大，桩端极限阻力变小。Menzenbach(1961)根据 88 根压桩资料统计得桩端阻力尺寸效应系数 ϕ_{pa} 为：

$$\phi_{pa}=1/[1+1\times10^{-5}(\bar{q}_c)^{1.3}\cdot A] \tag{4-31}$$

式中：$\bar{q}_c$——桩尖以下 $1d$ 以上 $3.75d$ 范围的静力触探锥尖阻力 q_c 的平均值(MPa)；

A——桩的截面积(cm^2)。

表 4-3 列出了上式中的 ϕ_{pa} 值，由表 4-4 可见：

桩端阻力尺寸效应系数 ϕ_{pa}　　表 4-4

$A(cm^2)$	$\bar{q}_c$(MPa)							
	0.5	1	2	5	10	15	20	30
35×35=1 225	1.0	0.99	0.97	0.91	0.80	0.71	0.62	0.50
40×40=1 600	0.99	0.98	0.96	0.89	0.76	0.65	0.56	0.43
45×45=2 025	0.99	0.98	0.95	0.86	0.71	0.59	0.50	0.37
50×50=2 500	0.99	0.98	0.94	0.83	0.67	0.54	0.45	0.33

(1)对于软土($\bar{q}_c \leqslant 1$MPa)，尺寸效应并不显著，在工程上可以不考虑；

(2)对于硬土层，如中密—密实砂土($\bar{q}_c \geqslant 10$MPa)，尺寸效应明显，值得注意。

施峰等(1997)在福州地区对人工挖孔现场足尺试桩，通过量测结果探讨荷载传递的规律。从中选出 34 根桩进行尺寸效应的研究，得到 ϕ_{pa} 与桩径 d 的经验拟合关系为：

$$\phi_{pa} = \left(\frac{0.8}{d}\right)^{0.5} \tag{4-32}$$

图 4-6 为 Meyerhof(1988)所得的不同密实度砂土中 ϕ_{pa} 随桩径 d 的变化关系，ϕ_{pa} 随 d 的增大呈双曲线型减小，砂土密实度愈大，ϕ_{pa} 愈小。

苏立仁等(1986)根据不同土中大直径桩试验结果得 $\phi_{pa}\sim d$ 的关系见图 4-7，建立 $\phi_{pa}\sim d$ 的经验关系如下：

$$\phi_{pa} = \left(\frac{0.8}{d}\right)^{n} \tag{4-33}$$

式中：n——与土类有关的经验指数。

对于黏性土、粉土　　$n=1/4$

对于砂土　　$n=1/3$

对于砂卵石　　$n=1/2$

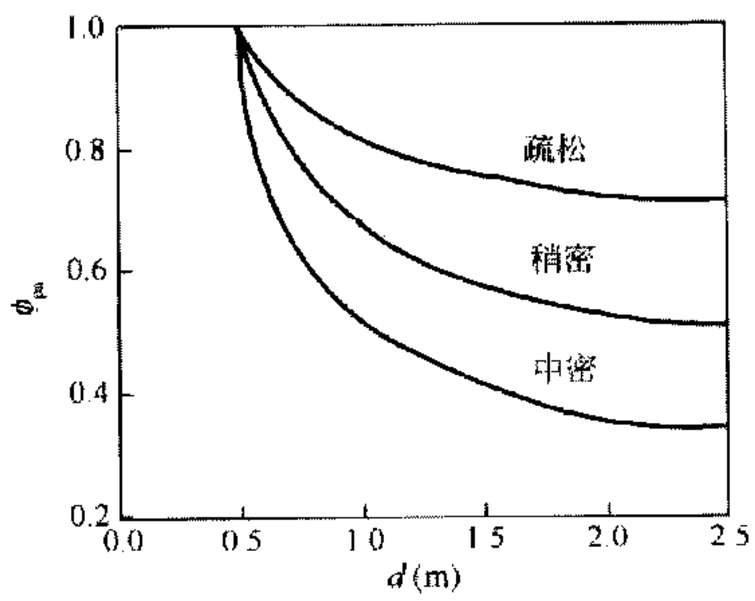


图 4-6　砂土中关系 $\phi_{pa}\sim d$ (Meyerhof, 1988)

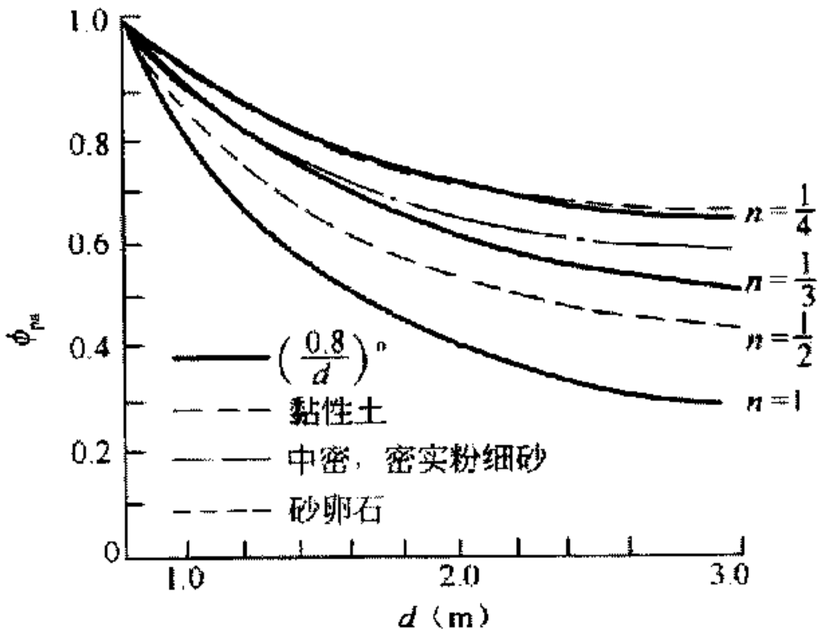


图 4-7　各类土中 $\phi_{pa}\sim d$ 关系 (苏立仁, 1986)

5. 荷载传递特性

桩顶不受力时，桩静止不动，桩侧、桩端阻力为零；桩顶受力后，桩发生一定的沉降而达到稳定，桩侧、桩端阻力总和与桩顶荷载平衡；随着桩顶荷载的不断增大，桩侧桩端阻力也相应地增大；当桩顶在某

一荷载作用下,出现不停滞下沉时,桩侧、桩端阻力达到极限值。这说明桩侧、桩端阻力的发挥,需要一定的桩土相对位移,即桩侧、桩端阻力是桩土相对位移的函数。这种函数,通常称之为荷载传递函数。传递函数的主要特征参数为极限摩阻力 q_u 和极限位移。

桩侧、桩端阻力的发挥过程和发挥程度,除了与土层的荷载传递函数有关外,还与桩土的相对刚度等因素有关,需要通过荷载传递分析进一步了解,有关这方面的内容已在本章第一节中阐述。

第三节 单桩承载力的静力计算法

遵循土力学原理,依据土工参数的静力分析方法估算单桩的极限承载力是常规计算方法之一,这种方法有利于加深对桩基承载机理的理解。对于桩端阻力 q_p,用承载力理论分析计算;对于桩侧阻力 q_s,则用库仑强度表达式分析计算。基于不同的假定,承载力理论有很多种,本节列举常见的几种如下。

一、桩端阻力的计算

用承载力理论计算 q_p,均假设土为刚塑体,假设在桩端以下发生一定形态的剪切破坏滑动面,不同学者对剪切破坏滑动面形态有不同的假设,便可以导出不同的桩端阻力的极限承载力理论表达式。图 4-8所示为所假设的破坏滑动面的不同形态。

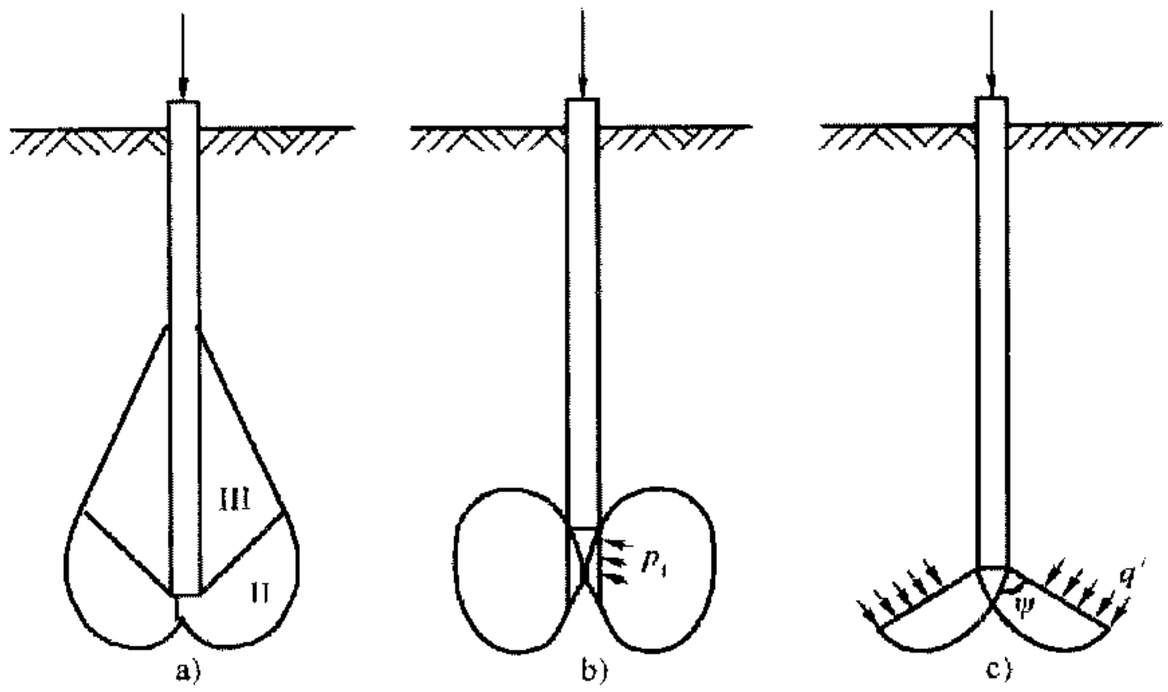


图 4-8 桩端破坏滑动面的不同假说

a)Meyerhof (1976); b)Vesic(1975); c)Janbu(1976)

1. Meyerhof (1976)公式

假设基底下土体发生整体剪切破坏,滑动面由直线与螺旋曲线组成,滑动面的终点交于桩身侧面。

对于桩端阻力 q_p 建议用下式计算:

$$q_p = c \cdot N'_c + q \cdot N'_q \tag{4-34}$$

式中: c——桩尖以上 $4d$ 以下 $1d$ 范围内土的平均黏聚力;

N'_c、N'_q——承载力系数,见图 4-9;

q——桩底处的上覆压力。

Meyerhof 推荐确定承载力系数的方法如下:

(1)算出实际的深度比 $R_1 = h/d$,根据给定的 φ,从图 4-9 曲线上得出临界深度比 $R_2 = h_c/d$。其中,h 为桩基进入持力层深度,h_c 表示临界深度;

(2)如果 $R_1 > 0.5R_2$,$\varphi < 30°$,根据相应的 φ 从曲线上直接得出 N'_c、N'_q;如 $R_1 < 0.5R_2$,根据 N_c、

N_q 按直线比例增加得到 N'_c、N_q，即 $N'_c=N_c+(N'_c-N_c)\left(\frac{R_1}{0.5R_2}\right)$。

(3)如果 $\varphi>30°$，作相应于 h/d 的修正曲线，按 h/d 在曲线之间近似内插。

从图中可以看出，式中的 N'_c、N'_q、h_c/d 均随 φ 而变化。Meyerhof 通过试验还认为在临界深度以下，N'_c 还能随土的灵敏度和土的压缩性变化。对极灵敏的正常固结软黏土 N'_c 约为 5，对坚硬的非灵敏性超固结黏土 N'_c 约为 10，一般情况，可用 $N'_c=9$ 来估算 q_p。

2. 魏西克 Vesic(1975)极限桩端阻力公式

Vesic (1972)发展了圆球形和圆柱形孔穴扩张理论，把土作为可压缩的塑性体，并导出了孔穴内极限压力的表达式，Vesic (1975)假设在桩底端以下有一压密核，压密核外为剪切过渡区，随着荷载的增加，剪切区竖直圆柱面向周围扩张，出现塑性区，用圆柱孔穴扩张理论，可计算极限桩端阻力 q_p：

$$q_p = cN_c^* + \bar{q} \cdot N_q^* \tag{4-35}$$

式中：$N_c^*=(N_q^*-1)\cot\varphi$；

$$N_q^*=\frac{3}{3-\sin\varphi}e^{\left(\frac{\pi}{2}-\varphi\right)\tan\varphi}\tan^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)[I_{rr}]^{4\sin\varphi/[3(1+\sin\varphi)]}；$$

$\bar{q}$——平均应力，$q=\frac{1+2K_0}{3}\gamma \cdot l$，$K_0$ 为静止土压力系数，γl 为桩端处的自重应力；

I_{rr}(土的刚度系数)$=\frac{I_r}{1+I_r \cdot \Delta}$，$I_r=\frac{E}{2(1+\mu)\cdot(c+q\tan\varphi)}$；

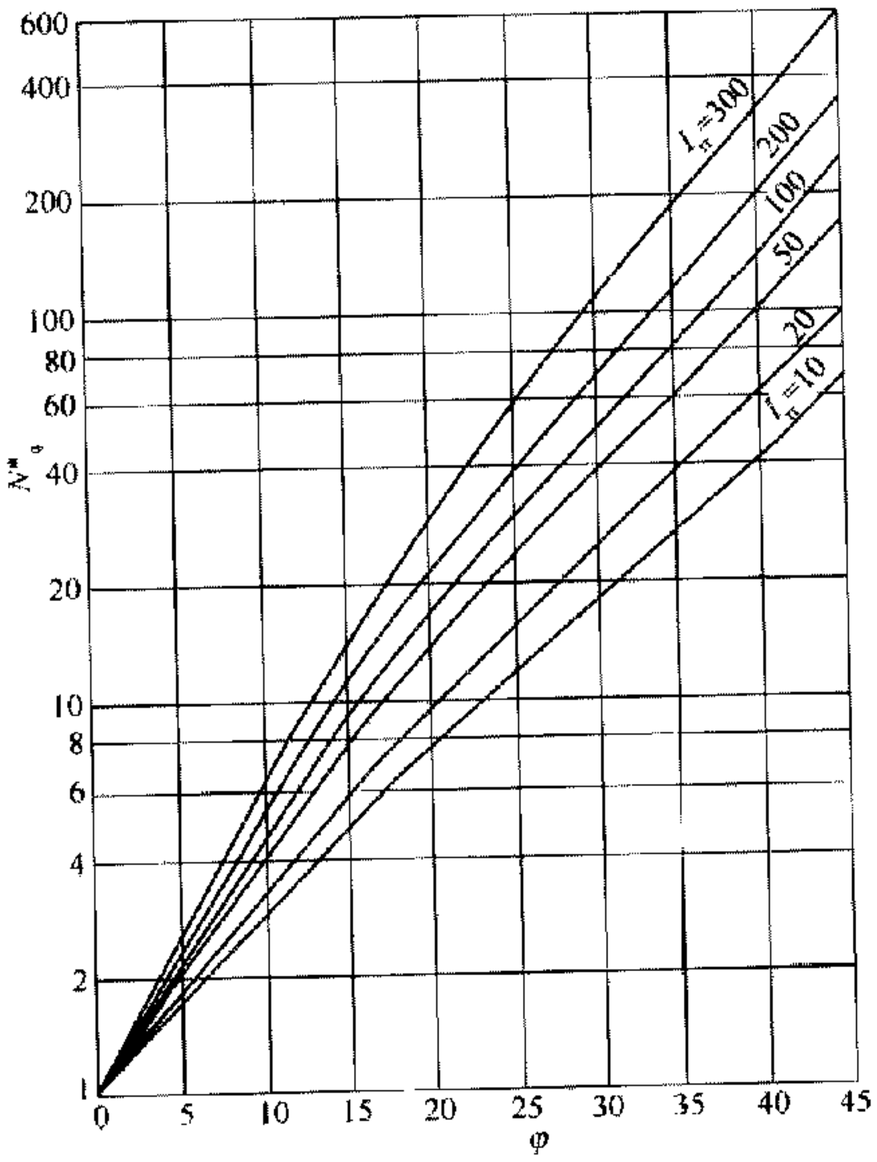


图 4-10　$N_q^*\sim\varphi$、I_{rr}关系 (Vesic,1975)

Δ——塑性区的平均体积应变；

近似地可取：$I_{rr}\approx\frac{3}{R_f}$ (R_f—静力触探摩阻比)；

式(4-35)中的 $N_q^*\sim\varphi$、I_{rr}的关系见图 4-10。

3. 江布(Janbu,1976)公式

Janbu 认为桩端以下的塑性区范围与土的压缩性有关，如图 4-8c)中的夹角 ψ 所示。为了工程上计算式的简化，Janbu 把土的抗剪强度 s_f 改写成：

$$s_f = (\sigma' + \alpha)\tan\varphi \tag{4-36}$$

式中：α——表观吸引力，$\alpha=c/\tan\varphi$。

极限桩端阻力 q_p 由下式计算：

$$q_p = (N_q - 1)(q' + \alpha) + q' \tag{4-37}$$

式中：$N_q=N \cdot e^{2\psi\mu}$，$N=(\mu+\sqrt{1+\mu})^2$，$\mu=\tan\varphi$；

q'——桩端深度处有效上覆压力。

式中 N_q 与 $\tan\varphi$、ψ 的关系见表 4-5 及图 4-11，图 4-11 中还表示了工程实录 N_q 的变化范围。

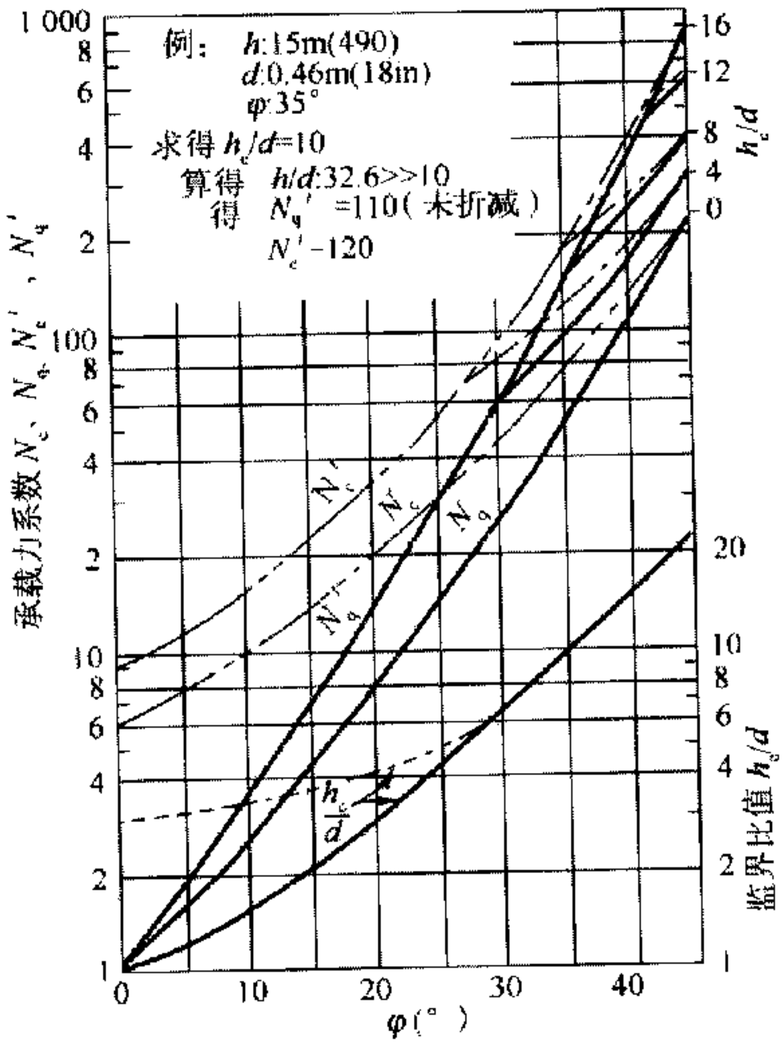


图 4-9　N'_c、N'_q、$h_c/d\sim\varphi$ 关系 Meyerhof (1976)

N_q (Janbu)　　表 4-5

μ	ψ								
	180	150	120	105	90	75	60	30	0
0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
0.1	2.29	2.06	1.86	1.76	1.67	1.59	1.51	1.36	1.22
0.2	5.23	4.24	3.44	3.10	2.79	2.51	2.26	1.83	1.49
0.3	11.90	8.69	6.35	5.42	4.64	3.96	3.39	2.47	1.81
0.4	26.93	17.72	11.65	9.45	7.67	6.22	5.04	3.32	2.18
0.5	60.58	35.89	21.26	16.36	12.59	9.69	7.46	4.42	2.62
0.6	135.31	72.19	38.51	28.13	20.54	15.01	10.96	5.85	3.12
0.7	299.93	144.10	69.23	47.99	33.26	23.06	15.98	7.68	3.69
0.8	659.76	285.47	123.52	81.25	53.44	35.15	23.12	10.01	4.33
0.9	1 440.29	561.23	218.69	136.51	85.21	53.19	33.20	12.94	5.04
1.0	3 121.07	1 095.25	384.34	277.68	134.87	79.90	47.33	16.61	5.83

当桩端为高压缩性软土，桩底端易于贯入，塑性区不发展，$\psi \leqslant 60°$。对于密实砂土，塑性区发展范围大，ψ 值较大，ψ 可达 105°。

由于各家对基底破坏滑动面的假设不同，故所得到的极限桩端阻力往往又很大差异。Vesic、Janbu 在评定极限桩端阻力时，除土的抗剪强度外，还考虑了土的压缩性，这是比较合理的。

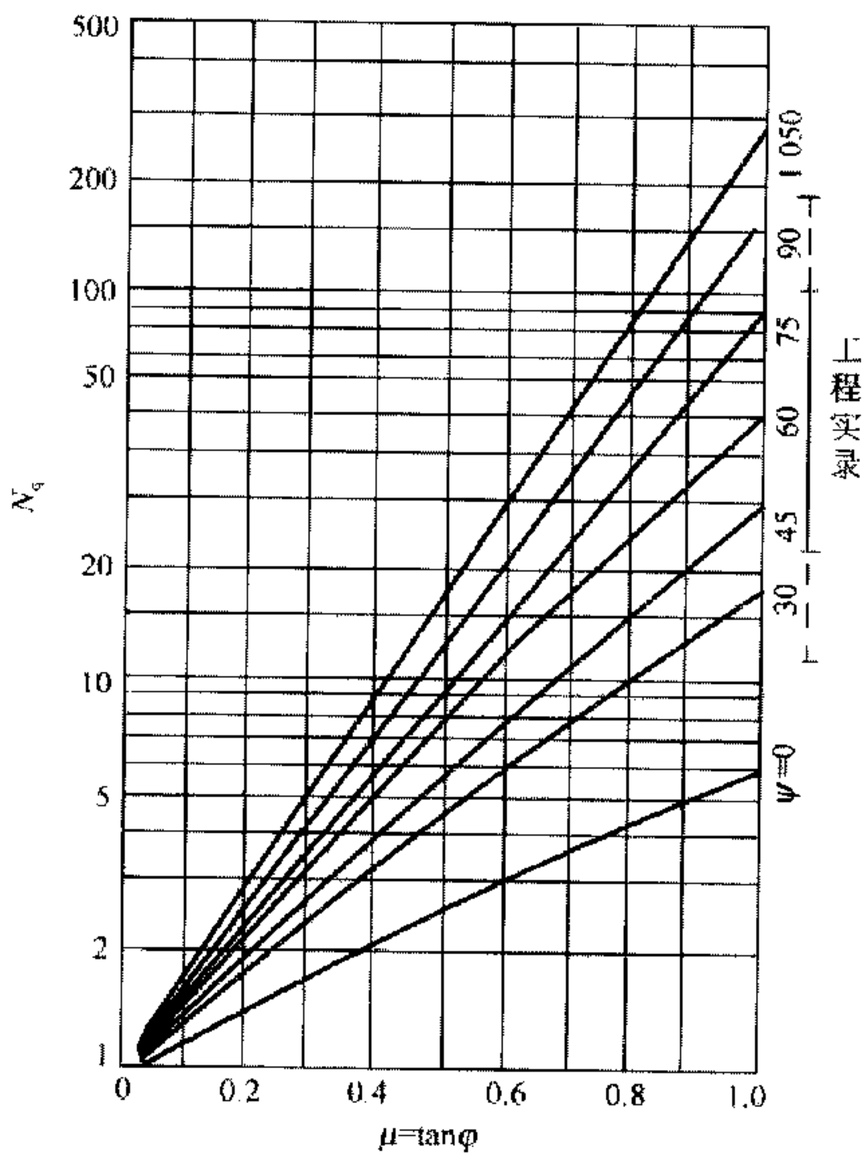


图 4-11　$N_q \sim \mu$、ψ 的关系 (Janbu, 1976)

二、桩侧摩阻力的计算

在静力计算单桩承载力中，对于桩侧摩阻力 q_s 常用库伦强度表达式分析计算，即

$$q_s = C_a + \sigma_n \cdot \tan\delta \qquad (4\text{-}38)$$

式中：C_a——黏着力；

σ_n——桩土界面上的法向应力；

δ——桩土界面的外摩擦角。

q_s 的计算分总应力法和有效应力法两类，包括 α 法、β 法、λ 法、Flaate 法等。

1. α 法

对于饱和的黏性土，可假定土的内摩擦角 $\varphi = \varphi_u = 0$，则外摩擦角 δ 也等于零，而黏着力 $C_a = \alpha C_u$ (C_u—土的不排水抗剪强度)；α 为黏着系数，它与土类、桩的类型、桩的设置方法、时间效应等有关。

Bjerrum(1953)、Fellenius(1955)、Bergfelt(1957)、Tomlinson(1957, 1970)等按各自的经验提出了 $\alpha \sim C_u$ 的关系。

(1)美国石油协会规定(API,RP2A,1980)

对于低及中等塑性黏土,α 值见表 4-6。

α 值 (API,RP2A,1980)　　表 4-6

土　类	C_u(kPa)	α
软黏土	<25	1.0
硬黏土	25～75	0.5～1.0
	>75	0.5

对于高塑性黏土,正常固结土 $\alpha=1.0$;超固结黏土,$\alpha=1$,但 $q_s<C_u$ 或<50kPa。

(2)Tomlinson 在 1957 年提出 $\alpha=0.2\sim1.5$,1994 年提出,黏土的 α 值还与穿过土层和桩的入土长度有关,见图 4-12。

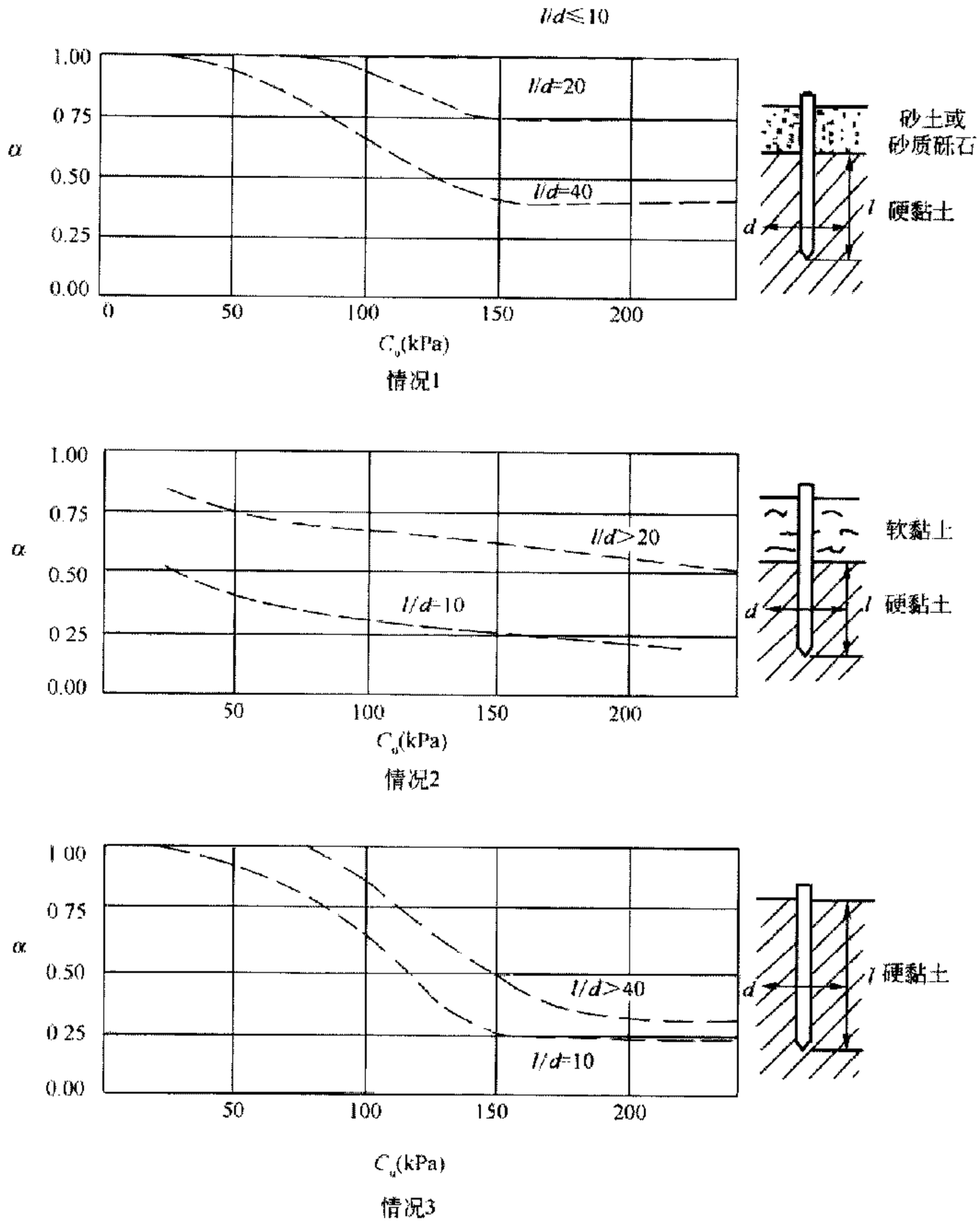


图 4-12　黏性土中打入桩的 α 值(Tomlinson,1994)

图 4-12 中第 1 种情况,桩穿过砂土层或砂质砾石进入黏土层,会将粗粒土带入黏土层,故黏着系数 α 值最大,并随着入土深度 l 的增大,α 值降低。

第2种情况,桩穿过软黏土进入硬黏土层。这时 α 值的变化出现相反的规律,α 值随入土深度的增大而增加。

第3种情况,桩直接进入硬黏土,上面无任何土层覆盖。在桩的上部由于桩土间存在间隙,无桩侧摩阻力出现。随着桩的入土深度的增大,α 值增加。

图4-12是Tomlinson依据78根试桩资料分析所得。桩型为挤土桩。桩端阻力 q_p 计算时采用 N_c 为9。图4-12不适用于管桩(指底端有外加强翼的开口管桩)。

对于钻孔灌注桩,Tomlinson认为 α 值的变化,对于硬黏土为0.3～0.6,对各类黏性土 α 值可采用0.45,并且 C_a 不超过100kPa。

(3)Meyerhof (1976)认为在黏性土中 α 值变动范围大,它随 C_u 的增大而降低。

对于打入桩,α 的平均值对软黏土取为1,对硬黏土取≤0.5;对于钻孔灌注桩在硬黏土中 α 平均取0.5。最大的 C_u<100kPa。

2.β法——有效应力法

当采用有效应力法来表达 $q_s=c'+\sigma'_n \cdot \tan\delta$ 时,对于正常固结黏性土 $c'\approx 0$,对于砂土 $c'=0$,则桩侧阻力可用下式表达:

$$q_s = \sigma'_n \cdot \tan\delta = K\sigma'_r \cdot \tan\delta \tag{4-39}$$

令 $K \cdot \tan\delta=\beta$,则 $q_s=\beta \cdot \sigma'_r$

式中:K——土的侧压力系数;

σ'_r——桩侧土的竖向有效自重应力。

(1)Burland(1973)认为,式(4-39)中的 δ 可用重塑性土的排水内摩擦角 φ' 表示;并认为在正常固结黏性土中的钻孔桩和打入桩,$K\approx K_0$(K_0—静止土压力系数);则 $K=K_0=1-\sin\varphi'$。

$$\beta = (1-\sin\varphi')\tan\varphi' \tag{4-40}$$

对于正常固结黏性土:当 $\varphi'=15°\sim40°$,$\beta=0.2\sim0.3$,平均值 $\beta=0.25$。

对于超固结黏性土:

$$\beta = (1-\sin\varphi')\tan\varphi'\sqrt{OCR} \tag{4-41}$$

(2)Meyerhof(1976)认为 β 值随桩入土长度 l 而降低:

对正常固结黏土:

l<15m时,$\beta=0.25\sim0.5$,平均 $\beta=0.3$

l>60m时,$\beta=0.1\sim0.25$,平均 $\beta=0.15$

对超固结黏土:

打入桩:$\beta=1.5(1-\sin\varphi')\tan\varphi'\sqrt{OCR}$ (4-42a)

钻孔桩:$\beta=0.75(1-\sin\varphi')\tan\varphi'\sqrt{OCR}$ (4-42b)

(3)Flaate 和 Selnes(1977)根据44根试桩结果,得 $\beta=0.2\sim0.4$,并认为 β 值与桩长有关:

$$\beta = 0.4\sqrt{OCR}\mu_L \tag{4-43}$$

式中:μ_L——与桩长有关的函数,$\mu_L=\dfrac{0.5l+10}{l+10}$($l$—桩入土长度,m)。

3.λ法

Vijayvergiye 和 Forht(1972)根据墨西哥湾在正常固结和微超固结黏土中47根打入黏性土钢管桩实测数据,假设桩端阻力 $q_p=c \cdot N_c$(N_c 取9),桩侧阻力由极限荷载减桩端阻力得(即 $Q_{su}=Q_u-Q_{pu}$)。桩长为3～100m,桩径为15～75cm,认为平均桩侧摩阻力 $\bar{q}_s$ 为土的有效上覆压力及不排水抗剪强度的

函数，即

$$\bar{q}_s = \lambda(\bar{\sigma}'_r + 2\bar{C}_u) \tag{4-44}$$

式中：$\bar{\sigma}'_r$——桩长范围平均有效上覆压力；

$\bar{C}_u$——桩长范围土的平均不排水抗剪强度；

λ——系数，是桩长 l 的函数。

λ 随桩入土长度 l 的关系见图 4-13。

4. Flaate 和 Selnes(1977)有效应力法

Flaate 等认为桩侧摩阻力可以用近桩土界面处土的排水强度控制，而不是由土的不排水强度控制。根据 Bjerrum(1973)建议，桩侧摩阻力可用下式表示：

$$q_s = \mu_t(\sigma'_h \cdot \tan\varphi'_e \cdot D_m + x\sigma'_e) \tag{4-45}$$

式中：φ'_e、x——Hvorslev 强度参数；

μ_t——时间速率影响系数；

σ'_h——有效水平应力系数；

D_m——摩阻力发挥系数；

σ'_e——等值固结应力。

假定打桩后经过一段时间后，打桩所产生超孔隙水压力已消散，土中初始应力已恢复，固结压力则与打桩引起的最大孔隙水压力(平均约为 $5C_u \sim 7C_u$)相当，$\bar{\sigma}'_e$ 为初始应力 $K \cdot \bar{\sigma}'_r$ 与 $5C_u$ 之和。同时考虑摩阻力的发挥与桩长有关。式(4-45)可改写成：

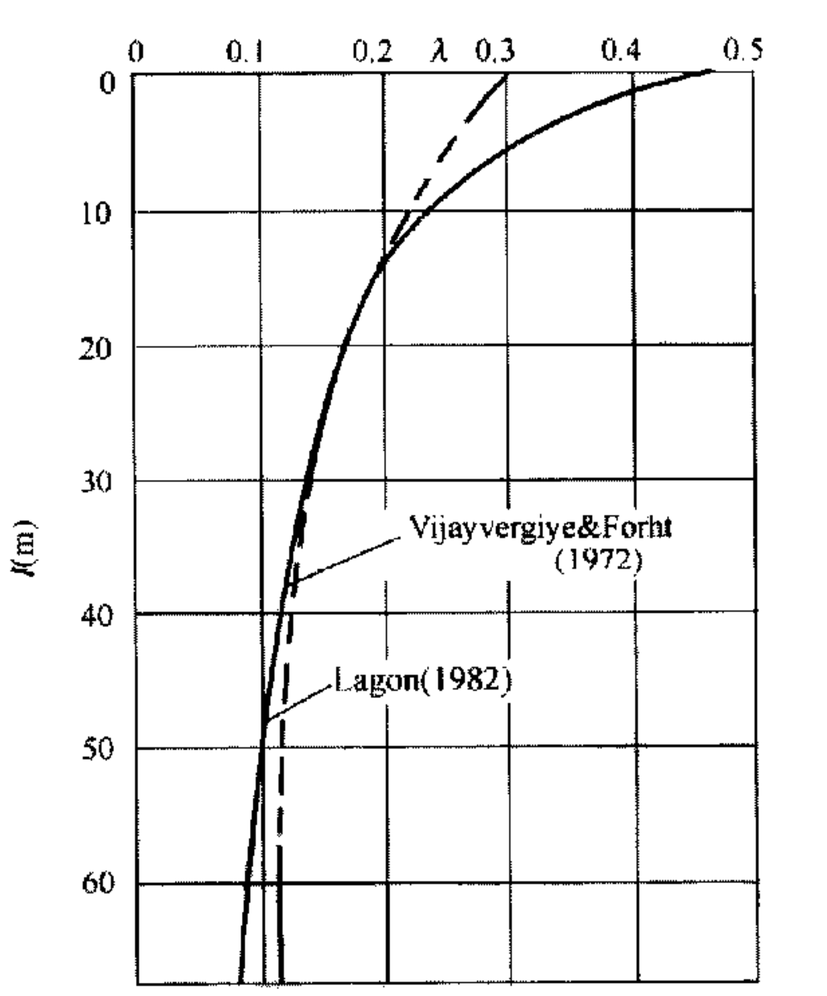


图 4-13　λ~l 关系(Vijayvergiye 等，1972；Lagon，1982)

$$q_s = \mu_L \cdot \mu_t[K \cdot \sigma'_r \cdot \tan\varphi'_e + x(K \cdot \sigma'_r + 5C_u)] \tag{4-46}$$

式中：μ_L——与桩长有关的函数，$\mu_L = \dfrac{l+20}{2l+20}$，$l$ 为桩长(m)；

K——侧压力系数，按 Meyerhof 建议 $K = K_0\sqrt{OCR}$(OCR 为超固结比)；

C_u——土的不排水抗剪强度。

为了实用，式(4-46)可简化为：

$$q_s = \mu_L[(0.3 - 0.001I_p)\,\sigma'_r\sqrt{OCR} + 0.008I_pC_u] \tag{4-47}$$

式(4-47)的近似计算为：

$$q_s = 0.4\mu_L\sqrt{OCR}\sigma'_r \tag{4-48}$$

5. 对各种计算方法的比较

Flaate 和 Selnes 用 44 根原位试验资料，对上述几种方法进行计算统计比较。统计后，$\alpha = 0.4 \sim 1.5$ ($q_s = \alpha C_u$)；式(4-48)实际相当于 $\beta = 0.4\mu_L\sqrt{OCR}$，$\beta$ 约为 $(0.2 \sim 0.4)\sqrt{OCR}$；式(4-48)可用于正常固结土和超固结土，而且 q_s 与桩材似无关系。比较结果示于图 4-14。

A：α 法　$C_a = \alpha C_u$(图中取 $\alpha = 1$)

B：β 法　$q_s = \beta \cdot \sigma'_r$(图中取 $\beta = 0.32$)

C：λ 法　$\bar{q}_s = \lambda(\bar{\sigma}_r + 2\bar{C}_u)$

D:Flaate 和 Selnes 有效应力法 $q_s=0.4\mu_L\sqrt{OCR}\sigma'_r$

E:Flaate 和 Selnes 有效应力法 $q_s=\mu_L[0.3-0.001I_p)\sigma'\sqrt{OCR}+0.008I_pC_u]$

从图中可以看出,有效应力法优于 α 法,其中以 Flaatc 等的方法最好。

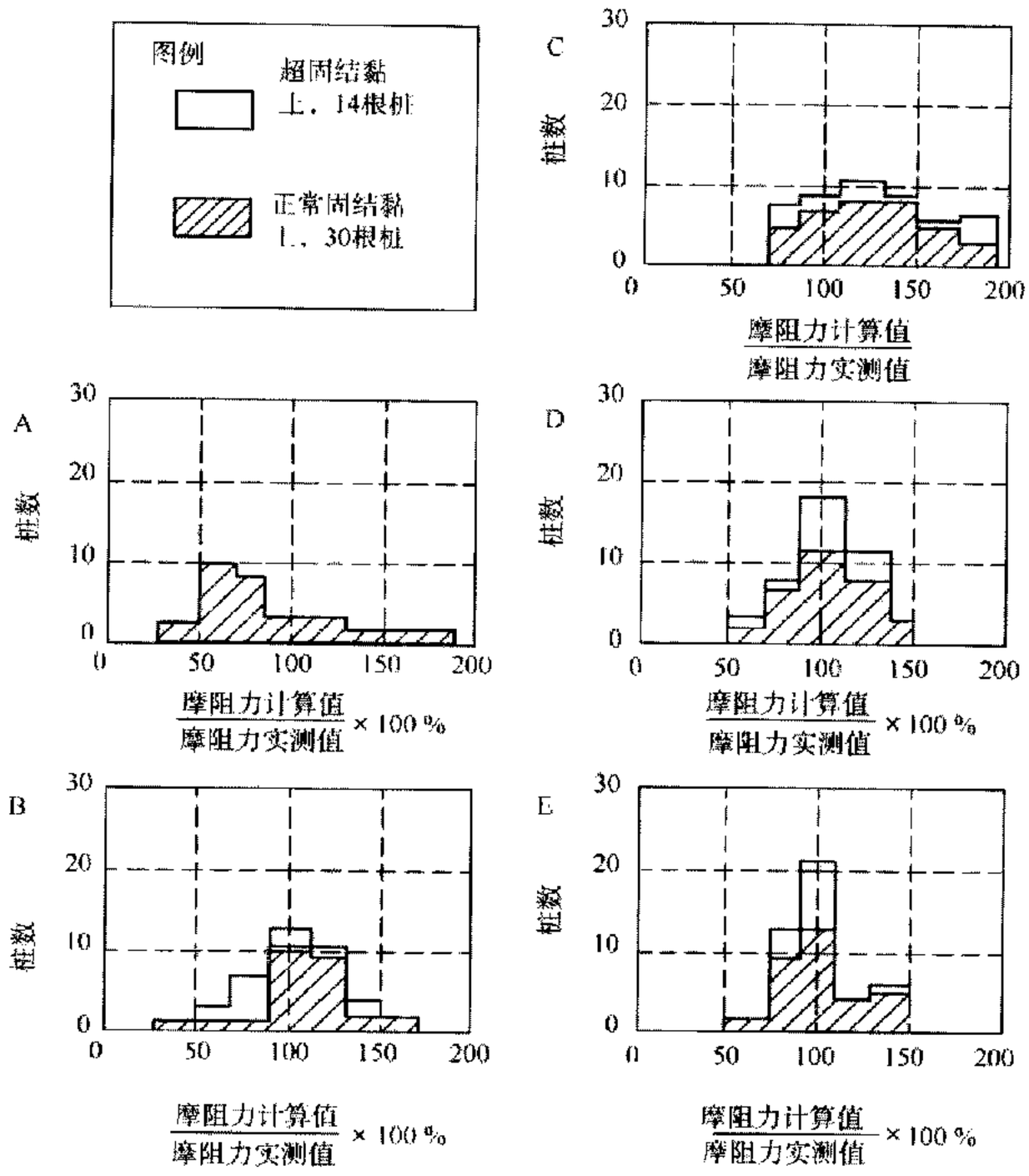


图 4-14　各种计算公式的比较分析图

第四节　确定单桩承载力的经验参数法

一、常规桩的单桩承载力计算

常规桩的单桩承载力,可以按公式(4-28)～公式(4-30)计算,其中极限侧阻力标准值和桩端持力层极限端阻力标准值可参照有关规范和经验取值。

《建筑桩基技术规范》(JGJ 94—2008)给出了混凝土预制桩、灌注桩在常见土层中的摩阻力经验值,如表 4-7～表 4-9 所示,这是在对全国各地收集到的几百根试桩资料进行统计分析后得到的。《公路桥涵地基与基础设计规范》、《港口工程桩基规范》等也给出了相应的桩侧、桩端阻力经验参数表,由于篇幅有限,在此不一一列出。同时由于我国各地的地基性质差别很大,这些表格用于指导各地的设计也有局限性,如有条件,建议使用各地或各区域自己的承载力参数表更为合理。

桩的极限侧阻力标准值 q_{sik}(kPa)　　表 4-7

土的名称	土的状态		混凝土预制桩	水下钻(冲)孔桩	干作业钻孔桩
填土			22～30	20～28	20～28
淤泥			14～20	12～18	12～18
淤泥质土			22～30	20～28	20～28
黏性土	流塑	$I_L>1$	24～40	21～38	21～38
	软塑	$0.75<I_L\leqslant 1$	40～55	38～53	38～53
	可塑	$0.50<I_L\leqslant 0.75$	55～70	53～68	53～66
	硬可塑	$0.25<I_L\leqslant 0.5$	70～86	68～84	66～82
	硬塑	$0<I_L\leqslant 0.25$	86～98	84～96	82～94
红黏土	$0.7<\alpha_w\leqslant 1$		13～32	12～30	12～30
	$0.5<\alpha_w\leqslant 0.7$		32～74	30～70	30～70
粉土	稍密	$e>0.9$	24～46	24～42	24～42
	中密	$0.75<e\leqslant 0.9$	46～66	42～62	42～62
	密实	$e<0.75$	66～88	62～82	62～82
粉细砂	稍密	$10<N\leqslant 15$	24～48	22～46	22～46
	中密	$15<N\leqslant 30$	48～66	46～64	46～64
	密实	$N>30$	66～88	64～86	64～86
中砂	中密	$15<N\leqslant 30$	54～74	53～72	53～72
	密实	$N>30$	74～95	72～94	72～94
粗砂	中密	$15<N\leqslant 30$	74～95	74～95	76～98
	密实	$N>30$	95～116	95～116	98～120
砾砂	稍密	$5<N_{63.5}\leqslant 15$	60～100	50～80	55～90
	中密(密实)	$N_{63.5}>15$	116～138	116～135	112～130
圆砾、角砾	中密、密实	$N_{63.5}>10$	160～200	135～150	135～150
碎石、卵石	中密、密实	$N_{63.5}>10$	200～300	140～175	150～170
软质岩	全风化	$30<N\leqslant 50$	100～120	80～100	80～100
硬质岩	全风化	$30<N\leqslant 50$	140～160	120～140	120～160
软质岩	强风化	$N_{63.5}>10$	160～240	140～220	140～240
硬质岩	强风化	$N_{63.5}>10$	200～300	160～260	160～280

注：①对于尚未完成自重固结的填土和以生活垃圾为主的杂填土，不计算其侧阻力；

②α_w 为含水比，$\alpha_w=w/w_L$；

③对于预制桩，根据土层埋深 h，将 q_{sik} 乘以表 4-8 修正系数；

④N 为标贯击数，$N_{63.5}$ 为重型圆锥动力触探击数；

⑤全风化、强风化软质岩和风化、强风化硬质岩指其母岩分别为 $f_{rk}\leqslant 15MPa$、$f_{rk}>30MPa$ 的岩石。

q_{sik} 修正系统　　表 4-8

土层埋深 h(m)	≤5	10	20	≥30
修正系数	0.8	1.0	1.1	1.2

桩的极限端阻力标准值 q_{pk}(kPa)　　表 4-9

土名称	土的状态	桩型	混凝土预制桩桩长 l(m)				水下(钻)孔桩桩长 l(m)				干作业钻孔桩桩长 l(m)		
			$l\leqslant 9$	$9<l\leqslant 16$	$16<l\leqslant 30$	$l\geqslant 30$	$5<l\leqslant 10$	$10<l\leqslant 15$	$15<l\leqslant 30$	$30\leqslant l$	$5<l\leqslant 10$	$10<l\leqslant 15$	$15\leqslant l$
黏性土	软塑	$0.75<I_L\leqslant 1$	210～850	650～1 400	1 200～1 800	1 300～1 900	150～250	250～300	300～450	300～450	200～400	400～700	700～950
	可塑	$0.50<I_L\leqslant 0.75$	850～1 700	1 400～2 200	1 900～2 800	2 300～3 600	350～450	450～600	600～750	750～800	500～700	800～1 100	1 000～1 600
	硬可塑	$0.25<I_L\leqslant 0.50$	1 500～2 300	2 300～3 300	2 700～3 600	3 600～4 400	800～900	900～1 000	1 000～1 200	1 200～1 400	850～1 100	1 500～1 700	1 700～1 900
	硬塑	$0<I_L\leqslant 0.25$	2 500～3 800	3 800～5 500	5 500～6 000	6 000～6 800	1 100～1 200	1 200～1 400	1 400～1 600	1 600～1 800	1 600～1 800	2 200～2 400	2 600～2 800
粉土	中密	$0.75<e\leqslant 0.90$	950～1 700	1 400～2 100	1 900～2 700	2 500～3 400	300～500	500～650	650～750	750～850	800～1 200	1 200～1 400	1 400～1 600
	密实	$e\leqslant 0.75$	1 500～2 600	2 100～3 000	2 700～3 600	3 600～4 400	650～900	750～950	900～1 100	1 100～1 200	1 200～1 700	1 400～1 900	1 600～2 100
粉砂	稍密	$10<N\leqslant 15$	1 000～1 600	1 500～2 300	1 900～700	2 100～3 000	350～500	450～600	600～700	650～7 500	500～950	1 300～1 600	1 500～1 700
	中密、密实	$N>15$	1 400～2 200	2 100～3 000	3 000～4 700	3 800～5 500	700～800	800～900	900～1 100	1 100～1 200	900～1 000	1 700～1 900	1 700～1 900
细砂	中密、密实	$N>15$	2 500～4 000	3 600～5 000	4 400～6 000	5 300～7 500	1 000～1 200	1 200～1 400	1 300～1 500	1 400～1 900	1 200～1 600	2 000～2 400	2 400～2 700
中砂			4 000～6 000	5 500～7 500	6 500～8 000	7 500～10 000	1 300～1 600	1 600～1 700	1 700～2 200	2 000～2 200	1 800～2 400	2 800～3 800	3 600～4 400
粗砂			5 700～8 000	7 400～9 000	8 400～11 000	9 500～12 000	2 000～2 200	2 300～2 400	2 400～2 600	2 700～2 900	2 900～3 600	4 000～4 600	4 600～5 200
砾砂	中密、密实	$N>15$	7 000～10 000		10 000～12 000		1 400～2 000		2 000～3 200		3 500～5 000		
角砾、圆砾		$N_{63.5}>10$	800～12 000		11 000～14 000		1 800～2 200		2 200～3 600		4 000～5 500		
碎石、卵石		$N_{63.5}>10$	9 000～13 000		12 000～16 000		2 000～3 000		3 000～4 000		4 500～6 500		
全风化软质岩		$30\leqslant N<50$	4 000～8 000				1 000～1 600				1 200～2 000		
全风化硬质岩		$30\leqslant N<50$	5 000～9 000				1 200～2 000				1 400～2 400		
强风化软质岩		$N_{63.5}>10$	6 000～10 000				1 400～2 200				1 600～2 600		
强风化硬质岩		$N_{63.5}>10$	8 000～13 000				1 800～2 800				2 000～3 000		

注:砂土和碎石类上中桩的极限端阻取值,要综合考虑土的密实度,桩端进入持力层的深度比 h_b/d,土愈密实,h_b/d 愈大,取值愈高。

预制桩的岩石极限端阻力指桩端支撑于中、微风化基岩表面或进入强风化岩、软质岩一定深度条件下极限端阻力。

二、非常规桩的竖向承载力

1. 大直径灌注桩($d \geqslant 800mm$)

《建筑桩基技术规范》(JGJ 94—2008)规定，大直径灌注桩的承载力按下式计算：

$$Q_{uk} = Q_{sk} + Q_{pk} = u\sum \psi_{si}\, q_{sik} \cdot l_{si} + \psi_p q_{pk} A_p \tag{4-49}$$

式中：q_{sik}——桩侧第 i 层土的极限侧阻力标准值，如无当地经验值时，可按表 4-7 取值，对于扩底桩变截面以下不计侧阻力；

q_{pk}——桩径为 800mm 的极限端阻力标准值，对于干作业挖孔(清底干净)可采用深层载荷试验确定；当不能进行深层这板试验时，可采用当地经验值或按表 4-9 取值，对于干作业挖孔桩(清底干净)可按表 4-10 取值。

u——桩身周长，对于混凝土护壁的大直径挖孔桩，桩身周长可按护壁外直径计算；

ψ_{si}、ψ_p——大直径桩侧阻、端阻尺寸效应系数，按表 4-11 取值。

其余参数参照公式(4-28)～公式(4-30)的说明。

干作业桩(清底干净，D=800mm)极限端阻力标准值 q_{pk}(kPa)　　表 4-10

土名称		状态		
黏性土		$0.25 < I_L \leqslant 0.75$	$0 < I_L \leqslant 0.25$	$I_L \leqslant 0$
		800～1 800	1 800～2 400	2 400～3 000
粉土		$0.75 < e \leqslant 0.9$	$e \leqslant 0.75$	
		1 000～1 500		
砂土、碎石类土		稍密	中密	密实
	粉砂	500～700	800～1 100	1 200～2 000
	细砂	700～1 100	1 200～1 800	2 000～2 500
	中砂	1 000～2 000	2 200～3 200	3 500～5 000
	粗沙	1 200～2 200	2 500～3 500	4 000～5 500
	砾砂	1 400～2 400	2 600～4 000	5 000～7 000
	圆砾、角砾	1 600～3 000	3 200～5 000	6 000～9 000
	卵石、碎石	2 000～3 000	3 300～5 000	7 000～11 000

注：①取值宜考虑桩端持力层土的状态及桩进入持力层的深度效应，当进入持力层深度 h_b 为：$h_b \leqslant D$，$D < h_b \leqslant 4D$，$h_b \geqslant 4D$；q_{pk} 可分别取较低值，中值，较高值；

②砂土密实度可根据标贯击数 N 判定；

③当桩的长径比 $l/d \leqslant 8$ 时，q_{pk} 宜取较低值；

④当对沉降要求不严时，可适当提高 q_{pk} 值。

大直径灌注桩侧阻力、端阻力尺寸效应系数 ψ_{si}、ψ_p　　表 4-11

土类别	黏性土、粉土	砂土、碎石类土
ψ_{si}	$\left[\frac{0.8}{d}\right]^{1/5}$	$\left[\frac{0.8}{d}\right]^{1/3}$
ψ_p	$\left[\frac{0.8}{D}\right]^{1/4}$	$\left[\frac{0.8}{D}\right]^{1/3}$

注：表中 D 为桩端直径。

2. 嵌岩桩

(1)《建筑桩基技术规范》(JGJ 94—2008)规定，桩端置于完整、较完整基岩的嵌岩桩单桩竖向极限承载力，由桩周土总极限侧阻力和嵌岩段总极限阻力组成。当根据岩石单轴抗压强度确定单桩竖向极

限承载力标准值时,可按下列公式计算:

$$Q_{uk} = Q_{sk} + Q_{rk} \tag{4-50}$$

$$Q_{sk} = u\sum q_{sik} l_i \tag{4-51}$$

$$Q_{rk} = \zeta_r f_{rk} A_p \tag{4-52}$$

式中:Q_{sk}、Q_{rk}——分别为土的总极限侧阻力、嵌岩段总极限阻力;

q_{sik}——桩周第 i 层土的极限侧阻力,无当地经验时,可根据成桩工艺按表 4-7 取值;

f_{rk}——岩石饱和单轴抗压强度标准值,黏土岩取天然湿度单轴抗压强度标准值;

ζ_r——嵌岩段侧阻和端阻综合系数,与嵌岩深径比 h_r/d、岩石软硬程度和成桩工艺有关,可按表 4-12 采用;表中数值适用于泥浆护壁成桩,对于干作业成桩(清底干净)和泥浆护壁成桩后注浆,ζ_r 应取表列数值的 1.2 倍。

嵌岩段侧阻和端阻综合系数 ζ_r 表 4-12

嵌岩深径比 h_r/d	0	0.5	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0
极软岩、软岩	0.60	0.80	0.95	1.18	1.35	1.48	1.57	1.63	1.66	1.70
较硬岩、坚硬岩	0.45	0.65	0.81	0.90	1.00	1.04				

注:①极软岩、软岩指 $f_{rk} \leqslant 15MPa$,较硬岩、坚硬岩指 $f_{rk} > 30MPa$,介于二者之间可内插取值;

②h_r 为桩身嵌岩深度,当岩面倾斜时,以坡下方嵌岩深度为准;当 h_r/d 为非表列值时,ζ_r 可内差取值。

(2)《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002)规定,当桩端嵌入完整或较完整的硬质岩中时,可按下式估算单桩竖向承载力特征值:

$$R_a = A_p q_{pa} = \Lambda_p \psi_r \cdot f_{rk} \tag{4-53}$$

式中:q_{pa}——桩端岩石承载力特征值。

ψ_r——折减系数。根据岩体完整程度以及结构面的间距、宽度、产状和组合,由地区经验确定。无经验时,对完整岩体可取 0.5;对较完整岩体可取 0.2~0.5;对较破碎岩体可取 0.1~0.2;

f_{rk}——岩石饱和单轴抗压强度标准值(kPa),可按该规范附录 J 确定;

嵌岩灌注桩端以下 3 倍桩径范围内应无软弱夹层、断裂破碎带和洞穴分布;桩底应力扩散范围内无岩体临空面。桩端岩石承载力特征值,当桩端无沉渣时,应根据岩石饱和单轴抗压强度标准值确定,或按岩基静载试验确定。

上述规定的前提条件在于硬质岩强度超过桩身混凝土强度,设计以桩身强度控制。因此不必要再计入侧阻、嵌岩阻力等不定因素。当然,嵌岩桩并不是不存在侧阻和嵌岩阻力,有时侧阻和嵌岩阻力占有很大的比例。对于嵌入破碎岩和软质岩石中的桩,单桩承载力特征值则按公式(4-54)进行估算。

$$R_a = u\sum l_i \cdot q_{sia} + A_p \cdot q_{pa} \tag{4-54}$$

式中:q_{sia}、q_{pa}——桩周第 i 层土的桩侧阻力和桩端端阻力的特征值,由当地静载试验结果统计分析算得。桩侧阻力和桩端端阻力的特征值一般取极限值的一半。

(3)《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG D63—2007)规定,支承在基岩上或嵌入基岩内的钻(挖)孔桩、沉桩的单桩轴向受压承载力容许值$[R_a]$,可按下式计算:

$$[R_a] = c_1 A_p f_{rk} + u\sum_{i=1}^{m} c_{2i} h_i f_{rki} + \frac{1}{2}\xi_s u\sum_{i=1}^{n} l_i q_{ik} \tag{4-55}$$

式中:$[R_a]$——单桩轴向受压承载力容许值(kN),桩身自重标准值与置换土重标准值(当桩重计入浮力时,置换土重也计入浮力)的差值作为荷载考虑;

c_1——根据清孔情况、岩石破碎程度等因素而定的端阻发挥系数，按表 4-13 采用；

A_p——桩端截面面积(m^2)，对于扩底桩，取扩底截面面积；

f_{rk}——岩石饱和单轴抗压强度标准值(kPa)，黏土质岩取天然湿度单轴抗压强度标准值，当 f_{rk} 小于 2MP$_a$ 时按摩擦桩计算；

c_{2i}——根据清孔情况、岩石破碎程度等因素而定的第 i 层岩层的侧阻发挥系数，按表 4-13 采用；

h_i——桩嵌入各岩层部分的厚度(m)，不包括强风化层或全风化层；

m——岩层的层数，不包括强风化层和全风化层；

ξ_s——覆盖层土的侧阻力发挥系数，根据桩端 f_{rk} 确定：当 2MPa$\leqslant f_{rk}<$15MPa 时，$\xi_s=0.8$；当 $f_{rk}=15\sim30$MPa 时，$\xi_s=0.5$；当 $f_{rk}>30$MPa 时，$\xi_s=0.2$；

n——土层的层数，强风化和全风化岩层按土层考虑。

系 数 c_1、c_2　　表 4-13

岩石层情况	c_1	c_2
完整、较完整	0.6	0.05
较破碎	0.5	0.04
破碎、极破碎	0.4	0.03

注：①当入岩深度小于等于 0.5m 时，c_1 采用表列数值的 0.75 倍，$c_2=0$；

②对于钻孔桩，系数 c_1、c_2 值应降低 20%采用；桩端沉渣厚度 t 应满足以下要求：$d\leqslant1.5$m 时，$t\leqslant50$mm；$d>1.5$m 时，$t\leqslant100$mm；

③对于中风化层作为持力层的情况，c_1、c_2 应分别乘以 0.75 的折减系数。

3. 钢管桩与混凝土空心桩

闭口钢管桩的承载性状与普通混凝土预制桩相同，因此其竖向承载力可按混凝土预制桩的方法计算。

开口、带隔板开口钢管桩竖向承载力计算中应考虑对钢管内土芯的闭塞效应。

根据《建筑桩基技术规范》(JGJ 94—2008)开口钢管桩单桩极限承载力计算表达式为：

$$Q_u=u\sum q_{sui}\cdot l_i+\lambda_p\cdot q_{pu}\cdot A_p \tag{4-56}$$

式中：q_{sui}、q_{pu}——桩周第 i 层土的极限侧阻和极限端阻，可取与混凝土预制桩相同值；

l_i——桩周第 i 层土的厚度；

A_p——桩端投影封闭的面积；

λ_p——端阻闭塞效应系数，随桩端进入持力层深度 h_b 增加而增大，按下式确定：

当 $h_b/d_s<5$ 时　　$\lambda_p=0.16h_b/d_s$　　(4-57a)

当 $h_b/d_s\geqslant5$ 时　　$\lambda_p=0.8$　　(4-57b)

式中：d_s——钢管桩外径，对于带隔板开口桩，d_s 取等效桩径 d_e，$d_e=d_s/\sqrt{n}$，其中 n 为桩端隔板分割数。

在静载条件下，开口桩的端阻力 P'_b 为管壁端阻力、内壁摩阻力同土芯自重之和，它与闭口桩端阻力 P_b 之比 $\lambda_p=P'_b/P_b$ 称为闭塞效应系数，当 $\lambda_p=1.0$ 时则相当于闭口桩。若桩端置于黏性土则闭塞效应不明显，其承载力比闭口桩要低 20%～25%；因此宜选择砂层作为开口桩的持力层，并使桩端进入砂层一定深度，考虑到沉桩可能性，宜嵌入砂层 3～5 倍桩径。

对于混凝土空心桩，敞口面积和桩端净面积上的端阻力应分别计算：

$$Q_u=u\sum q_{sui}\cdot l_i+q_{pu}(\lambda_p\cdot A_{pi}+A_j) \tag{4-58}$$

式中：A_{pi}——空心桩的敞口面积；

A_j——空心桩的桩端净面积。

1. 多级扩孔桩

多级扩孔桩与普通圆柱桩相比较,承载力的增加有两个因素,一为因扩径部位桩表面积增加而增加的桩周摩擦力,二为因扩径部分桩的横截面大于桩的基本横截面而产生的副端承力。第一项增值较小,为了简化分支桩的计算,在工程桩的计算中可以略去,是偏于安全的。由于多级扩孔桩的受力承载机理比普通圆柱桩要复杂许多,目前还没有全国统一的计算方法,本章仅列北京市挤扩支盘桩技术规程的计算方法。

$$Q_{uk}=Q_{sk}+Q_{pk}=u\cdot\sum q_{pik}\cdot l_{si}+\sum\eta_{pik}\cdot q_{pik}\cdot A'_{pi}+\eta_{pk}\cdot q_{pk}\cdot A_{p} \tag{4-59}$$

式中:Q_{uk}——单桩竖向极限承载力标准值(kN);

Q_{sk}、Q_{pk}——单桩总极限侧阻力和总极限端阻力标准值(kN);

q_{sik}——桩侧第 i 层土极限侧阻力标准值,如无当地经验值时,可按表 4-7 水下钻孔桩类型取值;

l_{si}——桩穿越第 i 层土的有效厚度(m),可按表 4-14 取值;

q_{pik}、q_{pk}——桩身第 i 个支盘处和主桩桩底处土的极限端阻力标准值,如无当地经验值时,可按表 4-7 水下钻孔桩与干成孔桩之间取值(kPa);

η_{pik}、η_{pk}——支盘和底盘极限端阻力标准值的面积修正系数,可表 4-15 取值(kPa);

A'_{pi}、A_p——扣除主桩桩身截面积后的支盘和主桩桩端的水平投影面积(m^2)。

各地层桩长修正值 l_{si} 表 4-14

地　层	黏土、粉土	砂　土	碎石、砾石
l_{si}	$l_i-1.2h_i$	$l_i-(1.5\sim1.8)h_i$	$l_i-1.8h_i$

注:①l_{si}为桩周地层厚度,h_i 为各承力支盘盘体的净高度;

②地下水位以下取高值,水位以上取低值。

桩端土承载力的面积修正系数 η_{pik}、η_{pk} 表 4-15

支、盘直径 D (m) / 支、盘端土质	≤1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0
粉土	1.0	0.96	0.93	0.9	0.85	0.83
砂土	1.0	.95	0.91	0.7	0.8	0.76
卵石	1.0	0.93	0.86	0.79	0.7	0.64

注:本修正只适用于主桩直径不大于 800mm 的支盘桩。

5. 后压浆钻孔灌注桩

钻孔灌注桩后压浆技术之所以能提高钻孔灌注桩单桩承载力,其主要机理如下:

(1)桩底压浆提高单桩承载力的机理分析

①在桩端压注水泥浆液,浆液首先渗透到最疏松的桩端沉渣间隙中,与沉渣相结合,形成水泥凝结块,消除孔底沉渣的不良影响;

②水泥浆液在压浆泵的高压作用下,充填由于离析而形成"虚尖"、"干渣石"等,提高了桩尖混凝土强度;

③水泥浆液进一步向桩端持力层中渗透,在桩端形成"梨形体","梨形体"不断增大时,既对桩端持力层起压密作用,又提高了桩端的承压面积,从而提高了钻孔灌注桩的桩端承载力;

④在桩底进行高压注浆,能使桩微向上抬起,形成向上的反向预应力,当钻孔灌注桩承受向下的垂直荷载时,此反向预应力将分担部分荷载,从而提高钻孔灌注桩单桩承载力;

⑤当桩端注浆压力受到周围土体抗渗透压力限制时,随着注浆压力的升高和注浆量的增加,浆液沿桩身与桩周土体间隙之间上返,充填和置换成孔过程中形成的泥皮,并横向向桩周被浸泡而软化的土体

中渗透，起到桩周压浆的作用。

(2)桩侧压浆提高单桩承载力机理分析

①在桩侧处压注水泥浆液，在压浆泵的高压作用下，水泥浆液在桩侧处挤压密实桩周土体，并渗透进桩周土体，形成竹节状的浆泡，具有竹节桩效应，提高桩侧摩阻力；

②水泥浆液锲入到桩身和孔壁的形状间隙中，使疏松的泥皮挤压密实固结，消除了桩周因泥皮对侧阻力的影响，从而改善了桩土的关系，同时增大了桩的平面几何尺寸，使桩的侧摩阻力得以充分发挥和相应提高；

③浆液在高压作用下，经劈裂、渗扩、填充、压密、固结等作用，改善桩端土、桩周土的物理力学性能，从而使单桩承载力得到大幅度的提高。

(3)单桩竖向承载力估算方法

由于压浆的影响范围和效果无法量化估算和确定，后压浆钻孔灌注桩的单桩竖向承载力估算方法目前还不成熟，主要依靠对比静载试验确定。

在符合《建筑桩基技术规范》(JGJ 94—2008)后注浆技术规定的条件下，其后注浆单桩极限承载力可按下式估算：

$$Q_{uk}=u\cdot\sum q_{sjk}l_j+u\cdot\sum\beta_{si}q_{sik}l_{gi}+\beta_p q_{pk}\cdot A_p \tag{4-60}$$

式中：β_{si}、β_p——后注浆侧阻力、端阻力增强系数，可按表 4-16 确定，

l_{gi}——后注浆竖向增强段内第 i 层土厚度：对于泥浆护壁灌注桩，当为单一桩端后注浆时，竖向增强段为桩端以上 12m；当为桩端、桩侧复式后注浆时，竖向增强段为桩端以上 12m 与桩侧注浆断面以上 12m 之和，重叠部分应扣除；对于干作业灌注桩，竖向增强段为桩端以上、桩侧注浆断面上下各 6m。

对于注浆量和注浆压力未达到设计要求时，β_{si}、β_p 应取较低值。

后注浆侧阻增强系数 β_{si}、端阻力增强系数 β_p　　表 4-16

土层名称	淤泥 淤泥质土	黏性土 粉土	粉砂 细砂	中　砂	粗砂、砾砂	砾石、卵石	强风化岩
β_{si}	1.2～1.3	1.4～1.8	1.6～2.0	1.7～2.1	2.0～2.5	2.4～3.0	1.8～2.2
β_p		2.2～2.5	2.4～2.8	2.6～3.0	3.0～3.5	3.2～4.0	2.6～3.0

《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG D63—2007)也有类似的规定。

第五节　确定单桩承载力的原位测试法

一、利用静力触探成果估算钢筋混凝土桩承载力

1. 单桥探头估算单桩的竖向极限承载力

(1)上海市标准《地基基础设计规范》(DGJ 08-11—1999)、国家行业标准《高层建筑岩土工程勘察规程》(JGJ 72—2004)和《建筑桩基技术规范》(JGJ 94—2008)均推荐根据土层的静力触探比贯入阻力 p_s 值，按下式估算单桩的竖向极限承载力。单桥探头，其圆锥底面积为 15cm^2，且底部有 7cm 高的滑套，锥角 60°

$$Q_{uk}=Q_{sk}+Q_{pk}=u\cdot\sum q_{sik}\cdot l_i+\alpha\cdot p_{sk}\cdot A_p \tag{4-61}$$

式中：p_{sk}——桩端附近的静探比贯入阻力标准值(平均值)；

α——桩端阻力修正系数,可根据桩的入土深度,从表 4-17 中查用。

q_{sik}——用静力触探比贯入阻力值估算的桩周第 i 层土的极限侧阻力标准值。

修正系数 α　　表 4-17

桩入土深度(m)	$h<15$	$15\leqslant h\leqslant 30$	$30<h\leqslant 60$
α	0.75	0.75～0.90	0.90

1)q_{sik}取值

需结合土工试验资料,根据土的类型及埋藏深度和排列次序,按表 4-18 折线取值,当桩端穿越粉土、粉砂、细砂及中砂底面时,估算的 q_{sik}值估算值还需乘以系数 η_s,见表 4-19。

极限侧阻力的计算　　表 4-18

土　类	p_s 平均值范围(kPa)	q_{sik}(kPa)	土　类	p_s 平均值范围(kPa)	q_{sik}(kPa)
I	0～1 000 1 000～4 000 >4 000	$0.05p_s$ $0.025p_s+25$ 125	III	0～5 000 >5 000	$0.02p_s$ 100
II	0～600 600～5 000 >5 000	$0.025p_s$ $0.016p_s+20.45$ 100			

注:地表下 6m 范围内土层的极限侧阻力一律取 15kPa;土类 I 适用于粉土及砂土土层以上(或无粉土及砂土土层地区)的黏性土,土类 II 适用于粉土及砂土土层以下的黏性土,土类 III 适用于粉土、粉砂、细砂及中砂。

系　数 η_s　　表 4-19

p_{sk}/p_{sl}	$\leqslant 5$	7.5	$\geqslant 10$
η_s	1.00	0.50	0.33

注:①p_{sk}为桩端穿越的中密～密实砂上、粉上的比贯入阻力平均值;p_{sl}为砂土、粉土的下卧软土层的比贯入阻力平均值;

②采用的单桥探头,圆锥底面积为 15cm²,底部带 7cm 高滑套,锥角 60°。

2)p_{sk}取值

当 $p_{sk1}\leqslant p_{sk2}$时

$$p_{sk}=0.5(p_{sk1}+\beta\cdot p_{sk2}) \tag{4-62a}$$

当 $p_{sk1}>p_{sk2}$时

$$p_{sk}=p_{sk2} \tag{4-62b}$$

式中:p_{sk1}——桩端平面(不包括桩靴)以上 8 倍桩径范围内的比贯入阻力平均值;

p_{sk2}——桩底平面以下 4 倍桩径范围内的比贯入阻力平均值。若持力层为密实砂土,其 p_{sk}平均值超过 20MPa 时,则应乘以表 4-20 中的折减系数 C 后,再计算 P_{sk1}和 P_{sk2};

β——为折减系数,可根据 p_{sk1}和 p_{sk2}的比值,从表 4-21 中查用。

系　数 C　　表 4-20

p_s(MPa)	20～30	35	>40
系数 C	5/6	2/3	1/2

折减系数 β　　表 4-21

p_{sk1}/p_{sk2}	$\leqslant 5$	7.5	12.5	$\geqslant 15$
β	1	5/6	2/3	1/2

(2)武汉市《建筑软弱地基基础设计规定》(WBJ 1-1—92)

主要依据武汉地区 137 根桩(其中预制桩 98 根、复打沉管灌注桩 39 根)的试桩资料与静力触探 p_s 统计分析取得经验。对预制桩的桩端承载力标准值 q_p 可按表 4-22 取用,桩侧摩阻力标准值 q_s 按表 4-23 取用。

预制桩桩端承载力标准值 q_p　　表 4-22

土类	p_{sb}(MPa)	q_p(kPa)	土类	p_{sb}(MPa)	q_p(kPa)	土类	p_{sb}(MPa)	q_p(kPa)
黏性土	1.5	770	粉性土	2.0	1 000	砂土	4.0	1 125
	2.0	925		3.0	1 200		5.0	1 325
	2.5	1 070			1 400		6.0	1 500
	3.0	1 200		4.0	1 600		7.0	1 675
	4.0	1 450		5.0	1 775		8.0	1 850
	5.0	1 670		6.0			9.0	2 025
							10.0	2 200
							11.0	2 350

注:桩端(不包括桩尖)处比贯入阻力计算值 p_{sb} 按下式计算:

预制桩桩侧阻力标准值 q_s(kPa)　　表 4-23

土类	$\overline{P}_s$ (MPa)	土层平均埋深 (m)						
		3	5	10	15	20	25	≥30
淤泥及淤泥质土	0.3	5	5	6	6	7	8	9
	0.4	6	7	7	8	9	10	11
	0.5	8	8	9	10	12	13	14
	0.6	9	9	11	12	14	15	16
	0.7	10	11	12	14	15	17	19
	0.8	12	12	14	16	17	19	21
黏性土	0.9	13	14	15	17	19	21	23
	1.5	20	21	23	25	27	29	31
	2.0	24	25	27	29	31	33	35
	2.5	27	28	30	32	34	36	38
	3.0	29	30	32	34	36	38	40
	4.0	34	35	37	39	41	43	45
	5.0	39	40	42	44	46	48	50
粉性土	1.0	15	15	16	17	19	20	21
	2.0	20	20	21	23	24	25	26
	3.0	24	24	25	26	28	29	30
	4.0	26	27	28	29	30	32	33
	5.0	29	29	31	32	33	34	35
	6.0	32	32	33	34	36	37	38
砂土	3.0	19	20	22	24	25	27	29
	4.0	22	23	24	26	28	30	32
	5.0	24	25	27	29	30	32	34
	6.0	27	28	29	31	33	35	37
	7.0	29	30	32	34	35	37	39
	8.0	32	33	34	36	38	40	42
	9.0	34	35	37	39	40	42	44
	10.0	37	38	39	41	43	45	46
	11.0	39	40	42	44	45	47	49

注 $\overline{p}_s$—— 桩周土层比贯入阻力平均值。

当 $p_{s1} \leqslant p_{s2}$ 时

$$p_{sb}=0.5(p_{s1}+p_{s2}) \tag{4-63a}$$

当 $p_{s1} > p_{s2}$ 时

$$p_{sb}=p_{s2} \tag{4-63b}$$

式中：p_{s1}——桩端平面以上 $4d$(d—桩径)范围内 p_s 平均值；

p_{s2}——桩端平面以下 $4d$ 范围内 p_s 平均值。

对于复打沉管灌注桩的桩端阻力标准值 q_p 可按表 4-24 取用，桩侧摩阻力标准值 q_s 可按表 4-25 取用。

复打沉管灌注桩桩端承载力标准值 q_p 表 4-24

土　类	p_{sb}(MPa)	q_p(kPa)	土　类	p_{sb}(MPa)	q_p(kPa)	土　类	p_{sb}(MPa)	q_p(kPa)
黏性土	1.5	590	粉性土	2.0	1 000	砂土	4.0	1 125
	2.0	715					5.0	1 325
	2.5	825		3.0	1 200		6.0	1 500
	3.0	930		4.0	1 400		7.0	1 675
	4.0	1 125					8.0	1 850
	5.0	1 300		5.0	1 600		9.0	2 025
				6.0	1 775		10.0	
							11.0	2 300

复打沉管灌注桩桩侧承载力标准值 q_s(kPa) 表 4-25

土　类	$\bar{p}_s$	土层平均埋深(m)				
		3	5	10	15	≥20
淤泥及淤泥质土	0.3	4	4	5	6	6
	0.4	5	5	6	7	8
	0.5	6	7	8	9	10
	0.6	7	8	9	11	12
	0.7	9	9	11	12	13
	0.8	10	10	12	13	15
黏性土	0.9	11	12	13	15	17
	1.0	12	13	15	16	18
	1.5	17	18	20	21	23
	2.0	21	22	24	25	27
	3.0	25	26	28	29	31
	4.0	29	30	32	33	35
	5.0	33	34	36	37	39
粉性土	1.0	13	13	14	15	16
	2.0	18	18	19	20	21
	3.0	22	22	23	24	25
	4.0	24	24	25	26	27
	5.0	26	27	28	29	30
	6.0	29	29	30	31	32

续上表

土　类	$\overline{p}_s$	土层平均埋深(m)				
		3	5	10	15	≥20
砂土	3.0	17	18	20	21	23
	4.0	20	21	23	24	26
	5.0	23	24	25	27	29
	6.0	25	26	28	30	31
	7.0	28	29	31	32	34
	8.0	31	32	34	35	37
	9.0	34	35	36	38	40
	10.0	37	37	39	41	42
	11.0	39	40	42	43	45

注：①除尚未完成自重固结的填土，主要成分为生活垃圾的杂填土，可不计其摩阻力，其他填土可按勘察报告提供的 p_s 值乘以 0.8 后，按表列淤泥质土取土，但不小于 10kPa；

②单打沉管灌注桩应将表列 q_p、q_s 值乘以 0.7～0.8 系数；

③武汉市常用复打沉管灌注桩外径 d_e 为 325mm，设计桩径 d 取 $(\sqrt{1+n})d_e$。

2. 双桥探头静力触探法确定单桩承载力标准值

(1)《建筑桩基技术规范》(JGJ 94—2008)等规范

与单桥静力触探不同的是，双桥静力触探可分别测得探头侧壁摩阻力和锥尖阻力。对当地没有经验的地区的黏性土、粉土和砂土地基，采用双桥静力触探资料确定混凝土预制桩单桩竖向极限承载力标准值按下式计算：

$$Q_{uk}=u\cdot\sum\beta_i\cdot l_i\cdot f_{si}+\alpha\cdot q_c\cdot A_p \tag{4-64}$$

式中：f_{si}——第 i 层土的探头平均侧阻力；

q_c——桩端平面上、下探头阻力，取桩端平面以上 $4d$（d 为桩的直径后边长）范围内按土层厚度的探头阻力加权平均值，然后再和桩端平面以下 $1d$ 范围内的探头阻力进行平均；

α——桩端阻力修正系数，对黏性土、粉土取 2/3，饱和砂土取 1/2；

β_i——第 i 层土桩侧阻力综合修正系数，按下式计算：

黏性土、粉土：

$$\beta_i=10.04(f_{si})^{-0.55} \tag{4-65}$$

砂土：

$$\beta_i=5.05(f_{si})^{-0.45} \tag{4-66}$$

上述方法适用于双桥探头圆锥底面积为 15cm²、锥角 60°，摩擦套筒高 21.85cm，侧面积 300cm² 的情况。

(2)《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG D63—2007)

《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG D63—2007)的规定略有不同。侧摩阻力和端阻的综合修正系数分别为 β_i、β_r：

当土层的 $\overline{q}_r$ 大于 2 000kPa，且 $\overline{q}_i/\overline{q}_r$ 小于或等于 0.014 时：

$$\beta_i=5.067(\overline{q}_i)^{-0.45} \tag{4-67a}$$

$$\beta_r = 3.975(\bar{q}_r)^{-0.25} \tag{4-67b}$$

如不满足上述 $\bar{q}_r$ 和 $\bar{q}_i/\bar{q}_r$ 条件时：

$$\beta_i = 10.045(\bar{q}_i)^{-0.55} \tag{4-68a}$$

$$\beta_r = 12.064(\bar{q}_r)^{-0.35} \tag{4-68b}$$

式中：$\bar{q}_i$——桩侧第 i 层土的静力触探测得的局部侧摩阻力的平均值(kPa)，当 $\bar{q}_i$ 小于 5kPa 时，采用 5kPa；

$\bar{q}_r$——桩端(不包括桩靴)标高以上和以下各 $4d$(d 为桩的直径或边长)范围内静力触探端阻的平均值(kPa)。若桩端标高以上 $4d$ 范围内端阻的平均值大于桩端标高以下 $4d$ 的端阻平均值时，则 $\bar{q}_r$ 取桩端以下 $4d$ 范围内端阻的平均值。

上列综合修正系数计算公式不适合城市杂填土条件下的短桩；综合修正系数用于黄土地区时，应做试桩校核。

(3)浙江省标准《建筑地基基础设计规范》(DB 33/1001—2003)

主要依据杭州、宁波、温州等地区的试桩资料与静力触探锥尖阻力 q_c 及土性资料统计分析后综合确定 q_{pa}、q_{sa} 值的取值，具体见表 4-26、表 4-27。

预制桩桩端阻力特征值 q_{pa}(kPa) 表 4-26

土类名称	第一指标		第二指标	第三指标	q_{pa}(kPa)	
	土的状态			q_c(kPa)	$5<H\leqslant 20$	$H>20$
淤泥质土			$0.5<a_{0.1\sim0.2}\leqslant 0.8$	650～1 000	200～300	300～400
黏性土	I_L	1.0～1.2	$0.30<a_{0.1\sim0.2}\leqslant 0.50$	1 000～1 300	300～400	400～600
		0.75～1.0	$0.25<a_{0.1\sim0.2}\leqslant 0.40$	1 300～1 800	400～600	600～800
		0.5～0.75	$0.22<a_{0.1\sim0.2}\leqslant 0.30$	1 600～2 500	600～800	800～1 250
		0.25～0.50	$0.10<a_{0.1\sim0.2}\leqslant 0.20$	2 000～3 500	800～1 250	1 250～1 800
		0～0.25	$0.06<a_{0.1\sim0.2}\leqslant 0.15$	3 000～4 000	1 250～2 000	2 000～3 000
粉性土	e_0	0.95～1.05		1 300～2 000	400～600	600～800
		0.85～0.95		2 000～4 000	800～1 000	1 000～1 250
		0.75～0.85		4 000～6 000	1 250～1 500	1 500～1 800
粉、细砂	稍密			3 000～6 000	1 250～1 500	1 500～1 800
	中密			6 000～12 000	1 800～2 000	2 000～2 250
	密实			>12 000	2 000～2 250	2 250～2 500
圆(角)砾 卵(碎)石	中密		$15<N_{63.5}\leqslant 30$		3 000～4 500	
	密实		$N_{63.5}>30$		4 500～5 000	
软质岩	全风化～强风化				2 000～4 000	
	中等风化～微风化				4 000～6 000	
硬质岩	强风化				4 000～6 000	
	中等风化～微风化				6 000～10 000	

注：①H——桩入土深度(m)；$a_{0.1\sim0.2}$——固结压力 $p_1=0.1$MPa、$p_2=0.2$MPa 相应的压缩系数(MPa^{-1})；e_0——天然孔隙比；

②表中数值一般以桩端进入持力层 2～3 倍桩身横截面边长(或直径)为准；

③q_c 系静力触探锥尖阻力(kPa)，$N_{63.5}$ 系重型动力触探试验实测锤击数。

预制桩桩侧摩阻力特征值 q_{sa}(kPa)　　表 4-27

土类名称	第一指标		第二指标	第三指标	q_{sa}(kPa)	
	土的状态			q_c(kPa)	$H\leqslant 20$	$H>20$
素填土				800～1 500	8～12	
淤泥			$a_{0.1\sim0.2}>1.3$	<350	4～5	5～6
淤泥质土			$0.8<a_{0.1\sim0.2}\leqslant 1.3$	350～650	6～7	7～8
			$0.5<a_{0.1\sim0.2}\leqslant 0.8$	650～1 000	8～10	10～12
黏性土	I_L	1.0～1.20	$0.30<a_{0.1\sim0.2}\leqslant 0.50$	1 000～1 300	10～12	12～15
		0.75～1.00	$0.25<a_{0.1\sim0.2}\leqslant 0.40$	1 300～1 800	12～18	18～22
		0.50～0.75	$0.22<a_{0.1\sim0.2}\leqslant 0.30$	1 600～2 500	20～25	25～30
		0.25～0.50	$0.10<a_{0.1\sim0.2}\leqslant 0.20$	2 000～3 500	25～30	30～35
		0～0.25	$0.06<a_{0.1\sim0.2}\leqslant 0.15$	3 000～4 000	30～35	35～40
		≤0	$a_{0.1\sim0.2}\leqslant 0.08$	>4 000	40～45	45～50
	e_0	0.95～1.05		1 300～2 000	12～15	15～20
		0.85～0.95		2 000～4 000	15～20	20～25
		0.75～0.85		4 000～6 000	20～25	25～30
粉、细砂	稍密			3 000～6 000	20～25	25～30
	中密			6 000～12 000	25～30	30～35
	密实			>12 000	30～35	35～40
圆(角)砾 卵(碎)石	中密		$15<N_{63.5}\leqslant 30$		45～50	
	密实		$N_{63.5}>30$		50～60	
软质岩	全风化～强风化				30～50	
	中等风化～微风化				50～80	
硬质岩	强风化				40～60	70～150
	中等风化～微风化					

注：①尚未完成固结的填土、滩涂等可不计其摩擦力；

②表中符号意义与表 4-26 相同。

对于夯扩桩的单桩承载力特征 R_a 值可按下式计算：

$$R_a=\frac{\pi D^2}{4}\beta q_{pa}+\pi\cdot d\sum q_{sia}\cdot l_i \qquad (4\text{-}69)$$

式中：R_a——单桩竖向承载力特征值；

q_{pa}、q_{sia}——桩端端阻力、桩侧阻力特征值，由地区静载荷试验结果统计分析确定，亦可按表 4-26、表 4-27 选用；

d——桩身直径，按外管直径确定(m)；

l_i——桩周第 i 层土厚度；

β——桩端土夯实综合修正系数(见表 4-28)；

D——一次夯扩桩头平均最大直径(m)；

如图 4-15，桩身扩大头平均直径可按下式估算：

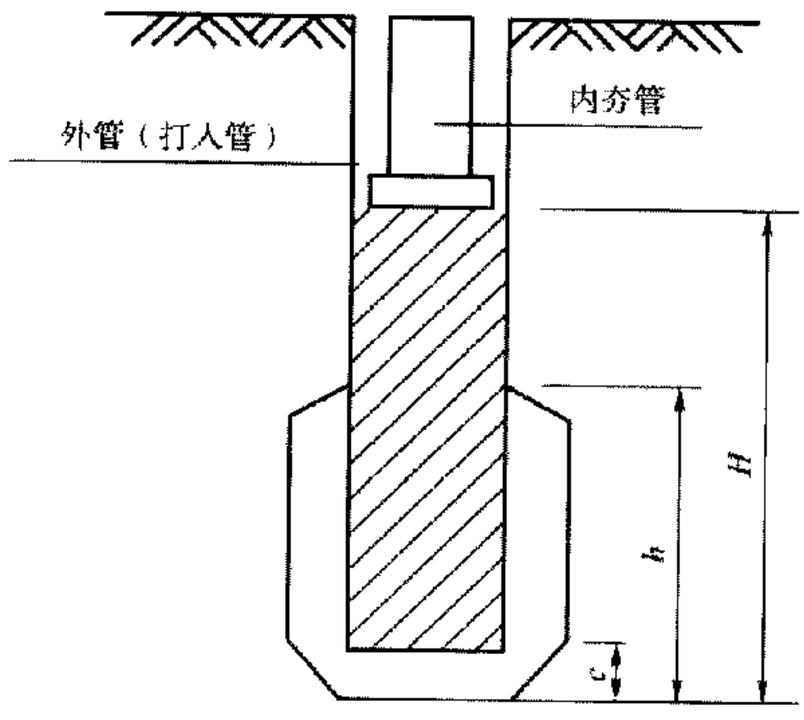


图 4-15　无桩靴夯扩桩扩大头最大直径计算示意

$$D = \alpha d_0 \sqrt{\frac{H+h-c}{h}} \tag{4-70}$$

式中:α——夯扩头直径计算修正系数(见表 4-28);

d_0——外管内径;

H——一次夯扩工序中外管内灌注混凝土高度(从桩底起算,见图 4-15);

h—— 一次夯扩工序中外管上拔高度(从桩底起算);

c——一次夯扩工序中内外管同步下沉至桩底的距离,可取 c 值为 0.2m。

夯扩桩一般采用一次夯扩,当一次夯扩效果不理想时,可适当增加夯扩次数。

无桩靴夯扩桩设计参数(桩管外径 ϕ 325mm) 表 4-28

持力层土类	桩端土静力触探探头阻力 q_c(kPa)	桩端土承力特征值 q_{pa}(kPa)	夯扩系数(m)			扩大头最大计算直径(mm)	扩大头计算直径修正系数 α	桩端土夯实综合修正系数 β
			H	h	$h-c$			
粉砂和粉土	8 000～10 000	1 080～1 250	1.7～1.5	0.80	0.60	500	1.00	1.40
	5 000～7 000	850～1 000	2.5～1.8	1.00	0.80	530	1.03	1.5
	2 500～4 000	630～780	4.0～3.0	1.30	1.10	620	1.08	1.30
	2 000	550	4.5	1.50	1.30	670	1.11	1.25
可塑粉质黏土	3000～3500 (I_p=14～17)	1050～1200	2.0～1.8	1.25	0.95	490	1.07	1.05
	2000～2500 (I_p=12～14)	750～900	2.5～2.2	1.50	1.15	520	1.12	1.10
	1500～1700 (I_p=10～12)	600～650	3.5～3.0	1.90	1.60	570	1.18	1.20

注:①如桩管外径为 ϕ377mm 或 ϕ426mm,则分别乘以 1.16 或 1.30,扩大头直径相应增大;

②对可塑性粉质黏土,当选用 β 值时,按土类的塑性指数 I_p 确定;选用其余参数,则按 q_c 确定。

二、由标准贯入试验 N 值确定单桩极限承载力

采用标准贯入击数 N 估算单桩承载力,在日本、美国、加拿大等用得比较多,这种方法较适用于砂或砂砾地层。

Meyerhof(1976)对打入桩的单桩极限承载力的估算如下:

$$q_p = 40N_b \frac{h_b}{d} \leqslant 400N_b \tag{4-71a}$$

$$q_{si} = 2\overline{N}_i \tag{4-71b}$$

式中:q_p——桩端极限承载力(kPa);

q_{si}——桩侧极限承载力(kPa);

N_b——桩端附近的标贯击数;

h_b——桩端进入持力层深度;

$\overline{N}_i$——桩周第 i 层土的 N 平均值。

对钻孔灌注桩、H 型钢桩的单桩极限承载力的估算如下:

$$q_p = 12N_b \frac{h_b}{d} \leqslant 120N_b \tag{4-72a}$$

$$q_{si} = \overline{N}_i \tag{4-72b}$$

以上式子中的标贯击数 N 应修正为以有效上覆压力为 100kPa 时的 N_1,即:

$$N_1 = C_N \cdot N \tag{4-73}$$

式中：C_N——上覆压力修正系数。

Meyerhof(1957)提出的 C_N 如下：

对细砂(中密)：　$C_N = 200/(100+\sigma'_{r0})$　(4-74a)

对粗砂(密实)：　$C_N = 300/(200+\sigma'_{r0})$　(4-74b)

对超固结细砂：　$C_N = 170/(70+\sigma'_{r0})$　(4-74c)

目前，我国尚缺乏利用标贯试验估算单桩承载力的完整的经验。

三、由旁压试验确定单桩承载力

法国旁压试验确定桩基设计参数规程(1985)采用法国中央道桥试验所(LCPC)和法国公路及高速公路技术研究所(SETRA)积累的经验，采用钻孔旁压试验(旁压极限压力 p_L、旁压试验原位初始压力 p_0)确定各种桩型的单桩承载力。

1. 极限桩端阻力 q_p 由下式确定：

$$q_p = q_0 + K(p_{le} - p_0) \tag{4-75}$$

式中：q_0——桩端平面处初始竖向总应力；

p_{le}——桩端附近旁压试验的等代旁压极限压力；

p_0——旁压试验的原位初始压力，或 $p_0 = K_0(\sigma_{r0} - u) + u$($K_0$—静止上覆压力；$u$—孔隙水压力；$\sigma_{r0}$—竖向总应力)；

K——桩的承载系数，为 h_p/r、土类和桩型的函数(h_p—桩端进入持力层深度；r—桩的半径，对矩形截面桩，$r = 2A_p/U$，A_p 表示截面积，U 表示周长)。

(1)公式(4-75)中 p_{le} 的确定

当桩端附近 p_{le} 最大值与最小值之比小于 1.5 时(属均质土情况)：

$$p_{le} = \frac{1}{2a}\int_{-a}^{1a} p_l(z) \cdot dz \tag{4-76}$$

式中：a——桩端平面以上、以下的取值范围，$a = r \geqslant 0.5\text{m}$。

当桩端持力层为非均质土，要求桩端以下土的 p_L 不小于 $1.5(p_L)\min$。如桩端以下有软弱土层时，必须对软弱土层加以注意。

(2)公式(4-75)中的 K 的确定

K 采用下式确定：

当 $h_p < h_c$：　$K = 0.8 + \dfrac{K_c - 0.8}{100}\dfrac{h_p}{r}\left(20 - \dfrac{h_p}{r}\right)$　(4-77a)

当 $h_p \geqslant h_c$：　$K = K_c$　(4-77b)

式中：h_p——桩端进入持力层深度；

h_c——桩端进入持力层的临界深度，取 $h_c = 10r$；

K_c——桩端进入持力层深度超过临界深度时的 K 值(见表 4-29)。

2. 极限桩侧阻力 q_s 的确定

可由图 4-16 依据桩周土的 p_L 选定。图 4-16 中有 7 条曲线，应根据桩型、施工方法、桩材及土类选定。7 条曲线的序号由 $Q_1 \sim Q_7$ 可根据表 4-30 确定。

桩端承载力系数 K_c 表 4-29

岩土类型	施工情况	
	桩端土无挤压	桩端土有挤压
黏性土—粉土	1.2	1.8
砂土—砾石	1.1①	3.2～4.2②
软岩(泥灰岩、白垩岩等)	1.8	2.6
风化或有裂隙的岩石③	1.1～1.8	1.8～3.2

注:①表列砾石为密实砾石,K_c 值可能偏小;

②当 $p_{le}\leqslant 1.0$MPa 时,K_c 取 4.2,当 $p_{le}\geqslant 3.0$MPa 时,K_c 取 3.2,中间 p_{le} 值用内插法求 K_c 值;

③试验资料不多。

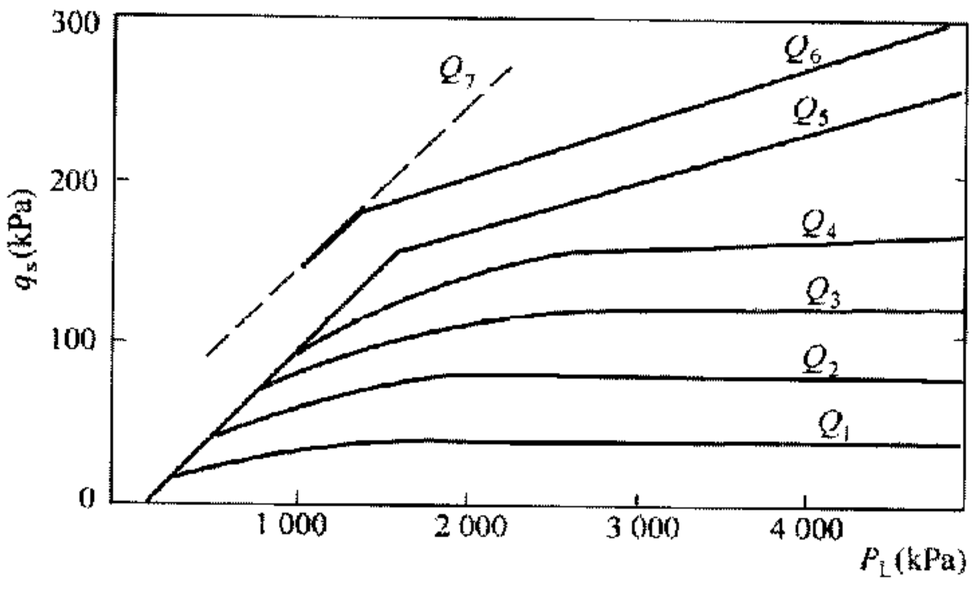


图 4-16 q_s～p_L 经验关系(LCPC&SETRA,1985)

极限桩侧阻力曲线的选择表(LCPC 和 SETRA) 表 4-30

桩型	黏土、粉土	砂土	砾石	白垩土	泥灰岩等软土	风化和裂隙性岩石
一般无护壁钻孔桩	Q_1 * $Q_2(2)$,$Q_3(3)$			Q_3 * $Q_6(2)$	Q_4 * $Q_5(2)$	Q_6 *
泥浆护壁钻孔桩	Q_1 * $Q_2(2)$	Q_1 *(6) Q_2	$Q_2(6)$ Q_3	Q_3 * Q_6 *(2)	Q_4 * $Q_5(2)$	Q_6 *
套管钻孔桩(套管回收)	Q1 * $Q_2(4)$	Q_1 *(6) Q_2	$Q_2(6)$ Q_3	Q_3 * Q_4 *(4)	Q_4	
套管钻孔桩(套管留在地下)	Q_1	Q_1	Q_2	Q_2	Q_3 *	
挖孔桩(1)	Q_2,$Q_3(5)$			Q_4 *	Q_5	Q_6 *
打入式闭口钢管桩	Q_1 *,$Q_2(5)$	Q_2	Q_3	Q_4	Q_4	Q_4 *(7)
打入式预制混凝土桩	Q_2	Q_3	Q_3	Q_4 *	Q_4 *	Q_4 *(7)
沉管灌注桩	Q_2	Q_2 *	Q_3	Q_4	Q_4	
打入注浆桩	Q_2	Q3 *	Q_4	Q5 *	Q_4 *	
低压注浆桩	Q_2 *	Q_3 *	Q_3 *	Q_5 *	Q_5 *	Q_6 *
高压注浆桩(8)	Q_5 *	Q_5	Q_5 *	Q_6 *	Q_6 *	Q_7 *(9)

注:* 可能保守。

(1)不留套管,孔壁粗糙;

(2)钻孔后,经修正刻槽(孔壁粗糙);

(3)同(2),只用于硬黏土($p_L\geqslant 1.5$MPa);

(4)干钻、套管不旋拧;

(5)适用于硬黏土($p_L\geqslant 1.5$MPa);

(6)适用于桩长超过 30m 的长桩;

(7)如可能打入时采用;

(8)以低的压浆量有选择地或重复地注浆;

(9)同(8),对岩体裂隙注浆,建议进行试桩。

3. 计算单桩极限承载力

$$Q_u = Q_p + Q_s - W_p \tag{4-78}$$

式中:$Q_p = q_p \cdot A_p$;

$Q_s = U\sum q_{si} \cdot l_i$;

W_p——桩的重量。

计算所得的 Q_u 相当于桩的沉降为 $0.2r$,r 为桩的半径。

单桩的容许承载力 Q_a 按下式确定:

对钻孔灌注桩：

$$Q_a = \frac{1}{3}Q_p + \frac{1}{2}Q_s \tag{4-79a}$$

对打入桩：

$$Q_a = \frac{1}{2}(Q_p + Q_s) \tag{4-79b}$$

上海岩土工程勘察设计研究院顾国荣等(1996)用 LCPC-SETRA 法对 13 根桩(包括混凝土预制桩、钻孔灌注桩、预应力管桩和钢管桩)的单桩极限承载力进行估算，并与试桩结果相比，发现除其中 1 根桩外，估算的误差一般小于 8%。

第六节　由桩身强度确定单桩承载力

桩身结构强度破坏包括：轴心受压、偏心受压、桩身压曲的破坏。如果由桩身强度确定的单桩承载力低于按土阻力确定的数值，最终单桩承载力取低值。

一、桩身轴心受压承载力

钢筋混凝土轴心受压桩正截面受压承载力应符合下列规定：

(1)当桩顶以下 $5d$(软土层中 $10d$)范围的桩身螺旋式箍筋间距不大于 100mm，且符合灌注桩配筋规定时：

$$N \leqslant \psi_c \cdot f_c \cdot A_p + 0.9 f_y' \cdot A_s' \tag{4-80}$$

(2)当桩身不符合上述规定时：

$$N \leqslant \phi\psi_c \cdot f_c \cdot A_p \tag{4-81}$$

式中：N——桩顶轴向压力设计值；

ψ_c——基桩混凝土施工工艺系数，见表 4-31；

f_c——混凝土抗压强度设计值；

f_y'——纵向主筋抗压强度设计值；

A_s'——纵向主筋截面面积。

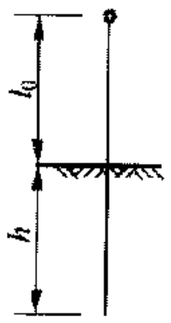
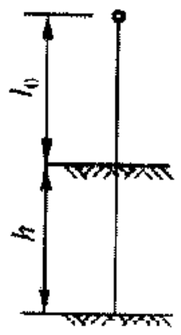
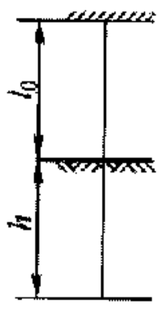
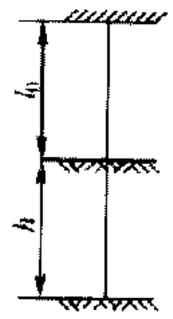
A_p——桩身截面面积；

ϕ——纵向稳定系数，计算轴心受压桩正截面受压承载力时，一般取稳定系数＝1.0。对于桩的自由长度较大的高桩承台、桩周为可液化土或为地基承载力特征值小于 25kPa 的地基土(或不排水抗剪强度小于 10kPa)时，应考虑屈曲影响，即将式 4-80 和 4-81 计算所得桩身正截面受压承载力乘以 ϕ 折减。其稳定系数 ϕ 可根据桩身计算长度 l_c 和桩的设计直径 d 确定。桩身计算长度 l_c 依据桩顶的约束情况、桩身露出地面的自由长度、桩的入土长度、桩侧和桩底的土质条件按表 4-32 确定，桩的稳定系数可按表 4-34 确定。

基桩混凝土施工工艺系数　　表 4-31

成桩施工工艺	ψ_c
混凝土预制桩、预应力混凝土管桩	0.85
干作业非挤土灌注桩	0.90
泥浆护壁和套管护壁非挤土灌注桩、部分挤土灌注桩、挤土灌注桩	0.7～0.8
软土地区挤土灌注桩	0.6

桩身计算长度 l_c 表 4-32

桩顶铰接				桩顶固接			
桩底支于非岩石土中		支底嵌于岩石内		桩底支于非岩石土中		支底嵌于岩石内	
$h<\frac{4.0}{\alpha}$	$h\geqslant\frac{4.0}{\alpha}$	$h<\frac{4.0}{\alpha}$	$h\geqslant\frac{4.0}{\alpha}$	$h<\frac{4.0}{\alpha}$	$h\geqslant\frac{4.0}{\alpha}$	$h<\frac{4.0}{\alpha}$	$h\geqslant\frac{4.0}{\alpha}$
							
$l_c=1.0\times(l_0+h)$	$l_c=0.7\times\left(l_0+\frac{4.0}{\alpha}\right)$	$l_c=0.7\times(l_0+h)$	$l_c=0.7\times\left(l_0+\frac{4.0}{\alpha}\right)$	$l_c=0.7\times(l_0+h)$	$l_c=0.5\times\left(l_0+\frac{4.0}{\alpha}\right)$	$l_c=0.5\times(l_0+h)$	$l_c=0.5\times\left(l_0+\frac{4.0}{\alpha}\right)$

注:①表中 $\alpha=\sqrt[5]{\frac{mb_0}{EI}}$,物理意义见第七章;

②l_0 为高承台基桩露出地面的长度,对于低承台桩基,$l_0=0$;当桩侧土为可液化土时,l_0 乘以$(1-\psi_l)$,其中为土层液化折减系数,按表 4-33 取值。

土层液化折减系数 ψ_l 表 4-33

序　　号	$\lambda_N=N/N_{cr}$	自地面算起的液化土层深度 d_L(m)	ψ_l
1	$\lambda_N\leqslant0.6$	$d_L\leqslant10$ $10<d_L\leqslant20$	0 1/3
2	$0.6<\lambda_N\leqslant0.8$	$d_L\leqslant10$ $10<d_L\leqslant20$	1/3 2/3
3	$0.8<\lambda_N\leqslant1.0$	$d_L\leqslant10$ $10<d_L\leqslant20$	2/3 1.0

注:①N 为饱和土标准贯入击数实测值;N_{cr}为液化判别标准贯入击数临界值;

②对于挤土桩当桩距小于 $4d$,且桩的排数不少于 5 排、总根数不少于 25 根时,土层液化系数可取 2/3～1;桩间土标贯击数达到 N_{cr}时,取 $\psi_l=1$。

桩的稳定系数 ϕ 表 4-34

l_c/d	≤7	8.5	10.5	12	14	15.5	17	19	21	22.5
ϕ	1.00	0.98	0.95	0.92	0.87	0.81	0.75	0.70	0.65	0.60
l_c/d	24	26	28	29.5	31	33	34.5	36.5	38	40
ϕ	0.56	0.52	0.48	0.44	0.40	0.36	0.32	0.29	0.26	0.25

二、桩身偏心受压承载力

计算偏心受压桩正截面受压承载力时,一般不考虑偏心距的增大影响,但对于高承台基桩、桩身穿越液化土、上的不排水抗剪强度小于 10kPa 的特别软弱土层时,应考虑桩身在弯矩作用平面内的挠曲对轴向力偏心距的影响,即应将轴向力对截面重心的初始偏心矩 e_i 乘以偏心距增大系数 η。其中偏心距增大系数 η 计算可参照《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002)执行。

三、桩身压曲计算

对于打入式钢管桩，应按以下规定验算桩身局部屈曲：

(1)当 $t/d_s=1/50\sim1/80$，$d_s\leqslant600$mm，锤击应力小于钢材屈服强度时，可不进行屈曲验算。其中 t——钢管桩壁厚，d_s——钢管桩外径。

(2)当 $d_s>600$mm 时，可按下式验算：

$$0.388E\frac{t}{d_s}\geqslant f_y \tag{4-82}$$

式中：E——钢材的弹性模量；

f_y——钢材屈服强度设计值。

(3)当 $d_s>900$mm 时，除了按式(4-82)验算外，尚应按下式验算：

$$14.5E\left(\frac{t}{d_s}\right)^2\geqslant f_y \tag{4-83}$$

本章参考文献

[1] 中华人民共和国行业标准. 建筑桩基技术规范(JGJ 94—2008)[S]. 北京：中国建筑工业出版社，2008.

[2] 中华人民共和国行业标准. 建筑地基基础设计规范(GB 50007—2002)[S]. 北京：中国建筑工业出版社，2002.

[3] 高大钊主编. 土力学与基础工程[M]. 北京：中国建筑工业出版社，1999.

[4] 史佩栋. 实用桩基工程手册[M]. 北京：中国建筑工业出版社，1999.

[5] 桩基工程手册编写委员会. 桩基工程手册[M]. 北京：中国建筑工业出版社，1995.

[6] 刘金砺. 桩基础设计与计算[M]. 北京：中国建筑工业出版社，1990.

[7] 黄强. 桩基工程若干热点技术问题[M]. 北京：中国建材工业出版社，1996.

[8] 袁聚云，李镜培，楼晓明等编著. 基础工程设计原理. 上海：同济大学出版社，2001.

[9] 徐至钧，张国栋. 新型桩挤扩支盘灌注桩设计与工程应用[M]. 北京：机械工业出版社，2003.

[10] 洪毓康，桩基工程[M]. 同济大学讲义，1994.

[11] 林天健，熊厚金，王利群. 桩基础设计指南[M]. 北京：中国建筑工业出版社，1999.

[12] 楼晓明，陈强华等. 钻孔灌注桩承载力异常现象分析. 岩土工程学报，2001(5)：547-551.

[13] 龚维明，戴国亮等. 桩承载力自平衡测试理论与实践[J]. 建筑结构学报，2002(1)：82-88.

[14] 汤斌，王月香，雷学文. 承台底土阻力群桩效应系数有限元分析[J]. 岩石力学与工程学报，2004(3)：804-808.

[15] 杨坪，彭振武. 后压浆技术作用机理及计算模型[J]. 岩土工程界，2002(3)：54-57.

[16] 符勇. 单桩荷载传递的试验研究与机理分析[D]. 上海：同济大学，2005.

[17] Kraft L. M.，Ray. R. P.，Kagawa. T.，Theoretical t-z curves. J. Geotech. Engrg. Div. ASCE107 (GT11)，1981.

[18] 中华人民共和国行业标准. 公路桥涵地基与基础设计规范(JTG D63—2007). 北京：人民交通出版社，2007.

[19] 施峰，蔡来炟，柳春. 人工挖孔扩底桩承载力试验研究. 刘金砺主编：高层建筑桩基工程技术. 北京：中国建筑工业出版社，1998.

第五章　群桩竖向受压承载力

第一节　群桩承载特性

一、群桩效应的基本概念

桩在实际工程中的应用，常以群桩的形式出现，即在一个基础下可能有两根或三根桩，甚至有更多的桩。在桩的顶部有承台，承台可以与土接触，即低承台，承台也可以与土不接触，即高承台。在竖向荷载作用下，不仅桩顶直接承受荷载，桩顶荷载传递到桩侧土和桩端土，各个桩之间通过桩间土产生相互影响；而且，在一定条件下，桩间土也可能通过承台底面参与承载来自承台的竖向力。最终在桩端平面形成了应力的叠加，从而使桩端平面的应力水平大大超过单桩，应力扩散的范围和深度也远远大于单桩。这些方面影响的综合结果就使群桩的工作性状与单桩有很大的区别，群桩-土-承台形成一个相互影响和共同作用的体系。现有的模型试验和理论分析以及工程经验均表明：群桩承载力不等于单桩承载力与桩数的乘积；群桩中的平均单桩承载力也不等于单独一根桩的单桩承载力，这就是所谓的承载力问题的群桩效应。

从群桩效应的角度，群桩按荷载传递模式主要分两类：端承桩和摩擦桩。

由端承桩组成的群桩，其持力层大多刚硬，承载力比较高，通过承台传递的上部结构荷载大部分或全部由桩身直接传递到桩端土层，桩的贯入度小，因而承台下基底反力较小，桩间土分担荷载的作用很小。另一方面，由于桩身沉降小，桩侧摩阻力不能充分发挥，通过桩侧传至桩周土层中的应力就很小，因此群桩中各桩的相互影响很小，可以认为端承型群桩中各桩的工作状态与独立单桩近似，因而群桩的承载力可近似取为各单桩承载力之和。

由摩擦桩组成的群桩，在竖向荷载作用下，群桩的工作机理较端承型群桩更为复杂，承台底面土、桩侧土、桩端土以及桩本身和承台都在承担荷载，并且相互影响、共同作用。由承台传给桩顶的荷载主要通过桩侧摩阻力传给桩周土和桩端土层，在常用桩距的情况下将产生应力重叠。承台土反力也传递到承台以下一定范围内的土层中，从而使桩侧阻力和桩端阻力受到干扰。因此，只有摩擦桩群才有群桩效应问题，才需要考虑群桩问题。

群桩承载力问题上的群桩效应可用群桩效率系数 η 表示，其群桩效率系数 η 可能小于 1 也可能大于 1，其表达式见式(5-1)。

$$\eta = \frac{P_u}{n \cdot Q_u} \tag{5-1}$$

式中：P_u、Q_u——群桩和单桩的极限承载力；

n——群桩中的桩数。

η 值的变化与土性、桩距、桩长、承台和桩型有关，现在已有一些基于群桩中各桩侧阻力的叠加效应建立的群桩效率系数公式，但这些公式不能真正反映群桩效应问题，工程应用较少。群桩沉降问题上的群桩效应问题，将在下一章论述。

二、群桩的破坏模式

群桩的极限承载力是根据群桩破坏模式来确定其计算模式的。破坏模式的判断失误，往往引起计算结果出入很大。分析群桩的破坏模式主要涉及到两个方面，即群桩的侧阻破坏和端阻的破坏。

(1)群桩侧阻的破坏

群桩的破坏模式一般划分为：桩土整体破坏和非整体破坏。整体破坏是指桩、土形成整体，如同实体基础那样承载和变形，桩侧阻力的破坏面发生于桩群外围(如图 5-1a)；非整体破坏是指各桩的桩、土产生相对位移，各桩的侧阻力剪切破坏发生于各桩桩周土体或桩土界面(如图 5-1b)，这种破坏模式的划分实际上就是桩侧阻力破坏模式的划分。

影响群桩侧阻破坏模式的因素主要有土性、桩距、承台设置方式和成桩工艺。对于砂土、粉土、非饱和松散黏性土中的挤土型(打入、压入桩)群桩，在较小桩距($s_a \leqslant 3d$)条件下，群桩侧阻一般呈整体破坏；对于无挤土效应的钻孔群桩，一般呈非整体破坏。对于低承台群桩，由于承台限制了桩土之间的相对位移，因此在其他条件相同的情况下，低承台群桩较高承台群桩更容易形成桩土的整体破坏。

(2)群桩端阻的破坏

群桩端阻的破坏分为整体剪切、局部剪切和刺入破坏三种模式。但是，群桩端阻的破坏与侧阻的破坏模式有关。

当侧阻呈桩土整体破坏时，桩端演变成底面积与桩群面积相等的单独实体墩基(图 5-2a)，此时，由于基底面积大、埋深大，一般不发生整体剪切破坏。只有当桩很短且持力层为密实土层时才可能出现整体剪切破坏(图 5-2b)。当存在软弱下卧层时，有可能由于软弱下卧层产生剪切破坏或侧向挤出而引起群桩整体失稳。

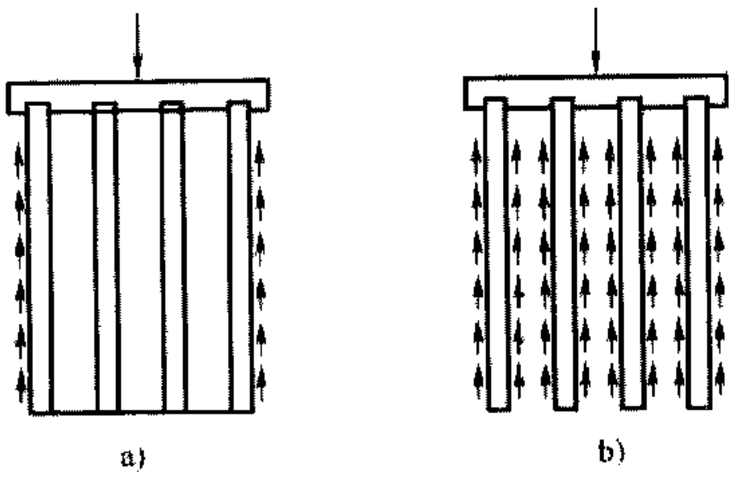


图 5-1　群桩侧阻力破坏模式
a)整体破坏；b)非整体破坏

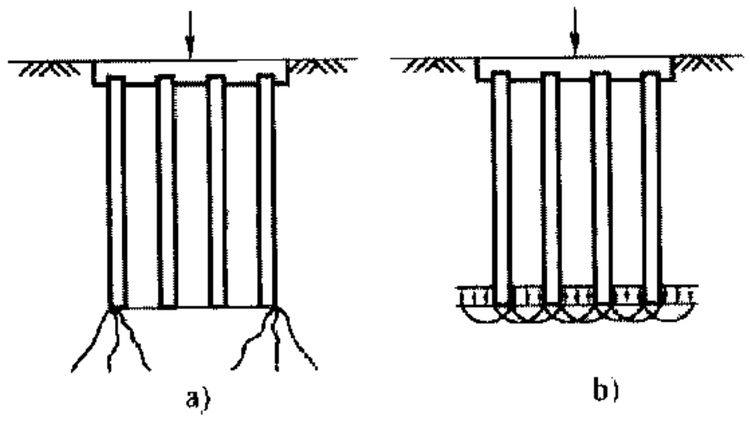


图 5-2　群桩端阻的破坏模式

当群桩呈单独破坏时，各桩端阻的破坏与单桩相似，但因桩侧剪应力的重叠效应、相邻桩桩端土逆向变形的制约和承台的增强效应而使破坏承载力提高(图 5-2b)。

《港口工程桩基规范》把桩距小于等于 $3d$ 的桩基成封闭式的群桩按整体破坏模式计算其承载力；而对于桩距大于 $3d$ 且小于等于 $6d$ 的高桩承台的群桩则按群桩效率计算其承载力；对于桩距大于 $6d$ 的群桩可按单桩承载力计算群桩的承载力。

三、群桩的承载特性

对于带承台的低承台复合桩基来说，由于承台下地基土的接触应力的存在，桩基的工作性状、荷载传递均趋于复杂，明显不同于独立单桩。群桩地基中，侧阻、端阻、承台土反力、桩顶反力等都随着群桩的桩距、桩数、桩长、承台宽度等变化而呈现出一定的变化规律。刘金砺(1990)通过大量的原位模型试验，得到了许多这方面的成果。

1. 侧阻力变化规律

桩侧摩阻力只有在桩土间产生一定相对位移的条件下才能充分发挥出来，主要受以下因素影响而

变化：

(1)桩距的影响：若桩距过小，桩间土竖向位移因相邻桩的影响而增大，桩土相对位移随之减小，致使桩侧阻力不能充分发挥。

(2)承台的影响：在承台的压力作用下，由于桩与承台的共同作用，且承台与桩顶同步沉降，所以承台限制了桩上部局部范围内桩与土的相对位移，影响了桩侧摩阻力的充分发挥，产生“削弱效应”(此削弱效应存在于桩上部)，从而改变荷载传递过程。随着桩端贯入变形发展，与单桩情况不同，不是上部桩身的侧摩阻力首先达到极限后继续向下发展，而是桩身中、下部首先达到极限值，然后随着荷载的增加，从桩身中、下部开始逐步向上发展，同时随着承台下土压缩量的增加，桩身侧摩阻力逐步达到极限值。

如图 5-3 所示为高、低承台平均极限侧阻与桩距关系，从中可以看出，低承台群桩的平均极限侧阻明显低于相应的高承台群桩。

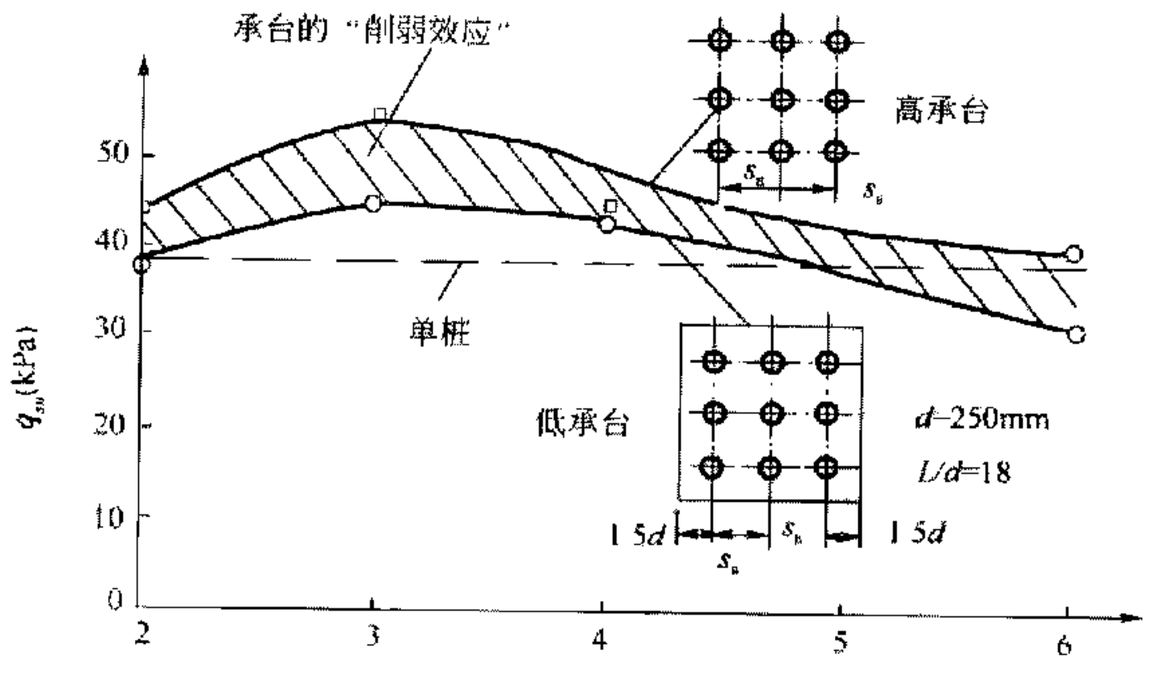


图 5-3　高、低承台群桩平均极限侧阻—桩距曲线

(3)桩长与承台宽度比的影响：当桩长和承台宽度比 $l/B<1.0\sim1.2$ 时，承台土反力形成的压力泡包围了整个桩群，桩间土和桩底平面以下土受竖向应力而产生位移，导致桩侧土的剪应力松弛而使桩侧摩阻力降低(图 5-4)。

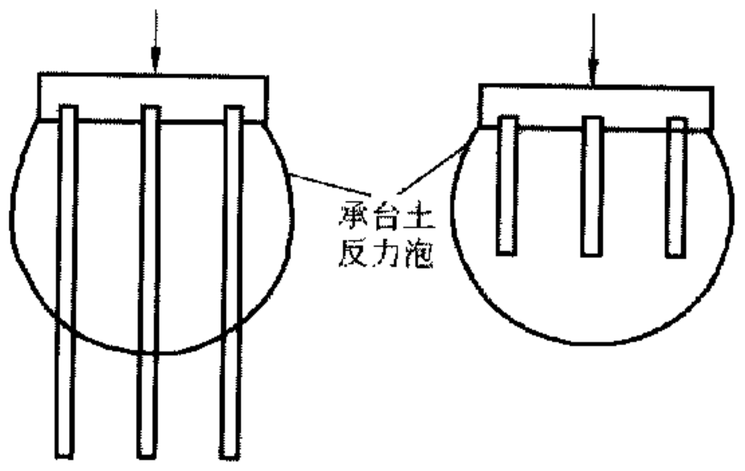


图 5-4　承台土反力压力泡示意图

(4)土性的影响：对于加工硬化型的土(如非密实的粉土、砂土)，在群桩受压变形过程中，桩间土由于剪切压缩，使得其强度得到提高，并对桩侧表面产生侧向压力而使桩侧摩阻力增大。

2. 群桩桩端阻力

群桩端阻主要受以下因素影响：

(1)桩间距的影响：一般情况下桩端阻力随桩距($s_a\geqslant3d$)减小而增大。这是由于桩侧剪应力传递到桩端平面使主应力差减小和桩端土侧向挤出受到邻桩的相互制约所致。

(2)承台的影响：对于低承台，当桩长与承台宽度比 $l/B\leqslant2$ 时，承台土反力传递至桩端平面可减小主应力差($\sigma_1-\sigma_3$)，承台还限制桩土相对位移，减小桩端土侧向挤出，从而提高桩端阻力。图 5-5 为粉土中平均极限端阻与桩距的关系，从中可以看出，由于承台的“增强效应”，低承台群桩端阻大于高承台，并在桩距 $3d$ 左右呈现峰值。

(3)土性与成桩工艺的影响：对于非密实的粉土、砂土，打入桩会因桩的相互制约而使桩间土和桩端土的挤密效应更明显，桩端阻力因此而提高。

3. 承台分担荷载

承台与其下地基土接触，在竖向荷载作用下，承台下的土产生反力 P_c，即承台上部分荷载直接传到

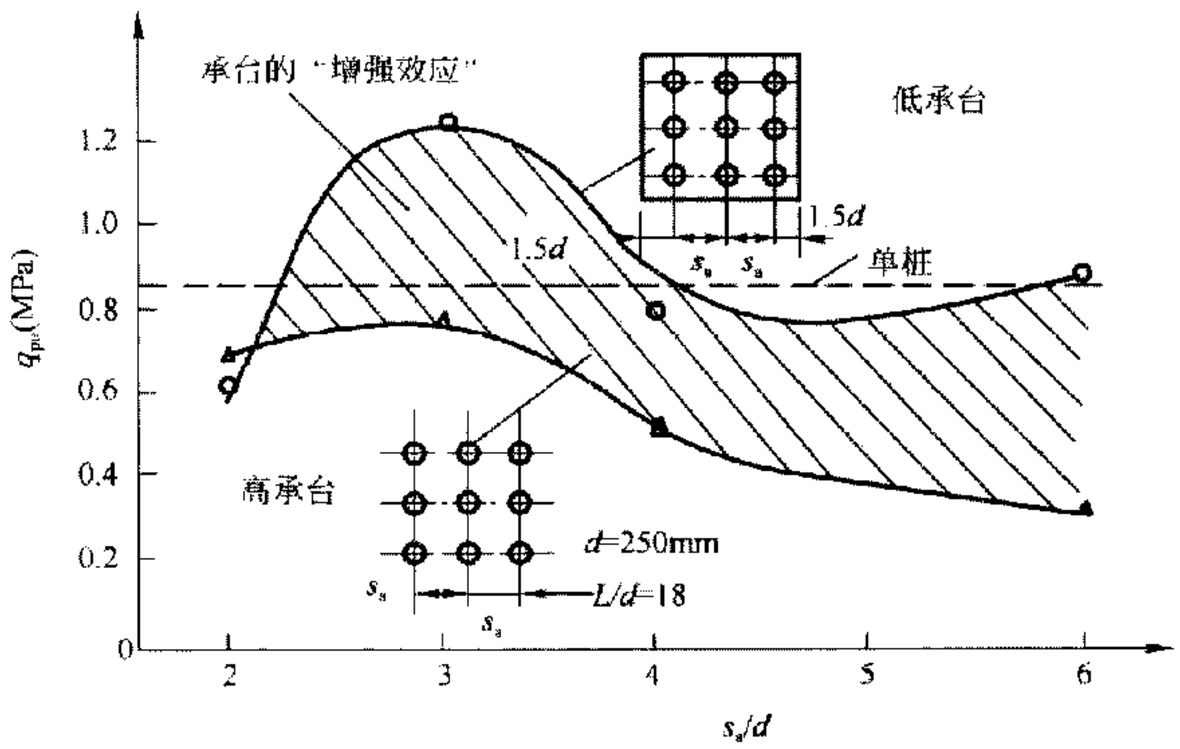


图 5-5　粉土中群桩高、低承台平均极限端阻—桩距曲线

承台下的土中，从而可直接承担一部分荷载。反力分布如图 5-6 所示，从中可以看出，外缘大，靠近桩处的内部小，呈马鞍形。

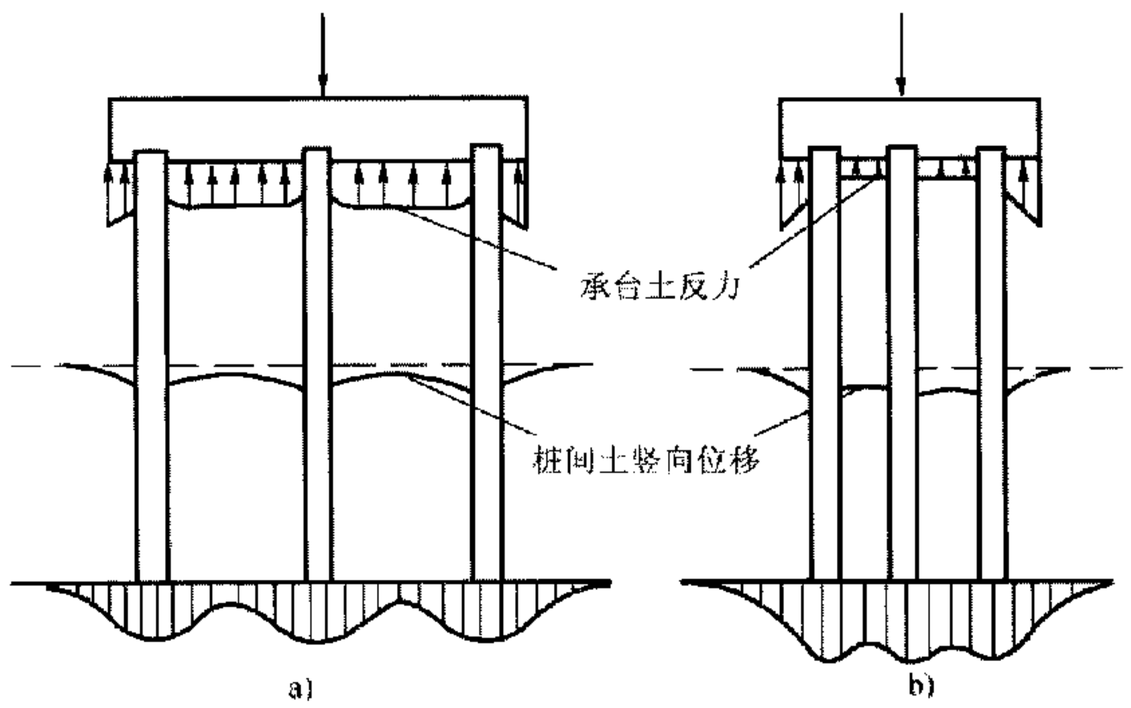


图 5-6　承台土反力分布图

a)大桩距；b)小桩距

承台上反力主要是由于桩端产生贯入变形，桩土间出现相对位移而产生。桩身弹性压缩也引起少量桩土相对位移而出现一部分承台上反力。承台土反力的大小及其分担荷载的作用随下列因素而变化：

(1)桩端持力层性质：若桩端持力层较硬，桩的贯入变形小，则承台土反力较小。

(2)承台底土层的性质：若承台底面土层较弱，尽管桩的贯入变形较大，产生的上反力也不大，弱承台底基土为欠固结状态，则可能随着上的固结而使土反力逐步减小以致消失。

(3)桩距大小：若桩距较小，桩间土受邻桩影响而产生的"牵连变形"(桩侧土因受桩侧摩阻力的牵连作用产生随桩侧表面距离增大而衰减的剪切变形)较大，导致承台土反力减小。

(4)桩群内、外的承台面积比：桩群外部的承台底面土受桩的干涉作用远小于桩群内部，若桩群外围承台底面积所占比例较大，则承台土反力总值及其分担荷载的作用增大。

(5)沉桩挤土与固结效应：对于饱和黏性土中的打入式群桩，若桩距小、桩数多，超孔隙水压和土体上涌量随之增大，承台浇注后，处于欠固结状态的重塑土体逐渐再固结，致使基土与承台脱离，并将原来分担的荷载转移到桩上，甚至出现负摩擦力。如上海码头某仓库打入式桩基承台土反力初期为 30kPa，此后逐渐减小，最终承台与基土脱离。

(6)荷载水平：基桩的贯入变形(包括桩端土的压缩和塑性挤出)随荷载水平提高而提高，同时基桩的刚度越低，基桩分担的荷载越小，承台分担的荷载越大。在上部土层较好、桩距较大、建筑物整体性好

的情况,可考虑大幅度提高单桩设计承载力(有时可取极限承载力)以发挥承台分担荷载的作用,形成复合桩基。

以上机理说明,桩身反力发挥的速度和程度控制着承台分担比变化阶段的长短和快慢,而影响桩身反力发挥的关键因素是桩间距等。同时,承台反力总值与桩端刺入量(桩尖相对于桩端土面的突变位移)间呈较好的线性关系。因此保证桩有一定的刺入量是承台参与工作的重要条件。

4. 群桩的桩顶反力分布特征

群桩侧阻力、端阻力和沉降因群桩效应而产生的变化综合反映于桩顶荷载的分配。刚性承台群桩的桩顶荷载分配的规律一般是中心桩最小,角桩最大,边桩次之,这同弹性理论法分析结果的总趋势是一致的,与实测及理论分析结果相符。以下因素会影响桩顶荷载的分配特性:

(1)桩距的影响:当桩距超过常用桩距后,桩顶荷载分配差异随桩距增大而减小。

(2)桩数的影响:桩数愈多,桩顶荷载差异愈大。

(3)承台与上部结构综合刚度的影响:对于大面积桩筏、桩箱基础,桩顶荷载的差异随承台与上部结构综合刚度的增大而增大;对于绝对柔性的承台,桩顶荷载趋于均匀分配。

(4)土性的影响:对于加工硬化型土,在常用桩距条件下,桩侧摩阻力在沉降过程中因桩土相互作用而提高,而中间桩桩侧摩阻力的增量大于角、边桩,因而可出现桩顶荷载分配趋向均匀的现象。

(5)荷载水平:各桩反力与平均荷载的比值 P_{av} 并不是一成不变的,它随荷载的增大而发生变化。总体规律是荷载增大,各桩荷载趋于均匀分布。表现为边桩 P_e/P_{av} 基本不随沉降变化,而角桩和中心桩向边桩靠拢,即 P_c/P_{av} 逐渐减小,而 P_i/P_{av} 则不断增大。

第二节 群桩中复合基桩承载力与桩顶作用效应验算

一、群桩的分项效率系数概念

由于各影响因素对各群桩效应特性的影响效果不同,用单一的群桩效率系数难以如实反映群桩问题,为此《建筑桩基技术规范》(JGJ 94—94)在一系列原位模型试验的基础上引入了考虑承台、桩、土相互作用的分项群桩效应系数。

对桩数超过 3 根的非端承桩桩群,对桩侧摩阻力、桩端阻力、承台底土阻力分别考虑群桩"效应"系数,即:

$$\eta_s=\frac{\text{群桩中基桩平均极限侧阻力}}{\text{单桩平均极限侧阻力}}=\frac{q_{sm}}{q_s} \tag{5-2a}$$

$$\eta_p=\frac{\text{群桩中基桩平均极限端阻力}}{\text{单桩平均极限端阻力}}=\frac{q_{pm}}{q_p} \tag{5-2b}$$

$$\eta_c=\frac{\text{群桩承台底平均极限土阻力}}{\text{承台底地面土极限承载力标准值}}=\frac{\sigma_{uk}}{f_{uk}} \tag{5-2c}$$

式中:η_s、η_p、η_c——桩侧阻力、桩端阻力、承台底土阻力的群桩效应系数。

根据大量试验资料分析,各群桩效应系数的经验关系如下:

$$\eta_s=G_sC_s \tag{5-3a}$$

$$\eta_p=G_pC_p \tag{5-3b}$$

式中:G_s、G_p——群桩侧阻、端阻的桩土相互作用系数;

C_s、C_p——群桩侧阻、端阻承台作用系数,对于高承台群桩 $C_s=C_p=1$。

(1)对于非密实粉土、砂土中的桩基,G_s 见表 5-1。

$$G_p = 10/(s_a/d+6) \tag{5-4}$$

$$C_s = 1+0.1\frac{s_a}{d}-0.8\left[\frac{B}{l}-\ln\left(0.2\frac{B}{l}+1\right)\right] \tag{5-5}$$

$$C_p = 1+0.1\frac{s_a}{d}\sqrt{B/l} \tag{5-6}$$

式中：B——承台宽度。

粉土、砂土中的 G_s 值　　表 5-1

s_a/d	2	3	4	5	6
G_s	1.0	1.3	1.2	1.1	1.0

(2)对黏性土中的桩基：

$$G_s = 1.2-1.2\frac{d}{s_a} \tag{5-7}$$

$$G_p = 6\frac{d}{s_a}\ln\left[e-\frac{6-s_a/d}{6}\right] \tag{5-8}$$

$$C_s = 1+0.12\sqrt{s_a/d}-0.5\left[\frac{B}{l}-\ln\left(0.3\frac{B}{l}+1\right)\right] \tag{5-9}$$

$$C_p = 1+0.1\frac{s_a}{d}\ln\left(0.5\frac{B}{l}+1\right) \tag{5-10}$$

以上各式中，当 $B/l>1$ 时，取 $B/l=1$。

为便于工程应用，原规范中已将 η_s、η_p 制成表格，见表 5-2。

η_s、η_p 群桩效应系数　　表 5-2

效应系数	土名称	黏性土				粉土、砂土			
	s_a/d / B/l	3	4	5	6	3	4	5	6
η_s	≤0.20	0.80	0.90	0.96	1.00	1.20	1.10	1.05	1.00
	0.40	0.80	0.90	0.96	1.00	1.20	1.10	1.05	1.00
	0.60	0.79	0.90	0.96	1.00	1.09	1.10	1.05	1.00
	0.80	0.73	0.85	0.94	1.00	0.93	0.97	1.03	1.00
	≥1.00	0.67	0.78	0.86	0.93	0.78	0.82	0.89	0.95
η_p	≤0.20	1.64	1.35	1.18	1.06	1.26	1.18	1.11	1.06
	0.40	1.68	1.40	1.23	1.11	1.32	1.25	1.20	1.15
	0.60	1.72	1.44	1.27	1.16	1.37	1.31	1.26	1.22
	0.80	1.75	1.18	1.31	1.20	1.41	1.36	1.32	1.28
	≥1.00	1.79	1.52	1.35	1.24	1.44	1.40	1.36	1.33

式(5-10)中，当布桩不规则时，可按下式近似计算等效距径比代替：

圆形桩：
$$s_a/d=\sqrt{A_c}/(\sqrt{n}\cdot d) \tag{5-11a}$$

方形桩：
$$s_a/d=0.886\sqrt{A_c}/(\sqrt{n}\cdot d) \tag{5-11b}$$

在用以上式子确定群桩效应系数时，还应该注意以下几点：

①当桩侧为成层土时，η_s 可按各土层类别取或按主要土层取值；

②对于桩侧为 $e>0.8$ 的非饱和黏性土和疏松砂土、粉土中的挤土群桩，表列 η 值可提高 5%；对于

密实砂土、粉土中的群桩,表列 η 值宜降低 5%;

③当承台底下存在液化土、湿陷性黄土、高灵敏度软土、欠固结土、新填土,或承受经常出现循环动荷载时,η_s、η_l 取表 5-2 中 $B/l=0.2$ 对应的值。

(3)承台土阻力群桩效应系数 η_c 与 s_a、l、B 桩的排列、承台内外区面积比等有关,可按公式(5-12)计算 η_c。

二、群桩的承台效应

1. 承台荷载分担比 P_c/P

从图 5-7 中可以看出,无承台单桩由弹性状态进入承载力极限状态所需的变形量远比有承台单桩的小。这就说明,当沉降相同时,有承台的单桩承载力大大高于无承台单桩承载力。各种试验结果表明:在承台的作用下,承台本身可承担荷载约 10%～65%。新加坡某大直径桩支承于软岩中,建到 17 层时,实测筏式承台分担荷载比为 40%(Leung,1985)。我国上海某 25 层框筒结构的桩箱基础,承台分担荷载约 26%(金宝森、肖辉祥等,1991)。山东省三个水闸钻孔桩基础的实测表明,承台底土反力能够长期稳定在 20～25kPa,相当于上部荷载的 21%～26%(牟玉玮,1981)。以上工程实例表明,考虑承台的荷载分担作用更接近实际。对于面积足够大的筏式承台或箱式承台,承台的分担作用更不可忽视。这种承台土反力和承台分担荷载的作用又称之为承台效应。研究表明,承台的分担比 P_c/P 与承台底土的强度、承台的尺寸、桩长、桩距等因素有关。

(1)承台宽度与桩长之比 B/L 的影响

当桩长一定时,承台宽度与桩长之比变幅较大时,承台内区极限土反力随桩距增大而增大;当桩距一定时,承台内区土反力随 B/L 增大而增大。

对于粉土中的钻孔群桩,承台土反力随着桩长减小而增大,当桩长小于承台宽度时,承台阻力异常增大,这主要是由于桩长太小时,承台土反力形成的压力泡包围了整个桩群,桩侧阻力呈现"沉降软化"效应,导致桩的承载作用显著降低,承台反力及其荷载分担比相应提高。

(2)桩距 s_a 影响

从图 5-8 可以看出,承台荷载分担比 P_c/P 随着桩的增大而增距大,当桩距增大至 $6d$ 时,P_c/P 明显增大。

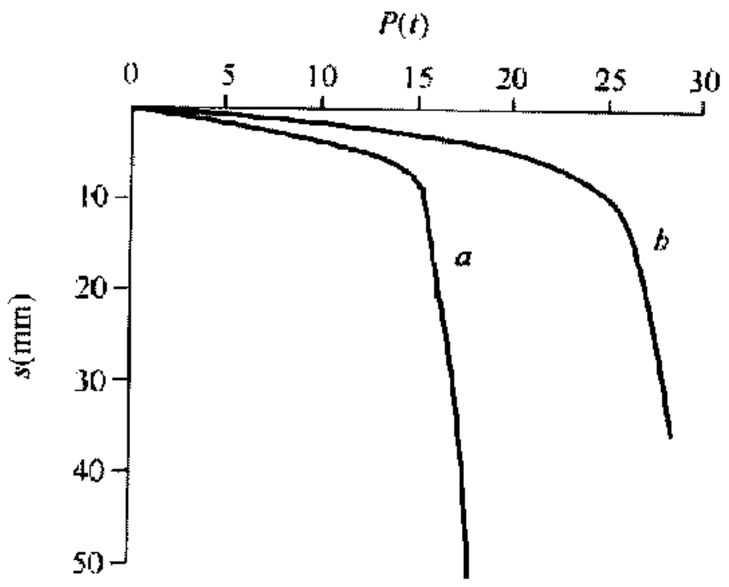


图 5-7 单桩静力试桩曲线

a-无承台单桩 $l=12$m;b-有承台单桩 $l=12$m

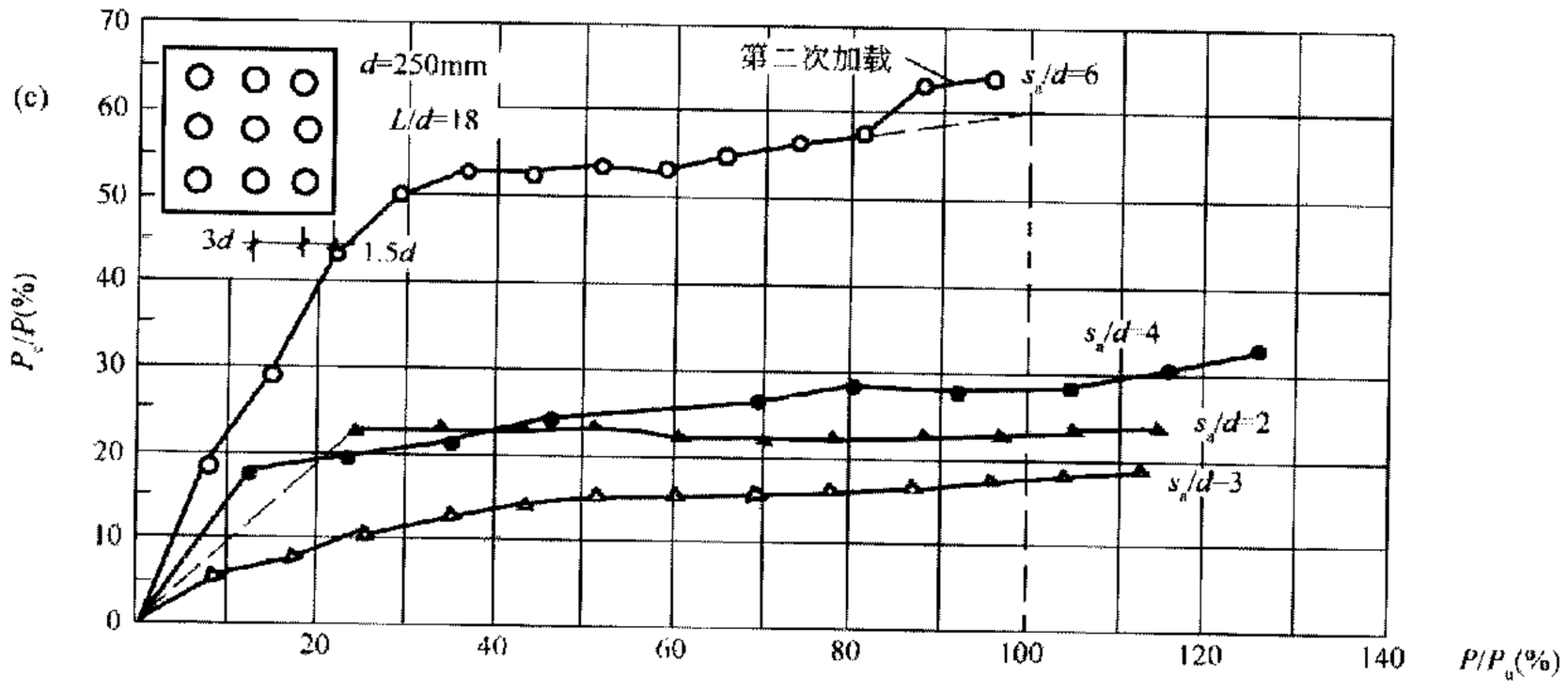


图 5-8 不同桩距下承台荷载分担比随荷载水平的变化

(3)土性与成桩工艺的影响

若桩端持力层较硬，桩的贯入变形小，则承台反力较小。若承台底面土层较弱，尽管桩的贯入变形较大，产生的土反力也不大。若承台底基土为欠固结状态，可能随着土的固结而使土反力逐步减小以致消失。当软弱地基表层具有强度高，压缩性小的硬壳层时，可充分利用表层硬壳持力层作用来提高承台的分担作用。

对于饱和黏性土中的打入式群桩，若桩距小、桩数多，超孔隙水压和土体上涌量随之增大，承台浇注后，处于隆起的重塑土体逐渐再固结，致使基土与承台脱离，并将原来分担的荷载转移到桩上，甚至出现负摩擦力。对非密实的粉土、砂土中的挤土桩、桩间土受挤压趋于密实，土的强度提高，承台荷载分担比有所提高。

(4)条形排列群桩比方性排列的承台分担荷载比大(图 5-9a、b)，这主要是由于前者的承台外区、内区面积之比比后者大。此外，对于相同排列，P_c/P 随桩数增加而减小。当桩数增加到一定数量时这种现象趋于不明显。这也是由于外、内区面积比的变幅趋于减小所致。

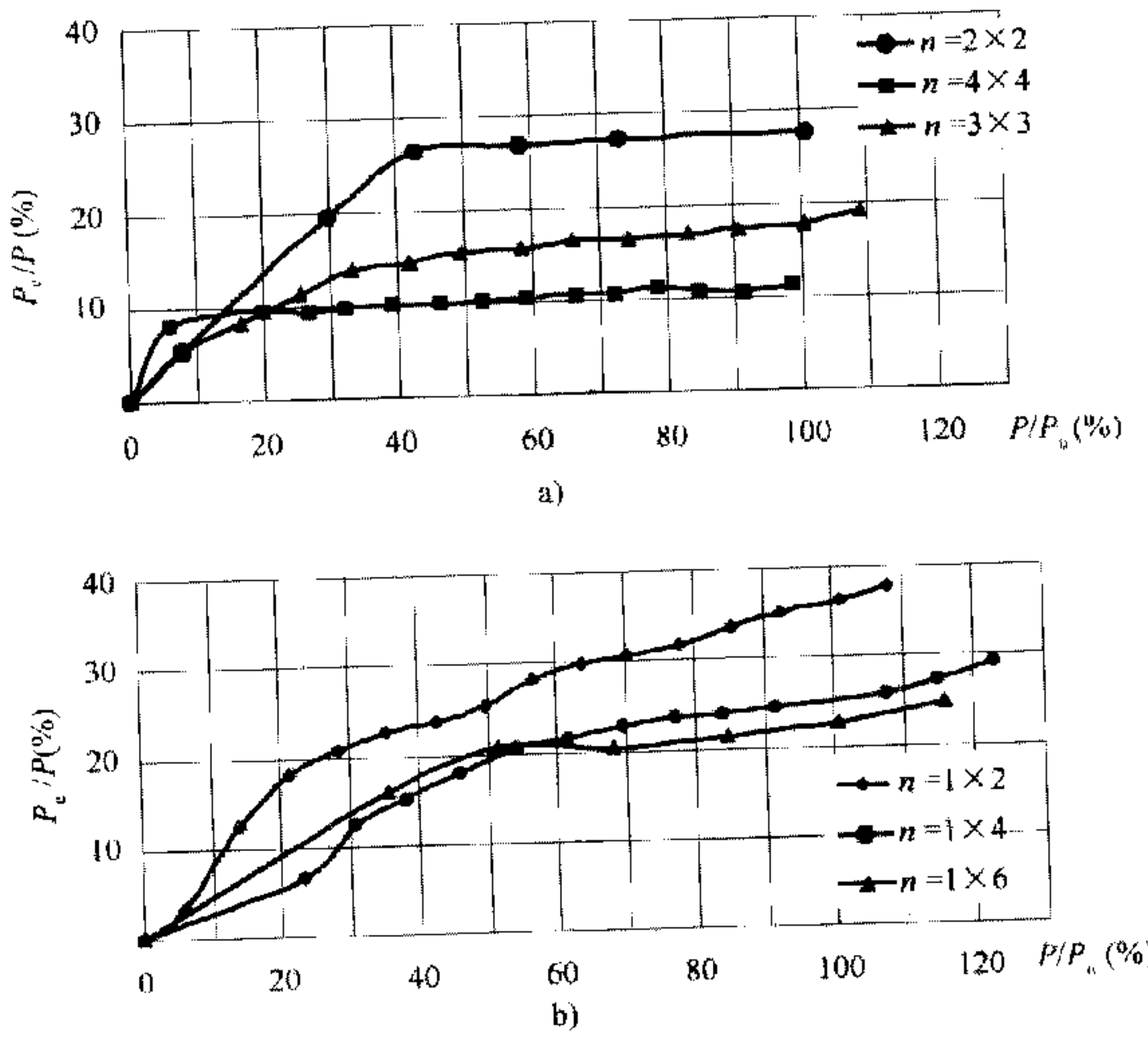


图 5-9　承台荷载分担比随荷载水平(P/P_u)的变化

($d=250$mm，$l/d=18$，$s_a/d=3$)

(5)P_c/P 随荷载水平的提高有以下变化特征：如图 5-8 所示，当荷载水平较低($P/P_u=20\%\sim30\%$)时，P_c/P 随荷载增加而增长较快。一般情况下，当 $P/P_u=50\%\sim60\%$时，P_c/P 随荷载增长率减小。当荷载超过极限值($P/P_u>100\%$)时，桩端贯入变形加大，P_c/P 再度增长。

(6)时间效应

桩端贯入变形是承台底产生土反力的主导因素，而桩间土固结变形是引起承台土反力减小的主要原因。当桩端贯入变形增长率大于桩间土竖向变形增长率时，承台土反力将随时间而增长；当桩端贯入变形增长率小于桩间土竖向变形增长率时，承台土反力将随时间而减小。由于土的性质、土层分布、群桩的几何参数、成桩工艺等的差异，承台土反力的时间效应也将不同，可能出现随时间增长或随时间减小的现象。图 5-10 所示为非饱和粉土中钻孔群桩长期荷载试验的沉降、承台总土反力随时间的变化关系。从中可以看出，承台土反力随时间而有所增长，104d 内增长 15%，相应地桩侧阻力略有降低，端阻有所增加。

总的说来，承台分担荷载的时间稳定性，非挤土桩优于挤土桩，非饱和土优于饱和土。对于饱和软

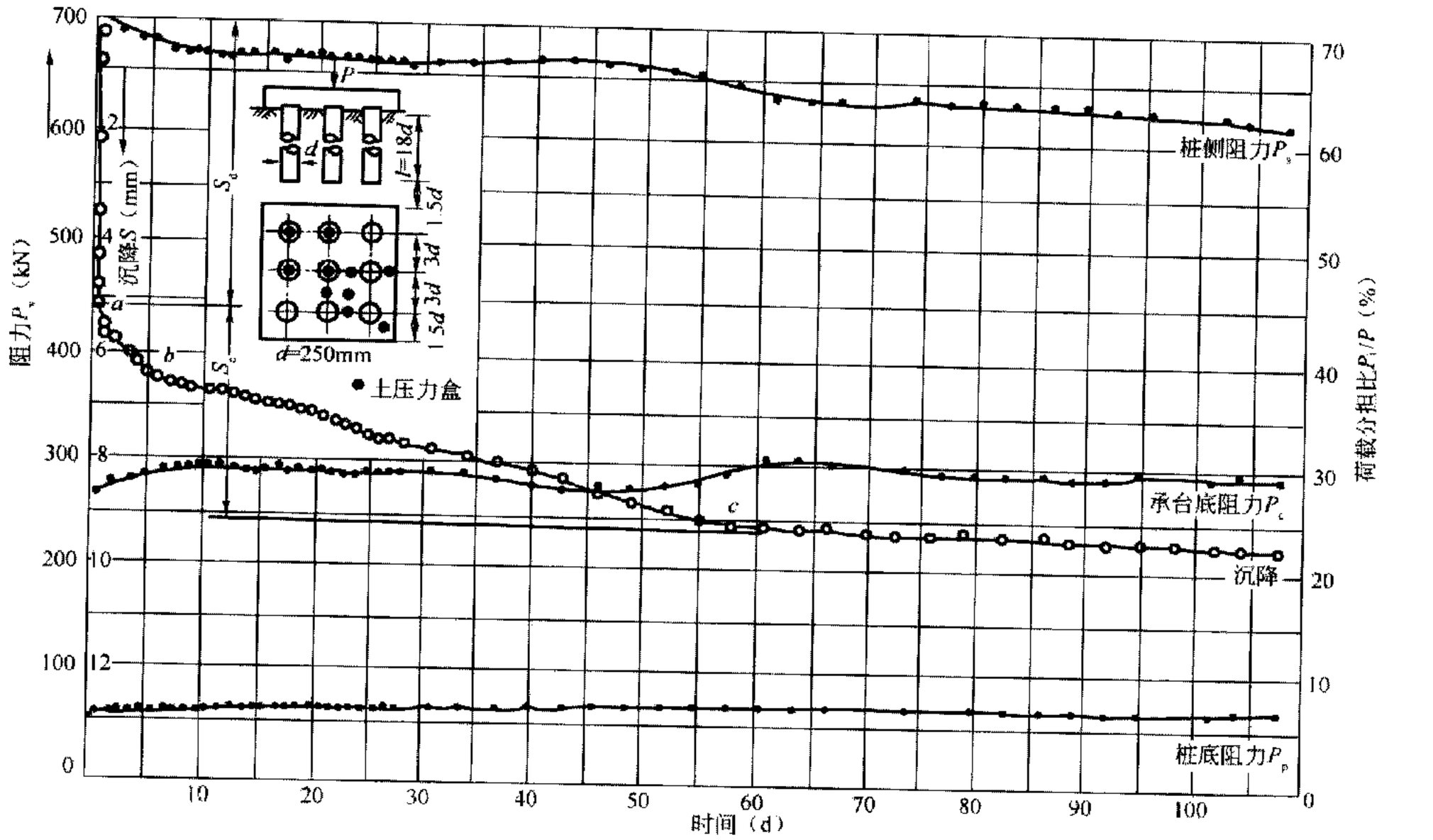


图 5-10　承台总土反力和沉降—时间关系

土中的挤土桩群桩，当桩很长，桩距小，荷载水平低时，随着桩间土的孔压消散、固结变形，承台土反力会出现随时间而衰减的现象，其荷载转移到基桩。如果桩端持力层不太硬，桩端贯入变形继续增大，从而使分担比增大，如此循环直至承台分担比稳定；如果桩端持力层较硬，桩端贯入变形不再增大，从而使分担比减小至零，直至桩间土与承台脱空。

2. 承台效应系数

承台的荷载分担比及桩顶反力的分布，理论上可根据承台下桩土的位移协调条件，通过承台—桩群—土的共同作用分析得到。但由于影响因素众多，计算分析复杂，且仍有局限性。目前关于承台效应的考虑，主要采用根据实测结果总结的经验法。

实测结果表明，承台外土反力受桩基拖带影响较小，受承台刚度影响较大、外区应力集中现象较明显，外区承台效应系数明显比内区大。《建筑桩基技术规范》(JGJ 94—2008)因此推荐，实际承台效应系数可根据内外区面积加权平均确定。

$$\eta_c = \eta_c^i \frac{A_c^i}{A_c} + \eta_c^e \frac{A_c^e}{A_c} \tag{5-12}$$

式中：A_c^i、A_c^e——承台内(外围桩边包络区)、外区的净面积，如图 5-11 所示。

A_c——承台总面积。

η_c^i、η_c^e——承台内、外区土阻力群桩效应系数，按表 5-3 取值。

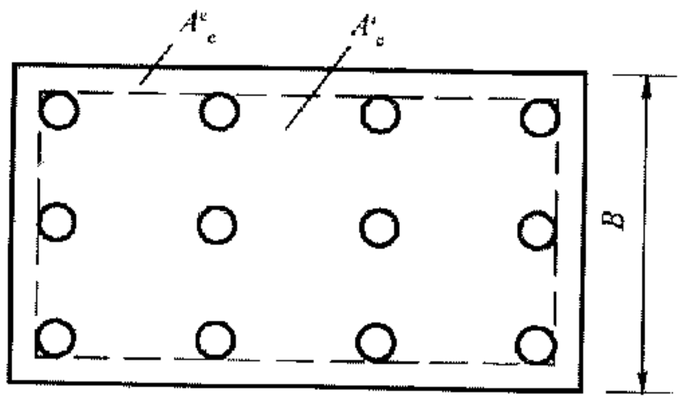


图 5-11　承台内外区面积

承台内、外区土阻力群桩效应系数　　表 5-3

B/l \ s_a/d	η_c^i				η_c^e			
	3	4	5	6	3	4	5	6
≤0.2	0.11	0.14	0.18	0.21				
0.4	0.15	0.20	0.25	0.30				

续上表

B/l \ s_a/d	η_c				η_c			
	3	4	5	6	3	4	5	6
0.6	0.19	0.25	0.31	0.37	0.63	0.75	0.88	1.00
0.8	0.21	0.29	0.36	0.43				
≥1.0	0.24	0.32	0.40	0.48				

如果不分内外区面积，承台效应系数可以按表 5-4 确定。

承台效应系数 η_c　　表 5-4

B/l \ s_a/d	3	4	5	6
0.2	0.12	0.18	0.25	0.32
0.4	0.13	0.21	0.29	0.38
0.6	0.15	0.23	0.32	0.43
0.8	0.16	0.25	0.35	0.47
≥1.0	0.17	0.26	0.37	0.50
单排桩条基	0.50	0.60	0.70	0.80

注：①表中 s_a/d 为桩中心距与桩径之比，B/l 为承台宽度与有效桩长之比；

②对于桩布置于墙下的箱、筏承台，η_c 可按单排桩条基取值。

在工程实际当中，也经常出现地基土与承台脱空的现象，这时，承台效应就不能发挥出来，取 $\eta_c=0$。

一是承受经常出现的动力作用或反复加卸载，如桥梁桩基；二是承台底存在新填土、湿陷性黄土、欠固结土、液化土、高灵敏性软土，或由于降水，地基固结后与承台脱空；三是由于饱和软土中沉入密集桩群，引起超孔压和土体重塑上涌，随着时间的推移，桩间土逐渐固结下沉与承台脱空。当桩端置于较硬持力层，且基桩承载力取偏低时，基桩因承台底土脱离而使所受荷载增大，但沉降无明显发展，因而承台土反力不能再度出现。

三、群桩中复合基桩的承载力确定

在确定了分项群桩效应系数后，群桩承载力可以按下列公式计算：

$$P_u = n(\eta_s Q_{sk} + \eta_p Q_{pk} + \eta_c Q_{ck}) \tag{5-13}$$

式中：P_u——群桩的竖向极限承载力；

Q_{sk}、Q_{pk}——分别为单桩总极限桩侧阻力和总极限桩端阻力的标准值；

Q_{ck}——承台底基桩桩距范围内地基土总极限阻力标准值，根据基桩分摊的承台底面积内地基土承载力确定；

η_s、η_p、η_c——分别为桩侧阻力、桩端阻力、承台底土阻力的群桩效应系数。

考虑承台效应等分项群桩效应系数后，群桩中的任一根桩称为复合基桩，则复合基桩承载力设计值 R 的表达式如下所示。

$$R = \eta_s Q_{sk}/\gamma_s + \eta_p Q_{pk}/\gamma_p + \eta_c Q_{ck}/\gamma_c \tag{5-14}$$

$$Q_{ck} = f_{ck} A_c / n \tag{5-15}$$

式中：A_c——承台底与土接触的面积；

f_{ck}——承台底 1/2 承台宽度深度范围(≤5m)内地基土极限承载力标准值。

当根据荷载试验确定单桩竖向极限承载力标准值时，由于桩侧阻力与桩端阻力是未分离的，则群桩中复合基桩的竖向承载力设计值为：

$$R = \eta_{sp} Q_{sp}/\gamma_{sp} + \eta_c Q_{ck}/\gamma_c \tag{5-16}$$

式中:Q_{sp}——载荷试验确定的单桩极限承载力标准值;

γ_{sp}——单桩承载力的分项系数;

η_{sp}——桩侧阻力桩端阻力综合群桩效应系数。

从表 5-2 可以看出,桩侧阻削弱效应与桩端阻增强效应某种程度上相互抵消,大量的原位和室内试验表明,低桩承台的分担荷载作用明显,不可忽视,因此计算群桩承载力时,新的《建筑桩基技术规范》(JGJ 94—2008)根据试验总结仅引入了如表 5-4 所示的承台效应系数 η_c,以考虑承台下土反力分担上部荷载的作用。

考虑承台效应系数后,群桩竖向极限承载力 P_u 及复合基桩承载力特征值 R 的表达式如下所示:

$$P_u = nQ_{uk} + \eta_c(A_c - nA_p)f_{ck} \tag{5-17}$$

$$R_a = \frac{P_u}{nK} = R_a + \eta_c f_{ak} A_c \tag{5-18}$$

式中:Q_{uk}、R_a——单桩竖向极限承载力标准值和特征值;

f_{ak}——承台下地基土的承载力特征值。

A_c——桩身截面积。

四、桩顶作用效应验算

为使群桩中各桩正常工作,应对单桩承载力进行校核,即复合基桩的承载力特征值应不小于桩顶作用荷载。

竖向偏心荷载作用下,如果各桩相同,桩与承台铰接,则群桩中任一桩顶荷载为

$$N_{ik} = \frac{F_k + G_k}{n} \pm \frac{M_{xk} y_i}{\sum y_j^2} \pm \frac{M_{yk} x_i}{\sum x_j^2} \tag{5-19}$$

式中:F_k——荷载效应标准组合时,作用于承台顶面的竖向力;

G_k——承台与台上土的自重标准值,对稳定地下水位以下部分应扣除水的浮力;

M_{xk}、M_{yk}——荷载效应标准组合时,作用于承台底面对通过桩群中心的 x、y 轴的力矩;

x_i、y_i——第 i 根基桩 x、y 轴的坐标;

N_{ik}——荷载效应标准组合时,作用在第 i 根复合基桩或基桩上的竖向力;

n——桩基中的桩数。

在荷载效应标准组合情况下,桩基竖向承载能力应满足下列表达式:

轴心竖向力作用下:

$$N_{ik} \leqslant R \tag{5-20a}$$

在偏心竖向荷载作用下除满足上式外,尚应满足下式:

$$N_{ikmax} \leqslant 1.2R \tag{5-20b}$$

当 $N_{ikmin} \leqslant 0$ 时,尚需验算抗拔承载力。

上述单桩、群桩验算方法,主要是《建筑桩基技术规范》(JGJ 94—2008)、《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002)的规定,对于《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG D63—2007),单桩承载力特征值则用单桩容许承载力表示,并不考虑承台效应。

公式(5-20)中的 R 取特征值,如果公式(5-19)中的上部荷载为设计值,则 R 也取设计值。

第三节 群桩的整体承载力验算

群桩基础受竖向荷载作用后,承台、桩群和土形成一个共同工作的体系。群桩的竖向承载力实际上还应包含一种意思:群桩和一定深度内的土视为整体时所能承受的竖向荷载;当桩下一定深度内存在软

弱下卧层时，应校核其强度。

计算群桩的整体承载力主要根据群桩的三种可能的破坏模式——整体剪切、局部剪切、刺人剪切（冲剪）。应采用极限平衡理论计算，分别验算持力层和软弱下卧层的群桩极限承载力。

一、持力层的整体破坏

对于小桩距（$s_a \leqslant 3d$）挤土型低承台群桩，其侧阻一般呈整体破坏，即侧阻力的剪切破裂面发生于群桩、土形成的实体基础的外围侧表面。因此，群桩的极限承载力计算可视群桩为“等代墩基”或实体深基，其计算模式有两种。

1. 整体剪切破坏

认为实体深基础的极限承载力 P_u 由桩群周边上的极限抗剪力和桩端平面上以桩群外包尺寸决定的面积上的极限承载力组成（见图 5-12a）。

$$P_u = P_{su} + P_{pu} = 2(A_0 + B_0)\sum l_i \cdot q_{su} + q_{pu} \cdot A_0 \cdot B_0 \tag{5-21}$$

另一种是考虑了 $\bar{\varphi}/4$ 的扩散角（$\bar{\varphi}$ 为桩间土层的内摩擦角），将桩端平面上扩大了的面积上的极限承载力作为 P_u（见图 5-12b）。

$$P_u = q_{pu} A \cdot B \tag{5-22}$$

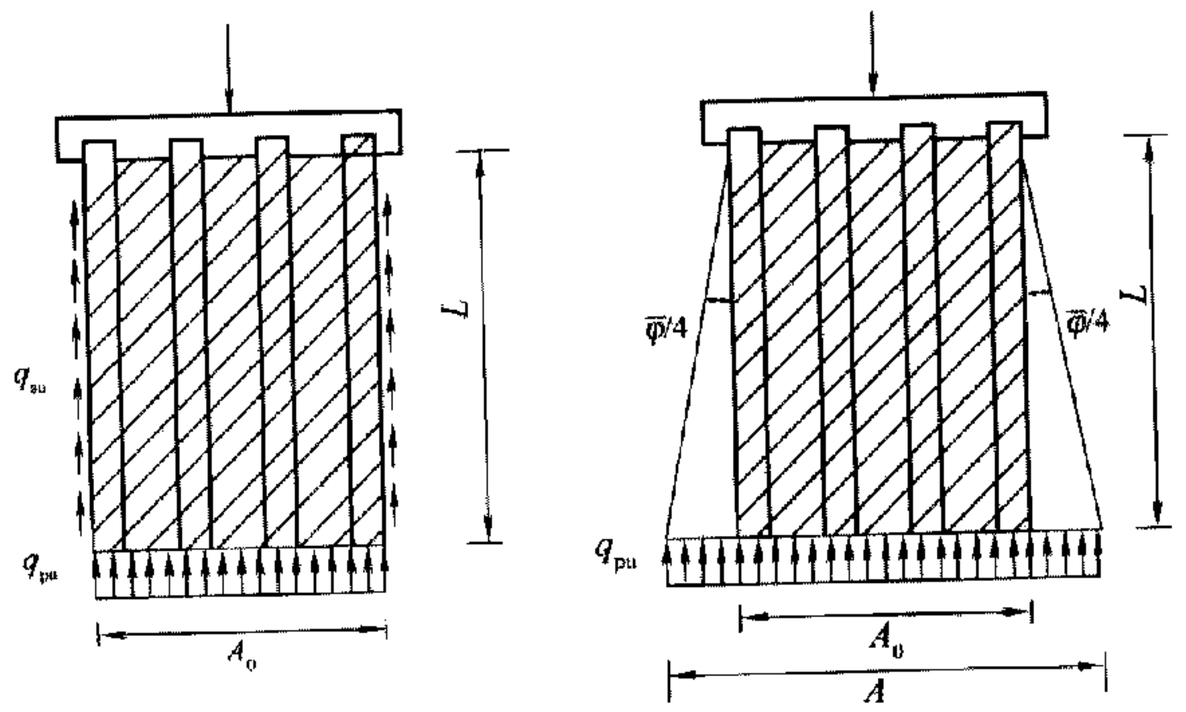
$$A = A_0 + 2L\tan\frac{\bar{\varphi}}{4} \qquad B = B_0 + 2L\tan\frac{\bar{\varphi}}{4} \tag{5-23}$$

式中：q_{su}——桩侧第 i 层上的极限侧阻力；

q_{pu}——群桩实体基础底面单位面积极限承载力，可按浅基础的极限承载力公式计算；

A_0、B_0、L——群桩实体基础长边、短边长和桩长；

$\bar{\varphi}$——桩长范围内桩侧各土层内摩擦角的加权平均值。



a)　　b)

图 5-12　桩基整体剪切计算模式

2. 局部剪切、刺入剪切（冲剪）

对于桩端持力层为非密实土层的小桩距挤土型群桩，虽然侧阻呈桩、土整体破坏而类似于墩基，但墩底地基由于土的体积压缩影响一般不致出现整体剪切破坏，而是呈局部剪切、刺入剪切破坏，尤以后者多见。但关于局部剪切破坏的理论计算公式迄今还未能建立起来，作为一种近似，太沙基建议对土的强度参数 c、φ 值进行折减以计算非整体剪切破坏条件下的极限承载力，取：

$$c' = \frac{2}{3}c \tag{5-24a}$$

$$\varphi' = \tan^{-1}\left(\frac{2}{3}\tan\varphi\right) \tag{5-24b}$$

其计算公式同前面一样。

在群桩基础承受偏心倾斜荷载情况下,可采用 Hansen(1970)或 Vesic(1970)公式计算等代墩基的地基极限承载力。

二、群桩遇软弱下卧层的承载力计算

当桩端持力层的厚度有限,且其下为软弱下卧层时,群桩承载力还受控于软弱下卧层的承载力。这时,群桩可能出现的破坏模式有:(1)群桩中基桩的冲剪破坏;(2)群桩整体的冲剪破坏(图 5-13)。

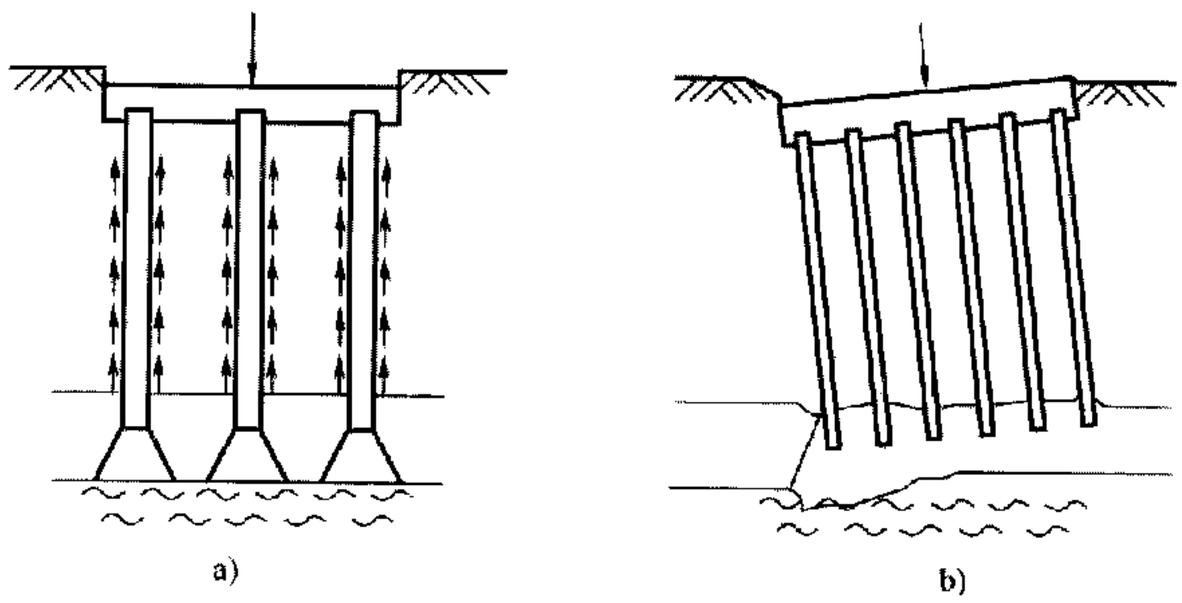


图 5-13 群桩破坏模式

a)基桩冲剪破坏;b)群桩整体冲剪破坏

1. 基桩单独冲剪破坏

出现基桩单独冲剪破坏情况的条件如下:

高桩承台群桩或低承台下地基土可能出现自重固结、液化、湿陷、震陷、挤土隆起后再固结等的群桩,由于桩侧土层很软弱,即使其桩距略小于 $6d$,也可能出现各基桩单独冲剪破坏。

基桩各个冲剪破坏的极限承载力按图 5-14 为:

$$Q_u = u\sum l_i q_{sui} + A_p q_{pu} \tag{5-25}$$

式中:q_{sui}——第 i 层的极限承载力;

q_{pu}——考虑软弱下卧层影响的单桩极限桩端阻力;

A_p——基桩桩端截面积。

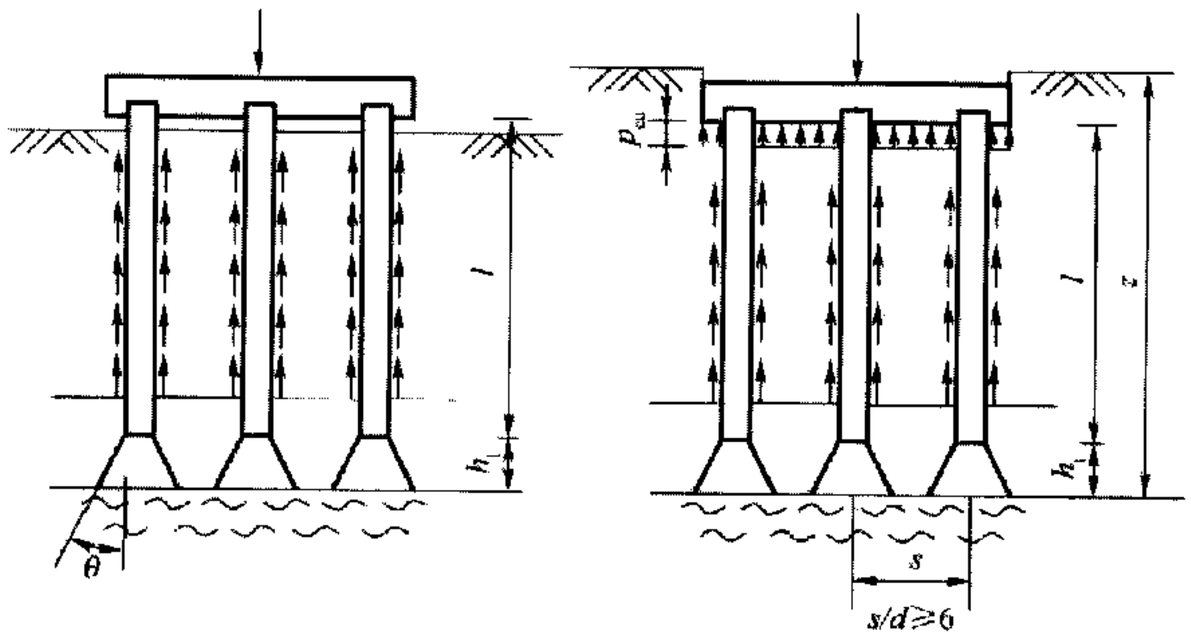


图 5-14 基桩各个冲剪破坏承载力计算

q_{pu}可由软弱下卧层的极限承载力 q_u 确定,假定桩底端以下应力扩散角为 θ,不计扩散锥面上的摩阻力,则:

$$q_{pu}A_p + W = q_w A \tag{5-26}$$

式中：W——扩散圆锥体(圆台)的土重；

A_p、A——分别为桩端面积和扩散圆锥体底面积。

假定：桩底端与软弱土层顶面的距离为 h_t，则

$$q_{pu} = q_w\left(1+2\frac{h_t}{d}\tan\theta\right)^2 - \gamma h_t\left(1+2\frac{h_t}{d}\tan\theta\right)+\frac{4}{3}\frac{h_t^2}{d^2}\tan^2\theta \tag{5-27}$$

式中：q_w——持力层下软弱下卧层的极限桩端阻力；

γ——持力层土的有效重度；

θ——扩散角按表 5-5 采用。

2. 群桩整体冲剪破坏

当桩距小于等于 $6d$，或基桩桩端冲剪锥体扩散线在持力层中相互交叉重叠，群桩呈现整体冲剪破坏。可假设群桩和桩间土为一实体基础。作用于软弱下卧层顶面的附加荷载与地基的自重之和，应不大于软弱下卧层顶面的地基承载力，则：

$$\sigma_z + \sigma_{cz} \leqslant f_{az} \tag{5-28}$$

式中：σ_{cz}——软弱下卧层顶面处地基土的自重应力；

f_{az}——软弱下卧层顶面处经深度修正后地基土承载力特征值；

σ_z——作用在软弱下卧层顶面处的附加应力。

作用在软弱下卧层顶面处的附加应力，可按下列两种方法计算：

(1)扩散角法

扣除实体基础周边面积的极限侧阻力之后，压力以一定的扩散角 θ 向下扩散(图 5-15)，则：

$$\sigma_z = \frac{F+G-2(A_0+B_0)\sum q_{si}l_i}{(A_0+2h_t\tan\theta)(B_0+2h_t\tan\theta)} \tag{5-29}$$

式中：F——作用在桩承台顶面的竖向力设计值；

G——实体基础的自重(包括承台、桩和土)；

A_0、B_0——群桩实体基础长边、短边长；

q_{si}——第 i 层土的极限侧摩阻力；

l_i——桩周第 i 层土的厚度；

h_t——桩端以下持力层的厚度；

θ——桩端持力层压力扩散角，可按表 5-5 采用。

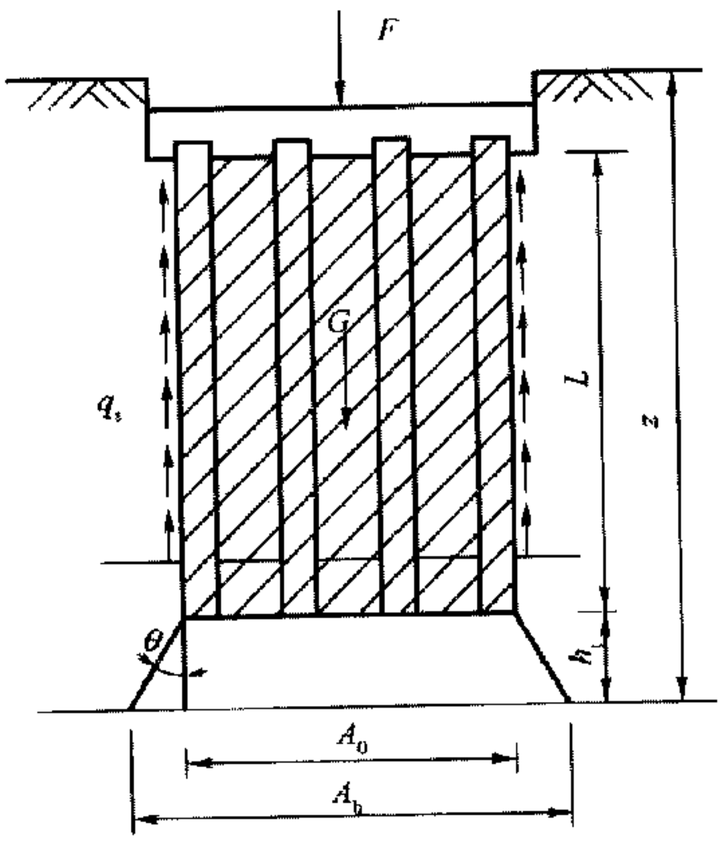


图 5-15　群桩整体冲剪破坏承载力计算

地基压力扩散角(θ)　　表 5-5

E_{s1}/E_{s2}	z/b	
	0.25	0.50
3	6°	23°
5	10°	25°
10	20°	30°

注：①E_{s1} 为上层土压缩模量；E_{s2} 为下层土压缩模量；

②$z/b<0.25$ 时取 $\theta=0°$，必要时，宜由试验确定；

$z/b>0.50$ 时，θ 值不变。

(2)按线弹性理论作近似计算

如图 5-16,当硬持力层与软弱下卧层的压缩模量比小于或等于 3 时,公式(5-28)中群桩工作荷载作用下,土中的附加应力可近似按均质线弹性体理论计算,其计算式为:

$$\sigma_z = \alpha(\sigma_h - \gamma_1 h) \tag{5-30}$$

式中:σ_z——作用在软弱下卧层顶面处的附加应力,有条件时可直接按 Mindlin 应力解计算;

α——附加应力系数,取值可按表 5-6 确定;

γ_1——为桩埋深范围土的有效重度加权平均值;

σ_h——群桩基础底平面的压应力。

在计算群桩基础(实体基础)底端平面的压应力 σ_h 时,假设承台顶面荷载和实体基础自重以 $\bar{\varphi}/4$ 扩散角扩散,则:

$$\sigma_h = \frac{F+G}{\left(A_0 + 2l \cdot \tan\frac{\bar{\varphi}}{4}\right)\left(B_0 + 2l \cdot \tan\frac{\bar{\varphi}}{4}\right)} \tag{5-31}$$

式中:l——桩入土长度;

$\bar{\varphi}$——桩长范围内桩侧土内摩擦角的加权平均值。

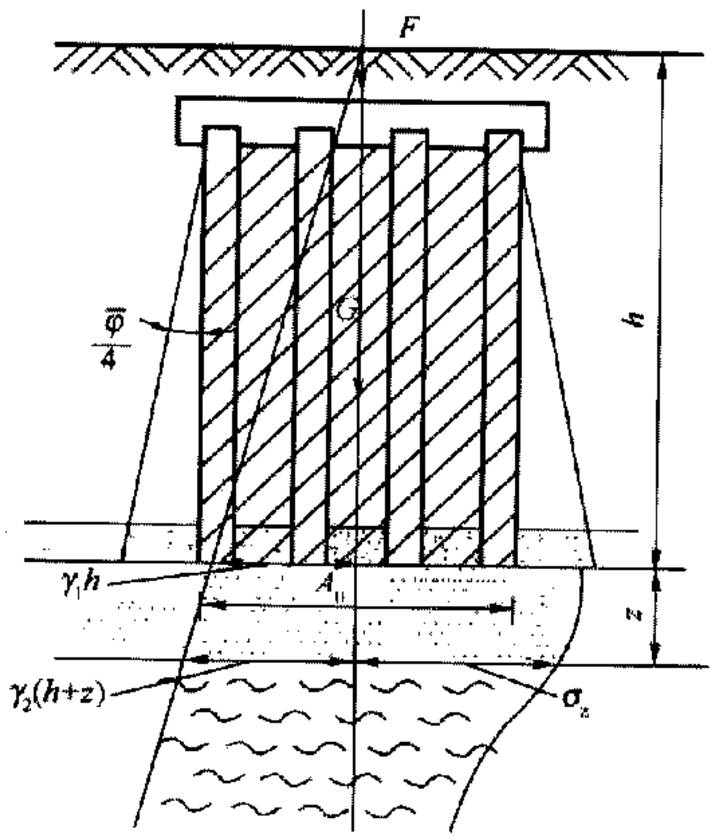


图 5-16 群桩持力层下应力的近似计算

附加应力系数 α 表 5-6

z/B_b (z/D_b)	圆形	矩形基础长宽比(A_b/B_b)											条形 $A_b/B_b \geqslant 10$
		1	1.2	1.4	1.6	1.8	2	2.4	2.8	3.2	4	5	
0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
0.1	0.974	0.980	0.984	0.986	0.987	0.987	0.988	0.988	0.988	0.989	0.989	0.989	0.989
0.2	0.949	0.960	0.968	0.972	0.974	0.975	0.976	0.976	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977
0.3	0.864	0.880	0.899	0.910	0.917	0.920	0.923	0.925	0.928	0.928	0.929	0.929	0.929
0.4	0.756	0.800	0.830	0.848	0.859	0.866	0.870	0.875	0.878	0.879	0.880	0.881	0.881
0.5	0.646	0.703	0.741	0.765	0.781	0.791	0.799	0.809	0.812	0.814	0.817	0.818	0.810
0.6	0.547	0.606	0.651	0.682	0.703	0.717	0.727	0.704	0.746	0.749	0.753	0.754	0.755
0.7	0.461	0.527	0.574	0.607	0.630	0.646	0.660	0.674	0.685	0.690	0.694	0.697	0.698
0.8	0.390	0.449	0.4969	0.532	0.558	0.549	0.593	0.612	0.623	0.630	0.636	0.639	0.642
0.9	0.332	0.392	0.437	0.473	0.499	0.518	0.536	0.559	0.572	0.579	0.588	0.592	0.596
1.0	0.285	0.334	0.378	0.414	0.441	0.463	0.481	0.505	0.520	0.529	0.540	0.545	0.550
1.1	0.546	0.295	0.335	0.369	0.396	0.418	0.436	0.462	0.479	0.488	0.501	0.508	0.508
1.2	0.214	0.257	0.294	0.325	0.352	0.374	0.392	0.419	0.437	0.447	0.462	0.470	0.470
1.3	0.187	0.229	0.263	0.292	0.318	0.339	0.357	0.384	0.403	0.420	0.431	0.440	0.448
1.4	0.165	0.201	0.232	0.260	0.284	0.304	0.321	0.350	0.369	0.383	0.400	0.410	0.420
1.5	0.146	0.180	0.209	0.235	0.258	0.277	0.294	0.322	0.341	0.356	0.374	0.385	0.397
1.5	0.130	0.160	0.187	0.210	0.232	0.251	0.267	0.294	0.314	0.329	0.348	0.360	0.371
1.7	0.117	0.145	0.170	0.191	0.212	0.230	0.245	0.272	0.292	0.307	0.326	0.340	0.355
1.8	0.106	0.130	0.153	0.173	0.192	0.209	0.224	0.250	0.270	0.258	0.305	0.320	0.337
1.9	0.095	0.119	0.140	0.159	0.177	0.192	0.207	0.233	0.251	0.263	0.288	0.303	0.320
2.0	0.087	0.108	0.127	0.145	0.161	0.176	0.189	0.214	0.233	0.241	0.270	0.285	0.304
2.1	0.079	0.099	0.116	0.133	0.148	0.163	0.176	0.199	0.220	0.230	0.255	0.270	0.292
2.2	0.073	0.090	0.107	0.122	0.137	0.150	0.163	0.185	0.208	0.218	0.239	0.256	0.280
2.3	0.067	0.083	0.099	0.113	0.127	0.139	0.151	0.173	0.193	0.205	0.226	0.243	0.269
2.4	0.062	0.077	0.092	0.105	0.118	0.130	0.141	0.161	0.178	0.192	0.213	0.230	0.258

续上表

z/B_b (z/D_b)	圆形	矩形基础长宽比(A_b/B_b)											条形 $A_b/B_b \geqslant 10$
		1	1.2	1.4	1.6	1.8	2	2.4	2.8	3.2	4	5	
2.5	0.057	0.072	0.085	0.097	0.109	0.121	0.131	0.151	0.167	0.181	0.202	0.219	0.249
2.6	0.053	0.066	0.079	0.091	0.102	0.112	0.123	0.141	0.157	0.170	0.191	0.208	0.239
2.7	0.049	0.062	0.073	0.084	0.095	0.105	0.115	0.132	0.148	0.161	0.182	0.199	0.234
2.8	0.046	0.058	0.069	0.079	0.080	0.099	0.108	0.124	0.139	0.152	0.172	0.189	0.228
2.9	0.045	0.054	0.064	0.074	0.083	0.093	0.101	0.117	0.132	0.144	0.163	0.180	0.218
3.0	0.040	0.051	0.060	0.070	0.078	0.087	0.095	0.110	0.124	0.136	0.155	0.172	0.208
3.2	0.036	0.045	0.053	0.062	0.070	0.077	0.085	0.098	0.111	0.122	0.141	0.158	0.190
3.4	0.033	0.040	0.048	0.055	0.062	0.069	0.076	0.088	0.100	0.110	0.128	0.144	0.187
3.6	0.030	0.036	0.042	0.049	0.056	0.062	0.068	0.080	0.090	0.100	0.117	0.133	0.175
3.8	0.027	0.032	0.038	0.044	0.050	0.056	0.062	0.072	0.082	0.091	0.107	0.123	0.166
4.0	0.025	0.029	0.035	0.040	0.046	0.051	0.056	0.066	0.075	0.084	0.099	0.113	0.158
4.2	0.023	0.026	0.031	0.037	0.042	0.048	0.051	0.060	0.069	0.077	0.091	0.105	0.150
4.4	0.021	0.024	0.029	0.034	0.038	0.042	0.047	0.055	0.063	0.070	0.084	0.098	0.144
4.6	0.019	0.022	0.026	0.031	0.035	0.038	0.043	0.051	0.058	0.065	0.078	0.091	0.137
4.8	0.018	0.020	0.024	0.028	0.032	0.036	0.040	0.047	0.054	0.060	0.072	0.085	0.132
5.0	0.017	0.019	0.022	0.026	0.030	0.033	0.037	0.044	0.050	0.056	0.067	0.079	0.126

(3)在《加拿大岩土工程手册》中，假定群桩的总荷载 F 通过实体基础底面($A_0 \times B_0$)以 2(竖向)：1(水平向)的扩散角向下扩散，于是便可计算软弱下卧层顶面产生的应力 q'(图 5-17)，只要满足 $q' \leqslant 3C_u$ (C_u 为不排水抗剪强度)，则对于整体冲剪破坏的安全度是足够的。q'的计算式为：

$$q' = \frac{F}{(B_0 + h_t)(A_0 + h_t)} \tag{5-32}$$

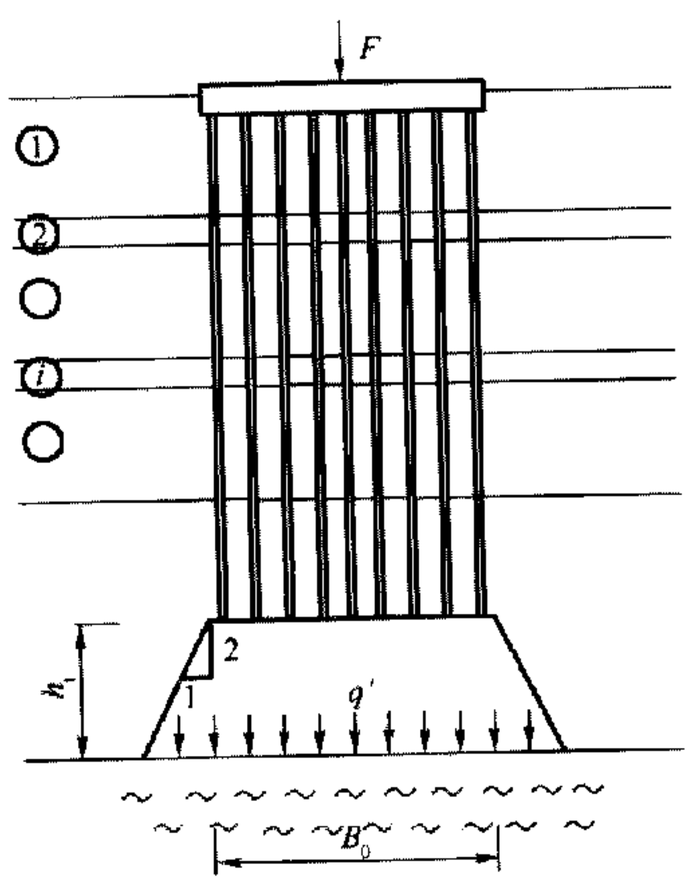


图 5-17　群桩整体冲剪计算

本章参考文献

[1] 中华人民共和国行业标准. 建筑桩基技术规范(JGJ 94—94)[S]. 北京：中国建筑工业出版社，1994.

[2] 中华人民共和国行业标准. 建筑桩基技术规范(JGJ 94—2008)[S]. 北京：中国建筑工业出版社，2008.

[3] 中华人民共和国行业标准. 建筑地基基础设计规范(GB 50007—2002)[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2002.
[4] 史佩栋. 实用桩基工程手册[M]. 北京:中国建筑工业出版社,1999.
[5] 桩基工程手册编写委员会. 桩基工程手册[M]. 北京:中国建筑工业出版社,1995.
[6] 刘金砺. 桩基础设计与计算[M]. 北京:中国建筑工业出版社,1990.
[7] 黄强. 桩基工程若干热点技术问题[M]. 北京:中国建材工业出版社,1996.
[8] 袁聚云,李镜培,楼晓明等编著. 基础工程设计原理. 上海:同济大学出版社,2001.
[9] 赵锡宏,董建国. 高层建筑地基基础——共同作用理论与实践[M]. 上海:同济大学出版社,1997.
[10] 赵锡宏. 带裙房的高层建筑与地基基础共同作用的设计理论与实践[M]. 上海:同济大学出版社,1999.
[11] 林天健,熊厚金,王利群. 桩基础设计指南[M]. 北京:中国建筑工业出版社,1999.
[12] 管自立. 疏桩基础设计实例分析与探讨[J]. 建筑结构,1993(10):26-51.
[13] 汤斌,王月香,雷学文. 承台底土阻力群桩效应系数有限元分析[J]. 岩石力学与工程学报,2004(3):804-808.
[14] 胡汉兵. 竖向荷载作用下桩—土—承台共同作用特性研究[D]. 武汉:武汉水利电力大学,1999.

第六章　桩 基 沉 降

第一节　桩基的沉降性状

1. 沉降的组成

竖向荷载作用下的单桩沉降由以下三部分组成：

(1)桩身本身的弹性压缩 s_e；

(2)桩侧摩阻力、桩端阻力引起桩端以下土体压缩所产生的桩端沉降 s_{sc}；

(3)桩端产生的刺入变形 s_{pc}。

单桩桩顶沉降 s 可表达为：

$$s = s_e + s_{sc} + s_{pc} \tag{6-1}$$

或

$$s = s_e + s_c \tag{6-2}$$

式中：s_c——桩端以下土体的压缩。

桩身的弹性压缩可把桩身视作弹性材料，用材料力学原理进行计算。

桩端以下土体的压缩包括：土的主固结变形和次固结变形。除了土体的固结变形外，桩端还可能发生刺入变形(土体发生塑性变形)。对固结变形可用土力学中的固结理论进行计算，固结变形产生的沉降是随时间而发展的，具有时间效应的特征。当桩端以下土体的压缩和荷载关系近似为直线关系时，也可以把土体视作线弹性介质，运用弹性理论进行近似计算。对刺入变形，目前还研究不够也无法很好预测。

对刺入变形目前还研究不够，无法很好预测。但在正常工作条件下，桩端的刺入变形很小，可以忽略不计。

2. 沉降的群桩效应

由于群桩相邻桩应力的重叠使桩端平面以下应力水平比单桩高，附加应力沿深度方向的衰减比单桩更平缓，因此影响深度与压缩层厚度也大大超过单桩；一般在相同的桩顶荷载下群桩的沉降量比单桩沉降量大，群桩沉降延续的时间也长于单桩。工作荷载所产生的沉降应小于允许沉降量，即沉降要求不仅是校核条件，也是确定承载力的依据。

群桩效应对沉降的影响，比承载力的影响更为显著和重要。实际上在发生所谓整体破坏之前，往往先表现出较大的沉降或不均匀沉降，如此大的变形在实际工程中往往是不允许的。

桩基沉降的群桩效应可用相同桩顶荷载下的群桩沉降量 s_G 与单桩沉降量 s_1 之比即沉降比 R_s 来度量：

$$R_s = \frac{s_G}{s_1} \tag{6-3}$$

群桩沉降比 R_s 主要随以下因素而变化：

(1)桩数的影响：群桩中的桩数是影响沉降比的主要因素。在常用桩距和非条形排列条件下，沉降比随桩数增加而增大；

(2)桩距的影响:当桩距大于常用桩距时,沉降比随桩距增大而减小;

(3)长径比的影响:桩的影响范围与桩长有关,R_s 随桩的长径比 l/d 增大而增大;

(4)桩型的影响:由端承桩组成的群桩,其持力层大都刚硬,压缩性比较低,通过承台传递的上部结构荷载,大部分或全部由桩身直接传递到桩端土层,通过桩侧传至桩周土层中的应力就很小,因此群桩中各桩的相互影响很小。特别是嵌岩桩,可以认为端承型群桩中各桩的工作状态与独立单桩近似,不存在群桩效应,沉降比 R_s 接近 1。

由摩擦桩组成的群桩,其持力层比较软弱或桩端存在较厚的沉渣,压缩性比较低,通过承台传递的上部结构荷载大部分或全部通过桩侧传至桩周土层中,因此群桩中各桩的相互影响很大。桩数较多时,沉降比 R_s 可以大于 10。

3. 群桩沉降的分析

荷载传递函数法可用于单桩沉降非线性分析,但由于荷载传递函数不能考虑对周围环境的影响,难以直接用于群桩沉降分析。目前群桩沉降分析常用的基本分析方法为:弹性理论法、剪切位移法及相关的简化方法。

群桩沉降计算要以已知桩顶荷载为条件。由于群桩效应和基础与结构刚度的影响,桩顶的荷载分布是不均匀的;一般角桩最大,中央桩最小,边桩居中;桩顶荷载分布的不均匀程度又与土层特性、桩距、桩长、承台和上部结构的刚度有关,需要通过上部结构-承台-桩-土的共同作用分析得到。荷载传递法与弹性理论法、剪切位移法结合可用于群桩沉降的非线性分析。由于这些内容相对较为复杂,工程应用较少,本章不予叙述。

实际工程中通常假定承台为柔性的,桩群平均分担上部荷载,因此,得到的计算结果可以满足一般工程需要。

第二节 弹性理论法

一、弹性理论法的基本原理

将地基当作半无限弹性体,采用以 Mindlin 课题(1936)为基础的多种分析方法,通常称为弹性理论分析方法。在工作荷载下,由于桩侧和桩端的土体中的塑性变形不明显,故可近似应用弹性理论和叠加原理进行沉降分析

运用弹性理论计算单桩沉降的要点和基本假定是(Poulos 和 Davis 1980):

(1)假定地基为半无限弹性体,不考虑成桩施工对土体初始应力状态的影响;

(2)将桩身划分成若干单元(桩段),每段桩周圆环上的荷载均匀分布;

(3)假定桩与桩侧相邻土之间的位移协调一致,即桩土之间不产生滑动,桩身某点的位移即为与之相邻点土体的位移;

(4)土中任一点的应力和位移利用半无限弹性体中集中力课题 Mindlin 解求得。

1. 半无限弹性体中集中力课题 Mindlin 解

弹性半无限体内深度 z_0 处作用集中力 P,离地面深度 z 处的任一点 M 的位移和应力的 Mindlin 解如图 6-1 所示。

竖向位移解:

$$w=\frac{P(1+\mu_s)}{8\pi E(1-\mu_s)}\left[\frac{3-4\mu_s}{R_1}+\frac{8(1-\mu_s)^2-(3-4\mu_s)}{R_2}+\frac{(z-z_0)^2}{R_1^3}+\frac{(3-4\mu_s)(z+z_0)^2-2z_0z}{R_2^3}+\frac{6z_0z(z+z_0)^2}{R_2^5}\right] \tag{6-4}$$

竖向应力解：

$$\sigma_z=-\frac{P}{8\pi(1-\mu_s)}\left[\frac{(1-2\mu_s)(z-z_0)}{R_1^3}-\frac{(1-2\mu_s)(z-z_0)}{R_2^3}+\frac{3(z-z_0)^3}{R_1^5}+\frac{3(3-4\mu_s)z(z+z_0)^2-3z_0(z+z_0)(5z-z_0)}{R_2^5}+\frac{30cz(z+z_0)^3}{R_2^7}\right] \tag{6-5}$$

式中：$R_1=\sqrt{r^2+(z-z_0)^2}$；$R_2=\sqrt{r^2+(z+z_0)^2}$；

z_0——集中力作用点的深度；

μ_s——土的泊松比。

2. 土的位移方程

在一般情况下，将桩划分成 n 个单元，每段桩长 $\Delta L=l/n$，例如取 $n=10$，其精确度可以满足计算要求。考虑图 6-2 中的典型单元 i，单元 j 上的剪应力 τ_j 在 i 处产生的桩周土位移 s'_{ij} 可表示为：

$$s'_{ij}=\frac{d}{E_s}I_{ij}\tau_j=\delta_{ij}\tau_j \tag{6-6}$$

式中：I_{ij}——单元 j 上的剪应力等于 1 时在 i 处产生的竖向位移系数。

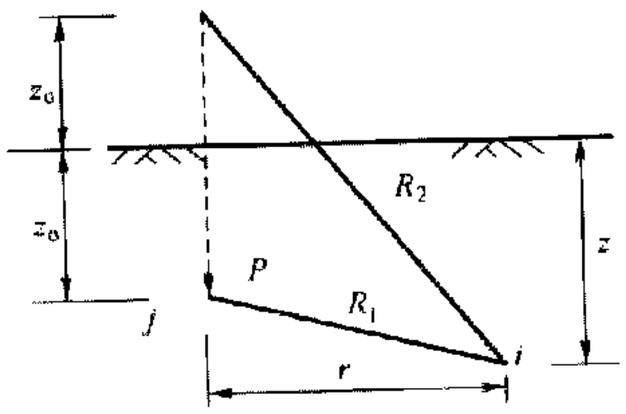


图 6-1　Mindlin 解示意图

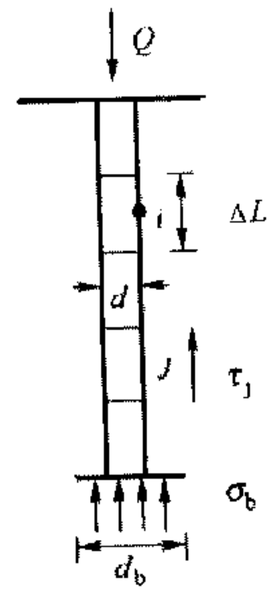


图 6-2　桩单元受力示意图

全部 n 个单元上的剪应力和桩端上的竖向应力在 i 处产生的土位移 s'_i 为：

$$s'_i=\sum_{j=1}^{n}\delta_{ij}\tau_j+\delta_{ib}\sigma_b \tag{6-7}$$

式中：δ_{ij}——单元 j 上的剪应力=1 时在 i 处产生的竖向位移，即地基土的柔度系数，由 $\delta_{ij}=(d/E_s)I_{ij}$ 求得；

σ_b——表示桩端竖向应力，下标 b 表示在桩端处。

对于其他的单元和桩端可以写出类似的表达式，于是，桩所有单元的土位移可用矩阵形式表示为：

$$\{s'\}=[F_s]\{\tau\} \tag{6-8}$$

式中：$\{s'\}$——土位移矢量，$\{s'\}=\{s_1,s_2,\cdots,s_n,s_b\}^T$；

$\{\tau'\}$——桩侧剪应力和桩端应力矢量，$\{\tau'\}=\{\tau_1,\tau_2,\cdots,\tau_n,\sigma_b\}^T$；

$[F_s]$——地基土的柔度矩阵，由下式给出：

$$[F_s]=\begin{bmatrix}\delta_{11} & \delta_{12} & \cdots & \delta_{1n} & \delta_{1b}\\ \delta_{21} & \delta_{22} & \cdots & \delta_{2n} & \delta_{2b}\\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots\\ \delta_{n1} & \delta_{n2} & \cdots & \delta_{nn} & \delta_{nb}\\ \delta_{b1} & \delta_{b2} & \cdots & \delta_{bn} & \delta_{bb}\end{bmatrix} \tag{6-9a}$$

地基的刚度矩阵为 $[K_s]=[F_s]^{-1}$，该矩阵为满阵。

对于钻孔灌注桩沉渣的影响，可将桩底沉渣看作是刚度系数为 K 的软垫，K 的大小取决于孔底沉

渣的厚度 h 和压缩模量 E_s,即 $K=E_s/h$。由于沉渣只局部存在于桩底下的孔内,可以认为它只受桩底压力的影响。地基柔度矩阵为:

$$[F_s]=\begin{bmatrix}\delta_{11} & \delta_{12} & \cdots & \delta_{1n} & \delta_{1b}\\ \delta_{21} & \delta_{22} & \cdots & \delta_{2n} & \delta_{2b}\\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots\\ \delta_{n1} & \delta_{n2} & \cdots & \delta_{nn} & \delta_{nb}\\ \delta_{b1} & \delta_{b2} & \cdots & \delta_{bn} & \delta_{bb}+\dfrac{1}{K}\end{bmatrix} \tag{6-9b}$$

以上分析假设土体是无限深的。当土层是有限深时,可用 Sfeinbrenner 近似方法得到$[I_s]$的元素,对土层厚度为 h,i 点的位移影响系数 $I_{ij}(h)$ 为:

$$I_{ij}(h)=I_{ij}(\infty)-I_{hj}(\infty) \tag{6-10}$$

式中:$[I_{ij}](\infty)$——半无限体内单元 j 的应力对 i 点位移影响系数;

$[I_{hj}](\infty)$——半无限体内单元 j 的应力在 i 点以下地表以下 h 处一点的位移影响系数。

当土层厚度 h 等于桩长 l 时,即相当于桩支承于刚性持力层,属端承桩的情况。

压缩层为成层土时,可用 Mindlin 应力解公式求土层中的竖向附加应力,按分层总和法求桩侧土的沉降,式中的 δ_{ij} 为:

$$\delta_{ij}=\sum_{k=1}^{k=m}\frac{\sigma_{zkij}}{E_{sk}}\cdot\Delta z_k \tag{6-11}$$

式中:δ_{zkij}——弹性半空间体内 j 单元单位摩阻力对 i 单元,第 k 层土的平均附加应力,可以用 Mindlin 方程进行积分而求得;

m——分层地基的层数;

E_{sk}——第 k 层土的压缩模量;

Δz_k——第 k 层土的厚度。

3. 桩的位移方程

假设桩身材料的弹性模量 E_p 和截面积 A_p 均为常数。将面积比 R_A 定义为桩截面积与桩外周边的面积之比,即

$$R_A=\frac{A_p}{\pi d^2/4} \tag{6-12}$$

对实心桩,$R_A=1$。

分析桩单元的位移时,只考虑桩的轴向压缩,忽略径向应变,由图 6-3 考虑圆柱单元竖向力的平衡,得:

$$\frac{d\sigma}{dz}=-\frac{4\tau}{R_A d} \tag{6-13}$$

式中:σ——桩的轴向应力(在断面上均匀分布);

τ——桩侧剪应力。

单元的轴向应变为:

$$\frac{ds''}{dz}=-\frac{\sigma}{E_p} \tag{6-14}$$

式中:s''——桩的轴向位移。

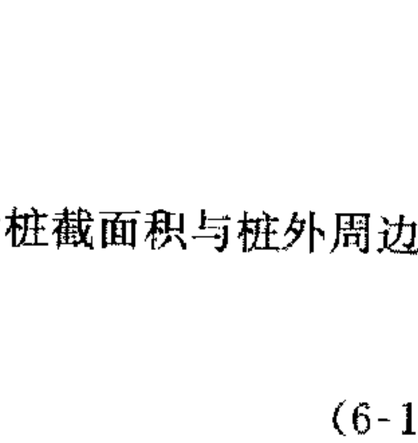


图 6-3 摩擦桩桩单元受力示意图

由式(6-13)和(6-14)可得:

$$\frac{d^2s''}{dz^2}=\frac{4\tau}{d}\frac{1}{R_A E_p} \tag{6-15}$$

式(6-15)可写成有限差分的形式,用于计算点 $i=1,2,\cdots,n$。式(6-13)可同样应用于桩顶,式中 $\sigma=$

Q/A_p，式(6-14)可用于桩端，$\sigma=\sigma_b$。由此可得桩的位移方程为：

$$\{\tau\} = -\frac{d}{4\delta^2}E_pR_A[I_p]\{s''\} + \{Y\} = -[K_p]\{s\} + \{Y\} \tag{6-16}$$

式中：$\{\tau\}$——$(n+1)$剪应力矢量；

$\{s''\}$——$(n+1)$桩的位移矢量；

$[K_p]$——桩身结构刚度矩阵，$(n+1)$方阵。

$$[I_p]=\begin{bmatrix} -1 & 1 & 0 & 0 & \cdots\cdots & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & -2 & 1 & 0 & \cdots\cdots & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & -2 & 1 & \cdots\cdots & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \cdots\cdots & 1 & -2 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \cdots\cdots & 2 & 2 & -5 & 3.2 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \cdots\cdots & 0 & -\frac{4}{3}f & 12f & -\frac{32}{3}f \end{bmatrix}$$

$$f=\frac{l/d}{nR_A}$$

$$\{Y\}=\left[\frac{Qn}{\pi ld},0,0\cdots 0,0,0\right]^T$$

4. 根据桩土位移协调建立共同作用方程

根据桩土界面满足弹性条件(即界面不发生滑移)，则沿界面桩与土相邻诸点的位移均相等，即

$$\{s'\} = \{s''\} \tag{6-17}$$

由式(6-8)、式(6-16)及式(6-17)，消除$\{\tau\}$即得单桩与弹性地基土的共同作用方程：

$$([K_p]+[F_s]^{-1})\{s\} = \{Y\} \tag{6-18}$$

解这个方程，即可得到单桩各单元的竖向位移$\{s\}$。将$\{s\}$代入方程(6-16)，可得桩身各单元的侧摩阻力$\{\tau\}$。

二、单桩的沉降计算

在假定地基为均质弹性半空间的基础上，Poulos 考虑了有限厚度土层、桩端处为较坚硬的土层等情况对理想化模式进行了修正(Poulos&Davis，1980)，使理论分析的条件更趋近于土层的实际分布，在此基础上提出了利用图表对单桩进行简化计算的方法，现简介如下。

1. 均匀土中单桩的沉降

$$s = \frac{Q \cdot I}{E_s \cdot d} \tag{6-19}$$

式中：

$$I = I_0 \cdot R_k \cdot R_h \cdot R_v \tag{6-20a}$$

Q——作用于桩顶的竖向荷载(kN)；

I_0——刚性桩在半无限体($\mu_s=0.5$)中的沉降影响系数；

R_k——考虑桩压缩性影响的修正系数；

R_h——考虑刚性下卧层影响的修正系数；

R_v——土的泊松比 μ_s 不同的修正系数；

式(6-20a)中的 I_0、R_k、R_h、R_v 见图 6-4、图 6-5、图 6-6、图 6-7。

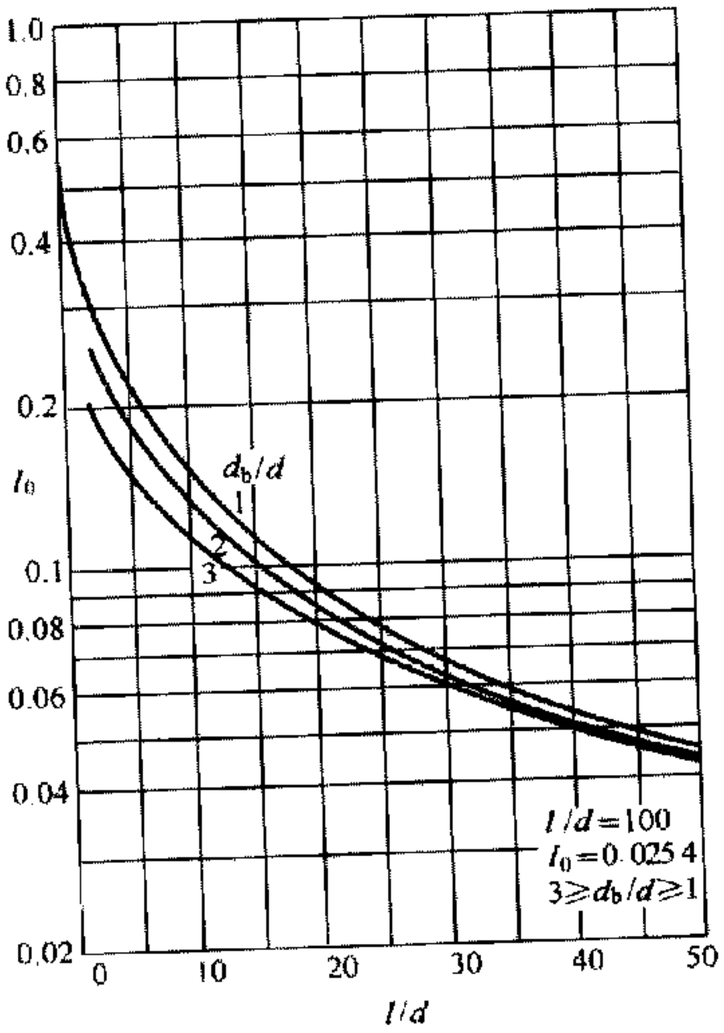


图 6-4　沉降影响系数 I_0

2. 支承于硬层上单桩的沉降

$$I = I_0 \cdot R_k \cdot R_h \cdot R_v \tag{6-20b}$$

式中:R_b——考虑硬持力层影响的修正系数,其余系数同均匀土中的桩。

R_b 值见图 6-8,持力层刚度大的桩,E_b/E_s 比值大(E_b——持力层的弹性模量),其影响与桩的长径比 l/d、桩的刚度系数 $K(K=E_pR_A/E_s)$有关。E_b/E_s 增大,桩的沉降减小。对于短桩或对支撑于坚硬持力层的刚度大的桩,E_b/E_s 的影响尤为明显。对于一般工程桩的 K 值的细长桩($l/d \geqslant 100$),桩端持力层对沉降影响不大($R_b \approx 1$)。

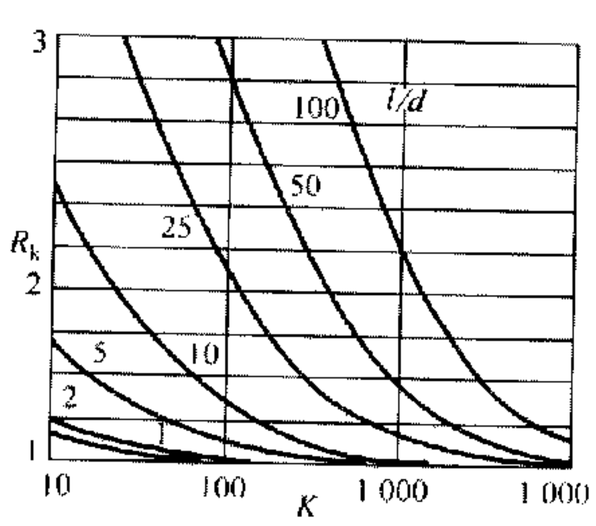


图 6-5 桩压缩性修正系数 R_k

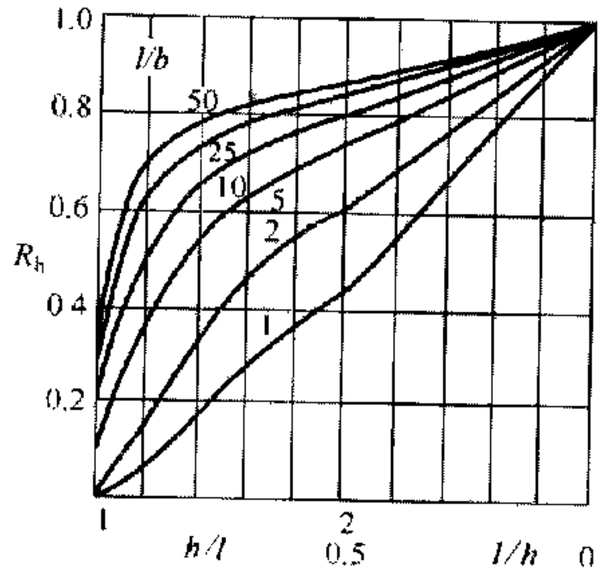


图 6-6 土层厚度修正系数 R_h

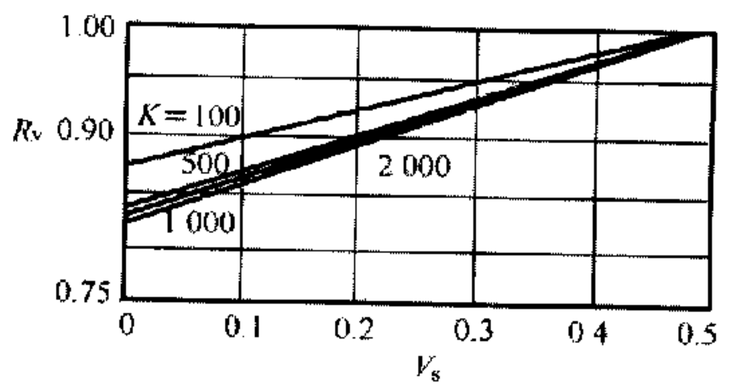
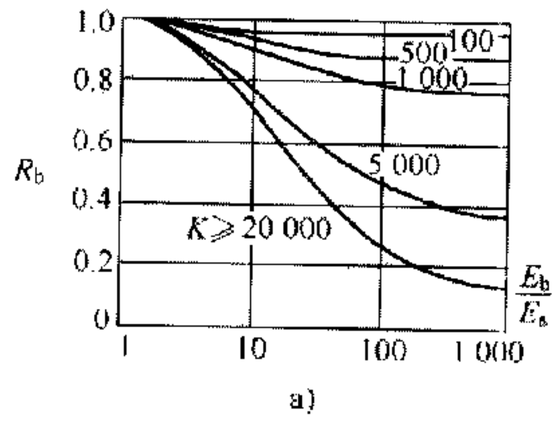
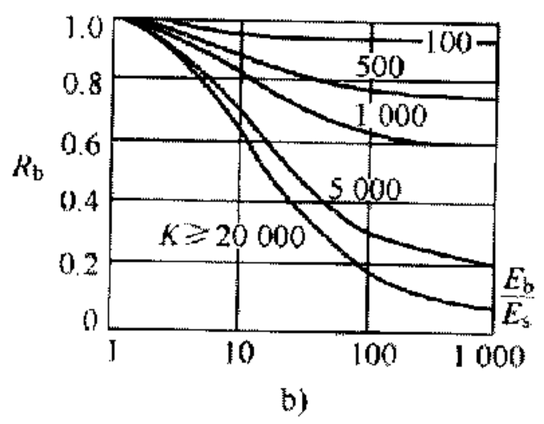


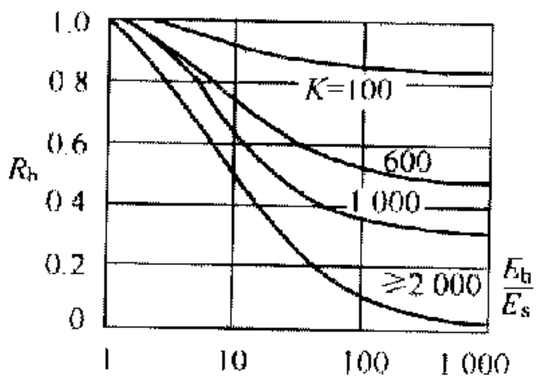
图 6-7 土泊松比修正系数 R_v



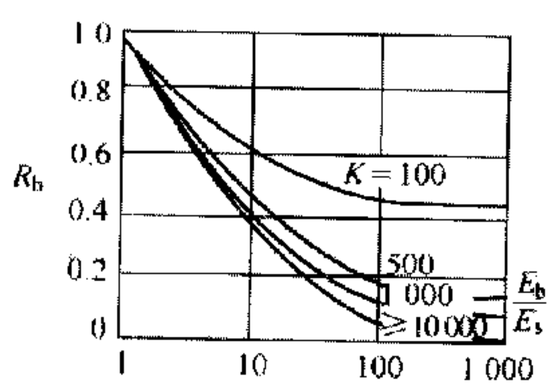
a)



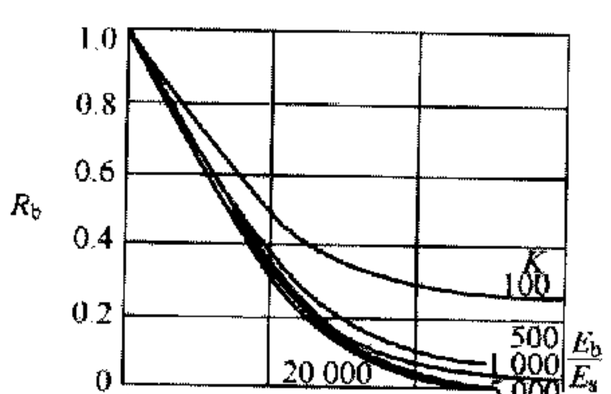
b)



c)



d)



e)

图 6-8 持力层刚度修正系数 R_b

a) $\frac{l}{d}=75$;b) $\frac{l}{d}=50$;c) $\frac{l}{d}=25$;d) $\frac{l}{d}=10$;e) $\frac{l}{d}=5$

3. 成层土中的单桩

对于成层土中的单桩沉降分析,可按前面 Poulos 提到的近似弹性解,即土中应力的分布用 Mindlin 解按均质土计算,土的位移则用相应点处的弹性模量和泊松比。

也可以仍用均匀土的沉降计算式,但用平均弹性模量$(E_s)_{av}$代替 E_s 作近似计算。

$$(E_s)_{av} = \left(\frac{1}{l}\right)\sum_{i=1}^{n} E_i h_i \tag{6-21}$$

式中:E_i——i 层的模量;

h_i——i 层的厚度;

n——桩长范围土层数。

用$(E_s)_{av}$计算单桩的沉降误差约为 10%～15%。式(6-21)在计算中采用的是土层的单一变形模量

E_s，严格地说这并不正确，特别是计算桩侧摩阻力分布时，工程应用受到限制。我国更多地采用分层地基模型计算桩基沉降，即利用公式(6-11)建立地基柔度矩阵，目前在工程界已得到较广泛应用。

4. 计算单桩沉降所需的土参数

用弹性理论法计算单桩沉降需要土的有关变形参数 E_s 和 μ_s。这些参数可以通过室内三轴试验、桩的载荷试验和经验关系取得。

由于邻近打入桩桩身土单元的应力路径十分复杂，室内试验难以模拟。按常规的室内试验方法所得的模量往往偏低，可能仅为现场桩载荷试验反算得到的模量的 1/3～1/8。故直接由桩载荷试验资料反算土的变形参数是可取的。杨敏通过对单桩试验结果反算，建议取 $E_s=(2.5\sim3.5)E_{s0.1\ 0.2}$。

土的变形参数也可以通过经验关系估算，图 6-9 为 $E_s\sim C_u$ 的经验关系(包括打入桩和钻孔桩)。

(1)对于软—中等黏性土($C_u<120$kPa)，打入桩的 E_s 大于钻孔桩的 E_s。

(2)对于坚硬黏性土，对打入桩 E_s 的极限值约为 40MPa；对钻孔桩 E_s 的极限值约为 80MPa。

(3)对于分层地基模型，E_s 取各土层的自重应力到自重应力加附加应力阶段的实际压缩模量，对于砂土可以按原位测试指标取值。

三、群桩沉降计算

Poulos(1968)和 Poulos 与 Mattes(1971)对悬浮桩和端承桩群桩的沉降进行以下分析：

1. 两根桩的相互作用分析

先考虑几何尺寸和受荷条件完全相同的两根桩组成的群桩(图 6-10)。如同单桩分析一样，将每根桩划分成几个圆柱单元和一个均匀受荷的圆桩端底面。假设土体为弹性介质，桩体受荷后，土体保持弹性(忽略桩对土的加强效应)。假设桩土界面不发生滑移和屈服，亦即每一单元中心处桩与土的位移相等。与单桩类似，对于悬浮桩(摩擦桩)土的位移方程可写成为：

$$\{s'\}=\frac{d}{E_s}[I^1+I^2]\{\tau\} \tag{6-22}$$

式中：$\{s'\}$——土位移矢量；

$[I^1+I^2]$——土位移影响系数 $I_{ij}^1+I_{ij}^2$ 的 $(n+1)\times(n+1)$ 阶矩阵；

I_{ij}^1、I_{ij}^2——分别表示桩 1 和桩 2 中单元 j 上的单位剪应力对桩 1 的单元 i 所产生的土位移影响系数；

$\{\tau\}$——桩侧剪应力和桩端应力矢量。

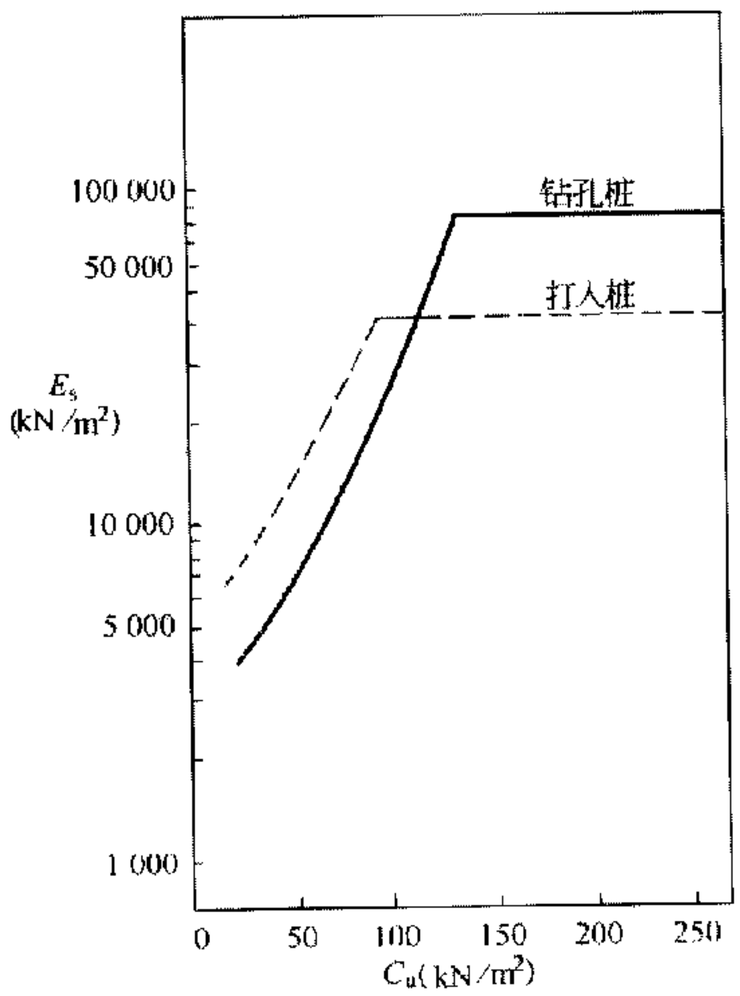


图 6-9　黏土中 $E_s\sim C_u$ 经验关系

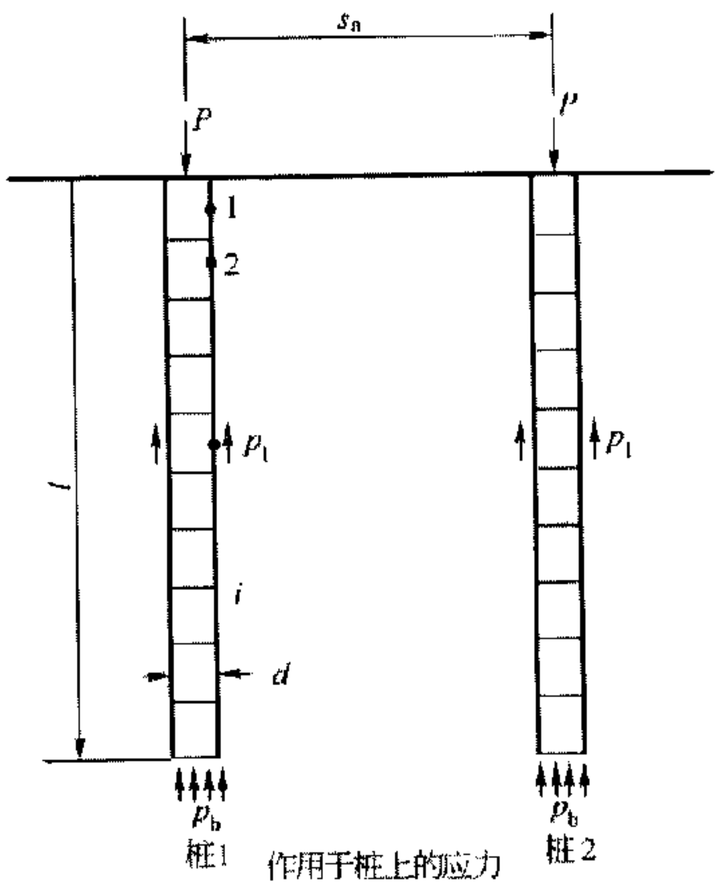


图 6-10　两根桩的群桩

式(6-22)中的 $I_{ij}^1+I_{ij}^2$ 的值可以通过半无限体中竖向荷载所产生的竖向位移的 Mindlin 方程求积分而得到。由式(6-22)方程组,考虑土的位移与桩位移相等,可解得沿桩身的剪应力和位移。因此两根桩的群桩分析与单桩类同,只是土的位移影响系数矩阵中包含了第 2 根桩的作用。

可将以上的分析结果用相互作用系数 α 表示,α 可定义为:

$$\alpha=\frac{\text{邻近桩引起的附加沉降}}{\text{桩在自身荷载下的沉降}} \tag{6-23}$$

这里桩自身的荷载与邻桩的荷载假设是相等的。

(1)悬浮桩的相互作用系数 α_F

Poulos 和 Mattes(1971)已解得在均质半无限体($\upsilon_s=0.5$)中两根悬浮桩的相互作用系数 α_F,α_F 为桩的距径比(s_a/d)、长径比(l/d)和桩的刚度系数 K($K=E_p\cdot R_A/E_s$)的函数,见图 6-11～图 6-14。由图可见,当 s_a/d 增大,相互作用明显降低;当 l/d 和 K 增大即桩愈细长或愈坚硬,相互作用则趋于增大。

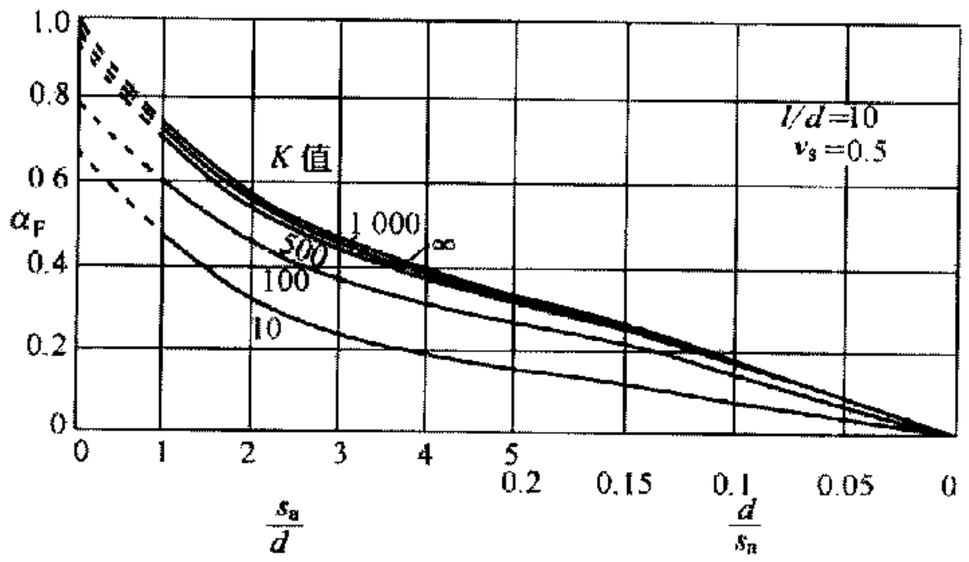


图 6-11 悬浮桩($l/d=10$)的相互作用系数 α_F

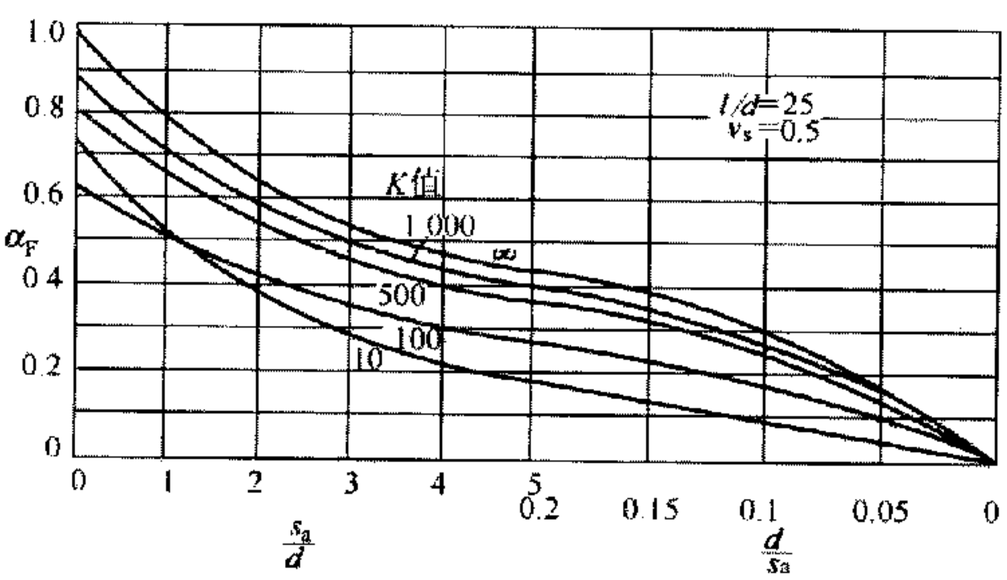


图 6-12 悬浮桩($l/d=25$)的相互作用系数 α_F

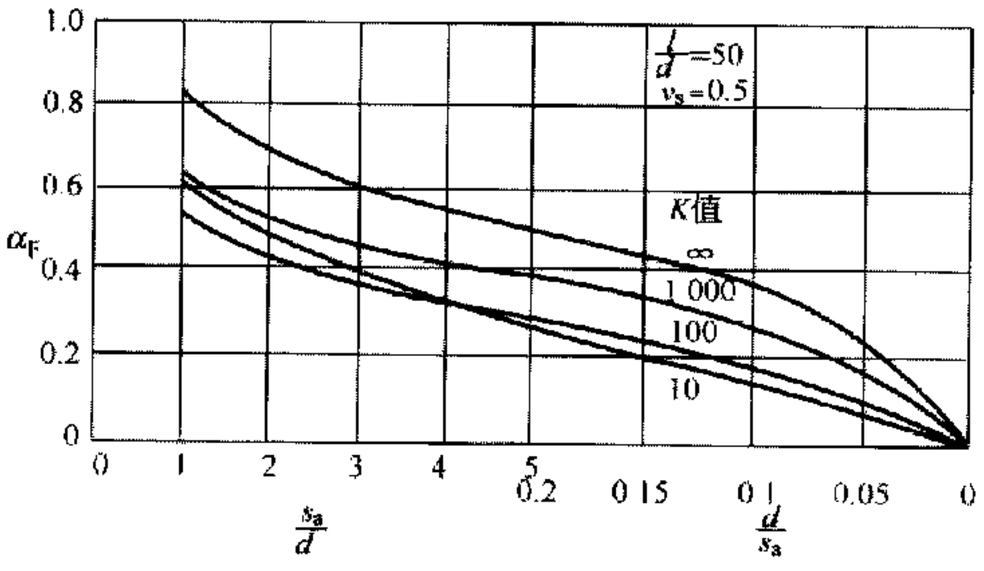


图 6-13 悬浮桩($l/d=50$)的相互作用系数 α_F

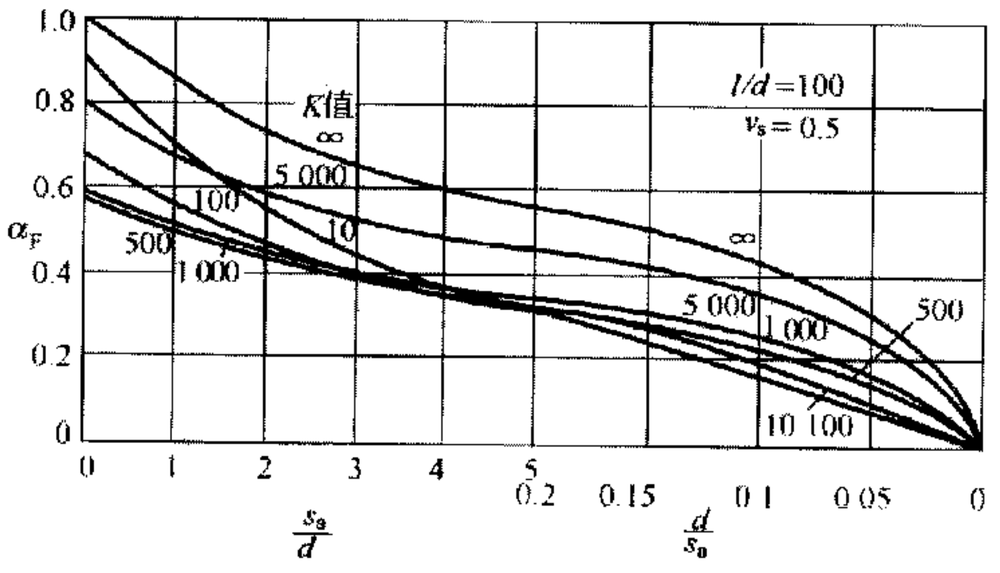


图 6-14 悬浮桩($l/d=100$)的相互作用系数 α_F

(2)特殊条件下的相互作用系数 α

Poulos 也提出了当土层厚度有限时,悬浮桩为扩底桩时,地基模量随深度成线性增大时,桩端持力层刚度很大、桩型为端承桩时,相互作用系数 α 通常是减小的变化规律,鉴于篇幅有限,相关图表本章不予列出。

2. 群桩沉降分析的叠加法

(1)带柔性承台群桩的沉降计算

假定承台刚度很小,已知各桩的桩顶荷载 Q_i,由于叠加效应不同,群桩的沉降将呈蝶形,即中间大、周边小。具体计算方法如下:

由 n 根桩组成的群桩,其中 i 桩的沉降 s_i 为

$$s_i=\delta_{ii}\sum_{j=1}^{n}\alpha_{ij}Q_j=\sum_{j=1}^{n}\delta_{ij}Q_j \tag{6-24}$$

上式表示为矩阵形式:

$$\begin{Bmatrix} s_1 \\ s_2 \\ \vdots \\ \vdots \\ s_n \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} & \cdots & \cdots & \delta_{1n} \\ \delta_{21} & \delta_{22} & \cdots & \cdots & \delta_{2n} \\ \cdots & \cdots & & & \\ \delta_{n1} & \delta_{n2} & \cdots & \cdots & \delta_{nn} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ \vdots \\ \vdots \\ Q_n \end{Bmatrix} \tag{6-25}$$

式中：$[\Delta]=\begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} & \cdots & \cdots & \delta_{1n} \\ \delta_{21} & \delta_{22} & \cdots & \cdots & \delta_{2n} \\ \cdots & \cdots & & & \\ \delta_{n1} & \delta_{n2} & \cdots & \cdots & \delta_{nn} \end{bmatrix}$ 称为群桩柔度矩阵；

δ_{ij}——j 桩在单位荷载作用下对 i 桩产生的附加的沉降。

δ_{ii}——桩群中 i 桩的柔度系数，即为 i 桩在单位荷载作用下的沉降；当有试桩资料时，可按式(6-26)确定 δ_{ii}。

$$\delta_{ii} = \frac{1}{K_{ii}} = \left\{ \xi \cdot \frac{Q_d}{s_d} \right\}^{-1} \tag{6-26}$$

式中：Q_d、s_d——分别为单桩设计荷载和设计荷载下的沉降；

ξ——考虑试桩沉降的完成系数对于砂土可取 $\xi=0.8$；一般黏性土，可取 $\xi=0.6\sim0.7$；饱和软土，可取 $\xi=0.4\sim0.5$。

解式(6-25)可求得群桩中各桩桩顶沉降 s_i，由此可绘出群桩沉降的分布曲线或等值线图。

(2)带刚性承台群桩沉降的计算

对于高层建筑的桩筏、桩箱基础和桥墩桩基，由于基础承台与上部结构的共同作用，其承台可近似视为刚性的。刚性承台下各桩的沉降量相等，各桩的荷载依位置不同而异。将不同的桩顶荷载代入式(6-25)可得 n 个位移协调方程，上式可表示为矩阵形式：

$$\{s\} = [\Delta]\{Q\} \tag{6-27}$$

式中：$\{s\}=\{s,s,\cdots,s\}^T$，$\{Q\}=\{Q_1,Q_2,\cdots,Q_n\}^T$

Q_j——桩群中 j 桩桩顶荷载；其余符号同前。

根据外荷载 P 与各桩桩顶荷载之和相平衡的条件，得：

$$P=\sum_{i=1}^{n} Q_i \tag{6-28}$$

联立式(6-27)和(6-28)经整理可表示为：

$$\begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} & \cdots\cdots & \delta_{1n} & -1 \\ \delta_{21} & \delta_{22} & \cdots\cdots & \delta_{2n} & -1 \\ \cdots & \cdots & \cdots & & \\ \delta_{n1} & \delta_{n2} & \cdots\cdots & \delta_{nn} & -1 \\ -1 & -1 & & -1 & \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ \vdots \\ Q_n \\ s \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \\ -P \end{Bmatrix} \tag{6-29}$$

解式(6-29)，便可求得群桩各桩桩顶荷载 Q_i 和群桩沉降 s。

刚性承台下群桩各桩的沉降相等，但受荷不等。角桩受荷最大，中心桩受荷最小，边桩受荷介于角桩与中心桩之间。

3. 沉降比法计算群桩沉降

1)群桩沉降比

群桩分析的结果通常可用群桩沉降比 R_s 来表示：

$$R_s = \frac{\text{群桩的沉降}}{\text{在群桩各桩平均荷载作用下孤立单桩的沉降}} = \frac{s_G}{s_1} \tag{6-30}$$

(1)厚层均质土刚性承台摩擦桩群桩沉降比 R_s 的弹性理论解

表 6-1 给出了均质土中方形群桩 R_s 的理论解、桩间距 s_a。由表可见，当 s_a/d 减小，R_s 增大。桩数增多，R_s 也增大，K 增大，R_s 也增大。由分析表明，群桩的排列布置对于 R_s 的影响不大。例如由 16 根桩组成的群桩，按 4×4 排列与按 8×2 排列的 R_s 值相近。

厚层均质土刚性承台摩擦桩群桩 R_s 的弹性理论解 表 6-1

l/d	s_a/d	沉降比 R_s											
		群桩内桩的根数 n											
		4			9			16			25		
		刚性系数 K											
		100	1 000	∞	100	1 000	∞	100	1 000	∞	100	1 000	∞
10	2	2.25	2.54	2.62	3.80	4.42	4.48	5.49	6.40	6.53	7.20	8.48	8.68
	5	1.73	1.88	1.90	2.49	2.82	2.85	3.25	3.74	3.82	3.98	4.70	4.75
	10	1.39	1.48	1.50	1.76	1.98	1.99	2.14	2.46	2.46	2.53	2.95	2.95
25	2	2.14	2.65	2.87	3.64	4.84	5.29	5.38	7.44	8.10	7.25	10.28	11.25
	5	1.74	2.09	2.19	2.61	3.48	3.74	3.54	4.96	5.34	4.48	6.50	7.03
	10	1.46	1.74	1.78	1.95	2.57	2.73	2.46	3.43	3.63	2.98	4.28	4.50
50	2	2.31	2.56	3.01	3.79	4.52	5.66	5.65	7.05	8.94	7.65	9.91	12.66
	5	1.81	2.10	2.44	2.75	3.51	4.29	3.72	5.11	6.37	4.74	6.64	8.67
	10	1.50	1.78	2.04	2.04	2.72	3.29	2.59	3.73	4.65	3.16	4.76	6.04
100	2	2.27	2.26	3.16	4.05	4.11	6.15	6.14	6.50	9.92	8.40	9.25	14.35
	5	1.88	2.01	2.64	2.94	3.38	4.87	4.05	4.98	7.54	5.18	6.75	10.55
	10	1.56	1.76	2.28	2.17	2.73	3.93	2.80	3.81	5.82	3.48	5.00	7.88

注：l 和 s_a 分别为桩长和桩间距。

当桩数超过 16 时，R_s 与桩数的平方根近似成线性增长。因此对于给定的 s_a/d、K、l/d，R_s 值可以由下式依据 16 根桩的群桩和 25 根桩的群桩的 R_s 推求：

$$R_s = (R_{25} - R_{16})(\sqrt{n} - 5) + R_{25} \tag{6-31}$$

式中：R_{25}、R_{16}——分别为 25 桩群桩和 16 桩群桩的 R_s 值(见表 6-1)；

n——群桩的桩数。

(2)刚性承台下支撑于刚性层端承桩群桩 R_s 的弹性理论解

表 6-2 给出了方形端承群桩 R_s 的理论解，由表可见当 s_a/d 减小、桩数增多、l/d 增大时，R_s 均增大，但当 K 增大时，R_s 减小，$K\to\infty$，桩顶荷载直接传到桩端刚性层，$R_s=1.0$，这个变化与摩擦桩相反。$R_s=1.0$意味着群桩的沉降相当于单桩的沉降。

均质土内刚性承台下端承桩群桩的沉降比 表 6-2

l/d	s_a/d	沉降比 R_s											
		群桩内桩的根数 n											
		4			9			16			25		
		刚性系数 K											
		100	1 000	∞	100	1 000	∞	100	1 000	∞	100	1 000	∞
10	2	1.14	1.00	1.00	1.31	1.00	1.00	1.49	1.00	1.00	1.63	1.00	1.00
	5	1.08	1.00	1.00	1.12	1.02	1.00	1.14	1.02	1.00	1.15	1.03	1.00
	10	1.01	1.00	1.00	1.02	1.00	1.00	1.02	1.00	1.00	1.02	1.00	1.00

续上表

l/d	s_a/d	沉降比 R_s											
		群桩内桩的根数 n											
		4			9			16			25		
		刚性系数 K											
		100	1 000	∞	100	1 000	∞	100	1 000	∞	100	1 000	∞
25	2	1.62	1.05	1.00	2.57	1.16	1.00	3.28	1.33	1.00	4.13	1.50	1.00
	5	1.36	1.08	1.00	1.70	1.16	1.00	2.00	1.23	1.00	2.23	1.28	1.00
	10	1.15	1.04	1.00	1.26	1.06	1.00	1.33	1.07	1.00	1.38	1.08	1.00
50	2	2.24	1.59	1.00	3.59	1.96	1.00	5.27	2.63	1.00	7.06	3.41	1.00
	5	1.73	1.32	1.00	2.56	1.72	1.00	3.38	2.16	1.00	4.23	2.63	1.00
	10	1.43	1.21	1.00	1.87	1.46	1.00	2.29	1.71	1.00	2.71	1.97	1.00
100	2	2.26	1.81	1.00	3.95	3.04	1.00	5.89	4.61	1.00	7.93	6.40	1.00
	5	1.84	1.67	1.00	2.77	2.52	1.00	3.74	3.47	1.00	4.68	4.45	1.00
	10	1.44	1.46	1.00	1.99	1.98	1.00	2.48	2.53	1.00	2.98	3.10	1.00

注：l 和 s_a 分别为桩长和桩间距。

(3)对 R_s 的其他影响因素

a)对摩擦桩群桩，均质土厚度有限的 R_s 小于均质土厚度无限的 R_s：

$$\xi_h = \frac{\text{土层厚度为 } h \text{ 的 } R_s}{\text{土层厚度无限的 } R_s} \tag{6-32}$$

ξ_h 为土层厚度折减系数。ξ_h 值见图 6-15。由图可见当 h/l 降低时，ξ_h 减小；桩数愈多，ξ_h 减小愈明显。随 l/d 的增大，土层厚度的影响不太显著。

b)桩端持力层压缩性的影响

图 6-16 为 9 根桩的群桩，s_a/d 为 4 时，ξ_b 与 E_b/E_s 的关系，定义 ξ_b 为：

$$\xi_b = \frac{\text{支撑在压缩模量为 } E_b \text{ 的持力层上群桩的 } R_s}{\text{在无限深土层中摩擦桩群桩 } R_s} \tag{6-33}$$

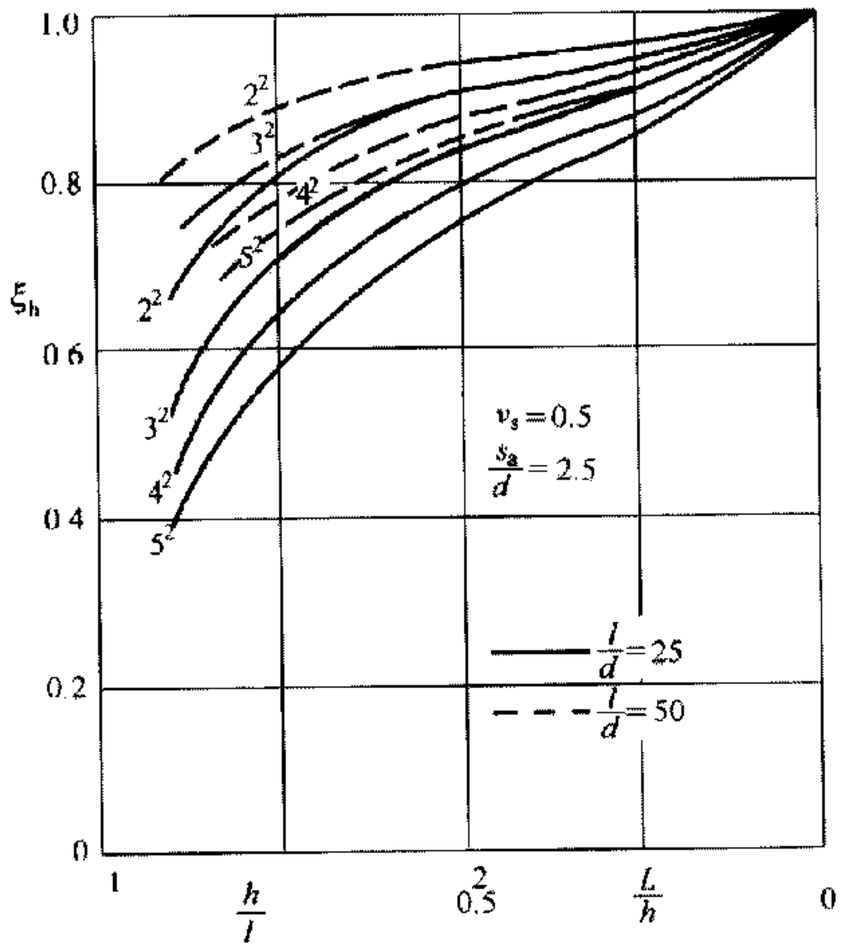


图 6-15　土层厚度折减系数 ξ_h

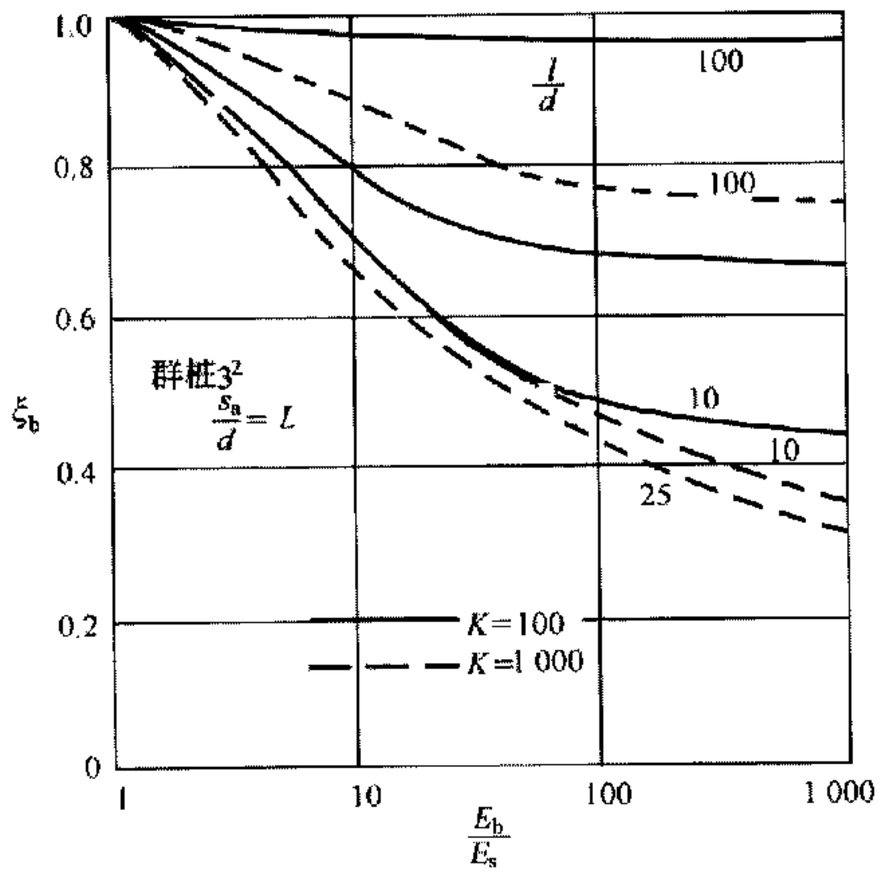


图 6-16　持力层压缩性 E_b 的折减系数 ξ_b

由图 6-16 可见,当 E_b/E_s 比值增大时,ξ_b(亦即群桩 R_s)降低,对较短的刚度较高的桩这种影响更明显。对于细长的刚度较小的桩(例如 $l/d=100$),持力层压缩性的影响不明显。

c)土模量分布的影响。

图 6-17 所示为 $l/d=25$,$s_a/d=5$,$h/l=\infty$,$E_p/\overline{E}_s=1\,000$条件下,当土的模量沿深度为常量 E_s 和沿深度成线性增长(在 1/2 深度处模量等于 E_s)两种情况的群桩沉降比 R_s。由图可见均匀土的 R_s 较高,当桩数增多时,其差异增大。

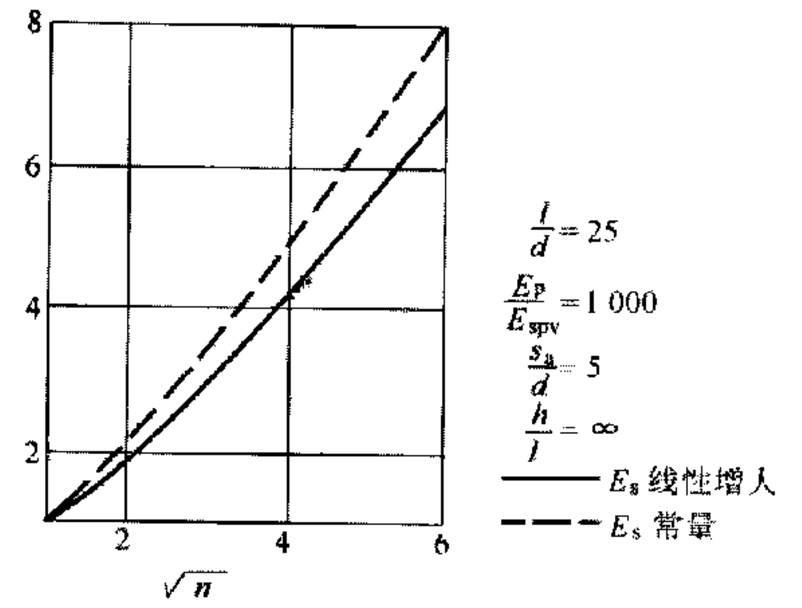


图 6-17 土模量 E_s 对 R_s 的影响

2)沉降计算

将单桩沉降计算理论公式(6-19)代入公式(6-30),则可按下式计算群桩沉降 s_g。即

$$s_g = R_s \cdot s_1 = \frac{R_s P_g I}{n E_s d} \tag{6-34}$$

式中:P_g——群桩承担的荷载;

n 和 d——分别为桩数和桩径(或等效直径);

s_1——在平均荷载($Q_{av}=P_g/n$)作用下单桩的沉降,$s_1=\delta_i \cdot Q_{av}$;当有试桩资料时,$s_1=s_0/\zeta$,$s_0$ 为通过静载试验得到的 Q_{av} 荷载作用下对应的沉降,ζ 为考虑试桩沉降的完成系数。

4. 整体共同作用分析法计算群桩沉降

将用于单桩分析的弹性理论法扩展到任意桩数群桩的整体分析,如果桩土之间位移协调,即 $s_{pi}=s_{si}$,即得群桩桩土共同作用方程:

$$([K_p]^g + ([F_s]^g)^{-1})\{s_p\} = \{Y\} \tag{6-35}$$

解方程可以得到每根桩的桩身各单元沉降和摩阻力。

式中:$[F_s]^g=\begin{bmatrix} [F_s]_{11} & [F_s]_{12} & \cdots & [F_s]_{1n} \\ [F_s]_{21} & [F_s]_{22} & \cdots & [F_s]_{2n} \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ [F_s]_{m1} & [F_s]_{m2} & \cdots & [F_s]_{mn} \end{bmatrix}$

$[F_s]_{ij}$——j 桩各单元对 i 桩各单元的影响矩阵,$(n+1)\times((n+1)$;

$\{Y\}^g$——$[\{Y\},\{Y\}\cdots\{Y\}]^g$;

$[K_P]^g=\begin{bmatrix} [K_P] & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & [K_P] & \cdots & 0 \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ 0 & 0 & \cdots & [K_P] \end{bmatrix}$。

这样分析的好处是除了能得到每根桩的桩身沉降之外,还能得到每根桩的摩阻力分布。

第三节 剪切位移法

一、单桩分析

1. 基本原理

Cooke(1974)通过在摩擦桩周用水平测斜计量测桩周土体的竖向位移,发现在一定的半径范围内土体的竖向位移分布呈漏斗状的曲线。当桩顶荷载水平 P/P_u 较小时,桩在竖向荷载作用下,可以认为

桩与土之间不发生相对滑动，桩周土随着桩的沉降相应地发生剪切变形，相应的剪应力 τ 从桩侧表面沿径向向外扩散到周围土体中。桩侧摩阻力由桩周土以剪应力沿径向向外传递，传到桩端的力很小，桩端以下土的固结变形是很小的，故桩端以下土体的沉降 s_b 是不大的，可以认为单独摩擦桩的沉降只与桩侧土的剪切变形有关。

如图 6-18 所示，在桩土体系中某一截面处，分析沿桩侧的环形土单元 $ABCD$，在荷载的作用下，土单元 $ABCD$ 随着桩的沉降由受荷前的水平面位置发生位移，并发生剪切变形，成为 $A'B'C'D'$，并将剪应力传递给邻近单元 $B'C'E'F'$，这个传递过程连续地沿径向往外传递，直到传递到很远处的 X 点（距桩中心轴 $r_m = nd$ 处），在 X 点处由于剪应变已很小可忽略不计。假设所发生的剪应变为弹性性质，即剪应力与剪应变成正比关系。

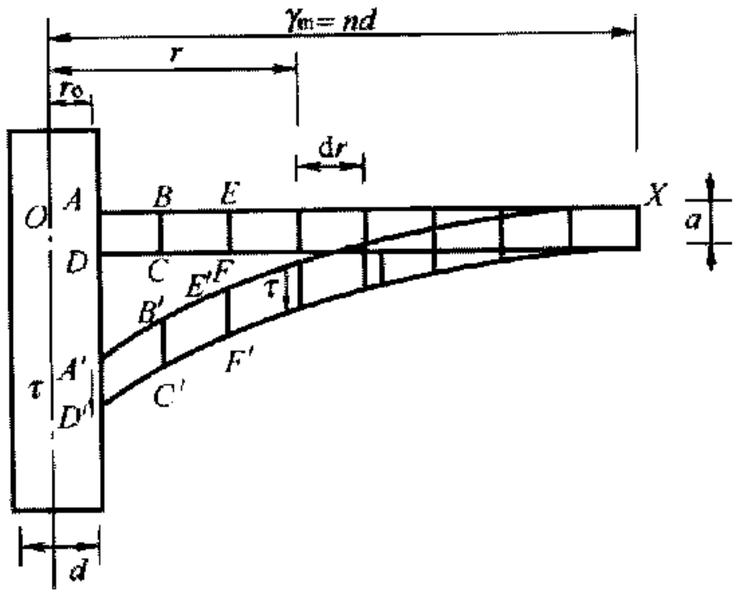


图 6-18　剪切变形传递法桩身荷载传递模型

在距桩轴 r 处土单元的竖向位移为 s，水平位移很小，可忽略不计；则土单元的剪应变 $\gamma = \mathrm{d}s/\mathrm{d}r$，其剪应力 τ 为：

$$\tau = G_s \frac{\mathrm{d}s}{\mathrm{d}r} \tag{6-36}$$

式中：G_s——土的剪切模量。

如土单元厚度为 a、桩侧摩阻力为 τ_0，桩半径 r_0（$r_0 = d/2$），则：

$$2\pi r_0 a\tau_0 = 2\pi r a\tau$$

即

$$\tau = \frac{r_0}{r}\tau_0 \tag{6-37}$$

由式(6-36)得

$$\mathrm{d}s = \frac{\tau}{G_s}\mathrm{d}r = \frac{r_0\tau_0}{G_s}\frac{\mathrm{d}r}{r} \tag{6-38}$$

如土的剪切模量 G_s 与 r 无关，可得

$$s = \int \mathrm{d}s = \frac{r_0\tau_0}{G_s}\int_{r_0}^{r_m}\frac{\mathrm{d}r}{r} \tag{6-39a}$$

或

$$s = \frac{r_0\tau_0}{G_s}\ln\left(\frac{r_m}{r_0}\right) \tag{6-39b}$$

若假设桩侧摩阻力沿桩身的分布是均匀的，桩长为 l，则桩顶施加荷载 P 由桩身传到土中的荷载为 P_s，则 $\tau_0 = P_s/\pi l d$。

若土的弹性模量 $E_s = 2G_s(1+\upsilon_s)$，当取土的泊松比 $\upsilon_s = 0.5$，则 $E_s = 3G_s$。则桩顶沉降 s 的计算式为：

$$s = \frac{3}{2\pi}\frac{P_s}{lE_s}\ln\left(\frac{r_m}{r_0}\right) = \frac{P_s}{lE_s}I \tag{6-40}$$

其中：

$$I = \frac{3}{2\pi}\ln\left(\frac{r_m}{r_0}\right)$$

2. 单桩分析

(1)影响半径 r_m

Randolph 和 Wroth(1978)通过有限元分析认为桩的影响半径 r_m 与桩长及土的均匀性有关。建议用下式确定。

$$r_m = 2.5l\rho_m(1-\upsilon_s) \tag{6-41}$$

$$\rho_m = \frac{1}{G_m l}\sum_{i=1}^{n}G_i h_i \tag{6-42}$$

式中：G_m——桩底处土的剪切模量；

G_i——单元 i 处土的剪切模量；

l——桩长；

h_i——单元 i 处土的厚度；

n——桩身范围的土层数；

ρ——不均匀系数，对于均匀土，$\rho=1$；对于 G_s 随深度成正比增大时，$\rho=0.5$。

(2)考虑桩端作用

在以上的分析中，Cooke 的单桩沉降公式忽略了桩端处的荷载传递作用，对于短桩误差较大。Randolph 等提出将桩端作为刚性墩，按弹性力学方法计算桩端沉降量 s_b，在集中荷载 P_b 作用下其竖向位移 s_b 的表达式为：

即

$$s_b = \frac{P_b}{4r_0}\frac{1-v_s}{G_b}\eta \tag{6-43}$$

式中：η——桩入土深度影响系数，一般 $\eta=0.84\sim1.0$；

(3)刚性桩

对于刚性桩，由于 $P_0=P_s+P_b$，$s_0=s_b=s$；可得：

$$P_0 = P_s + P_b = \left[\frac{2\pi lG_m\rho_m}{\ln\left(\frac{r_m}{r_0}\right)} + \frac{4r_0G_b}{(1-v_s)\eta}\right]s \tag{6-44}$$

$$s = \frac{P_0}{\left[\frac{2\pi lG_m\rho_m}{\ln\left\{\frac{r_m}{r_0}\right\}} + \frac{4G_br_0}{(1-v_s)\eta}\right]} \tag{6-45}$$

式中：P_0——桩顶施加的荷载。

由式(6-40)、式(6-45)可看出：对摩擦桩单桩的沉降明显地与桩长成反比，故加长桩长可减小沉降。

(4)可压缩的弹性桩

将刚性桩改为可压缩的弹性桩，将公式(6-39b)、(6-43)作为线弹性传递函数，求出桩侧、桩端土的刚度系数，代入公式(4-6)，即可导得单桩沉降计算的解析解。Randolph 等假定土层均匀，剪切模量均为 G_s 时，得到的公式如下：

$$\frac{P_0}{G_sr_0s_0} = \left[\frac{4}{\eta(1-v_s)} + \frac{2\pi}{\zeta}\frac{l}{r_0}\rho\frac{\tanh(\mu l)}{\mu l}\right]\cdot\left[1+\frac{4}{\eta(1-v_s)}\frac{1}{\pi\lambda}\frac{l}{r_0}\frac{\tanh(\mu l)}{\mu l}\right]^{-1} \tag{6-46}$$

式中：η——桩端以上土层对持力层的影响系数 $\eta=0.85\sim1.0$；

ζ——$\ln(r_m/r_0)$；

$\mu=\frac{1}{r_0}\sqrt{\frac{2}{\zeta\lambda}}$；

λ——桩的弹性模量与土的剪切模量之比，$\lambda=E_p/G_s$。

式(6-46)的计算沉降与有限元计算机分析的比较见表 6-3，两者相当吻合。

公式(6-46)的计算沉降与有限元计算机分析比较　　表 6-3

垂直向土的不均匀程度 ρ		1.0	0.8	0.6	0.5
P_0	式(6-46)计算	71.6	61.8	51.5	46.2
	有限单元分析	72.5	62.8	52.4	47.1

对于分层地基，为便于计算，可以用剪切位移法建立简便的地基刚度矩阵方程，按类似荷载传递法或弹性理论法与桩的刚度矩阵方程进行耦合分析。

二、群桩分析

根据剪切位移理论，可得桩距 s_{ij} 的两根桩桩侧摩阻力相互作用产生附加沉降的位移方程为：

$$s_{sij}=\frac{r_0\tau_0}{G_s}\ln\left(\frac{r_m}{s_{ij}}\right) \tag{6-47}$$

两根桩桩端阻力相互作用产生附加沉降的位移方程为：

$$s_{bij}=\frac{P_b}{4s_{ij}}\frac{1-\upsilon_s}{G_b}\eta=\frac{\pi r_0^2\sigma_b(1-\upsilon_s)}{4s_{ij}G_b} \tag{6-48}$$

据此可以建立考虑桩-桩相互影响的群桩的地基刚度矩阵方程，按类似弹性理论法与桩的刚度矩阵方程耦合，进行相互作用系数或群桩沉降分析。

对于摩擦桩，桩侧摩阻力通常比桩底的大得多，Randolph 和 Wroth(1978 年)指出，当桩的长细比 $L/r_0=40$ 时，P_b/P_0 的变化范围在 7%(当 $\upsilon=0$ 时)至 11%($\upsilon=0.5$ 时)之间；当桩更长时，桩底反力更小，而高层建筑所用的桩通常均很长，因此，桩底反力很小。另外，当桩距不是很小时，一根桩的桩底反力对另一根桩的影响很小，故在计算桩 j 在单位荷载 $P_i=1$ 作用下引起桩 i 的沉降时，可认为桩 i 的沉降是由桩 j 的桩侧摩阻力引起。

第四节　桩基沉降的简化计算法

一、群桩地基土中的竖向附加应力与沉降的近似计算

群桩任一根桩的桩侧剪应力和桩端压应力除引起自身沉降外，还会引起应力传播范围内的桩也产生一定的沉降，从而导致群桩沉降增大。在工作荷载下，由于桩侧和桩端的土体中的塑性变形不明显，故可近似应用弹性理论和叠加原理进行沉降分析。

1. 群桩地基土中竖向附加应力分布与沉降的近似计算

Geddes(1966)根据半无限弹性体内作用一集中力的原理解答即 Mindlin 课题，将作用于桩端土上的压应力简化为一集中荷载如图 6-19a)；将通过桩侧摩阻力作用于桩周土的剪应力简化为沿桩轴线的线形荷载，并假定桩侧摩阻力为沿深度矩形分布如图 6-19b)和正三角形分布如图 6-19c)，分别给出了各自的土中竖向应力表达式(6-49)～(6-51)。

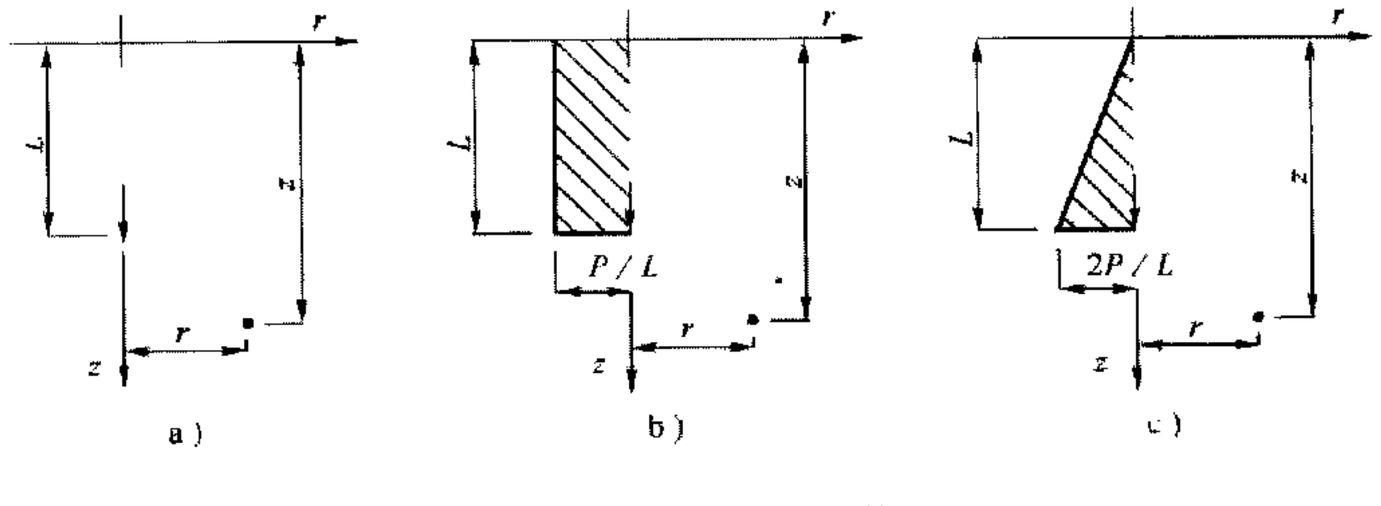


图 6-19　Geddes 公式计算简图

任一点的竖向应力：

桩端集中力

$$\sigma_{zp}=\frac{Q_p}{L^2}K_p \tag{6-49}$$

桩侧阻力呈矩形分布

$$\sigma_{zr}=\frac{Q_r}{L^2}K_r \tag{6-50}$$

桩侧阻力呈正三角形分布

$$\sigma_{rt}=\frac{Q_t}{L^2}K_t \tag{6-51}$$

式中：　L——桩的入土深度；

Q_p、Q_r、Q_t——桩端荷载,矩形分布侧阻分担的荷载和正三角形分布侧阻分担的荷载;

K_p、K_r、K_t——桩端集中力、桩侧阻力矩形分布、桩侧阻力三角形分布情况下的地基中任一点的竖向应力系数。

$$K_p=\frac{1}{8\pi(1-\mu)}\left[-\frac{(1-2\mu_s)(m-1)}{A^3}+\frac{(1-2\mu_s)(m-1)}{B^3}-\frac{3(m-1)^3}{A^5}\right.$$
$$\left.-\frac{3(3-4\mu_s)m(m+1)^2-3(m+1)(5m-1)}{B^5}-\frac{30m(m+1)^3}{B^7}\right] \tag{6-52}$$

$$K_r=\frac{1}{8\pi(1-\mu_s)}\left[-\frac{2(2-\mu_s)}{A}+\frac{2(2-\mu_s)+2(1-2\mu_s)\frac{m}{n}\left(\frac{m}{n}+\frac{1}{n}\right)}{B}-\frac{(1-2\mu_s)2\left(\frac{m}{n}\right)^2}{F}\right.$$
$$+\frac{n^2}{A^3}+\frac{4m^2-4(1+\mu_s)\left(\frac{m}{n}\right)^2m^2}{F^3}+\frac{4m(1+\mu_s)(m+1)\left(\frac{m}{n}+\frac{1}{n}\right)^2-(4m^2+n^2)}{B^3}$$
$$\left.+\frac{6m^2\left(\frac{m^4-n^4}{n^2}\right)}{F^5}+\frac{6m\left(mn^2-\frac{1}{n^2}(m+1)^5\right)}{B^5}\right] \tag{6-53}$$

$$K_t=\frac{1}{4\pi(1-\mu_s)}\left[\frac{2(2-\mu_s)(4m-1)-2(1-2\mu_s)\left(\frac{m}{n}\right)^2(m+1)}{B}+\frac{2(1-2\mu_s)\frac{m^3}{n^2}-8(2-\mu_s)m}{F}\right.$$
$$+\frac{mn^2+(m-1)^3}{A^3}+\frac{4\mu_sn^2m+4m^3-15n^2m-2(5+2\mu_s)\left(\frac{m}{n}\right)^2(m+1)^3+(m+1)^3}{B^3}$$
$$+\frac{2(7-2\mu_s)mn^2-6m^3+2(5+2\mu_s)\left(\frac{m}{n}\right)^2m^3}{F^3}+\frac{6mn^2(n^2-m^2)+12\left(\frac{m}{n}\right)^2(m+1)^5}{B^5}$$
$$\left.-\frac{12\left(\frac{m}{n}\right)^2m^5+6mn^2(n^2-m^2)}{F^5}-2(2-\mu_s)\ln\left(\frac{A+m-1}{F+m}\cdot\frac{B+m-1}{F+m}\right)\right] \tag{5-54}$$

式中:$n=r/L$;$m=z/L$;$F=m^2+n^2$;$A^2=n^2+(m-1)^2$;$B^2=n^2+(m+1)^2$;L、r、z 如图 6-19 所示;

μ_s——土的泊松比。

当根据式(6-52)~式(6-54)计算土体中沿桩轴线($n=0$)的竖向应力时,取 $n=0.002$ 近似代替,因取 $n=0$ 在近似中将出现不连续性。

对于桩侧阻力为其他图式的分布,可采用以上矩形、正三角形分布竖向应力叠加组合求得。将作用于单桩桩顶的荷载 Q 分解为桩端荷载 $Q_p=\alpha Q$(α 为桩端荷载分担比),桩侧荷载 Q_s,而 Q_s 又可根据其分布图式分解为矩形分布荷载 $Q_r=\beta Q$(β 为矩形分布侧阻分担荷载之比)、随深度线性增长的三角形分布荷载 $Q_t=(1-\alpha-\beta)Q$。

$$Q=Q_p+Q_s=Q_p+Q_r+Q_t \tag{6-55}$$

相应的土中竖向应力表达式为:

$$\sigma_z=\frac{Q_p}{L^2}\cdot K_p+\frac{Q_r}{L^2}\cdot K_r+\frac{Q_t}{L^2}\cdot K_t=\frac{Q}{L^2}[\alpha\cdot K_p+\beta K_r+(1-\alpha-\beta)K_t] \tag{6-56}$$

桩侧阻力的分布图式依桩端、桩侧土层的分布,桩土的刚度比,桩的长径比,外形和群桩效应特性等而变。若已知荷载分配的参数 α、β,则可利用公式(6-56),采用有限压缩层地基模式按单向压缩近似计算群桩沉降。上海《地基基础设计规范》(DGJ 08-11—1999)、《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002)采用了这种计算方法。

2. 群桩地基土中竖向附加应力分布特性

群桩地基中的应力包含三部分:自重应力、附加应力和施工应力。群桩沉降主要受竖向附加应力控制。施工应力是指挤土桩沉桩过程引起的挤压应力和超静水孔压。挤压应力将随着土体的松弛而消

失，孔隙水压力会随着固结过程而消散。施工应力是暂时的，但它对群桩的工作性状却有一定的影响，严重时可使基底脱空，桩基上部产生负摩阻力，加大基础沉降。

(1)近似计算分析结果

黄绍铭等(1983)按盖德斯(Geddes)根据明德林(Mindlin)导得的应力分布解对单桩和群桩的地基应力进行了计算；并与按布辛奈斯克公式计算的结果作了比较，分析对象的桩型、尺寸及单桩受力都相同，入土深度和地质条件也相同。通过分析比较，对群桩的地基应力分布特点归纳如下：

①群桩的影响深度大大超过单桩，桩群的平面尺寸越大，影响深度亦越大，而且应力随着深度增加，收敛得越慢。

②桩间土的应力情况比较复杂。单桩的周围有轻微的附加拉应力；桩数不很多的桩群在桩间土的上部和中部仍存在一些附加拉应力，但比土自重应力小得多，故实际上不会造成土体的拉应力状态；大群桩(例如 37×37)的桩间土中则不再出现拉应力了。

③桩群影响宽度亦大大超过单桩，而且桩数越多，扩散角 β(边桩外侧顶部与桩端平面上附加应力等于 0.1 倍自重应力的点的连线与竖向的夹角)也越大，即影响宽度也越大。

④桩群的影响深度随桩数增加而增加。特别应指出的是，附加应力大于 0.1 倍自重应力的范围的尺度(宽度与深度)，按明德林解的结果与按布辛奈斯克解(荷载作用于桩端平面)的结果差别较大。当桩数较少时，前者远小于后者，当桩数较多时，前者虽小于后者，但差别已明显减小。这一点对群桩沉降的计算有重要意义。

(2)整体共同作用分析结果

楼晓明、洪毓康(1996)基于 Mindlin 解，用共同作用整体分析方法对 4 幢高层建筑桩基础进行了计算分析，4 幢高层桩基础下卧层土中的竖向附加应力计算结果以附加应力系数 α 的形式示于图6-20中(图中 B 表示等效基础宽，$B=\sqrt{A}$，A 为基础面积)，最大附加应力系数只有 0.6 左右，可见其结果显然要比按等代深基础法 Boussinesq 公式确定的附加应力小的多。等代深基础法由于忽略了桩尖平面以上土层的影响，因而过高地估计了桩基下卧层上中的附加应力，计算桩基沉降明显偏大。

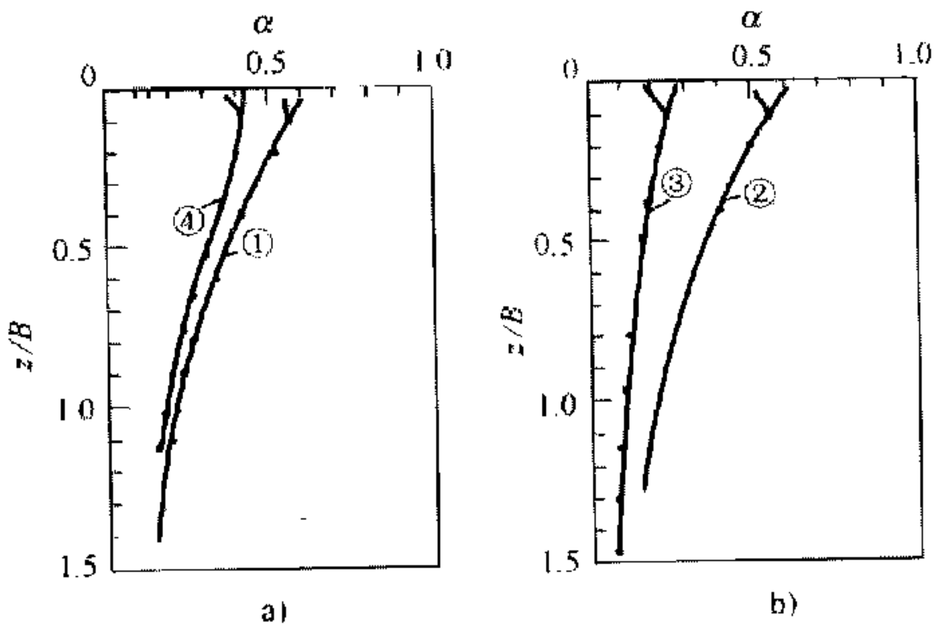


图 6-20　4 幢高层建筑桩基础下卧层中的竖向附加应力分布

对上述结果进行分析表明，影响下卧层中附加应力系数分布的主要因素有：桩长、基础面积、桩数、下卧层土与桩间土的刚度比。桩越长，基础面积越小，下卧层中的附加应力系数越小；下卧层土与桩间土的硬度比越大，桩端阻力占桩顶荷载的比例越高，附加应力系数 α 也就越大。计算点离桩尖的远近对桩尖平面下约 3m 范围内的附加应力系数有所影响，图中的虚线表示离桩尖近的点。

由上述分析可知，理论和实践均表明：基于 Boussinesq 公式的等代深基础法即类似浅基础的方法计算群桩沉降，结果将明显偏大。但这种方法计算简单，为广大工程技术人员所熟悉。如果通过合理方便的修正，能使计算结果比较符合实际，使桩基沉降计算既简便又实用，必然为工程技术人员所喜欢。为此我国工程技术人员提出了多种群桩沉降简化计算方法。

二、等效作用分层总和法计算群桩沉降

《建筑桩基技术规范》(JGJ 94—2008)采用等效作用分层总和法计算桩基沉降，适用于桩中心距小于或等于 6 倍桩径的桩基，如图 6-21 所示。桩基规范法实际上也是一种实体基础法，它不考虑桩基侧面应力扩散作用，将承台视作直接作用在桩端平面，即实体基础的长、宽视作等同于承台底长、宽，且作用在实体基础底面上的附加压力也取为承台底的附加压力。规范将均质土中群桩沉降的 Mindlin 解与

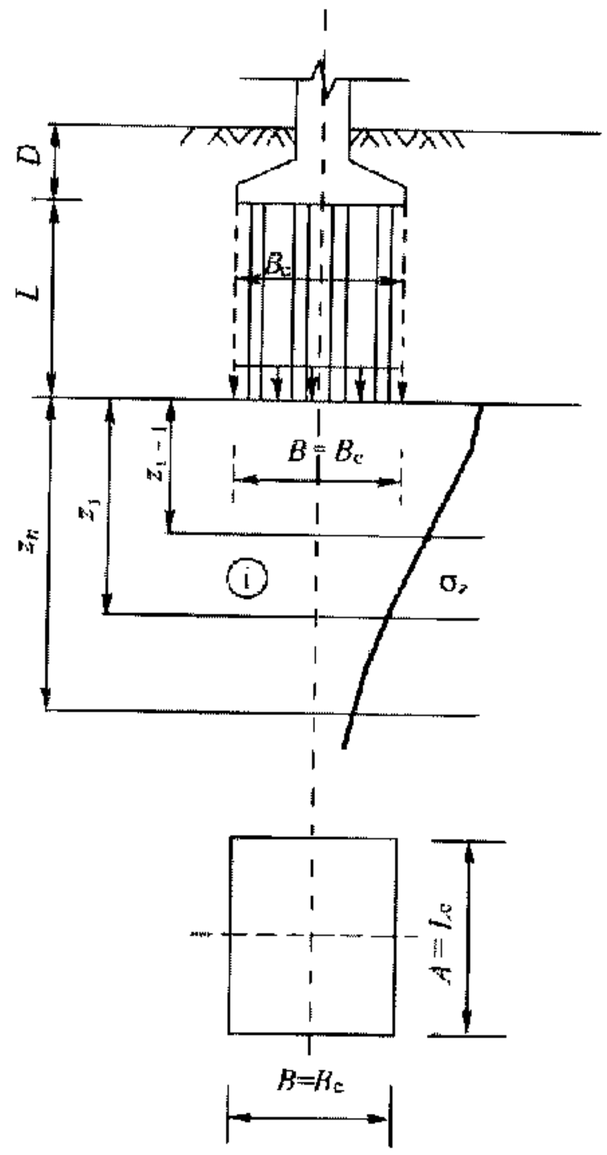


图 6-21 桩基下卧层中的竖向附加应力系数分布

等效作用面上 Boussinesq 解之比值 ψ_e 作为等代实体基础基底附加应力的折减系数,并通过大量计算预先制作了相关表格可直接查用。

桩基础的最终沉降量按式(6-57)计算:

$$s = \psi \cdot \psi_e \cdot s' \tag{6-57}$$

式中:s——桩基最终沉降量;

s'——按浅基础分层总和法算出的沉降量,计算时地基压缩模量采用地基上在自重应力至自重应力加附加应力作用时的压缩模量;

ψ——桩基沉降计算经验系数,按表 6-4 确定。

ψ_e——桩基等效沉降系数,按式(6-58)确定。

$$\psi_e = C_0 + \frac{n_b - 1}{C_1(n_b - 1) + C_2} \tag{6-58}$$

$$n_b = \sqrt{n \cdot B_c / L_c} \tag{6-59}$$

式中:n_b——矩形布桩时短边布桩数,布桩不规则时按式(6-59)近似计算,当计算值小于 1 时,取 $n_b = 1$;

L_c、B_c、n——矩形承台的长、宽及总桩数;

C_1、C_2、C_3——参数,根据距径比(桩中心距与桩径之比)s_a/d、长径比 l/d 及基础长宽比 L_c/B_c,查表 6-5。

当布桩不规则时,距径比 s_a/d 按公式(6-60)、(6-61)近似计算。

圆形桩 $$s_a/d = \sqrt{A_e}/(\sqrt{n} \cdot d) \tag{6-60}$$

方形桩 $$s_a/d = 0.886\sqrt{A_e}/(\sqrt{n} \cdot b) \tag{6-61}$$

式中:A_c——桩基承台总面积;

b——方形桩截面边长。

桩基沉降计算经验系数 ψ 表 6-4

$\overline{E}_s$(MPa)	≤10	15	20	35	≥50
ψ	1.20	0.90	0.65	0.50	0.40

注:①$\overline{E}_s$ 为沉降计算深度范围内压缩模量的当量值,可按下式计算:$\overline{E}_s = \dfrac{\sum A_i}{\sum \dfrac{A_i}{E_{si}}}$,式中:$A_i$——第 i 层土附加压力系数沿土层厚度的积分值,可近似按分块面积计算;

②ψ 可根据 $\overline{E}_s$ 内插取值。

按浅基础分层总和法算出的桩基沉降量时,承台底的附加压力按准永久组合考虑;地基压缩模量按自重应力至自重应力加附加应力阶段取值;计算深度按应力比法确定,应力比取 0.2。

当桩基形状不规则时,可采用等代矩形面积计算桩基等效沉降系数(参见表 6-5a 至表 6-5e),等效矩形的长宽比可根据实际尺寸形状计算。

桩基等效沉降系数计算参数 C_0、C_1、C_2 表($s_a/d=2$) 表 6-5a

l/d	L_c/B_c	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	C_0	0.203	0.282	0.329	0.363	0.389	0.410	0.428	0.443	0.456	0.468
	C_1	1.543	1.687	1.797	1.845	1.913	1.949	1.981	2.047	2.073	2.098
	C_2	5.563	5.356	5.086	5.020	4.878	4.843	4.817	4.704	4.690	4.681

续上表

l/d	L_c/B_r	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
10	C_0	0.125	0.188	0.228	0.258	0.282	0.301	0.318	0.333	0.346	0.357
	C_1	1.487	1.573	1.653	1.676	1.731	1.750	1.768	1.828	1.844	1.860
	C_2	7.000	6.260	5.737	5.535	5.292	5.191	5.114	4.949	4.903	4.865
15	C_0	0.093	0.146	0.180	0.207	0.228	0.246	0.262	0.275	0.287	0.298
	C_1	1.508	1.568	1.637	1.647	1.696	1.707	1.718	1.776	1.787	1.798
	C_2	8.413	7.252	6.520	6.208	5.878	5.722	5.604	5.393	5.320	5.259
20	C_0	0.075	0.120	0.151	0.175	0.194	0.211	0.225	0.238	0.249	0.231
	C_1	1.548	1.592	1.654	1.656	1.701	1.706	1.712	1.770	1.777	1.783
	C_2	9.783	8.236	7.310	6.879	6.486	6.280	6.123	5.870	5.771	5.683
25	C_0	0.068	0.103	0.131	0.152	0.170	0.186	0.199	0.211	0.221	0.231
	C_1	1.596	1.628	1.686	1.679	1.722	1.722	1.724	1.783	1.786	1.789
	C_2	11.12	9.205	8.094	7.583	7.095	6.841	6.647	6.353	6.230	6.128
30	C_0	0.055	0.090	0.116	0.135	0.152	0.166	0.179	0.190	0.200	0.209
	C_1	1.646	1.669	1.724	1.711	1.753	1.748	1.745	1.806	1.806	1.806
	C_2	12.43	10.16	8.868	8.264	7.700	7.400	7.170	6.836	6.689	6.568
40	C_0	0.044	0.073	0.095	0.112	0.126	0.139	0.150	0.160	0.169	0.177
	C_1	1.754	1.761	1.812	1.787	1.827	1.814	1.803	1.867	1.861	1.855
	C_2	14.98	12.04	10.40	9.610	8.900	8.509	8.211	7.797	7.605	7.446
50	C_0	0.036	0.062	0.081	0.096	0.108	0.120	0.129	0.138	0.147	0.154
	C_1	1.865	1.860	1.909	1.873	1.911	1.889	1.872	1.939	1.927	1.916
	C_2	17.49	13.89	11.91	10.95	10.09	9.613	9.247	8.755	8.519	8.323
60	C_0	0.031	0.054	0.070	0.084	0.095	0.105	0.114	0.122	0.130	0.137
	C_1	1.979	1.962	2.010	1.962	1.999	1.970	1.945	2.016	1.998	1.981
	C_2	19.97	15.72	13.41	12.27	11.28	10.72	10.28	9.173	9.433	9.200
70	C_0	0.028	0.048	0.063	0.075	0.085	0.094	0.102	0.110	0.117	0.123
	C_1	2.095	2.067	2.114	2.055	2.091	2.054	2.021	2.097	2.072	2.049
	C_2	22.42	17.55	14.90	13.60	12.47	11.82	11.32	10.67	10.35	10.08
80	C_0	0.025	0.043	0.056	0.067	0.077	0.085	0.093	0.100	0.106	0.112
	C_1	2.213	2.174	2.220	2.150	2.185	2.139	2.099	2.178	2.147	2.119
	C_2	24.87	19.37	16.40	14.93	13.66	12.93	12.34	11.64	11.27	10.96
90	C_0	0.022	0.039	0.051	0.061	0.070	0.078	0.085	0.091	0.097	0.103
	C_1	2.333	2.283	2.328	2.245	2.280	2.225	2.177	2.261	2.223	2.189
	C_2	27.31	21.20	17.90	16.27	14.85	14.04	13.41	12.60	12.19	11.85
100	C_0	0.021	0.036	0.047	0.057	0.065	0.072	0.078	0.084	0.090	0.095
	C_1	2.453	2.392	2.436	2.341	2.375	2.311	2.256	2.344	2.299	2.259
	C_2	29.74	23.02	19.40	17.61	16.05	15.15	14.46	13.58	13.12	12.75

桩基等效沉降系数的计算参数 C_0、C_1、C_2 表($s_a/d=3$) 表 6-5b

l/d	L_c/B_c	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	C_0	0.203	0.318	0.377	0.416	0.445	0.468	0.486	0.502	0.516	0.528
	C_1	1.483	1.723	1.875	1.955	2.045	2.098	2.144	2.218	2.256	2.290
	C_2	3.679	4.036	4.006	4.053	3.995	4.007	4.014	3.938	3.944	3.948
10	C_0	0.125	0.213	0.263	0.298	0.324	0.346	0.364	0.380	0.394	0.406
	C_1	1.419	1.559	1.662	1.705	1.770	1.801	1.828	1.891	1.913	1.935
	C_2	4.861	4.723	4.460	4.384	4.237	4.193	4.158	4.038	4.017	4.000
15	C_0	0.093	0.166	0.209	0.240	0.265	0.285	0.302	0.317	0.330	0.342
	C_1	1.430	1.533	1.619	1.646	1.703	1.723	1.741	1.801	1.817	1.832
	C_2	5.900	5.435	5.010	4.855	4.641	4.559	4.496	4.340	4.300	4.267
20	C_0	0.075	0.138	0.176	0.205	0.227	0.246	0.262	0.276	0.288	0.299
	C_1	1.461	1.542	1.619	1.635	1.687	1.700	1.712	1.772	1.783	1.793
	C_2	6.879	6.137	5.570	5.346	5.073	4.958	4.869	4.679	4.623	4.577
25	C_0	0.063	0.118	0.153	0.179	0.200	0.218	0.233	0.246	0.258	0.268
	C_1	1.500	1.565	1.637	1.644	1.693	1.699	1.706	1.767	1.774	1.780
	C_2	7.822	6.826	6.127	5.839	5.511	5.364	5.252	5.030	4.958	4.899
30	C_0	0.055	0.104	0.136	0.160	0.180	0.196	0.210	0.223	0.234	0.244
	C_1	1.542	1.595	1.663	1.662	1.709	1.711	1.712	1.775	1.777	1.780
	C_2	8.741	7.506	6.680	6.331	5.949	5.772	5.638	5.383	5.297	5.226
40	C_0	0.044	0.085	0.112	0.133	0.150	0.165	0.178	0.189	0.199	0.208
	C_1	1.632	1.667	1.729	1.715	1.759	1.750	1.743	1.808	1.804	1.799
	C_2	10.535	8.845	7.774	7.309	6.822	6.588	6.410	6.093	5.978	5.883
50	C_0	0.036	0.072	0.096	0.114	0.130	0.143	0.155	0.165	0.174	0.182
	C_1	1.726	1.746	1.805	1.778	1.819	1.801	1.786	1.855	1.843	1.832
	C_2	12.292	10.168	8.860	8.284	7.694	7.405	7.185	6.805	6.662	6.543
60	C_0	0.031	0.063	0.084	0.101	0.115	0.127	0.137	0.146	0.155	0.163
	C_1	1.822	1.828	1.885	1.845	1.885	1.858	1.834	1.907	1.888	1.870
	C_2	14.029	11.486	9.944	9.259	8.568	8.224	7.962	7.520	7.348	7.206
70	C_0	0.028	0.056	0.075	0.090	0.103	0.114	0.123	0.132	0.140	0.147
	C_1	1.920	1.913	1.968	1.916	1.954	1.918	1.885	1.962	1.936	1.911
	C_2	15.756	12.801	11.029	10.237	9.444	9.047	8.742	8.238	8.038	7.871
80	C_0	0.025	0.050	0.068	0.081	0.093	0.103	0.112	0.120	0.127	0.134
	C_1	2.019	2.000	2.053	1.988	2.025	1.979	1.938	2.019	1.985	1.954
	C_2	17.478	14.120	12.117	11.220	10.325	9.874	9.527	8.959	8.731	8.540
90	C_0	0.022	0.045	0.062	0.074	0.085	0.095	0.103	0.110	0.117	0.123
	C_1	2.118	2.087	2.139	2.060	2.096	2.041	1.991	2.076	2.036	1.998
	C_2	19.200	15.442	13.210	12.208	11.211	10.705	10.316	9.684	9.427	9.211
100	C_0	0.021	0.042	0.057	0.069	0.079	0.087	0.095	0.102	0.108	0.114
	C_1	2.218	2.174	2.225	2.133	2.168	2.103	2.044	2.133	2.086	2.042
	C_2	20.925	16.770	14.307	13.201	12.101	11.541	11.110	10.413	10.127	9.886

注:L_c—群桩基础承台长度;B_c—群桩基础承台宽度;l—桩长;d—桩径。

桩基等效沉降系数的计算参数 C_0、C_1、C_2 表（$s_a/d=4$）　　表 6-5c

l/d	L_c/B_c	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	C_0	0.203	0.354	0.422	0.464	0.495	0.519	0.538	0.555	0.568	0.580
	C_1	1.445	1.786	1.986	2.101	2.213	2.286	2.349	2.434	2.484	2.530
	C_2	2.633	3.243	3.340	3.444	3.431	3.466	3.488	3.433	3.447	3.457
10	C_0	0.125	0.237	0.294	0.332	0.361	0.384	0.403	0.419	0.433	0.445
	C_1	1.378	1.570	1.695	1.756	1.830	1.870	1.906	1.972	2.000	2.027
	C_2	3.707	3.873	3.743	3.729	3.630	3.612	3.597	3.500	3.490	3.482
15	C_0	0.093	0.185	0.234	0.269	0.296	0.317	0.335	0.351	0.364	0.376
	C_1	1.384	1.524	1.626	1.666	1.729	1.757	1.781	1.843	1.863	1.881
	C_2	4.571	4.458	4.188	4.107	3.951	3.904	3.866	3.736	3.712	3.693
20	C_0	0.075	0.153	0.198	0.230	0.254	0.275	0.291	0.306	0.319	0.331
	C_1	1.408	1.521	1.611	1.638	1.695	1.713	1.730	1.791	1.805	1.818
	C_2	5.361	5.024	4.636	4.502	4.297	4.225	4.169	4.009	3.973	3.944
25	C_0	0.063	0.132	0.173	0.202	0.225	0.244	0.260	0.274	0.286	0.297
	C_1	1.441	1.534	1.616	1.633	1.686	1.698	1.708	1.770	1.779	1.786
	C_2	6.114	5.578	5.081	4.900	4.650	4.555	4.482	4.293	4.246	4.208
30	C_0	0.055	0.117	0.154	0.181	0.203	0.221	0.236	0.249	0.261	0.271
	C_1	1.477	1.555	1.633	1.640	1.691	1.696	1.701	1.764	1.768	1.771
	C_2	6.843	6.122	5.524	5.298	5.004	4.887	4.799	4.581	4.524	4.477
40	C_0	0.044	0.095	0.127	0.151	0.170	0.186	0.200	0.212	0.223	0.233
	C_1	1.555	1.611	1.681	1.673	1.720	1.714	1.708	1.774	1.770	1.765
	C_2	8.261	7.195	6.402	6.093	5.713	5.556	5.436	5.163	5.085	5.021
50	C_0	0.036	0.081	0.109	0.130	0.148	0.162	0.175	0.186	0.196	0.205
	C_1	1.636	1.674	1.740	1.718	1.762	1.745	1.730	1.800	1.787	1.775
	C_2	9.648	8.258	7.277	6.887	6.424	6.227	6.077	5.749	5.650	5.569
60	C_0	0.031	0.071	0.096	0.115	0.131	0.144	0.156	0.166	0.175	0.183
	C_1	1.719	1.742	1.805	1.768	1.810	1.783	1.758	1.832	1.811	1.791
	C_2	11.021	9.319	8.152	7.684	7.138	6.902	6.721	6.338	6.219	6.120
70	C_0	0.028	0.063	0.086	0.103	0.117	0.130	0.140	0.150	0.158	0.166
	C_1	1.803	1.811	1.872	1.821	1.861	1.824	1.789	1.867	1.839	1.812
	C_2	12.387	10.381	9.029	8.485	7.856	7.580	7.369	6.929	6.789	6.672
80	C_0	0.025	0.057	0.077	0.093	0.107	0.118	0.128	0.137	0.145	0.152
	C_1	1.887	1.882	1.940	1.876	1.914	1.866	1.822	1.904	1.868	1.834
	C_2	13.753	11.447	9.911	9.291	8.578	8.262	8.020	7.524	7.362	7.226
90	C_0	0.022	0.051	0.071	0.085	0.098	0.108	0.117	0.126	0.133	0.140
	C_1	1.972	1.953	2.009	1.931	1.967	1.909	1.857	1.943	1.899	1.858
	C_2	15.119	12.518	10.799	10.102	9.305	8.949	8.674	8.122	7.938	7.782
100	C_0	0.021	0.047	0.065	0.079	0.090	0.100	0.109	0.117	0.123	0.130
	C_1	2.057	2.025	2.079	1.986	2.021	1.953	1.891	1.981	1.931	1.883
	C_2	16.490	13.595	11.691	10.918	10.036	9.639	9.331	8.722	8.515	8.339

注：L_c—群桩基础承台长度；B_c—群桩基础承台宽度；l—桩长；d—桩径。

桩基等效沉降系数的计算参数 C_0、C_1、C_2 表($s_a/d=5$) 表 6-5d

l/d	L_c/B_c	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	C_0	0.203	0.389	0.464	0.510	0.543	0.567	0.587	0.603	0.617	0.628
	C_1	1.416	1.864	2.120	2.277	2.416	2.514	2.599	2.695	2.761	2.821
	C_2	1.941	2.652	2.824	2.957	2.973	3.018	3.045	3.008	3.023	3.033
10	C_0	0.125	0.260	0.323	0.364	0.394	0.417	0.437	0.453	0.467	0.480
	C_1	1.349	1.593	1.740	1.818	1.902	1.952	1.996	2.065	2.099	2.131
	C_2	2.959	3.301	3.255	3.278	3.028	3.206	3.201	3.120	3.116	3.112
15	C_0	0.093	0.202	0.257	0.295	0.323	0.345	0.364	0.379	0.393	0.405
	C_1	1.351	1.528	1.645	1.697	1.766	1.800	1.829	1.893	1.916	1.938
	C_2	3.724	3.825	3.649	3.614	3.492	3.465	3.442	3.329	3.314	3.301
20	C_0	0.075	0.168	0.218	0.252	0.178	0.299	0.317	0.332	0.345	0.357
	C_1	1.372	1.513	1.615	1.651	1.712	1.735	1.755	1.818	1.834	1.849
	C_2	4.407	4.316	4.036	3.957	3.792	3.745	3.708	3.566	3.542	3.522
25	C_0	0.063	0.145	0.190	0.222	0.246	0.267	0.283	0.298	0.310	0.322
	C_1	1.399	1.517	1.609	1.633	1.690	1.705	1.717	1.781	1.791	1.800
	C_2	5.049	4.792	4.418	4.301	4.096	4.031	3.982	3.812	3.780	3.754
30	C_0	0.055	0.128	0.170	0.199	0.222	0.241	0.257	0.271	0.283	0.294
	C_1	1.431	1.531	1.617	1.630	1.684	1.692	1.697	1.762	1.767	1.770
	C_2	5.668	5.258	4.796	4.644	4.401	4.320	4.259	4.063	4.022	3.990
40	C_0	0.044	0.105	0.141	0.167	0.188	0.205	0.219	0.232	0.243	0.253
	C_1	1.498	1.573	1.650	1.646	1.695	1.689	1.683	1.751	1.746	1.741
	C_2	6.865	6.176	5.547	5.331	5.013	4.902	4.817	4.568	4.512	4.467
50	C_0	0.036	0.089	0.121	0.144	0.163	0.179	0.192	0.204	0.214	0.224
	C_1	1.569	1.623	1.695	1.675	1.720	1.703	1.868	1.758	1.743	1.730
	C_2	8.034	7.085	6.296	6.018	5.628	5.486	5.379	5.078	5.006	4.948
60	C_0	0.031	0.078	0.106	0.128	0.145	0.159	0.171	0.182	0.192	0.201
	C_1	1.642	1.678	1.745	1.710	1.753	1.724	1.697	1.772	1.749	1.727
	C_2	9.192	7.994	7.046	6.709	6.246	6.074	5.943	5.590	5.502	5.429
70	C_0	0.028	0.069	0.095	0.114	0.130	0.143	0.155	0.165	0.174	0.182
	C_1	1.715	1.735	1.799	1.748	1.789	1.749	1.712	1.791	1.760	1.730
	C_2	10.345	8.905	7.800	7.403	6.868	6.664	6.509	6.104	5.999	5.911
80	C_0	0.025	0.063	0.086	0.104	0.118	0.131	0.141	0.151	0.159	0.167
	C_1	1.788	1.793	1.854	1.788	1.827	1.776	1.730	1.812	1.773	1.737
	C_2	11.498	9.820	8.558	8.102	7.493	7.258	7.077	6.620	6.497	6.393
90	C_0	0.022	0.057	0.079	0.095	0.109	0.120	0.130	0.139	0.147	0.154
	C_1	1.861	1.851	1.909	1.830	1.866	1.805	1.749	1.835	1.789	1.745
	C_2	12.653	10.741	9.321	8.805	8.123	7.854	7.647	7.138	6.996	6.876
100	C_0	0.021	0.052	0.072	0.088	0.100	0.111	0.120	0.129	0.136	0.143
	C_1	1.934	1.909	1.966	1.871	1.905	1.834	1.769	1.859	1.805	1.755
	C_2	13.812	11.667	10.089	9.512	8.755	8.453	8.218	7.657	7.495	7.358

注:L_c—群桩基础承台长度;B_c—群桩基础承台宽度;l—桩长;d—桩径。

桩基等效沉降系数的计算参数 C_0、C_1、C_2 表($s_a/d=6$)　　表 6-5e

l/d	L_c/B_c	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	C_0	0.203	0.423	0.506	0.555	0.588	0.613	0.633	0.649	0.663	0.674
	C_1	1.393	1.956	2.277	2.485	2.658	2.789	2.902	3.021	3.099	3.179
	C_2	1.438	2.152	2.365	2.503	2.538	2.581	2.603	2.586	2.596	2.599
10	C_0	0.125	0.281	0.350	0.393	0.424	0.449	0.468	0.485	0.499	0.511
	C_1	1.328	1.623	1.793	1.889	1.983	2.044	2.096	2.169	2.210	2.247
	C_2	2.421	2.870	2.881	2.927	2.879	2.886	2.887	2.818	2.817	2.815
15	C_0	0.093	0.219	0.279	0.318	0.348	0.371	0.390	0.406	0.419	0.432
	C_1	1.327	1.540	1.671	1.733	1.809	1.848	1.882	1.949	1.975	1.999
	C_2	3.126	3.366	3.256	3.250	3.153	3.139	3.126	3.024	3.015	3.007
20	C_0	0.075	0.182	0.236	0.272	0.300	0.322	0.340	0.355	0.369	0.380
	C_1	1.344	1.513	1.625	1.669	1.735	1.762	1.785	1.850	1.868	1.884
	C_2	3.740	3.815	3.607	3.565	3.428	3.398	3.374	3.243	3.227	3.214
25	C_0	0.063	0.157	0.207	0.240	0.266	0.287	0.304	0.319	0.332	0.343
	C_1	1.368	1.509	1.610	1.640	1.700	1.717	1.731	1.796	1.807	1.816
	C_2	4.311	4.242	3.950	3.877	3.703	3.659	3.625	3.468	3.445	3.427
30	C_0	0.055	0.139	0.184	0.216	0.240	0.260	0.276	0.291	0.303	0.314
	C_1	1.395	1.516	1.608	1.627	1.683	1.692	1.699	1.765	1.769	1.773
	C_2	4.858	4.659	4.288	4.187	3.977	3.921	3.879	3.694	3.666	3.643
40	C_0	0.044	0.114	0.153	0.181	0.203	0.221	0.236	0.249	0.261	0.271
	C_1	1.455	1.545	1.627	1.626	1.676	1.671	1.664	1.733	1.727	1.721
	C_2	5.912	5.477	4.957	4.804	4.528	4.447	4.386	4.151	4.111	4.078
50	C_0	0.036	0.097	0.132	0.157	0.177	0.193	0.207	0.219	0.230	0.240
	C_1	1.517	1.584	1.659	1.640	1.687	1.669	1.650	1.723	1.707	1.691
	C_2	6.939	6.287	5.624	5.523	5.080	4.974	4.896	4.610	4.557	4.514
60	C_0	0.031	0.085	0.116	0.139	0.157	0.172	0.185	0.196	0.207	0.216
	C_1	1.581	1.627	1.698	1.662	1.706	1.675	1.645	1.722	1.697	1.672
	C_2	7.956	7.097	6.292	6.043	5.634	5.504	5.406	5.071	5.004	4.948
70	C_0	0.028	0.076	0.104	0.125	0.141	0.156	0.168	0.178	0.188	0.196
	C_1	1.645	1.673	1.740	1.688	1.728	1.686	1.646	1.726	1.692	1.660
	C_2	8.968	7.908	6.964	6.667	6.191	6.035	5.917	5.532	5.450	5.382
80	C_0	0.025	0.068	0.094	0.113	0.129	0.142	0.153	0.163	0.172	0.180
	C_1	1.708	1.720	1.783	1.716	1.754	1.700	1.650	1.734	1.692	1.652
	C_2	9.981	8.724	7.640	7.293	6.751	6.569	6.428	5.994	5.896	5.814
90	C_0	0.022	0.062	0.086	0.104	0.118	0.131	0.141	0.150	0.159	0.167
	C_1	1.772	1.768	1.827	1.745	1.780	1.716	1.657	1.744	1.694	1.648
	C_2	10.997	9.544	8.319	7.924	7.314	7.103	6.939	6.457	6.342	6.244
100	C_0	0.021	0.057	0.079	0.096	0.110	0.121	0.131	0.140	0.148	0.155
	C_1	1.835	1.815	1.872	1.775	1.808	1.733	1.665	1.755	1.698	1.646
	C_2	12.016	10.370	9.004	8.557	7.879	7.639	7.450	6.919	6.787	6.673

注：L_c—群桩基础承台长度；B_c—群桩基础承台宽度；l—桩长；d—桩径。

三、考虑承台分担作用的群桩沉降计算(半理论半经验公式)

杨敏(1989)在 Poulos 沉降比法计算群桩基础沉降的基础上,提出了考虑承台分担作用的群桩沉降计算公式。在研究桩箱基础沉降时,把基础作为刚性体来考虑。建筑物的总荷载 P 系由桩群 P_g 和箱基(基底土)P_s 共同承担,即

$$P = P_g + P_s \tag{6-62}$$

$$P_s = pA_e \tag{6-63}$$

式中:A_e——基础面积 A 减去群桩的有效受荷面积,即

$$A_e = A - n\frac{\pi(K_p d)}{4} \tag{6-64}$$

式中:K_p——反映桩沉降影响范围的系数,软土地基取 1.5。

此时,基础沉降 s 可以下式近似表示:

$$s = pB_e\frac{1-\mu_s^2}{E_0} \tag{6-65}$$

式中:p——作用在基础底面上的土压力;

B_e——基础的等效宽度,取 $B_e=\sqrt{A}$,A 为基础面积;

E_0、μ_s——桩土共同作用的变形模量和泊桑比,可近似取 $E_0=3E_{s0.1\sim0.2}$,$E_{s0.1\sim0.2}$为土的压缩模量。

注意到箱(筏)基础的沉降 s 应该等于群桩的沉降 s_g,将公式(6-65)代入公式(6-63),公式(6-34)、式(6-63)代入公式(6-62),即得

$$s = \frac{PB_c(1-\mu_s^2)}{E_0}\cdot\frac{C}{A_eC+ndB_e(1-\mu_s^2)} \tag{6-66}$$

式中:$C=R_sI$。

建筑物竣工时的沉降

$$s_{GC} = m_c \cdot s \tag{6-67}$$

式中:m_c——桩基沉降的经验系数,上海软土地区按表 6-6 确定。

m_c 值　　表 6-6

类　别	桩入土深度(m)	m_c	类　别	桩入土深度(m)	m_c	类　别	桩入土深度(m)	m_c
I	20～30	0.50～0.70	II	30～45	0.25～0.30	III	>45	0.15～0.18

四、简易理论法

该方法由董建国(1996)提出,它通过基底附加荷载需要克服群桩周边的侧摩阻力才能传递到基础范围内的桩端平面上,这一理念来达到折减的目的。图 6-22 表示桩箱(筏)基础的受力机理图,图中 D 为箱(筏)基础的埋深,l 为桩的长度。在外力 P 作用下,桩箱(筏)基础要沉降,必须克服该桩箱(筏)基础沿着长、宽周边深度方向土体的抵抗,其总抗剪力为 T。

简易理论法的基本原理是首先比较外荷载 P 和总抗剪力 T 的大小,最后给出两种计算分析模式。

1. $P\leqslant T$ 时,复合地基模式

当 $P\leqslant T$ 时,把桩的插入视作对桩长范围内土体的加固,与桩箱(筏)基础下的土体一起形成复合地基,由于桩的存在,桩间土的变形必须与桩的压缩变形协调,桩基材料通常由混凝土或钢材组成,它们的弹性模量远远大于土体的压缩模量,桩的设置使桩长范围内土体变形大大减小,即桩长范围内土体的压缩量可用桩的缩短代替,所以在 $P\leqslant T$ 情况下,把桩箱(筏)基础的最终沉降分成两部分:

$$s = s_p + s_s \tag{6-68}$$

式中:s_p——桩的压缩量;

s_s——桩端平面下土的压缩量。

在 $P \leqslant T$ 的情况，桩长通常为 40～50m 的长桩和超长桩，这类桩当用桩的设计荷载来设计时，一般情况是沿桩长压应力分布形式为三角形分布，这种压应力分布情况下桩的压缩量为：

$$s_p = \frac{P_p l}{2A_p E_p} \tag{6-69}$$

式中：P_p——桩的设计荷载；

A_p——桩的截面积；

E_p——桩的弹性模量；

l——桩长。

桩尖平面下土层的压缩量 s_s 的用分层总和法计算，附加压力作用平面为箱(筏)底平面。附加压力 σ_0 用下式计算：

$$\sigma_0 = \frac{P}{A} - \sigma_{cz0} \tag{6-70}$$

式中：A——箱(筏)基础底面积；

σ_{cz0}——在箱(筏)基础底面处的自重应力。

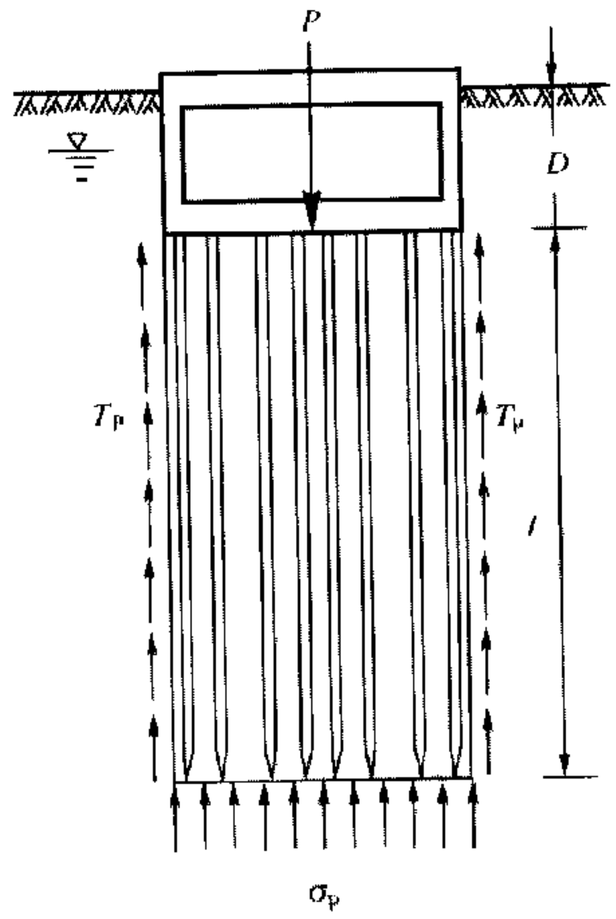


图 6-22　桩箱(筏)基础的受力机理图

附加应力计算应考虑相邻荷载的影响，采用布西奈斯克解计算。压缩层厚度取桩尖平面下 1 倍箱(筏)基础的宽度，压缩模量 E_s 采用地基土在自重应力至自重应力加附加应力时对应的模量。计算结果均不要乘以桩基沉降计算经验系数。

2. $P>T$ 时，等代实体深基础模式

如果外荷载 P 大于总抗剪力 T，箱(筏)基础沿着长、宽周边深度方向的剪力，抵抗不住外荷载的作用，使箱(筏)下四周土产生很大的剪切应变，此刻群桩桩长范围外的周围土体和群桩长度范围内的桩间土的整体性受到破坏，但仍有联系。在这种状态下，桩箱(筏)基础才可以采用等代实体深基础模式，附加压力 σ_p 作用平面为桩尖平面，其值用下式表示：

$$\sigma_p = \frac{P+G-T}{A} - \sigma_{cz0} \tag{6-71}$$

式中：G——包括桩尖土在内的群桩实体的重量；

T——桩箱(筏)基础沿着长、宽周边深度方向桩长范围的总抗剪力。

桩箱(筏)基础的最终沉降量计算从桩尖平面算起，采用分层总和法，计算方法也类同于 $P \leqslant T$ 的情况；压缩层厚度算到附加压力等于土自重应力的 10%处为止。最终沉降计算结果同样不要乘以桩基沉降计算经验系数。

3. 总抗剪力 T 的计算

为了判断桩箱(筏)基础采用哪种计算最终沉降量的模式，关键问题是总抗剪力 T 如何计算。总抗剪力 T 是与土体抗剪强度有关的，令土的静止侧压力参数 $K_0=1$，土的总抗剪力 T 为：

$$T = U\sum_{i=1}^{n}(\bar{\sigma}_{czi}\tan\varphi_i + c_i)\cdot h_i \tag{6-72}$$

式中：U——箱(筏)基础平面的周长；

$\bar{\sigma}_{czi}$——箱(筏)基础底面到桩端范围内第 i 层土的平均自重应力；

h_i——第 i 层土的厚度；

φ_i 和 c_i——第 i 层土的直剪试验的两个强度参数。

本章参考文献

[1] 中华人民共和国行业标准. 建筑桩基技术规范(JGJ 94—2008)[S]. 北京：中国建筑工业出版社，2008.

[2] 中华人民共和国行业标准. 建筑地基基础设计规范(GB 50007—2002)[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2002.
[3] 史佩栋. 实用桩基工程手册[M]. 北京:中国建筑工业出版社,1999.
[4] 桩基工程手册编写委员会. 桩基工程手册[M]. 北京:中国建筑工业出版社,1995.
[5] 刘金砺. 桩基础设计与计算[M]. 北京:中国建筑工业出版社,1990.
[6] 黄强. 桩基工程若干热点技术问题[M]. 北京:中国建材工业出版社,1996.
[7] 赵锡宏等著,上海高层建筑桩筏基础与装箱基础设计理论[M]. 上海:同济大学出版社,1989.
[8] 董建国,赵锡宏. 高层建筑地基基础——共同作用理论与实践[M]. 上海:同济大学出版社,1997.
[9] 赵锡宏. 带裙房的高层建筑与地基基础共同作用的设计理论与实践[M]. 上海:同济大学出版社,1999.
[10] 宰金珉. 复合桩基理论与应用[M]. 北京:知识产权出版社,2004.
[11] 林天健,熊厚金,王利群. 桩基础设计指南[M]. 北京:中国建筑工业出版社,1999.
[12] 楼晓明,金志靖. 钻孔灌注桩基础对紧邻地铁隧道产生竖向附加应力和变形的计算分析[J]. 岩土力学,1996,17(3):70-74.
[13] 楼晓明,洪毓康,陈强华. 群桩基础地基中的竖向附加应力性状研究[J]. 岩土工程学报,1996(4):20-25.
[14] 胡汉兵. 竖向荷载作用下桩—土—承台共用作用特性研究[D]. 武汉:武汉水利电力大学,1999.
[15] 楼晓明. 承台—群桩—土共同作用的整体空间分析[D]. 上海:同济大学,1990.
[16] Poulos, H. G., Davis. E. H. Pile foundation analysis and design. New York. Wiley. 1980.
[17] Cooke R W. The settlement of friction pile foundations. Foundation And Soil Technology. BRE building research series 3. 1979.
[18] Randoph M F, Wroth C P. An analysis of the vertical deformation of pile groups. Geotechnique 29(4). 1979:423～439.
[19] 黄绍铭,裴捷等. 软土中桩基沉降估算. 第四届土力学及基础工程学术会议论文选集. 北京:中国建筑工业出版社,1986.
[20] 上海市工程建设规范. 地基基础设计规范(DGJ 08-11—1999). 上海:1999.
[21] Geddes, J. D, Stresses in Foundation Soils due to Vertical Subsurface Load, Geotechnique, Vol. 16, 1966:231-55.

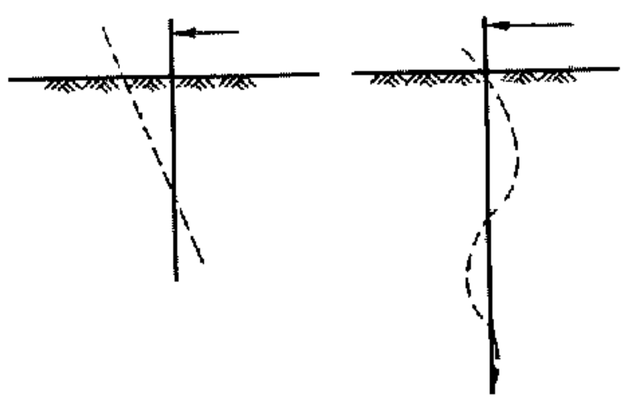
第七章　桩在水平荷载下的承载力与位移

第一节　桩的水平承载性状

一、桩的相对刚度与破坏性状

按照桩与土的相对刚度，可将桩分为刚性桩和弹性桩，这两种桩的受力变形特性有很大不同，需要分别计算。

当桩的入土深度 $h \leqslant 2.5/\alpha$（其中 αh 称为桩的变形系数，详见后述）时，则桩的相对刚度较大，可按刚性桩计算。长径比较小或周围土层较松软，即桩的刚度远大于土层刚度时，受横向力作用，桩身挠曲变形不明显，如同刚体一样围绕桩轴某一点转动，如图 7-1a)。如果不断增大横向荷载，则可能由于桩侧土强度不够而失稳，使桩丧失承载的能力或破坏。因此，基桩的横向设计承载力由桩侧土的强度及稳定性决定。承受水平荷载的墩或沉井基础可看作刚性桩（构件）。



a)　　b)

图 7-1　桩的变形

a)刚性桩；b)弹性桩

当桩的入土深度 $h > 2.5/\alpha$ 时，桩的相对刚度小，必须考虑桩的实际刚度，按弹性桩来计算。长径比较大或周围土层较坚实，即桩的相对刚度较小时，由于桩侧土有足够大的抗力，在桩顶水平力作用下桩身发生挠曲变形，其侧向位移随着入土深度增大而逐渐减小，以至达到一定深度后，几乎不受荷载影响，如同一端嵌固的地基梁，桩的变形呈图 7-1b)所示的波状曲线。如果不断增大横向荷载，可使桩身在较大弯矩处发生断裂或使桩发生过大的侧向位移，并超过了桩或结构物的容许变形值。因此，基桩的横向设计承载力将由桩身材料的抗弯强度或侧向变形条件决定。一般情况下，桥梁桩基础的桩多属弹性桩。

二、循环荷载下桩的工作特性

外海建筑物承受波浪荷载作用，属于循环荷载性质。由试验可知，在循环荷载作用下桩的水平位移会有明显的增大，增大的主要原因是：a)埋置在弹塑性土体中的桩会因为循环荷载次数的不断增加而使桩积累残余变形加大；b)循环荷载的作用降低了土体的刚度和强度，即产生循环荷载下的土退化。在桩的水平位移增大的同时，土的水平地基反力系数减小，水平承载力降低。其减小和降低的程度与土质、循环次数等因素有较大关系。试验研究也表明：

(1)浅层土的土抗力降低较多，深层土的土抗力降低较少；

(2)黏性土的土抗力降低较多，砂性土的土抗力降低较少；

(3)土抗力随循环次数的增加而降低，但循环次数达一定数值（如 40～50 次）后，p～y 曲线趋于稳定（p～y 曲线为桩在水平荷载作用下泥面以下桩身某点的土压力 p 与该点桩的挠度 y 之间的关系曲线）。

(4)桩在双向循环荷载作用下的承载力比单向循环荷载作用下的承载力低,但在加载方向的桩列上,双向循环荷载作用下前后桩 $p\sim y$ 曲线之间的差别比静载(或单向循环荷载)作用时小;循环次数对前、后桩 $p\sim y$ 曲线之间的差别影响不大。实际工程中,循环荷载作用下的前、后桩可按循环荷载作用下的单桩考虑。

水平循环荷载对桩的影响引起了人们的重视,但现有的分析方法中,只有 $p\sim y$ 曲线法能考虑循环荷载的影响,其解答也只能给出循环荷载下桩性状的包络线。关于循环荷载作用下桩的形状还有待于进一步研究。

三、水平荷载作用下弹性桩的微分方程与分析方法

国内外计算弹性长桩的方法很多,通常采用弹性地基反力法,即假定土为弹性体,用梁的弯曲理论来求桩的水平抗力。

假定竖直桩全部埋入土中,在断面主平面内,地表面桩顶处作用垂直于桩轴线的水平力 H_0 和外力矩 M_0。选坐标原点和坐标轴方向,规定图示方向为 H_0 和 M_0 的正方向[图 7-2a)];在桩上取微分段 dz,规定图示方向为弯矩 M 和剪力 Q 的正方向[图7-2b)]。通过分析,导得弯曲微分方程为

$$\left.\begin{aligned} EI\frac{d^4y}{dz^4}+bp(z,y)&=0\\ p(z,y)=(a+mz^i)y^n&=k(z)y^n\end{aligned}\right\}\tag{7-1}$$

式中: E——桩材料的弹性模量(kN/m²);

I——桩截面的惯性矩(m⁴);

$p(z,y)$——单位面积上的桩侧土抗力;

$k(z)$——单位面积上的桩侧土抗力系数;

y——水平变位;

z——地面以下深度;

b——桩的宽度或桩径;

a、m、i、n——待定常数或指数。

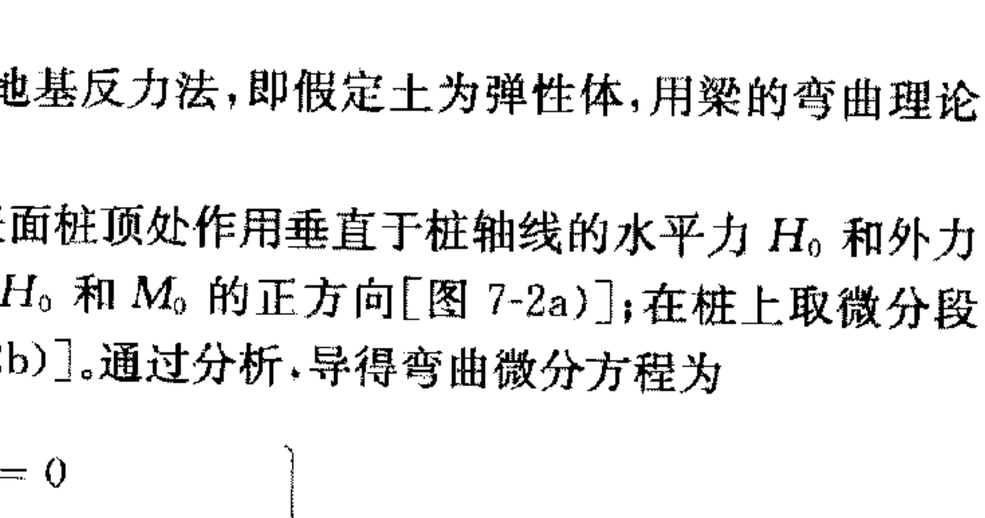
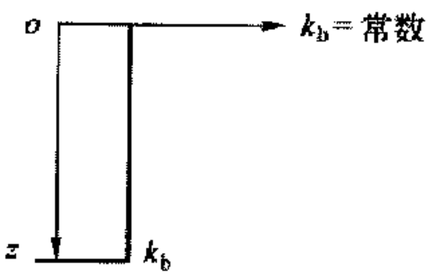
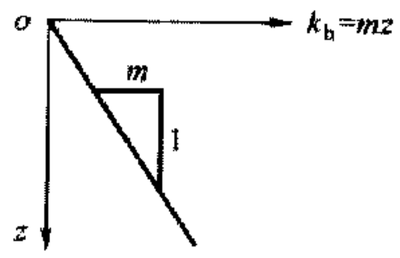


图 7-2 土中部分桩的坐标系与力的正方向

n 的取值与桩身侧向位移的大小有关。根据 n 的取值可将弹性地基反力法分为两类(表 7-1):

弹性地基反力法分类 表 7-1

	地基反力分布	方法	摘要
线弹性地基反力法	$p=k_hy$	常数法	
	$p=mzy$	m 法