桩基检验手册

徐攸在 编著

中国水利水电出版社
www.waterpub.com.cn

桩基检验手册

徐攸在　编著

中国水利水电出版社
www.waterpub.com.cn

内 容 提 要

本书介绍了桩基检验的各种方法和原理。共13章：绪论；桩基的一般规律；超声波法检测桩的完整性；频域法检测桩的完整性；时域法检测桩的完整性；钻孔取芯法检测桩的完整性；桩身材料的检验；静荷载试验检验桩承载力；频域法检测桩的承载力；时域法检测桩的承载力；凯斯法检测桩的承载力；CAPWAP法检测桩的承载力；静动法检测桩的承载力。

本书可供桩基设计、施工、检测和监理人员使用。

图书在版编目（CIP）数据

桩基检验手册/徐攸在编著. —北京：中国水利水电出版社，1999
ISBN 7-5084-0172-7

Ⅰ.桩… Ⅱ.徐… Ⅲ.桩基础-经验 手册 Ⅳ.U443.15-62

中国版本图书馆CIP数据核字（1999）第64514号

书　　名	**桩基检验手册**
作　　者	徐攸在　编著
出版、发行	中国水利水电出版社（北京市三里河路6号　100044） 网址：www.waterpub.com.cn E-mail：sale@waterpub.com.cn 电话：（010）63202266（总机）、68331835（发行部）
经　　售	全国各地新华书店
排　　版	中国水利水电出版社微机排版中心
印　　刷	水利电力出版社印刷厂
规　　格	850×1168毫米　32开本　5.875印张　113千字
版　　次	1999年12月第一版　1999年12月北京第一次印刷
印　　数	0001--5100册
定　　价	**18.00元**

凡购买我社图书，如有缺页、倒页、脱页的，本社发行部负责调换

版权所有·侵权必究

前　言

桩基是各种建筑物的基础形式之一，属于隐蔽工程范围，它的质量优劣直接关系到整个建筑物的安危。正因为桩基是隐蔽工程，所以其检测和事故后的处理均较困难，因此需要在设计前和施工后都进行必要的试验和检测，以保证桩基工程的质量。

目前，桩基在我国的建设工程中应用很广泛，但迄今尚没有一本适合我国近代桩基工程检验的统一规定。从某些桩基工程事故来看，其原因固然与桩基的质检不严、检验方法不当、测试水平不高以及疏于监理等有关，但也与缺乏统一的桩基检验标准有关。本书正是有鉴于此而编写的，希望对从事于桩基设计、施工、检测和监理工作的人员有所帮助。作者虽然从事桩基工程多年，但也不可能面面俱到，只能尽自己的知识水平编写此书，不当之处，在所难免，望广大读者予以指正。

本书是一本有关桩基检验的较实用和精练的手册，不涉及过多的理论，但简要地说明了各种检测方法的原理。本书遵照并引用了各有关国家标准、规程和有关规定，但也不完全拘泥于这些规定，作者对有些规程中的某些明显错误作了修正或补充。本书仅适用于大量的垂直受荷的桩基，不涉及水平受荷的桩和挡土的板桩等，对于这些桩，读者可参考本书有关内容，另行考虑。

检验桩的方法，传统的有：超声波法、钻孔取芯法和静荷载试验法等，但这些传统方法都存在一定的缺点，如超声波法要预埋管，从而使施工单位事先有所准备，失去了对桩质量抽检的意义；钻孔取芯法，对桩身有一定损害，不属于非破损性检验；静荷载试验法虽能提供较为可靠的承载力资料，但耗费过大，周期长，难以满足桩基工程的需要。近20年来，桩的动测技术得到了迅速的发展，成为非破损性检测桩的有力武器，有的方法已广泛地应用于工程中，并取得了良好的效果。本书对各种动测方法以及传统的检测方法都予以了介绍，本书对所介绍的各种方法的优缺点不予以评论，但作者提醒读者，必须根据桩基工程的特点，选择适当的测试方法，并且要符合该方法所要求的适用条件。考虑到技术的发展和应用的范围，本书未介绍波动方程法中的史密斯（Smith）法和我国的锤击贯入法，需要时，读者可查阅有关的专门资料和文献。当然，桩的检测方法和技术肯定会有新的发展和改进，所以本书中所介绍的内容虽然在目前还是比较先进的，但可以预料，随着时间的推移，有些内容肯定将会被淘汰。

本书共分13章。第一章至第二章，介绍桩基的一般规律和桩基检测的一般规定，这对桩基检测·监理以及设计和施工人员来说，都是必须掌握的基本知识；第三章至第七章，介绍目前国内外广泛应用的检测桩完整性的一些主要手段；第八章至第十三章，介绍国内外检测桩承载力的方法，其中，静动法在我国虽然尚未正式应用于桩基工程中，但作者认为，该方法在基本原理和检

测桩承载力的实际效果上有突出的优点，故本书予以介绍。

桩基的检验是一项难度较大的工作，情况比较复杂，很难用一本手册全部概括。多年的实践经验告诉我们，在桩基检验上应该遵循如下原则：在桩基的检测上应该从严，尽可能地将桩的质量问题查细、查明；但对缺陷桩的处理上，则应根据具体情况（如工程性质、实际受荷情况、桩的工作条件、缺陷的严重程度及位置等），本着对人民生命和财产负责的精神，由设计、施工、检测和监理人员共同商讨，分别采取不同的处理措施。

本书在编写过程中，得到了许多单位与个人的热情支持，作者对此表示感谢，尤其是李荣强、吴庆曾、濮存亭、沈保汉等，他们给作者提供了宝贵的资料，作者谨向他们表示深切的谢意。

徐攸在

1999 年 6 月 25 日

主 要 符 号

A—— 桩截面面积、振幅

A_m—— 声波波幅平均衰减值

$A_{i,j}$—— 第 i 测点第 j 次所测波幅值

a—— 加速度

b—— 桩截面宽度、直线方程斜率

c—— 系数、阻尼系数、波速

D—— 桩扩大端外径、声测管内径

d—— 桩径、声测管内径、芯样试件直径

d'—— 换能器外径

E—— 弹性模量

F—— 力、内力、芯样试件抗压试验中最大的力

F_a—— 惯性力

F_d—— 下行波产生的桩内力

F_v—— 上行波产生的桩内力、土的静阻力

F_V—— 阻尼力

f_{stn}—— 静动力

f—— 频率

f_{cu}^c—— 混凝土芯样试件抗压强度

$f_{cu,k}$—— 设计要求的混凝土抗压强度标准值

$f_{cu,min}^c$—— 混凝土芯样试件抗压强度最小值

H—— 落距

h—— 回弹高度、混凝土芯样试件高度

J—— 阻尼系数

K—— 安全系数、弹簧常数、声时曲线的斜率

K_d—— 桩土体系的动刚度

K_f—— 桩侧刚度

K_s—— 桩土体系的静刚度

L—— 桩长、两检测管外壁间净距

L'—— 界面距桩顶距离

L_{cr}—— 桩的临界长度

M—— 桩的质量

m_{fcu}^c—— 混凝土芯样试件抗压强度平均值

m—— 桩土体系参振质量

m_0—— 穿心锤(或落球)质量

N—— 桩身内力、导纳

N_w—— 波数

n—— 桩数

P—— 桩顶荷载

P_a—— 桩的容许承载力

P_b—— 桩底端阻力

P_{cr}—— 桩的临界荷载

P_s—— 桩侧总摩擦力

P_u—— 桩的极限荷载

Q—— 加荷阶段最大弹性位移

Q_m—— 卸荷阶段桩侧土的最大弹性位移

Q_0—— 激振力幅值

Q_u—— 卸荷阶段桩底土的最大弹性位移

R—— 土阻力

R_d—— 土的动阻力

R_L—— 重新加载水平

R_N—— 负阻力

R_r—— 反射系数

R_s—— 土的静阻力

R_t—— 透射系数

R_v—— 最大静阻力

S—— 桩的沉降量、桩的缺损长度

S_{fcu}^2—— 混凝土芯样试件抗压强度标准差

T—— 周期

t—— 时间、实测声时

$\bar{t}$—— 平均声时

t'—— 声时修正值

$t_{i,j}$—— 第 i 点第 j 次实测声时

t_0—— 声测系统的延迟

U—— 位移

v'—— 速度

v'_i—— 入射波速度

v'_r—— 反射波速度

v'_t—— 透射波速度

v—— 速度

v_c—— 纵波在桩身内的速度

v_d—— 下行波速度

v_p—— 混凝土中纵波速度、声速

v_{pm}—— 混凝土中纵波的平均速度

v_t—— 声测管管壁中的声速

v_{tpe}—— 桩尖质点运动速度

v_u—— 上行波速度

v_w—— 水中声速

W—— 位移

Z—— 深度、波阻抗

α—— 水电效应法中换算系数、声波衰减系数、混凝土芯样不同高径比的强度换算系数

β—— 系数、静动刚度比

β_v—— 调整系数

γ—— 容重

ε—— 回弹系数

η—— 桩截面的缺损率、桩的动静刚度测试对比系数

ν—— 泊松比

ξ—— 动静刚度对比系数

ρ—— 密度

σ—— 应力、压强、标准差、均方差

σ'_A——（相对）波幅标准差

σ'_t——（相对）声时标准差

σ_v—— 声速标准差

ω—— 圆频率

作 者 简 介



徐攸在 冶金部建筑研究总院抗震所顾问总工。1956年毕业于哈尔滨工业大学土木系。从事土力学及地基基础的教学、设计及科研工作40多年；在国内外发表论文50多篇；编著出版了《桩的动测新技术》、《盐渍土地基》等专著；科研成果《季节性冻土地基》获全国科学大会奖、《共振试桩法》获中国专利银奖、《盐渍土地基》获国家科技进步奖；并享受政府特殊津贴。

曾担任国际土力学与基础工程协会第三技术委员会委员、中国振动工程学会理事，兼土动力学专业委员会秘书长、中国深基础协会名誉理事、中国《岩土工程学报》编委会副主任等职。

目　录

前　言
主要符号
第一章　绪论 …… 1
第一节　桩基检测的目的及检测的桩数 …… 2
第二节　桩基检测方法的选择 …… 5
第三节　桩基检测的基本要求 …… 7
第四节　桩基的验收 …… 10
第二章　桩基的一般规律 …… 13
第一节　桩的传力机理及桩身应力 …… 13
第二节　群桩的作用 …… 15
第三节　刚性承台的作用 …… 16
第四节　桩承载力的基本概念 …… 18
第五节　桩承载力的离散性 …… 19
第六节　嵌岩桩的承载力 …… 21
第七节　加荷速率对桩承载力的影响 …… 22
第三章　超声波法检测桩的完整性 …… 25
第一节　基本原理及适用范围 …… 25
第二节　检测仪器及检测方法 …… 28
第三节　检测结果及其分析 …… 35
第四节　应用实例 …… 39
第四章　频域法检测桩的完整性 …… 42
第一节　基本原理及适用范围 …… 42

第二节　检测仪器及检测方法 …… 47
第三节　应用实例及分析 …… 49
第五章　时域法检测桩的完整性 …… 52
第一节　基本原理 …… 52
第二节　测试技术 …… 56
第三节　影响桩顶速度曲线的因素 …… 59
第四节　应用实例 …… 65
第六章　钻孔取芯法检测桩的完整性 …… 70
第一节　概述 …… 70
第二节　检测设备及方法 …… 71
第三节　应用实例 …… 74
第七章　桩身材料的检验 …… 76
第一节　钢桩的材质检验 …… 76
第二节　钢筋混凝土桩的材质检验 …… 78
第八章　静荷载试验检测桩承载力 …… 87
第一节　概述 …… 87
第二节　检测设备及方法 …… 93
第三节　应用实例 …… 96
第九章　频域法检测桩的承载力 …… 100
第一节　基本原理及适用范围 …… 100
第二节　检测仪器及方法 …… 104
第三节　应用实例 …… 105
第十章　时域法检测桩的承载力 …… 109
第一节　基本原理 …… 109
第二节　检测仪器及方法 …… 112
第三节　应用实例 …… 116
第十一章　凯斯（CASE）法检测桩承载力 …… 120
第一节　基本原理 …… 120

第二节　检测设备及方法 …… 125
第三节　应用实例及结果分析 …… 134
第十二章　CAPWAP 法检测桩承载力 …… 137
第一节　基本原理及计算步骤 …… 137
第二节　应用实例 …… 144
第十三章　静动法检测桩的承载力 …… 149
第一节　基本原理 …… 150
第二节　检测装置及试验过程 …… 154
第三节　试验结果分析 …… 156
第四节　应用实例 …… 159
主要参考文献 …… 168

第一章 绪 论

桩基是应用较广泛的基础形式之一，它可以将荷载通过桩侧的摩阻力、桩底的阻力传到桩底处的持力层上。在有些地区（如软土地区、地震区等），桩基是较可靠的一种基础形式，在一定地质条件下，对某些工程来说，桩基可能成为唯一的选择。但桩基也是较昂贵的基础形式，一根普通的钢筋混凝土桩，根据其桩长和桩径大小，其价格可为 900 元、9000 元，甚至上万元。因此，充分发挥桩的作用，保证满足设计的需要，是桩基工程的关键。

目前，我国桩基施工队伍庞杂，施工工艺各异，施工机具也良莠不齐，桩基的施工质量不佳是较为普遍的问题，甚至有偷工减料的现象，如果不及时查出并采取补救措施，将会对整个工程造成不可估量的损失，这已被许多严重的桩基工程事故所证实，对此不能有任何侥幸的思想。但是，从另一方面来看，我国的桩基工程中，也确实存在着严重的浪费现象，最主要的是没有充分发挥桩的承载力，设计者没有按照规定的程序，根据试验资料提供的桩承载力进行设计，而是按自己保守的估算来设计桩数和桩长等，从而造成了桩基工程的极大浪费，即使随后对工程桩的检测试验结果表明原设计是保守的，也已造成了既成事实。

由此可见，无论从保证桩基工程的质量和安全需要

还是避免桩基工程的浪费角度考虑，都必须及时进行桩基的检验和测试。本书除了介绍几种传统的检测方法外，还介绍一些近20年来新发展的桩的检测方法。采用这些方法，并根据本书所阐明的精神和原则，就可以给桩基设计提供可靠的依据，并保证桩基工程的施工质量。

有的建设单位或设计单位未进行桩基的检验和测试，固然是由于对检测在桩基工程中的重要作用认识不足，但也有的是嫌传统的检测方法（如抽芯、超声波检测、静荷载试验等）成本高、耗时长、数量少，尤其对检测的桩，因施工单位事先可以知道（如超声波检测和静荷载试验），从而使检测结果失去了代表性。因此，本书也介绍一些近20年来新发展起来的桩的检测新方法，它们成本较低，耗时少、检测的覆盖面大，使检测结果更具有代表性，并已在国内外桩基工程中得到应用。

另外，还有必要指出，桩基检测的结果虽然可以给桩基的设计和处理提供依据，但是桩的检测与桩基的设计和处理是两回事，后者还要根据工程的具体情况来确定。换句话说，即使某桩的检测结果相同，但在不同的工程中，可能因荷载情况、桩的工作条件、群桩的桩数、工程地质条件等的不同，其设计和处理的结果也不同。

第一节　桩基检测的目的及检测的桩数

一、桩基检测的目的

桩基检测的目的主要有两个：一个是为桩基的设计

提供合理的依据；另一个是检验工程桩的施工质量，是否能满足设计要求。

第一个目的通常是通过在建筑现场的试桩上实现的。为了给设计提供合理的依据，试桩可为不同桩径、不同桩长、不同型式、甚至采用不同的施工工艺。

第二个目的则是通过对工程桩抽样检测来达到的。为了使检测结果具有代表性，必须随机抽样检测，并保证有一定的检测数量。如果因种种原因，万不得已而不能进行抽样检测时，也至少应根据现场掌握的施工情况，分别好坏进行检测。

二、桩的检测数目

桩的检测数目应根据具体情况来定。桩身材料性质（钢桩、木桩、钢筋混凝土桩）、桩的类别（预制桩、灌注桩）、桩的施工方法（人工挖孔桩、机械成孔桩）、承台下的桩数（独桩、少桩、多桩）、土质条件（土质复杂、土质简单）、地下水条件（水下成孔桩、水上成孔桩）、工程重要性（一般工程、重要工程）、检测的精度以及桩的施工水平等，都对确定检测的桩数有影响。无视具体情况，硬性规定一个检测桩数，显然是不合理的。

我国的GBJ7—89《建筑地基基础设计规范》规定：对于一级建筑物（如重要的工业与民用建筑物等），在同一条件下（相同的土质条件和相同的桩型）的试桩数量，不宜少于总桩数的1%，并不应少于3根；对于二级建筑物（如一般的工业与民用建筑物）桩基的检测桩数则未作具体规定。而在实际执行上述规定时，往往在不满足同一条件的情况下，均以不少于总桩数的1%或3根桩

作为检测的桩数。而我们认为，即使在同一地质条件下，对同类桩型，只检测总桩数的1%或3根桩，在多数情况下也是不够的。而对大量的一般工业与民用建筑的桩基，不要求检测，显然也不适宜。

上海市的DBJ08—11—89《地基基础设计规范》则规定灌注桩的检测数量对一般工程不应少于总桩数的10%；当单桩垂直抗压极限承载力较大且设计上需要时，应逐根检查。

其他有关规定对桩的检测数目也都没有明确的、全面的、统一的规定，其结果是，业主或设计者自行其是，往往得不到可靠的检测结果。当然，从检测的效果看，检测的数目愈多愈好，但检测数目愈多，必然费用愈高、检测的时间也愈长，因此，必须全面考虑。我们综合多方面的经验，在设计没有特殊要求的前提下，对于重要的或一般的桩基工程，提出如下检测桩数的规定：

设计前，为了取得单桩承载力作为设计依据，试桩数目可按表1-1确定。

施工后，为了检验桩基工程的质量，应对工程桩进行桩身完整性和承载力的检测，其检测数量，除设计有特殊要求外，对重

表 1-1　设计前钢筋混凝土桩的试桩数

建筑场地的地质条件	预制桩	灌注桩
简　单	≥3根	≥6根
复　杂	≥6根	≥12根

注　1. 钢桩的试桩数可参考预制桩确定。
2. 木桩的试桩数可参考灌注桩确定。
3. 复杂地质条件系指各桩的土层条件不同。
4. 试桩应选择场地内具有代表性的不利和有利的土层条件下进行。
5. 表中试桩数可根据试验方法及试验单位的可靠程度作适当调整。

要的或一般的桩基工程，可按表 1-2 确定。

表 1-2　　钢筋混凝土工程桩的检测数

承台下的桩数（根）	类型 / 场地地质条件	预制桩	灌注桩
≥9	简单	不少于总桩数的2%，并不少于3根	不少于总桩数的4%，并不少于6根
	复杂	不少于总桩数的4%，并不少于6根	不少于总桩数的8%，并不少于12根
8～4	简单	不少于总桩数的4%，并不少于6根	不少于总桩数的8%，并不少于12根
	复杂	不少于总桩数的8%，并不少于12根	不少于总桩数的20%，并不少于24根
≤3	简单	不少于总桩数的20%，并不少于24根	桩总数的24%～100%
	复杂	桩总数的100%	桩总数的100%
条形承台下的桩	简单	不少于同一条形承台下总桩数的4%，并不少于6根	不少于同一条形承台下总桩数的8%，并不少于12根
	复杂	不少于同一条形承台下总桩数的8%，并不少于12根	不少于同一条形承台下总桩数的20%，并不少于24根

注　1--5. 同表 1-1。

6. 如设计前的试桩是在工程桩上进行，则表中工程桩的检测数可包括试桩的数目在内。

第二节　桩基检测方法的选择

选择桩的检测方法，首先要根据设计所要求的检测项目，选择相关的检测方法。例如，对钢桩或预制钢筋

混凝土桩的材质或完整性已有检验报告及有保证的前提下，就毋需进行桩身材质或完整性的验测。

当同一检测项目有几种可供选择的检测方法时，则应根据“技术可靠、经济合理”的原则，因地制宜地选择。

由于桩基工程中桩的施工情况各不相同，桩的承载力值也较离散，所以对桩基检测评价时，不仅对某一根桩，而是对整个桩基，因此，在选择检测方法时，必须考虑到检测的桩必须有一定的覆盖面（或有一定的数量），否则也谈不上技术可靠。此外，“技术可靠”还包涵着对检测单位（甚至检测人员）的选择，事实表明，即使同一检测方法，由于检测手段或检测人员的素质不同，其检测结果的可靠程度也不同。

为了贯彻“技术可靠、经济合理”的原则，许多工程采用两种或两种以上检测方法相结合的办法来进行。例如，用小应变动测法对桩的完整性和承载力进行普查，然后对少量有争议的桩进行静荷载试验检测。

选择对工程桩检测的方法时，还应尽量避免让施工单位事先知道要检测的桩。否则，检测结果就失去了检测的代表性，因而丧失了检测的意义。例如，采用超声波法检测灌注桩完整性时，因事先要埋设声测管而容易被施工单位所知晓，从而对这些被检测桩的施工质量特别注意，以便满足要求。

表 1-3 列出了检测桩的各种方法及其功能（检测项目），读者可根据具体情况，选用有关的一种或几种方法以满足检测的需要。

表 1-3　　桩的检测方法及项目

检测项目 / 检测方法		桩身材质	桩完整性	桩承载力	备注
钢材强度试验		○			按GB228和GB2975
混凝土强度试验		○			按 CECS03：88
超声波检测法		○	◑		按 JGJ/T93—95
钻探取芯法		○	◑		按 CECS03：88
静荷载试验法			◑	○	按 GBJ7—89
小应变动测法	反射波法		○		按 JGJ/T93—95
	稳态法		○	○	
	瞬态法		○	○	
大应变动测法	凯斯法		◑	○	按 JGJ106—97
	CAPWAP 法		◑	○	
	静动法			○	按 ASTM 标准

注　1. 表中的◑符号表示该方法具有的这种检测功能（能检测此项目）是有限制条件的。

2. 表中所列的各种检测方法及其功能均为目前国内外在桩基工程中所使用的。

第三节　桩基检测的基本要求

桩基检测有两方面的基本要求：一是对桩的位置的要求，必须满足设计的需要；二是对桩本身完整性和承载力的要求，对工程而言，也需要满足设计的要求。

一、对桩的位置的要求

（1）桩底必须落在设计规定的标高和持力层上，如地质条件有局部变化，除摩擦桩外，必须经设计者同意，方可改变桩底的标高和持力层条件。对于摩擦桩，桩底

标高允许的偏差为±100mm。

（2）桩顶标高的允许偏差为±70mm。

（3）桩在平面位置上的允许偏差，应符合表1-4和表1-5的规定。

表 1-4　　打入桩平面位置的允许偏差

项次	项目	允许偏差	
1	桩上有基础梁时： （1）垂直基础梁的中心线 （2）沿基础梁的中心线	 100mm 150mm	垂直度为1%
2	桩数为1～3根或单排桩基中的桩	100mm	
3	桩数为4～20根桩基中的桩	$\frac{d}{2}$或$\frac{b}{2}$	
4	桩数超过20根桩基中的桩： （1）最外边的桩 （2）中间的桩	$\frac{d}{2}$或$\frac{b}{2}$ d或b	

注　1. 本表打入桩系指钢筋混凝土预制桩、钢桩和木桩。
2. 表中d表示桩的外直径，b表示桩截面边长。

表 1-5　　灌注桩平面位置的允许偏差

项次	项目	允许偏差		
		平面位置		
		1～3根或单排桩基垂直于中心线以及群桩基础的边桩	条形桩基沿中心线方向和群桩基础的中间桩	
1	护壁成孔灌注桩、干成孔灌注桩、爆扩成孔灌注桩	$d/6$	$d/4$	垂直度为1%
2	沉管成孔灌注桩： （1）桩数为1～3根或单排桩基中的桩 （2）桩数为4～20根桩基中的桩 （3）桩数超过20根的桩基中最外边的桩 （4）桩数超过20根的桩基中的中间桩	70mm $d/2$ $d/2$ d		

注　表中d为灌注桩的直径。

二、对桩的完整性和承载力的要求

1. 对桩的完整性要求

桩身存在下列情况之一者，即为不合格的缺陷桩（或叫“病桩”）：断裂、离析、夹泥、蜂窝、缩颈（桩截面积比原设计截面对称缩小 1/4 以上或非对称缩小 1/5 以上）。这些情况较多地出现在灌注桩上，而几乎没有在预制的钢筋混凝土桩和木桩或钢桩上发现过，因此，对完整性的要求和检测，主要应针对灌注桩。灌注桩的扩颈虽无不利影响，但桩径偏差也不宜超过＋50mm。

对有缺陷的“病桩”除在桩基验收单上明确指出外，还应处理。处理方法则应根据实际荷载大小、缺陷的性质和程度、缺陷的位置、承台下的桩数、桩的性质（摩擦桩还是端承桩）等具体条件，由设计者决定。

2. 对桩的承载力要求

检验工程桩是否合格的最终标志，即检验桩的承载力，看工程桩是否满足设计要求的承载力。由于设计要求的承载力的依据不同（详见第二章第四节），所以其容许承载力值的大小可能不同，但都应保证桩基础的强度稳定和沉降变形的要求。根据理论和试验结果分析（详见第二章第二节）以及实际经验的总结可得出结论：对于少桩基础，其承载力可用试验桩的强度稳定条件控制；而对多桩基础，则其承载力以试验桩的沉降变形条件控制为宜，即使按 GBJ7—89《建筑地基基础设计规范》确定的单桩承载力标准值，也应提供在该荷载作用下桩的变形值（或沉降量），以便设计者考虑桩基是否能满足变形的要求。

如果桩承载力的检测是为设计提供承载力的依据，则选择的试桩应在有代表性的工程地质条件处。如建筑场地的工程地质条件变化较大，则应选择处在各种地质条件下的桩进行测试，并考虑到试桩在同一地质条件下的离散性（详见第二章第五节），以便设计者选用。

第四节　桩基的验收

桩基础属于隐蔽工程，在竣工时必须经过严格的验收程序。如果在上部结构施工中或竣工后发现桩基存在着质量问题，将会带来极大的麻烦和处理上的困难。

桩基的验收需由工程业主（甲方）、设计者（乙方）和桩基的施工单位（丙方）的代表共同进行。

桩基工程验收时，应具备下列资料：

（1）桩位测量放线图。

（2）工程地质勘察报告。

（3）桩材料试验记录。

（4）桩的制作和打桩记录。

（5）桩的竣工平面图（基坑开挖至设计标高的桩位图）。

（6）桩的检测报告（包括桩的钻孔取芯试验资料、桩的超声波检测报告、桩的静荷载试验资料、桩的动测报告等）。

根据上述资料，由甲、乙、丙三方共同按有关规定和合同要求，评定桩基工程是否合格，并会签桩基工程验收单。桩基工程验收单形式如表 1-6 所示。

表 1-6

桩基工程验收单厂

工程名称：

桩号	桩长（m）	桩径及扩底径（m）	桩的类型	材料强度（MPa）	偏差			完整性		承载力（kN）			备注
					桩顶底标高偏差（mm）	桩轴线偏移（mm）	垂直度（%）	方法1	方法2	方法1	方法2	方法3	
评定及处理意见													

工程业主代表：　　年　月　日

设计单位代表：

施工单位代表：

桩基工程验收单是综合各种检测结果的一览表，如实反映了桩基工程的质量情况，是桩基工程验收的凭据。表中桩的类型一栏填写钻孔灌注桩或打入钢筋混凝土预制桩等；备注一栏可填写检测桩完整性和承载力所采用的方法，评定桩基各项指标所依据的规定名称以及其它所需要说明的问题。

在评定桩基工程时，如发生争议，则应及时召开有关技术会议，由专家进行裁决。

第二章　桩基的一般规律

桩基工程的检测人员必须对桩基工作原理及某些规律有足够的基本知识，这样才能正确地进行桩基工程的检测，并正确地分析和判断桩基工程的质量。因此，本章着重介绍与桩基检测有关的一些基本知识，使读者掌握这些基本知识，做好检测工作。

第一节　桩的传力机理及桩身应力

我们知道，桩首先是通过桩周的摩擦阻力将桩顶的力传递到桩周的土层中去的。当作用在桩顶的力 P 较小时，仅桩顶附近的桩段压缩变形，使该段桩与桩周土产生相对位移，此相对位移在桩顶处最大，并随着深度的增加而逐渐减小，所以桩周土的摩擦阻力也随之逐渐减小。当作用在桩顶的力 P 逐渐增大时，桩顶附近桩段与桩周土之间的相对位移超过极限值（此值与土的性质有关），其摩擦阻力也达到其极限值而不再增大，于是桩的压缩区向下延伸，桩与土的摩擦阻力也随之向桩底发展。如果桩底以上的桩侧的总摩擦阻力 P_s 仍不足以平衡桩顶所受的力 P，则剩余部份由桩底持力土层的端阻力 P_b 来承担。如图 2-1 所示。

由上所述可知，通常所讲的桩由桩侧摩阻力和桩端

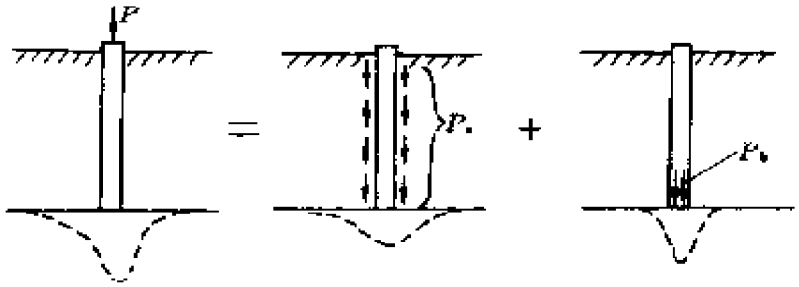

图 2-1　桩的传力机理（图中虚线为
桩底持力层顶面的沉降曲线）

阻力传递荷载是有条件和先后次序的。如桩很长，桩侧摩阻力足以平衡桩顶的荷载时，桩底的力 P_b 为零，这就相当于纯摩擦桩的情况；相反，如果桩侧土较软弱或者桩的长径比（L/d）较小，桩侧摩阻力 P_s 可忽略不计，此时的桩顶荷载 P 全靠桩端反力 P_b 来平衡，这就是端承桩的情况。

与此相关，桩的内力 N（或应力 $\sigma=N/A$，A 为桩身截面积）也随桩侧摩阻力而变化，桩顶处的 N 最大（$N=P$），而桩底处的内力 N 最小（$N=P_b$）（如图 2-2 所示）。只有桩侧摩擦阻力为零（$P_s=0$）的端承桩，其桩身

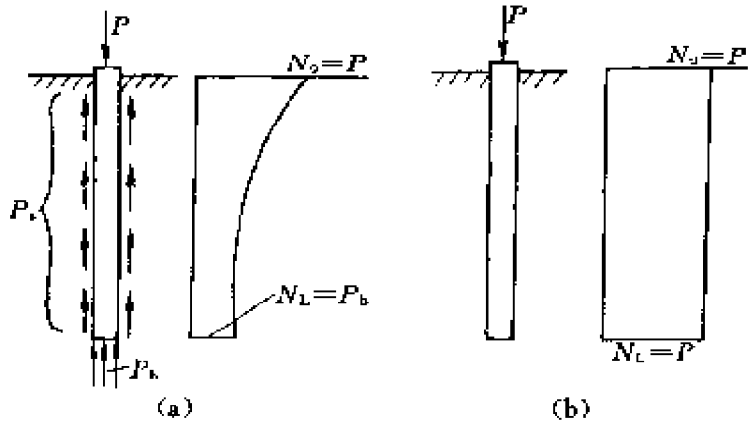

图 2-2　桩身内力分布
（a）非端承桩；（b）端承桩

内力从桩顶到桩底才均匀不变，即 $N=P$。所以对具有桩侧摩阻力 $P_s \neq 0$ 的桩（无论是摩擦桩、摩擦端承桩还是端承摩擦桩）其桩身内力 N 均为上大下小。因此，除端承桩外，对于一般的桩来说，如在检测中发现有同样的缺陷（如缩径、裂隙、离析等），则此缺陷在桩顶部的危险性就要比在底部的危险性大。在有的情况下（如对摩擦桩），底部的缺陷有可能对桩的正常工作影响极小。

第二节　群桩的作用

实际的桩基础多为群桩，而我们在检测中使用的方法，除静动法外，其它方法均只能用于单桩。因此，桩基的检测人员必须了解单桩与群桩在荷载作用下的异同。

图 2-3 即为相同桩径、桩长，在同一土层条件下单桩与群桩的静荷载试验曲线，图中纵坐标为桩基的沉降量（mm），横坐标为作用在每根桩上的平均荷载 $P=\sum_{i=1}^{n} P_i/n$ (kN)，n 为承台下的桩数（n 分别为 1、4、9）。

从图 2-3 的试验曲线可以得出如下重要结论：单桩（$n=1$）的静荷载试验曲线不能代表群桩的静荷载试验曲线，群桩的桩数（n）愈多，与单桩的差别愈大；单桩试验曲线所得的极限荷载最小，群桩中每一根桩的极限荷载均比单桩的大，所以用单桩试验曲线来推定群桩中每一根桩的极限荷载是偏于安全的；在相同的平均荷载（P）作用下，单桩试验曲线所得的沉降量（S）最小，群

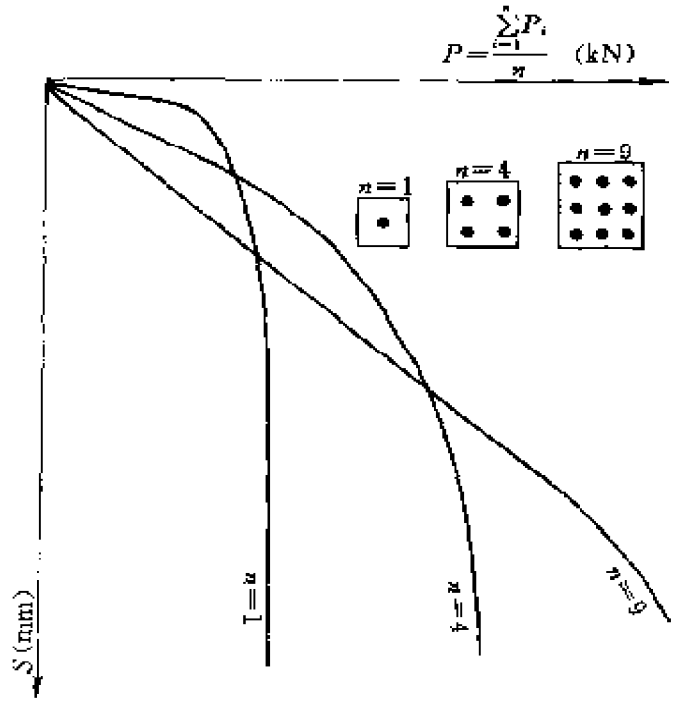

图 2-3　单桩与群桩的静荷载试验曲线

桩的沉降量均比单桩的大，所以用单桩试验曲线来推定群桩的沉降量是偏于不安全的。因此，根据单桩的检测结果，确定单桩承载力，并将此承载力用于群桩时，必须考虑群桩效应会使沉降量增大。

桩的群桩效应与天然地基上，在相同基底压力下的基础面积效应一样，就强度稳定而言，面积越大愈好（所以可用宽度修正），但对沉降而言，则面积愈大沉降也愈大。对此，桩基检测人员必须要有清晰的概念。

第三节　刚性承台的作用

绝大多数的桩基都有一个刚性承台将许多桩联接在一起，使各桩之间不可能产生相对沉降，因而群桩基础将只会有整体下沉，这样，荷载通过刚性承台将重新分

配到各桩上。实测资料表明，一个像图 2-4 所示有刚性承台联接的群桩，实际作用在每个桩顶的荷载并不都一样，其中角桩承担的力最大，约为（1.4～1.8）P（P 为每根桩的平均荷载，即 $P=(\sum_{i=1}^{n}P_i)/n$，n 为承台下的桩数）；边桩次之，约为（0.9～1.2）P；中间桩上实际分担的荷载最少，约为（0.4～0.6）P。这与刚性基础下，基底反力的分布图形相类似。

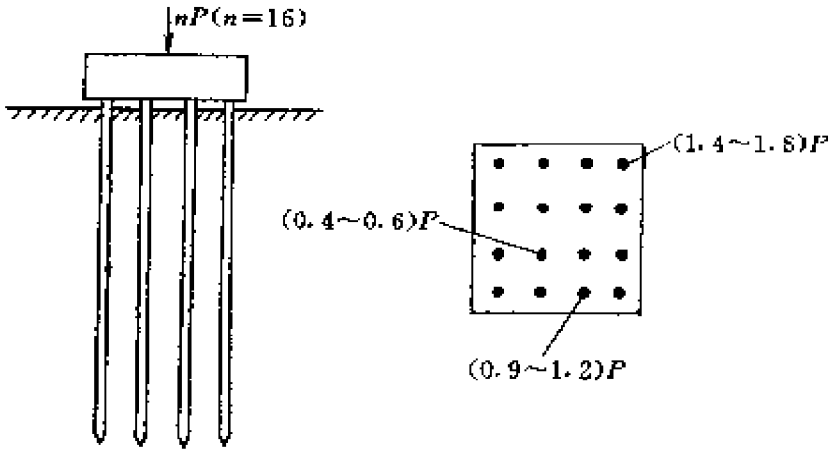

图 2-4　刚性承台下桩顶荷载的分配示意

由此可见，刚性承台下的实际上桩并非均匀分担承台上的荷载，有的桩要超载，有的桩则卸载，这样才能保证桩基础的整体沉降，即所谓刚性承台的调整作用。同样道理，当群桩中某根桩有缺陷或承载力不足时，刚性承台也能发挥作用，使该桩卸荷，而将荷载加到周围无缺陷的桩上去，但是这种荷载的调整，只有在桩数较多时才能进行，对于独桩（$n=1$）或少桩的基础，即使有刚性承台，荷载的重分配也难以实现。这就是为什么我们在上一章中对少桩基础强调要增加桩检测数目的原因。

第四节　桩承载力的基本概念

桩基检测的一个重要内容是确定桩的承载力。而桩的承载力是由桩本身的材料强度或岩土对桩的支承力决定的。当岩土的支承力很大时（如超长桩、支承在微风化硬质岩石上的端承桩等），则桩的承载力就由桩材料强度决定。一般情况下，桩的承载力都是由土的支承力来控制的。

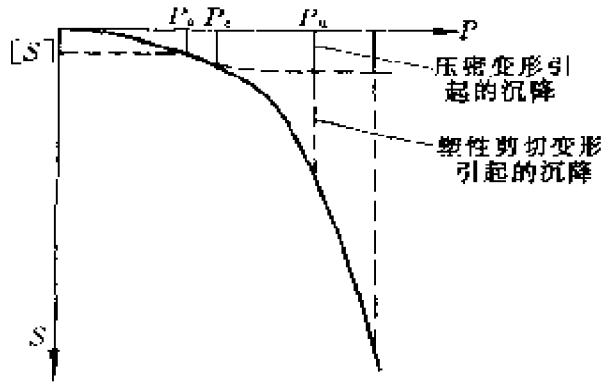

图 2-5　桩的静荷载试验曲线

桩的典型静荷载试验曲线如图 2-5 所示。但是，究竟在 P-S 曲线上取哪一点作为设计采取的桩的容许承载力呢？这就可以有多种选择，很难说哪种选择是错误的。国外曾有人将同一条 P-S 曲线分发给世界上著名的桩基专家以确定该桩的设计承载力，结果答案是各不相同，有的相差 1 倍以上。我国的GBJ7—89《建筑地基基础设计规范》规定：桩的容许承载力取为极限荷载的 1/2，即 $P_a = P_u/2$，也就是按土的强度来控制。

但在规范的编制说明中也认为：根据静载荷试验结果确定单桩承载力，历来有各种不同的分析方法和处理意见，国内外有关规范的规定也各不相同，但大体上可分为按强度控制和按变形控制两大类。原苏联的建筑法规（77）中，对房屋及构筑物的规定已从 1956 年的按强度控制转为按桩顶变形量控制。原西德采用确定极限强度

与规定桩顶变形量两者相结合。日本土质工会试桩标准采用屈服强度控制，而日本建筑基础设计规范采用的却是控制变形量。美国各州则大都采用按变形增长速率或变形量控制的方法。由此可见，按变形（即桩的沉降）控制并确定桩的容许承载力，是合理的趋势。

此外，按强度控制桩承载力还有如下严重的缺点：

（1）极限荷载 P_u 的不确定性，不同的规定可以得出不同的 P_u 值，目前至少有十几种规定，而且互相矛盾，相差也很大。

（2）在许多情况下（如扩底桩、大直径灌注桩等）得不到桩的极限荷载 P_u，而规定以桩总沉降量 S 为 40mm 时相应的荷载作为极限荷载，这也是缺乏足够根据的。

（3）从图 2-6 所示的两根桩（1 号桩和 2 号桩）的 P-S 曲线可以明显看出，尽管在任何可能的设计荷载下，1 号桩的沉降量均小于 2 号桩，或在相同的沉降量时，1 号桩能承受的荷载要比 2 号桩大，但如按极限荷载 P_u 确定的承载力，则 2 号桩反比 1 号桩大，这显然是错误的。

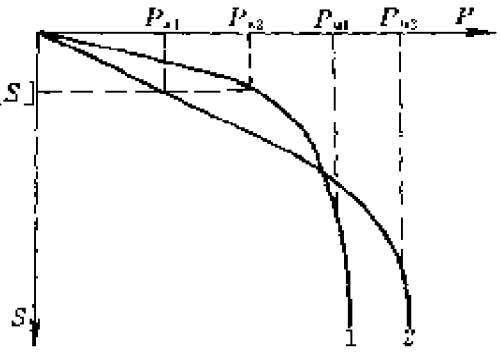

图 2-6　按变形或按强度控制确定的桩承载力值

1--1 号桩；2 - 2 号桩

第五节　桩承载力的离散性

桩的承载力，即使对同一桩型和同一场地的桩实际

上也存在着差别。造成这种承载力差别的因素很多：场地内土层有变化、各桩的实际入土深度（或进入持力层的深度）不同、各桩的实际桩径不等（对灌注桩而言）、各桩的垂直度偏差大小不同、灌注桩桩底处沉渣厚度不等、打入桩的打入次序先后不一、各桩在群桩中的具体位置不同以及预制桩打入时是否造成表层土与桩侧脱离和脱离的深浅程度不同等都会对桩的承载力值有一定影响。

桩承载力的离散性是很难估计和计算的，但它却可反映施工技术水平和施工质量的优劣。在其它条件相同的情况下，承载力值离散性大的桩，往往在施工工艺、施工方法、施工机具、施工管理等方面存在着问题。一般来说，预制桩承载力值的离散性（可用变异系数 C_v 表示）要比灌注桩的小。从搜集到的试验资料来看，灌注桩中挖孔桩的承载力离散性较小，而爆扩桩的承载力离散性似乎最大。

作者在 80 年代已指出桩承载力的这种离散性，并建议用概率方法确定桩承载力的设计值。10 多年来国内外许多桩基工程的静荷载试验资料都已证实了这一规律。图 2-7 为北京市某工程在同一场地上 11 根混凝土灌注桩的静荷载试验资料的容许承载力 P_a 的分布图，这些桩桩长为 3.6m，桩径为 320mm，图中横坐标表示容许承载力值，纵坐标为某容许承载力范围内的桩数。从图中可以看出，11 根桩中承载力最大的可达到最小值的 2 倍以上，其平均值 P_a 为 334kN，均方差 σ 为 56kN，变异系数 C_v 为 0.168。图 2-8 为另一工程在同一场地 13 根预制

钢筋混凝土桩的静荷载试验所得的容许承载力 P_a 的分布图，其桩长为 12m，截面为 350mm×350mm。从图中可以看出，预制桩的承载力值虽然其离散性不如灌注桩大，但其实际承载力值相差还是较大的。

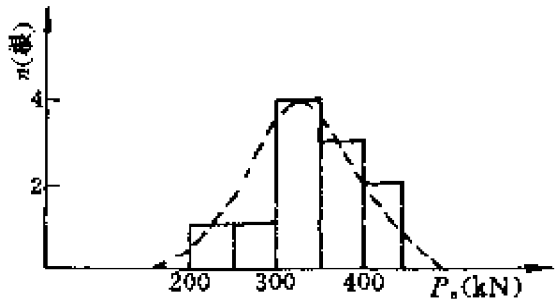

图 2-7　某工程灌注桩实测容许承载力值的分布（$L=3.6$m，$d=320$mm）

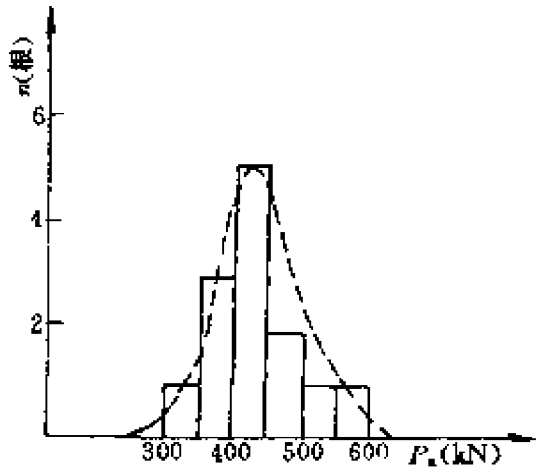

图 2-8　某工程预制桩实测容许承载力值的分布（$L=12$m，$d=350$mm）

由于桩承载力的这种离散性，我们在检测中，不仅要注意试桩的检测精度，尤其要注意检测结果的代表性。为此，对于不利条件下的桩基（如桩数少、地质条件复杂、灌注桩等），要求检测的桩数不少于 12 根，这就是从概率统计的要求出发的。至于如何根据实测的承载力值，用概率统计的方法确定桩的设计承载力已超出本书的范围，读者可参阅其它有关著作。

第六节　嵌岩桩的承载力

有些工程的桩是支承在微风化的硬质岩石上的，称

为嵌岩桩。如前所述，此类桩的承载力是由桩身材料强度来决定的，所以，对嵌岩桩就毋需进行承载力的检测，只要进行完整性检测就可以。如桩身无缺陷，材料强度达到设计要求，桩的承载力就不存在问题。

有的端承桩（包括扩底桩）虽然桩底不一定支承在微风化的硬质岩石上，但如果桩底的端阻力足以支承桩顶的荷载，则这类桩检测的重点也是桩身的完整性，因为只要桩身是完整的、没有缺陷，桩的承载力就没有问题。

第七节　加荷速率对桩承载力的影响

本章第四节中已经说明了桩承载力的构成，并指出，一般情况下桩的承载力都是由土的支承力来控制的。而土的支承力（无论是土的变形还是土的强度）都与加荷速率有很大关系。图 2-9 和图 2-10 分别表示了变形速度对砂土和粘性土强度的影响。我们知道，加荷速率对土（尤其是饱和土）的变形也有很大的影响，在相同的时段内，加荷速率愈大，土所产生的变形愈小。

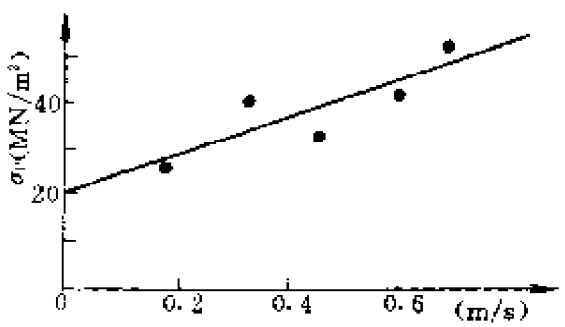

图 2-9　变形速度对砂土强度的影响

所以，一般情况下，加荷速率对桩的承载力影响也很大，在同一荷载 P 作用下，加荷速率愈慢，桩的沉降 S 愈大，承载力愈低。因

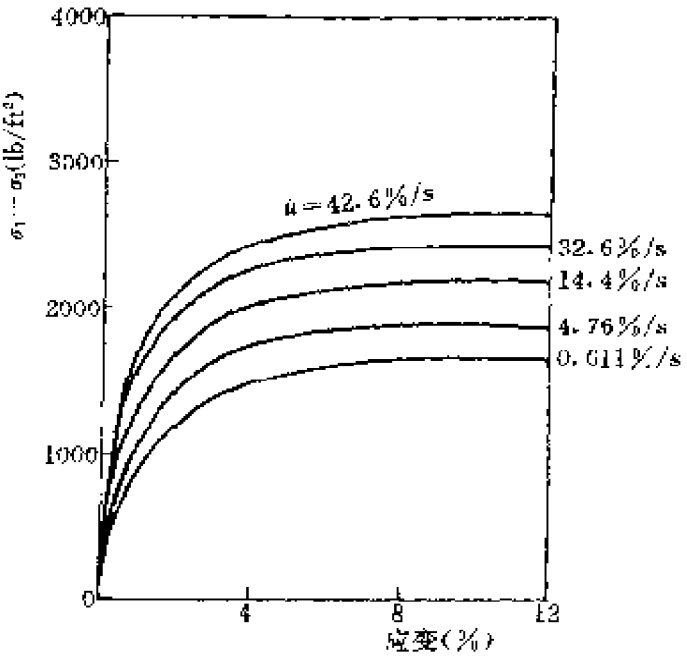

图 2-10　变形速度对粘土
快剪强度的影响

此，国内外的桩基规范均以慢加荷（即维持荷载法）为标准，来确定桩的承载力，其它快加荷方法（包括各种动测法在内）都不可能直接得到正确的 P-S 曲线。图 2-11 即为不同加荷速率下所得到的桩的 P-S 曲线。图中的伪静力法为荷兰 IFCO 研制的一种动测桩承载力方法（详见《第四届全国土动力学学术会议论文集》P. 381）。

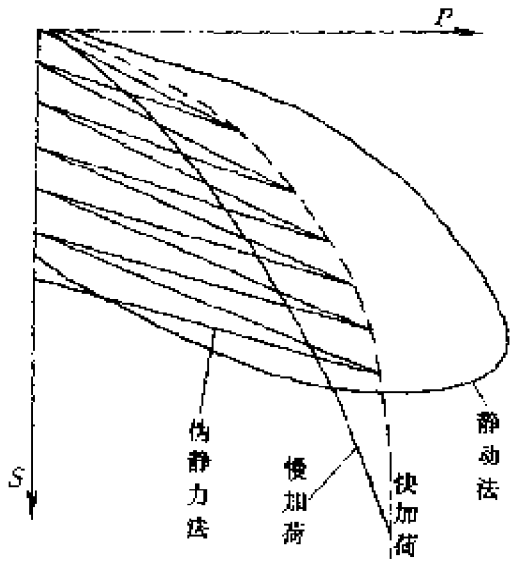

图 2-11　不同加荷速率下
桩的 P-S 曲线

慢加荷与实际工程情况比较接近，所以得到的 P-S 曲线和承载力均接近实际，但每级荷载下沉降都要达到稳定

标准，耗时多、效率低。快加荷方法克服了慢加荷方法的上述缺点。快加荷方法即每级荷载下不等到沉降稳定就加下一级荷载，这样得到的 P-S 曲线显然与实际相差甚远，但有资料表明，由此所得的桩极限荷载与慢加荷的极限荷载 P_u 相近（如图 2-11 所示）。

第三章　超声波法检测桩的完整性

第一节　基本原理及适用范围

一、超声波检测的基本原理

超声波检测混凝土桩的基本原理与通常的混凝土超声波探伤的原理是一样的，即在桩的一侧通过发射探头将电能转换为机械能，发出超声波（频率在 20kHz 以上）穿透混凝土桩，然后在桩的另一侧，通过接收探头将此超声波接收后又还原为电信号，将此信号放大，即可在示波器上显示，声波的历时则由数码显示器给出，并可打印出数值。由于超声波所穿透的混凝土厚度（或距离）为已知，根据超声波脉冲发出和到达的时间，即可算出在混凝土中传播的声速（或纵波速度）v_p。由声速可直接判断桩身混凝土的质量，混凝土愈密实，声速 v_p 值愈大；相反，混凝土愈松散，或声波脉冲路径中有孔洞、裂缝或离析等，则声速就会减小，由此可以检验桩身混凝土的质量和完整性。

由此可见，超声波检测混凝土桩桩身质量和完整性的理论基础是根据弹性波波速与介质特性之间的关系，对于理想介质中的纵波的传播速度，则有

$$c_p = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}}$$

式中 E——介质的弹性模量；

ρ——介质的密度；

ν——介质的泊松比。

从实测的桩身材料的波速（或声时，即声波穿透的历时），就可以推断所穿透介质特性的变化。所以，测定材身材料的波速（或声时），是超声波检测桩完整性和质量的主要依据。

此外，除了实测的波速（或声时）外，接收波的振幅和波形也很重要。大量试验结果表明，由于缺陷（孔洞，夹泥，离析等）的存在，界面增多，使声波产生诸多的反射、折射和散射，导致振幅的明显衰减。因此有时虽然实测的声速较高（或声时较短），但如声波的振幅衰减很大，也不能判断为混凝土的强度（或弹性模量）很高，因为，这很可能是由于混凝土中粗骨料比例大（粗骨料的声速比砂浆的声速或混凝土的平均声速要大）；同样，有时在测试中，虽然声速（或声时）变化不大，但如果该处的振幅衰减较大，也表明这里的混凝土质量较差。接收波的波形也是判断桩身质量的依据，如果接收的波形与发射波形完全不同，产生很大的畸变，或者接收不到波形，无法判读声时，都说明混凝土有缺陷。图 3-1（a）为某桩在无缺陷部位所接收到的声波波形；图 3-1（b）为该桩在有缺陷部位所接收到的波形。

综上所述，超声波检测桩身质量和完整性的方法，是以实测声时随深度变化曲线为主，并辅以振幅和波形的变化，综合判断而得出结论。

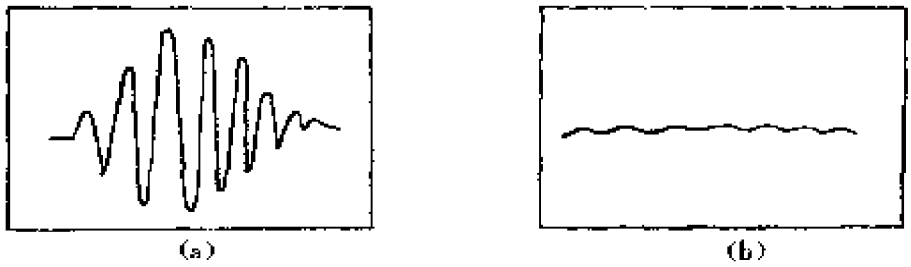

图 3-1　某工程桩实测的接收波形

(a)无缺陷部位的波形；(b)有缺陷部位的波形

二、超声波检测桩身缺陷的判断标准

在用超声波检测桩身质量时，通常选试桩的正常区段作为基准，即在此桩段内声时和振幅均无多大变化，然后参照表 3-1 来判断该桩有无缺陷、缺陷的位置及严重程度。

表 3-1　　超声波检测桩身缺陷的判断标准

缺陷情况	声时曲线	振幅曲线	波形	备注
好桩	基本呈直线，无明显折点	无明显衰减	正常	
蜂窝、疏松、夹泥团	1. 有明显增大转折 2. 最大相对差大于10% 3. $t>\bar{t}+3\sigma$	有衰减	畸变	一个（或两个）测试面
局部夹层断桩	1. 有明显增大转折 2. 最大相对差大于30% 3. 声速 $c<3200$m/s（砂石层）	衰减明显 相对衰减： 砂石层为50%以上 泥（膨润土）、砂、石为80%以上	畸变或无波形	两个（或三个）测试面

注　声时、振幅曲线指随深度的变化曲线；t、$\bar{t}$为实测声时和平均声时；σ为标准差。

三、超声波检测法的适用范围

超声波检测桩完整性和质量的方法适用于桩径大于0.6m的混凝土灌注桩。这种方法特别适宜于探测混凝土中有夹泥、离析、蜂窝、明显的缩颈和很多的裂隙等，对于水平的裂缝，由于发射和接收换能器通常是同步升降，所以不易测到。这时，需采用斜测的方法（见图3-2）才能测出桩身内的水平裂缝。由图3-2可见，如桩身内有水平裂缝（AB）时，用通常的平测法（图中M_1、M_2分别为超声波的发射探头和接收探头）是测不到的，所以必须采用斜测法，此时，应准确计算出斜边的长度。斜测法还可以用来探明桩内缺陷的范围，如图3-3所示。

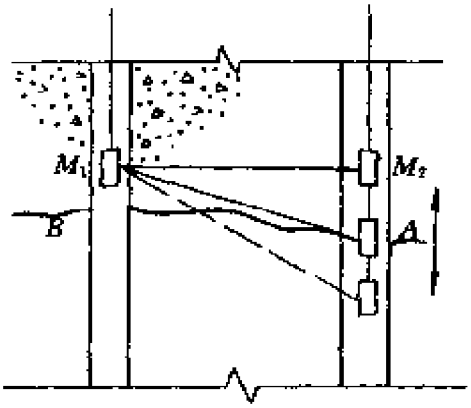

图3-2　超声波检测桩内水平裂缝的斜测法

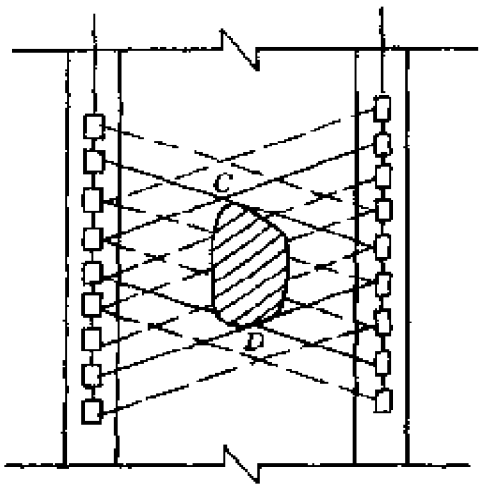

图3-3　用斜测法探明夹泥（或孔洞）的范围

第二节　检测仪器及检测方法

一、超声波检测的仪器

超声波检测所用的仪器设备有：超声波检测仪；换

能器；换能器升降设备；声测管和便携式计算机等。这些仪器设备的现场布置如图 3-4 所示。

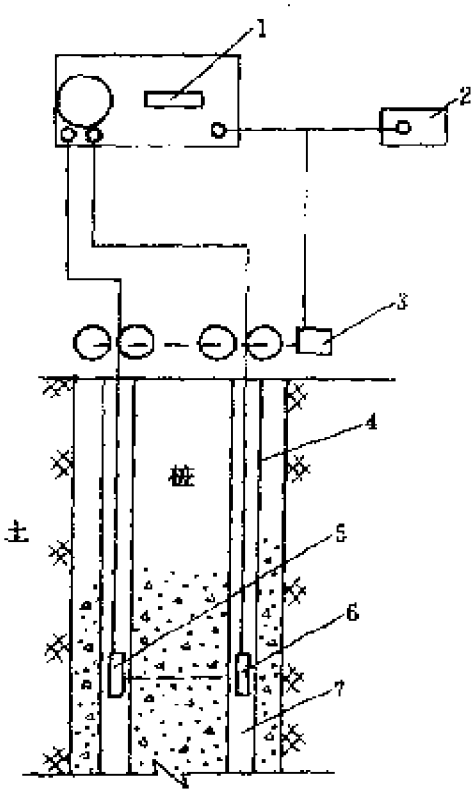

图 3-4　超声波检测的仪器设备现场布置示意

1—超声波检测仪；2—计算机；3—升降设备(绞车)；4—声测管；5—发射换能器；6—接收换能器；7—水

1. 超声波检测仪

超声波检测仪是超声波检测桩质量的主要仪器，它由主控电路、发射电路、接收电路、衰减器、扫描电路、计数电路和电源等组成。目前，国产的超声波检测仪的型号很多，无论采用什么型号，必须工作稳定可靠并满足下列要求：声波检测仪的发射电路应能输出 250～1000V 的脉冲电压，其波形可为阶跃脉冲或矩形脉冲；声波检测仪的接收电路的频带宽度宜为 5～50kHz，增益应大于 100dB；声波检测仪衰减器的调节范围不低于 0～80dB，分辨率不低于 1dB，其档间误差小于 ±1%；超声波检测仪应具有手动或手动和自动的声时测量装置，声时测量范围应大于 2000μs，声时的测量精度不低于 1μs，零声时（t_0）的调节范围不小于 30μs；超声波检测仪应具有连续、稳定、清晰的示波装置，且应同时显示接收波的波形和声时，并可测量波幅；超声波检测仪应在交流和直流两种供电情况下均能使用；超声波检测仪宜有计算机接口，以便将测得的数据传递给计

算机加以处理。

2. 换能器

超声波检测中的换能器（俗称探头），是将电能转化为机械能（即超声波）和将机械能又还原为电能（即电信号）的装置，前者称为发射换能器（或发射探头），后者称为接收换能器（或接收探头）。

超声波检测桩应采用圆柱状径向振动的增压式换能器。换能器发射声波的频率越高，其分辨缺陷的能力也越强，但是，声波在混凝土介质中的传播过程中衰减也越快，声波的衰减系数 α 与声波的频率 f 之间的关系为

$$\alpha = af + bf^2 + cf^4$$

式中，a、b、c 为与介质有关的系数。

故换能器的共振频率宜为 24~50kHz。

换能器的长度宜不超过 20cm，其水密性应满足在 1MPa 水压下不漏水。

换能器宜装有前置放大器，前置放大器的频带宽度宜为 5～50kHz。

换能器的导线上宜有深度标记，标记间距与换能器的长度相当。

3. 升降设备

超声波检测桩的质量时，换能器的升降设备（通常用绞车）的升降精度不应低于 1cm，相对误差不大于 ±1%，宜备有计算机接口，能可靠地向计算机传送深度数据。

4. 声测管

超声波检测桩时，换能器在声测管中移动。声测管

宜采用钢管，硬塑料管或钢质波纹管。声测管的内径宜为 50～60mm。钢管宜用螺纹连接，管的下端应封闭，上端应加盖，以免异物入内，堵塞通路。声测管的长度由桩长决定，并应高出桩顶 50cm 以上。声测管不得破漏。

超声波检测所用的仪器应通过相应的技术鉴定，并应每年进行一次全面的检查和调试，其技术指标应满足上述的质量要求。超声波检测所用的其它设备也应按各自要求进行维护保养，并定期校验。

二、超声波检测的方法

在现场对混凝土灌注桩进行超声波检测时，可按以下步骤进行。

（1）埋设声测管。对钻孔桩或冲孔桩应在下放钢筋笼之前将声测管焊接或绑扎在钢筋笼内侧，挖孔桩可在钢筋笼放入桩孔后焊接或绑扎在钢筋笼内侧，每节测管在钢筋笼上的固定点不应少于 3 处，声测管之间应在全长范围内都互相平行。在桩身无钢筋笼的部分，应制作简易钢筋支架，保证声测管在灌注混凝土过程中不走位。在灌注桩身混凝土的过程中，如采用振捣器，则应避免直接作用在声测管上，特别注意不能直接作用在声测管的连接处。

声测管的埋设数目根据桩径大小确定，每一对声测管（一根作发射换能器的通道，另一根作接收换能器的通道）组成一个检测面。当桩径为 0.6～1.0m 时，应埋设两根声测管，组成一个检测面；桩径为 1.0～2.5m 时，应埋设三根声测管，可组成三个检测面；桩径超过 2.5m 时，应埋设四根声测管，可组成六个检测面（如图 3-5

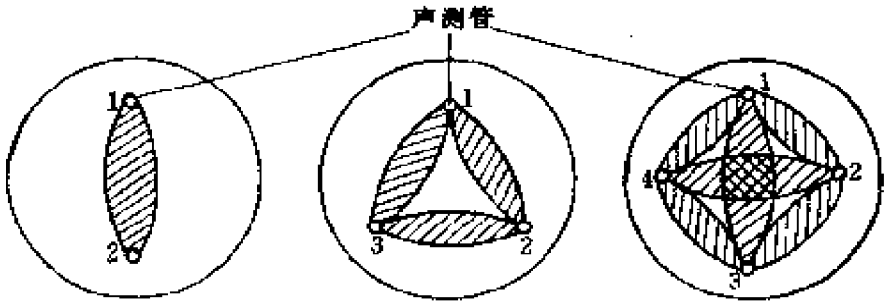

图 3-5　根据桩径大小确定声测管的
平面布置及所组成的检测面

所示）。

（2）检测声测管。打开声测管上端的盖板，向管内注入清水，进行水密性试验，以保证声测管不漏水。同时，准确测量各声测管外壁之间的水平距离 L。

（3）调试超声波检测仪。在检测混凝土桩之前，宜先将检测系统可靠接地；然后通电预热，预热时间不少于 10min。然后，调整超声波检测仪的发射电压、接收放大倍数和衰减器，使接收信号具有较高的信噪比，并使波幅值在荧光屏上占 2～3 格。

（4）测定系统的延迟时间 t_0。为测定超声波检测仪发射至接收系统的延迟时间（　　零声时）t_0，可将接收换能器和发射换能器平行置于清水中，逐次改变换能器之间的距离，并测量每次的换能器之间的中心距和超声波的历时（声时），测量次数不少于 5 次，并按如下直线方程，进行线性回归分析，即可得出延迟时间 t_0：

$$t = t_0 + bL' \tag{3-1}$$

式中　t——声时，μs；

t_0——　系统的延迟时间，μs；

b——直线方程的斜率，μs/mm；

L'——发射换能器与接收换能器之间的中心距，mm。

（5）计算声时的修正值 t'。在现场测得的声时中，除了系统的延迟时间 t_0 外，还包括在水和声测管壁中的历时 t'（称声时修正值），t' 可按式（3-2）计算，即

$$t' = \frac{D-d}{v_t} + \frac{d-d'}{v_w} \tag{3-2}$$

式中 D——声测管外径，mm；

d——声测管内径，mm；

d'——换能器外径，mm；

v_t——声测管壁厚度方向的声速，km/s，由管壁材料决定；

v_w——水中的声速，km/s。

式（3-2）中一些符号的几何意义如图 3-6 所示。

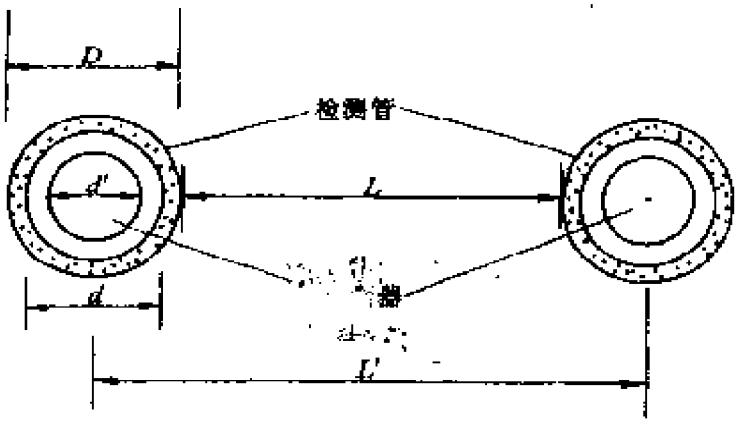

图 3-6 混凝土桩内检测管的相对平面位置

（6）直接测定 t_0+t' 值。超声波检测仪发射至接收系统的延迟时间 t_0 与声时修正值 t' 之和 t_0+t' 也可直接按如下方法测得：将与埋设的声测管相同规格型号的两节

声测管固定好，垂直放入清水中，然后将发射换能器和接收换能器分别垂直放入管中心的同一水平位置上，此时测得的声时（μs）即为 t_0+t'。

（7）混凝土灌注桩的检测。在完成上述各项准备工作后，即可对现场的混凝土灌注桩进行检测。为此，先将发射换能器和接收换能器通过升降器分别放入预埋在桩身内的声测管中。平测时，两个换能器应同步升降，且两者的累计相对高差不应大于 2cm，并应随时校正；斜测时，其水平测角可取 30°～40°。

超声波检测宜从声测管的底部开始，由下而上按预定的测点（测点的垂直间距宜为 20～40cm）逐次进行。对可疑的或读数异常的测点，应加密测点。必要时，宜用斜测法等确定缺陷的形状和范围。

在检测过程中应保持发射电压固定不变，放大器增益值也始终不变。由光标确定首波初至、读取声波传播时间（声时）t 及衰减器衰减量，依次测取每次测点的声时和波幅并随时行进行记录。

每组声测管检测完毕后，应重复随机抽测 10%～20%的测点。其声时相对标准差 σ'_t 不应大于 5%；波幅相对标准差 σ'_A 不应大于 10%。并应对声时及波幅异常的部位重复抽测。测量的相对标准差按下列公式计算：

$$\sigma'_t=\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}\left(\frac{t_i-t_{j,i}}{t_m}\right)^2}{2n}} \tag{3-3}$$

$$\sigma'_A=\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}\left(\frac{A_i-A_{j,i}}{A_m}\right)^2}{2n}} \tag{3-4}$$

其中

$$t_m = \frac{t_i + t_{j,i}}{2}$$

$$A_m = \frac{A_i + A_{j,i}}{2}$$

以上式中 σ'_t—— 声时相对标准差；

σ'_A—— 波幅相对标准差；

t_i—— 第 i 个测点原始声时测定值，μs；

A_i—— 第 i 个测点原始波幅测定值，dB；

$t_{j,i}$—— 第 i 个测点第 j 次抽测声时值，μs；

$A_{j,i}$—— 第 i 个测点第 j 次抽测波幅值，dB。

第三节　检测结果及其分析

一、超声波检测的结果

超声波检测混凝土灌注桩的最终结果，是根据各测点测得的声时（或声速）和波幅，绘制出声时—深度曲线（或声速—深度曲线）和波幅—深度曲线（见图 3-7）。必要时，还可绘制频率—深度曲线。

任意测点（第 i 个测点）所得的声时 t_i 及声速 v_{pi} 可

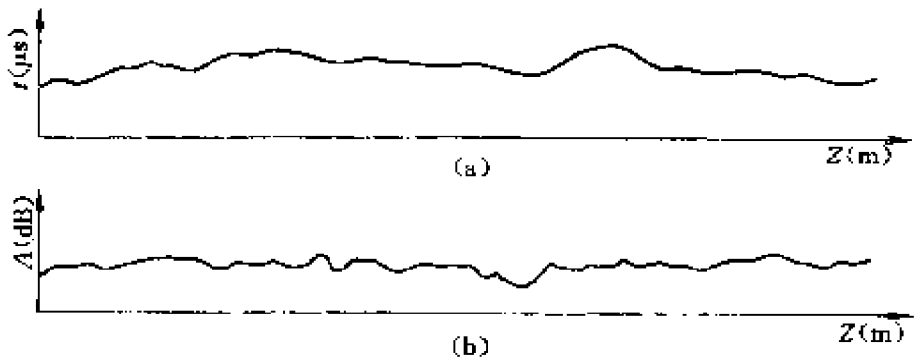

图 3-7　超声波检测混凝土桩的结果

(a) 声时—深度曲线；(b) 波幅—深度曲线

按式（3-5）计算，即

$$t_i = t'_i - t_0 - t' \tag{3-5}$$

$$v_{pi} = \frac{L}{t_i}$$

以上式中 t_i—— 第 i 个测点的混凝土中声波传播的时间，μs；

t'_i—— 第 i 个测点原始时声测定值，μs；

t_0—— 由超声波检测仪的发射系统至接收系统的延迟时间，μs；

t'—— 声时修正值，μs；

L—— 两个检测管外壁间的距离，mm；

v_p—— 混凝土中的声速，km/s。

对应的两检测管的平面位置见图 3-6。

二、检测结果的分析与判定

根据上述检测结果，即可判定该混凝土桩是否有缺陷以及缺陷的位置。目前，规范规定的判定方法有两种，即概率分析法和 $K\Delta t$ 法。但我们认为还应补充第三种方法，即最低限值法。

1. 概率分析法

即根据 n 次测得的 v_{pi}，求出其平均值 v_{pm}和标准差 σ_v，得到混凝土声速的临界值 $[v_p]$：

$$[v_p] = v_{pm} - 2\sigma_v \tag{3-6}$$

其中

$$v_{pm} = \frac{\sum_{i=1}^{n} v_{pi}}{n}$$

$$\sigma_v = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} (v_{pi} - v_{pm})^2}{n}}$$

当 $v_{pi} < [v_p]$，该桩在 Z_i 深度处的混凝土比平均的混凝土质量差。

有时，波幅（衰减量）比声速对缺陷反应更敏感，所以也可用声速波幅的衰减值 A 作为衡量混凝土质量的标志。此时，声波波幅衰减临界值 $[A]$ 为

$$[A] = A_m - 6 \tag{3-7}$$

其中

$$A_m = \frac{\sum_{i=1}^{n} A_i}{n}$$

当 $A_i < [A]$ 时，即该桩在 Z_i 深度处的混凝土比平均的混凝土质量差。

2. $K\Delta t$ 法

根据声时—深度曲线上相邻两测点的斜率 K 以及相邻的声时差 Δt 的乘积 $K\Delta t$ 来判断有无缺陷，将 $K\Delta t$ 值严重偏离的测点视为可疑的缺陷点，再结合其它因素，进行综合分析确定。

由图 3-8 所示的实测声时曲线可知，在深度分别为 Z_{i-1} 和 Z_i 两相邻的测点处，所得的声时分别为 t_{i-1} 和 t_i，声时差 $\Delta t = t_i - t_{i-1}$，声时曲线的斜率为

$$K = \frac{\Delta t}{\Delta Z} = \frac{(t_i - t_{i-1})}{Z_i - Z_{i-1}}$$

故得

$$K\Delta t = \frac{(t_i - t_{i-1})^2}{Z_i - Z_{i-1}} \tag{3-8}$$

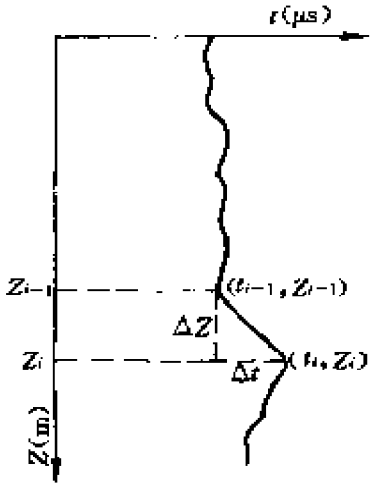

图 3-8 声时曲线

式中 t_i—— 第 i 个测点的声时，μs；

t_{i-1}—— 第 $i-1$ 个测点的声时，μs；

Z_i—— 第 i 个测点的深度，m；

Z_{i-1}—— 第 $i-1$ 个测点的深度，m。

3. 最低限值法

上述两种方法虽然可以判别出桩身存在的一些质量问题，但在有些情况下，则可能造成误判。例如有的灌注桩，混凝土强度没有达到设计的等级要求，但其均匀性较好，按上述两种方法，均可满足其要求。反之，有的灌注桩混凝土强度普遍很高，均匀性较差，按上述两方法，不能满足要求，但实际混凝土强度在最小处也能满足设计要求。因此，有必要根据设计要求的混凝土强度等级，提出最低声速（也可以用波幅）限值，并要求各测点的实测声速 v_{pi} 均应超过该限值。混凝土最低声速限值宜由相同条件下的试块进行对比试验确定，在没有试验资料时，可参考表 3-2。

表 3-2 混凝土最低声速限值

强度等级	C20	C25	C30	C35	C40
声速 (m/s)	3400	4000	4200	4400	4600

混凝土灌注桩的质量是否满足设计要求，是否存在缺陷，则应根据超声波检测结果，按上述三种方法综合判断确定。

至于对检测桩的完整性或质量的定级，目前尚无统一的标准，但原则上应根据其有无缺陷，缺陷的性质、缺陷的范围、缺陷的位置、缺陷的数目等进行判断。

SJG—99《深圳地区桩基质量检测技术规程》对用超声波检测的桩的完整性评定，有一个分类表（见表 3-3），

可供参考。

表 3-3　　深圳地区超声检测桩完整性的评定

类别	完整性	评定标准						
		三个检测面（三管）			六个检测面（四管）			
		有缺陷的测点数	有缺陷的测面个数		缺陷点数	有缺陷的测面个数		
			2 个	3 个		2 个	3～4 个	5～6 个
Ⅰ	完整桩	0	0	0	0	0	0	0
Ⅱ	基本完整桩	1	0	0	1～2	1	0	0
Ⅲ	明显缺陷桩	2～3	1	0	3～6	2～3	1	0
Ⅳ	严重缺陷桩	≥4	≥2	≥1	≥7	≥4	≥2	≥1

注　1. 测点间距宜为 0.3m。

2. 从下往上符合某类别桩评定标准之一的桩即可评定为该类别桩。

第四节　应用实例

某工程采用挖孔灌注桩，桩径分别为 1m 和 1.2m，桩长约 30m，桩底坐落在基岩上。为了检验桩的完整性，采用超声波法检测。声测管的布置如图 3-9 所示。这样，形成三个检测面：AB、AC 和 BC，可以得到三组超声波检测结果。现仅将其中两根桩的 AB 组测试结果示于图 3-10、图 3-11 中。两图中，(a) 为声速 v_p 随深度 Z 的变化曲线（也可绘成声时 t 的曲线，因为 $t=L/v_p$）；

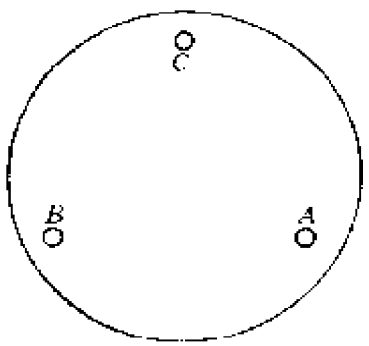

图 3-9　某工程混凝土灌注桩超声波检测管的平面布置

(b) 为波幅 A 衰减随深度 Z 的变化曲线；(c) 为 $K\Delta t$ 随深度的变化曲线。由图 3-10 可见 12 号桩为质量完好的桩，其混凝土中的平均声速为 4183m/s，其平均波幅衰减值达 89.1dB，标准差 σ_v 为 179.9m/s，变异系数 C_v 仅为 0.043，均匀性很好，从实测的三条曲线来看，均无明显的缺陷，故该桩可判断为质量完好的桩。

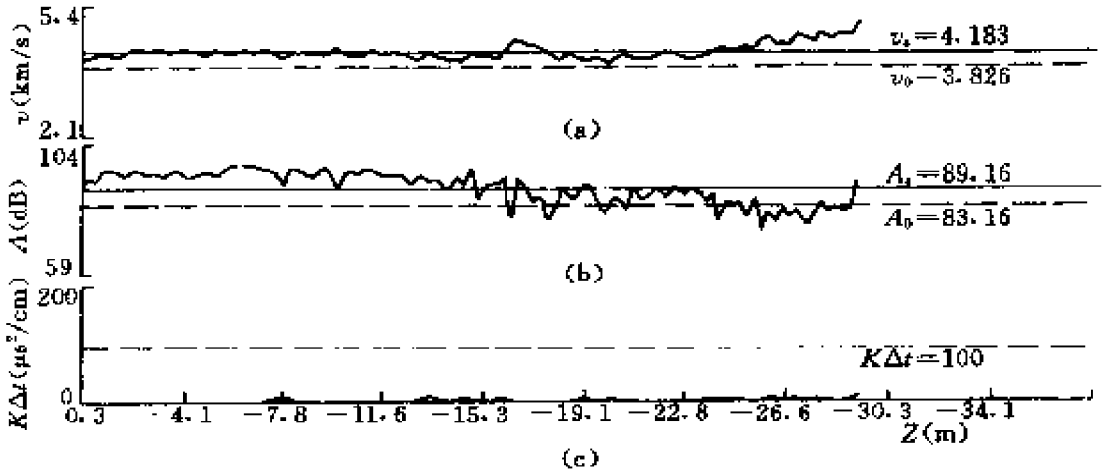

图 3-10　某工程 12 号桩的超声波检测结果

(a) 声速 v_p 随深度的变化曲线；(b) 波幅衰减量 A 随深度的变化曲线；(c) $K\Delta t$ 随深度的变化曲线

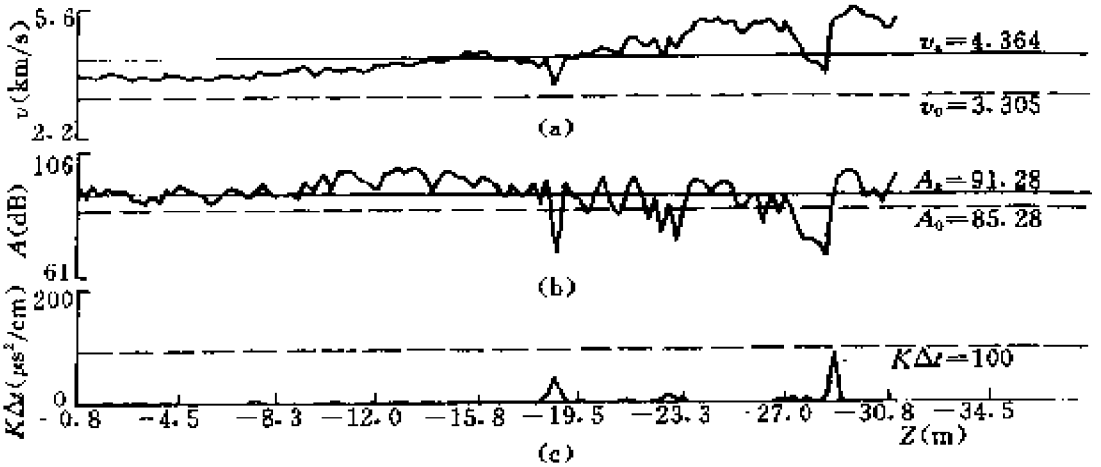

图 3-11　某工程 91 号桩的超声波检测结果

(a) 声速 v_p 随深度的变化曲线；(b) 波幅衰减量 A 随深度的变化曲线；(c) $K\Delta t$ 随深度的变化曲线

如图 3-11 所示，该工程 91 号桩的混凝土平均声速虽达 4364m/s，但其均匀性较差，标准差 σ_v 达 528m/s，变异系数 C_v 为 0.12，其平均波幅衰减量为 91.2dB。而且，从图中的三条实测曲线看，该桩有两处波速较低，波幅衰减量较小，$K\Delta t$ 异常，因此，可以判定该桩有两处质量有缺陷，一处在 $Z=17.6$m 处，缺陷范围（厚度）较小；一处在 $Z=27.0\sim29.0$m 处，缺陷范围较大，厚度约 2m 左右，胶结不良，离析严重，大蜂窝。后经钻孔取芯，已得到完全证实。

第四章　频域法检测桩的完整性

第一节　基本原理及适用范围

一、频域法检测桩完整性的基本原理

频域法检测桩的质量，通常用扫频激振的方法，即在桩顶用电磁式激振器进行稳态激振，频率由低到高，从而得到在频率域上的桩顶响应（通常是速度）曲线，并由此曲线来判断桩身有无缺陷以及缺陷的性质等。由速度的幅频曲线判断桩身缺陷的根据是桩的纵向振动的一维波动方程。

1. 桩的一维波动方程

如桩的截面积为 A，桩长为 L，容重为 γ，桩为等截面的弹性直杆，取深度 Z 处的微段 dZ，如忽略桩侧的阻力，即可写出此微段的动力平衡方程式如下（见图 4-1）：

$$-\sigma_Z A+\left(\sigma_Z+\frac{\partial \sigma_Z}{\partial Z}dZ\right)A=dZA\frac{\gamma}{g}\frac{\partial^2 W}{\partial t^2} \quad (4\text{-}1)$$

式中，W 为沿 Z 轴方向的位移，Z 轴方向的应变为 $\partial W/\partial Z$，应力与应变之比为杨氏模量 E，故有

$$\sigma_Z=E\frac{\partial W}{\partial Z}$$

$$\frac{\partial \sigma_Z}{\partial Z}=E\frac{\partial^2 W}{\partial Z^2}$$

又质量密度 $\rho=\frac{\gamma}{g}$，代入式（4-1）即得桩纵向振动的一维波动微分方程：

$$E\frac{\partial^2 W}{\partial Z^2}=\rho\frac{\partial^2 W}{\partial t^2} \qquad (4\text{-}2)$$

或

$$\frac{\partial^2 W}{\partial t^2}=v_c^2\frac{\partial^2 W}{\partial Z^2} \qquad (4\text{-}3)$$

式中，v_c 为桩中纵波速度，$v_c=\sqrt{\frac{E}{\rho}}$。

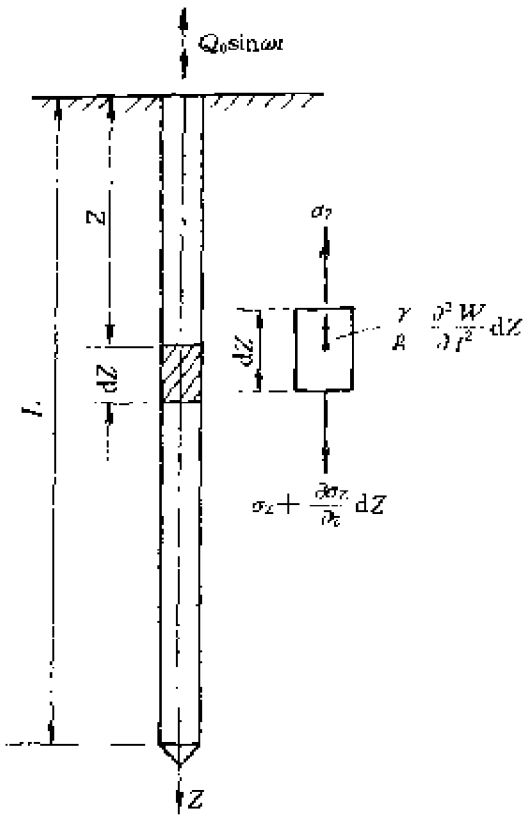

图 4-1　桩的纵向振动

2. 桩的一维波动方程的解

桩的一维波动方程式（4-3）的解，可写成三角函数的形式

$$W=\overline{W}(C_1\cos\omega_n t+C_2\sin\omega_n t) \qquad (4\text{-}4)$$

式中　$\overline{W}$——Z 向的位移振幅，随深度而变；

C_1，C_2——常数；

ω_n——固有振动圆频率。

由式（4-4）可见，桩在振动时的 Z 向位移 W 是随着深度和时间而作周期性的变化的。如将式（4-4）代入式（4-3），可得

$$\frac{d^2\overline{W}}{dZ^2}+\frac{\omega_n^2}{v_c^2}\overline{W}=0$$

其解为

$$\overline{W}=C_3\cos\frac{\omega_n Z}{v_c}+C_4\sin\frac{\omega_n Z}{v_c} \qquad (4\text{-}5)$$

式中，C_3、C_4 为常数，由桩的端部条件确定。

（1）桩两端均为自由端。这种边界条件相当于桩顶自由（无承台等约束），桩底土不很硬，故两端应力和应变都为 0，即 $Z=0$ 和 $Z=L$ 处，$\mathrm{d}\overline{W}/\mathrm{d}Z=0$，即

$$\frac{\mathrm{d}\overline{W}}{\mathrm{d}Z}=\frac{\omega_n}{v_c}\left(-C_3\sin\frac{\omega_n Z}{v_c}+C_4\cos\frac{\omega_n Z}{v_c}\right)=0 \qquad (4\text{-}6)$$

将 $Z=0$ 处的条件代入，得 $C_4=0$，又将 $Z=L$ 处的条件代入，并假设有一有效解（$C_3\neq 0$），故得

$$\sin\frac{\omega_n L}{v_c}=0 \qquad (4\text{-}7)$$

故当 $\frac{\omega_n L}{v_c}=n\pi$ 时，即 $\omega_n=\frac{n\pi v_c}{L}(n=1,2,3,\cdots)$ 时，均可满足式（4-7）的条件。故对两端自由的桩来说，其位移振幅为

$$W=C_3\cos\frac{n\pi Z}{L}\quad (n=1,2,3\cdots) \qquad (4\text{-}8)$$

其位移为

$$W=\cos\frac{n\pi Z}{L}\left[C_{1n}\cos\frac{n\pi v_c t}{L}+C_{2n}\sin\frac{n\pi v_c t}{L}\right]$$

（2）桩一端自由一端固定。这种边界条件相当于桩顶自由，桩底土质很坚硬（如嵌岩桩）；或者桩顶嵌固在承台内，而桩底土质不很硬，所以造成一端固定，一端自由的情况。即 $Z=0$，$\mathrm{d}\overline{W}/\mathrm{d}Z=0$，$Z=L$ 处，$\overline{W}=0$。或者相反。

根据上述同样方法，将 $Z=0$ 的条件代入式（4-6），得 $C_4=0$；再将 $Z=L$ 处的条件代入式（4-5），得

$$\cos\frac{\omega_n L}{v_c}=0 \qquad (4\text{-}9)$$

故当 $\frac{\omega_n L}{v_c}=\frac{n\pi}{2}$ 时，即 $\omega_n=\frac{n\pi v_c}{2L}(n=1,3,5\cdots)$ 时，均可满足式（4-9）。故对一端自由、一端固定的桩来说，其位移振幅为

$$\overline{W}=C_3\cos\frac{\omega_n Z}{v_c}=C_3\cos\frac{n\pi Z}{2L} \tag{4-10}$$

（3）桩的两端均为固定端。这种边界条件相当于桩顶与桩底均受约束，即 $Z=0$ 和 $Z=L$ 处，$W=0$。根据此条件，$C_3=0$，又因为 $C_4\neq 0$，故有

$$\sin\frac{\omega_n L}{v_c}=0 \tag{4-11}$$

故当 $\frac{\omega_n L}{v_c}=n\pi$ 时，即 $\omega_n=\frac{n\pi v_c}{L}(n=1,2,3,\cdots)$ 时，可满足式（4-11）的要求，故得

$$\overline{W}=C_4\sin\frac{\omega_n Z}{v_c}=C_4\sin\frac{n\pi Z}{L} \tag{4-12}$$

3. 重要结论

从上述三种边界条件来看，无论桩的两端端部情况如何，前后两个共振峰的频率差 Δf 或圆频率之差 $\Delta\omega$ 均固定不变，即

$$\Delta\omega=\omega_{n+1}-\omega_n=\frac{\pi v_c}{L} \tag{4-13}$$

或

$$\Delta f=f\quad n+1-f_n=\frac{v_c}{2L} \tag{4-14}$$

其中，L 为桩长或缺陷离桩顶的距离：

$$L=\frac{v_c}{2\Delta f} \tag{4-15}$$

因此，只要知道桩身材料的纵波速度 v_c，即可从实测的

速度幅频曲线上的 Δf，得知桩身有无缺陷，当桩的实际长度小于或大致等于 $v_c/(2\Delta f)$ 时，桩身无缺陷。否则，桩有缺陷。

二、频域法的适用范围及典型曲线

频域法可以检测各种缺陷，如断桩、缩颈、离析、夹泥以及扩颈等。但是，当桩同时存在几个缺陷时，频域法只能测出离桩顶最近的第一个缺陷，要测第二个缺陷，必须将第一个缺陷清除后才能进行。

在采用式（4-15）确定缺陷的大致位置时，必须对桩身 v_c 有一个估计值，通常可根据参考桩（即已知桩长的完整桩）定出 v_c 值，或者根据同一场地、同一桩型、同一施工工艺的大量桩的检测结果，确定一个平均波速 v_c 值。

为了帮助读者更好地掌握用频域法检测桩的完整性的方法，特将各种类型缺陷的典型幅频曲线汇总于图4-2中。其中，曲线 a 为参考桩（完整桩）；曲线 b 在曲线 a 之上，但 Δf 与曲线 a 相同，故其阻抗较小，即截面积 A 或弹性模量 E 较小；曲线 C 相反，在曲线 a 之下，故截面积 A 或弹性模量 E 比参考桩大；曲线 d 有两个 Δf，大者 Δf_2 反映缩颈的位置，小者 Δf_1 反映桩的长度；如果是断桩（如曲线 e），则因激振力无法传至桩底，故没有 Δf_1，只有 Δf_2，它反映桩断裂的深度；当离桩顶较近处有断裂时，桩顶的速度响应只反映断桩上部的振动，如单质点的强迫振动一样，如曲线 f 所示，只有一个共振峰；曲线 g 虽然也有两个 Δf，但其速度响很小，所以 Δf_2 反映了扩颈的位置。

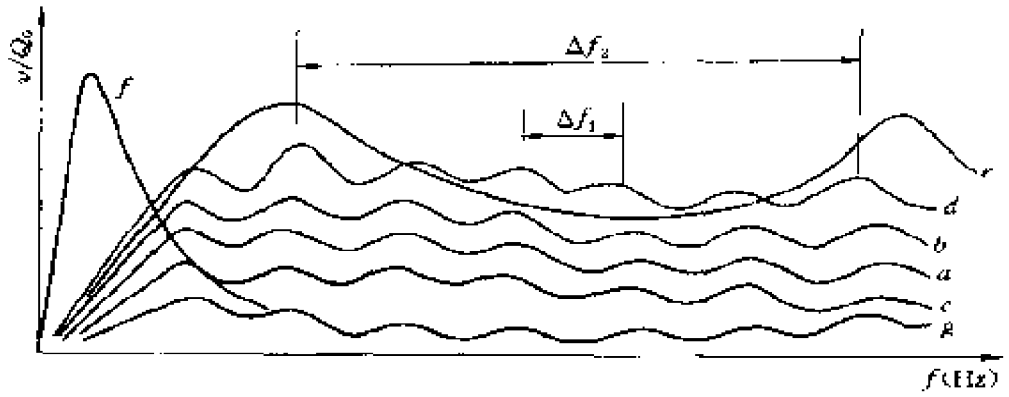

图 4-2　桩顶速度幅频曲线

a—完整桩(参考桩)；*b*—*A* 或 *E* 较小的桩；*c*—*A* 或 *E* 较大的桩；*d*—缩颈桩；*e*—深部断桩；*f*—浅部断桩；*g*—扩颈桩

第二节　检测仪器及检测方法

一、检测仪器

频域法检测桩的质量所需的仪器设备有激振部分和拾振部分。激振部分通常采用永磁式电磁激振器，其激振力 Q_0 由电流控制，最大激振力 Q_0 可分为 0.2 kN、0.4 kN、0.6 kN 和 1 kN 等，根据桩大小来选用。这种激振器的振动频率通常为 10 Hz～1 kHz，通过音频讯号发声器来控制，音频信号经过功率放大器将讯号放大后来控制激振器的振动频率。拾振部分则有：力传感器（用来测定激振器传给桩顶力的大小）、速度或加速度传感器（用来测定桩顶在激振力作用下的速度响应或加速度响应）、电荷放大器或电压放大器（将传感器测得的电荷或电压信号放大）、微型计算机（把采集的响应信号和力信号经计算、处理后将结果显示和贮存）；打印机或绘图仪

（将结果打印或绘制图形）。为了除去因噪声或其它原因造成的虚假的共振峰，可增加相位计（或在微机的计算程序中增加相位 ϕ 随频率 f 的变化数据），当力与位移（或加速度）的相位为 $\pi/2$ 时，才是真正的共振峰。

频域法检测桩完整性的仪器布置如图 4-3 所示。

二、检测方法

频域法检测桩的完整性，可按如下步骤进行。

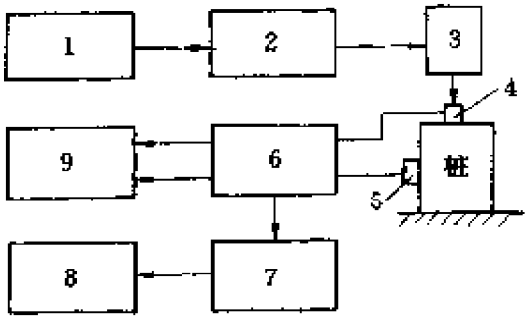

图 4-3　频域法检测桩完整性仪器布置

1—音频信号发生器；2—功率放大器；3—永磁式激振器；4—力传感器；5—速度（或加速度）传感器；6—电荷（或电压）放大器；7—微型计算机；8—打印机（或绘图仪）；9—相位计

（1）处理桩头并安放传感器。在检测之前，先清除桩头的疏松和有裂隙的部分，将桩顶凿平并清扫干净，以便粘结传感器。力和响应信号的传感器宜用黄油（气温低时）和橡皮泥（气温高时）粘结，并应在同一水平面上。响应信号传感器的平面位置宜放在离桩边缘 1/3～1/4 桩半径处。

（2）安装激振器。目前国产的激振器类型较多，但不管何种类型，在安装时都必须要注意两点：一是对中，使激振力的作用点一定与桩顶面的中心点对准，偏差不得大于 0.5 cm；二是使激振力垂直作用在桩顶面。

（3）通电前检查仪器。通电前先检查工作电压，如偏差大于 1.5%，则需加调压器。试验现场的电网电压波动较大时，应配置稳压器。

通电前应仔细检查联接线路有无短路、开路或接头松动等现象；检查各仪器开关档位置是否正确；检查放大器与传感器的灵敏度是否匹配。

（4）通电预热，并将信号源调至 15 Hz 的频率，检查测试仪器是否工作正常，发现有问题应及时消除。如激振器在 $f=15$ Hz 时发生摇摆，则起始工作频率可提高到 $f=20$ Hz。

（5）在保持激振力幅值不变的情况下，增加激振频率，取步长小于 5 Hz 进行扫频激振，并记录下每一振动频率下的速度（或速度导纳）值，或通过微机自动显示或绘制出速度（或速度导纳）幅值随频率的变化曲线。（见图 4-4）。

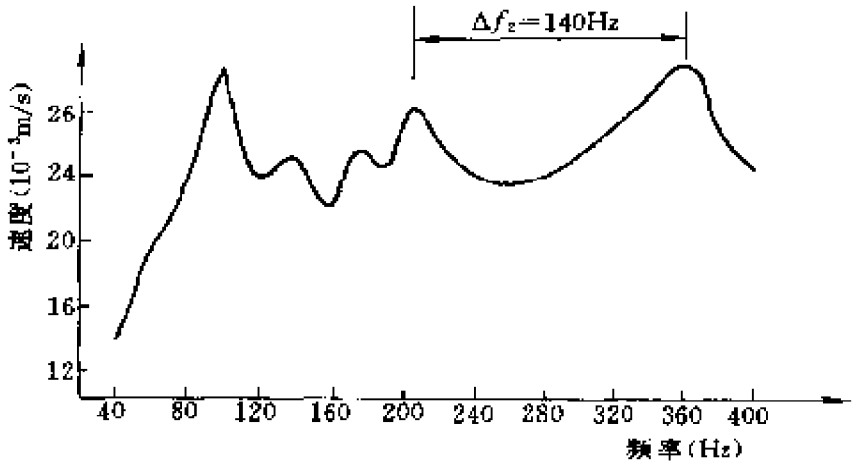

图 4-4　断桩的速度幅频曲线

（6）根据现场实测的速度 v（或速度导纳 v/Q_0）幅频曲线，按上一节的原理和方法，评定该桩的完整性。

第三节　应用实例及分析

【实例一】　某热电厂桩基工程，采用 17 m 长的冲

孔灌注桩，桩径为 0.6 m。该场地土层自上而下依次为：①轻亚粘土夹砂层，层厚 1.0～3.4 m；②黄土状轻亚粘土，层厚 0.5～5.3 m；③轻亚粘土夹砂层，层厚 6.0～16.3 m；④砂层，层厚 0.6～7.0 m；⑤轻亚粘土夹砂层，层厚 23～27 m。

现场采用稳态扫频激振方法对工程桩进行质量检测，其中有一根桩的速度幅频曲线如图 4-4 所示。此桩的动刚度显著低于其它正常桩的动刚度，根据该场地大量桩所测得的平均波速 v_c 为 3600 m/s，故按式（4-15）求得 $L \approx v_c/(2\Delta f_2) = 12.8$ m（$\Delta f_2 = 140$ Hz），小于施工桩长（17 m），故判断该桩在离桩顶 12.8 m 处断裂。

【实例二】 某 8 层框架结构综合楼，高 24.8 m，设地下室 1 层，采用沉管灌注桩，桩长 22～26 m，桩径 0.5 m。场地主要土层自上而下依次为：①填土，层厚为 2.2～4.0 m；②淤泥、饱和、流塑，层厚 7.2～9.4 m；③粉质粘土，含粉、细、中砂，层厚 7.7～9.7 m；④坡积粉质粘土，湿、硬、可塑，层厚 5.9～9.0 m。

现场采用力棒敲击桩顶的瞬态激振方法，并经过变换后，得到与稳态扫频激振所得同样的速度导纳幅频曲线（见图 4-5）。由频域曲线可以看出，此 96 号桩的动刚度较其它桩小，频差很大 $\Delta f_2 = 726$ Hz，根据该场地大量桩所得的桩的平

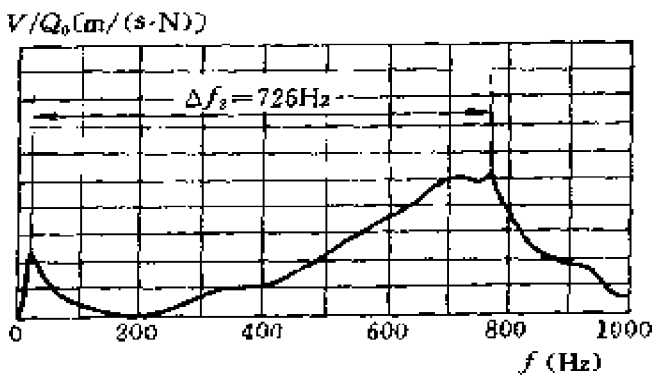

图 4-5　96 号断桩的速度导纳幅频曲线

均纵波速度 $v_c = 3200$ m/s，故按式(4-15)，可求出 $L = v_c/(2\Delta f_2) = 2.2$ m，远小于桩长，故可判定该桩为断桩，断裂位置约距桩顶 2.2 m。后经施工单位开挖，证实该桩在距桩顶 2 m 附近断裂。

第五章　时域法检测桩的完整性

时域法又称反射波法，即在时间域上研究分析桩的振动曲线，通常是通过对桩的瞬态激振后，研究桩顶速度随时间的变化曲线，从而判断桩的质量。瞬态激振最简便的方法就是用手锤或力棒敲击桩顶，同时通过安装在桩顶的速度（或加速度）传感器，获得上述振动曲线。由于这种方法比较简便，成本低，所以在工程界中应用较广泛。

第一节　基本原理

一、基本概念

如果桩在空气中，并用锤敲击桩顶，因桩可视为许多由弹簧相连的质点组成，则桩顶的质点就会产生一振动速度 u_0'，此速度（或力）就以波动方式向下传播，传播速度为 v_c，当此波传至自由端时，端部的质点产生的振动速度变为 $2u_0'$，并以拉伸波 $2u_0'$ 反射上来，在桩顶产生一个与 u_0' 同向的振动速度 $2u_0'$，见图 5-1（a）。当此波传至固定端时，固定端质点的振动速度为 0，但仍以压缩波反射至桩顶，在桩顶产生一个与 u_0' 反向的振动速度 $2u_0'$ [见图 5-1（b）]。这种在空气中的桩内波的传播，完全可以在实验中得到证实（见图 5-2），图中实线为理论

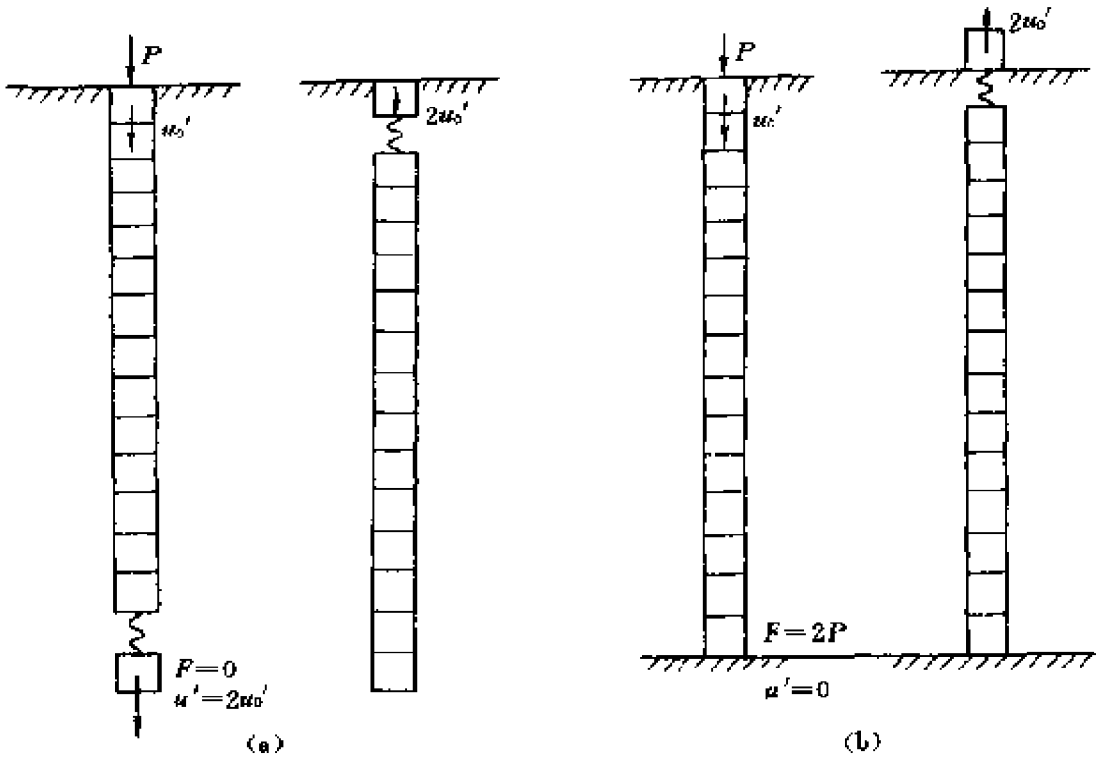

图 5-1　不同端部条件下速度波的反射

(a) 自由端；(b) 固定端

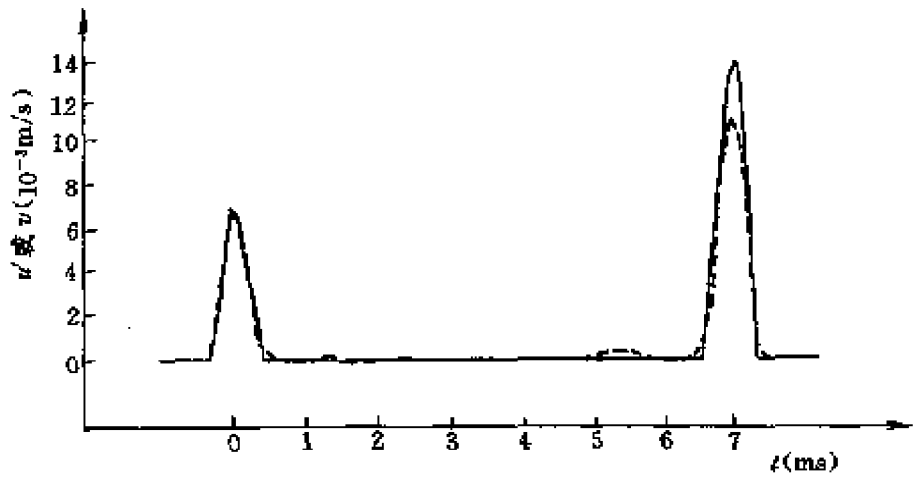

图 5-2　空气中完整桩桩顶速度波的时域曲线

计算的，虚线为实测的。但如将此桩埋入土中，则得到如图 5-3 所示的时域曲线。由此可见，由于土的作用使桩底反射波减弱，此外，桩在土中时曲线的变化不仅反映

桩身情况，还反映土质的情况，这就增加了判别桩身质量的难度。因此，桩在土中的实测曲线必须扣除土及其它影响后，才能用来正确判断桩本身的完整性和质量。

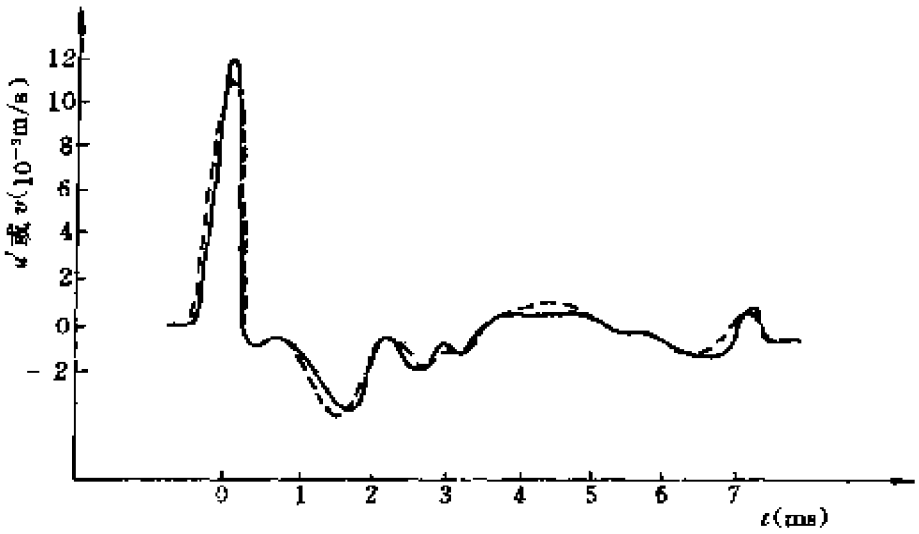

图 5-3　土中完整桩顶速度波的时域曲线

二、分析原理

要掌握反射波法的原理，首先要了解桩身完整性和质量对脉冲波有什么影响。此时，可将桩视为一维弹性杆，当其一端受瞬态脉冲力作用时，则有应力波以波速 v_c 的速度沿着杆的轴线向另一端传播，如在传播中遇到杆件截面的波阻抗 Z（$Z=\rho v_c A$）发生变化时，即在波阻抗 Z 改变的界面上，产生反射波。换言之，入射的应力波在变阻抗的界面上，有一部分透过界面继续沿着杆往下传播（称为透射波），而另一部分则从界面上反射回来（称为反射波）。

如果杆的界面上段阻抗为 Z_1，界面下段阻抗为 Z_2，因杆在界面处是连续的，则边界条件为

$$U_1 = U_2，即\ U_i + U_r = U_t \qquad (5\text{-}1)$$

$$u_1' = u_2', \text{即 } u_i' + u_r' = u_t' \qquad (5\text{-}2)$$

$$N_1 = N_2, \text{即 } N_i + N_r = N_t \qquad (5\text{-}3)$$

上述三式中，U、u'和 N 分别表示界面处的位移、速度和轴向力，下标 i、r、t 分别代表入射、反射和透射波（见图 5-4）。

轴向力 N 与应力 σ 及位移 U 有如下关系：

$$N = A\sigma = AE\frac{\partial U}{\partial Z}$$

这样，即可导出反射系数 R_r 和透射系数 R_t 如下：

$$R_r = \frac{N_r}{N_i} = \frac{d-1}{d+1} \qquad (5\text{-}4)$$

$$R_t = \frac{N_t}{N_i} = \frac{2d}{d+1} \qquad (5\text{-}5)$$

其中

$$d = \frac{Z_1}{Z_2} = \frac{\rho_1 v_{c1} A_1}{\rho_2 v_{c2} A_2} \qquad (5\text{-}6)$$

代入式（5-4）和式（5-5），即得

$$R_r = \frac{Z_1 - Z_2}{Z_1 + Z_2} \qquad (5\text{-}7)$$

$$R_t = \frac{Z_1 Z_2}{Z_1 + Z_2} \qquad (5\text{-}8)$$

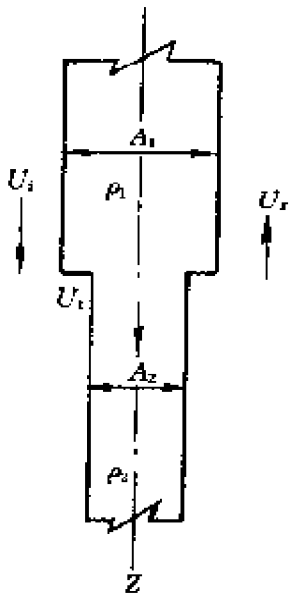

图 5-4　应力波在界面处的传播

式（5-6）中 ρ、A 分别为杆材料的质量密度和截面积。根据界面上、下段的质量和完整性情况，可以出现下列几种类型：

（1）桩的质量和完整性都无变化，波阻抗不变。此时，$d=1$，即 $Z_1=Z_2$，故 $R_r=0$，无反射波，$R_t=1$，即全部应力波均透射过界面传至下段。

（2）桩身有离析、断裂、夹泥等，使下段的阻抗变

小。此时，$Z_1>Z_2$，$d>1$，$R_r>0$，反射波与入射波同相。

（3）桩身有扩颈，使扩颈处的阻抗变大。此时，$Z_2>Z_1$，$d<1$，且 $R_r<0$，故反射波与入射波反相。

（4）桩底落在微风化基岩上（如嵌岩桩）。如桩身混凝土的 ρ、v_c 比基岩的小，则 $Z_1<Z_2$，反射波与入射波同向；如混凝土的 ρ、v_c 与基岩的相近，则无桩底的反射波出现。

由式（5-7）可看出，当桩界面上下两段阻抗相差愈大时，反射系数 R_r 愈大，反射的能量愈大，故测到的反射波也愈明显，由此，可以定性地判断，阻抗变化的程度。至于界面的位置，则可以根据桩顶入射波与界面反射波的时间差 Δt，按下式计算：

$$L' = v_c \frac{\Delta t}{2} \tag{5-9}$$

式中 L'——界面离桩顶的距离；

v_c——纵波在桩身内的传播速度。

第二节 测 试 技 术

一、反射波法的测试仪器

反射波法所用的测试仪器比较简单，其现场的布置框图如图 5-5 所示。

反射波法所用的仪器设备有：

（1）激振设备。通常用手锤或力棒，锤头或棒头的材料可以更换（如钢、铝、硬塑料、橡皮等）。棒和锤的重量也可以变更。

（2）传感器。传感器可采用速度传感器或加速度传

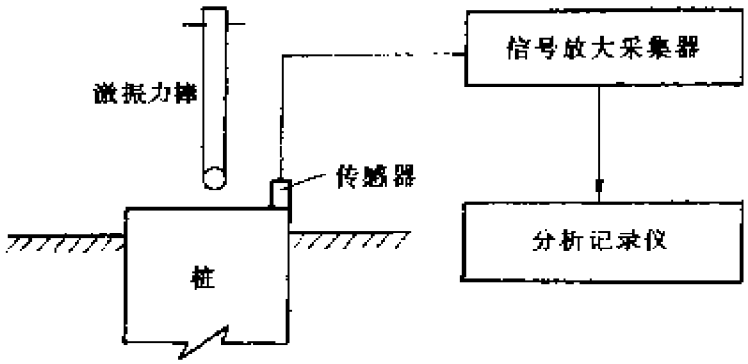

图 5-5　反射波法现场
测试仪器布置示意

感器，若用后者则需在放大器或采集系统或传感器本身中另加积分线路。无论用何种传感器，频带宽度都是愈宽愈好，但至少为 10～1000 Hz。速度型的传感器的灵敏度应大于 300 mV·s/cm，加速度传感器的灵敏度应大于 100 mV/g。

(3) 放大器。要求放大器的增益高、噪声低、频带宽。对速度传感器用电压放大器；对加速度传感器则采用电荷放大器。放大器的增益应大于 60 dB，折合到输入端的噪声则应低于 3 μV，频带宽不窄于 10～5000 Hz，滤波频率应可调。近来出现的内装式集成电路压电加速度计、由于其体积小、重量轻、密封好、性能稳定，可在恶劣环境中使用，故具有较好的应用前景。

(4) 信号采集分析仪。要求仪器体积小、重量轻、性能稳定，便于野外使用，同时具备数据采集、记录贮存、数字计算和信号分析的功能。至少有两个以上的通道，每个通道数据采集暂存器的容量不应小于 1 kB。各通道一致性好，振幅偏差应小于 3%，相位偏差小于 0.1 ms，采

样频率各通道不应低于 20 kHz，并可分档进行调整。模数转换器的位数不低于 8 bit。目前荷兰的 TNO、IFCO 以及美国的 PIT 均为专用的一体化仪器，并在无外接电源的情况下，可连续工作 8～16 h。

二、现场测试要求

反射波法虽然比较简单，测试结果比较直观，曲线易于分析，但是要获得可靠的时域曲线，还必须注意以下几个方面：

（1）做好准备工作。这里包括了解场地情况、桩型、桩长、成桩工艺及施工记录等，并进行桩头处理。为此，应去掉浮浆和疏松混凝土部分至坚实的混凝土面，当桩径较大时，至少应保证在激振部位和传感器安置的地方能整平，但不要在混凝土表面抹水泥砂浆找平层，以免砂浆与混凝土结合不好而造成误判。

（2）安置好传感器。传感器必须安装牢固，使它与桩体一起运动，能真实反映出桩顶的振动。目前有预埋螺丝或通过黄油、橡皮泥或石膏粘结等，但前者硬连接易产生高频干扰，后者软连接易产生隔振，故要求压紧、密贴，使粘结剂尽量薄以保证同步。此外，传感器必须垂直安置。当桩径超过 0.6 m 时，宜对称地安装两个或两个以上的传感器。

（3）激振要适当。能否获得正确的桩顶振动曲线，与激振的好坏有很大关系。应根据实际情况选择激振能量和锤头的材质，而并不是能量愈大愈好。对于浅部的缺陷，要求激振力的高频成分丰富，故采用硬质锤头和质量小的锤；而对深部缺陷，要求激振力的低频成分丰富，

故采用重量大的锤或力棒，棒头材料以选用软质的为宜。因为高频力波方向性好，能探测的缺陷精度高，但衰减快，故对长桩和深层缺陷就无能为力；而低频力波则相反，衰减慢，但探测的精度不高，国外有一种说法，即可探测的缺陷长度为 1/4 脉冲长度，脉冲长度为脉冲时间与波速 v_c 的乘积，故与激振的频率有关。几种锤头材料的脉冲时间见表 5-1。

表 5-1　不同锤头材料的脉冲时间

锤头材料	脉冲时间（ms）
铝　　头	0.79
硬塑料头	1.77
橡 皮 头	6.44

激振点一般应选择在桩顶的中心。

（4）保证试验曲线的可靠性。为此，宜在正式试验前先进行试测，如发现问题，及时调整，以确定最佳的激振方式、仪器参数的选择和测试条件。测试曲线的幅度要适中，曲线光滑、无杂波且缺陷或桩底反射信号明显。每根桩应有三次重复性好的实测曲线。如出现异常波形，应在现场及时分析并研究解决。为了分析判断的需要，应使时域信号采集到一个完整的波形，在波形图中能看到桩底反射的信号。为了保证时域分析的精度，保证试验曲线的可靠性，可适当提高采样频率。

第三节　影响桩顶速度曲线的因素

一、桩身阻抗变化对桩顶速度曲线的影响

如前所述，反射波法就是利用桩身阻抗变化对桩顶

速度的时域曲线产生影响的道理来判断桩身的质量的。图 5-6 左侧为实际桩的剖面，右侧即为相应该桩的实测桩顶速度的时域曲线。

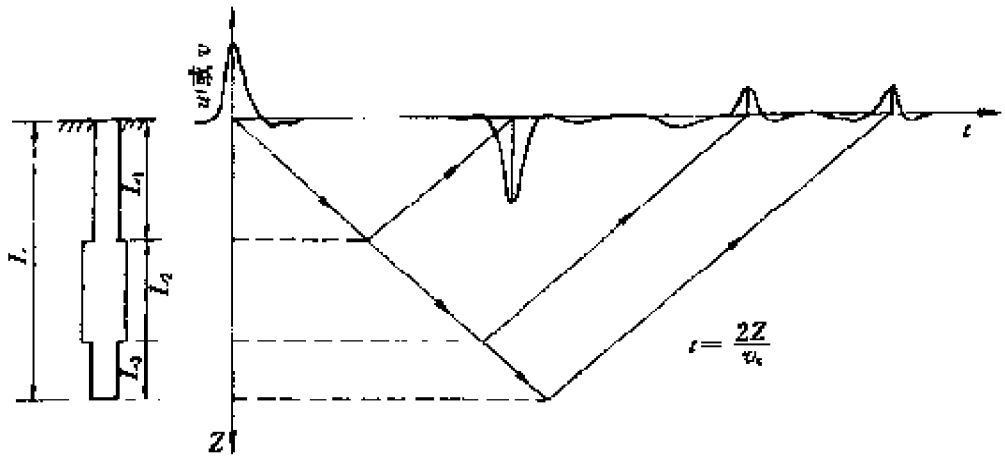

图 5-6　桩身阻抗变化时桩顶速度的时域曲线

从图 5-6 可看出，对于图示的桩，敲击后可获得图中曲线，曲线上共有四个波峰。根据第一节的基本原理可知，第一个波峰为敲击时桩顶的入射波（$t=0$）。此波向下经历 L_1 到达第一个界面后，一部分透射过去继续下传，另一部分则反射到桩顶被传感器记录下来，形成第二个波峰（$t=2L_1/v_c$），由于波是从阻抗 Z_1 小处往阻抗 Z_2 大处传播的，故此波峰与入射波是反相的。透射波下传经过 L_2 到达第二个界面，同样有一部分透射过去继续下传，而另一部分则又反射到桩顶被记录下来，形成第三个波峰（$t=2L_1/v_c+2L_2/v_c$），由于波是从阻抗大处向阻抗小处传播的，故此波峰与入射波同相。最后，剩余的透射波又继续传至第三个界面（桩底），又有一部分反射到桩顶，形成第四个波峰（$t=2L/v_c$），由于桩材料的阻抗总是大于土的阻抗，故此波峰必然与入射的初始波

峰同相。

二、桩的缺损率对桩顶速度曲线的影响

根据反射波出现的时间可以确定界面的位置，但是无法确定阻抗变化的程度（或缺损率）。图 5-7 为三根材质相同（即 E、ρ、v_c 一样）但具有不同缺损率 $\eta=A_2/A_1$

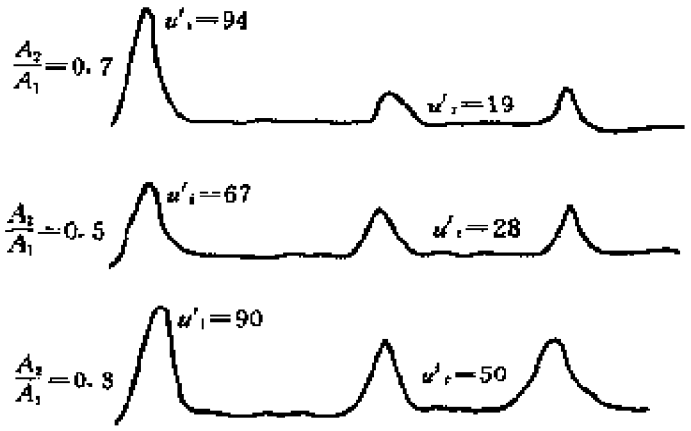

图 5-7　缺损率对桩顶速度曲线的影响

的桩的实测桩顶速度时域曲线，由此图再次表明，缺损率愈大，界面上下阻抗变化愈大，其反射波愈明显，因此，可以根据反射波峰与初始入射波峰的幅值之比 u'_r/u'_i 大致判断其缺损率 η，即

$$\eta = A_2/A_1 = (u'_i - u'_r)/(u'_i + u'_r) \qquad (5\text{-}10)$$

式中　A_1、A_2——界面上、下段的桩截面面积；

u'_i、u'_r——实测初始入射波峰和界面反射波峰的速度幅值。

桩缺损程度可按表 5-2 的 η 值表确定。

应当指出的是，由于现场实际情况十分复杂，故式（5-10）及表 5-2 只能提供一个大致判别的参考方法。

三、缺陷形状对桩顶速度曲线的影响

相同的缺损率，但缺损的形状不同，也会得到不同的桩顶速度时域曲线。图5-8所示的三根桩的缺损率是一样的，但缩颈的形状

表 5-2 桩身缺损程度的判别

η	缺损程度
1	无缺损
0.8～1	轻微缺损
0.6～0.8	缺　损
0.4～0.6	严重缺损
＜0.1	断　裂

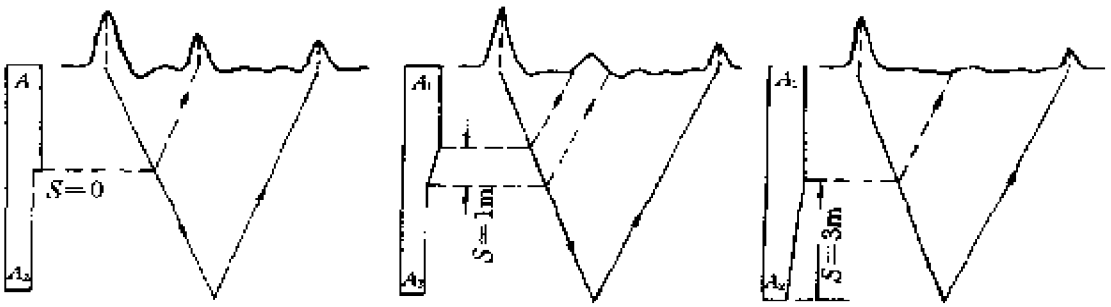

图 5-8　缺损形状对桩顶速度曲线的影响

不同，可以是突变的，也可以是渐变的，其中以突变的（$S=0$）反射波最明显，而渐变缓慢的（$S=3$ m）反射波基本上就看不出来。这一点在现场测试中应该注意。

四、锤头材质对桩顶速度曲线的影响

不同锤头材料，会产生不同的桩顶速度时域曲线，图5-9为用钢质锤头（实线）和用硬塑料锤头敲击同一根混凝土灌注桩时，所测得的桩顶速度时域曲线。由图可见锤头材质对实测曲线有较大影响，故应根据具体情况选用适当的锤头材料。

五、土质对桩顶速度曲线的影响

在前面的基本概念中已经说明，由于桩周围的介质是土而不是空气，因此，用反射波法测定材身的完整性

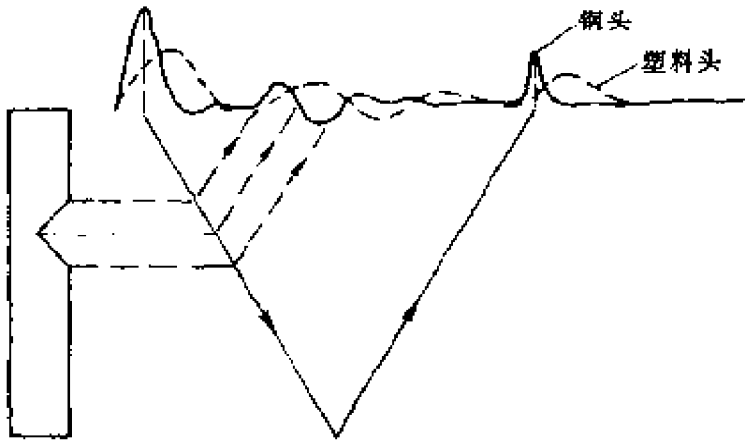

图 5-9　锤头材质对桩顶
速度曲线的影响

和质量时，不可避免地要考虑土质对桩顶速度时域曲线的影响。图 5-10 是三根同样的桩，但其周围土层性质不同而获得桩顶速度的时域曲线。由图可见，虽然这三根桩都是质量完好的桩，但由于土质不同，所得的实测曲线也大不相同，所以必须在排除土质影响后，才能得到反映桩身质量的桩顶速度曲线。

如何排除土质对实测曲线的影响呢？通常可采用以下几种方法。

（1）选择一根完好的桩作为参考桩，以它的实测曲线作为基础，来判断其它桩的实测曲线，当其它桩的实测曲线上有与参考桩相同的正相或反相反射波出现时，应视为土层的影响，而不是桩本身造成的（图 5-10 中的反相反射波是因桩身穿过硬

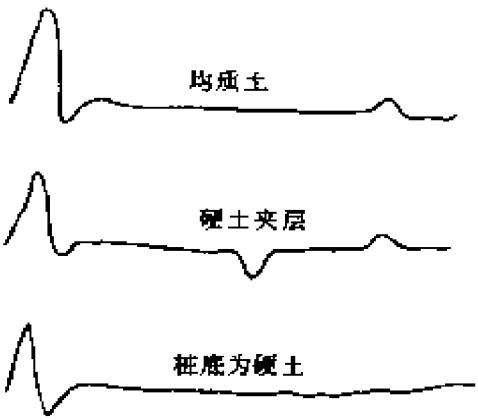

图 5-10　土质对桩顶
速度曲线的影响

土层造成，而非扩颈）。

在不能选定参考桩时，可根据现场大多数桩的实测曲线，结合场地的地质剖面图来排除土质条件的影响。

（2）可利用场地的地质剖面图以及静力触探或动力触探（标准贯入）试验曲线，来排除实测桩顶速度曲线中的土质影响。

（3）假定土的模型如图 5-11 所示。考虑到小应变时桩土间的相对位移很小，忽略桩侧土的弹簧力（摩阻力），并将桩侧阻力简化为线性阻尼，桩底阻力视为线性的弹簧和阻尼，然后根据编制好的软件，判断试桩有无缺陷。

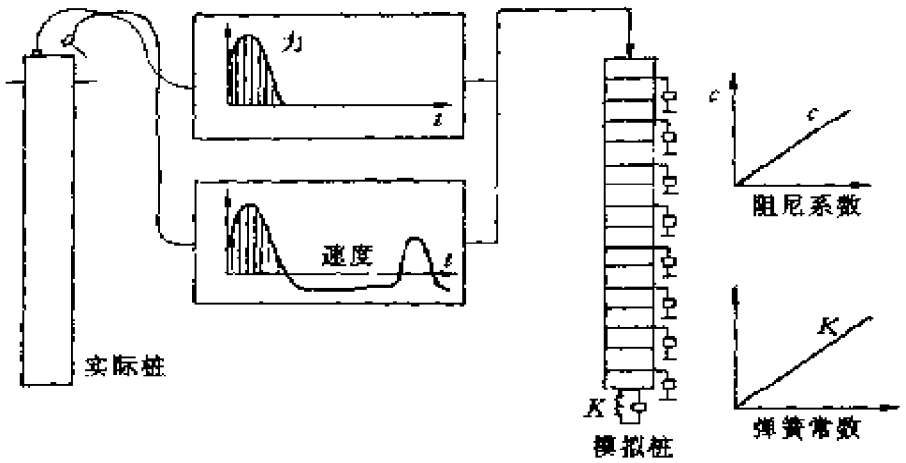

图 5-11　反射波法试验示意及土的模型

试验时先用力锤敲击桩顶，分别得到参考桩的响应曲线和试桩的响应曲线，力锤上可安装力传感器，所以同时可得到输入桩顶的力信号（见图 5-11），如速度响应信号与力信号的波形不吻合，说明桩顶部分完整性差，需清除后重敲。根据参考桩的一组桩顶速度曲线，得出其平均曲线，然后对实测的平均曲线进行信号拟合，得到土模型

的参数，再将试桩的速度响应曲线通过改变其阻抗进行信号拟合，得出该桩的完整性情况（或缺陷的情况）。其检测过程见图 5-12 所示的框图。目前国外一些检测桩完整性的仪器（如荷兰 TNO 生产的 FPDS 型）基本上均采用这方法。

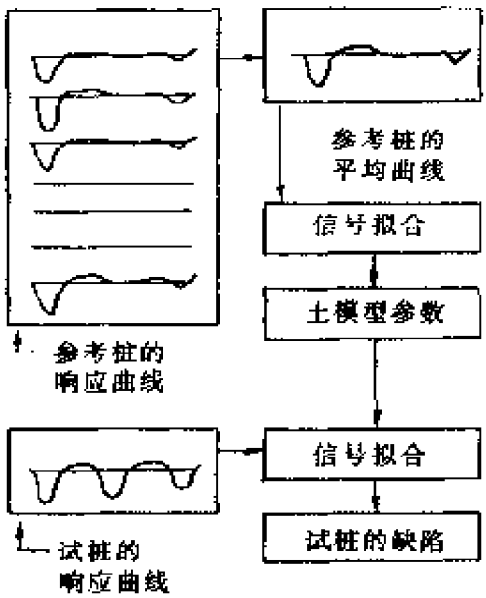

图 5-12　桩完整性检测框图

以上所述及的影响桩顶速度时域曲线的诸因素，还不能概括完全，实际情况有时更为复杂，如成桩的工艺甚至测试时的噪声和振动影响等都会改变实测桩顶速度曲线的形状，此外，桩上部的缺陷，有时也会影响桩下部的曲线形状，从而掩盖下部的缺陷。因此，反射波法虽然简易可行，但在工程应用中还应慎重对待。

第四节　应 用 实 例

用反射波法检测桩质量和完整性的工程实例很多，现以 1995 年全国桩与地基动测仪器与应用技术交流会上的 12 根桩的实测曲线作为实例列举如下。因参加这次会议的厂商及仪器很多，国内外各著名的单位均有代表参加，检测的桩有 12 根，不能一一枚举，今只将其中 5 根桩的实测曲线向读者介绍。

试桩场地的土层情况自上而下共分 9 层：第一层为

杂填土，厚度为 1 m；第二层为素填土，厚度为 1.6 m；第三层为褐黄色粉质粘土，中密、可塑，厚度为 0.6 m；第四层为轻亚粘土，中密、可塑，厚度为 1.5 m；第五层为粉砂，中密、饱和，厚度为 1.5 m；第六层为粉质粘土，中密、可塑，厚度为 7.6 m；第七层为轻亚粘土夹层，中密、可塑，厚度为 0.3 m；第八层为细砂，密实、饱和，厚度为 4 m；第九层为轻亚粘土，中密、可塑，厚度为 2 m。该场地地下水位约在地表下 1 m 处。

2 号试桩，桩径 0.8 m、桩长 16 m，混凝土灌注时，在距桩顶 6 m 左右有缩颈，12 m 处断裂，15 m 处为离析，该桩的实测桩顶速度曲线如图 5-13 所示。用反射波

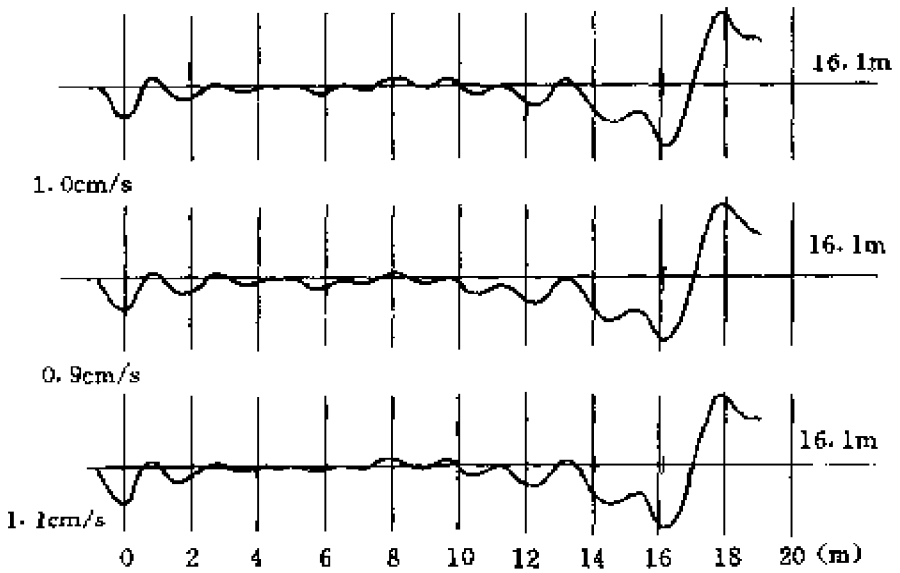

图 5-13　2 号桩实测桩顶速度曲线

法测试时，假定纵波波速 v_c=3800 m/s，深层处波形采用指数放大，桩底反射波的放大倍数为 20。近 6 m 处可以看到有一同相波峰，但因放大倍数小，故不明显。

6 号桩的桩径为 0.6 m，桩长为 12 m。是一根质量

完好的混凝土灌注桩，无明显缺陷。该桩实测的桩顶速度时域曲线如图 5-14 所示。假定纵波波速 v_c = 3800 m/s，桩底放大倍数为 50。

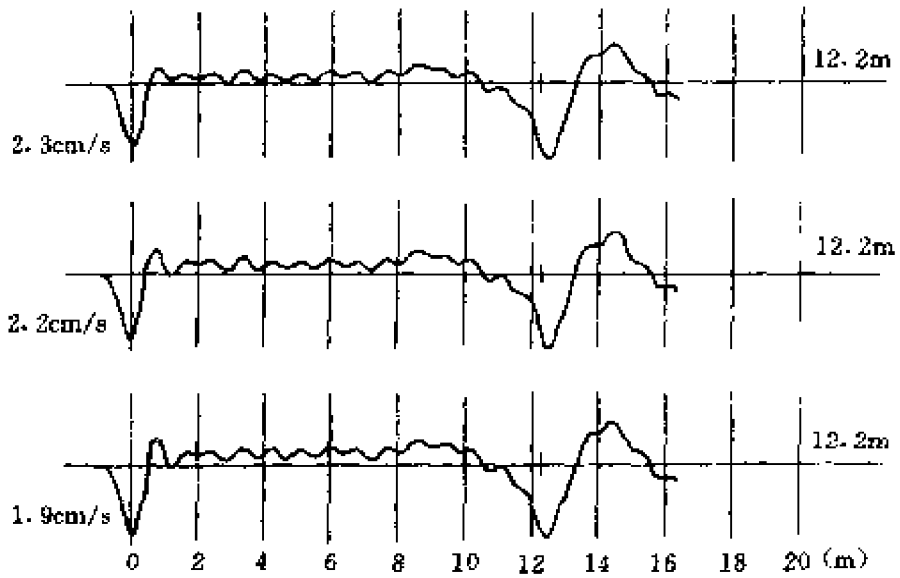

图 5-14　6 号桩实测桩顶速度曲线

7 号桩的桩径为 0.6 m，桩长为 16 m。该桩在灌注时，于 12 m 处有一缩颈，其实测的桩顶速度时域曲线如图 5-15 所示。假定波速 v_c = 3800 m/s。桩底反射波放大

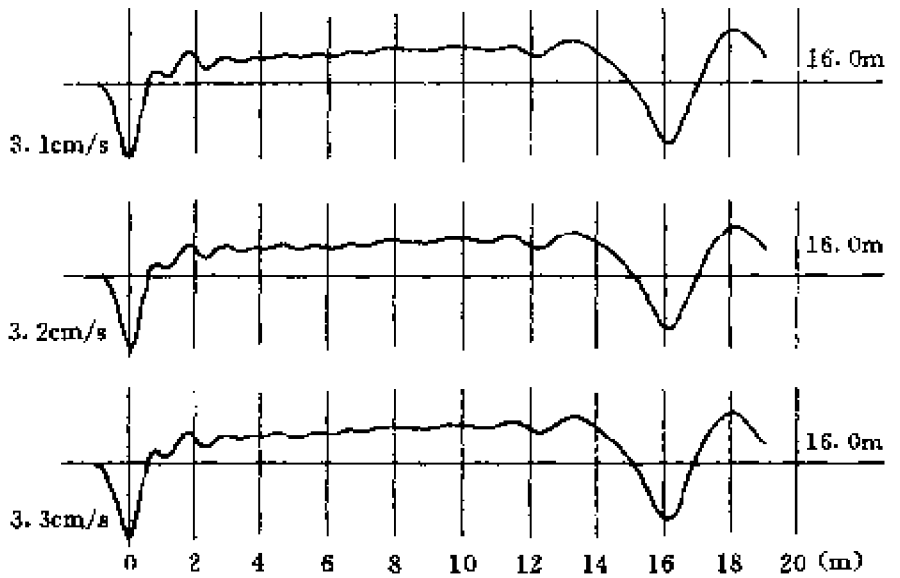

图 5-15　7 号桩实测桩顶速度曲线

倍数为 100。

10 号桩也是一根质量完好的混凝土灌注桩，桩径为 0.8 m，桩长为 16 m。其实测的桩顶速度时域曲线如图 5-16 所示。假定波速为 3800 m/s。桩底反射波的指数放大倍数为 50。

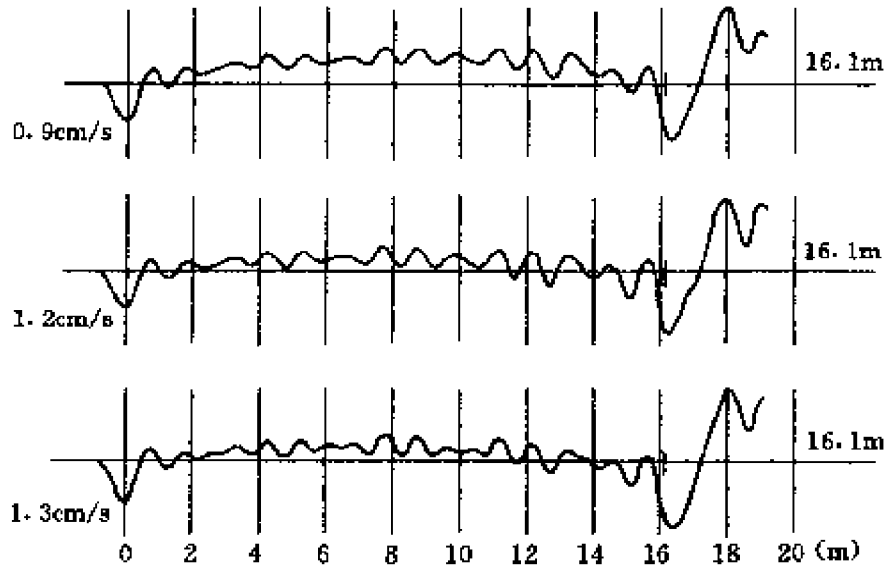

图 5-16　10 号桩实测桩顶速度曲线

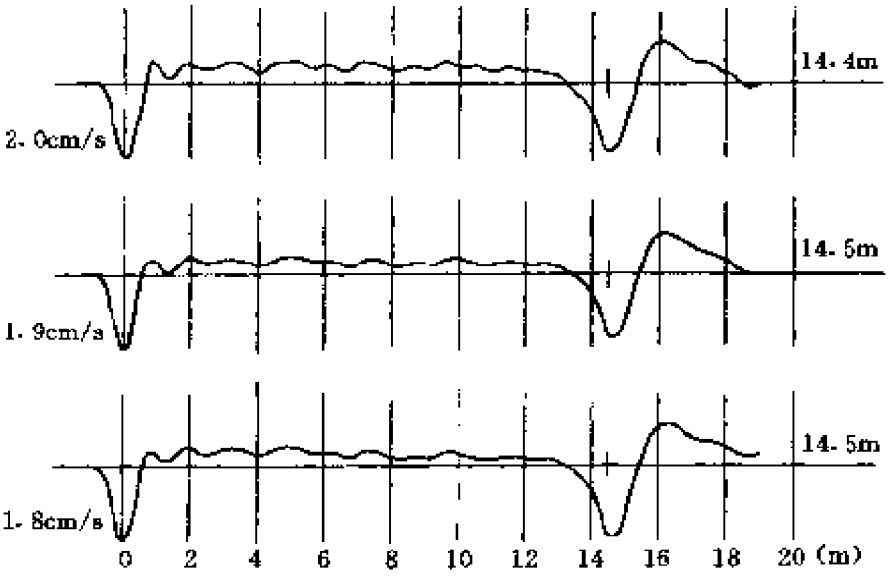

图 5-17　11 号桩实测桩顶速度曲线

11 号桩的钻孔深度为 16 m，但混凝土只浇灌至 14.5 m 左右，造成桩底悬空。该桩桩径为 0.6 m。其桩顶实测速度的时域曲线如图 5-17 所示。假定纵波波速 v_c =3800 m/s，桩底反射波的指数放大倍数为 50。

第六章　钻孔取芯法检测桩的完整性

第一节　概　　述

在桩体上钻孔取芯的方法是比较直观的，它不仅可以了解灌注桩的完整性，查明桩底沉碴厚度以及桩端持力层的情况，而且还是检验灌注桩混凝土强度的唯一可靠的方法。

由于钻孔取芯法需要在工程桩的桩身上钻孔，所以不属于无损检测，通常适用于直径不小于 800 mm 的混凝土灌注桩上。另外，钻孔取芯法对查明大面积的混凝土离析、疏松、夹泥、孔洞等比较有效，而对局部缺陷和水平裂缝等判断就不一定十分准确。因此，钻孔取芯法宜与其它无损检测的方法结合进行。

在确定采用钻孔取芯法检验灌注桩后，应掌握检测桩的桩长、桩径、混凝土设计强度等级、钢筋的布置以及持力层的情况等资料，以确定钻孔的深度、数目和位置。钻孔的位置应避开钢筋，并尽量靠近用其它无损检测方法所确定的有缺陷的地方，在这些地方应取芯，以便对照验证。

钻孔机具的操作以及芯样的加工，均应由熟练工作人员完成。应有专业人员在现场检查、校核、编录芯样，

并及时处理发生的问题。对混凝土的胶结状况、骨料的种类及其均匀性、混凝土芯样上的气孔、蜂窝、夹泥、离析以及持力层的性状，均应作详细记录，以便作出符合实际的判断。

第二节　检测设备及方法

一、检测设备

钻孔取芯法所需的设备随检测的项目而定。如仅检测灌注桩的完整性，则只需钻机即可；如要检测灌注桩混凝土的强度，则还需有锯切芯样的锯切机、加工芯样的磨平机和专用补平器，以及进行混凝土强度试验的压力机。所有这些设备均应具有产品合格证。

1. 钻机

混凝土灌注桩钻孔取芯应用液压高速钻机和胀圈取芯。钻机应具有足够的刚度，操作灵活，固定和移动方便，并应有循环水冷却系统。严禁采用手把式或振动大的破旧钻机。钻机主轴的径向跳动不应超过 0.1 mm，工作时的噪音不应大于 90 dB。钻机宜采用国际 ϕ50 mm 的方扣钻杆，钻杆必须平直。钻机应采用双管单动钻具。

钻机取芯宜采用内径最小尺寸大于混凝土骨料粒径 2 倍的人造金刚石薄壁钻头（通常内径为 100 mm 或 150 mm）。钻头胎体不得有肉眼可见的裂纹、缺边、少角、倾斜和喇叭口变形等。钻头的径向跳动不得大于 1.5 mm。

2. 锯切机、磨平机和补平器

锯切机应具有冷却系统和牢固夹紧芯样的装置；配套使用的人造金刚石圆锯片应有足够的刚度。

磨平机和补平器除保证芯样端面平整外，尚应保证芯样端面与轴线垂直。

3. 压力机

压力机的量程和精度应能满足芯样试件的强度要求，压力机应能平稳连续加载而无冲击。压力机的承压板必须具有足够刚度，板面必须平整光滑，球座灵活轻便。承压板的直径应不小于芯样试件的直径，也不宜大于试件直径的 2 倍，否则，应在试件上下两端加辅助承压板。压力机的校正和检验应符合有关计量标准的规定。

二、检测方法

钻孔取芯的检测按以下步骤进行。

1. 确定钻孔位置

灌注桩的钻孔位置，应根据需要与委托方共同商议确定。一般当桩径小于 1600 mm 时，宜选择在桩中心钻孔，当桩径等于或大于 1600 mm 时，钻孔数不宜少于 2 个。

2. 安置钻机

钻孔位置确定后，应对准孔位安置钻机。钻机就位并安放平稳后，应将钻机固定，以便工作时不致产生位置偏移。固定方法应根据钻机构造和施工现场的具体情况，分别采用顶杆支撑、配重或膨胀螺栓等方法。

在固定钻机时，还应检查底盘的水平度，以保证钻杆以及钻孔的垂直度。

3. 施钻前的检查

施钻前应先通电检查主轴的旋转方向，当旋转方向

为顺时针时，方可安装钻头。并调整钻机主轴的旋转轴线，使其成垂直状态。

4. 开钻

开钻前先接水源和电源，将变速钮拨到所需转速，正向转动操作手柄，使合金钻头慢慢地接触混凝土表面，待钻头刃部入槽稳定后方可加压进行正常钻进。

5. 钻进取芯

在钻进过程中，应保持钻机的平稳，转速不宜小于140 r/min，钻孔内的循环水流不得中断，水压应保证能充分排除孔内混凝土料屑，循环冷却水出口的温度不宜超过30 ℃，水流量宜为3～5 L/min。每次钻孔进尺长度不宜超过1.5 m。钻到预定深度后，反向转动操作手柄，将钻头提升到混凝土桩顶，然后停水停电。

提钻取芯时，应拧下钻头和胀圈，严禁敲打卸取芯样。卸取的芯样应冲洗干净后标上深度，按顺序置于芯样箱中。当钻孔接近可能存在断裂，或混凝土可能存在疏松、离析、夹泥等质量问题的部位以及桩底时，应改用适当的钻进方法和工艺，并注意观察回水变色、钻进速度的变化等，并作好记录。

灌注桩钻孔取芯检测的取芯数目视桩径和桩长而定。通常至少每1.5 m应取1个芯样，沿桩长均匀选取，每个芯样均应标明取样深度，以便判明有无缺陷以及缺陷的位置。对于用于判明灌注桩混凝土强度的芯样，则根据情况，每一试桩不得少于10个。

钻孔取芯的深度应进入桩底持力层不小于1 m。

6. 补孔

在钻孔取芯以后，桩上留下的孔洞应及时进行修补，修补时宜用高于桩原来强度等级的混凝土来填充。由于钻孔孔径较小，填补的混凝土不易振捣密实，故应采用坍落度较大的混凝土浇灌，以保证其密实性。

第三节　应用实例

某高层建筑采用挖孔灌注桩基础，桩长为 30 m 左右，桩径为 1.0 m，混凝土强度等级为 C25。建筑场地地势平坦，土层自上而下大致为：①填土层，厚度为 1.8～2.5 m；②粉质粘土，软塑—可塑，夹粉细砂层，厚度为 6.5～9.5 m；③粉质粘土，可塑—硬塑，夹粉细砂层，厚度为 40～6.7 m；④细砂层，中密，饱和，厚度为 5.2～7.5 m；⑤中、粗砂层，中密、饱和、厚度为 5.6～8.0 m；⑥碎石层，中密—密实，饱和，厚度为 3.4～4.0 m；⑦强—中风化岩层，厚度为 3.5～5.5 m；⑧微风化岩层，未钻透。

为了检验混凝土灌注桩的施工质量，除了进行超声波法检测外（超声波检测的预埋声测管如图 6-1 中的 A、B、C 所示），还有选择地对其中某些桩，进行钻孔取芯以便对照验证。钻孔的位置如图 6-1 所示，钻孔取芯所得的结果与超声波法检测结果很吻合，由此，可绘出该桩桩身混凝土质量的剖面图（见图 6-1），由图可知，该桩除中部有 3～4 m 厚的一部分混凝土胶结不良外，全桩桩身质量均可满足设计要求，桩身无缩颈、断裂等，桩底无沉渣，与基岩胶结良好。

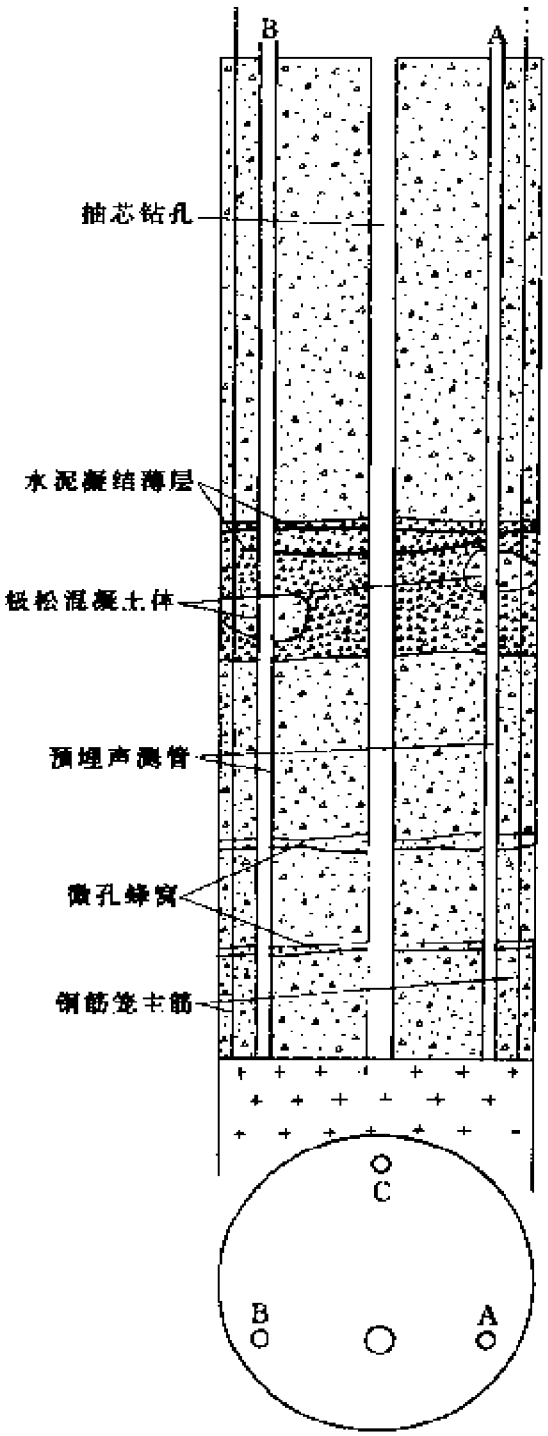

图 6-1　钻孔取芯剖面

第七章　桩身材料的检验

由第二章第四节的基本概念得知，桩的承载力首先必须满足桩材料强度的要求，即桩的承载力应小于或等于桩身材料强度与桩身截面积之乘积。为此，检验桩身质量就应该包括材质的检验。桩的材料不外乎钢材、钢筋混凝（或混凝土）和木材，鉴于木材的承载力低，且要消耗大量的天然资源，不符合我国的现行政策，现已基本上停止使用，因此，本章只介绍钢桩和钢筋混凝土桩桩身的材料检验。

第一节　钢桩的材质检验

目前我国所用的钢桩(不包括钢板桩)主要有钢管桩和H型钢桩两种。对于这两种钢桩材质的检验，首先应向供货单位索取有关材质的检验证明，并对其尺寸、外形、重量和偏差进行检测，以确定是否符合相应标准的规定。

钢桩的钢材通常为碳素结构钢，因此材质的检验应按国家标准GB700—88进行，重点检验其化学成分和力学性能。根据该标准，钢桩材料的化学成分应符合表7-1的规定。

根据该标准，钢桩材料的拉伸和冲击试验应符合表7-2的规定。

表 7-1　　钢桩材质的化学成分

等级	化学成分（%）					脱氧方法
	C	Mn	Si	S	P	
			不大于			
A	0.14～0.22	0.30～0.65	0.30	0.050	0.045	F、b、z
B	0.12～0.20	0.30～0.70		0.045		
C	≤0.18	0.35～0.80		0.040	0.040	Z
D	≤0.17			0.035	0.035	TZ

注　A、B 级沸腾钢锰含量上限为 0.60%；F 为沸腾钢；b 为半镇静钢；z 为镇静钢；TZ 为特殊镇静钢。

表 7-2　　钢桩材料拉伸和冲击的要求

等级	拉伸试验							冲击试验	
	屈服点 σ_s(N/mm²)						抗拉强度 σ_b (N/mm²)		
	钢材厚度(直径)(mm)								
	≤16	>16～40	>40～60	>60～100	>100～150	>150			
	不小于								
A	235	225	215	205	195	185	375～500		
B									
C									
D									

等级	拉伸试验						冲击试验	
	伸长率 σ_5(%)						温度(℃)	V 型冲击功(纵向)(J)
	钢材厚度(直径)(mm)							
	≤16	>16～40	>40～60	>60～100	>100～150	>150		
	不小于							不小于
A	26	25	24	23	22	21	--	—
B							20	27
C							0	
D							-20	

根据该标准，钢桩材料的弯曲试验应符合表 7-3 的规定。

表 7-3　　钢桩材料的弯曲要求

试样方向	冷弯试验（$B=2a$，180°）		
	钢材厚度（直径）（mm）		
	60	>60～100	>100～200
	弯心直径 d		
纵	a	$2a$	$2.5a$
横	$1.5a$	$2.5a$	$3a$

注　表中 B 为试样宽度，a 为钢材厚度（直径）。

钢材的上述试验方法和取样方法按国家标准 GB222、GB228、GB2975、GB6397 等执行。

在有腐蚀性的环境如盐渍土地区中使用钢桩时，其材质的检验除满足上述要求外，还必须考虑腐蚀对钢材的长期作用影响，并根据腐蚀的性质和程度，采取相应措施（如涂防护材料、增加钢桩截面积等），以保证桩基工程的需要。

第二节　钢筋混凝土桩的材质检验

一、钢筋混凝土预制桩

对于钢筋混凝土预制桩材质的检验，应首先向供货单位索取有关材质的检验证明，并对其尺寸、外形、重量和偏差进行检测。

如对钢筋混凝土预制桩的混凝土强度有疑问时，可在施工前对预制桩成品进行回弹法或超声回弹综合法检测。用回弹法评定混凝土抗压强度时，应按技术规程

JGJ23—85 进行。用超声回弹综合法检测混凝土强度时，则应按技术规范 CECS02—88 进行。

二、钢筋混凝土灌注桩

钢筋混凝土灌注桩的材质，除了与原材料（钢筋和混凝土）的材质有关外，很大程度上取决于现场的施工质量（现场水泥、骨料和水的配比，施工工艺及振捣情况等）。下面分别对钢筋及混凝土的材质检验要求及方法进行介绍。

1. 钢筋

钢筋混凝土灌注桩所用的钢筋应满足国家标准 GB1499—84 的规定。首先应向供货单位索取有关材质的检验证明，并对其尺寸、外形、重量和偏差以及化学成分和力学性能进行检测。

直条光圆钢筋尺寸的允许偏差应符合 GB707—72 的相应规定。不大于 10 mm 的盘圆钢筋，其直径允许偏差为±0.5 mm，椭圆度不得大于尺寸公差的 0.5 倍。

变形钢筋的外形尺寸及允许偏差见表 7-4。

钢筋长度的允许偏差为＋50 mm（长度不大于 12 m 时）和＋60 mm（长度大于 12 m 时）。

钢筋的化学成分及允许的偏差，见表 7-5。

钢筋力学性能应符合表 7-6 的规定。

上述化学成分及力学性能的试验及取样方法，按表 7-7 中有关规定进行。

2. 混凝土

由于灌注桩的混凝土施工及养护条件与一般混凝土构件（如预制桩）的情况不同，所以其质量检验不能用

表 7-4　　变形钢筋的外形尺寸及允许偏差

公称直径(mm)	尺寸及允许偏差(mm)													
	内径		外径		横肋高		纵肋高		间距		纵肋宽		横肋宽	
	标准尺寸	允许偏差	标准尺寸	允许偏差	标准尺寸	允许偏差	标准尺寸	允许偏差	标准尺寸	允许偏差	标准尺寸	允许偏差	标准尺寸	允许偏差
8	7.5		9.0	+1.3 −1.0	0.75	+0.50 −0.25	0.75	+0.50 −0.25	5		1.25	±0.5	0.75	+0.5 −0.25
10	9.9		11.3		1.00		1.00		7		1.50		1.00	+0.7
12	11.9		13.9		1.00		1.00		7		2.00		1.00	−0.3
14	13.9	±0.4	15.5		1.25		1.25		7		2.00		1.00	
16	15.9		17.5	+2.5	1.25	+1.0	1.25	+1.0	8		2.00		1.00	
18	17.9		20.0	−1.5	1.50	−0.5	1.50	−0.5	8		2.00	±1.0	1.50	
20	19.9		22.0		1.50		1.50		8	±0.5	2.00		1.50	
22	21.9	±0.45	24.0		1.50		1.50		8		2.00		1.50	
25	24.9		27.0		1.50		1.50		8		2.00			+1.0
28	26.5		30.5		2.00		2.00		9		2.50		1.50	−0.5
32	30.5		34.5		2.00		2.00		10		3.00		2.00	
36	34.5	±0.55	39.2	+3.5	2.50	+1.5	2.50	+1.5	12		3.00	±1.5	2.00	
40	38.5		43.5	−2.2	2.50	−0.75	2.50	−1.75	12		3.00		2.00	
50	48.0		54.0		3.00		3.00		15		3.50		25.0	

表 7-5　　钢筋的化学成分及允许偏差

品种		牌号	化学成分							
外形	强度等级		C	Si	Mn	V	Ti	Nb	P	S
								不大于		
光圆钢筋	I	A3、AY2	0.14～0.22	0.12～0.30	0.35～0.65				0.045	0.050
变形钢筋	I	20MnSi	0.17～0.25	0.40～0.80	1.20～1.60				0.050	0.050
		20MnNbb	0.17～0.25	≤0.17	1.00～1.50			0.05		
	IV	40Si_2MnV	0.36～0.46	1.40～1.80	0.70～1.00	0.08～0.15			0.045	0.045
		45SiMnV	0.40～0.52	1.10～1.50	1.00～1.40	0.05～0.12				
		45Si_2MnTi	0.40～0.48	1.40～1.80	0.80～1.20		0.02～0.08			
对所有品牌钢筋的允许偏差			+0.02	+0.05	+0.01	+0.02	+0.02	+0.005	+0.005	+0.005

常规的方法进行，故通常在桩体上直接取芯样试验，来代替用现场混凝土拌合物制成的试样进行试验。

表 7-6　　钢筋的力学性能要求

品种		牌　号	公称直径 (mm)	屈服点 σ_s (N/mm²)	抗拉强度 σ_b (N/mm²)	伸长率 δ_s (%)	冷　弯 d=弯心直径 a=钢筋直径
外形	强度等级			不　小　于			
光圆钢筋	I	A3AY3	8～25	235	370	25	180° $d-a$
			28～50				180° $d-2a$
变形钢筋	II	20 MnSi 20 MnNbb	8～25	335	510	16	180° $d-3a$
			28～50	315	490		180° $d-4a$
	IV	$40Si_2MnV$ $45Si_2MnV$ $45Si_2MnTi$	10～25	540	835	10	90° $d=5a$
			28～32				90° $d=6a$

表 7-7　　钢筋试验与取样方法

序　号	检验项目	取样数量及取样方法	试　验　方　法
1	化学成分	每炉 1 个，按 GB222—63	按 GB222—63 GB223—81 YB 35(1～28)～78
2	拉　力	每批 2 个，任选两根钢筋切取	按 GB228—76
3	冷　弯	每批 2 个，任选两根钢筋切取	按 GB232—82 本标准 5.4
4	冲击韧性	每批 3 个，任选一根钢筋切取	按 GB229～63

灌注桩混凝土芯样的钻取方法见第六章。其强度的检测按技术规程 CECS03—88 进行。

在灌注桩上钻孔取芯后，应将混凝土芯样加工成强

度试验所需的试件。为此，需采用锯切机加工芯样，加工时应将芯样固定，并使锯切平面垂直于芯样轴线，锯切过程中应冷却人造金刚石锯片和芯样。

锯切后的芯样，如不能满足平整度和垂直度要求时，宜用磨平机将芯样端面磨平或用水泥砂浆（或水泥浆）或硫磺胶泥（或硫磺）在专用补平器上将端面补平。水泥砂浆（或水泥浆）的补平厚度不宜大于 5 mm，硫磺胶泥（或硫磺）的补平厚度不宜大于 1.5 mm。补平层应与芯样牢固结合，以使其结合面不会在受压时提前破坏。

芯样加工后最终的抗压试件高度（h）和直径（d）之比应为 1～2。并对试件在试验前的尺寸进行测量：用游标卡尺测量芯样试件中部，在两个相互垂直位置上的直径，取其平均直径，精确至 0.5 mm；用钢板尺测量试件高度，精确至 1 mm；用游标量角器测量上下两端面与母线的夹角，精确至 0.1°；用钢板尺紧靠芯样试件端面上，并转动钢板尺，同时用卡尺测量钢板尺与芯样试件端面之间的缝隙，得试件的平整度。

如芯样试件有裂缝或其他较大缺陷以及尺寸偏差超过表 7-8 所列数值时，均不得用作抗压强度试验。

表 7-8　　芯样试件尺寸的允许偏差

项　　目	平均直径	高　度	平 整 度	垂直度
允许偏差	2 mm	±0.05 d	0.1 mm/100 mm	2°

芯样试件的抗压强度试验应按国家标准 GBJ81—85《普通混凝土力学性能试验方法》的规定进行。芯样试件

应在 20±5 C的清水中浸泡 40～48 h，从水中取出后应立即进行抗压试验。

芯样试件的混凝土抗压强度，应按式（7-1）计算，即

$$f_{cu}^{c} = \alpha \frac{4F}{\pi d^2} \tag{7-1}$$

式中 f_{cu}^{c}——芯样试件混凝土抗压强度，MPa，精确至 0.1 MPa；

F——芯样试件抗压试验测得的最大力，N；

d——芯样试件的平均直径，mm；

α——不同高径比的芯样试件混凝土强度换算系数，见表 7-9。

表 7-9　　芯样试件混凝土强度换算系数

h/d	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
α	1.00	1.04	1.07	1.10	1.13	1.15	1.17	1.19	1.21	1.22	1.24

注　h 为芯样试件的高度。

以上述三个芯样试件的试验值的算术平均值作为该组试件的混凝土抗压强度值。三个试验值中最大值或最小值如有一个与中间值的差超过中间值的 15%时，则将最大及最小值一并舍弃，取中间值作为该组混凝土试件的抗压强度值。如有两个试验值与中间值之差均超过中间值的 15%，则该组试件的试验结果无效，需另取一组芯样试验。

式（7-1）中的 f_{cu}^{c}是相应于试验时龄期的混凝土抗压强度。为了检验灌注桩的混凝土强度是否达到设计要求，宜在混凝土浇注 28 d 后进行试验。

当混凝土芯样试件的抗压强度满足下列条件时，灌注桩的材质检验为合格：

$$f_{cu} \geqslant f_{cu,k} \tag{7-2}$$

其中 f_{cu} 取式（7-3）和式（7-4）中的较小值：

$$f_{cu} = 1.263\, m^{c}_{fcu} - \beta_1 S^{c}_{fcu} \tag{7-3}$$

$$f_{cu} = \beta_2 f^{c}_{cu,min} \tag{7-4}$$

式中 f_{cu}——桩身混凝土强度代表值，MPa；

$f_{cu,k}$——设计要求的混凝土立方抗压强度标准值，MPa；

m^{c}_{fcu}——芯样试件抗压强度平均值，MPa；

S^{c}_{fcu}——芯样试件抗压强度标准差，MPa；

$f^{c}_{cu,min}$——芯样试件抗压强度最小值，MPa；

β_1、β_2——系数，按表 7-10 取值。

表 7-10　　β_1、β_2 系数

试件个数	10～14	15～24	≥25
β_1	2.146	2.083	2.020
β_2	1.263	1.337	

如不能满足式(7-2)的要求，但分析认为芯样试件强度是因出现一个或少数几个芯样试件强度过低的偶然因素造成的，则可允许在同一桩内增加钻芯孔数，取样测定同一断面不同位置的芯样强度，然后取该断面芯样试件抗压强度的平均值，重新评定灌注桩混凝土的强度。

在有腐蚀性的环境如盐渍土地区中使用钢筋混凝土桩时，其材质的检验，除满足上述要求外，还必须考虑腐蚀对钢筋混凝土的长期作用的影响，并根据腐蚀的性

质与程度，采取相应的措施。

在有冻结作用的条件下使用钢筋混凝土桩时，还应考虑混凝土的抗冻性能。混凝土的抗冻性能试验，应根据国家标准 GBJ82—85《普通混凝土长期性能和耐久性能试验方法》进行。

第八章　静荷载试验检测桩承载力

第一节　概　　述

在本书的第一章绪论中已经阐明，桩的承载力与加荷速率有很大关系，由于静荷载试验与任何动荷载试验相比，所施加的荷载速率最慢，最接近于实际工程的加荷速率，所以试验的结果最接近于实际桩的承载力，因而，国内外均将静荷载试验的结果作为桩承载力的标准。

静荷载试验又可分为慢加荷和快加荷两种，两者的区别在于后者是在每级加荷后没有达到规定的相对稳定标准，就加下一级荷载。因此，快加荷的 P-S 曲线是不真实的，除了能提供极限荷载 P_u 的参考值外，不可作为评价桩性能的依据。本节介绍的静荷载试验方法，是指慢加荷的标准方法。

一、国内有关规程对慢加荷静载试验的规定

众所周知，对同一根桩，采用不同的静载试验方法和步骤，可以得到不同的桩承载力，有时还相差很大。遗憾的是，目前国内外有关慢加荷静荷载试验的规定不尽

表 8-1　　我国各规程对静载试验的规定

规程名称	我国建筑地基基础设计规范 GBJ7—89(1989)	上海市地基基础设计规范 DBJ08—11—89(1989)	建筑桩基技术规范 JGJ94—94(1995)	工民建灌注桩基础设计与施工规程 JGJ4—80(1980)	港口工程技术规范第六篇桩基工程 JTJ222—83(1983)
试桩入土后休止时间	预制桩，砂土中 7d 以上；粘性土中 15d 以上；饱和软粘土中 25d 以上。灌注桩：桩身混凝土强度达到设计等级	打入桩：2 周以上；砂土中 1 周以上。钻孔桩要满足桩身混凝土养护所需的时间	在桩身强度达到设计要求的前提下，砂类土中不应少于 10d；粉土和粘性土中不应少于 15d；淤泥或淤泥质土中，不应少于 25d	砂类土中 10d 以上；一般粘性土 20d 以上；淤泥质土中的沉管灌注桩 30d 以上	粘性土中 14d 以上；砂土中 3d 以上；水冲沉桩 28d 以上
加载分级	每级加载值约为容许荷载的 1/5～1/8	加载分级为最大试验荷载的 1/8～1/12。第一级加载值可取 1/4～1/6	每级加载为预估极限荷载的 1/10～1/15，第一级可按 2 倍分级荷载加荷	每级加载值为预估极限荷载的 1/10～1/15	等量加载，每级加载值约为预计最大试验荷载的 1/12
测读沉降量间隔时间(min)	5，5，5，15，15，15，30，…	0，5，10，15，15，15，30，30，…	每级加载后间隔 5、10、15mim 各测读一次，以后每隔 15min 测读一次，累计 1h 后每隔 30min 测读一次	每级加载后在第一小时内每隔 15min 测读一次，以后每隔 30min 测读一次	0，5，10，15，30，30，…直到稳定

续表

规程名称	我国建筑地基基础设计规范 GBJ7—89(1989)	上海市地基基础设计规范 DBJ08—11—89(1989)	建筑桩基技术规范 JGJ94—94(1995)	工民建灌注桩基础设计与施工规程 JGJ4—80(1980)	港口工程技术规范第六篇桩基工程 JTJ222—83(1983)
各级荷载下沉降稳定标准	$R_s \leqslant 0.1$mm/h(R_s为下沉速率)	$R_s \leqslant 0.1$mm/h	$R_s \leqslant 0.1$mm/h，并连续出现两次（由1.5h内连续三次观测值计算）	砂类土 $R_s \leqslant 0.1$mm/30min，连续2次；粘性土 $R_s \leqslant 0.1$mm/h，连续2次	$R_s \leqslant 0.1$ mm/h
终止加载的条件	1. P-S 曲线上有可判定极限荷载的陡降段，且 $S > 40$mm 2. $S > 40$mm 后，继续增加二级或二级以上荷载仍无陡降段	1. 和2. 同右第二列 3. 荷载超过预估极限荷载的50%，或已达桩身材料的极限强度，桩顶出现明显的破损现象 4. 总下沉量超过10cm，若桩长大于40m，则控制总下沉量可按桩长每增加10m相应增加1cm	出现下列情况之一： 1. $\Delta S_i/\Delta S_{i-1} \geqslant 5$ 2. $\Delta S_i/\Delta S_{i-1} \geqslant 2$，且24h不稳定 3. 达到锚桩最大抗拔力或压重平台的最大重量时	1. $\Delta S_i/\Delta S_{i-1} \geqslant 5$ 2. $\Delta S_i/\Delta S_{i-1} \geqslant 2$，且24h不稳定 3. 荷载超过极限荷载二级以上，或荷载超过极限荷载经36h仍不稳定	1. P-S 曲线出现陡降段，且桩顶总下沉量大于40mm 2. 某级荷载已维持24h仍不稳定 3. P-S 曲线不出现陡降且桩顶下沉量超过40mm后仍有一个以上的稳定荷载级

续表

规程名称	我国建筑地基基础设计规范 GBJ7—89(1989)	上海市地基基础设计规范 DBJ08—11—89(1989)	建筑桩基技术规范 JGJ94—94(1995)	工民建灌注桩基础设计与施工规程 JGJ4—80(1980)	港口工程技术规范第六篇桩基工程 JTJ222—83(1983)
卸载规定	每级卸载值为加载值的2倍。每级卸载测读时间15min，15min，30min。全部卸载后，隔3～4h再测读一次	卸载值为加载的2倍，每级1h，测读时间0，15min，15min，30min，零载应测读稳定的残余下沉量，一般为3h	卸载值为加载值的2倍。每级卸载测读时间15min，15min，30min，全部卸载后，隔3～4h再测读一次	卸载值为加载值的2倍。每级卸载测读时间15min，15min，30min，全部卸载后，隔3～4h再测读一次	卸载值为加载值的2倍。每级卸载测读时间15min，15min，30min；零载增加120min，180min的读数
极限荷载确定方法	1. 当陡降段明显时，取陡降段起点的荷载为极限荷载 2. 对于直径或桩宽在550mm以下的预制桩，当P_i时，$\Delta S_i/\Delta P_i \geqslant 0.1$mm/kN时，则取$P_{i-1}$为极限荷载 3. 当符合试验终止条件第二点时，取$S$为40mm时的荷载为极限荷载	1. 取P-S曲线上，第二拐点所对应的荷载 2. 取S-lg$t$曲线中，曲线尾部明显下折的前一级荷载 3. 当用上述曲线判断有困难时，可辅以其它试桩曲线协助判断 4. 当符合第3、4次试验终止条件时，取终止荷载的前一级荷载	1. 陡降型P-S曲线取明显陡降的起始点 2. 缓变型P-S曲线取$S=40\sim60$mm对应的荷载，对于大直径桩取$0.03\sim0.06D$（桩端直径）对应的荷载，对于细长桩（$l/d>80$）取$S=60\sim80$mm对应的荷载	取P-S曲线发生明显陡降的起始点，取S-lg$P$曲线出现陡降直线段的起始点所对应的荷载或S-lg$t$曲线尾部出现明显向下弯曲的前一级荷载为极限荷载	1. 取P-S曲线上陡降段（$\Delta S_{i+1}/\Delta P_{i+1} > 0.1$mm/kN或$\Delta S_{i+1}/\Delta S_i > 5$且$S_{i+1} > 40$mm）的起始点$i$的荷载 2. 取试验终止条件2项的不稳定荷载的前一级 3. 取试验终止条件3项中$S=40$mm时的荷载

规范执行。

二、静荷载施加方式的影响

目前对桩进行静荷载试验时，各单位根据自己的条件选取两种方式之一对桩顶加荷，一是堆载，一是用锚桩反压。但是，这两种加载方式所得到的结果是不相同的，通常用锚桩反压的方法所得的桩承载力偏低。图8-1中曲线 1 和曲线 2 为同一根桩分别用 6 根锚桩作反力和 200t 堆载作反力所得的 P-S 曲线。在这两种加载方式下，其破坏荷载分别为 1320kN 和 2280kN。分析其原因，是因为前者利用土作为反力的。这样，土中的有效应力减小，故使桩的侧摩阻力也减小，特别是当锚桩离试桩较近时影响更大，导致桩的承载力下降。

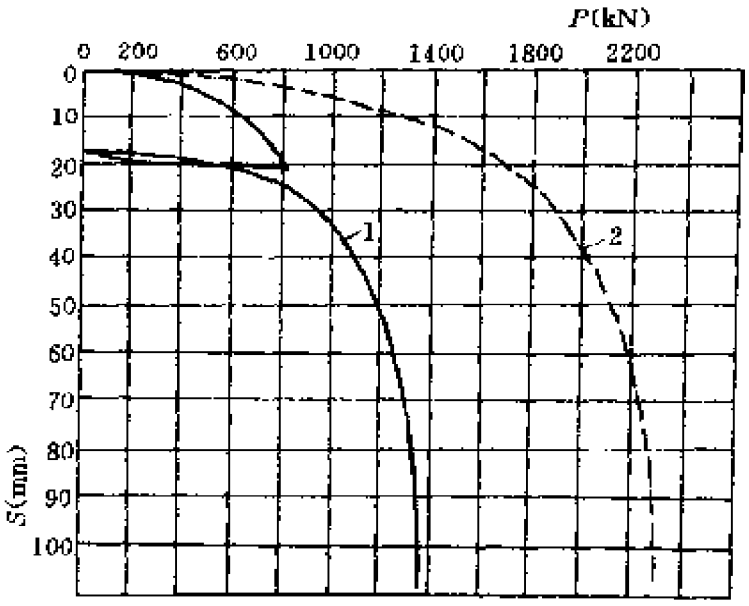

图 8-1　桩的静荷载试验曲线

1—锚桩反压；2--堆载

从工程应用观点来看，用堆载进行桩的静荷载试验，更接近于实际加荷的情况。

三、一些典型的 *P-S* 曲线

如有丰富的试桩经验，并采用合理的比例绘制 *P-S* 曲线，则可以根据静荷载试验曲线的形状以及与相同条件下其他桩相比，大致判断该桩是否正常、有无缺陷，这对判断桩的承载力有极大好处。现举一些实际的 *P-S* 曲线如下，并作简要分析。

图 8-2 上的四条 *P-S* 曲线都是试桩中常遇到的正常的情况。其中曲线 a 为桩进入软弱土中，桩底无较好的持力层，属于纯摩擦桩，故当桩顶荷载一旦超过桩侧摩阻力时，即刻达到破坏荷载。曲线 b 表示桩底有较好的持力层，有一定的端承阻力。曲线 c 的形状表明其破坏荷载很大，试验中没有达到，这常出现在密砂地基中或者桩很粗大的情况下。曲线 d 为曲型的端承桩，当桩底支承在微风化的基岩上时，桩顶位移（或沉降量）就等于桩身的弹性压缩量。值得注意的是，有时桩身混凝土强度不足或截面减小（缩颈）而被压断时，也会出现曲线 a 的情形。

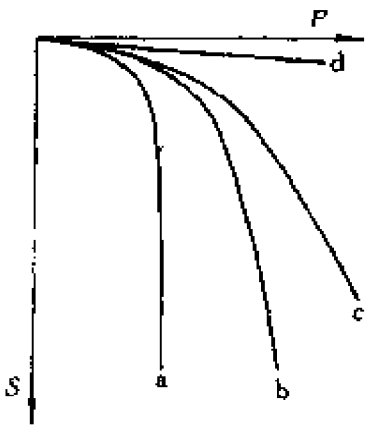

图 8-2 正常的 *P-S* 曲线

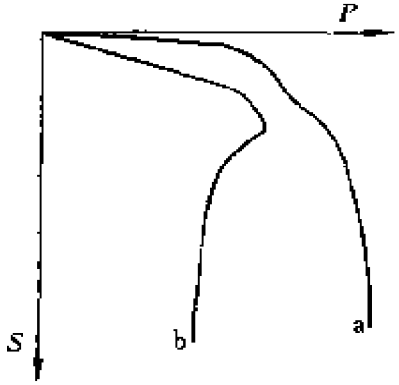

图 8-3 异常的 *P S* 曲线

图 8-3 中的两条 *P-S* 曲线是试桩中遇到的异常情况。如果试验中读数和记录没有差错，那么，其中曲线 a 表明桩底的沉渣（或钻孔桩的虚土）过厚，桩端阻力减小，但当虚土压实或沉渣挤出后，桩端阻力又恢

复。此外，曲线 a 的形状也可能是桩身本身有裂缝造成的，荷载进一步增大，反而使裂缝闭合。图中曲线 b 常在硬粘土层中出现，当桩底穿透硬粘土层后，桩的承载力反而降低。

第二节　检测设备及方法

一、检测设备

静荷载试验所需的设备有：①提供反力的堆载（如钢锭等重物）或锚桩，也可根据条件部分用堆载，部分用锚桩，堆载的数量及锚桩的大小和数量由试验的要求定；②给桩顶施加压力的千斤顶，千斤顶的吨位及数目由试验要求定；③测量桩顶位移的百分表或激光位移计；④作为千斤顶反力支点和堆载用的钢梁；⑤其他（如百分表的支架、千斤顶的自动补压装置等）。目前，有专用的静荷载试验仪，可自动的加压并测读桩顶沉降、自动记录并打印出 P-S 曲线。

静荷载试验的装置如图 8-4、图 8-5 和图 8-6 所示。其中图 8-4 为此锚桩作反力的静荷载试验布置，图 8-6 是以堆载作反力的静荷载试验布置，图 8-5 是以堆载和锚桩共同作为反力的静荷载试验的布置。

二、检测方法

静荷载试验检测桩承载力的方法，可按如下步骤进行。

（1）处理试桩桩顶。试桩应在桩身强度达到设计标号并在施工后超过一定休止期（与土质有关，见表 8-1）

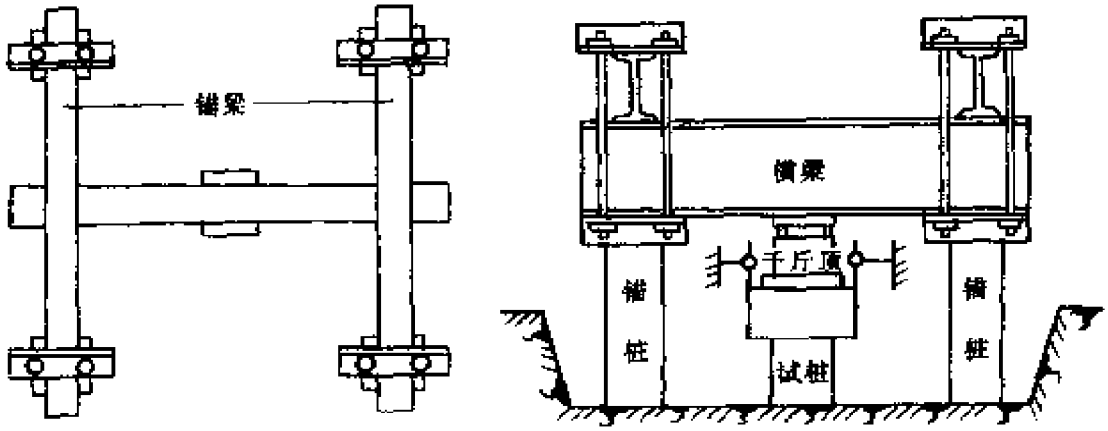

图 8-4　采用锚桩的静荷载试验

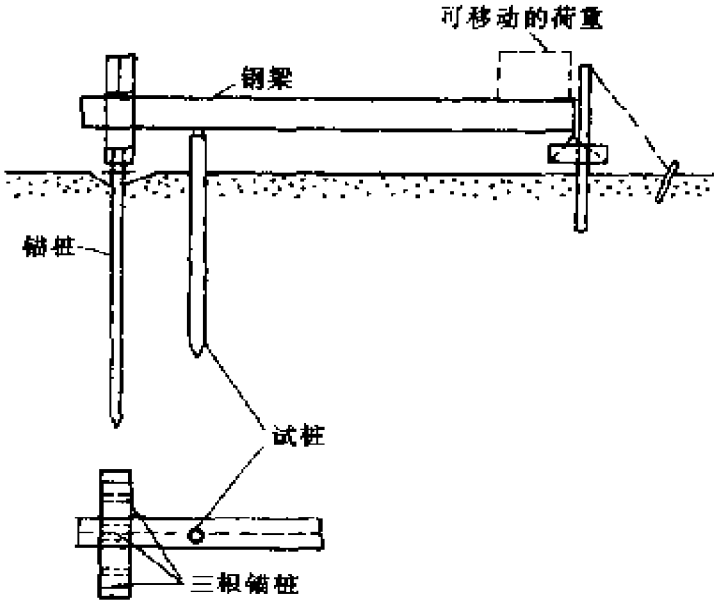

图 8-5　悬臂式锚桩的静荷载试验

后进行。对于预制桩，若经施工后桩顶未破损时，可不作处理；对于灌注桩则应予以加强，一般在桩顶加钢筋网 2～3 层或以薄钢板圆筒作成加筋箍与桩顶混凝土浇成一体，并用高标号砂浆将桩顶抹平。为了安置沉降观测点等，试桩顶部宜露出试坑地面不少于 0.6m。

（2）安设反力系统。如采用堆载作反力系统时，则

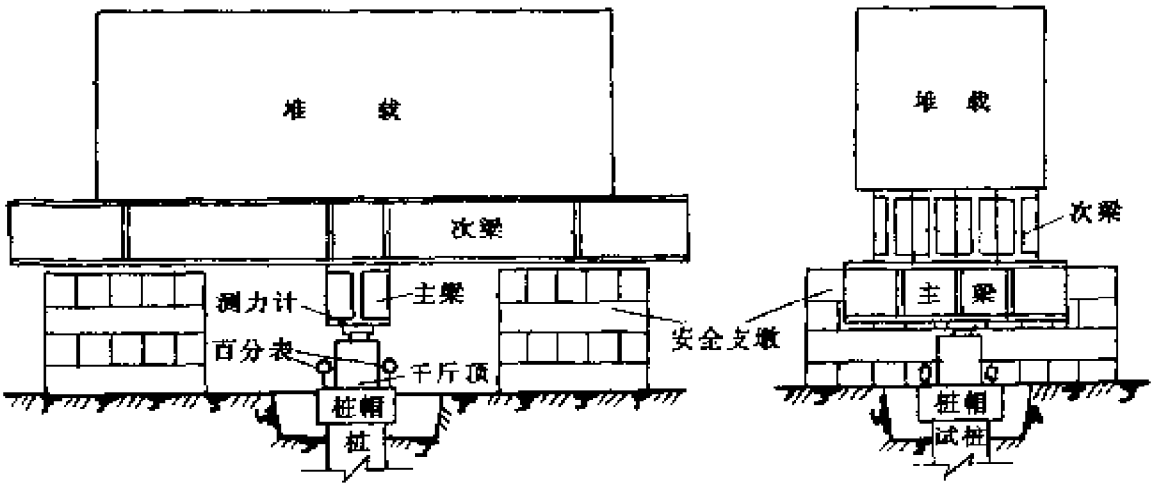

图 8-6　采用堆载的静荷载试验

应吊装主、次梁及堆载所用的荷重块，为了安全起见，钢梁及荷重块的安置场应对称进行，并在梁的两端设有安全支墩。如采用锚桩作为反力系统时，锚桩必须按标准图制作或经过抗拔计算。反力系统能提供的反力应不小于最大试验荷载的 1.2～1.5 倍。锚桩或梁端支墩边离试桩的距离应不小于 1.5m 或桩径的 3 倍。

（3）安放沉降观测装置。沉降观测计（如百分表或电阻位移计等）的支架应在整个试验过程中均保持静止，为了避免受荷载的影响，其支点应离试桩的距离不小于 2m 或桩径的 4 倍。同时，其支点离锚桩或梁端支墩边的距离也不小于 2m 或桩径的 4 倍。考虑到桩偏心受荷等因素，应对称地测定桩顶的下沉量，为此，应对称地布置 2 个或 4 个沉降观测计。

（4）安放千斤顶。油压千斤顶的最大吨位及数量由预估的试桩的极限荷载决定，一般应不小于最大试验荷载的 1.2～1.5 倍。如千斤顶的压力表不准时，应在千斤

顶上另加相应的测力计。如试桩的预估下沉量较大时，则应在千斤顶上加垫板，以免试桩下沉过大而千斤顶的力加不上去。

（5）逐级加荷并测读和记录每级荷载下的稳定沉降值。加载的分级、测读沉降量的间隔时间、各级荷载下沉降的稳定标准等均可按表 8-1 中各规程所规定的要求执行。

为避免读数错误，试验前宜将百分表调至零读数。每级荷载的历时（延续时间）和相应的沉降量记录于表8-2 中。

表 8-2 单桩静荷载试验记录

工程名称： 桩号： 试验日期：

序号	荷载(kN)	历时(min)		沉降(mm)	
		本级	累计	本级	累计
1					
2					
3					
4					
…					

（6）绘制 P-S 曲线，并确定极限荷载。根据试验所得的每级荷载（P）作用下桩的稳定沉降量（S），按适当比例（横坐标 P 与纵坐标 S 之比为 2：3）绘制 P-S 曲线，如有必要，也可绘制 S-lg$t$ 和 S-lg$P$ 曲线。并按表 8-1 各有关规程，确定单桩的极限荷载 P_u。

第三节 应 用 实 例

某工程采用混凝土钻孔灌注桩，桩径为 0.8m，桩长 20～28m 不等，为了检验工程桩的承载力，采用静荷载试验。考虑到工程桩的使用要求，只允许加载到 6500kN

（设计荷载为 4000kN）。

该场地土层情况自上而下分别为：

（1）素填土。以粘土为主，含碎石、砂，厚 1.5～8.9m。

（2）粉质粘土。灰褐—棕褐色，硬可塑，厚 1.7～8.2m。

（3）粉质粘土。棕红—棕黄色，可塑，厚 2.0～4.0m。

（4）粉质粘土。深灰色，硬塑，厚 2.4～8.2m。

（5）粉质粘土夹粉土、砂。棕黄—棕红色，稍湿，硬塑，厚 5.2～14.8m。

（6）碎石土。厚 2.4～9.8m。

（7）砂岩。中、强风化，厚 1.5～5.9m。

（8）灰质砾岩。中、强风化。

试验采用四根锚桩的反力架装置。主梁为 7200mm × 1200mm × 410mm 的工字钢梁，次梁为 5400mm×700mm ×500mm 的箱型钢梁。千斤顶为 QW350t 型手动、自动两用型油压千斤顶，电动油泵压力为 70MPa。试验加载分级，

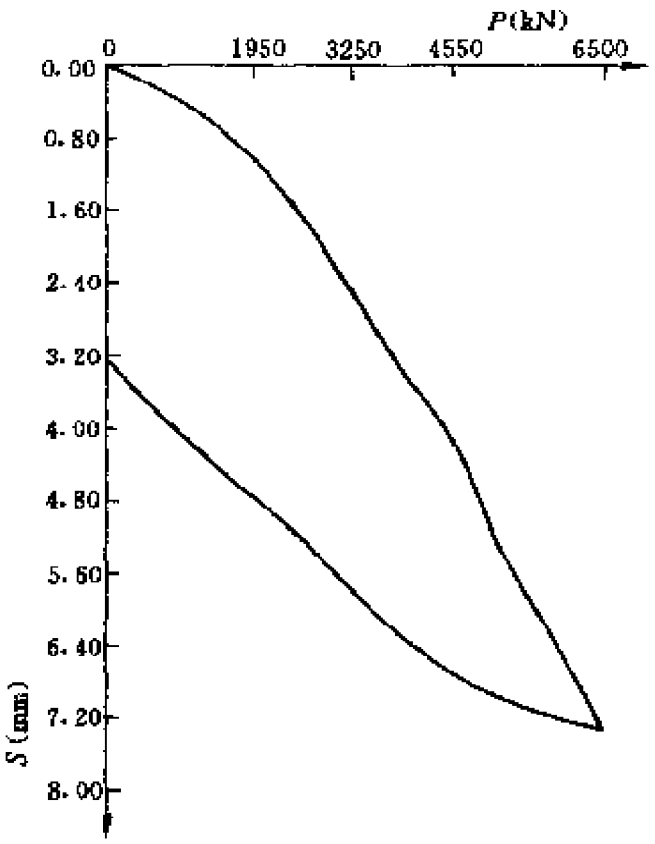

图 8-7　S_1 试桩静载试验 P-S 曲线

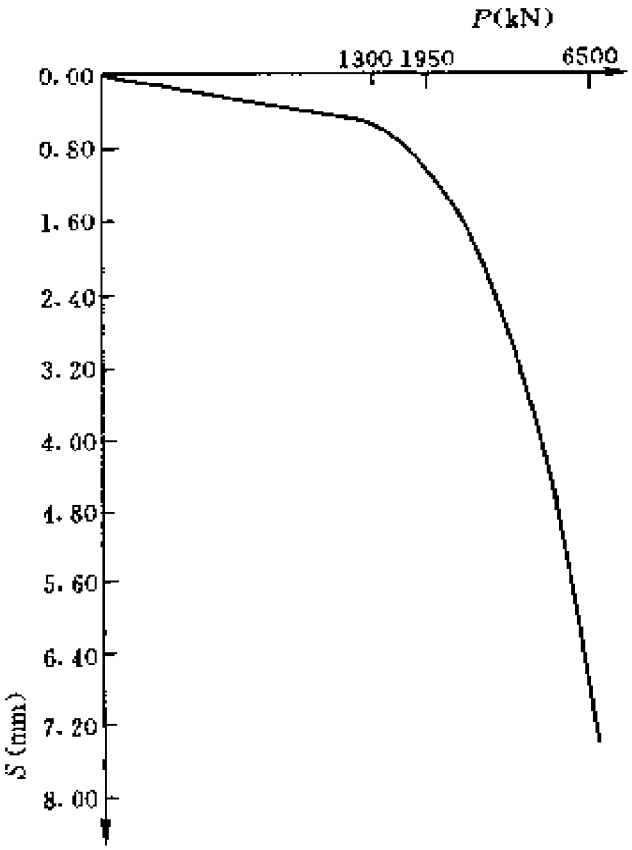

图 8-8 S_1 试桩静载试验 S-lg$P$ 曲线

除第一级为 1300kN 外，其余各级均为 650kN。

试桩 S，每级荷载的持续时间（t）及桩顶的沉降（S）均列于该桩静荷载试验记录中（见表 8-3）。

根据上述现场静载试验记录，即可绘制 P-S 曲线（图 8-7），S-lg$P$ 曲线（图 8-8）和 S-lg$t$ 曲线（图 8-9）。

在试验中还测得四根锚桩的最终上拔量

表 8-3　　S_1 试桩静载试验记录

序号	荷载 (kN)	时间 t (min)		桩顶沉降 S (mm)		$\Delta S_i/\Delta P_i$ (mm/kN)	$\Delta S_{i-1}/\Delta S_i$
		本级	累计	本级	累计		
1	1300	120	120	0.54	0.54	0.0004	——
2	1950	120	240	0.48	1.02	0.0007	0.8888
3	2600	180	420	0.67	1.69	0.0010	1.3958
4	3250	210	630	0.81	2.50	0.0012	1.2089
5	3900	210	840	0.85	3.35	0.0013	1.0494
6	4550	180	1020	0.74	4.09	0.0011	0.8706
7	5200	180	1200	1.24	5.33	0.0021	1.6757
8	5850	180	1380	0.89	6.22	0.0014	0.6642
9	6500	180	1560	1.06	7.28	0.0016	1.1910

续表

序号	荷载 (kN)	时间 t(min)		桩顶沉降 S(mm)		$\Delta S_i/\Delta P_i$ (mm/kN)	$\Delta S_{i-1}/\Delta S_i$
		本级	累计	本级	累计		
10	5200	60	1620	−0.28	7.00		卸载
11	3900	60	1680	−0.69	6.31		
12	2600	60	1740	−1.09	5.22		
13	1300	60	1800	−0.92	4.30		
14	0	180	1980	−0.97	3.33		

分别为：0.51mm、0.75mm、1.05mm 和 1.42mm。上拔量均较小，对试验结果无多大影响。

从 S_1 桩的静载试验结果来看，无论从 P-S 曲线、S-lg$t$ 曲线和 S-lg$P$ 曲线，均未出现达到极限荷载 P_u 的（表 8-1 所规定的）现象。由此可以断定，该桩的极限荷载 P_u 应大于 6500kN，而且在设计荷载 4000kN 下，其桩顶沉降 S 仅为 3.46mm，完全满足设计要求。

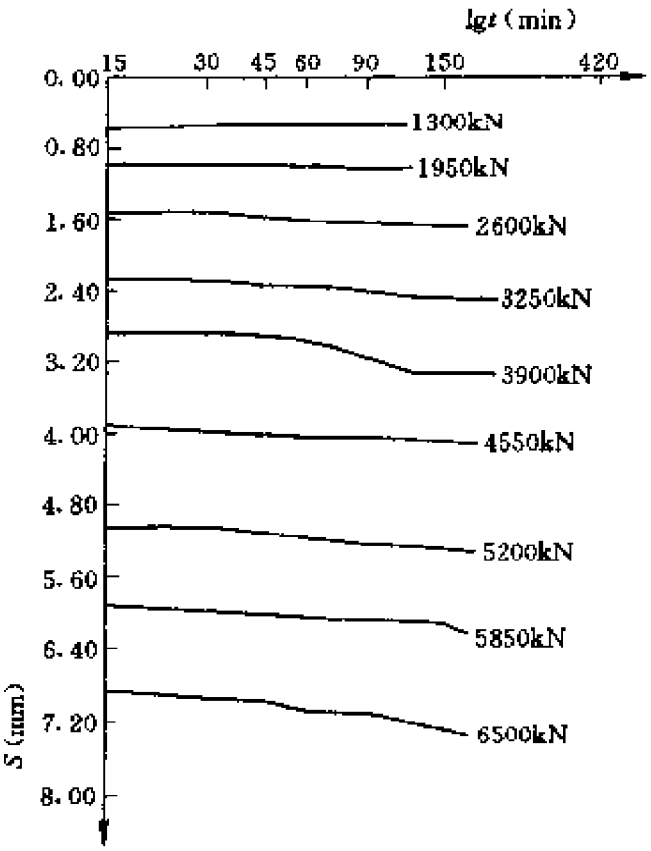

图 8-9　S_1 试桩静载试验 S-lg$t$ 曲线

第九章　频域法检测桩的承载力

第一节　基本原理及适用范围

一、频域法检测桩承载力的基本原理

频域法检测桩承载力的方法，就是在频域曲线（速度幅频曲线或速度导纳幅频曲线）上，分析桩的容许承载力。

我们知道，在桩的静载作用下，在第一阶段桩顶的沉降量 S 基本上与静荷载 P 成正比，所以在 P-S 曲线的第一阶段，曲线呈拟直线形，故其比例系数为一常数 K_s，通常称为桩—土体系的综合静刚度，其物理意义为一定桩、土条件下，使桩顶产生单位静位移（即沉降）所需施加的力，即

$$K_s = \Delta P/\Delta S \ (\mathrm{kN/m})$$

K_s 综合反映了桩的长短、粗细以及桩周围介质（土）的好坏。桩的 K_s 愈大、桩的承载力也愈高。如能确定单桩的容许沉降量 $[S]$，则可得到该桩的容许承载力 P_a：

$$P_a = K_s[S]$$

同样地，桩在动荷载作用下，桩顶将产生动位移（或振幅），在一定的动荷载范围内，桩—土体系处在弹性范围内，此动位移基本上与动荷载成正比，其比例系

数 K_d，通常称为桩—土体系的综合动刚度，其物理意义为在一定桩、土条件下，使桩顶产生单位动位移所需施加的动荷载。显然，K_d 也综合地反映了桩的长短、粗细以及桩周围介质（土）的好坏。大量的试验资料证明，K_d 与 K_s 之间有良好的相关关系，因此，只要在现场实际测得在一定桩、土条件下的动刚度 K_d，即可求得在一定容许沉降 $[S]$ 下的单桩容许承载力 P_a：

$$P_a = K_d\beta[S] \tag{9-1}$$

式中 β——桩的静动刚度比；

$[S]$——桩的容许沉降量；

K_d——现场实测的综合动刚度。

现将这三个参数的确定方法分述如下。桩的静动刚度对比系数 β 值，一般在 0.2～0.55 之间，只有支承在微风化岩石上的桩，才有 $\beta=1$。确定 β 值的方法，最好有地区经验（即同一根桩既有动测又有静压的资料），在没有同一场地、相同桩类的静动对比资料时，也可用由全国各地静动对比资料统计得来的曲线查得，显然，这样求得的 β 值会有一定的误差。

桩的容许沉降量 $[S]$，目前国内外均有一些不同的规定。根据多年的实践经验以及对大量单桩和建筑物桩基的沉降观测资料分析来看，单桩的容许沉降量 $[S]$ 宜由如下三个方法来确定。

（1）取 $[S]$ 为建筑物容许沉降量的 1/2 到 1/10（桩的持力层为软弱地基时取小值）。

（2）根据当地积累的桩静荷载试验资料，确定在一定土质条件下的单桩容许沉降量。

(3)在没有上述资料时，也可查由全国各地静荷载试验综合统计得来的单桩容许沉降曲线图。这样查得的[S]与当地实际的 P-S 试验曲线结果也会有一定的误差。

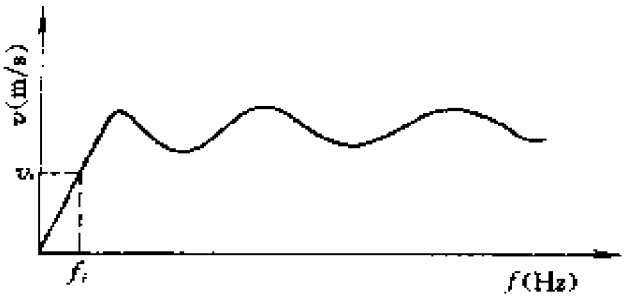

图 9-1　桩的振动速度幅频曲线

桩的综合动刚度 K_d 的取值，应按如下方法求得：当现场用激振力 $Q_0\sin\omega t$ 激振测得桩顶的速度幅频曲线（见图9-1）后，在其低频的直线段上，取任意频率 f_i 及其相应的 v_i，即可得 $K_d=2\pi f_iQ_0/v_i$。

目前，我国用频域法检测桩承载力的单位较多，除共振法外，还有稳态机械阻抗法，后者采用的容许承载力公式形式如下，其物理涵义是相同的。

$$R=[S]\frac{K_d}{\eta} \tag{9-2}$$

式中　η——桩的动静刚度测试对比系数。

但应指出，由于后者采用的静刚度 K_s 为 P-S 曲线原点的切线刚度（共振法中 K_s 是取容许沉降处的割线刚度），故其 η 值与式（9-1）中 β 值的倒数不同。稳态机械阻抗法与共振法中，对桩静刚度 K_s 的定义如图 9-2 所示。

式（9-1）和式（9-2）中的 [S] 值，如无特殊要求，可按参考文献 [22] 的规定取值。

二、频域法检测桩承载力的适用范围

频域法检测桩承载力的现场实测依据是桩—土体系的综合动刚度 K_d，但试验结果表明，桩的 K_d 值是随其

动应变的量级而变化，动应变量级愈大，K_d 愈小。因此，试验中必须保证桩—土体系处于弹性变形范围内，一般来说，应控制动应变 ϵ_d 在 10^{-6} 范围内。

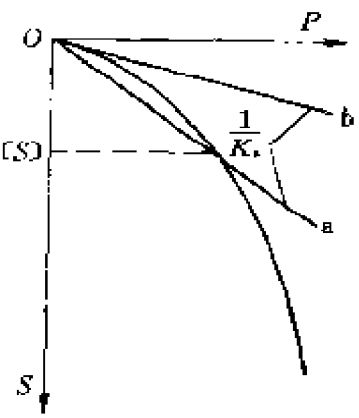

图 9-2 桩—土体系综合静刚度 K_s 的定义
a- 共振法；
b- 稳态机械阻抗法

频域法检测桩承载力的另一个适用条件是其临界桩长 L_{cr} 的问题。桩的长径比愈大，则所测的承载力误差也愈大。亦即桩长超过一定值后，其动刚度 K_d 将不反映桩尖土的状况，此值即称为桩的临界长度。根据理论计算，此临界长度与桩径 d 和桩侧土刚度 K_f 有关：

$$L_{cr} = 2\sqrt{\frac{Ed}{4K_f}} \tag{9-3}$$

根据式(9-3)，即可按不同桩径和桩侧土的情况绘制出一组桩的临界长度的曲线，如图 9-3 所示。

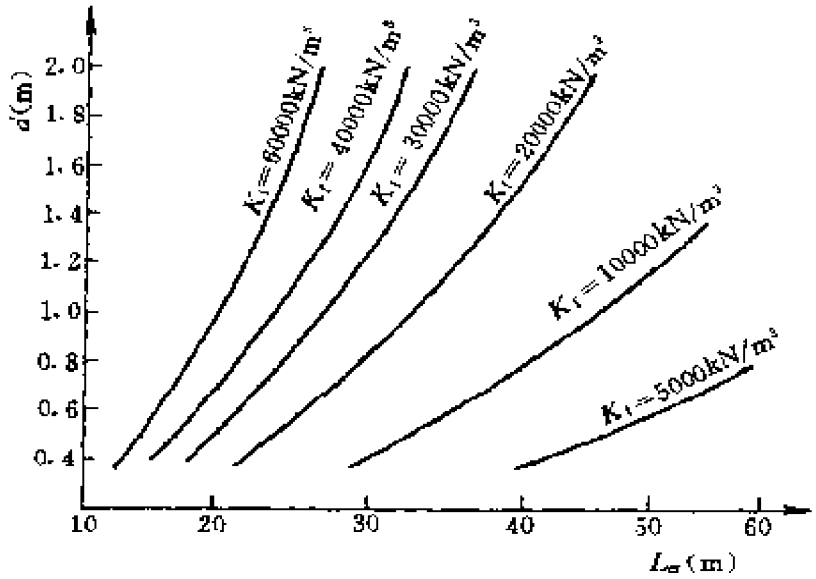

图 9-3 频域法所适用的临界桩长

第二节　检测仪器及方法

频域法检测桩承载力的仪器设备及方法均与频域法检测桩完整性的一样，通常在现场进行稳态扫频激振试验，即可获得桩完整性和承载力评价的全部资料。实际上，如单纯为检测承载力时，激振频率毋需很高（200Hz即可），而检验桩质量时，需将激振频率提高到1000Hz、1500Hz甚至2000Hz。即外国所谓的“低频看承载力、高频看完整性”。

国内目前生产的用于频域法检测桩承载力的电磁激振器的力幅值分别为：0.2kN、0.4kN、0.6kN和1kN；国外的最大力幅可达5kN。为了检测直径达5m以上的大型混凝土灌注桩的承载力。我国研制成力幅值达10kN的液压式激振器，成为用频域法测定桩承载力的有力工具，其激振力的标定曲线如图9-4所示。

频域法检测桩承载力，也可用瞬态激振的方式进行，此时，所用的检测仪器和设备与第三章相同。但要把现

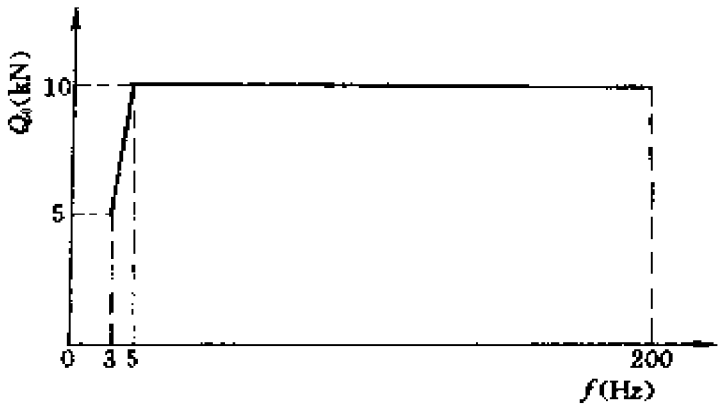

图 9-4　液压式激振器标定曲线

场所测得的桩振动的时域曲线转化成频域曲线，还需要经过变换，目前变换的方法有：快速福利哀变换（FFT）、变时基福氏变换、Z 变换等。由于瞬态激振比稳态激振的检测设备简单，所以越来越多的单位用瞬态激振方式来检验桩的承载力。但是，应当指出，如果桩顶在受冲击时，力波的低频成分很少，则经变换后所得的频域曲线在低频段也很不可靠。如前所述，频域法检测桩承载力主要看低频段的曲线，这样，其检测结果也就不可靠。因此，在用瞬态法激振时，应使之能产生较丰富的低频冲击力（通常用较重的力棒和橡胶头），并采用低频性能良好的响应传感器（通常用频带下限为 10Hz 以下的传感器）。

第三节　应 用 实 例

【实例一】 某工程采用现场浇注的钢筋混凝土灌注桩，桩长 15m，桩径为 0.3m。该场地土层自上而下依次为：①杂填土，层厚 1.96m；②素填土，层厚 2.7m，③轻亚粘土，层厚 4.9m；④粉砂，层厚 6.6m；⑤粘土，层厚 1.8m；⑥亚粘土，层厚 1.2m；⑦粉砂，层厚 0.6m；⑧以下为亚粘土。

为了检验上述桩的承载力，在现场采用扫频激振的方法，用 DJQ60 型的电磁激振器和 JGF—5 型功率放大器在桩顶施加不同频率的激振力，并用 B/K8306 加速度计和 B/K2635 电荷放大器经过放大积分测定桩顶的振动速度，再用 YJ—6 型动测仪进行分析并记录显示。仪器设备的现场布置见图 9-5。其试验结果可通过打印机自动打

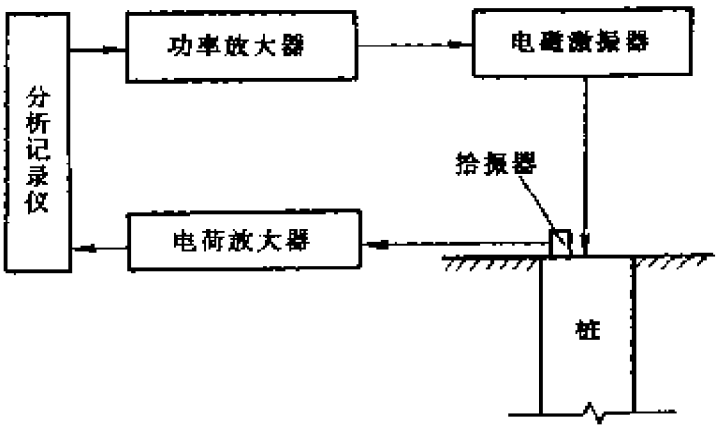

图 9-5　频域法测桩承载力仪器的现场布置

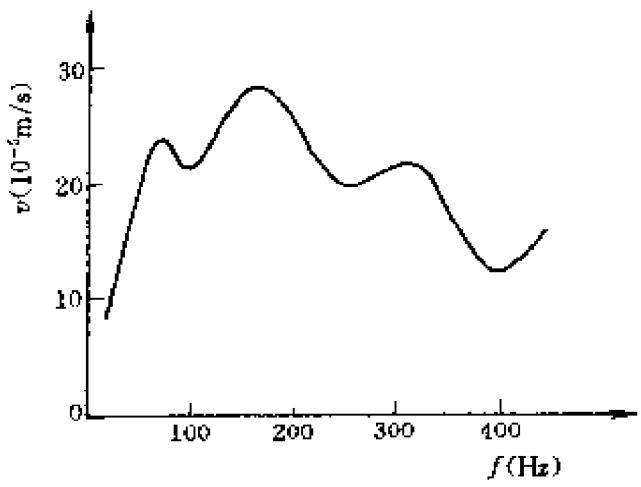

图 9-6　某桩基工程 1 号桩现场实测的桩顶速度幅频曲线

印出振动幅频曲线，如图 9-6 所示。

已知试验时所用的激振力幅值 $Q_0=235\text{N}$，故由图 9-6 的幅频曲线，算出该桩的综合动刚度 $K_d=Q_0 2\pi f_i / v_i=345\text{MN/m}$。式中，$f_i$、$v_i$ 为实测曲线上低频直线段任意频率 f_i 及其对应的速度 v_i 值。根据此 K_d 值查有关曲线图可得静动刚度比 $\beta=0.45$，故得静刚度 $K_s=\beta K_d=155\text{MN/m}$。根据式(9-1)，由桩的容许沉降量 $[S]$ 即可求得单桩的容许承载力 P_a，如取 $[S]=2\text{mm}$，即得 $P_a=310.5\text{kN}$。

该桩的静荷载试验曲线如图 9-7 所示。由静载试验曲线可以看出，当 $S=2\text{mm}$ 时，$K_s=146\text{MN/m}$，其容许承载力 $P_a=292\text{kN}$。其结果与频域法相差无几。

【实例二】 某工程为现浇钢筋混凝土框架结构，桩基采用预制钢筋混凝土桩，桩长10m，桩截面为0.3m×0.3m。场地的工程地质条件自上而下依次为：①杂填土，层厚0.2～1.5m；②新近沉积粘质粉土（含粉、细砂夹层），层厚2.8～5m；③粘质粉土，可塑—硬塑，局部7～8m处为可塑—软塑，层厚3.5～6.1m；④细、中砂，稍密—中密，层厚不小于3m；⑤粉质粘土，可塑，层厚未揭露。桩尖持力层为细、中砂层。

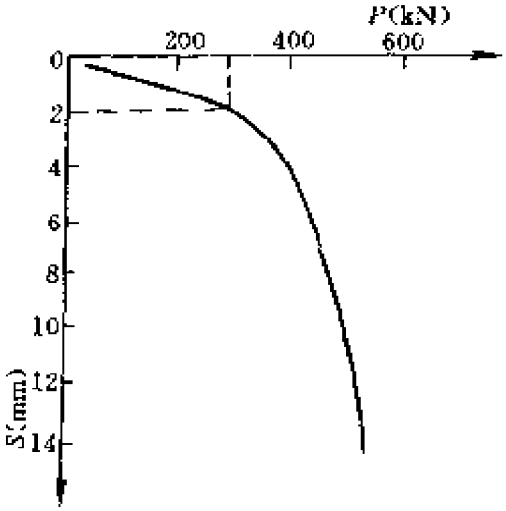

图 9-7 1号桩的静载试验曲线

为了检验桩的承载力，该工程采用频域法检测，但用瞬态方式激振，然后用变时基的FFT变换，求得频域上的速度导纳（即速度除以力）曲线。瞬态激振的频域法测定桩承载力的仪器布置见图9-8。现场实测的3号桩的速度导纳幅频曲线见图9-9。

由图9-9所得的在低频直线段的9个频率时的动刚

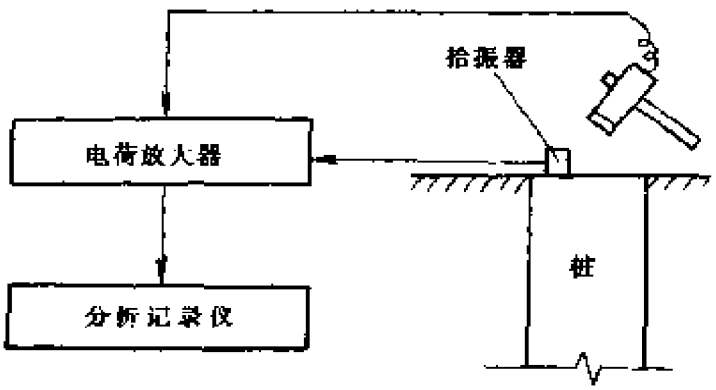

图 9-8 瞬态激振频域法的仪器布置

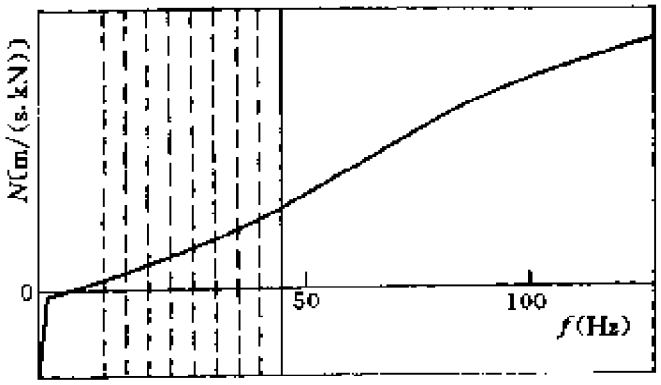

图 9-9　3 号桩速度导纳幅频曲线

度(即导纳的倒数)分别如表 9-1 所示（此表可由分析记录仪自动打印出)。

根据表 9-1 中的实测动刚度 K_d，得平均的 K_d 值为 434MN/m，查曲线得 $\beta=0.32$，若取 $[S]=3mm$，则得该桩的容许承载力 $P_a=434000\times0.32\times0.003=416.6kN$。

表 9-1　　不同频率时实测动刚度值

f(Hz)	14	18	22	26	30	34	38	42	46
K_d(MN/m)	408	418	434	450	456	457	470	485	492

该桩后经静荷载试验所得的 P-S 曲线如图 9-10 所示，由试验曲线可以看出，当 $S=3mm$ 时，该桩的承载力为 380kN，与上述频域法的动测结果相比，相对误差仅为 9.6%，完全在工程允许的误差范围内。

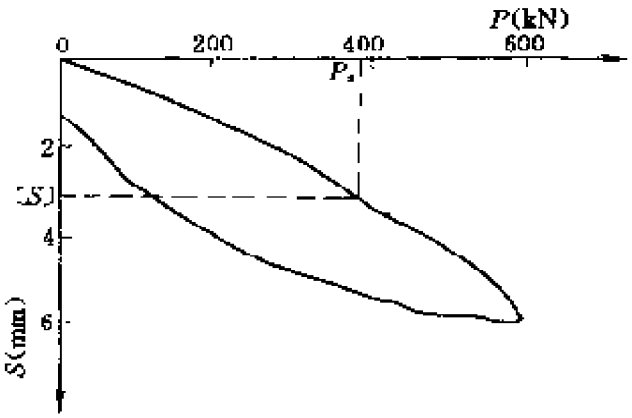

图 9-10　3 号桩的静荷载试验曲线

第十章　时域法检测桩的承载力

时域法检测桩的承载力在我国应用较广泛，它是利用对桩顶的冲击，根据桩顶在时域上的振动曲线来确定单桩的承载力。由于激振桩顶的设备不同，可分为动参数法、球击法和水电效应法。

第一节　基本原理

一、动参数法和球击法

这两种方法与频域法一样，也是通过测定桩—土体系的动刚度 K_d 来确定桩承载力的，所不同的是，时域法是通过桩顶振动的时域曲线上获得动刚度的。此外，在由动刚度转化为静承载力时与容许沉降无关，而直接采用经验系数。

为了求得桩—土体系的动刚度，这两种方法都利用了两个物体的碰撞原理和碰撞前后动量守恒的定律。为此，作了如下基本假定：①假定桩桩顶的速度即代表桩重心的速度；②碰撞为中心碰撞，无偏心；③不考虑土的阻尼，即撞击时的计算模型如图 10-1 所示。

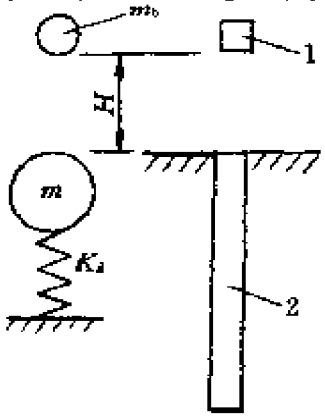

图 10-1　计算模型
1—落锤（落球）；
2—桩

图 10-1 中 m 为桩土体系的参振质

量，根据动量守恒定律，由动参数法得到：

$$m = 0.452\frac{(1+\varepsilon)m_0\sqrt{H}}{v_0} \tag{10-1}$$

式中 ε——回弹系数；$\varepsilon=\sqrt{h/H}$，h 为回弹高度，m；

m_0——穿心锤质量，t；

H——穿心锤落距，m；

v_0——撞击后桩顶实测的初速度，m/s；也可由实测振幅求得，$v_0=\alpha A_d$，α 为与 f_0 相应的测试系统灵敏度系数 [m/（s·mm）]，$A_d=A_{max}+A_1$（mm）。

同样，根据动量守恒定律，由球击法得到：

$$m = \frac{(1+\varepsilon)m_0 v}{v_0} \tag{10-2}$$

式中 v——撞击时落球的速度，$v=\sqrt{2gH}$（m/s）；H 为落球的落距；

ε、m_0、v_0 意义同前（将穿心锤改为落球）。

回弹高度 h 可由落重和桩顶第一次撞击与回弹后第二次撞之间所经历的时间 t 按式（10-3）求得（见图 10-2）：

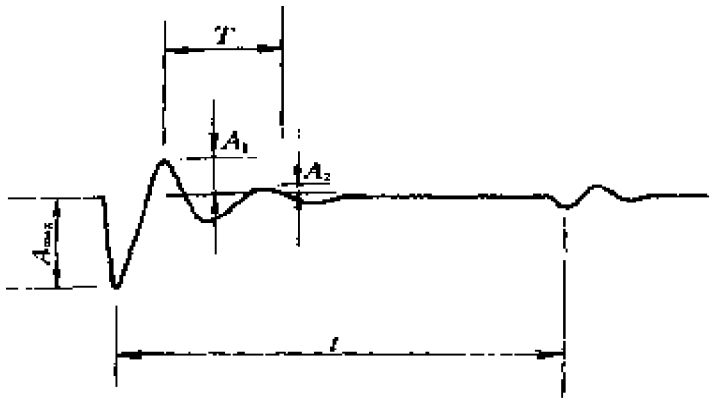

图 10-2 时域法实测桩顶振动波形

$$h = \frac{g}{2}\left(\frac{t}{2}\right)^2 \tag{10-3}$$

有了桩土体系的参振质量 m 后，即可求得相应的动刚度 K_d 和桩的承载力 P_a。

对动力参数法为

$$K_d = \frac{m(2\pi f_0)^2}{2.365} \tag{10-4}$$

$$P_a = \frac{P_{cr}}{K} = \frac{0.004K_d}{K} = \frac{f_0^2(1+\varepsilon)m\sqrt{H}}{Kv_0}\beta_v \tag{10-5}$$

式中 K——安全系数，一般取 $K=2$；

β_v——调整系数；

f_0——桩土体系的固有频率，Hz。

对球击法为

$$K_d = m(2\pi f_0)^2 \tag{10-6}$$

$$P_a = \frac{K_d}{\xi} \tag{10-7}$$

式中 ξ——动静对比系数，取 $\xi=800\sim1000$。

二、水电效应法

水电效应法加在桩顶的虽然也是一个冲击力，但由于其设备不同，不是通过两个物体的碰撞，而是通过水中放电获得脉冲力，故其承载力是通过水听器测得的压强求得的。其承载力的估算值可按式（10-8）计算，即

$$P_a = \frac{\alpha A\sigma}{K} \tag{10-8}$$

式中 α——换算系数；

A——桩的实际截面积，m^2；

σ——水听器测得的与脉冲响应有关的压强，kPa；

K——安全系数，一般取 $K=2$。

第二节　检测仪器及方法

一、动参数法和球击法

这两种方法所用的检测设备和仪器基本相同，除动参数法采用 2.5～100kg 穿心锤冲击桩顶、球击法采用 20～200kg 的铁球冲击外，其余的仪器设备及检测结果都是一样的。

检测桩顶的速度传感器灵敏度不应低于 200mV·s/cm，其频率响应宜为 10～300Hz，其固有频率不得处于 20Hz 附近。

放大器增益应大于 40dB(可调)，其长期绝对变化量应小于 1%，折合到输入端的噪声信号不大于 10μV。放大器的频响范围宜为 10～300Hz。

接收系统宜采用数字式采集、处理和存储系统，并应具有实时时域显示及频谱分析功能。

模/数转换器的位数不应小于 8 bit，采用时间间隔宜为 50～1000μs，并分档可调。每道数据采集暂存器的容量不应小于 1kB。

检测时，低通滤波器的截止频率宜为 120Hz。

传感器和仪器系统灵敏度系数应在标准振动台上进行标定，每年不得少于一次。在 10～300Hz 范围内应至少按单位振动速度标定 10 个频点，并绘出灵敏度系数随频率变化的曲线。

现场检测桩承载力的方法，可按如下步骤进行。

(1) 清除桩顶附近的浮浆和破碎部分。

（2）凿平桩顶中心部分，并用粘结剂（如环氧树脂等）粘贴钢垫板，钢垫板厚度宜为10mm，面积视桩径及落重定，但直径不宜小于100mm。

（3）用粘结剂（如石膏、黄油或橡皮泥等）粘结传感器或用磁性底座将传感器固定在预先粘结在桩顶上的小钢板上。

（4）采用屏蔽线将接收系统与传感器、滤波器、放大器连接好，并检查仪器、接头以及传感器与桩顶的粘结情况。

（5）中断附近的振源。

（6）选择适当的落重（锤重或球重）和落距，并进行试击，以便调整。采用穿心锤时，应先将导杆插入钢垫板的预留孔中。

（7）按预定的落距 H 提起落重，任其自由下落，并在撞击垫板后自由回弹后再自由下落完成第二次撞击，记录其全过程，得如图10-2所示的时域曲线。如此重复三次，以资比较。

动参数法现场检测装置见图10-3。球击法现场检测的布置见图10-4。

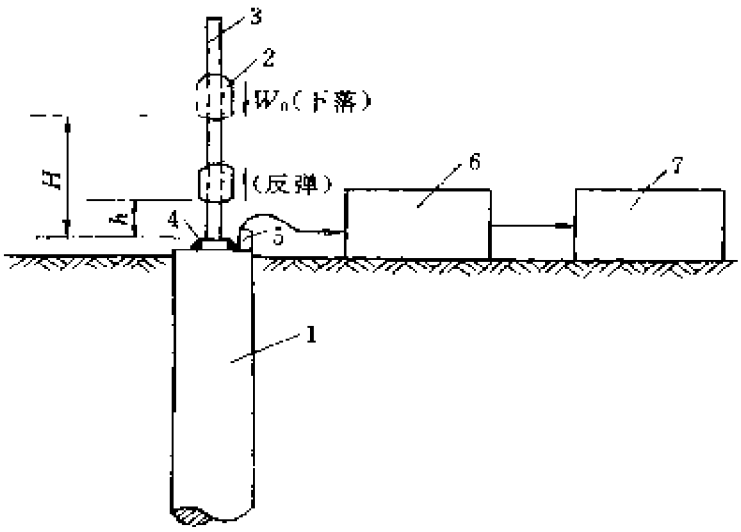

图10-3　动参数法现场检测装置

1—桩；2—穿心锤；3—导杆；4—垫板；5—传感器；6—滤波及放大器；7—采集、记录及处理器

二、水电效应法

水电效应法的仪器设备有三部分：产生瞬态冲击荷载的激振装置、水声法接收信号的测量装

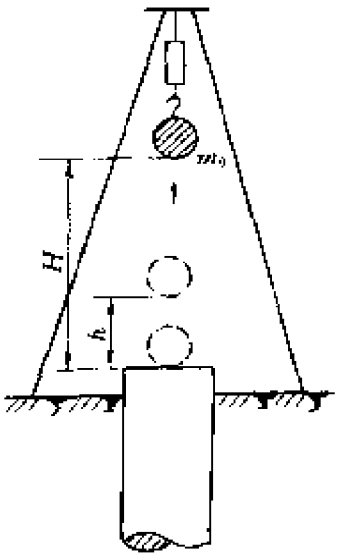

图 10-4　球击法现场检测的布置

置和信号数字化处理装置。

激振装置实际上就是一个在水中放电的装置，除了桩顶安放盛水的水管外，就是一个由变压器、硅整流器和电容、电阻等组成的光电电路和一个由电容等组成的放电电路，另外还有自动点火的电路，这三个电路集中在一个控制台上，可自动进行控制。

信号的测量装置包括速度传感器、压电晶体力传感器（水听器）、放大器和记录仪等。其中要求水听器的灵敏度为4.27～4.51μV/μPa；频率特性在5～2000Hz时为±0.5dB，（2～5）kHz时为±1dB，（5～10）kHz时为±3dB；耐冲击压力应大于10MPa；电容量为0.021～0.023μF；噪声水平小于1μV；绝缘水平为200MΩ以上。对放大器的要求是能与水听器相适应，其频率特性在2～200Hz时为±0.7dB，200～20000Hz时为±0.3dB。

信号处理装置包括数字信号分析仪和绘图仪。前者又可分为以计算机为中心的软件分析系统和以FFT硬件为中心的专用分析系统。信号处理装置的功能较多，既可以直接记录、贮存、显示模拟信号，又可以通过计算机进行模数转换、数字运算，最后经数/模转换、绘图显示或直接打印出数字结果。

水电效应法的现场检测按如下步骤进行。

（1）清除灌注桩桩顶的浮浆和破碎部分，并将桩顶凿平。

（2）安装水管。压桩顶面安装水管时，应使管中心线与桩中心线重合，管壁不得倾斜，在管底及外围涂抹砂浆，使粘结牢固并不得渗水。水管高为 1m 左右，管径应略小于桩径，管壁厚为 7cm（钢筋混凝土管）或 12mm（钢管）左右。

（3）管内注水。水内不应夹杂泥沙等。注水深 1m。

（4）安装电极及传感器。将高压电极及水听器放入水中适当位置，在水管外的桩顶上（或侧面）安置速度传感器（或加速度传感器）。

（5）调试测试装置。接通电源后，按下振源控制台的启动键，如电极处的声响及闪光正常，即表明振源无问题，否则应进行检修。轻轻敲击传感器，如放大器有反映，表示信号输入线路接通。

（6）正式试验时，先将振源控制台的电压升高到要求数值，按下启动键，产生一次力脉冲，并由分析记录装置记录试验结果。按时间间隔 10～15s，重复试验 10 次，以便进行平均运算。

（7）改变放电参数，重复上述试验，以资比较。

水电效应法现场测试仪器设备的布置框图见图10-5所示。

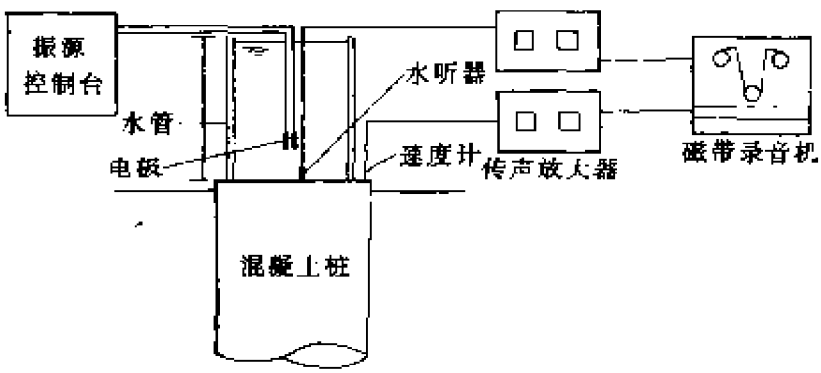

图 10-5　水电效应法现场检测仪器设备布置

第三节　应 用 实 例

【实例一】 某工程为多层砖混凝土结构，基础采用钻孔灌注桩，桩长 30m，桩径 1m。该场地的土层情况，自上而下依次为：①粉质粘土、粉土，厚 3.7m；②粉土、淤泥质粘土，厚 2.8m；③粉土，厚 2.0m；④细砂，厚 15.5m 以上。

为了检测该工程桩的承载力，采用了动参数法。试验中所采用的仪器设备的参数如下。

（1）测试系统的灵敏度系数 $\alpha=6.96\times10^5$m·mm/s。

（2）穿心锤质量 $m=0.0548$t。

（3）调整系数 β_v 按已有统计资料取 0.197。

（4）穿心锤落距 $H=0.253$m。

通过现场试验，可得如图 10-2 所示的曲线，由实测该桩的振动波形，可得：

（1）前后两次撞击所经历的时间 $t=0.2528$s，由式（10-3）可得 $h=0.078$m。

（2）第一次撞击振波最大峰—峰值 $A_d=A_{max}+A_1=19$mm。

由此可得桩顶振动初速度 $v_0=\alpha A_d=0.00132$m/s（α 为测试系统的灵敏度系数）。

（3）通过频谱分析，求得桩—土体系的固有频率 $f_0=42.35$Hz。

根据式（10-5）即可求得该桩的容许承载力为

$$P_a = \frac{P_{ck}}{K} = \frac{f_0^2(1+\varepsilon)m\sqrt{IH}}{Kv_0}\beta_v = 5742\ \text{kN}$$

该桩的静载试验曲线如图 10-6 所示。试验曲线表明，该桩动测提供的容许承载力是适宜的。

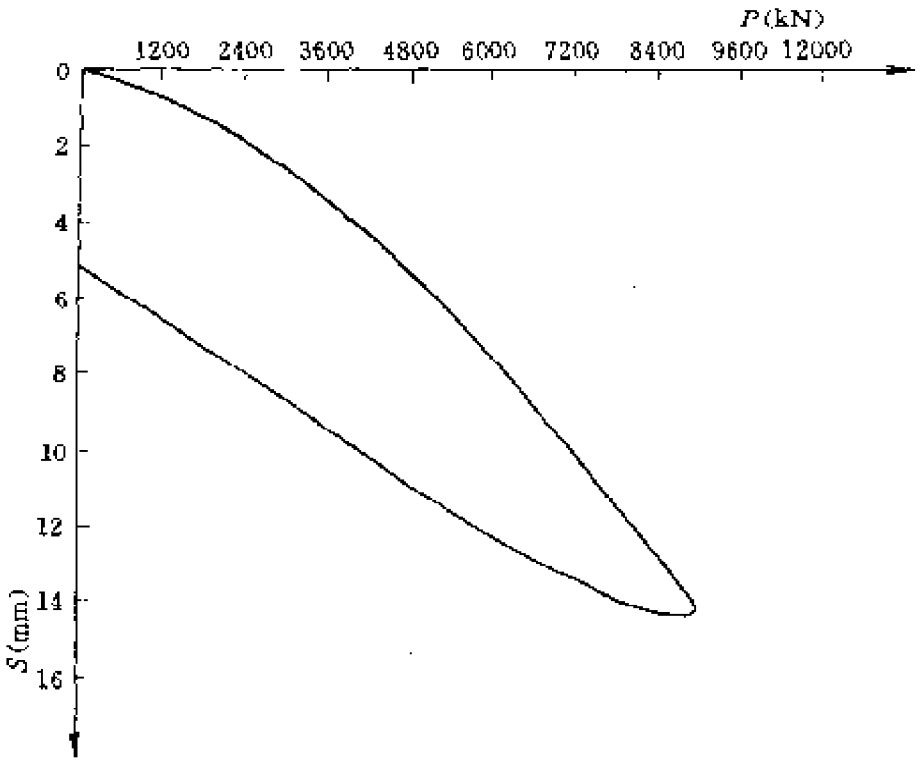

图 10-6　5 号桩静载试验曲线

【实例二】　某高层住宅楼，地上 23 层，地下 2 层，采用大直径人工挖孔混凝土灌注桩，桩长 15m，桩径 1m，扩大端直径 1.8m。桩底持力层为卵石。混凝土强度等级为 C25。

根据勘察报告，该场地地势平坦，在钻探深度范围内，土层自上而下分别为：①素填土。厚度为 0.8～2.0m；②黄土状粉质粘土。可塑，标贯值 $N=5$，$E_s=4\text{MPa}$，$f_k=100\text{kPa}$，厚度为 1.6～2.5m；③黄土状粉土层。可塑，

$N=5.3$，$E_s=7\text{MPa}$；$f_k=150\text{kPa}$，厚度为 2.3～3.2m；④黄土状粉质粘土。$E_s=11\text{MPa}$，$f_k=150\text{kPa}$，厚度为 6.8～8.1m；⑤粉质粘土层。可塑，$E_s=8\text{MPa}$，$f_k=190\text{kPa}$，厚度为 1.8～2.8m；⑥中砂圆砾层。稍湿—很湿，混多量粉质粘土，$N=28$，$f_k=350\text{kPa}$，厚度为 0.8～3.1m；⑦卵石层。中密—密实，$f_k=1500\text{kPa}$，厚度未钻透。

该工程灌注桩在施工后仅 12 天就进行了球击法试验，其中一根桩（桩号为 1）的试验结果如下。

（1）铁球落距 $H=0.6\text{m}$，故得撞击时落球的速度 $v=\sqrt{2gH}=3.43\text{m/s}$。

（2）前后两次撞击的时间间隔 $t=0.23\text{s}$，故得铁球的回弹高度 $h=0.065\text{m}$，回弹系数 $\varepsilon=\sqrt{h/H}=0.33$。

（3）由球击法实测桩顶振动的波形曲线（如图 10-2 所示）得 $A_{max}=23.2\mu\text{m}$，桩土体系的固有频率 $f_0=\frac{1}{T}=$

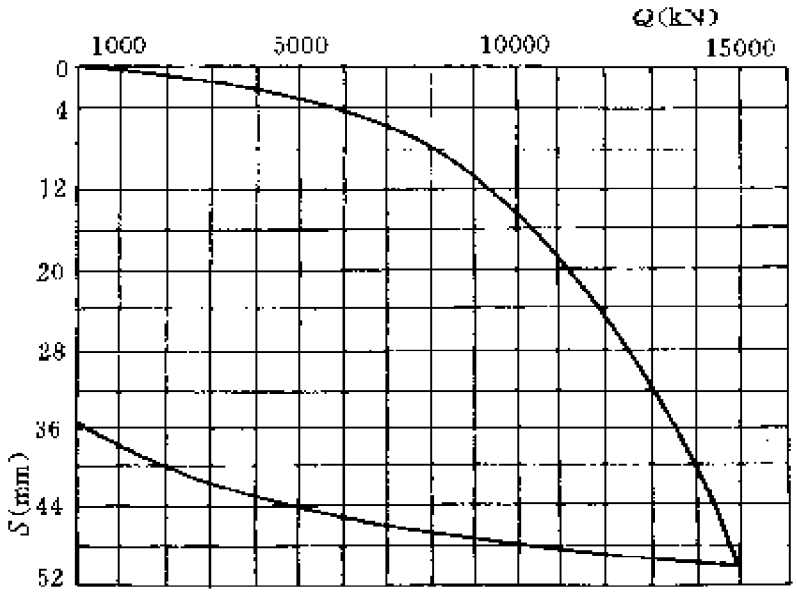

图 10-7　1 号桩的静荷载试验曲线

45.5Hz，代入式（10-2）即可求得球击法的参振质量 m ＝6.9t。

再根据式（10-6）和式（10-7）求得该桩的动刚度 K_d ＝ 5630000kN/m，和该桩的容许承载力 $P_a = K_d/\xi$ ＝5630kN（取 ξ＝1000）。

对该桩还进行了静荷载试验，试验曲线如图 10-7 所示。

第十一章　凯斯（CASE）法检测桩承载力

第一节　基本原理

凯斯法是由美国的凯斯技术学院根据波动理论于1975年研究成功的桩的动力量测和分析方法。它通过安装在桩侧顶部的加速度和应变计分别测出桩顶处的振动速度 v 和力（或应力）F 随时间的变化曲线，从而分析得出桩的静承载力。

一、基本假定和行波理论

首先假定桩为均质的线弹性杆，当桩顶受到冲击后，桩身上任意点（深度为 Z）的位移 W 都随时间 t 而变化，换句话说，位移是深度 Z 和时间 t 的函数，此时，桩的纵向振动符合式（11-1）的一维波动微分方程，即

$$\frac{\partial W}{\partial t^2} = v_c^2 \frac{\partial^2 W}{\partial Z^2} \tag{11-1}$$

其通解可写为

$$W = f(Z - v_c t) + g(Z + v_c t) \tag{11-2}$$

$$\therefore \quad v = \frac{\partial W}{\partial t} = v_d + v_u \tag{11-3}$$

$$F = \epsilon EA = \frac{EA}{v_c} v$$

$$- \frac{EA}{v_c}(v_d + v_u) = F_d + F_u \tag{11-4}$$

式中　v、v_d、v_u——桩身振动速度、下行波产生的桩身振动速度、上行波产生的桩身振动速度；

F、F_d、F_u——桩身内力、下行波产生的桩身内力、上行波产生的桩身内力；

ε、E、A——桩身的应变、弹性模量和截面积。

故桩顶受到冲击后，产生一个速度波（或应力波），某一截面处的振动速度乘以阻抗（EA/v_c）即为该截面处的内力 F。应当指出，这里的振动速度 v（或 v_d、v_u），与桩身内力 F（或应力）大小有关，它与波在桩身内的传播速度 v_c 不同，后者仅与桩的材料性质有关。

速度波（或应力波）在桩身内来回传播，传播中假定无能量损失，且波在自由端反射后，质点的振动速度增大一倍，应力符号改变（压力波变为拉力波或反之）；假定土的阻力分布如图 11-1 所示，任一截面 Z_i 深处的土阻力均以集中力 R_i 表示，当波未到达该截面深度 Z_i（或锤击后经过时间 $t<\frac{Z_i}{v_c}$）时，土的阻力 $R_i(t)=0$，只有波到达该截面深度 Z_i 时，才产生土的阻力 $R_i(t)=R_iH\left(t-\frac{Z_i}{v_c}\right)=R_i$；由于桩是线弹性杆件，故任意截面的振动速度或应力等于锤击力和各土阻力所产生的速度或应力的叠加。

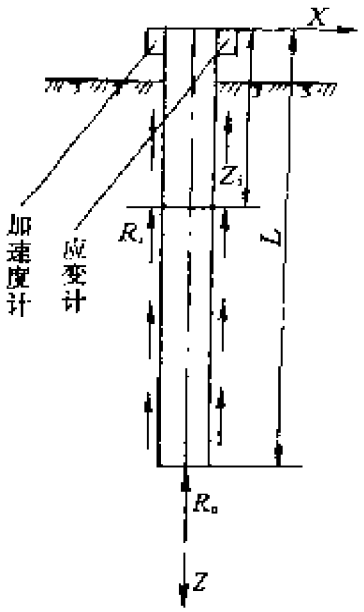

图 11-1　土的阻力分布

二、桩顶的振动速度

因为加速度计是安装在桩顶的

（实际离桩顶有一定距离），所以实际能测到的是桩顶的速度（实际是测得加速度后积分求得速度的）。由上述基本理论和假定可知，桩顶速度是由锤击力和土的阻力引起并叠加而得的。

1. 由锤击力 F 引起的桩顶速度

当 $0 \leqslant t \leqslant \dfrac{2L}{v_c}$ 时

$$v_F(t) = \frac{v_c}{EA}F(t) \tag{11-5}$$

当 $t \geqslant \dfrac{2L}{v_c}$ 时

$$v_F(t) = \frac{v_c}{EA}\left[F(t) + 2F\left(t - \frac{2L}{v_c}\right) + \cdots\right] \tag{11-6}$$

2. 由土阻力 R_i 引起的桩顶速度

当波到达桩身某截面 Z_i 时，产生土的阻力 R_i，但此阻力可以看作是由两个分别为 $R_i/2$ 的向上的压力和向下的拉力组成的，前者产生压缩波，后者产生拉伸波，这两种波传到桩顶，都会使桩顶产生振动速度。由此可知：

由压缩波引起的桩顶速度为

$$v_{iu}(t) = -\frac{2v_c}{EA}\frac{R_i}{2}\left[H\left(t - \frac{2X_i}{v_c}\right) + H\left(t - \frac{2X_i + 2L}{v_c}\right) + \cdots\right] \tag{11-7}$$

由拉伸波引起的桩顶速度为

$$v_{id}(t) = \frac{2v_c}{EA}\frac{R_i}{2}\left[H\left(t - \frac{2L}{v_c}\right) + H\left(t - \frac{4L}{v_c}\right) + \cdots\right] \tag{11-8}$$

3. 桩顶质点的振动速度

桩顶的振动速度由上述两部分相加而成，即

$$v(t) = v_F(t) + \sum_{i=1}^{n} v_{iu}(t) + \sum_{i=1}^{n} v_{id}(t) \qquad (11\text{-}9)$$

三、桩的锤击阻力

桩的锤击阻力即为打桩时所遇到的全部土的阻力（总阻力），即 $R=\sum_{i=1}^{n} R_i$。

如分别在任意时刻 $t=t'$ 和 $t=t'+\frac{2L}{v_c}$ 所测得的速度相减并乘以阻抗 EA/v_c，则有：

$$\frac{EA}{v_c}\left[v(t') - v\left(t' + \frac{2L}{v_c}\right)\right]$$

$$= F(t') + F\left(t' + \frac{2L}{v_c}\right) - 2\sum_{i=1}^{n} R_i$$

移项后，得桩的锤击力 R 为

$$R = \sum_{i=1}^{n} R_i = \frac{F(t') + F\left(t' + \frac{2L}{v_c}\right)}{2} + \frac{EA}{2v_c}\left[v(t') - v\left(t' + \frac{2L}{v_c}\right)\right] \qquad (11\text{-}10)$$

因桩的质量 $M=\rho AL$，故式（11-10）也可写为

$$R = \frac{F(t') + F\left(t' + \frac{2L}{v_c}\right)}{2} + \frac{M}{2L/v_c}\left[v(t') - v'\left(t' + \frac{2L}{v_c}\right)\right] \qquad (11\text{-}11)$$

式（11-11）中后一项，可以看作在 $2L/v_c$ 时段内桩的平均惯性力。

四、桩的静极限承载力

桩的锤击阻力是总阻力，还必需减去阻尼力 R_d，才能

得到静阻力 R_s，也即我们所想知道的桩的极限承载力 P_u。

为求得阻尼力 R_d，凯斯法假定阻尼力集中在桩尖，并与桩尖质点的运动速度成正比，即

$$R_d = Jv_{toe}(t) \tag{11-12}$$

式中 $v_{toe}(t)$——桩尖质点的运动速度；

J——桩尖阻尼系数，见表 11-1。

表 11-1　　凯斯法阻尼系数值

土 的 类 别	取值范围	建议值
砂	0.05～0.20	0.05
粉砂及砂质粉土	0.15～0.30	0.15
粉　土	0.20～0.45	0.30
粉质粘土和粘质粉土	0.40～0.70	0.55
粘　土	0.60～1.10	1.10

应当指出，凯斯法中的阻尼系数 J 是一个人为选取的经验系数，它对单桩极限承载力的最终取值影响甚大，表 11-1 按土类划分的取值范围并不一定适合我国各个地区，这需要由各地区根据已知的桩承载力反算求得土的阻尼系数。表 11-2 即为上海地区提出的该地区各土层阻尼系数的建议值。

表 11-2　　上海地区凯斯阻尼系数建议值

土 的 类 别	取值范围
淤泥质灰色粘土；灰色粘土	0.6～0.9
褐黄色表土；淤泥质灰色粉质粘土；灰色粉质粘土；暗绿色粉质粘土	0.4～0.7
灰色砂质粘土；黄绿色砂质粘土	0.15～0.45
粉砂；细砂；砂	0.05～0.20

求得阻尼力 R_d 后，即可按式（11-13）求出桩的静极限承载力 P_u，即

$$P_u = R_s = R - R_d \qquad (11\text{-}13)$$

第二节　检测设备及方法

凯斯法所用的检测设备除锤和锤架等外，主要是专用的测试仪器及工具式的应变传感器和加速度传感器。目前国内外生产的凯斯法测试仪器很多，如美国 PDI 公司生产的 PDA 打桩分析仪，瑞典生产的 PID 打桩分析仪，荷兰 TNO 生产的 FPDS 打桩分析仪，荷兰 FUGRO 生产的打桩分析仪以及我国许多单位生产的基桩检测仪器，它们都是将应变传感器和加速度传感器所测得的桩顶处力和速度的信号，经采集处理后，将分析结果显示出来。

一、检测设备

凯斯法的检测设备由锤击设备和量测仪器两部分组成。

（1）锤击设备的配制中，首要的是选择适当的锤重，保证在锤击时，使桩产生足够的贯入度（应不小于 2.5～3mm），这样，桩侧阻力和桩端阻力才能得到充分发挥，从而能得到上节所述的动阻力 R 和桩的极限承载力 P_u。在没有经验的情况下，锤重可选为桩重的 8%～18%（视土质条件而定），并不小于预估单桩极限承载力的 1%。为了适应大小不同的桩和各种不同的土质条件，通常配置一套重量不同的锤。

（2）工具式的应变传感器通常由四片箔式电阻片构成，连成一个桥路，并通过螺栓固定在桩侧表面。为了使传感器真实地反映桩的应变，传感器的外框架刚度尽可能小些，且其频率的高频截止频率应有限制，以保证其信号在高频时不失真。应变传感器在1000$\mu\varepsilon$测量范围内的非线性误差不应大于1%，由于导线电阻引起的灵敏度降低不应大于1%。应变传感器安装的谐振频率应大于2kHz，应变传感器应每年标定一次，且要有国家法定计量单位或出厂的标定系数。

（3）工具式的加速度传感器一般采用压电晶体。其自振频率应大于被测信号的10倍以上。加速度传感器的量程一般在1000g已足够了，对于难贯入的桩或特别大型的桩可用3000g量程范围的加速度传感器。加速度传感器的自振频率大于1kHz即可使用。安装后的加速度传感器在2～3000Hz范围内灵敏度变化不应大于±5%，冲击加速度在10000m/s^{2}范围内其幅值非线性误差不应大于±5%。加速度传感器应每年标定一次，且要有国家法定计量单位或出厂的标定系数。

（4）打桩分析仪或基桩检测仪，其结构和线路虽不尽相同，但其功能都是接收传感器传来的信号，进一步采集和处理，通过放大、滤波、采样、转换和运算，最后将结果显示和贮存起来。现代的打桩分析仪或基桩检测仪，除需另配打印机将结果打印出来外，一般均具有上述全部功能，使用极为方便。

打桩分析仪或基桩检测仪的数据采集装置，其模数转换精度不应小于10位，通道之间的相位差应小于

50μs。

（5）测量桩贯入度的仪器或装置，保证精度在1mm以内，宜采用精密水准仪和激光测位移计等。

凯斯法现场检测的仪器设备配置框图如图11-2所示。

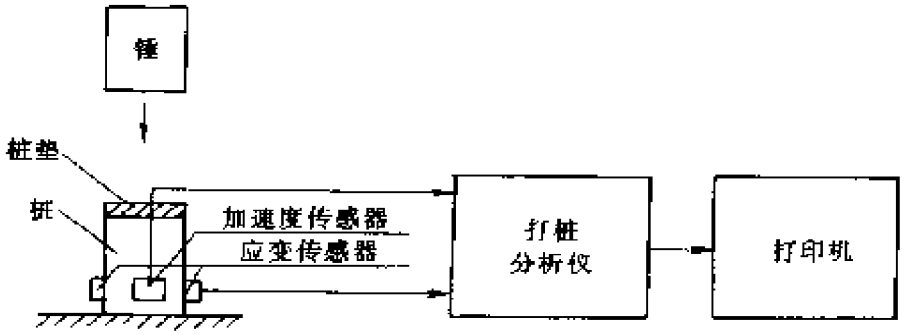

图11-2　凯斯法现场检测仪器设备配置框图

二、检测方法

凯斯法检测桩的承载力可按如下步骤进行。

1．处理桩头

检测桩在施工完毕后经过规定的打入桩休止时间（砂土中为7d，粉土中为10d，非饱和粘性土为15d，饱和粘性土为25d）以及灌注桩的混凝土达到设计强度等级后即可处理桩头。对混凝土灌注桩、桩头严重破损的混凝土预制桩以及桩头已出现屈服变形的钢桩，检测前均应进行加固处理或修复。桩头顶面应水平、平整，桩头中轴线与桩身中轴线应重合，桩头截面积应与桩身截面积相同。

钢筋混凝土桩桩头主筋应全部直通至桩顶混凝土保护层之下，各主筋应在同一标高上。距桩顶1倍桩径范围内，宜用厚度为3～5mm的钢板围裹或距桩顶1.5倍

桩径范围内设置箍筋，间距不宜大于150mm。桩顶应设置钢筋网片2～3层，间距60～100mm。桩头混凝土强度等级宜比桩身混凝土提高1～2级，且不得低于C30。

2. 在试桩上安置传感器

分别在待测的试桩上对称地安装两个应变传感器和两个加速度传感器，以便取平均值以消除偏心的影响。传感器与桩的连接可以采用螺栓，也可以采用粘贴，但一定要注意传感器与桩身接触面的平面度，对于不平整的表面应凿平、磨光，并保证传感器的轴线与桩身轴线平行。所有传感器均宜安在桩身四个侧面的同一标高上。不得已时，最大高差也不得超过10cm。传感器不应离桩顶太远或太近，一般宜装在距桩顶1～3倍桩径处，如图11-3所示。

当采用膨胀螺栓固定传感器时，螺栓孔应与桩身中轴线垂直，其孔径应与采用的膨胀螺栓尺寸相匹配。安装后的应变传感器固定面应紧贴桩身表面，初始变形值不得超过规定值，且在检测过程中不得产生相对滑动。传感器的引线应与桩身固定牢靠，以免锤击时引线受损。

凯斯法在混凝土预制方桩、管桩（钢管桩或预应力混凝土管桩）以及H型钢桩上安装应变传感器和加速度传感器的位置如图11-3所示。

3. 进行测试前检测仪器和设备的检查

在接通检测仪器后，应先检查各部分仪器和设备是否能正常运行。为此，可在正式测试前进行试锤击，若发现某部分仪器设备不能正常运行，应立即找出原因并排除故障。如发现两个应变传感器显示的应变相差过大，

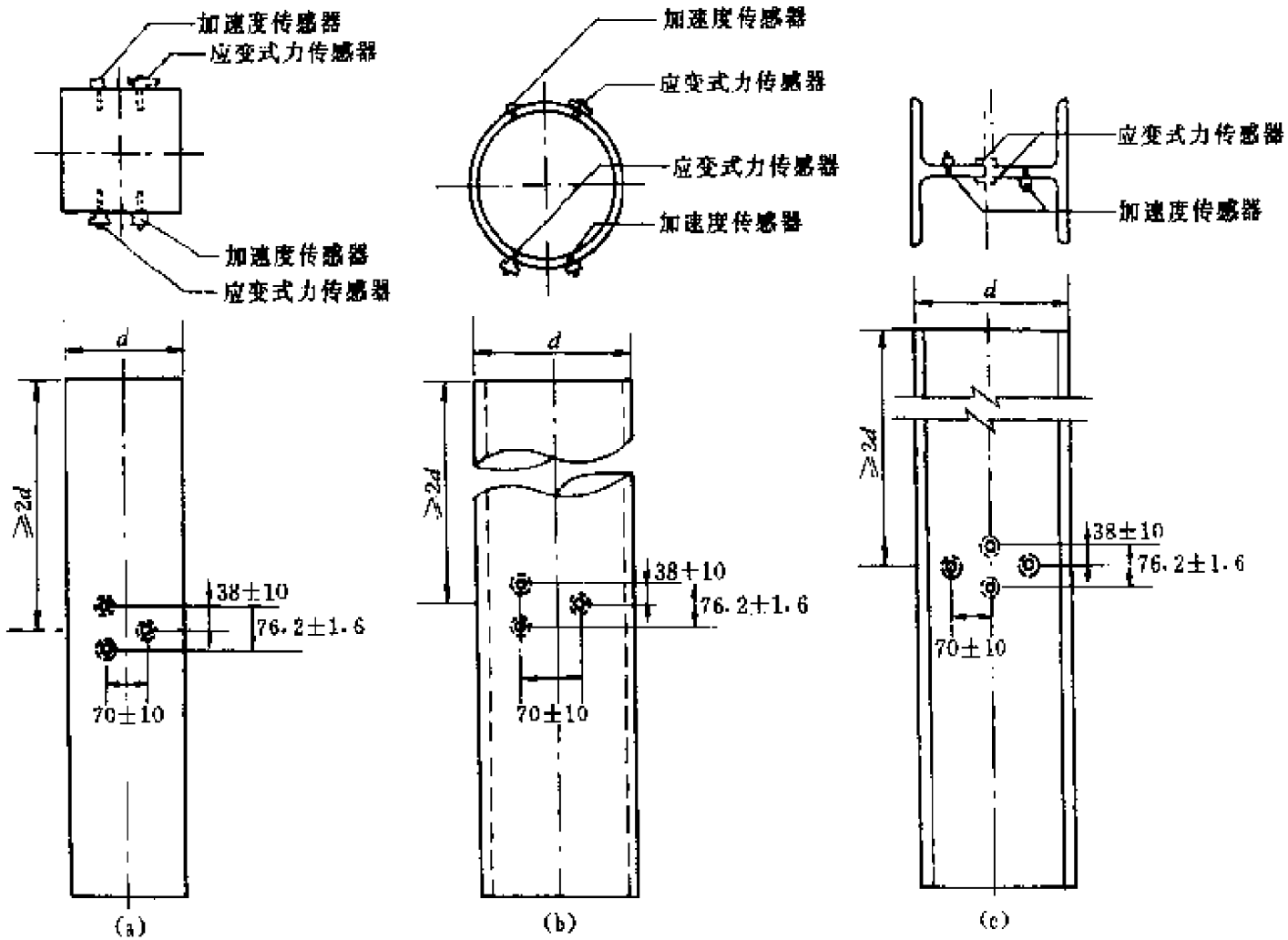

图 11-3　传感器的安装位置(单位:mm)

(a)混凝土桩;(b)管桩;(c)H 型钢桩

说明锤击偏心严重，则应消除偏心（如加厚桩垫等）；如发现桩的贯入度过小，不能达到 2.5mm 时，则应加大锤击力，如增大落距等。但落距不宜大于 2.5m，因为落距过大，会击碎桩头或使桩的动土阻力严重偏高，而导致测试误差急剧增加，此时，应增大锤重，宜采用重锤低击的方式。

为了保护桩头和减小锤击的偏心影响，桩顶应设置桩垫，并根据使用情况及时更换。桩垫宜采用胶合板、木板或纤维板等材质均匀的材料。桩垫也不宜过厚，以免降低锤击效率，影响贯入度。

为了保证测试的顺利进行，测试前还应停止使用产生干扰信号的设备，为测试系统配上专用的稳压电源和良好的接地装置。

4. 进行测试中的信号采集及数据记录

正式测试开始后，每次锤击，打桩分析仪或基桩检测仪都自动采集桩顶的力（即应变）和速度（即由加速度积分）信号，即可能得到两条曲线［见图 11-7（a）］。每根桩有效锤击 3 次，得到 3 组实测的完整曲线，即可结束试验。测试中应按锤击顺序，分别记录每次锤击所对应的实测贯入度、入土深度、间歇时间以及桩垫的情况等。

出现下列情况之一者，即不能作为有效锤击，其信号不能作为分析计算的依据。

（1）力的时程曲线最终未归零。这说明不是传感器受损，就是传感器安装处的混凝土已损坏。动力测试信号质量不仅受传感器安装好坏和安装处混凝土有否缺陷

的影响，也受混凝土的不均匀性和非线性的影响，尤其对力信号更为明显，因为锤击力 F 是通过测量应变 ϵ 求得的，即

$$F = EA\epsilon$$

式中 E——混凝土的弹性模量；

A——测点处桩的截面积；

ϵ——实测应变值。

混凝土的非线性一般表现为随着应变增加而弹性模量降低，并出现塑性变形，使力信号曲线最终不归零；故所测的力信号不可靠。

(2) 严重的偏心锤击。虽然偏心锤击难以完全避免，且用两个力传感器测量锤击力，并取两者之平均值，但如果桩两侧所测得的锤击力信号相差过大，则此次锤击信号不能作为计算分析的依据。我国的规范规定，当两个力传感器之一所测得的锤击力与两者之力平均值之差超过力平均值的 30%时，即为无效。

(3) 传感器出现故障。无论是应变传感器还是加速度传感器，只要有一个传感器出现故障，就不可能得出可靠的承载力数值。因此，必须排除故障后重新试验。

(4) 锤击下桩的贯入度达不到规定的数值。我国规范规定，对一般桩，单击贯入度不宜小于 2.5mm，对于直径很大的桩以及扩底桩等，贯入度还应适当增大，以保证充分发挥桩的侧摩阻力并使桩底土的塑性破坏，否则，将得不到桩的极限承载力。但桩的贯入度也不宜过大，我国规范规定为 10mm，过大贯入度下测得的承载力也不能代表其实际值。

(5) 传感器安装处混凝土开裂或出现塑性变形。桩在锤击力作用下有可能使原有的微小缺陷进一步发展或在拉应力作用下使桩身混凝土产生裂隙，如前所述，这时传感器将不可能提供正确的速度和力的信号。

测试中信号的采样频率宜为5～10kHz。每个信号的采样点数不宜少于1024点。

5. 设定参数

现场检测中，必须根据每根桩的实际情况，确定如下参数。

(1) 桩长 L 和桩截面积 A。对打入桩，可采用建设或施工单位提供的实际桩长和桩截面积作为设定值；对混凝土灌注桩，宜按建设或施工单位提供的施工记录设定桩长和桩截面积。根据设定桩长，即可求得传感器安装点主桩底的距离。

(2)桩身的波速 v_c。对于钢桩，可设定波速为5120m/s，也可实测已知桩长的波速；对混凝土预制桩，宜在打入前实测无缺陷桩的桩身平均波速，以此作为设定值；对于混凝土灌注桩，可用反射波法按桩底反射信号计算已知桩长的平均波速，以此作为设定值，如桩底反射信号不清晰，则可根据桩身混凝土强度等级等参数，参考表11-3设定，也可以根据同类型无缺陷的邻近桩的平均波速设定。

当由现场实测信号曲线确定桩身平均波速 v_c 时，可根据下行波曲线升起的前沿起点到上行波曲线下降的前沿起点之间的时差，去除已知测点下的桩长（即传感器安装点至桩底的距离），即可求得桩身材料的波速（见图

表 11-3　　无缺陷混凝土强度等级与波速关系

混凝土强度等级	C15	C20	C30	C40
平均波速 v_c（m/s）	2800	3500	4300	4700

11-4）。图中 F 为锤击力，L 为测点以下的桩长，v_c 为桩身材料的纵波波速。

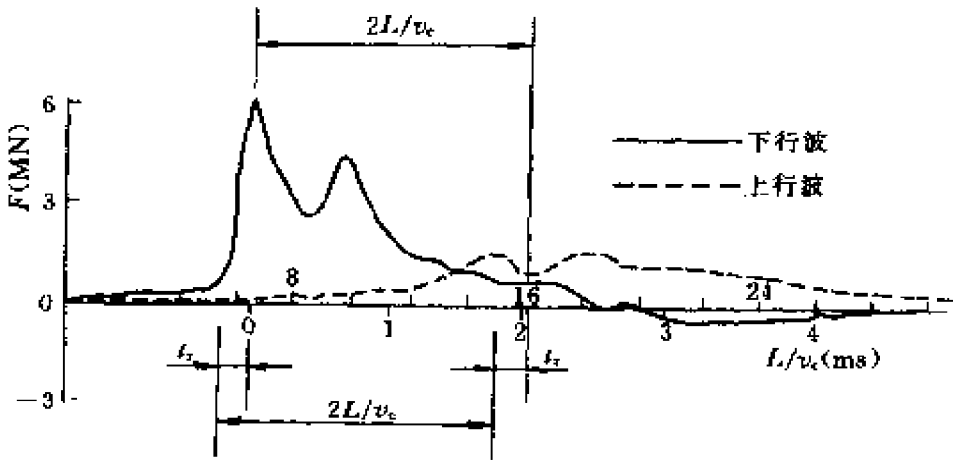

图 11-4　桩身波速的确定

（3）桩身材料的质量密度 ρ。对钢桩，质量密度应设定为 7.85t/m^3；对混凝土预制桩，质量密度可设定为 2.45～2.55t/m^3；对混凝土灌注桩，质量密度可设定为 2.40t/m^3。

（4）桩身材料的弹性模量 E。桩身材料的弹性模量应按下式计算：

$$E = \rho v_c^2$$

式中　E——桩身材料的弹性模量，MPa；

ρ——桩身材料的质量密度，t/m^3；

v_c——桩身材料的纵波波速，m/s。

根据现场实测的有效锤击下的 $F(t)$ 和 $v(t)$ 曲线以及上述设定值，即可按式（11-11）、式（11-12）和式（11-13）求出该桩的极限承载力。

第三节　应用实例及结果分析

某桩基工程位于北京顺义县，场地的土层自上而下为：

（1）人工填土。厚 0～2m。

（2）粉质粘土。湿—饱和，可塑，层厚 0.8～2.4m。

（3）粉土。饱和，可塑，层厚 0.6～2.3m。

（4）粉质粘土。饱和，可塑，层厚 11m 左右。

（5）粉土。饱和，可塑—硬塑，层厚 0.3～8.9m。

（6）粉砂。饱和，密实，标贯击数 $N_{63.5}=21$，层厚 2.7～6.3m。

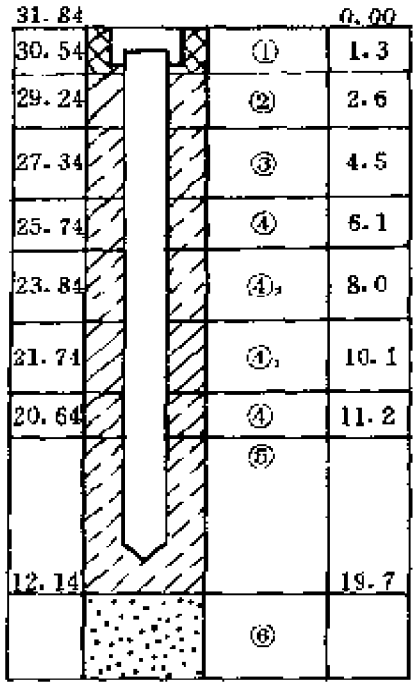

图 11-5　桩位处土的柱状图

土层柱状图见图 11-5。

该工程采用钢筋混凝土预应力管桩，桩长为 18.6m，桩径为 0.55m，持力层为粉土或粉砂。其中 2 号桩在完工后 30 多天进行了慢加荷（维持荷载法）的静荷载试验，试验结果如图 11-6 所示。根据试验所得的 P-S 曲线，其极限荷载 P_u 约为 2.5MN。

在该桩静荷载试验后 20d，又用凯斯法检测了该桩的承载力。试

验时用重量为 4t 的锤头，落距为 2m，传感器对称地安装在离桩顶 1m 处的桩侧面上，信号的采集和处理采用美国 PDI 公司的 PDA 打桩分析仪。由分析仪可得到现场实测的该桩桩顶部处力 F 和速度 v 随时间的变化曲线如图 11-7（a）所示。

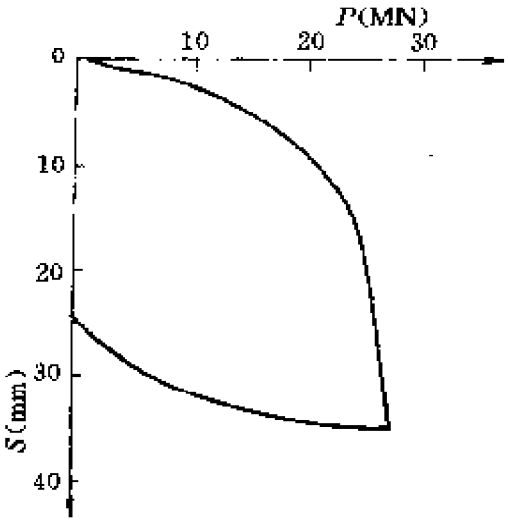

图 11-6　2 号预应力管桩的静荷载试验曲线

根据上述原理，可在实测的 $F(t)$ 和 $v(t)$ 曲线上［图 11-7（a）］取任意适当时刻 t'，将此时刻相应的 $F(t')$ 和 $v(t')$ 以及曲线上的 $F\left(t'+\frac{2L}{v_c}\right)$ 和 $v\left(t'+\frac{2L}{v_c}\right)$ 值代入公式（11-10）或公式（11-11），即可求得总阻力 R，再根据式（11-12）求得桩的阻尼力 R_d（假定阻尼系数 $J=0.29$），这样，最终可由式（11-13）得出该桩的极限承载力 P_u。凯斯法动力试桩的结果汇总于表 11-4 中。

表 11-4　　凯斯法动力试桩结果

桩号	桩径（m）	桩长（m）	有效桩长（m）	测点下桩长（m）	持力层	锤重（t）	落高（m）	能量（kN·m）	锤效率（%）
2	0.55	18.6	14.7	17.6	粉　土	4	2	44.6	56

桩号	力峰值（kN）	动位移（cm）	速度（m/s）	波速（m/s）	极限承载力（MN）	与静载试验误差（%）	极限端阻力（MN）	极限侧阻力（MN）	检测日期（年.月.日）
2	3970	1.96	2.99	3600	2.59	+3.6	0.53	2.06	1993.1.11

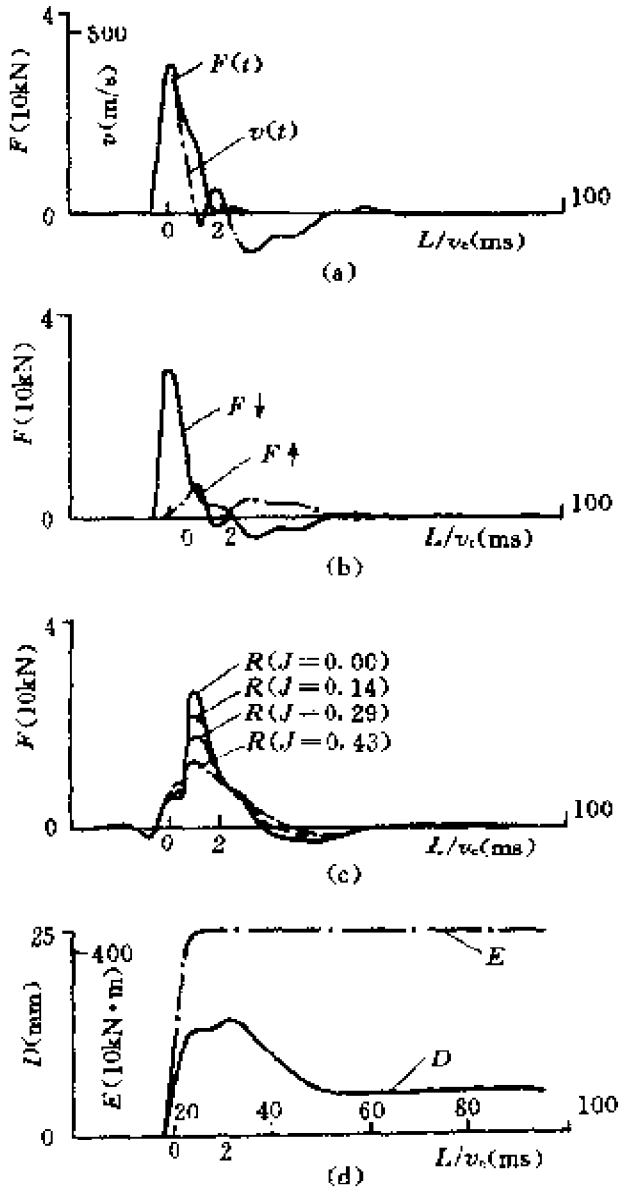

图 11-7　2 号桩凯斯法实测结果

(a) 力和速度；(b) 上行波和下行波；(c) 不同阻尼系数时的承载力；(d)动位移与能量曲线

第十二章　CAPWAP 法检测桩承载力

CAPWAP 法也属于波动方程法的一种类型，它的全称为凯斯波动分析程序（CASE Pile Wave Analysis Program）法。它是在凯斯法的基础上改进和发展而成的。它所用的仪器设备、检测的方法和要求以及检测的结果（v 曲线和 F 曲线）均与凯斯法相同，本书不再重复，读者可参考第十一章有关内容。

CAPWAP 法与凯斯法最主要的不同之处就在于，前者在分析计算中所采用的参数，不是像凯斯法中那样设定的，而是根据实测的波形拟合的，也就是通过拟合实测波形，来最终确定有关参数，所以这种方法又叫做波形拟合法。目前国内外编制的程序较多，但基本上大同小异，而 CAPWAP 程序应用较早，用户也较多，所以本书以它作为代表进行介绍。

第一节　基本原理及计算步骤

早期的 CAPWAP 程序是按史密斯（Smith）的桩、土模型编制的，即把桩视作离散的质量、阻尼、弹簧体系，后来又把桩作为连续杆的模型编制了 CAPWAP—C（即 Continuos 之简称）程序，同时也改进了土的模型。

一、桩的模型

CAPWAP 程序是将桩离散化为如图 12-1 所示的模型。各桩单元之间的弹簧常数为

$$K_i = \frac{A_i E_i}{L_i}$$

式中 A_i——第 i 单元的截面面积；

E_i——第 i 单元材料的弹性模量；

L_i——第 i 单元的长度。

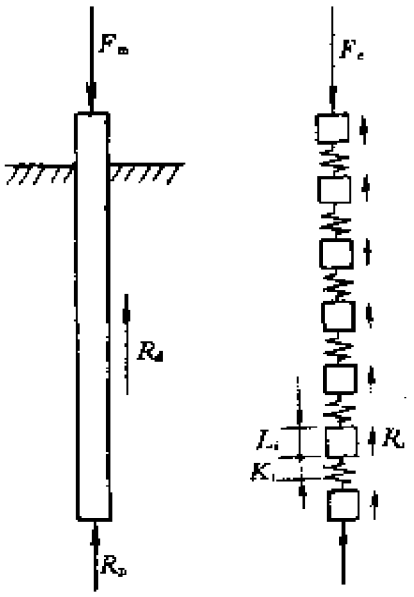

图 12-1 桩的离散模型

CAPWAP—C 程序则将桩作为如图 12-2 所示的连续杆模型。它将桩分成 N 个弹性杆单元，取桩的截面积和弹性模量为杆件单元的截面积和弹性模量。每个单元的长度约为 1m 左右，不同截面（或弹性模量）的各单元长度不等，但必须使应力波通过各单元的时间 Δt 相等。假定土阻力都作用在各杆件单元的底部。杆件单元的阻抗变化仅发生在单元的界面处。应力波在各单元内不发生畸变。改进的桩模型还可以考虑接头或缝隙等桩身疏

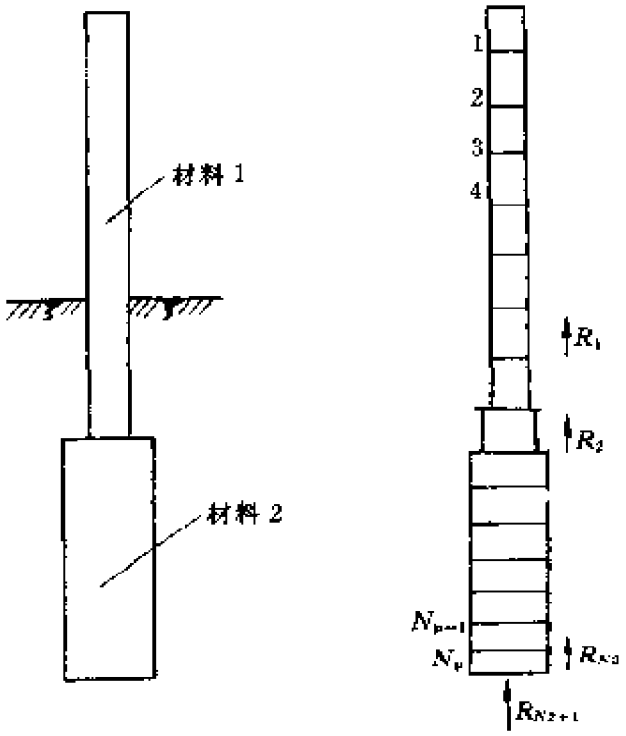

图 12-2 桩的连续杆模型

松部分对应力波传递的影响。

二、土的模型

CAPWAP 计算程序中土的计算模型如图 12-3 所示。即土的模型由弹簧、摩擦键和阻尼器组成［图 12-3 (a)］，土的静阻力 R_s 与位移 W 的关系为理想的弹塑性应力—应变关系，并假定加载线（OA）与卸载线（BCD）的斜率是一样的。在桩底处，一般认为不能承受拉力，故加载、卸载沿折线 OABCF 进行。图中折线形状，可由土单元的最大弹性变形 Q 及作用于该单元上最大静阻力（土反力）R_u 两个量所决定。当桩土之间的相对位移超过土的最大弹性变形 Q 时，就产生塑性位移（DE）。在锤击时，如第十一章所述，土对桩的贯入还产生动阻力 R_d，土的反力（即总阻力 R）中应包括此动阻力，CAPWAP 计算程序中，认为动阻力（或叫阻尼力）与桩的运动速度 v 成正比，比例系数 J 即为土模型中阻尼器的阻尼系数（见图 12-4）。

CAPWAP—C 计算程序中土的计算模型如图 12-5

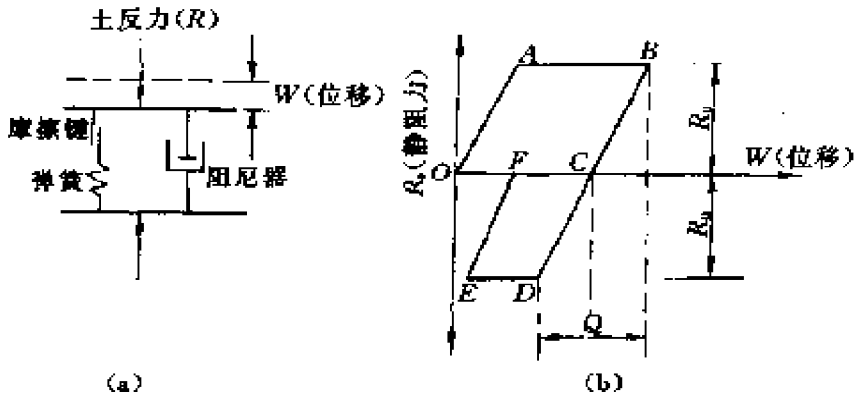

图 12-3　CAPWAP 程序中土的模型

(a) 土反力（总阻力）的计算模型；

(b) 土的静阻力与位移的关系

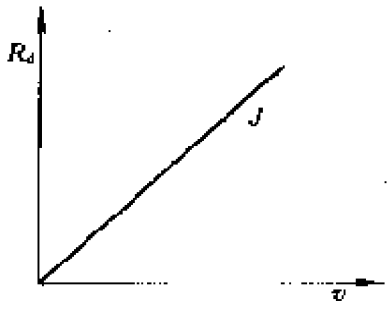

图 12-4　土的动阻力

所示，它对原来的土模型作了较大的改进。改进后的土模型中，土的动阻力仍采用原有的关系（阻尼系数为 J），土的静阻力中也仍保留最大的静阻力 R_u 和最大的弹性变形 Q，但增加了土的最大负阻力 R_N，土的重新加载水平 R_L 和土卸载时的最大弹性变形 Q_u［图 12-5 (a)］。它表明：卸载时的最大弹性变形值 Q_u 可与加载时不同，反映了土在卸载时的刚度比加载时大，土在完全卸载后将有残余变形 $Q—Q_u$；重新加载水平 R_L 值使土在重新加载时相对于不同阶段取不同的土刚度，如当土的静阻力小于 R_L 时（图中 CB 或

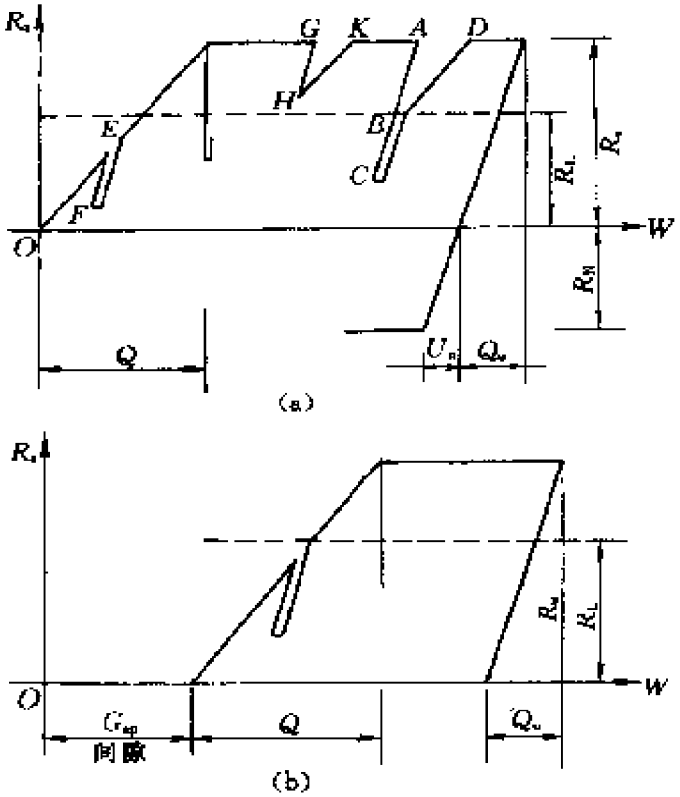

图 12-5　CAPWAP—C 程序中土的模型

(a) 桩侧土的静阻力；(b) 桩底土的静阻力

FE 段），取较大的土刚度作为卸载和重复加载的刚度，当土的静阻力大于或等于 R_L 或初次加载时（图中 BD 或 HK 段），取较小的土刚度作为加载的刚度；土与桩之间可能产生的最大负摩擦力 R_N 可能小于最大的正摩擦力；在桩底处，土不能承受拉力，故 $R_N=0$。另外，在桩底处增加一个土质点和一个阻尼器，模拟桩底的土惯性力和阻尼力，能更好地调整曲线的拟合。

三、求解波动方程

根据设定的桩、土模型及有关参数，取桩上任意一单元，可列出其任意时刻的动平衡方程，其中的未知数可由边界条件确定，如从桩顶开始，一般桩顶均露出地表，故第一个单元上土的摩阻力为 0，而桩顶实测的速度（或锤击力）为已知，即可求得下一单元的速度（或力）。这样以此类推，每一轮迭代计算时，取上一轮的计算值代入，即可求得该时刻各单元的位移、速度和土反力。这个计算过程由计算机来完成。但是，这样计算结果未必与实际结果相吻合，因此还需要与实测结果相拟合。有关上述迭代计算的详细过程与方法，读者可参阅参考文献 [22]。

在CAPWAP—C 的计算程序中，还可以考虑桩身材料的内阻尼。这在某些情况下，还是很有必要的。

四、计算步骤

CAPWAP 法或 CAPWAP—C 法的计算步骤如下。

（1）设定桩、土模型及模型参数。CAPWAP 法或 CAPWAP—C 法分别按上述桩、土模型进行分段和参数

设定，如桩的参数 E（弹性模量）、A（桩身截面面积）、ρ（桩身材料的质量密度）、v_c（桩身材料的波速）、L（桩长）等；以及土的参数：R_u（最大静阻力）、Q（最大弹性变形）、J（阻尼系数），对 CAPWAP—C 程序，还有 R_N（最大负阻力）、R_L（重新加载水平）、Q_u（卸载时最大弹性变形），并将上述设定输入程序。设定时应参考工程地质勘察报告和施工记录。

（2）选择并校准实测曲线。在诸多的实测速度（v）曲线和力（F）曲线中，应选择一组最符合实际情况的数据输入。一般说来，所选择的实测曲线应该满足：速度曲线开始段不应为负值；速度与力在第一个峰值前应成比例（除非桩顶下阻抗变化较大）；速度时程曲线尾部应归零；位移时程曲线末端值应与实测贯入度一致；对复打试验，应取第一阵锤击数据，且每击贯入度不小于 2.5mm。

如不满足上述要求，则应进行校准。CAPWAP 和 CAPWAP—C 程序均具备如下调试功能：速度调整（即对实测速度乘以校正系数）；力调整（即对实测力乘以校正系数）；加速度调整（即对部分或整个时段的实测加速度进行修正）；力或速度曲线沿时间的平移；力或速度曲线的滤波处理。

对实测曲线的校正，应根据测试时发生的异常情况及测试数据的可靠程度来进行。如对钢筋混凝土桩来说，由于其弹性模量变化较大，故其实测的力显然没有实测速度的可靠程度高；反之，对钢桩来说，其实测的速度就不如实测力的可靠程度高。

（3）选择拟合类型。有三种拟合类型可供选择：根据实测桩顶速度时程曲线 v（t），计算桩顶力时程曲线 F'（t）；根据实测桩顶力时程曲线 F（t），计算桩顶速度时程曲线 v'（t）；根据桩顶实测下行力波时程曲线 F_d（t），计算桩顶上行力波时程曲线 F_u'（t）。通常将可靠程度高的一组数据作为计算依据，并将计算结果与实测结果进行对比。

（4）求解波动方程。其求解过程已在前面叙述过，通过计算机程序计算，可得出任一时刻各单元的上、下行波，速度，位移，土反力等，自然也得出桩顶力或桩顶速度，以便与实测数据对比。

（5）检验收敛标准。计算曲线与实测曲线的拟合程度用拟合质量数来评价，即计算值与实测值之差的绝对值之和来表示。计算曲线与实测曲线的拟合是否达到满意的程度，就需要检验是否满足计算程序的收敛标准，关于 CAPWAP 程序的收敛标准详见参考文献 [22]。

（6）修改参数。如计算曲线与实测曲线不吻合，即计算结果不能满足收敛标准，则应有针对性地修改桩、土模型和参数，然后重新计算，直至满足收敛

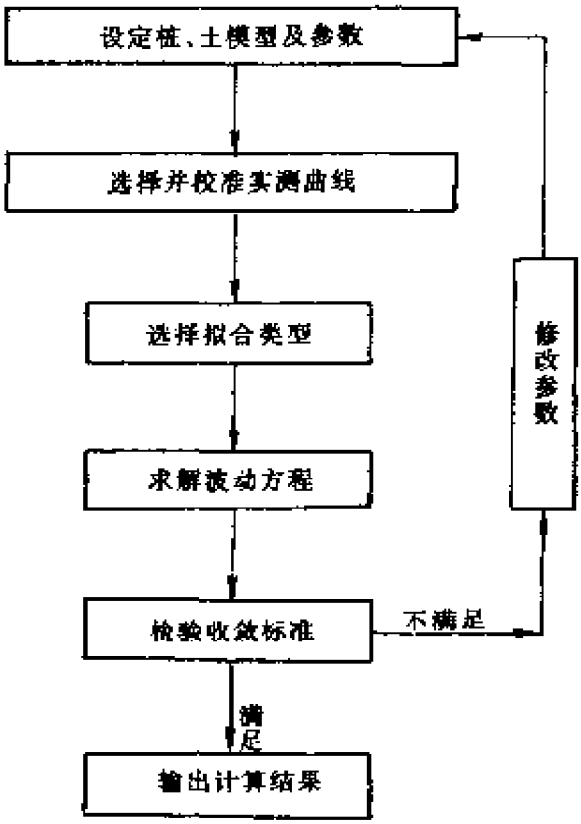

图 12-6　波形拟合法计算框图

标准为止。

（7）输出计算结果。在获得满意的拟合结果后，不仅可得出单桩的极限承载力 P_u，还可打印出桩侧阻力分布、桩端阻力以及计算的荷载—位移曲线（P-S 曲线）等。

上述计算步骤，均已在 CAPWAP 和 CAPWAP—C 程序中编入。这种波形拟合方法的分析计算过程的框图，如图 12-6 所示。

第二节　应用实例

某工程为三层框架结构，基础采用钻孔灌注桩，桩径为 0.8m 和 0.5m 两种，桩长为 21.5m 和 15.5m 两种。为了比较其极限承载力，最终确定合理的设计方案，该工程采用美国的 GC 型 PDA 打桩分析仪和相应的波形拟合计算程序。为了保证测试时的贯入度要求，并不致使桩顶在锤击时打坏，桩顶部分做了特殊处理，锤击装置采用 4t 的重锤，用 16t 吊车起吊，并采用自动脱钩器。

根据工程地质勘察报告书，该工程场地原为农田，地势平坦，属山前平原区。钻孔资料揭示，场地的土层自上而下为：

（1）耕土。厚 0.5m。

（2）新近沉积亚粘土。可塑（局部为软塑或硬塑），含水量 $W=19.7\%$，塑限 $W_P=10.6\%\sim15.5\%$，液限 $W_L=25\%\sim31\%$，孔隙比 $e=0.66\sim0.72$；压缩模量

$E_{s(1-2)}$=3.9～6.6MPa，层厚 0～0.52m。

（3）粘土。可塑—硬塑，中低压缩性，W=23.4%，W_p=22.5%，W_L=40%，e=0.67，$E_{s(1-2)}$=11.8MPa，厚 2.8m。

（4）亚粘土。可塑，中压缩性，W=27%，W_p=14.8%，W_L=30%，e=0.77，$E_{s(1-2)}$=5.8～6.8MPa，层厚 2.4～3.8m。

（5）亚粘土和粉土互层。可塑，中压缩性，W=23.8%，W_p=9.1%，W_L=26%，e=0.7，$E_{s(1-2)}$=11MPa，厚 0.4～2.8m。

（6）细砂。稍湿，中密—密实，标贯值 $N_{63.5}$=10～16，厚 0.6～2.7m。

（7）亚粘土。软塑—可塑，中压缩性，W=25%，W_p=12%～15%，W_L=28%～31%，e=0.68～0.88，$E_{s(1-2)}$=8.2～16.5MPa，厚 8m。

桩的持力层即为第七层土。桩附近的钻孔柱状图如图 12-7 所示。

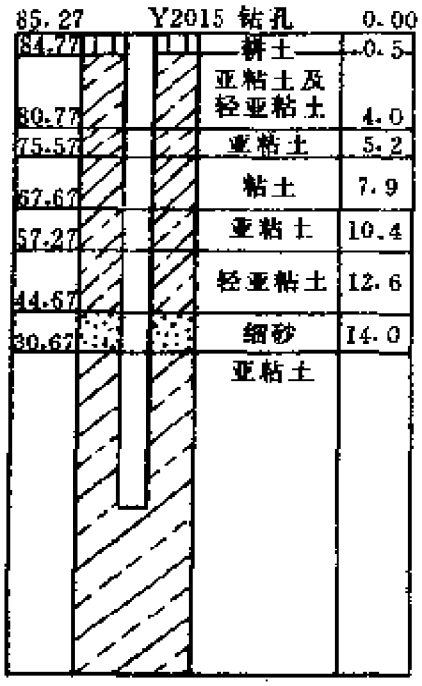

图 12-7　钻孔柱状图

试验是在静荷载试验后 20 天进行的。每根试桩锤击 2～3 次，并由对称安装在距桩顶 1.5～2.4 倍桩径处的应变传感器和加速度计测得每一击的力和速度时程曲线 $F(t)$ 和 $v(t)$。然后按上节的计算步骤，分别求得各桩的计算结果。其中 1 号桩的实测力

和实测速度波形见图 12-8 (a)；力的拟合曲线见图 12-8 (b)；速度的拟合曲线见图 12-8 (c)。

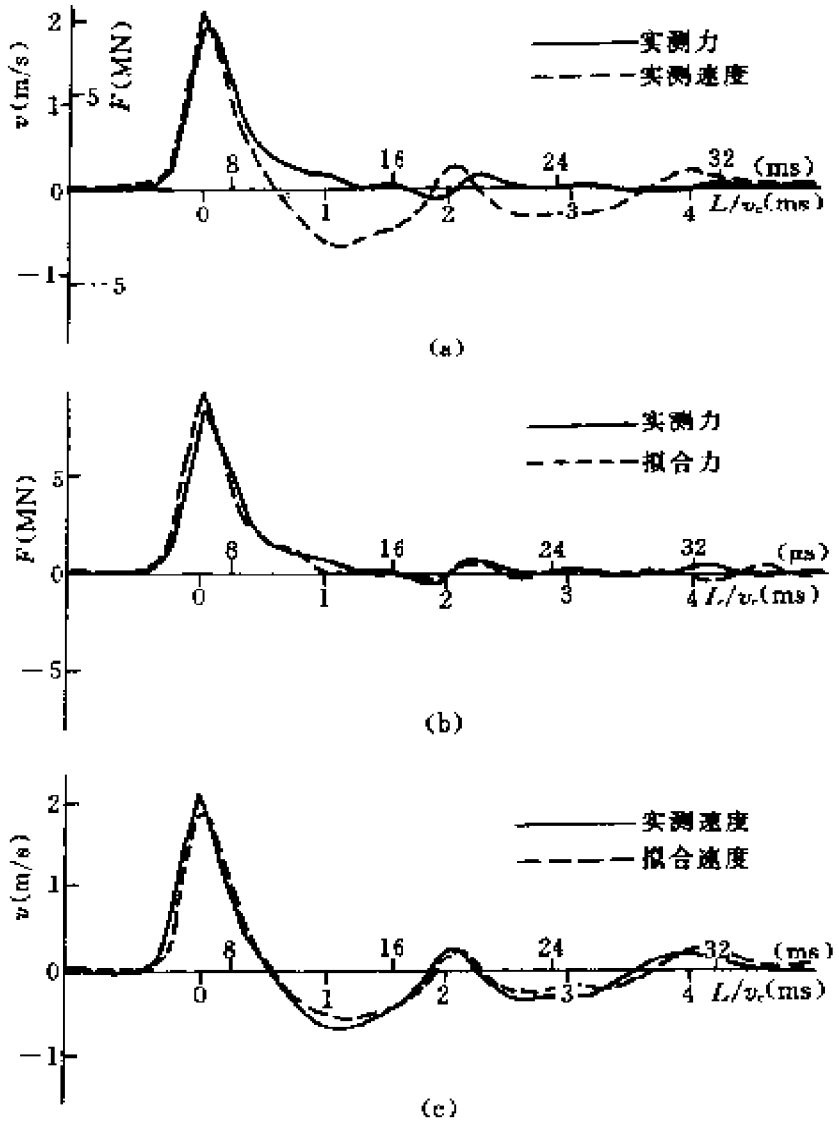

图 12-8　1 号桩波形拟合结果

(a) 实测力和实测速度时程曲线；(b) 力的拟合曲线；(c) 速度的拟合曲线

根据拟合结果，最终得到的桩身轴力见图 12-9 (左部)；桩侧阻力的分布见图 12-9 (右部)。

该桩的动力试验结果汇总于表 12-1 中。

该桩的静荷载试验 P-S 曲线如图 12-10 所示。

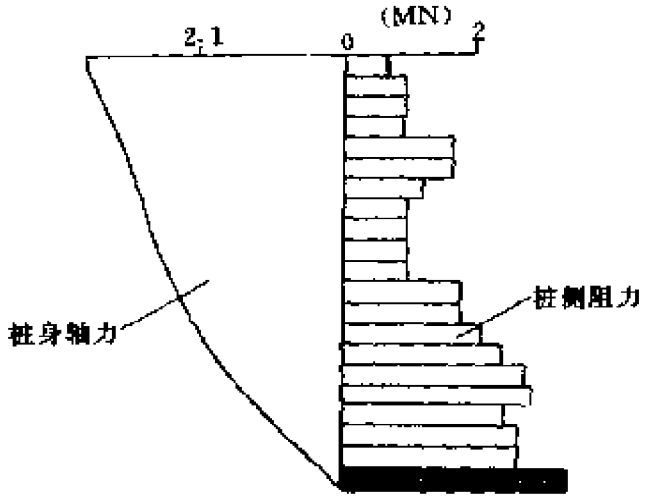

图 12-9　桩身轴向力
及桩侧阻力的分布

将拟合后所得的 P-S 曲线与静荷载试验所得的 P-S 曲线进行对比。结果如图 12-11 所示。可以看出，两者相差不大，极限承载力 P_u 相对误差仅为 2.9%（静载试验为 3.4MN，动测试验为 3.5MN），完全可以满足工程的需要。

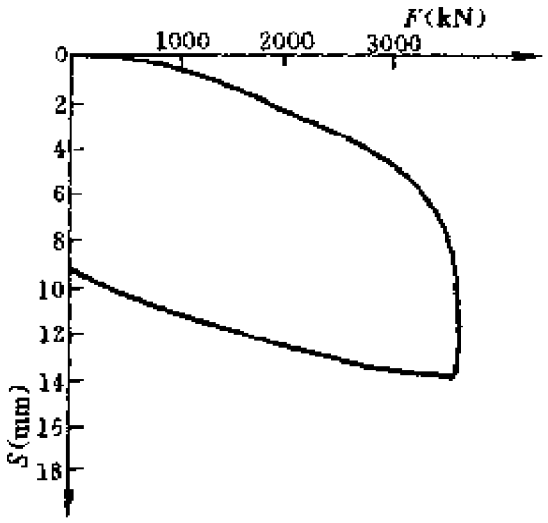

图 12-10　1 号桩静荷
载试验曲线

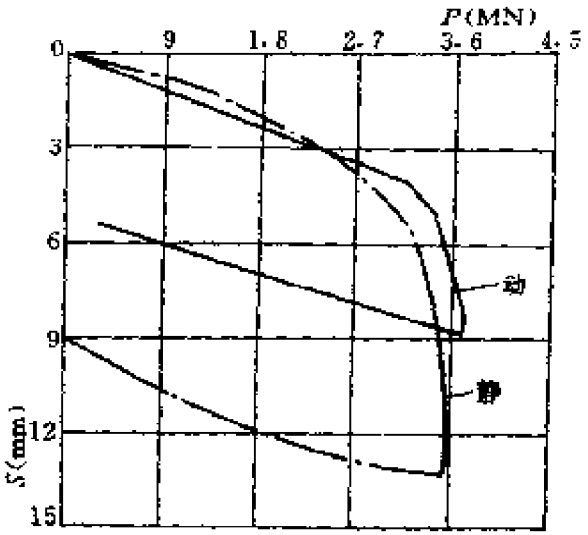

图 12-11　1 号桩静荷载试
验与动测试验结果的比较

表 12-1　　1号桩试验结果汇总

桩号	桩径 (m)	桩长 (m)	入土深度 (m)	持力层	锤落高 (m)	力峰值 (MN)	桩顶动位移 (cm)
1	0.8	21.5	20	亚粘土	1.4	7.5	0.54

桩号	桩顶速度 (m/s)	波速 (m/s)	贯入度 (cm)	动极限承载力 (MN)			静极限承载力 (MN)	误差 (%)
				总承载力	侧阻	端阻		
1	2.08	3050	0.28	3.5	3.2	0.3	3.4	+2.8

第十三章　静动法检测桩的承载力

静动法（Statnamic）是最近发展起来的一种大应变动测桩承载力的方法。为了克服波动方程法要求桩产生较大的贯入度。而难以在灌注桩上实现的严重缺点，1989年加拿大的伯明翰默（Berming Hammer）公司和荷兰的皇家科学院建工研究所（TNO）共同研制成功一种特殊的加载装置，其主要特点是使作用在桩顶的力脉冲延续时间较长，不是波动方程法中的几毫秒，而是几十毫秒，甚至几百毫秒，这样，可使桩产生很大的贯入度，又不破坏桩顶。更重要的是，在此动力作用下，桩身的应力和位移都与应力波的传播无关，而接近于静态承压桩，因此在分析上比较简单，毋需像波动方程法那样，需要许多假定和一系列的参数。

由于静动法比较可靠，适用范围广（无论打入桩、灌注桩、斜桩、水平桩甚至群桩都可应用），目前已在荷兰、加拿大、美国、德国、日本、韩国、马来西亚以及新加坡等国家得到承认和应用。目前最大的极限承载力可以测到70000kN。1995年6月在北京召开的“全国桩与地基动测仪器及技术交流会”上，首次在我国用静动法进行了灌注桩的承载力测定，并取得了成功。

第一节　基 本 原 理

一、静动法测试时桩身的应力、速度和位移

静动法测试时，通过在汽缸中点燃固体燃料，产生高压气体，将桩顶上的堆载平台举起，如果堆载的质量为 m，举起时的加速度为 a，则此上举力为 $F=ma$，与此同时，施加在桩顶上的反作用力为 $-ma$。由于静动法所产生的加速度 $a=10\sim20g$，所以平台上的堆载只需要静载试验的 10%～5%，从而大大节省了人力和物力。

尤其重要的是，这种可控制的燃烧过程，可以使汽缸维持高压达 100～800ms，这与锤击作用下应力波在桩身中的传播有着本质的不同，而更接近于静力加载的情况，图 13-1 即为埋设应变计的桩，在静载加荷和静动法加荷时，实测的桩身轴力的一组曲线。

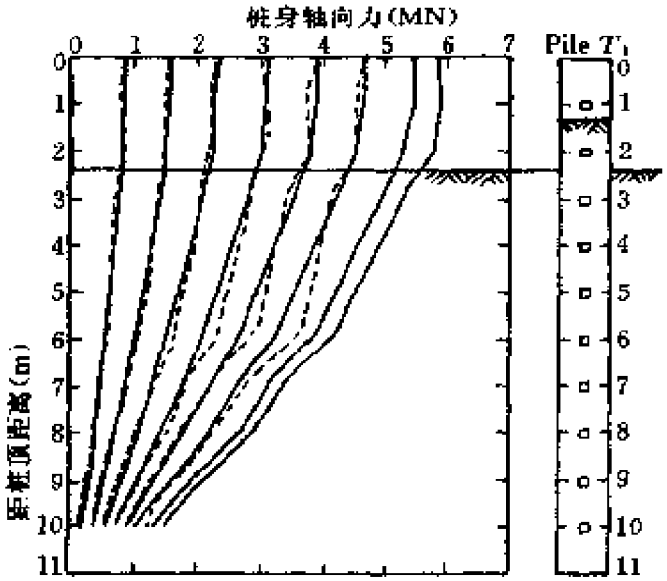

图 13-1　实测桩身轴力

（实线为静动法，虚线为静载加荷）

不同测试方法时，桩身的应力、速度和位移分布的实测结果如图 13-2 所示。图中动态是指在锤击作用下，静态为静力加荷条件下，静动态即指在本方法的试验条件下的结果。由图可以看出，在锤击作用下，桩顶所受的力脉冲延续时间很短，所以桩身应力是以波动形式存在的，此时桩身各点的速度和位移都与静态加荷情况相去甚远，这就是波动方程法需要以静荷载试验结果为基础，用参数来调整或拟合的道理所在。而静动法由于其力脉冲的延续时间较长，其桩身应力和位移分布均与静态加荷时相近，但是静动法加载速度还是很快，与静态

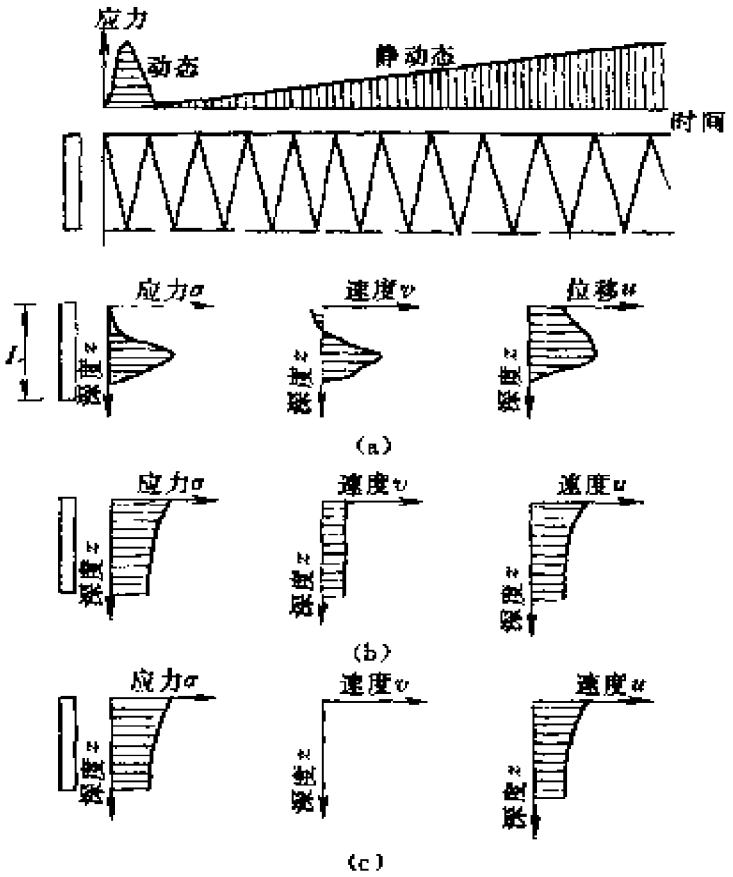

图 13-2　不同测试方法时桩身应力、速度和位移的分布

(a) 动态；(b) 静动态；(c) 静态

不同，所以仍然使桩产生速度和加速度，因此，它是介于静态与动态之间，故称为静动态，其本质上仍属于动态测试范畴。但是由于其速度沿桩身变化不大（这与桩长有关），故可以视为刚体整体运动。

二、静动法测定桩承载力的方法

基于上述结果，根据实测的静动力 F_{stn}、位移 U、速度 v 和加速度 a、即可按下面的动平衡方程式求得桩的极限承载力 P_u，也即土的静阻力 F_u（见图 13-3）：

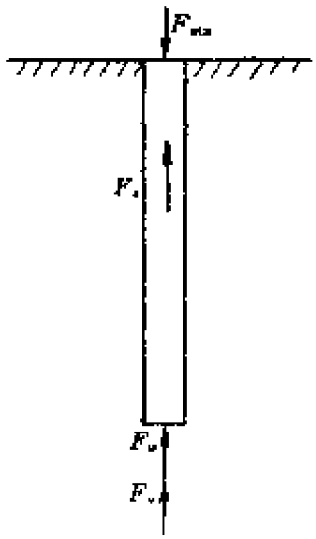

图 13-3 静动态的动力平衡

$$F_{stn} = F_u + F_v + F_a \quad (13\text{-}1)$$

式中 F_{stn}——实测的静动力；

F_u——土的静阻力，是位移 U 的函数；

F_v——土的阻尼力，是速度的函数；

F_a——桩的惯性力，是加速度的函数。

由式（13-1）可求得桩的承载力为

$$P_u = F_u = F_{stn} - cv - ma \quad (13\text{-}2)$$

式中 c——阻尼系数；

v——速度，$v=\dfrac{du}{dt}$；

m——桩身质量；

a——加速度，$a=\dfrac{d^2u}{dt^2}$。

当 $U=U_{max}$ 时，$v=0$（卸载点），得

$$P_u = F_u = F_{stn} - ma$$

综上所述可知，利用位移达到最大时，速度为0，将实测的静动力 F_{stn} 中扣除惯性力 ma，即可求得桩的极限荷载。

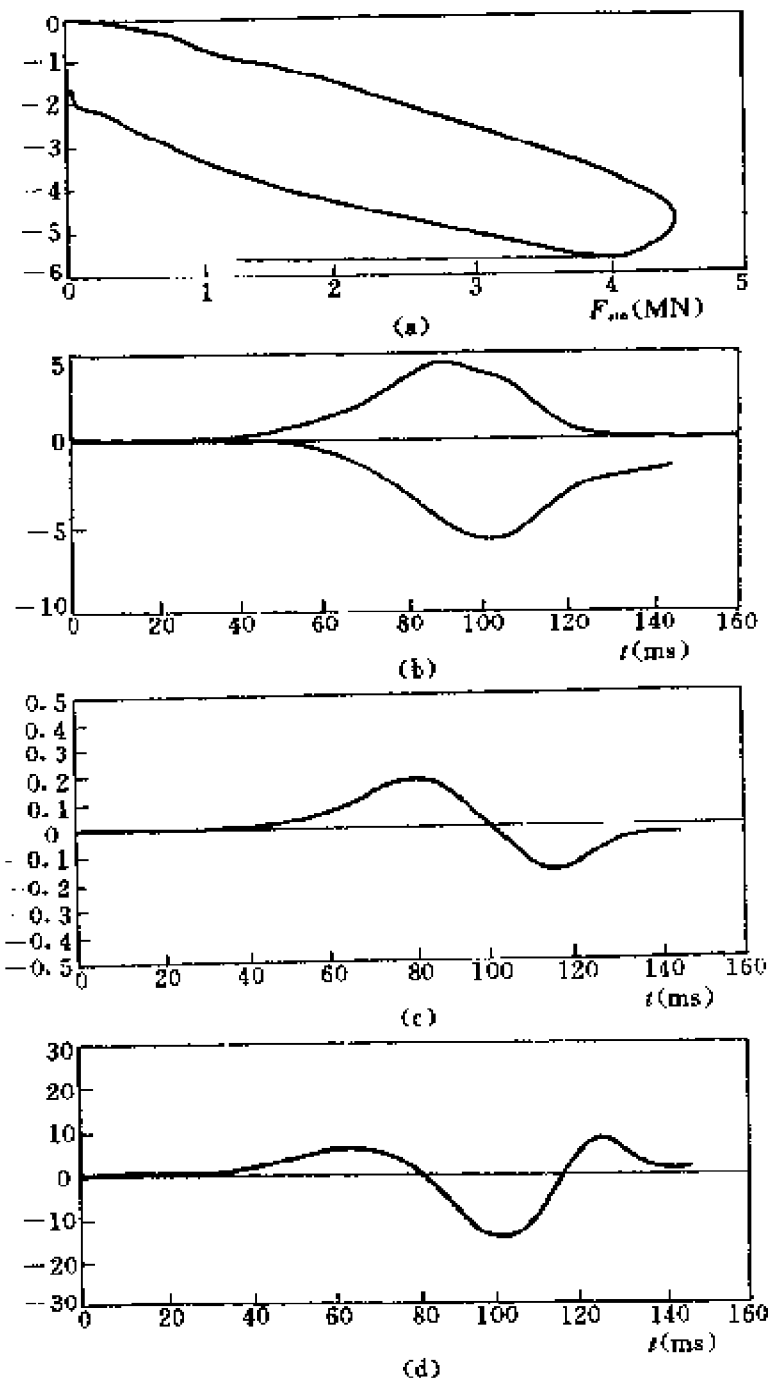

图 13-4　静动法试验实测曲线

(a) F_{stn}-U；(b) F_{stn}-t 和 U-t；(c) v-t；(d) a-t

在静动法试验中，静动力 F_{stn} 是用置于桩顶的力传感器测定的，位移 U 则用激光传感器记录，速度 v 和加速度 a 则由加速度传感器测得并记录，全部过程均由计算机自动控制，点火燃烧完毕，上述曲线均即可自动打印出来，图 13-4 即为静动法试验中实测曲线，其中（a）为静动力 F_{stn} 与位移 U 的曲线；（b）为 F_{stn}、U 分别与 t 的关系曲线；（c）为速度 v 随时间的变化曲线；（d）为加速度 a 随时间的变化曲线。当位移 U 达最大值时，即 $v=0$，将此时相对应的加速度 a 乘以桩质量 m 即可得（13-2）式中的惯性力，将此时的 F_{stn} 扣除此惯性力 ma，即为欲求的桩承载力。

第二节　检测装置及试验过程

一、静动法的设备装置

静动法的设备装置如图 13-5 所示。它由汽缸、活塞、堆载平台、消音器及砂砾容器等组成。堆载可为钢块或预制钢筋混凝土块，重量为预估桩承载力的 1/10～1/20（由加速度大小定），堆载荷重块的中间预留孔，以便套进消音器。消音器是带有隔板的钢筒，可以将点燃固体燃料产生高压气体时的噪声降低到最小程度。桩顶的位移是由安装在桩顶的激光传感器测得的，为此，需在高桩一定距离处，安放一激光发射器。

二、静动法的试验过程

静动法的试验过程比较简单。当设备装置安装完毕后［图 13-6（a）］用电阻丝点燃汽缸中的固体燃料，此

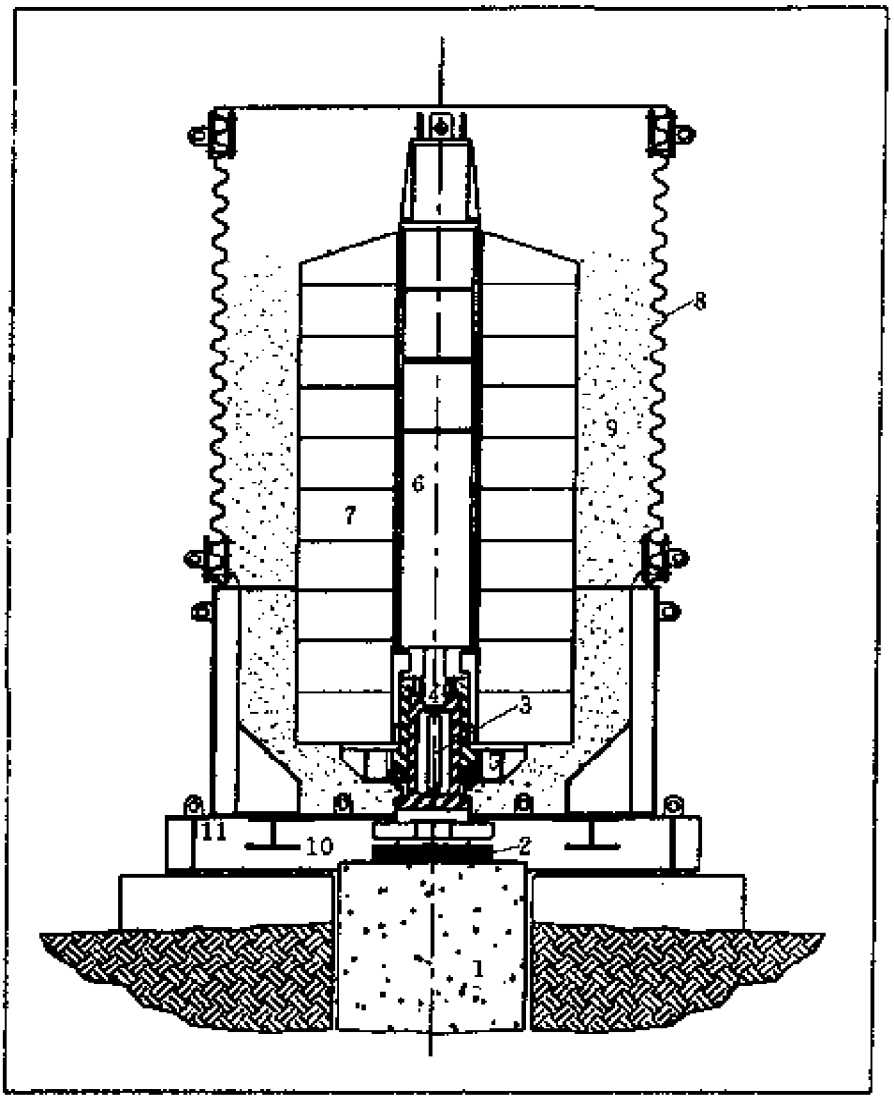

图 13-5　静动法试验装置

1—桩；2—力传感器；3—汽缸；4—活塞；5—平台；6—消音器；7—堆载；8—砂砾填料容器；9—砂砾填料；10—激光传感器；11—支架

时所产生的高压气体，推动活塞和连接的平台，使平台上的堆载脱离桩顶［如图 13-6（b）所示］，此时，堆载重块四周的砂砾填料就随即填充堆载与桩顶之间的空间［图 13-6（c）］，当堆载重新又回落时，由于桩顶已有砂砾填料形成的缓冲层，重块就不会撞击和破坏桩顶［图

13-6 (d)]。静动法试验的全过程示于图 13-6 中。

图 13-6 (a) 中，A 为桩，B 为力传感器，C 为带燃烧室的汽缸，D 为活塞，E 为平台，F 为消音器，G 为堆载（反压块），H 为砂砾容器，I 为砂砾，J 为激光发生器，K 为激光光束，L 为激光传感器（接收器）。

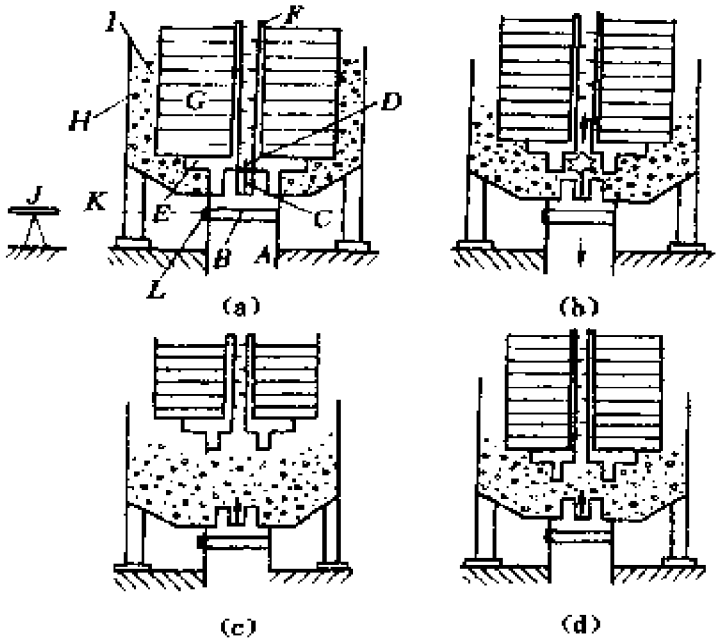

图 13-6 静动法的试验过程

(a) 设备安装完毕；(b) 点燃固体燃料产生高压气体，举起堆载平台；(c) 堆载及平台回落；(d) 堆载平台落在砂砾缓冲层上

第三节 试验结果分析

静动法不仅可按式 (13-2) 求得桩的极限承载力，而且可以根据其试验结果 F_{sin}-U 曲线 [图 13-4 (a)]，得出静载试验曲线。但是静动法试验中所测得的力 F_{sin} 中有惯性力和阻尼力，所以必须从中扣除这些动力影响，才

能得到 F_u（即静载试验中的静力 P），图 13-7 即为某桩实测的静动法试验的 F_{stn}-U 曲线和静载试验 P-S 曲线的差别和关系。

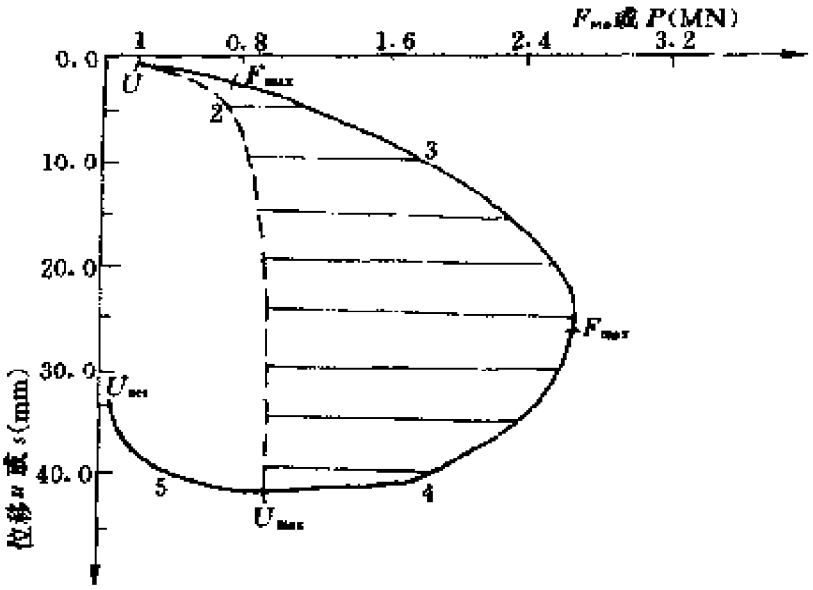

图 13-7　桩的静动法和静载试验曲线

图 13-7 中的静动法试验曲线可分为 5 个区段：第 1 段为设备安装和堆载阶段，此区段中加载完全是静态的，它与静载试验曲线吻合，此时的静刚度 $K_1=F$（静力）/ U（位移）；第 2 段中作用于桩顶的力 F_{stn}上升，土体处于弹性（直线变形）范围内，随着速度的增大，阻尼力开始起作用，静动力克服了惯性力和阻尼力后使桩产生位移 U；第 3 段中土体产生塑性变形，土的静阻力 F_u 继续增大，速度和加速度的增长缓慢下来，静动力 F_{stn}达到最大值；第 4 段为卸荷阶段，静动力开始减小，但位移继续增大，此时土体处于破坏阶段，土的静阻力达到最大值，此时，桩的位移达到最大值，而速度及阻尼力降至零，并开始回弹；第 5 段即回弹阶段，在土的反力作用

下，桩体位移向上，最终形成桩在土体内的残余位移（即贯入度）。

如何从静动法的试验结果 F_{stn}-U 曲线求出相应的静载 P-S 曲线，目前有三种方法。

1. 起始刚度法

此方法是由荷兰学密顿道普（P·Middondorp）和加拿大的伯明翰（P·Bermingham）提出的，其计算方法如下：

先根据第1段实测的静刚度 K_1，求得起始土静阻力 F_u：

$$F_u = K_1 U \tag{13-3}$$

再根据第1段实测的各点加速度 a，求得各点的惯性力 F_a：

$$F_a = ma \tag{13-4}$$

将式（13-3）、式（13-4）和实测的 F_{stn}代入式（13-1），求得阻尼力 F_v：

$$F_v = Cv = F_{stn} - F_u - F_a \tag{13-5}$$

故得阻尼系数 C：

$$C = (F_{stn} - F_v - F_a)/v \tag{13-6}$$

算出第1段各点的 C 值后，求出阻尼系数的平均值，然后用此平均的 C 值按式（13-2）计算各点的静阻力 F_s（即静载试验中的 P）。

2. 修正起始刚度法

此法是由日本学者松本（Matsumoto）提出的，其基本计算方法与起始刚度法相同，只是它不仅根据第1段的刚度来计算阻尼系数 C，而是利用整条曲线，按每一时

间步长算出 K（$t+\Delta t$），并依次求得相应的阻尼系数：

$$C = (F_{stn} - KU - ma)/v \qquad (13\text{-}7)$$

然后，也按式（13-2）计算出各点的静阻力 F_u。

3. 卸荷点法

此法是荷兰密顿道普提出的，目前应用得较为广泛。其基本原理就是卸荷点的速度 $v=0$，故阻尼力 $F_v=0$，由此，代入式（13-2）即可求得土的静阻力 $F_u=F_{stn}-F_a$，因为加速度曲线为实测的［如图 13-4（d）所示］。

该法并假定 F_u 在第 4 段（即破坏阶段）中保持不变，这样就可按下式求出相应的阻尼系数 C：

$$C = (F_{stn} - F_u - F_a)/v \qquad (13\text{-}8)$$

将求得的各点阻尼系数取平均值，再代入式（13-2）算出各点的 F_u，即得到静载试验的 P-S 曲线。

这三种方法都是根据实测的 F_{stn}-U 曲线，扣除动力影响，按式（13-2）计算出各点的 F_u，从而得到静态的荷载试验曲线，所不同的仅是求阻尼系数的方法不同。

第四节　应 用 实 例

一、应用实例

日本某桩基工程采用了静动法试桩，桩长为 18.2m 桩径为 1.0～1.2m（详见图 13-8），桩的上部 14m 内，用小孔径的钻孔沿桩周布置使桩顶荷载的大部分传至桩底。桩为钻孔灌注桩，孔壁用膨润土泥浆护壁，桩侧土自上而下为填土（厚 8.1m），其下为中密到密实的砂层，并有薄粘土夹层，再下是硬的砂质粘土和密实砂层交替

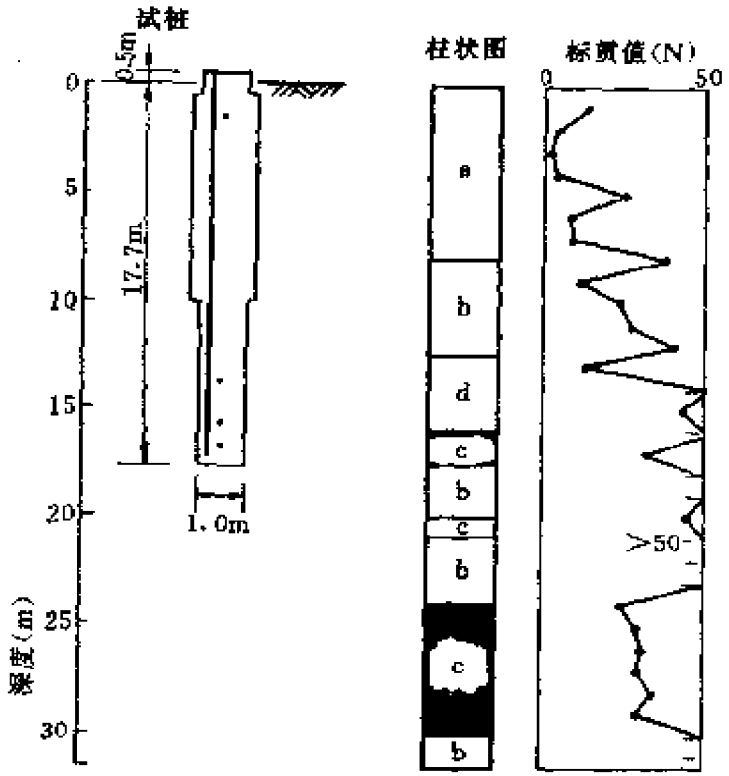

图 13-8　混凝土灌注桩及场地
的柱状图和标贯值

a—填土；b—砂；c—砂质粘土；d—粘质砂土

出现。该场地的钻孔柱状图及土层的标贯值如图 13-8 所示。地下水位在桩底以下。

用静动法对该桩进行试验，其实测的桩顶力 F_{stn}、桩顶位移 U、桩顶速度 V、桩顶加速度 a 如图 13-9 所示。静动法荷载试验曲线（F_{stn}-U）见图 13-10。

静动法试验后，对该桩又进行了静荷载试验，通过桩身内预设的传感器，测得桩身内轴向力如图 13-11 所示，图中也表示了静动法试验中测得的最大 F_{stn}时的桩顶与桩底的轴向力。静荷载试验曲线（P-S）示于图 13-10 中，并确定屈服荷载为＞6MN。

将静动法试验中实测的 F_{stn}-U（或 S）曲线，根据实

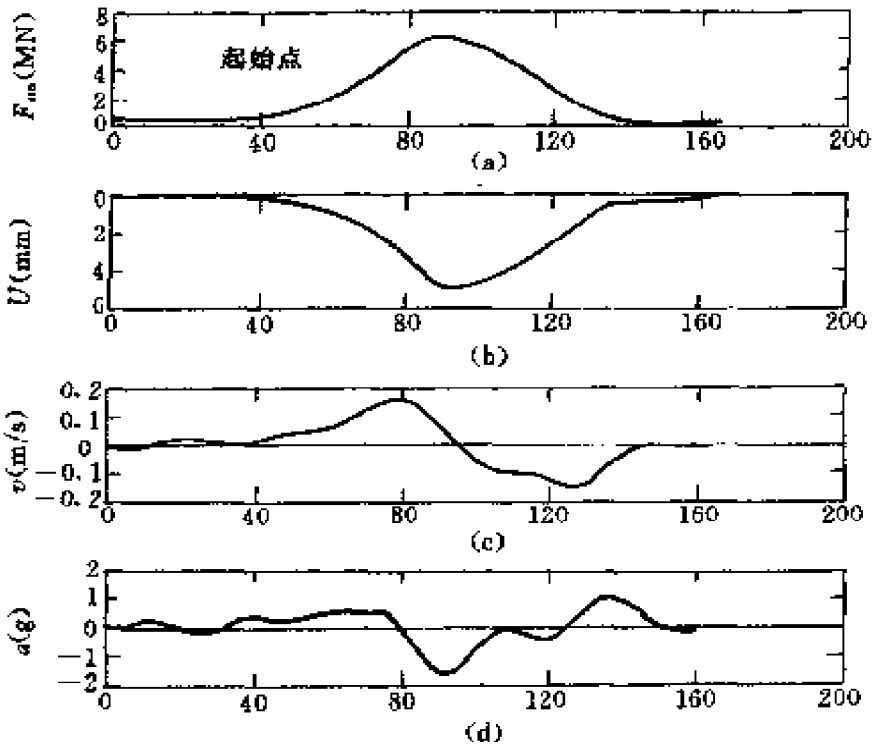

图 13-9　混凝土灌注桩在静动法试验中实测的力 F_{stn}、位移 U、速度 v 和加速度 a

测的 v 和 a，按密顿道普和伯明翰提出的起始刚度法进行修正，修正后的 F_u-U 曲线与静载试验曲线见图 13-12。

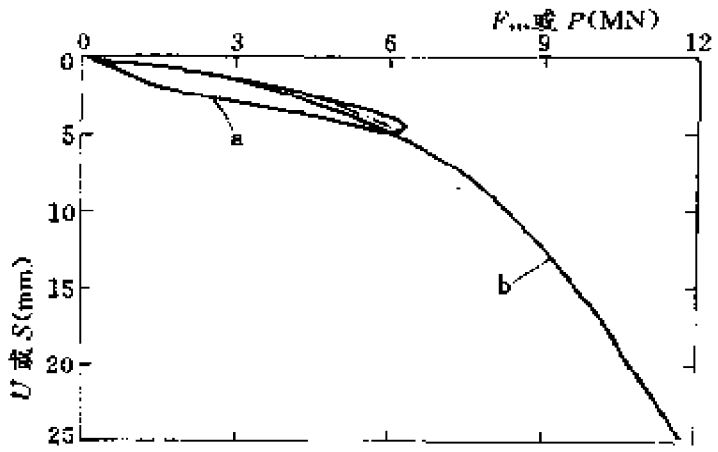

图 13-10　静动法试验的 F_{stn}-U 曲线和静载试验的 P-S 曲线

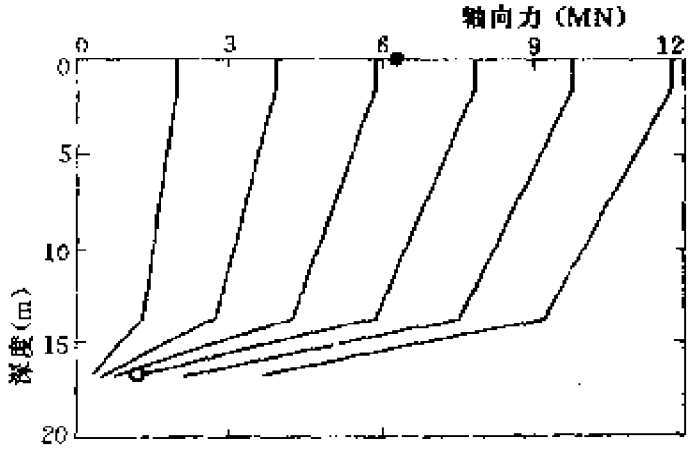

图 13-11　桩身轴向力（为最大 F_{sin}时的实测值）

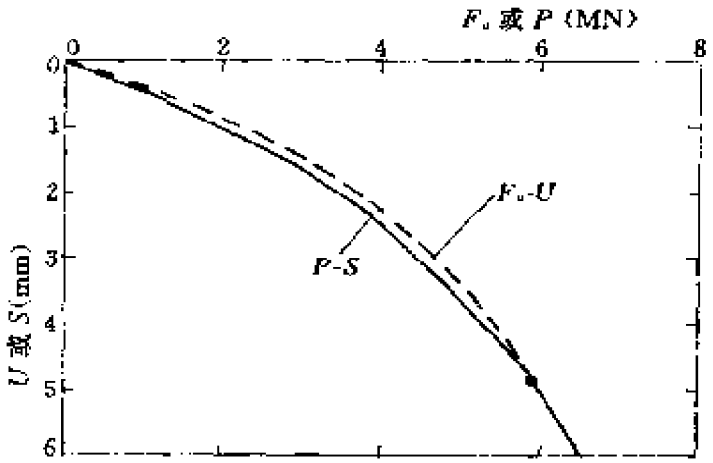

图 13-12　静动法荷载实验曲线

由图 13-12 可以看出，用静动法所得的试验结果与静载试验很接近。但是该试验没有得出桩的极限荷载，因为这需要施加更大的 F_{sin}，而日本现行规范可以采用屈服荷载（即荷载超过此值时，土开始产塑性变形）的一半作为设计荷载。

二、应用实例二

北京郊区的一预应力钢筋混凝土管桩，采用了静动法试验，该桩长度为 6.4m，桩的外径为 0.4m，桩和场

地的土层情况如图 13-13 所示。试桩现场共分三层土：第一层为填土；第二层为可塑—硬塑粉土；第三层为硬塑状粉质粘土。钻孔深度为 8.0m。

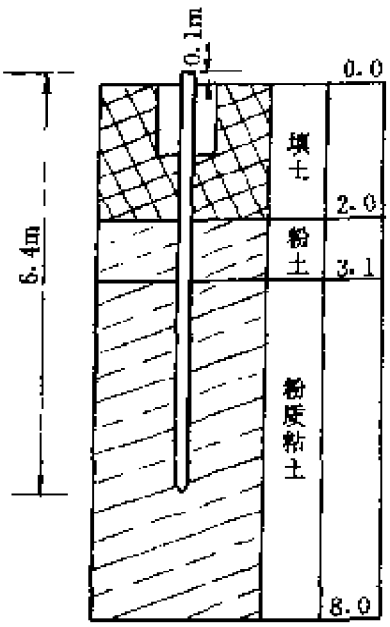

图 13-13　试桩现场柱状图

用荷兰 TNO 生产的 FPD—4 型系统，可自动显示并打印出静动法试验所得的桩顶力 F_{stn}、位移 U、速度 v 和加速度 a（在这次试验中因，未使用加速度传感器，故 a 原曲线出现较多锯齿），这些实测参数见图 13-14。同时，也测得了静动法试验曲线，即桩顶荷载 F_{stn} 与位移 U 的关系曲线，如图 13-15 中的实线所示。根据实测的 v 和 a，按照密顿道普的卸荷点法，可由分析软件扣除桩体运动时的动力影响，即得到 F_u-U 曲线，即拟合的静载试验曲线，如图 13-15 中的虚线所示。

由于该桩已于 5 个月前（即 1995 年 1 月）已进行过静荷载试验，故可将静动法试验曲线和静载试验曲线绘在同一图（图 13-16）中进行比较。

由图 13-16 可以看出，由静动法试验算出的拟合静载曲线，虽然没有得到静载试验的验证（因为静载试验是在静动法试验之前进行的），但是该桩经过 5 个月的休止，其极限承载力肯定要比原先的静载试验结果要大。因此，静动法所得极限荷载是合理的。其次，从图 13-16 还可以看出，由于对该桩的极限承载力估计不足，采用

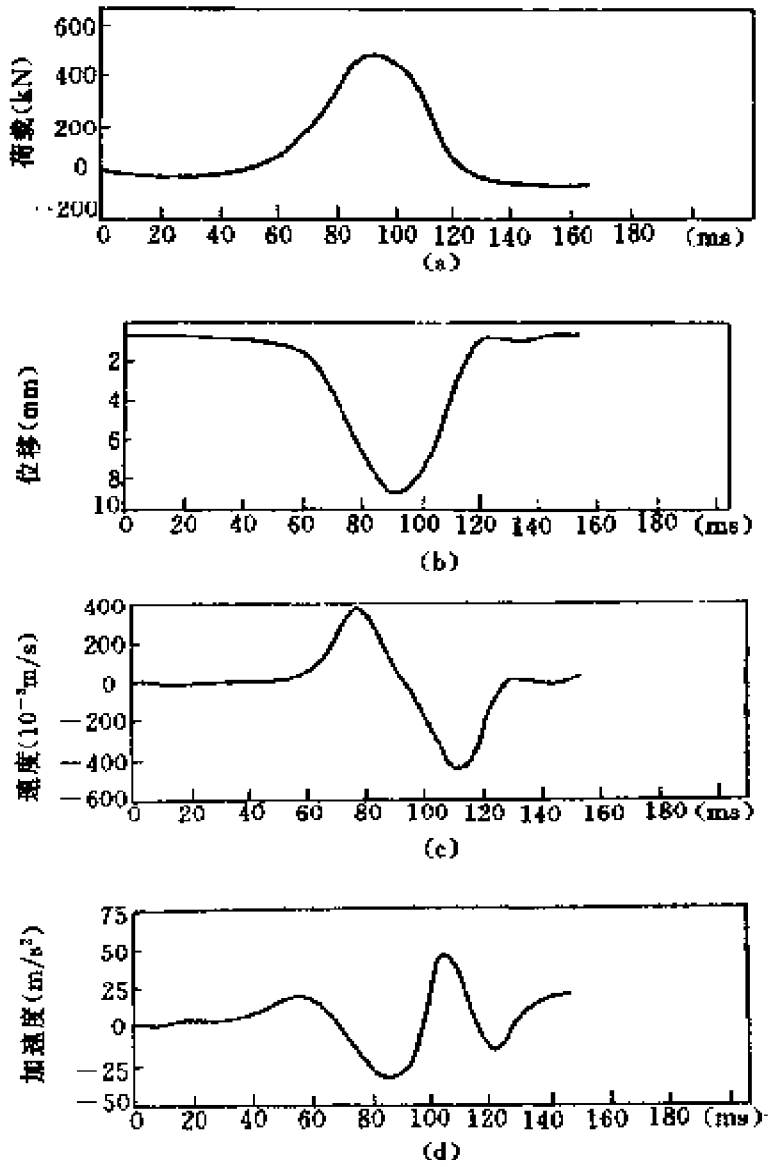

图 13-14　静动法实测曲线

600kN 的激振装置是不够的，因为扣除动力影响后，所得的静荷载可能小于桩的真正极限承载力。

三、静动法试验结果分析

为研究静动法的适用范围，对钢管桩和混凝土桩进行过静动法及静荷载试验，并用两者的试验结果之比 f_{sc} 作为衡量静动法试验适用与否的指标。对比结果表明，f_{sc} 与波数 N_w（即纵波在桩身内来回的次数）有关。如钢

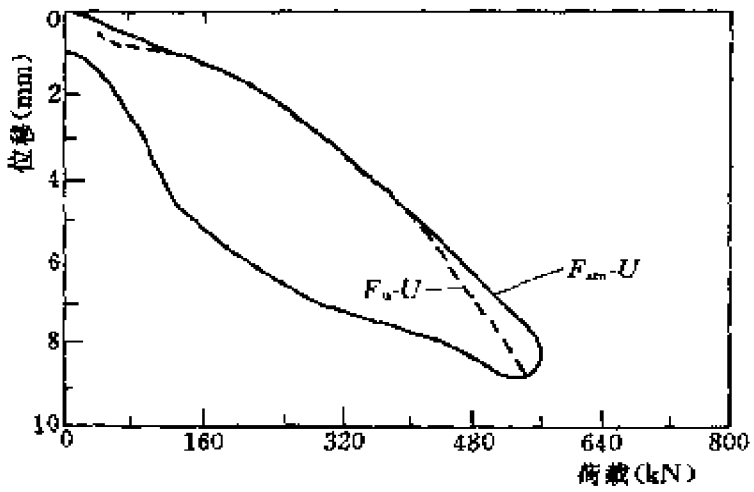

图 13-15　静动法试验曲线

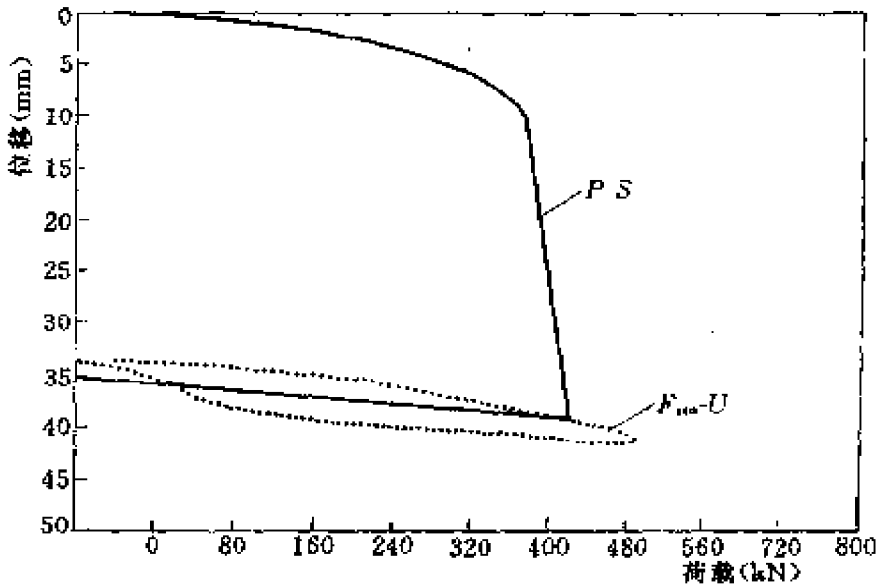

图 13-16　桩的试验曲线

管桩的弹性模量 $E=2\times10^{11}\,\mathrm{N/m^2}$，桩体密度 $\rho=8000\mathrm{kg/m^3}$，纵波波速 $v_c=5000\mathrm{m/s}$，桩顶截面积为 $0.137\mathrm{m^2}$，桩底截面为 $1\mathrm{m^2}$，其试验结果如表 13-1 所示。

混凝土桩的弹性模量 $E=3\times10^{10}\mathrm{N/m^2}$，桩体密度 $\rho=2500\mathrm{kg/m^3}$，纵波波速 $v_c=4000\mathrm{m/s}$，桩顶截面积为 $1\mathrm{m^2}$，桩底截面积为 $1\mathrm{m^2}$，其试验结果如表 13-2 所示。

表 13-1　　钢管桩试验结果

桩号	桩长 (m)	桩质量 (kg)	卸荷点位移 (mm)	卸荷点荷载 (MN)	卸荷点加速度 (m/s)	波数 N_w	f_{sc}
A1	10	10938	18	6.97	−58	49	1.00
A2	20	21876	26	5.66	−152	24	0.96
A3	40	43751	31	4.72	−74	12	1.05
A4	60	65627	33	4.62	−119	8	1.29
A5	80	87502	41	3.61	−105	6	1.22

表 13-2　　混凝土桩试验结果

桩号	桩长 (m)	桩质量 (kg)	卸荷点位移 (mm)	卸荷点荷载 (MN)	卸荷点加速度 (m/s)	波数 N_w	f_{sc}
B1	10	24983	19	6.21	−116	39	0.97
B2	20	49966	25	4.24	−76	20	1.06
B3	40	99933	28	2.57	−50	10	1.00
B4	60	149900	26	2.84	−36	7.5	1.09
B5	80	199866	30	1.42	−24	5	0.82

根据表 13-1 和表 13-2 的试验结果，可以得出如下结论：对钢管桩来说，当波数 $N_w>12$ 时，静动法测定的承载力与静载试验相比误差不超过 5%；对混凝土桩来说，当波数 $N_w>10$ 时，静动法测定的承载力与静载试验相比，误差不超过 6%（见图 13-17）。

为了保证试验中的波数 $N_w>10$，以使静动法测定桩承载力的精度提高，通常可以调节燃烧量阀门，以控制排气速度，同时改变堆载的重量，达到延长施力的时间。

此外，在采用静动法时还应注意一个问题，即土的孔隙水压问题。因为在与位移有关的力中有静态阻力和孔隙水压力，所以在扣除动力影响中应将孔隙水压力也扣除，这样才能保证在 F_u 中完全是静态力。所以，静动法在能产生很大的孔隙水压的土中，往往得出的结果偏大，这需要校正。另外，有资料表明，在坚硬的超固结粘土中，用动静法测得的承载力可能会比静载试验大 25%～30%。

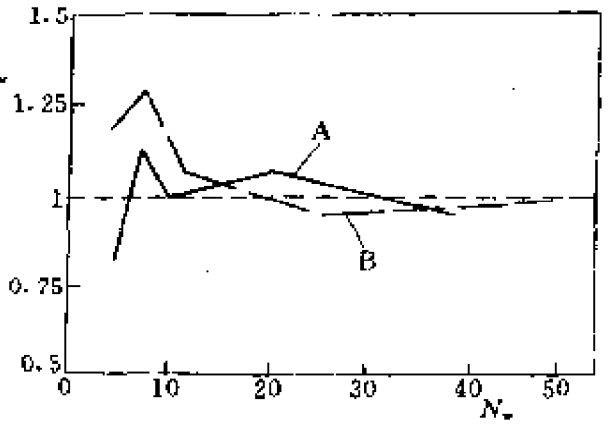

图 13-17　f_x 与 N_x 的关系

尽管如此，静动法较同样属于大应变方法的波动方程法有很大的优越性，因为它延长了脉冲的时间，使桩产生很大的贯入度，充分发挥了桩侧阻力，又不破坏桩顶，同时桩身应力不以波动形式出现，大大简化了计算方法，所以可适用于灌注桩等。可以说这是国外近年来大应变动测方法的一个进步。

主要参考文献

1 中华人民共和国国家标准. 碳素结构钢. (GB 700—88). 北京：中国标准出版社，1988

2 中华人民共和国国家标准. 钢的化学分析用试样取样法及成品化学成分允许偏差. (GB 222). 北京：中国标准出版社，1992

3 中华人民共和国国家标准. 金属拉伸试验方法. (GB 228). 北京：中国标准出版社，1992

4 中华人民共和国国家标准. 钢材力学及工艺性能试验取样规定. (GB 2975) 北京：中国标准出版社

5 中华人民共和国国家标准. 金属拉伸试验试样. (GB 6397) 北京：中国标准出版社，1992

6 中华人民共和国国家标准. 混凝土强度检验评定标准. (GBJ 107—87). 北京：中国建筑工业出版社，1988

7 中国工程建设标准化委员会标准. 钻芯法检测混凝土强度技术规程. (CECS 03：88). 北京：中国建筑工业出版社，1989

8 中国工程建设标准化委员会标准. 超声回弹综合法检测混凝土强度技术规范. (CECS 02：88). 北京：中国建筑工业出版社，1988

9 中华人民共和国国家标准. 岩土工程勘察规范. (GB 50021—94). 北京：中国建筑工业出版社，1995

10 中华人民共和国国家标准. 建筑地基基础设计规范. (GBJ 7--89). 北京：中国建筑工业出版社，1989

11 中华人民共和国行业标准. 基桩低应变动力检测规程.

(JGJ/T 93—95). 北京：中国建筑工业出版社，1996

12 中华人民共和国行业标准. 基桩高应变动力检测规程. (JGJ 106- 97). 北京：中国建筑工业出版社，1997

13 中华人民共和国标准. 地基与基础工程施工及验收规范. (GBJ 202—83). 北京：中国建筑工业出版社，1984

14 中华人民共和国行业标准. 灌注桩基础技术规程. (YSJ 212—92；YBJ 42—92). 北京：中国建筑工业出版社，1993

15 中华人民共和国行业标准. 工业与民用建筑灌注桩基础设计与施工规程. (JGJ 4—80)

16 欧震修主编. 建筑工程施工监理手册. 北京：中国建筑工业出版社，1995

17 段新胜，顾湘. 桩基工程（第二版）. 武汉：中国地质大学出版社，1995

18 左名麒，胡人礼，毛洪渊主编. 桩基础工程. 北京：中国铁道出版社，1996

19 刘明贵，余诗刚，汪大国. 桩基检测技术指南. 北京：科学出版社，1995

20 中华人民共和国标准. 建筑工程质量检验评定标准. (GBJ301—88). 北京：中国建筑工业出版社，1988

21 中国振动工程学会土动力学专业委员会编著. 土动力学工程应用实例与分析. 北京：中国建筑工业出版社，1998

22 徐攸在主编. 桩的动测新技术(修订版)，中国建筑工业出版社，1999

23 吴成元，刘金光. 基桩完整性检验有关技术问题. 第五届全国土动力学学术会议论文集. 1998 大连：大连理工大学出版社，1998

24 楼国长. 基桩低应变完整性检测工程实例剖析. 第五届全国土动力学学术会议论文集. 大连：大连理工大学出版社，

1998

25 徐攸在．小应变动测桩承载力应注意的两个问题．第五届全国土动力学学术会议论文集. 大连：大连理工大学出版社，1998

26 首培烁．混凝土桩的设计及检测．北京：地震出版社，1990

27 ASTM. Standard Method of Longterm Axial Dynamic Lood Testing of Foundation Elements，1998

28 Middendorp. P. Bermingham. P.，Kuiper，B.，Statnamic Lood Testing of Foundation Piles，Proc of the 4th International Conf. of Stress Wave Theory to Piles，1992