

天津大学

---

硕士学位论文

---

曹妃甸灌注桩单桩承载力的动静对比试验研究

---

姓名：黎双邵

---

申请学位级别：硕士

---

专业：建筑与土木工程

---

指导教师：陆培毅;孙义

---

20081201

# 摘要

目前国内检测单桩竖向抗压承载力常用的方法有静载荷试验法和高应变动力测试法。单桩抗压静载荷试验是公认的检测单桩竖向抗压承载力最直观、最可靠的传统方法。它作为一种标准方法,可提供完整可靠的承载力参数,但静载荷试验的缺点是成本高,工作量大和工期长等,不便于大范围使用。高应变法具有经济、简便、快速的特点,但该方法受地质条件、施工技术、基桩类型及测试人员经验等因素的影响较大,其准确性比静载试桩法差,在有静载试桩资料校核的基础上,可以作为判断单桩承载力是否满足设计要求的辅助手段。为了提供较准确的单桩承载力,须通过同一地质条件、同一施工工艺、同一种桩型的动静对比确定高应变试验凯司法 $J_v$ 值的取值范围,来提高高应变检测单桩承载力的精度。

本文综述了桩基的静载荷试验和高应变动力测桩的基本原理和桩土荷载作用机理,国内外对静载试验和高应变检测的相关研究成果,通过对两种测试方法的试验测试原理和理论模型分析,测试时桩-土相互作用机理和现场试验影响因素探讨分析了单桩承载力动静对比结果存在差异的原因和可以减小两种试验结果差异的具体措施,得出了动静对比成立的基本条件。单桩承载力动静测试结果要做有效的合理的对比,需要某些适当的限制条件,使对比试验能在同等条件下进行,动静对比才有意义,才能得出较为吻合的结果。

通过对首钢京唐钢铁联合有限责任公司钢铁厂地基处理试验工程51根钢筋混凝土灌注桩进行高低应变和单桩抗压静载荷试验的结果进行分析,选取符合对比试验限制条件的有准确的静载试验结果的桩为样本,根据工程实际情况,分析50根桩的不同 $J_v$ 值的高应变结果与静载试验结果的差距,对高应变检测结果与静载荷试验差值在5%内的 $J_v$ 取值统计和分析,得出在该区域进行灌注桩高应变检测 $J_v$ 值的取值范围为0.22~0.42可得到较准确的高应变结果,为该区域以后进行桩基高应变动力检测,较准确测定单桩承载力,减少人为影响因素提供可靠保障。本文还对在高应变检测凯司法中根据桩端附近地质土层情况决定 $J_v$ 值的理论取值范围和结合工地实际情况的 $J_v$ 值取值提出了建议。

**关键词:** 单桩承载力 高应变 静载荷试验 对比分析

## ABSTRACT

At present, the commonly used methods for testing of the vertical compressive capacity of single piles at home and abroad are the static compressive loading tests and the high-strain dynamic loading tests on single piles. Static compressive loading tests are recognized as the most reliable and intuitionistic traditional method to test the vertical bearing capacity of single piles, which is a standard method that can provide complete and reliable parameters for bearing capacity but has the disadvantage of high cost, huge workload and long working period, unsuitable for large-scale application. The characteristics of the high-strain testing method are economical, convenient, and rapid, but the method is influenced greatly by the geological conditions, construction technologies, types of piles and experience of the testing personnel. As a result, the veracity is worse than that of the static loading tests. If there are data of static loading tests available for verification, the high-strain testing method can be used as a supplementary method to judge whether the bearing capacity of a single pile meets the design requirements. In order to obtain the accurate bearing capacity of a single pile, it is necessary to confirm the range of values of  $J_c$  for the Case method to carry out high strain loading tests under the same geological conditions, with the same construction technologies, and through comparison of the static and dynamic loading tests of the same types of piles to improve the accuracy of the bearing capacity of a single pile tested with the high strain loading method.

The paper summarizes the basic principle of the static loading tests and the high-strain dynamic testing of piles and the mechanism of pile-soil action as well as the research results of static loading tests and high-strain dynamic testing of piles at home and abroad. Based on the analyses of the testing principle and the theoretical models of both testing methods and the investigation and study of the mechanism of pile-soil interactions and the factors influencing field testing and measurements, the reasons why there were differences in the comparison of the results of the static and dynamic loading tests from the bearing capacity of single piles and concrete measures that can minimize the differences between the results of two types of tests are analyzed to derive the basic conditions for comparisons of the static and dynamic loading tests. It requires some adequate limiting conditions to compare effectively and rationally the results of the static and dynamic loading tests of the bearing capacity of single piles. Only when static and dynamic loading tests are compared under the reasonable conditions satisfying the comparison, can the comparison be significant and the results of the comparison be fitting.

The results of the high and low strain dynamic tests and the compressive static loading tests of 51 reinforced cast-in-situ concrete piles for the pilot works for foundation treatment for the ironworks of Shougang Jingtang Iron and Steel Joint Co. Ltd. were analyzed. Piles which met the limiting conditions for comparative tests and had the accurate results of static loading tests were taken as the specimens and, according to the actual conditions of the project, the differences between the high-strain dynamic and static loading tests of the 50 piles with different  $J_c$  values were analyzed. Through the statistics and analysis of the  $J_c$  values with a margin of five percent from the high-strain dynamic and static loading tests of the piles, the

results showed that, when the  $J_c$  values taken for the high strain dynamic tests of cast-in-situ piles ranges from 0.22 to 0.42 in this region, accurate results of high-strain loading tests can be obtained, providing reliable guarantee for accurately determining the bearing capacity of single piles and minimizing human influencing in high strain dynamic testing of piles in future. Suggestions are made for the determination of the theoretical range of  $J_c$  values according to the geological conditions near the pile toes in the Case method and the determination of  $J_c$  values according to the actual conditions on site for high strain dynamic testing.

**KEY WORDS:** bearing capacity of single pile, high strain dynamic testing, Static loading test, comparative analysis

## 独创性声明

本人声明所呈交的学位论文是本人在导师指导下进行的研究工作和取得的研究成果，除了文中特别加以标注和致谢之处外，论文中不包含其他人已经发表或撰写过的研究成果，也不包含为获得 天津大学 或其他教育机构的学位或证书而使用过的材料。与我一同工作的同志对本研究所做的任何贡献均已在论文中作了明确的说明并表示了谢意。

学位论文作者签名：柴 斌 邨 签字日期：2008 年 11 月 15 日

## 学位论文版权使用授权书

本学位论文作者完全了解 天津大学 有关保留、使用学位论文的规定。特授权 天津大学 可以将学位论文的全部或部分内容编入有关数据库进行检索，并采用影印、缩印或扫描等复制手段保存、汇编以供查阅和借阅。同意学校向国家有关部门或机构送交论文的复印件和磁盘。

(保密的学位论文在解密后适用本授权说明)

学位论文作者签名：柴 斌 邨

导师签名：

陆培毅

签字日期：2008 年 11 月 15 日

签字日期：

08 年 12 月 19 日

## 第一章 绪论

### 1.1 选题的背景和意义

#### 1.1.1 动静结果对比的必要性

桩基是建筑物的重要组成部分，基桩的承载力关系到工程的质量、造价和安全，是建设单位、设计单位和施工单位共同关心的问题之一<sup>[1]</sup>。桩的测试方法分为静载荷试验和动力测桩两大类，还有抽芯法和静力、动力触探以及埋设传感器法等辅助类方法。目前国内检测基桩单桩竖向抗压承载力常用的方法有静载试验法和高应变法。单桩静载荷试验是确定试验桩的极限承载力和检验工程桩承载力最直接的手段，在工程中得到普遍应用。单桩抗压静载试验是公认的检测单桩竖向抗压承载力最直观、最可靠的传统方法。它作为一种标准方法，可提供给设计完整可靠的承载力参数，但静载荷试验的缺点是成本高，工作量大和工期长等，不便于大范围使用。高应变动力试桩用重锤冲击桩顶，使桩-土产生足够的相对位移，以充分激发桩周土阻力和桩端支承力，通过对称安装在桩顶以下桩身两侧的力和加速度传感器接收桩的应力波信号，应用应力波理论分析处理力和速度时程曲线，从而判定桩的承载力和评价桩身完整性。高应变法具有经济、简便、快速的特点，但该法受地质条件、施工技术、基桩类型及测试人员经验等因素的影响较大，其准确性比静载试桩法差，在有静载试桩资料校核的基础上，可以作为判断单桩承载力是否满足设计要求的辅助手段。高应变动力试桩技术是难度较高、发展历史较短、发展较迅速的一项技术。为了提供较准确的单桩承载力，须通过同一地质条件、同一施工工艺、同一种桩型的动静对比来提高高应变检测单桩承载力的精度。高应变检测凯司法中的阻尼系数  $J_c$  完全是一个没有物理含义的经验系数， $J_c$  的取值不仅和桩尖土的类型有关，还和桩周土情况、桩的材料、桩型等其他因素有关。 $J_c$  的取值是否合理很大程度上依赖于对地质情况的了解和地区性经验，要想准确取得必须通过动静对比分析。美国 PDI 公司提出了凯司阻尼系数的建议值和取值范围，但国内外已有多种资料提出各地区的  $J_c$  取值范围，和 PDI 公司的并不相同。因此，在缺乏地区性经验条件下盲目地选取或套用  $J_c$  值可能导致很大误差。

规范<sup>[2]</sup>规定采用凯司法判定桩承载力，应符合下列规定：只限于中、小直径桩；桩身材质、截面应基本均匀。阻尼系数  $J_c$  宜根据同条件下静载试验结果校核，

或应在已取得相近条件下可靠对比资料后,采用实测曲线拟合法确定 $J_c$ 值,拟合计算的桩数不应少于检测总桩数的30%,且不应少于3根。在同一场地、地质条件相近和桩型及截面积相同情况下, $J_c$ 值的极差不宜大于平均值的30%。规程<sup>[3]</sup>规定在同一场地,桩型、尺寸相同情况下,阻尼系数极值与平均值之差不应大于0.1。

### 1.1.2 动静结果对比对新建工程的意义

曹妃甸港位于塘沽新港及秦皇岛港之间,地处河北省唐山市滦南县南堡地区的曹妃甸滩,西北方向距北京约225公里,距唐山市85公里,甸头向前延伸500米,水深即达25米,甸前深槽水深36米,是渤海最深点,天然海沟直通渤海海峡。国家发改委介绍称,据初步研究论证,在曹妃甸建设一个具有国际先进水平钢铁厂作为首钢搬迁的载体,建厂条件优势明显:一是曹妃甸是我国少有的不需要开挖人工航道和港池,即可停靠25万吨级船舶的大型深水港址,有利于钢铁企业的原料和产品充分利用国内外两个市场和两种资源;二是冀东地区已探明铁矿保有储量44亿吨,是全国三大铁矿区之一,目前保护较好,尚未开发,可为钢铁厂提供可靠的铁矿石保障;三是曹妃甸岛与陆地之间有150平方公里的滩涂地,建厂可不占用耕地。

2005年2月18日,国家发改委正式批复首钢搬迁唐山,并明确提出“按照循环经济的理念,结合首钢搬迁和唐山地区钢铁工业调整,在曹妃甸建设一个具有国际先进水平的钢铁联合企业”的目标。

2005年10月22日,首钢京唐钢铁联合有限责任公司在曹妃甸工业区正式揭牌,首钢唐钢强强联合,共同建设精品钢铁基地。

对设计等级高、缺乏经验的地区,为获得既经济又可靠的设计施工参数,减少盲目性,前期试桩尤为重要。根据《建筑基桩检测技术规范》(JGJ106-2003)要求,试桩应采用静载试验,对受检桩(一般是专门制作的试验桩)进行破坏性的静载试验,以准确测定其单桩竖向抗压极限承载力,有条件时在桩身内部预埋应变传感器,以得到桩侧各土层的分层抗压摩阻力和桩端支承力,检测结果将作为工程桩设计的重要依据。首钢京唐钢铁联合有限责任公司钢铁厂作为等级高、缺乏经验的地区,桩基础设计过程中静载荷试验是一个十分重要的环节。因为此项工作质量直接影响到桩基形式、桩规格和桩入土深度的确定,同时也对施工难易有密切影响。通过科学试验,取得准确数据,能使设计方案更加合理、可行和经济,远远超过缩短工期所获得的效益。静载试桩是确定单桩极限承载力最可靠的方法,但静载试桩费用高,时间长,试桩数量少;而高应变动测试桩灵活、方便、费用低,在有静载试桩资料校核的基础上,可以作为判断单桩承载力是否满

足设计要求的辅助手段。为应用高应变测得准确的单桩承载力应进行一定数量的基桩动静对比试验，确定合理的参数。

进行灌注桩的竖向抗压静载荷检测时，应具有现场实测经验和本地区相近条件下的可靠对比验证资料。首钢京唐钢铁联合有限责任公司钢铁厂地基处理试验工程对 51 根钢筋混凝土灌注桩进行高低应变和单桩抗压静载荷试验，本文通过分析单桩承载力动静对比结果可能存在差异的原因，可以消除差异的措施，选取准确的静载试验结果的桩为样本，分析 50 根桩的高应变结果与静载试验结果的差距，对高应变检测在该区域的  $J_s$  取值统计和分析，得出在该区域进行灌注桩高应变检测  $J_s$  值的取值范围，为该区域以后进行桩基高应变动力检测，准确测定单桩承载力提供可靠依据。

## 1.2 桩的发展

当地基浅层土质不良，采用浅基础无法满足结构物对地基强度、变形和稳定性方面的要求时，往往需要采用深基础，桩基础是一种常用的深基础<sup>[4]</sup>。桩是深入土层的柱形构件，桩与连接桩顶的承台组成深基础，简称桩基。桩基的功能是将作用于桩顶上的荷载传递到深部土层或岩层，以满足建筑物上部结构对基础承载力和变形的要求。单桩极限承载力一方面取决于桩体自身材料强度，另一方面取决于土体系统及桩土耦合特性对桩的承载力。

桩基是建筑物常用的基础形式，桩基的发展过程主要体现在采用新型材料和改进成桩工艺。

桩在中国起源于距今6000~7000年的新石器时代<sup>[5]</sup>。最早使用的是木桩，20世纪20年代在西方国家开始使用钢桩，50年代开始使用预制钢筋混凝土方桩和预应力钢筋混凝土管桩。

就地灌注混凝土桩是另一种重要桩型，国内外约在30年代初就开始使用沉管灌注，如Franki和Vibro桩。到了50年代，随着大型钻孔机械的发展，出现了钻孔灌注桩。我国在60年代以后，大量采用钻孔灌注桩和人工挖孔灌注桩。

从成桩工艺的发展过程来看，最早采用的桩基础施工方法是打入法。打入法的工艺从手锤到自由落锤，然后发展到蒸气驱动、柴油驱动和压缩空气为动力的各种打桩机，随后又发展了电动的震动打桩机和静力压桩机。随着钻孔机械不断改进，钻孔灌注桩的成桩工艺也得到迅速发展，如适用于地下水位以上的长、短螺旋钻孔机，适用于不同地层的各种正、反循环钻孔机，旋转套管机，也有为了提高入岩深度的冲孔机等。为了提高灌注桩的承载力，出现了扩大桩端直径的各种扩孔桩，出现了孔底或周边压浆的新工艺。人工挖孔桩直径达到5米之大。目

前桩基的成桩工艺还在不断发展中。

### 1.2.1 桩基分类

桩的分类,根据不同的目的可以有不同的分法,现扼要简述如下:

#### 1) 按成桩方法对土层的影响分类

**挤土桩。**也称排土桩,在成桩过程中,桩周围的土被压密或挤开,因而使周围土层受到严重扰动,土的原始结构遭到破坏,土的工程性质有很大改变(与原始状态相比)。这类桩主要有打入或压入的预制木桩和混凝土桩;打入的封底钢管桩和混凝土管桩;以及沉管式就地灌注桩等。

**部分挤土桩。**也称微排土桩,在成桩过程中,桩周围的土仅受到轻微的扰动,土的原状结构和工程性质的变化不明显。这类桩主要有打入小截面的I型和H型钢桩,钢板桩;开口式的钢管桩(管内土挖除)和螺旋桩等。

**非挤土桩等。**也称非排土桩,在成桩过程中,将与桩体积相同的土挖除,因而周围的土较少受到扰动,但有应力松弛现象。这类桩主要有各种形式的挖孔或钻孔桩,井筒管桩和预钻孔埋桩等。

#### 2) 按桩的功能分类<sup>[6]</sup>

##### (1) 抗压桩

在一般工业与民用建筑中,桩所承受的荷载主要为上部结构传来的竖向荷载。按桩的承载性状可分为:

**摩擦桩。**桩在竖向荷载作用下土强度的发挥,侧阻力占80%—95%情况下为摩擦桩,例如没有很好持力层;虚土和沉渣很厚;长径比很大以及打入桩地表上涌使桩上抬的桩,其端承力在承载力中所占比例不大,以侧阻力为主。

**端承桩。**桩在竖向荷载作用下,端承力占60%以上的桩为端承桩,例如有很好持力层和扩底情况的桩。

##### (2) 抗拔桩

主要用来承受竖向拔荷载,如船坞抗浮力桩基、送电线路塔桩基、高层建筑附属地下车库桩基以及污水处理厂水处理建筑物桩基等等,其外部上拔荷载主要由桩侧摩阻力承担。

##### (3) 水平受荷桩

主要用来承受水平方向传来的外部荷载,如承受地震力、风荷载作用等水平荷载和车辆制动力作用情况的桩。

##### (4) 被动桩

桩作用于挡土和堤岸边坡抗滑作用的桩。

#### 3) 按成桩方法分类

打入桩。将预制桩用击打或振动法打入地层至设计要求标高。

静压桩。利用无噪音的机械将预制桩压入到设计标高。

灌注桩。按成孔的工艺又可以分为两大类。

(1) 沉管灌注桩。成孔方法是将钢管(钢壳)打入土层到设计标高,然后灌注混凝土,灌注混凝土过程中可逐渐将钢管拔出,或将钢管留在土层中。

(2) 钻孔灌注桩。使用机械形成桩孔,一般没有护壁或采用泥浆护壁,不扰动孔壁周围土层。钻孔的机械有冲击钻、旋转钻、长螺旋钻和短螺旋钻等,适用于不同的土层。

4) 按桩身材料分类

按桩身材料分类有木桩、钢桩和钢筋混凝土桩等。

## 1.2.2 桩基施工中常见的质量问题

目前我国建筑工程常见的各种桩型,由于施工技术、施工工艺、施工管理水平和人员素质的差异等因素,往往容易发生质量问题。如湿作业的灌注桩容易出现断桩、缩径、局部混凝土密实度差和孔底沉渣过厚等等。尤其在较厚淤泥层和带承压水的砂层,出现以上质量问题的几率更高。现分别按桩型讨论最易引起桩身缺陷的原因。

(1) 沉管灌注桩

沉管灌注桩分为锤击沉管、振动沉管及压力沉管三种工艺。桩径一般为 $\Phi 325\text{mm}$ ,  $\Phi 450\text{mm}$ ,  $\Phi 480\text{mm}$ 和 $\Phi 550\text{mm}$ ,桩长一般不大于20m。该种桩型质量不够稳定,故障率较高,主要的质量问题有:

锤击或振动沉管过程的振动力以弹性波方式在周围土中衰减消散,沉管周围的土体以垂直振动为主,远离一定距离后的土层,水平振动大于垂直振动。在加上侧向挤土作用,易把刚初凝的邻桩振断,尤其在软硬交界的土层中最易发生,所以有的主张跳打办法,以加大间距,减少振动影响。

若桩距小于三倍桩径时,沉管过程有时会使地表土体隆起,从而在邻桩桩身产生一竖向拉力,使得刚初凝的混凝土拉裂。

拔管速度过快,管内混凝土浇灌高度过低,不足以产生一定的排挤压力,在淤泥层中易发生缩径。在地层中存在有承压水的砂层,砂层上又覆盖有透水性差的粘土层,孔中浇灌混凝土后,由于动水压力作用,沿桩身至桩顶出现冒水现象,凡冒水桩一般都形成断桩。

当振动沉管采用活瓣桩尖时,若活瓣张开不灵活,混凝土下落不顺畅,引起断桩或混凝土密实度差。

预制桩尖混凝土质量差,沉管过程被击碎而塞入桩管内,当拔管到一定高度

后, 桩尖下落而被孔壁卡住, 形成桩尖的下部无混凝土, 即产生俗称的‘吊脚桩’。

### (2) 冲、钻孔灌注桩

在有地下水位的场地进行灌注桩施工, 成孔方法有冲抓式、冲击式、回转钻式等, 成孔过程采用就地造浆或制备泥浆护壁, 以防止孔壁坍塌。混凝土浇灌都采用带隔水栓的导管式水下浇灌混凝土工艺。贮斗内混凝土的初存量必须满足首次灌注是导管底端能埋入混凝土中0.8~1.2m, 其中和泥浆接触部分混凝土是泥浆和混凝土混合物, 强度很低, 称为隔水层, 后续的混凝土通过导管潜入到隔水层以下, 顶托着隔水层上升, 逐步从孔口排出泥浆, 随着混凝土的上升, 要适当提升并拆卸导管, 但导管底端埋入管外混凝土面以下一般应保持2~3m, 并不得小于1m, 当混凝土顶面到了预定的标高, 桩也就形成。若浇灌过程操作不当容易出现以下质量问题:

由于停电或其它原因, 浇灌混凝土不是连续进行, 当间断一定时间后, 隔水层凝固, 形成硬壳, 后续混凝土灌不下去, 只好上拔导管, 一旦泥浆进入管内就形成断桩。或用增大管内混凝土压力等办法, 冲破隔水层, 而破碎的老隔水层混凝土残留在桩身中, 造成桩身局部低质混凝土。

水下浇灌混凝土的桩径不宜小于600mm, 当设计桩径过小, 由于导管和钢筋笼占据一定空间, 加上孔壁摩擦阻力作用, 混凝土上升将不自如, 容易堵塞导管, 形成断桩或钢筋笼上浮。

用泥浆护壁成孔, 对不同土层泥浆宜采用不同比重配制, 否则容易坍塌。粘性土或亚粘土, 可以就地造浆, 泥浆比重控制在1.1~1.2之间; 粉土或砂土, 应制备泥浆, 泥浆比重控制在1.15~1.25之间; 砂卵石和流砂层, 制备泥浆比重控制在1.3~1.5之间; 制备泥浆应选择塑性指数 $I_p \geq 10$ 的粘性土或膨润土制作。正循环法清孔时, 应根据孔的深浅, 控制洗孔时间或孔口泥浆比重, 当清孔时间过短, 孔底沉渣太厚, 将影响桩端承力的发挥。当混凝土和易性不好时, 易产生离析现象。导管连接处漏水时将形成断桩。

### (3) 人工挖孔灌注桩

在地下水丰富的场地, 采用人工挖孔灌注桩, 容易发生以下质量问题。

地下水渗流严重的土层, 易发生护壁崩塌, 土体失稳塌方。

孔深较深时, 浇灌混凝土若没有采用导管, 混凝土从高处自落易产生离析。

孔底水不易抽干或未抽干情况下浇灌混凝土, 使桩底混凝土稀释, 桩端承载力降低。

### (4) 混凝土预制桩

混凝土预制桩大多是用柴油锤、蒸汽锤或自由落锤打入土中。打桩过程将容易发生以下质量问题:

击碎桩头。打桩时选用合适的锤垫和桩垫至关重要。锤垫和桩垫起到减弱锤击应力，使锤击力分布均匀，调整锤击过程的持续时间作用，可以将锤击能量更有效的传递给桩，以及缓冲锤芯的冲击力，使桩内打桩应力不超过容许值。垫层过软会降低锤击能量的传递，桩打入困难；垫层过硬，增大锤击应力，容易击碎桩头。桩头钢筋网片设置、配筋不符合要求或桩顶混凝土保护过厚，桩顶不平，桩身混凝土标号低于设计要求，打桩都易于击碎桩头。

打桩拉应力引起桩身开裂。打桩拉应力的产生和大小和桩尖土特性、桩侧土阻力分布、入土深度、锤偏心程度和垫层特性有关。若桩较长，桩尖土质较差情况下，锤击入射的压力波从桩尖反射为拉力波，最大拉应力大多发生在打桩初期桩身中部一定范围，约0.3~0.7倍桩长位置。当桩尖土质较坚硬，入射波从桩尖反射仍为压力波，压力波传至桩顶，应力波因而从自由桩顶再次反射形成拉力波，这时最大拉应力一般发生在桩的上部。当拉应力超过混凝土抗拉强度时，混凝土将开裂。

### 1.3 桩基质量检测

#### 1.3.1 检测方法

如前所述，由于桩基础的成桩施工工艺问题及复杂的工程地质条件，使得部分桩不可避免地出现诸如断裂、缩径、离析、夹层等缺陷，造成桩体质量下降，直接影响承载力，这对建(构)筑物的安全构成了潜在的隐患。因此对桩基的质量及其承载力进行检测就显得尤为重要。桩基检测的方法很多，有静载荷试验、钻芯法、动测法等。

静载荷试验直接针对桩的承载力进行检测，能够回答人们最终所关心的问题，所以该方法最可靠，但是它的试验周期长、费用昂贵，对于承载力很高的桩，试验难度加大甚至难以进行。

钻芯法是通过钻取桩身混凝土芯样进行状态和强度检验，并能检验桩端持力层是否符合要求。该法较直观，但是同样存在费用昂贵，检测周期长的问题。对于局部的缺陷可能绕过，对某些情况下的断桩或断面缺省也不容易检测出来。

动测法是在桩顶或桩身施加一动态力，通过测试和分析桩的动力响应特性来判断桩身的质量及推测其承载力的大小，动测法以其快速、经济、轻便的特点获得广泛应用，适应了当前建设事业蓬勃发展，桩基质量检测任务日益加重的需要。根据施加作用力的能量能否使桩土之间产生塑性位移，动测法可分为低应变法和高应变法动力测桩。

规程<sup>[7]</sup>中规定的低应变检测方法有:反射波法、机械阻抗法、动力参数法和声波透射法。反射波的基本原理是弹性波向下传播遇到波阻抗变化界面时将产生波的反射和透射,检测和分析反射波的到时、幅值和波形特性来判断桩身的完整性;机械阻抗法是通过测定施加给桩的激励函数和桩的动态响应函数来识别桩的动态特征的一种方法,根据激振方式不同,可分为稳态机械阻抗法和瞬态机械阻抗法;动力参数法的实质是用敲击法测定桩的基本自振频率,或同时测定桩的频率和初速度,用以换算桩基的各种设计参数;声波透射法是通过接收由超声脉冲发射源出发、经过桩身碰后的高频弹性波,根据波的初至到达时间、波的能量衰减特性和频率变化等特性来判断测区内砼的质量。

高应变动力试桩的分析方法有凯司法和实测曲线拟合法。凯司法假定桩身阻抗恒定,桩土系统动阻尼主要来自桩尖,应力波沿桩身传播过程中没有能量损耗,通过求解波动方程导得计算桩基承载力的基本公式:

$$R_c = (1 - J_c) [F(t_1) + Z \cdot V(t_1)] / 2 + (1 + J_c) [F(t_1 + 2L/C) - ZV(t_1 + 2L/C)] / 2 \quad (1-1)$$

凯司法分析简单,可以现场实时反映测试结果,但凯司法使用了经验参数 $J_c$ ,且它所基于的假定往往与实际相去甚远,计算结果常常误差较大。

实测曲线拟合法通过不断调整桩土单元的参数,对计算波形和实测波形进行拟合处理,当两者拟合程度达到一定标准后,即认为这时的各参数为最佳估算值。实测曲线拟合法可以模拟各种复杂的桩土条件,计算结果准确性较高。

尽管桩基检测的方法很多,但可以说没有一种方法是尽善尽美的,每种方法都有其各自的优缺点及适用范围。一般来说,钻孔抽芯、低应变法主要用于桩基完整性检测,而静载荷试验、高应变动力试桩法则用于检测桩基的承载力,其中高应变法也可以判断桩身结构的完整性。

单桩竖向抗压承载力各种检测方法比较

单桩竖向抗压承载力各种检测方法的依据、适用范围列表对比如表 1- 1:

表 1-1 单桩竖向抗压承载力各种检测方法的依据、适用范围表

检测方法	检测依据相应规范	检测目的	适用范围	局限性
直接法	①《建筑地基基础设计规范》GB50007-2002 的附录 Q。 ②《建筑桩基技术规范》JGJ94-94 的附录 C。 ③《建筑基桩检测技术规范》JGJ106-2003 第 4 章。 《港口工程桩基规范》JTJ254-98 第 10 章。 《港口工程基桩静载荷试验规程》JTJ255-2002 第 3 章。	①单桩竖向抗压(极限)承载力。 ②若桩身内部预埋应变传感器进行桩身内力测试,可以得到桩侧各土层的分层抗压摩阻力和桩端支承力。	①试验桩的单桩竖向抗压(极限)承载力检测,为设计提供依据。 ②工程桩的单桩竖向抗压(极限)承载力验收检测,检验工程桩承载力的符合性。	设备较笨重,试验易受场地和最大试验荷载值的限制。
半直接法	目前国家及天津市尚无相应的检测技术规范,但江苏省有地方标准。	①单桩竖向抗压(极限)承载力。 ②载荷箱上、下桩身的分段土阻力。		①易因载荷箱上、下桩身的分段土阻力不平衡而导致试验失败,部分桩不存在平衡测试位而使自平衡测试无法进行。 ②载荷箱上段土阻力为推算值。
	①《建筑基桩检测技术规范》JGJ106-2003 第 9 章。	①单桩竖向抗压(极限)承载力。 ②大致划分(极限)桩侧阻力和(极限)桩端阻力。	①工程桩的单桩竖向抗压(极限)承载力检测,检验工程桩承载力的符合性。 ②预制桩或钢桩打桩过程中的应力监测。	大直径扩底嵌岩桩承载力检测不宜采用此方法。

根据《建筑基桩检测技术规范》(JGJ106-2003)第 3.3.5 条、3.3.6 条、3.3.7 条规定,对单位工程且在同一条件下的工程基桩承载力验收检测的方法、数量如表 1-2。

表 1-2 工程桩承载力验收检测方法、数量表

方法	静载试验(直接法)	高应变检测(半直接法)	核验法(间接法)
适用条件	1 设计等级为甲级的桩基; 2 地质条件复杂、桩施工质量可靠性低; 3 本地区采用的新桩型或新工艺; 4 挤土群桩施工产生挤土效应;	除上述 1-4 款规定条件外的预制桩和满足高应变法适用检测范围的灌注桩,可采用高应变法进行单桩竖向抗压承载力验收检测。当有本地区相近条件的对比验证资料时,高应变法也可作为上述 1-4 款规定条件下单桩竖向抗压承载力验收检测的补充。	对于端承型大直径灌注桩,当受设备或现场条件限制无法检测单桩竖向抗压承载力时。
抽检数量	抽检数量不应少于总桩数的 1%,且不少于 3 根;当总桩数在 50 根以内时,不应少于 2 根。	抽检数量不宜少于总桩数的 5%,且不得少于 5 根。	钻芯法抽检数量不应少于总桩数的 10%,且不应少于 10 根。
备注	对上述第 1~4 款规定条件外的工程桩,当采用竖向抗压静载试验进行验收承载力检测时,检测数量宜按本条规定执行。	不宜用于大直径扩底桩和 Q-S 曲线具有缓变型特征的大直径灌注桩。	核验法包括:深层平板载荷试验、钻芯法、岩基载荷试验、桩承载力自平衡深层平板载荷试验。

### 1.3.2 动力测桩简介

桩的动力测试技术已有 100 余年的历史。最初是利用能量守恒定理和牛顿撞击定律,根据打桩时测得的贯入度与打桩所消耗的能量建立关系式,推算桩的极限承载力。这种关系式称为动力打桩公式,其中著名的有海利(Hiley)打桩公式、格尔谢凡诺夫(H·M)公式等。近代的桩基动测技术是以应力波理论为基础发展起来的。1931 年伊萨克斯(D. V. Isaacs)首先提出桩顶受到桩锤冲击后,冲击能量是以波动形式传至桩底,因此可用一维波动方程来描述。1938 年福克斯(E. N. Fox)作了许多简化假定后,对打桩过程进行了粗略的分析,得出了用于打桩分析的波动方程解答。60 年代史密斯(A. Smith)发表了“打桩分析的波动方程法”这一著名论文,从而使波动方程分析方法进入实用阶段。随后在 1970 年高贝尔(G. G. Goble)等发表了“关于桩承载力的动测研究”一文。1975 年发表了“根据动测确定桩的承载力”的研究报告。桩基动测技术研究在我国始于 20 世纪 70 年代。1972 年,湖南大学的周光龙提出了桩基参数动测法,对开创我国桩的动测方法的研究,起了积极的推动作用。1978 年东南大学的唐念慈应用波动方程法进行了渤海 12 号平台钢管桩的动力测试获得成功。自 20 世纪 80 年代以来,机械阻抗法、水电效应法、共振法、锤击贯入法等 10 余种方法相继问世,并在各地纷纷进行试验研究和应用<sup>[8]</sup>。

### 桩基动力检测技术现状

桩基动力检测技术包括高应变法和低应变法。当作用在桩顶上的能量较大,直接测得的打击力与设计极限值相当时,这便是高应变法;作用在桩上的能量较小,仅能使桩土间产生微小扰动,这类方法称为低应变法。目前高应变法主要有动力打桩公式法、波动方程法、凯司法、曲线拟合法、锤击贯入法和动静法等。低应变法主要有机械阻抗法、应力波反射法、球击法、动力参数法和水电效应法等。桩基动测具有费用低、快速、轻便、适于普查等优点,这大大地促进了桩基动测技术的研究和应用<sup>[9]</sup>。

#### 1) 高应变法

高应变动力测试是通过在桩顶下一位置量测被激发的阻力产生的应力波和速度波,来确定承载力的。目前工程界应用最广泛的高应变法是凯司法和实测波形拟合法。

(1) 凯司法是一种通过一维波动方程计算而获得岩土对桩的支撑阻力的新方法。它有三条基本假定:桩身是等阻抗的;桩周与桩尖土对桩的运动阻力分为动阻力和静阻力两部分,动阻力全部集中在桩尖,忽略了桩侧土动阻力;静阻力模型为理想刚塑性体,忽略了应力波在传播过程中的能量损耗,包括桩身中内阻尼损耗和向桩周土的逸散。

(2) 实测波形拟合法目前被认为是确定单桩承载力最准确的方法。它是通过把现场实测力波和速度波输入计算机进行迭代计算,把桩—土系统变为离散的质弹模型,假定各单元桩和土参数,以实测的桩顶速度波(或力波)作为边界条件,用特征线法求解波动方程,反算桩顶力波(或速度波),使计算的波形和实测波形吻合。若两者不吻合,调整桩土参数,再次计算,直至吻合。此时各参数是最佳估算值。最终求得承载力、侧阻分布和计算的 $Q-S$ 曲线<sup>[11]</sup>。

高应变法的局限性。(1) 凯司法适用于打入桩的施工过程检测和监控,或者在具有一定的经验基础上,用于评定工程桩的验收合格性。但由于该法的假定条件与基桩施工的实际条件差别较大,首先,假设桩身等阻抗,这对钢桩、预制桩和预应力管桩在桩身无缺陷的情况下基本适用,而对灌注桩是难以达到;其次,假设动阻力完全集中于桩尖,而实际情况是随着桩的相对位移,桩侧必然产生动阻力,只是相对较小而已;再次,假设静阻力模型为刚塑性体,即桩一旦被打动,则静阻力马上达到极限值,这也与实际不符。所以,凯司法测桩,必须在桩被打动的前提下,充分发挥土的全部静阻力,并从波形上正确判断桩尖的反射位置,选用恰当的阻尼系数 $J$ 才可比较准确地确定单桩极限承载力。而 $J$ 值的选取,不但与桩尖土类别有关,而且与桩的阻抗有关,由此可见,对桩身有缺陷的桩,凯司法确定单桩极限承载力很不可靠。这也就决定了CASE用于钢桩、预制桩和预

应力管桩的测试<sup>[12]</sup>。(2) 实测波形拟合法虽然和凯司法一样,也是在柴油锤冲击材质均匀、强度较高、侧面光滑的钢管桩、预制桩等基础上建立起来的,它不象凯司法那样严格要求贯入度和侧面光滑与截面的一致性,但当桩间土变形不够充分时,承载力同样偏于保守。而且它假定桩周土体内无变形存在,也极不合理。桩土间的理想弹塑性模型和牛顿粘性体模型与灌注桩、预制桩等桩型存在较大出入<sup>[13]</sup>。(3) 高应变动力测试数据采集质量直接关系到计算结果的准确性。正确采集信号是良好结果的前提条件。影响采集信号的因素很多,如桩头处理的好坏、锤击位置及能量大小、传感器安装、外界干扰、仪器本身性质等<sup>[14]</sup>。

桩的动测方法在国外已有100多年的历史,最早的动测法就是在能量守恒定理的基础上,利用牛顿碰撞定理,根据打桩时测得的贯入度来推算桩的极限承载力。实际上,桩作为一种细长的杆件,在桩顶施加一激励力后,应力是以波的形式在桩身中传播的,因此以应力波为基础的各种动测法技术由于更符合实际情况、能更准确地描述桩的动态反应特性而得到了迅速的发展。

早在30年代,应力波理论就被用以分析打桩工程,1931年伊萨克斯(D. V. Isaacs)首先指出,桩顶受到桩锤冲击后,冲击能量是以波动的形式传到桩底,因此可用一维波动方程来描述,但其解过于复杂,只能用于极简单的边界条件,无法解决工程实际问题因而难于进入实用阶段。1950年史密斯(E. A. Smith)对锤-桩-土体系提出了用一系列质量块、弹簧和阻尼器组成的离散化计算模型,并用差分方程和计算机进行计算,求得精确的数值解。1960年他发表了“打桩分析的波动方程法”这一著名论文,对打桩中的贯入性状进行了分析,并讨论了桩锤、锤垫、桩帽、桩垫及桩和土的模型问题。在文中定义了模拟中涉及的全部参数,并从各种不同的应用波动方程的打桩实例中提供了这些参数的建议值,从而使波动方程分析方法开始进入实用阶段。

其后各国的专家学者们作了大量的研究工作,动力测桩技术日益完善,各种测试方法及相应的仪器设备相继被开发出来。其中Case Western Reserve University CCWRY的动测学者们发展的Case动力试桩法和CAPWAP/CAPWAPC波动分析程序已在全世界获得了广泛的应用,瑞典的PID、美国的PIT、PDA、荷兰的TNO诊断系统则是在世界各地使用的最多的测试设备。

我国在动力测桩方面的研究起步较晚,前后才20多年的历史,但是发展相当迅速,取得了不斐的成绩。

早在1972年湖南大学周光龙教授提出了基桩参数动测法,对开创我国桩的动测研究起了积极的作用。

1976年四川省建筑科学研究所和建设部中国建筑科学研究院共同研究成功了锤击贯入高应变测桩法,并于1981年通过了部级鉴定。

1980年西安公路研究所研究了稳态激振机械阻抗法,和中国科学院电工研究所共同研究成功的水电效应法在1985年通过了部级鉴定。

1989年交通部三航局科研所研制了SDF-1型打桩分析仪。

1992年中国建筑科学研究院推出了FEI-A型桩基动测分析系统,具备高低应变检测功能。同时还研制了以MCS-5系列的80C31单片微机为核心,全部程序固化在EPROM中的低应变瞬态桩基检测仪。它具备轻便、操作简单和抗干扰强等优点。经不断改进,中国建筑科学研究院陆续推出了FEI-B型、FEI-C型桩基动测分析系统。

1994年建设部和国家技术监督局委托国家建筑工程质量检测中心进行了全国基桩动测单位资质考核。参考单位185家,总人数859人。参考仪器有28个生产厂家,35种仪器型号。进口仪器占14%,其余86%为国产仪器,其中RSM系列测桩仪占31%,RS系列测桩仪占21%,FEI基桩分析系统占8%。

### 1.3.3 静载荷试验简介

单桩竖向抗压静载试验采用接近于竖向抗压桩的实际工作条件的试验方法,确定单桩竖向抗压承载力<sup>[15]</sup>,是目前公认的检测基桩竖向抗压承载力的最直观、最可靠的试验方法。单桩竖向抗压静载试验就是以一固定时间段的沉降量作为稳定标准,通过施加不同大小的荷载,测读桩身的沉降量,从而得出荷载与沉降量的关系曲线,通过试验数据的判读来确定桩的承载力大小。

静载试验中,作用于桩上的荷载一般由反力装置提供。反力装置的实用程度直接影响着试验的过程和结果,常用的有堆载反力梁装置和锚桩反力梁装置。

堆载反力梁装置就是在桩顶使用钢梁设置一承重平台,上堆重物,依靠放在桩头上的千斤顶将平台逐步顶起,从而将力施加到桩身。反力装置的主梁可以选用型钢,也可用自行加工的箱梁,平台形状可以根据需要设置为方型或矩形,堆载用的重物可以选用砂袋、混凝土预制块、钢锭、甚至就地取土装袋,也有用水箱的。

锚桩反力梁装置在具体的应用中又可根据反力锚的不同分为两种:将反力架与锚桩连接在一起提供反力的,俗称锚桩反力梁装置;将几只螺旋钻钻入地下使用地锚提供反力,俗称锚杆反力梁装置。

锚桩反力梁装置就是将被测桩周围对称的几根锚桩用锚筋与反力架连接起来,依靠桩顶的千斤顶将反力架顶起,由被连接的锚桩提供反力,提供反力的大小由锚桩数量,反力架强度和被连接锚桩的抗拔力决定。锚桩反力梁装置一般不会受现场条件和加载吨位数的限制,当条件允许,采用工程桩作锚桩是最经济的,但在试验过程中需要观测锚桩的上拔量,以免拔断或拔出锚桩,造成工程损失。

另外还有一些反力装置比如锚桩与堆重平台联合装置,以及利用现有建筑物或特殊地形提供反力的。

#### 1.4 本文的主要研究内容

- (1) 综述了桩的起源、发展、桩的种类、常见桩的质量问题。
- (2) 总结了桩基质量检测方法和国内桩基质量检测方法研究应用状况。
- (3) 总结了桩土荷载传递特性及研究成果。
- (4) 静载荷试验和高应变检测原理,分析两种测试方法的各自特点和适用性。
- (5) 分析了静载荷试验与高应变检测结果存在差异的原因及减小差异可采取的措施。

(6) 通过对首钢京唐钢铁联合有限责任公司钢铁厂地基处理试验工程 51 根钢筋混凝土灌注桩进行高低应变和单桩抗压静载荷试验的结果进行分析,选取符合对比试验限制条件的有准确的静载试验结果的桩为样本,根据工程实际情况,分析 50 根桩的不同  $J_c$  值的高应变结果与静载试验结果的差距,对高应变检测结果与静载荷试验差值在 5% 内的  $J_c$  取值统计和分析,得出在该区域进行桩端在粉细砂层灌注桩高应变检测  $J_c$  值的取值范围为 0.22~0.42 可得到较准确的高应变结果,为该区域以后进行桩基高应变动力检测,较准确测定单桩承载力,减少人为影响因素提供可靠保障。本文还对在高应变检测凯司法中根据桩端附近地质土层情况决定  $J_c$  值的理论取值范围和结合工地实际情况的  $J_c$  值取值提出了建议。

## 第二章 桩土荷载的沉降特性

桩土荷载的传递激励, 竖向荷载作用下基桩的工作性能研究是单桩竖向承载力分析的基础, 因此, 从桩、土相互作用的观点出发, 了解桩土间的传力途径和单桩竖向承载力的构成及其发展过程等基本概念, 将对正确评价单桩竖向承载力具有一定的指导意义。

### 2.1 桩的承载力及其影响因素

单桩承载力的确定是桩基设计中的首要问题, 也是一个传统研究课题。要确定单桩承载力必须了解和研究竖向荷载下桩-土体系的荷载传递、侧阻力和端阻力的发挥状态与破坏机理。对这些问题的研究和认识还在不断地深化和发展, 这种深化和发展无疑有助于科学合理地确定单桩承载力。

一般地, 将桩的极限承载力 $Q_u$ 视为总极限侧阻力 $Q_{su}$ 和总极限端阻力 $Q_{bu}$ , 的算术迭加, 即:

$$Q_u = Q_{su} + Q_{bu} = \sum u_i L_i q_{ui} + A_b q_{bu} \quad (2-1)$$

式中 $l_i$ ,  $u_i$ -桩周第 $i$ 层土厚度和相应的桩身周长;

$A_b$ -桩端底面积;

$q_{ui}$ ,  $q_{bu}$ -第 $i$ 层土的极限侧阻力标准值和持力层极限端阻力标准值。

根据中华人民共和国建设行业标准<sup>[16]</sup>, 对于不考虑承台-桩-土共同作用时, 基桩的竖向承载力设计值 $R$ 为:

$$R = Q_{uk} / r_{sp} \quad (2-2)$$

式中 $r_{sp}$ -综合抗力分项系数, 可以从规范中查表得到。

$Q_{uk}$ -单桩极限承载力标准值。

规范明确提出,  $Q_{uk}$ 由静荷载试桩确定, 对应极限荷载值。对无明显陡降段的缓变型的 $Q-S$ 曲线, 取 $S=40\sim 60\text{mm}$ 对应的荷载; 对于大直径桩可取 $S=0.03\sim 0.06D$ ( $D$ 为桩端直径, 大桩取低值, 小桩取高值)所对应的荷载; 对于细长桩( $L/D>80$ )可取 $S=60\sim 80\text{mm}$ 对应的荷载。要确定桩的承载力, 则要明确地指出是某

一沉降下桩的荷载，或是极限荷载，或是最大弹性变形时的荷载，或是这种桩可以正常使用的荷载。

理论研究和工程实践表明，影响单桩竖向承载力的因素很多，其中主要的因素有如下几点：

### (1) 桩侧土的性质与土层分布

桩侧土的强度与变形性质影响桩侧阻力的发挥性状与大小，从而影响单桩承载力的性状与大小，桩侧土的湿陷性、胀缩性、可液化性和欠固结性等，都会降低桩的侧阻力，甚至出现负摩擦阻力。

桩侧土层的分布不仅影响桩侧阻力沿桩身的分布，而且影响单桩承载力的大小，如湿陷性土、胀缩土、可液化土、欠固结土层位于桩身下部时，则会因这些土层的沉降而产生的负摩擦阻力的中性点深度大于这些土层分布于桩身上部的情况，从而使单桩所受下拉荷载增加，明显降低承载力，软硬土层、粘性土与非粘性土层的分布的相对位置也会影响侧阻力的发挥状态。

### (2) 桩端土层的性质

桩端持力层的类别与性质直接影响桩端阻力的大小和沉降量。低压缩性、高强度的砂、砾、岩层是理想的具有高端阻力的持力层，如果桩端进入砂、砾层中的挤土桩，可以获得较高的端阻力，高压缩性、低强度的软土提供桩端阻力较小，常常出现曲线陡降段特征，桩的沉降量随时间增加而增大的效应较为显著。

### (3) 桩的几何尺寸和形态

桩的总侧阻力与其表面积成正比，采用合理的桩身外形，增大表面积，可提高桩的承载力。而桩的直径、长度及其比值(长径比)是影响总侧阻力和总端阻力的比例、桩端阻力发挥程度和单桩承载力的主要因素之一，相同的土层，采用不同长径比，或相同的材料用量，采用不同的桩径、桩长，可以获得明显不同的单桩承载力。

### (4) 成桩效应

挤土桩、非挤土桩、部分挤土桩三类成桩工艺的成桩效应是不同的，成桩效应影响桩的承载力及其随时间的变化。一般而言，饱和土中的成桩效应大于非饱和土的，群桩的大于独立单桩的。

## 2.2 桩的沉降特性

桩基的各项研究都是为了正确认识桩的荷载传递规律，指导工程桩的设计工作。为了合理地进行工程桩的设计，单桩的沉降计算方法是人们关注的热点。首先从已往的研究工作中，已经建立了群桩与单桩沉降之间的一些关系，在某些特

定的土质与地层剖面条件下可以估算群桩桩基础的沉降；其次，在进行群桩基础内力分析时，需要提供单桩轴向刚度的数据，而单桩轴向刚度的确立往往依赖单桩沉降分析；第三，近年来，随着桩基施工工艺与打桩机具设备的迅速发展，大直径钻孔桩和高承载力打入桩的使用更加广泛，在工程实践中采用单桩结构的情况日趋增多，这时单桩沉降计算就是一个实际工程问题。

单桩受到荷载作用后，其沉降量由三部分组成：

- (1) 桩本身的弹性压缩量；
- (2) 由于桩侧摩阻力向下传递，引起桩端下土体压缩所产生的桩端沉降；
- (3) 由于桩端荷载引起桩端下土体压缩而产生的桩端沉降。

单桩沉降组成不仅与桩的长度、桩与土相对压缩、土的剖面特性有关，还与荷载水平、荷载持续时间有关。当荷载水平较低时，桩端土尚没有发生明显的塑性变形且桩周土与桩之间并没有产生滑移，这时桩端土体压缩特性可用弹性性能来近似表示；当荷载水平较高时，桩端土将发生明显的塑性变形，导致单桩沉降组成及其特性都发生明显的变化。如荷载持续时间很短，桩端土体压缩特性通常呈弹性性能；反之，如果荷载持续时间很长；则需要考虑沉降的时间效应，即土的固结与次固结的效应。一般来说，群桩基础内力分析与短期加载的情况相对应，单桩单柱结构的沉降与长期加载的情况对应。

### 2.3 桩土荷载传递机理

单桩竖向抗压静载试验轴向荷载是这样传递的：桩顶受竖向荷载作用后，首先是桩身上部受到压缩，使桩土间产生相对位移，桩侧表面受到土的向上摩阻力，桩身荷载通过发挥出来的侧阻力传递到周围的土层中去，从而使桩身荷载与桩身轴向压缩变形随深度递减。随着荷载的增大，桩身压缩量和位移增加，桩侧摩阻力由上至下逐步被发挥出来，在达到极限值后，继续增加的荷载使桩端出现竖向位移和桩端反力。一般来说，靠近桩身上部土层的阻力先于下部土层发挥出来，而侧阻力先于端阻力发挥出来。单桩竖向抗压静载试验的荷载作用于桩顶，桩侧阻力由桩顶向下逐渐发展，桩侧摩阻力方向向上。

### 2.4 桩土荷载沉降特性研究的现状

桩的轴向荷载沉降特性是评价桩土共同作用的基本依据，如何从理论上解决桩轴向荷载沉降曲线的计算是国内外岩土工程专家和有关技术人员共同关心的一个问题。这是一个非线性力学系统，其工程设计方法处于半经验半理论的状态。

在轴向荷载作用下, 桩通过桩身与桩周土间的相对位移发挥侧阻力 $Q_s$ , 和桩底相对于桩底水平面的贯入发挥端阻力 $Q_b$ , 将桩顶的荷载传递到土体。荷载传递过程中, 荷载与桩、土位移变化的关系不同, 反映了各种桩不同的工作性状。桩土体系的荷载传递特性, 与地基土的天然应力状态, 与桩基施工引起的土的结构、密度和应力状态的变化、与土体的应力应变时间关系, 与外荷载的性质, 以及与桩的材料、截面形状和大小、桩长等因素有关。因此, 对于不同的打入桩、钻孔桩、挖孔桩, 单桩和群桩, 长桩和短桩, 承受长久荷载的桩和瞬时荷载的桩, 打入不同岩土层的桩等, 它们的工作性能各不相同。研究桩的荷载传递机理, 就要研究桩在竖向荷载作用下, 桩侧摩阻力和桩端阻力两者是如何共同分担桩顶荷载的, 两者共同作用关系, 两者的发挥过程和分布规律, 影响荷载传递的主要因素及其变化特征<sup>[17]</sup>。

三十多年来, 桩的荷载传递机理分析研究虽有较大进展, 但尚没有进入实用阶段, 总的来说, 其主要研究方法以及结果有以下几种:

### (1) 荷载传递法

考依尔和里斯(Coyle and Reese, 1996)首先提出应用荷载传递函数以及分析桩侧摩阻力 $Q_s(z)$ 和位移 $S(z)$ 间的关系。

当桩顶受竖向荷载时, 首先是在桩身上部受到压缩, 使桩、土产生相对位移, 桩侧受到土向上摩擦力, 荷载通过所发挥出来的桩侧阻力传递到桩周土中, 桩身荷载和压缩变形随深度递减, 随着荷载增加, 桩身压缩量和位移增大, 桩身下部侧阻力随之逐步增大, 荷载再增加, 桩侧阻力全部发挥, 端阻力也发挥至极限值, 这时的桩顶荷载即为单桩极限承载力。

土是散体结构, 它具有非线性和弹塑性性质, 桩土体系荷载传递是非常复杂的问题, 工程实际中是很难知道分布的, 所以无法用解数学方程得到侧阻力分布和桩身变形, 只有采用试验研究方法。即桩在承受竖向荷载过程中, 量测桩身内力或应变, 然后计算各截面的轴力, 这样可以得到桩身侧阻分布和端阻力值。

一般研究结果表明:以均匀地基截面不变的桩为例, 当桩长、桩身断面和桩身材料的弹性模量一定时, 桩侧单位摩阻力的发挥值, 将随桩顶荷载的增加大致成正比地增大。对于同类型桩, 总是桩顶附近发挥得最充分, 传递数值最大, 然后向下不断减小, 达桩底时最小;对于不同类型桩, 沿桩身相同断面位置上的发挥值总是端承桩最小, 摩擦桩最大, 摩擦一端承桩介于两者之间。

荷载传递函数法虽然至今还有人使用, 但该方法需要实测桩身内力变化曲线。这一点不容易做到, 因为内力测试工作相当复杂和昂贵。

### (2) 弹性理论法

这类方法假定土为半无限弹性体或为有限厚弹性层, 应用明德林(Mindlin)

解来研究桩的荷载传递规律。波洛斯、马特斯(N. S. Mates)和戴维斯(E. H. Davis)等1978年公开的研究成果作为代表<sup>[18]</sup>。

波洛斯等对于刚性桩的弹性解定性地表明:增大桩底地基土的模量与桩周土的模量之比或减小桩的长径比( $L/d$ ),都会增大传递到桩底的荷载比例;对于设在弹性介质中的桩来说,当长径比不变时,传到桩底的荷载比例随桩身刚度的增大而增加;对于在理想弹性介质中的扩底桩,随着桩的刚度系数(桩身弹性模量与桩周土弹性模量之比)的减小,传递到桩底的荷载也明显地减小,这种减小程度随着 $D/d$ (扩大桩直径与桩身直径之比)增大而更为显著。

这类方法在应用上的主要困难是如何选取与实际应力水平及其他条件相适应的弹性模量 $E$ 值及泊松比 $\mu$ 值等。

### (3) 有限单元法

有限单元法的详细阐述已由齐恩基维克兹(Zienkiewicz, 1971)及达赛和阿贝尔(Desai and Abel, 1972)给出。它在岩土工程方面的应用已由达赛和克利斯切恩(Desai and Christian, 1977)作了广泛的讨论。一些研究工作者已叙述了有限单元法在桩基上的应用。爱里逊(Ellison et al., 1971)等考虑了多线性的土应力-应变曲线在桩的界面处引进了特殊连接单元以估计滑动。达赛(Desai, 1974)考虑了具有双曲线, 应力-应变反应的砂中的桩也在桩土界面处采用了特殊单元。伊索和奥塔维亚尼(Esu and Ottaviani, 1975)在分析粘土中的桩时,也采用了双曲线的应力-应变性状。他们分析的颇有意思的结果是,当荷载超过破坏荷载的一半以上时,尽管事实上土的应力-应变反应是非线性的,但桩的荷载-沉降性状基本上是线性的。

李(Lee, 1973)和瓦里亚播等(Valliapan et al., 1974)进行了层状对沉降性状的影响的弹性参数研究。他们表明等参数单元的准确度优于常规单元。有限单元法能考虑地基土的不均匀性、非线性及各向异性等特征,可以引入桩与土的应力历史情况(如打入桩引起的残余应力的影响等),并能考虑桩与土间的滑移,因此是分析桩工作性能的有效手段;由于计算所需参数难求,目前此法还限于用在参数分析研究,以及与实际量测结果相验证,以阐明桩工作性能的一些关键问题。例如用此法分析得出结论:钻孔桩桩底边缘临近出现拉应力区,致使桩身下部所发挥的摩阻力 $Q_s$ 常小于假定摩阻力沿桩身随深度按直线增加时得到的 $Q_s$ 值。

### (4) 剪切变形传递法

剪切变形传递法的力学模型是由Randolph, M. F和Worth. C. P提出的,几个假设中主要的一个假设是:土的位移场可用受剪切作用的同心圆模型表示,且剪应力随径向距离 $r$ 的增大而减小,且有:

$$\tau\gamma = \tau_0\gamma_0 \quad (2-3)$$

$\tau$  为距离 $r$ 处的剪应力,  $\tau_0$ 为桩土界面剪应力,  $r_0$ 为桩半径。

由此假设可以推出桩表面位移与桩上表面剪应力的关系。桩端反力与桩端位移的关系同传递函数法相似, 桩轴向荷载沉降计算简化模型的实质是将桩周土与桩底土简化为一系列等效弹簧系统, 对弹簧不同特性的不同描述方法及求解微分方程的方法差异形成了简化方法的不同名称, 其数值计算一般均为迭代算法。

为了深入研究和理解桩的轴向荷载沉降特性, 国内外许多学者在传递函数法的基础上做了大量的研究工作, 取得了多方面的成果<sup>[19]~[20]</sup>。其中复旦大学罗惟德教授对均匀等截面桩土的理想弹性和理想弹塑性桩土作用模型作了深入研究, 浙江大学陈龙珠教授等人研究了双折线模型。他们推得了桩轴向荷载沉降曲线的解释算法, 给出了极限荷载的解析式, 这对我们正确理解桩的极限荷载及动测桩基承载力是非常有帮助的。然而, 桩周土桩底土特性是复杂的, 还要作进一步研究工作。

在我国, 关于桩基的承载力性状等方面的研究相当活跃。近年来, 刘金励、黄强、张雁、丁家华、沈宝汉、李大展、何开胜、彭家泓、张松林、许镇鸿等人试验研究了钻孔桩、挖孔桩的工作机理和变形特性。黄强等人对单桩竖向承载力的可靠性分析方法和工程应用以及桩基设计的若干热点问题进行了深入而综合的分析研究, 取得了重要的科研成果。在桩的沉降计算与分析方面, 杨敏、罗惟德、王建华、陈龙珠、袁建新、周国林、赖琼华等人在前人研究基础上, 提出了各种桩基沉降分析与计算的方法, 对工程应用研究有着使用意义。马海龙、刘利民、张莹、段继伟等人对柔性桩的传递特性与沉降计算分析方面做了大量的研究工作, 为复合地基沉降的计算奠定了基础。

### 第三章 动静对比试验结果差异的分析

高应变法，用重锤冲击受检桩桩顶，利用检测到的速度和应力响应，通过二者相关关系和边界条件进行拟合计算单桩竖向抗压承载力。单桩竖向抗压静载试验采用接近于竖向抗压桩的实际工作条件的试验方法，确定单桩竖向抗压承载力。动静结果对比存在差异和两种检测的理论、方法、检测条件有直接关系，分析动静结果差异应从两种检测的理论、方法、检测条件入手<sup>[21]</sup>。

#### 3.1 高应变动力试桩法的基本理论

##### 3.1.1 关于桩身的基本假定

在高应变动力试桩法中，虽然施加了很高的锤击力，土体中将产生极为强烈的非弹性变形，桩身中也不可避免产生一定的非弹性变形，特别是在某些局部的薄弱环节上，但是，大量的实践表明，我们还是可以对桩身应用以下四个基本假定而不至于产生严重的误差<sup>[22]</sup>：

桩是一个时不变的系统，即桩的基本特性在测试所涉及的时间内可以看作是固定不变的。

桩是一个线性系统，即桩在总体上是弹性的，所有的输入和输出都可以简单叠加。这个假定并不妨碍我们在桩身的局部环节上采用某些办法来考虑其非弹性性状。

桩是一个一维的杆件，即桩身每个截面上的应力应变都是均匀的，可以用它的平均应力应变来加以描述而不必研究其在桩身截面上的分布。

破坏发生在桩土界面，可以只把桩身取作隔离体来进行波动计算，桩周土的影响都可以作用于桩侧和桩端的力来取代而参加计算。如果破坏发生在桩周土的土体内部，则把部分土体看作是桩身上的附加质量。这个假定不妨碍我们采用一定的方法去考虑部分能量向四周土体的逸散。

在上述假定下，我们的问题在原理上被简化为一维的线性波动力学问题。

##### 3.1.2 应力波的作用规律及其基本描述

当应力波沿着一根弹性杆件传播时，在杆件上可以同时从两个不同的角度观

察到它的作用：一是杆件的每个截面都将产生轴向运动，产生相应的位移 $u(x, t)$ 、速度 $v(x, t)$ 和加速度 $a(x, t)$ ；二是每个截面都将受某个轴向力 $f(x, t)$ 的作用，产生相应的应力 $\sigma(x, t)$ 和应变 $\varepsilon(x, t)$ 。因此，对于同一个应力波，可以分别从受力和运动两个方面来加以观察和描述。从受力方面来说，应力波有受压和受拉之分。从运动方面来说，又有产生向下运动和向上运动之分。按照动力试桩作业习惯，我们把桩身受压（不论是内力、应力还是应变）看作是正的，而把桩身受拉看作是负的；把向下的运动（不论是位移、速度还是加速度）看作是正的，而把向上的运动看作是负的。

由于应力波在其沿着桩身的传播过程中将产生错综复杂的透射和反射，把在桩身中运行的各种应力波划分为下行波和上行波两大类是十分有益的<sup>[23]</sup>。

由于下行波的行进方向和规定的正向运动方向一致，在下行波的作用下，正的作用力（即压力）将产生正向的运动，而负的作用力则产生负向的运动。换句话说，下行波所产生的力和速度的符号永远保持一致。上行波则正好相反，上行的压力波（其力的符号为正）将使桩身产生负向的运动，而上行的拉力波（力的符号为负）则产生正向的运动。换句话说，上行波所产生的力和速度的符号永远相反。

如果我们在桩身某个截面上分别安装应变式力传感器和加速度计，我们将独立地测得桩身该截面的力 $F(t)$ 和运动速度 $v(t)$ 。在高应变试验中，由于桩顶不可避免地处于不均匀的应力应变状态中，同时也由于施加锤击的需要，传感器的安装截面照例要选择在距离桩顶不少于1~2倍桩径处。为了方便，这个截面以后将简称为“检测截面”，或称之为“截面M”。

应力应变和运动速度是同一个应力波在桩身中传播的表现，两者间必然有着内在的联系。

分析一下一个下行的应力波在传播过程中所产生运动速度和应力应变之间的关系，图3-1中所示的是一个桩段，假设在某个时刻在其上表面受到一个锤击力的作用，产生一个压力波向下传播，经过一个微小的时段 $\Delta t$ ，之后，压力波从其上表面行进至某一深度，使 $\Delta L$ 桩长范围内受到其作用而产生变形。与此同时，上表面将产生正的运动速度 $v$ 并产生正的位移 $\Delta u$ ，有：

$$\begin{aligned}\Delta L &= c \cdot \Delta t \\ \Delta u &= v \cdot \Delta t\end{aligned}$$

因此，影响段的应变应为：

$$\begin{aligned}\varepsilon &= \frac{\Delta \mu}{\Delta L} = \frac{v \Delta t}{c \Delta t} \\ v &= \varepsilon \cdot c\end{aligned}\tag{3-1}$$

得

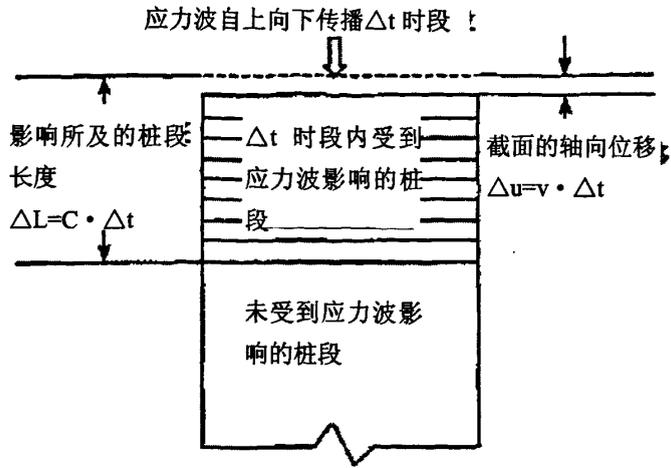


图 3-1 高应变检测应力波传递示意图

( $v$ 和 $c$ 虽然都是速度, 具有同样的量纲, 却是完全不同的两个物理量。 $v$ 是桩身截面在应力波作用下实际获得的运动速度, 而 $c$ 则是应力波在介质中的传播速度。从公式可见, 两者在数量组上相差甚远。举实际例子来说, 桩在实际锤击下的运动速度一般不超过 $3\sim 5\text{m/s}$ , 而应力波在钢桩中的速度是 $5120\text{ m/s}$ , 即使在混凝土桩中, 一般也在 $3000\sim 4300\text{m/s}$ 之间。)既然是一维弹性杆件, 应力和应变之间将遵循虎克定律 $\sigma = E \cdot \varepsilon$ 代入公式(3-1)后移项, 得到下行波作用下应力和速度之间的关系式:

$$\frac{\sigma}{v} = \frac{E}{c} \quad (3-2)$$

对于上行波来说, 可以证明得到, 与上述公式将相差一个负号, 即:

$$-\frac{\sigma}{v} = \frac{E}{c} \quad (3-3)$$

这两个公式说明, 任何一个应力波在弹性杆件中的某个截面中所产生的应力和运动速度之间, 在数值上将始终保持一定的正比关系。由于弹性模量 $E$ 和弹性波速 $c$ 都是介质材料的参量, 应力和速度之间的比例关系仅仅和杆件的材料特性有关。

有了应力和速度的关系, 就直接可以得出内力和速度的关系:

$$\pm \frac{F(t)}{v(t)} = \pm \frac{\sigma(t) \cdot A}{v(t)} = \pm \frac{EA}{c} = Z \quad (3-4)$$

式中的正号适用于下行波，负号适用于上行波，A是桩身截面积，参量Z被称为桩身的动力学阻抗(简称阻抗)，其单位是kN·s/m，取决于桩身材料特性和截面积的大小。

用符号 $W_d(t)$ 和 $W_u(t)$ 来分别代表下行波和上行波，其单位仍是力的单位。上式可改写为以下两个式子：

$$-\frac{W_d(t)}{v(t)} = Z \quad (3-5)$$

$$\frac{W_u(t)}{v(t)} = Z \quad (3-6)$$

这两个公式说明了应力波的基本作用规律。由此可以得到一个重要推论是：

如果我们在描述应力波现象时，把实测得到的速度曲线乘以相应的桩身阻抗Z，该曲线将保持速度的变化规律而按照一定的比例转换为力的单位，如果这时把它和实测的力画在一个坐标体系中，我们就可以直接对比两者的关系，这将大大方便我们的观察。

在经过实测获得了某个截面M的内力 $F_s(t)$ 和速度 $V_s(t)$ 之后，根据上述的关系式，我们可以直接通过计算而求得通过该截面的下行波和上行波的时程曲线。

假设在某个桩身截面处，有下行波 $W_d(t)$ 和上行波 $W_u(t)$ 相遇，则由公式(3-5)，(3-6)可知，两者带给该截面的运动速度将分别是 $W_d(t)/Z$ 和 $W_u(t)/Z$ 。根据叠加原理截面的总的内力和运动速度将分别为：

$$F(t) = W_d(t) + W_u(t)$$

$$v(t) = \frac{W_d(t)}{Z} + \frac{W_u(t)}{Z}$$

联立求解，得到：

$$W_d(t) = \frac{1}{2}[F(t) + Zv(t)] \quad (3-7)$$

$$W_u(t) = \frac{1}{2}[F(t) - Zv(t)] \quad (3-8)$$

这两个公式虽然非常简单，但在应用中却极为重要，因为对于上下行波的观察和分析，常常能够直接获得一系列桩土体系的内在信息，从而查清许多问题。

综上所述，在高应变动力试桩法中我们对实测数据的基本表达方式有两种：一是桩身内力和速度(乘以桩身阻抗Z)的时程曲线，称为F-v图；二是下行波和上行波的时程曲线，称为 $W_d$ - $W_u$ 图。两种表达方式的坐标体系一样，都是力和时间。

在这样的表达体系中, 根据上面所讲的原理, 我们可以很简单得到下列几个重要的推论:

(1) 在 F-v 图中, 凡是下行波都将使两条曲线同向平移, 原有距离保持不变; 凡是上行波则都将使两者反向平移, 互相靠拢或互相分离。

(2) 在 F-v 图中, 如果只有下行波作用, F(t) 曲线和 Z·v(t) 曲线将永远保持重合。

(3) 在 F-v 图中, F(t) 曲线和 Z·v(t) 动曲线的相对移动直接反映了上行波的作用。

1) 弹性波速 C, 截面应力波速 C<sub>s</sub>, 和总体平均波速 C<sub>a</sub>。

如上所述, 伴随着应力波的传播, 实际上同时发生了力的传播和速度的传播。弹性杆件中波的传播速度, 众所周知仅仅取决于杆件本身的材料特性, 其表达式为:

$$c^2 = E / \rho = Eg / \gamma \quad (3-9)$$

式中: c - 应力波在弹性杆件中的传播速度, m/s

E - 弹性杆件的弹性模量, 单位 kPa

ρ - 弹性杆件材料的密度, 单位 kg/m<sup>3</sup>

γ - 弹性杆件材料的重度, 单位 kN/m<sup>3</sup>

g - 重力加速度, 等于 9.81m/s<sup>2</sup>

如果弹性模量的单位按照工程习惯取为 MPa, 由上式的右边必须乘以 10<sup>3</sup>。

在低应变法中, 脉冲反射法就是利用截面运动的实测数据, 即加速度和速度, 来分析桩身完整性。在高应变法中, 这一点没有改变, 有关的理论以及桩身完整性的分析和判断方法也基本一样。但是, 在高应变法中, 我们将不仅检测到截面的运动, 同时还检测到截面的受力, 即其应力和应变, 并由此而计算桩身内力。

检测截面的内力用 F(t) 来表示。在一维弹性杆件的假定下, 这个内力可以从所测得的应变按下式计算出来:

$$F_m(t) = A_m(t) \cdot E_m \cdot \varepsilon(t) \quad (3-10)$$

对于钢桩来说, 弹性模量 E 是一个比较肯定的常数, 利用上式计算不会有任何困难。但是, 对于混凝土桩来说, E 是一个变量, 随混凝土配料的特性和配比而异。因此在实际测试中, 常常是根据混凝土的实际情况先为检测截面设定一个波速 C<sub>s</sub>, 再利用公式 (3-9) 推算弹性模量, 然后再按公式 (3-10) 求得检测截面的桩身内力。为了方便, 把公式 (3-9) 代入公式 (3-10), 得:

$$F(t) = Ac^2 \varepsilon(t) \gamma / g \quad (3-11)$$

混凝土的重度  $\gamma$  的变化不大, 通常可假定为  $(24.5 \sim 25) \text{ kN/m}^3$ 。这个公式可用来直接计算检测截面的内力。严格说来, 一般工程中的混凝土实际并不是均匀的。因此, 整个桩身上下各个截面的弹性波速并不一定相等。为了对整个桩身进行波动计算, 通常只能从桩身总体的情况出发取某个平均的应力波传播速度, 称为总体平均波速  $C$ ,  $C$  的值应根据应力波通过整个有效桩长(即从检测截面到桩端的桩身长度)所需的时间来确定。

显然, 这个数值只有在获得实测信号之后方能确定。钢是一种弹性和均匀性都比较好的材料, 钢桩中的波速一般可取为定值。混凝土桩在高能量冲击下, 桩身中实际将产生一定的非弹性变形。因此, 这里实际采用的弹性模量, 将是一定动应力应变幅值下的割线模量。大量的实测结果表明, 试桩在高应变动力试桩时所表现的弹性模量明显不同于其它试验的实测结果。因此, 在设定和估计混凝土桩的波速值时, 不能简单引用混凝土设计规范所建议的取值, 也不能简单套用低应变试验和在跨孔法中实测得到的波速值。

利用公式(3-9), 我们还可以把桩身的动力学阻抗  $Z$  从公式(3-4) 转化为以下几种常用的表达式:

$$Z = \frac{E_m \cdot A_m}{c} = \rho c A = c A \gamma / g \quad (3-12)$$

对于截面阻抗有一定变化的桩, 如灌注桩, 必要时可以用所谓平均阻抗  $Z$  来表示, 设桩身的总质量为  $M$ , 桩长为  $L$ , 则

$$M = A \cdot L \cdot \rho$$

把  $A=M/(L \cdot \rho)$  代入上式, 可得

$$Z = \frac{M \cdot c}{L} \quad (3-13)$$

## 2) 桩身阻抗变化在 $F-V$ 图上的表现

桩身阻抗变化对应力波传播有着很大的影响。低应变检测中, 桩身阻抗变化在实测曲线上反应非常明显, 高应变试验中, 由于锤击力较大, 作用力的持续时间较长, 实测信号对变阻抗反应的灵敏度和分辨率难免有所下降, 但是各种问题的表现特征和规律仍是一样的。高应变试验的优点在于能量大, 贯穿深度大, 同时获得两条曲线, 因而可以进行全面的综合观察和计算, 对问题的性质和程度作

出更加可靠的判断。

在高应变试验中，桩身阻抗变化在F-V图上的表现规律可以归纳为以下几点：

(1) 阻抗减少将产生上行的拉力波，在到达检测截面时，将引起力值的减小和速度值的增大，即力曲线下移而速度曲线上移。

(2) 阻抗增大将产生上行的压力波，在到达检测截面时，将引起力值的增大和速度值的减小，即力曲线上移而速度曲线下移。

(3) 上述反射信号到达检测截面的时间和变阻抗截面所在深度成正比，可以根据反射信号在时间轴上的位置和已知的总体平均波速大体确定其所在深度。

(4) 由于高应变具有较高的锤击能量，应力波一般能够贯穿整个桩长而直达桩端。

因此，在高应变的实测曲线上，常常可以看到整个桩身上的所有变阻抗问题。

诚然，由于检测截面通常离开桩顶很近，桩顶自由端上所产生的下行反射波，常常和原来的上行变阻抗反射波重叠在一起而使得力曲线的变化相互抵消，阻抗变化在速度曲线上经常会比力曲线表现得更加鲜明。

图3-2 所示是在一根正常桩上所实测得到的力-速度曲线图，由于在绝大多数情况下，桩端下土层的阻抗显著小于桩端本身的阻抗，在桩端处将产生上行的拉力波，图上的 $2L/c$ 时刻正好是桩端反射到达检测截面的时刻，F和V曲线在这个位置上的变化正是典型的桩端变阻抗反射。

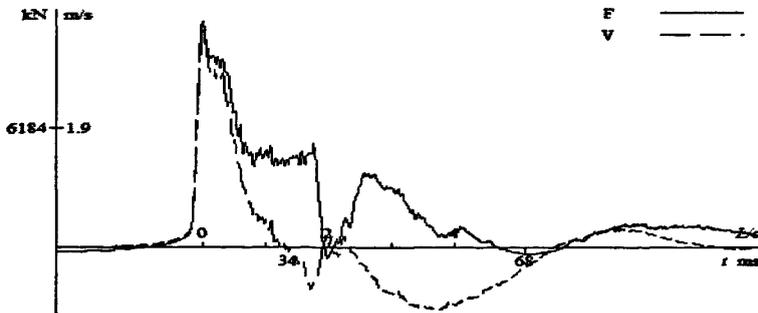


图 3-2 高应变实测力-速度曲线图

### 3.2 高应变试桩法的研究

在桩基检测中采用动测方法已在世界范围内得到认可，各国的推广进度虽还有很大差别，但其趋势是一致的。1995年中国颁布《桩基低应变动力检测规程》，1998年国家建筑工程质量监督检验测试中心颁发了《高应变动力试桩法暂行规

定》。加拿大、荷兰、西德等国也颁布了相应的动测桩规范，不仅将动测技术用来解决桩的质量检验以及一般桩的承载力测定，而且将其用于大直径灌注桩甚至沉井和复杂的桩基工程中。

采用低应变法检测桩身完整性，以应力波检测和分析为特点的反射波法已经成为主导的方法，信号分析以时域分析为主，把检测得到的时域数据转换到频域后进行分析，已成为一种普遍采用的辅助方法，如法国，甚至规定在作反射波法分析时必须要有频域分析的内容。高应变动力测桩法是目前国内外广泛应用的桩基检测技术。它能比较准确地测定单桩极限承载力和判断桩身结构的完整性，但是，高应变动力测试的准确性受到桩身性质、测试仪器、测试条件、测试人员业务素质等许多因素影响。为此，从各个方面采取措施，保证检测时所采集到的数据质量。用动力方法检测基桩的承载力，各国的认可程度差别更大，对于以低应变方法采集数据而推断基桩承载力，几乎所有国家，一直持明确的否定态度。法国虽然最早开展了动力方法的研究，却至今不同意用于承载力的检测，日本虽然引进了美国技术，并试图自行开发类似技术，但在实践中却至今还在使用早已被绝大多数国家废弃的动力打桩公式，对于HST法，各国普遍持积极而谨慎的态度。例如，美国的标准明确规定，HST试验时实际激发的应变要达到静载试验做到破坏时的程度；澳大利亚在其标准中则规定实际激发的静阻力不得低于设计承载力的150%。各国普遍肯定拟合法而限制凯司法的应用，例如澳大利亚允许采用高应变方法，但规定必须做全信号的拟合分析；德国在其“建议”中也明确要求采用拟合法来确定承载力。本世纪六十年代，美国CASE技术学院高勃尔教授领导的研究小组成功的将波动力学的理论应用于打桩分析的实践中，经过理论和实践的组合，形成了一套理论严谨、测试简便、精确的桩基测试技术，并制造了PDA打桩分析仪，它具有现场测试、实时分析等多种优点<sup>[24]</sup>。PDA打桩分析技术以其鲜明的特点成为桩基础动测领域中的佼佼者，是目前桩基测试的重要手段。

PDA打桩分析技术包含了两个方面：

- (1) 数据信号的采集技术。
- (2) 数据信号的分析处理技术。

早期的处理方法是采用所谓凯司法，它的桩-土计算模型作了如下假定：

- (1) 桩为一维阻抗均匀的弹性杆(无裂缝、无接头松弛、无强度变化)。
- (2) 只考虑桩端土阻尼。

(3) 桩周土的阻力在 $t_r \sim t_r + 2L/C$ 时间内不发生变化 ( $L$ 为桩长,  $C$ 为应力波在桩材料中的弹性波速,  $t_r$ 为冲击脉冲的上升段时间)，在以上假设基础上，凯司法得出简便的计算公式，可在现场由PDA打桩分析仪完成实时分析，通过凯司法分析可以获得桩的承载力、桩身完整性系数、打桩应力等信息。

凯司法的不足也同样源于上述的基本假定：

(1) 不能考虑桩身阻抗有较大变化的情况，对非均匀桩由于应力波传递过程中产生的畸变，忽略它的影响，会使结果可靠性下降。

(2) 对于侧摩阻力较大的桩，桩侧土阻尼较大，忽略它的影响，会使结果可靠性降低。

(3) 对于长摩擦桩，在 $2L/C$ 时刻之前，桩身上部土单元可能已经开始出现卸荷，不考虑卸载会引入误差。

(4) 凯司法得出的是桩的总静阻力，无法将桩侧摩阻力与桩端承载力分开，无法描述桩侧摩阻力的分布。

(5) 凯司法的关键参数 $J_c$ （桩端土CASE阻尼参数）是一个地区性经验参数，这个取值的人为因素较多，且地质报告不准时会对计算结果产生较大影响，需要经过动、静对比试验来确定<sup>[26]</sup>。

凯司法的计算模型是一种理想化的模型，有时这种理想化的桩土模型与工程桩的实际情况有较大差别，从而引入较大误差，导致结果可靠性降低。

为提高数据分析的精度，弥补凯司法的一些不足，高勃尔等人提出了用实测的桩顶力或速度曲线拟合理论计算的速度或力曲线的方法，并以连续杆件模型代替Smith的离散质弹性体模型，命名为“CAPWAPC”程序。

CAPWAPC实测曲线拟合技术的基本思路如下：

在打桩过程中，桩-土体系的状况可以由下列三类变量来描述：

- (1) 桩中的力量。
- (2) 桩中的运动变量(位移、速度、加速度)。
- (3) 土参数(包括土阻力)。

从理论上讲，上述三类变量中，只要知道其中的两类，就可以通过求解一维波动方程而获得第三者。PDA打桩分析仪采集的是打桩过程中桩顶部的力和速度，常规的思路是通过已知的力信号和速度信号求解土模型参数。但是，由于土参数种类繁多，关系复杂，给求解带来很大困难。另一种简捷的思路是选择两个采集信号(力和速度)中的一个，例如速度(ZV)时程曲线作为已知量，然后设定一组桩-土参数，运用应力波理论来分析桩-土体系，计算出桩顶另一变量(如力F)的时程曲线。将该计算曲线(力曲线)与测试的(力)曲线进行比较，根据两条曲线的差异，调节我们设定的桩-土模型，再重复上述过程进行运算……，以测试曲线(力)为目标函数，就这样不断地调节土参数，进行迭代运算，直至计算变量(力)与测试信号(力)拟合到最佳状态。此时，我们认为设定地桩-土模型就是能够比较真实模拟工程桩实际情况的模型，这种拟合分析可以将人为因素降到较低的程度<sup>[26]</sup>。

弹性体细长杆中纵波传播的特征线解特征关系的推导

视桩为弹性材料构成的均匀粘弹性杆，其长度为L，截面积为A，弹性模量为E，质量密度为ρ，粘性系数为η，取杆轴为x轴。若杆变形时的平截面假设成立，则杆中各运动参量只是x和时间t的函数，位移u，应变  $\epsilon = \partial u / \partial x$ ，质点速度  $v = \partial u / \partial t$  和力F均为x方向的量。为研究杆的纵向运动，利用下列基本方程：

$$\text{连续方程} \quad \frac{\partial v}{\partial x} = \frac{\partial \epsilon}{\partial t} \quad (3-14)$$

$$\text{平衡方程} \quad \frac{\partial \epsilon}{\partial t} = \frac{1}{EA} \frac{\partial F}{\partial x} - \frac{F}{\eta A} \quad (3-15)$$

$$\text{物理方程} \quad \rho A \frac{\partial v}{\partial t} = \frac{\partial F}{\partial x} \quad (3-16)$$

位移u作为未知函数时，等价地有

$$\rho \frac{\partial^3 u}{\partial t^3} - E \frac{\partial^3 u}{\partial x^2 \partial t} - \frac{\rho E}{\eta} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = 0 \quad (3-17)$$

若略去桩身粘性不计，物理方程(3-16)化为虎克定律

$$\frac{F}{A} = E \frac{\partial u}{\partial x} \quad (3-18)$$

此时引入波速  $c = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$ ，可以得到一维波动方程

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} - c^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = 0 \quad (3-19)$$

根据偏微分方程分类可知，(3-19)式属双曲型偏微分方程。通过自变量平面(x, t)任一点有三条相异的实特征线。

如果能把三阶偏微分方程或等价的一阶偏微分方程组的线性组合化为只含有自变量平面(x, t)上某曲线W(x, t)的方向导数时，此曲线为特征线。由此可以导出三条特征线方程

$$dx = \sqrt{\frac{E}{\rho}} dt = c dt \quad (3-20)$$

$$dx = -\sqrt{\frac{E}{\rho}} dt = -c dt \quad (3-21)$$

$$dx = 0 \quad (3-22)$$

求解由沿第K条特征线 $W_k$ 的相容常微分方程

$$\sum_{j=1}^n \frac{A_j^{(k)}}{A_1^{(k)}} \cdot \frac{du_j}{dsk} + \left( \sum_1^n C_j^{(k)} U_j + F^{(k)} \right) / \xi^{(k)} = 0$$

得到分别沿特征线方程(3-20)，(3-21)和(3-22)上成立的常微分方程

$$dv = \frac{dF}{Z} - \frac{c}{\eta A} F dt \quad (3-23)$$

$$dv = -\frac{dF}{Z} - \frac{c}{\eta A} F dt \quad (3-24)$$

$$d\varepsilon = \frac{dF}{EA} - \frac{F}{\eta A} F dt \quad (3-25)$$

式中 $Z = \rho CA$ 为桩身的阻抗

由于(3-23)，(3-24)和(3-25)式中的 $F$ 与 $v$ 及 $F$ 与 $\varepsilon$ 必须满足特征线(3-20)，(3-21)和(3-22)的相互制约关系，不能完全任意，所以(3-23)，(3-24)和(3-25)式为特征线相容关系。这样一来就把求解三阶偏微分方程(3-17)的问题就完全等价地化成了求解特征关系(3-20)，(3-21)，(3-22)，(3-23)，(3-24)和(3-25)式的常微分方程组问题。可以证明：若桩身粘性不计时，有下列特征关系

$$\begin{aligned} dx &= \pm c dt \\ dv &= \pm \frac{dF}{Z} \end{aligned}$$

桩基动测技术也应向高质量、规范化、标准化的方向发展。除了不断开发和改善动测分析的硬件设备外，更应不断完善分析技术和理论研究等。

### 3.3 静载试验测试基桩承载力研究与实践

基桩是建筑物的重要组成部分，基桩的承载力直接影响建筑物的安全。目前国内检测基桩单桩竖向抗压承载力常用的方法有静载试验法和高应变法。静载试验法是通过油压千斤顶顶压反力装置，采用慢速维持荷载法分级将预定的荷载施加到桩顶上，加荷完成后也分级卸载，记录每级荷载下桩顶的沉降量，可绘制出

桩顶的荷载(Q)和沉降量(S)的对应关系曲线Q—S曲线,分析Q—S曲线可确定基桩的单桩竖向抗压承载力<sup>[27]</sup>,此方法原理简单,试验结果较准确;但试验场地要求高,试验费用很昂贵;高应变法是通过重锤冲击桩顶,产生应力波沿桩身向下传播,桩土间也有一定的位移,利用对称安装于桩顶两侧的传感器及打桩分析仪采集基桩在冲击波作用下桩顶的加速度与应变数据,然后对桩土的实际模型进行假定,通过理论分析计算求得基桩的竖向抗压承载力,此方法试验对场地要求少,试验时间短,费用低,但它实际上是一种间接的分析法,若基桩的实际造型与理论模型相符合,桩土的相对位移充分,能完全激发土的阻力,则试验结果与静载试验结果相近,若基桩的实际造型与理论模型差异较大,桩土的相对位移不充分,不能完全激发土的阻力,则其试验结果与静载结果相比误差很大<sup>[28]</sup>。我国的行业标准JGJ106-2003建筑基桩检测技术规范中对高应变法的适应范围规定:对于大直径扩底桩和Q—S曲线具有缓变型特征的大直径灌注桩,不宜采用本方法进行竖向抗压承载力检测。对此,通过实际工程的动静对比试验进行了相关的实践研究。随着电子技术的发展,桩基静载测试技术也向着自动化测试方向不断发展。在早期阶段,还只是使用“点动”装置,实现了加压的电动泵控制。到了20世纪80年代,天津建筑科学研究院率先研制出了具有当时较高水平的“自动化”静载测试仪,可惜的是并没有形成商品化,只是在内部使用;随后,江苏省徐州建筑科学研究所研制成功并商品化了在当时技术含量较高的自动化静载测试仪,虽然还存在许多不尽人意的地方,但这毕竟代表着在桩基静载测试仪的研发方面走在了世界前面。进入90年代以后,又有许多单位从事此项仪器的开发工作,1996年,武汉岩海公司研制成功了具有当时较高水平的自动化静载测试仪,进入21世纪以后,在自动化静载测试仪的研制开发方面,武汉建科科技有限公司异军突起,将先进的虚拟仪器技术和无线数据传输技术应用到了自动化静载测试仪的研制开发上面,先后推出了ST1000型静载测试仪和ST2000型静载测试仪,实现了在一种型号仪器内多种测试方法并存的无线数据采集系统,解决了现有的测试仪器只能做单一的桩基检测的弊端,可以提供给用户多种测试模式,涉及到了桩基、地基、基岩、锚杆等需要同时采集位移和压力的测试场合,并且利用武汉建科科技有限公司提供的透明数据接口,具有科研实力的研究机构也可以自己编写符合本单位实际需要的数据采集分析软件,真正实现了人性化设计、理性化产品。目前,武汉建科科技有限公司仍然根据用户的需求和现场测试的要求不断改进现有产品,现在可以说武汉建科科技有限公司的ST2000型静载测试仪已走在了全国同类产品的前列。

传统的桩基静载试验的慢速维持荷载法费时、费力,已远不能适应当前桩基检测工作的发展,在快速荷载试验法的技术上,我们有许多试验单位都作了大量

的现场试验对比工作。从国外的发展情况来看,快速荷载试验法将是一个试验手段的发展方向。在这方面,有些地方规范已明确规定了快速荷载试验法的试验步骤,在国家规范方面,《建筑工程基桩检测技术规范》(征求意见稿2001)中已明确提出了试验方法步骤。

桩承载力自平衡试验方法是大承载力桩基静载试验的一种发展方向<sup>[29]</sup>,但这种技术方法还刚刚兴起,其理论研究还在进行当中,该试验所得到的各种图表数据与传统的试验结果图表还有许多需要对比研究的地方。在现场设备安装时,荷载箱的放置位置会影响到桩侧阻力和桩端阻力的发挥,国外荷载箱一般放在桩端,这是因为国外试桩桩端一般都位于坚硬的持力层中,而我国各地的情况就有所不同,所以在设备安装前要事先进行计算,将荷载箱安装在合适的部位。该方法测出的上段桩的摩阻力方向是向下的,与常规方法测出的摩阻力方向相反,这方面还需要做进一步的理论与现场对比试验。

单桩竖向抗压静载试验,利用锚桩配合专用反力架提供试验反力、利用堆载平台堆重物提供试验反力、锚桩和堆载平台结合的反力系统,用油压千斤顶加载进行试验。相应的规范有:

- ①《建筑地基基础设计规范》GB50007—2002的附录Q;
- ②《建筑桩基技术规范》JGJ94—94的附录C;
- ③《建筑基桩检测技术规范》JGJ106—2003的第4章。

试桩的目的是为设计提供依据,对设计等级高、缺乏经验的地区,为获得既经济又可靠的设计施工参数,减少盲目性,前期试桩尤为重要。根据《建筑基桩检测技术规范》(JGJ106—2003)要求,试桩应采用静荷载试验,对受检桩(一般是专门制作的试验桩)进行破坏性的静载试验,以准确测定其单桩竖向抗压极限承载力,有条件时在桩身内部预埋应变传感器,以得到桩侧各土层的分层抗压摩阻力和桩端支承力,检测结果将作为工程桩设计的重要依据;但对于端承型大直径灌注桩,当受设备或受现场条件的限制无法做静载试验时,可按《建筑地基基础设计规范》(GB50007—2002)进行深层平板载荷试验、岩基载荷试验,或在同条件下的小直径桩的静载试验中,通过桩身内力测试,确定端承力参数。

静载荷试验是验证和检验桩基承载力最基本、准确率最高的手段,原则上每个工程均应采用。同时,静载荷试验与高、低应变结合,可有效地提高检测的覆盖面<sup>[30]</sup>。目前,国际上普遍采用高应变法测定桩的极限承载力,用低应变法检测桩身质量和完整性。

各种桩基检测手段都有其适用性,不同的检测方法在桩基检测中发挥不同的作用,应根据实际情况选用各种方法应相互配合和补充,以保证检测结果更可靠。建议在每一个工程的检测中,应至少采用两种以上的检测手段。

### 3.4 动静测试结果存在差异的原因

#### 3.4.1 两种测试方法存在的误差分析

静载试验测试单桩承载力由于本方法加载分级粗疏,测试技术简单,数据处理方法带有相当程度的不确定因素。用这种方法获得的数据很有限,最终结果精度也不高,按一般的看法,正常情况下的相对误差估计达15%~20%<sup>[31]</sup>。在测试过程中,桩头处理不好,在试压过程中桩头开裂、变形,固定和支承百分表的夹具和基准梁受气温、振动或其他外界因素影响而发生竖向变位,以及百分表、油压表的系统误差或读数误差等,都会影响到最终承载力的判定精度。

由于高应变动力测试与静载荷试验在试验方法、桩土体系的受荷状态、分析过程及计算方法等方面均存在明显的差别,试验结果存在差异也是不可避免的。因此必须认识产生动静对比差异的原因,这样的动静对比才更具有意义。

高应变动力试桩对单桩承载力的判定误差在20%以内,其产生原因主要有以下方面:

(1)它是建立在假定的桩-土力学模型基础上进行参数测定和计算分析的,而模型与实际情况应存在一定差别:

(2)土阻力的发挥与位移有关。动荷载作用下的桩顶沉降量仅为静载荷试验的 $1/10\sim 1/30$ ,故动力试桩难以充分激发土的阻力;

(3)桩、土参数的设定及其合理分布与试验人员的经验有关,如土的最大弹性位移、阻尼系数等参数均为人为假定,且波形拟合法也具有多解性而没有唯一解;

(4)现场出现的问题。如桩头处理不规范,加荷设备性能不良,传感器安装不正确等导致现场试验信号失真,不能客观反映桩-土体系的状态。

此外,有时出现差异是由于静载荷试验本身的问题,其单桩承载力确定虽被认为是较好的方法,但如试验过程中某一环节处理草率则可能造成较大的误差,如施加荷载时出现偏心;油压表、百分表未按规定率定;桩头处理不符合要求;压重平台支承点距离太近使桩周土产生负摩擦力等。在数据处理时对极限承载力的确定采用不同方法如拐点法、 $\lg Q$ 法、 $s\sim \lg t$ 法、残余沉降法等也有可能导致结果出现较大差异。

同时还需注意桩周土时效问题对试验结果的影响<sup>[32]</sup>。桩的承载力与桩周土的恢复时间有关,打桩过程中由于振动的影响,使饱和土的孔隙水压力上升,土中有效应力减小,因此必须经过一段时间间歇,被扰动土恢复和孔隙水压力消散后,方可进行试桩,否则试验结果就无法客观反映工程桩在使用过程中的承载能力。

采用动静对比试验时，两种方法应相隔一定时间。如先静后动，则因静载荷试验对桩周土造成的扰动可能较大，故高应变动测试验应相隔7—15天后进行。

经过静载试验后桩的承载力提高了，例如桩底有沉渣，静载试验将沉渣压实，桩端阻力能正常发挥；桩身有水平裂缝或水平接缝，在竖向荷载作用下，裂缝闭合；预制桩沉桩时因挤土效应而使桩上浮，静载试验消除了上浮现象，等等。

采用压重平台反力装置时，试验前压重全部由支撑墩承受，若承载力不够，支撑墩可能产生较大的下沉，严重时会造成试验前主梁压实千斤顶的情况，桩已承受了竖向抗压荷载，而桩的沉降未及时记录。在这种情况下继续试验，那么，前几级荷载对应的桩顶沉降量非常小，原始记录实际上是不真实的记录，会影响试验结果的判断。

### 3.4.2 高应变测试存在的影响因素

#### 1) 桩身阻抗的不均匀性

应用的高应变法是CAPWAP法（即有拟合功能的凯司法），凯司法的数学模型是假定桩身阻抗是均匀的，高强预应力管桩、钢桩就满足这一点，因此高应变法检测高强预应力管桩、钢桩的承载力的误差较小，与静载试验结果的可比性较强，有较明显的规律；而钻孔桩在成孔的过程中因地层（如填土、淤泥和砂层等）的影响，形成的桩孔时大时小不规则，成桩后桩身依然如此，且成桩过程中桩身局部还有夹泥夹砂的现象，水下浇灌又使桩身的混凝土强度离散很大，这些都影响桩身阻抗的均匀性，致使此类桩的桩身阻抗与高应变法假定的数学模型相差甚远，应力波在传递过程中也会产生畸变，可以想象用高应变法检测此类桩的承载力是很勉强的<sup>[33]</sup>。

#### 2) 桩身材料强度不够，难于施加大能量的冲击

试验前桩顶需经精心的加固处理，混凝土的强度应比桩身混凝土等级提高一个等级，否则桩顶被打碎后，桩无法再施加冲击了。

#### 3) 桩端阻力充分激发的条件是桩需经历大位移

高应变试验中瞬间的冲击加载使桩顶产生较大的位移都不超过10mm，规范里规定的高应变法试桩单击贯入度宜在2~6mm之间。静载试验时对桩顶施加长时间大荷载静压，除去桩身的压缩，桩底在荷载的作用下也有一段较大的位移；灌注桩施工工艺决定钻孔桩的侧阻力是较小的，它的承载力主要来自桩端阻力的发挥，而激发桩端阻力的大小完全取决于桩端在荷载作用下的位移<sup>[34]</sup>，此类大直径灌注桩的桩底只有“经历”这样一段较大的位移，桩端阻力才能得以充分激发，无疑静载试验结果比高应变试验结果高很多。

### 3.5 减小两种测试结果差异可采取的措施

通过分析竖向抗压静载试验测试单桩极限承载力和高应变测试单桩承载力测试结果存在差异的原因就可以采取相应的措施来减小差异。

#### 3.5.1 静载试验可采取的措施

##### 1) 缩小荷载级差

单桩竖向抗压静载试验通常采用慢速维持荷载法,荷载分级一般每级加载为预计最大试验荷载的 $1/8\sim 1/12$ 。如果单桩的极限承载力为某一精确值,那么进行单桩竖向抗压静载试验时分级的级差越小,得到得极限承载力值越接近真实值。所以单桩竖向抗压静载试验应该采用尽可能小的级差,或者在最后几级采用更小的级差,如将最后若干级荷载的分级荷载减半减小静载试验结果误差。

##### 2) 确保静载试验桩身完整

试验桩桩头进行加固加强处理,确保不会因为桩头强度不够,在试压过程中桩头开裂、变形。桩头处理技术要求凿除桩头浮浆直到桩顶设计标高,并达到坚硬混凝土为止。然后按桩头加固图纸要求将桩头接高,接高部分与原桩径相同。接高后桩顶露出地面高度为 $50\text{cm}$ ,接高部分需加钢护筒,护筒厚度为 $3\sim 5\text{mm}$ 的钢板。钢护筒必须保证垂直且轴线与桩身轴线重合。接高部分桩顶顶面、侧面应平整,桩顶用水平尺操平。桩身的主筋应全部直通至桩顶砼保护层之下,各主筋顶部要在同一高度上。桩顶混凝土强度等级与桩身混凝土强度等级相同或高一等级,因工期或天气影响则需加早强剂等。试验桩进行单桩竖向抗压静载试验前进行桩身完整性检测,看桩身是否存在缺陷,桩底是否存在间隙。

##### 3) 减小静载试验环境对试验的影响

固定和支承百分表的夹具和基准梁受气温、振动或其他外界因素影响而发生竖向变位会影响到最终承载力的判定精度,因此在试验中应尽可能避开试验环境的影响。在试验过程中不应该让阳光直射基准梁和百分表,在试验中可以采取措施遮挡阳光,也可以在晚上进行静载试验。如果有风,在试验前应该搭设好防风挡风的防护装置。挑选好的气候条件时进行单桩竖向抗压静载试验。

#### 3.5.2 高应变测试可采取的措施

首先必须采集到可靠的信号。现场的信号采集尤其是灌注桩的信号采集有较大难度,失败的教训主要有以下:桩头砼强度不高而被重锤击碎;严重偏心锤击或桩垫选择不当使得测试信号严重畸变;或安装点砣质量欠佳,锤击后可能导致塑性变形或裂缝,从而产生持续的压力或拉力波而使信号尾部不归零;四通道测

试数据不全；传感器没有上紧或桩侧面不平整导致传感器自振；实测的力和速度信号在第一峰起始比例失调；锤重选择不当或落高控制不当导致激励能量过高或不足。失败的信号不可以作为评价单桩承载力的依据。此外，在系统误差方面，传感器的标定精度，传感器自身的灵敏度，压电式加速度计的低频泄漏也都影响着测试数据，尽管这种影响是微乎其微的。

必须充分激发岩土阻力。岩土阻力激发的程度和桩在土中的位移有关，一般认为当桩顶的每一击的贯入度超过 2.5mm，动测能充分激发岩土阻力，否则桩身下部的岩土阻力将未被充分激发，动测获得的总阻力将低于其极限值。静载试验是否充分，可以用规范中有关终止试验的条件来衡量，但值得注意的是规范中的终止条件不是唯一的，使用的终止判断条件不同，静载得出的极限承载力也不同。高应变测试信号采用前几锤的信号，因为高应变动测使用重锤锤击桩头将桩周土阻力完全激发，岩土具有触变性，测试完成后桩周土阻力将损失一部分，过分激发后选取的信号得到的承载力将小于刚完成充分激发的承载力。测试打入桩的承载力应待桩充分“休息”，使岩土对桩的承载力得到充分恢复。桩“休息”一段时间以后的承载力会有所恢复，因为一方面岩土具有触变性质，另一方面打桩时产生的超孔隙水压力会逐渐消散，转化为有效应力，提高土对桩的支撑力。由于打桩时土体受到扰动，故初打时实测的静阻力偏低，经“休息”后桩周土体恢复或接近原来的强度，因而休息后对桩复打时所测的极限承载力是反映实际情况的。描述土阻力的恢复效果用恢复系数表示。竖向承载力检测前，桩身混凝土应达到设计强度，其休止时间应符合表 3-1 规定。

表 3-1 桩休止时间表

土的种类		休止时间 (d)
砂土		7
粉土		10
粘性土	非饱和	15
	饱和	25
注：对于泥浆护壁灌注桩，宜适当延长休止时间。		

是否完全进入塑性状态是评价桩承载力的关键，确定极限承载力的方法就我国而言，标准相对明确，而高应变试验则很难定义土体是否进入塑性状态。传统的推荐是当贯入度达到或超过土的弹限值时，可认为土阻力充分发挥，其贯入度推荐值是 2.54mm，但国内外学者的研究表明，各类土的弹限值各不相同，如对碎石土混粘土及砂，该值可能达十毫米，而对于黄土或一部分淤泥，该值可能只

有一毫米。所以将高应变试验所激发的承载力简单地与静载试验确定的极限承载力相比较，不是一种科学的态度。

其次，桩的试验时的状态具有时效性，先动载后静载，才会使桩的试验状态相对接近。此外，岩土也具有时效性，例如硬质岩的松弛效应，风化岩的蠕变效应，软粘土的软化，负孔隙水压力等都可能使高应变试验过高判定承载力，而对动载敏感的粘土，超孔隙水压力，土体的扰动，液化作用等可能导致动力试验过低判定承载力。

为应用高应变测得准确的单桩承载力应进行一定数量的基桩动静对比试验，确定合理的参数。

选用适当的桩型做动静对比试验

高应变测试基桩承载力有 3 个基本假定：

- (1) 桩身是等阻抗的；
- (2) 桩周与桩尖土对桩的阻力分为动阻力和静阻力两部分，动阻力集中在桩尖，忽略桩侧土阻力；
- (3) 静阻力模型为理想刚塑性体，忽略应力波在传播过程中的能量损耗，包括桩身内阻尼损耗和向桩周土的逸散。

我们可以选用符合以上基本假定的桩型做动静对比试验结果应该会比符合性差的桩型结果差异性要小。

例如预制桩要比灌注桩更符合高应变测试基桩承载力的 3 个基本假定，选用预制桩比灌注桩更能减小动测和静载试验结果的差异。

## 第四章 工程实例

2005年2月18日,国家发改委正式批复首钢搬迁唐山,并明确提出“按照循环经济的理念,结合首钢搬迁和唐山地区钢铁工业调整,在曹妃甸建设一个具有国际先进水平的钢铁联合企业”的目标。2005年10月22日,首钢京唐钢铁联合有限责任公司在曹妃甸工业区正式揭牌,首钢唐钢强强联合,共同建设精品钢铁基地。为首钢基地建设设计,先期进行灌注桩的试桩工程。

### 4.1 工程地质概况

首钢搬迁工程为国家重点特大项目,河北省1号重点项目工程,位于唐山市曹妃甸工业园区。

首钢京唐钢铁有限责任公司钢铁厂项目一期工程填海12平方公里,填海规模居我国之首。一期方案包括钢铁码头料场区、原料场区、烧结区、球团区、焦化区、炼铁区、一炼钢区、二炼钢区、2250mm热轧车间、1780mm热轧车间、2230mm冷轧车间、1700mm冷轧车间、取向硅钢车间、铁路车站区等。一期一步工程按形成485万吨/年钢坯生产能力,建成2座7.63m焦炉、1台550m<sup>2</sup>烧结机和400万吨/年球团生产线、1座5500m<sup>3</sup>高炉、2座300t脱碳转炉、1座300t脱磷转炉和2250mm热轧、2230mm冷轧,计划2006年3月底开工,工期27个月至2008年6月底建成。

关于钢铁厂地基处理方案问题分别于2005年11月24日和12月8日召开了两次专家论证会,经过分析讨论专家们一致认为曹妃甸钢铁厂项目占地面积大、地质情况复杂、处于新近吹填的海滩上、无临近工程可供参考、预计地基处理费用巨大、进行地基处理的时间要求紧,为了保证地基处理方案的安全性、合理性、经济性和施工的高效性,建议尽快进行地基处理的试验工作,并由设计根据试验得出的各种地基处理方案的参数,选择不同建(构)筑物适宜的地基处理方案,优化选择经济合理的地基处理方案,为大规模工程的施工打下良好的基础。

根据冶金工业部勘察研究总院、北京爱地地质勘察基础工程公司和冶金工业部宁波勘察研究院提供的《曹妃甸钢铁基地一期初步设计阶段岩土工程勘察报告书》,拟建厂址地层分为8层:

第①层吹填土:浅灰色,主要由粉、细砂组成,含贝壳碎片,饱和,由于吹填时间短,呈松散状态,密实度不均,属欠固结土。厚度0.7m~6.0m,层底标

高：-5.75m~0.53m。

第②层粉质粘土：灰黑色，含有机质及贝壳，有腥臭味，具层理，夹粉土薄层。局部地段为淤泥质粉质粘土，呈流塑状态，属高压缩性土，层厚：0.2m~7.6m，层底标高：-10.65m~-0.05m。此层为有机质土，该层局部有粉土透镜体。

第③层细砂：灰-灰黑色，长石、石英质，含多量贝壳，混粘性土，具层理，有粘性土、粉砂夹层，饱和，呈松散-稍密状态，层厚 0.5m~18m，层底标高：-20.55m~-1.6m。该层 1 区内分布有③-3 层粉土透镜体，第③层细砂在 7° 地震作用下中等液化。

第④层细砂：灰-灰黑色，长石、石英质，含多量贝壳，混粘性土，具层理，有粘性土、粉砂夹层，该层局部分布有④-3 层粉土透镜体。饱和，中密，厚度：1m~25.7m，层底标高：-31.45~-6.95m，此层可作为一般建筑桩端持力层。

第⑤层粉质粘土：灰色，含有机质及少量贝壳碎片，呈软塑状态，有腥臭味，具层理，有淤泥质粉质粘土、粉土、粘土及砂夹层。层厚 1m~28.1m，层底标高：-41.01m~-18.23m，此层为有机质土。该层分布有⑤-1 粘土层，⑤-2 粉质粘土层，⑤-3 粉土层，⑤-5 细砂层。

第⑥层粉质粘土：灰黄-黄褐色，含氧化铁、云母、铁锰结核，具水平层理，夹粘土、粉土、砂薄层，呈互层状。可塑-硬塑状态，层厚 0.9~16.1m，层底标高：-51.75~-29.39m。

第⑦层细砂：灰黄-黄褐色，长石-石英质，含贝壳碎片，有粘性土、粉砂夹层，饱和，密实，层厚：0.5~27m，层底标高：-73.99~-40.55m。此层可作为重要建筑桩端持力层。该层内分布有⑦-1 粘土层，⑦-2 粉质粘土层，⑦-3 粉土层。

第⑧层细砂：黄褐色，长石-石英质，均粒，饱和。呈密实状态，厚度：3.4~6.43m，层底标高：-81.56~-73.99m。该层内分布有⑧-1 粘土层，⑧-2 粉质粘土层，⑧-3 粉土层及⑧-6 细砂层。

#### 4.1.1 区域地质概况

拟建厂区场地所处地貌单元属于滨海浅滩，为滦河三角洲平原的沿海近岸，坡面由岸边向深水域（东北向西南）微倾，坡度小于 1 度。目前该场地局部场地已吹填。

本工程四个试验区均位于 2005 年吹填形成的吹填土上，吹填土以细砂、粉砂为主。试验场地除 A4 区吹填完成较早，其它三个试验区为近期吹填。该场地地形平坦，A1 区地面（勘探点）标高为 5.13m~5.72m。

鉴于拟建场地表层吹填大面积粉细砂，吹填厚度 4~6m，吹填土具以下不良特性：

##### ①不均匀性

吹填土的颗粒组成随泥砂的来源而变化，有砂粒也有粘土粒和粉土粒，在吹泥的出口处，沉积的土粒较粗，顺着出口向外围则逐渐变细，在冲填过程中由于泥砂来源的变化，造成冲填土在纵横方向上的不均匀性。

##### ②欠固结

由于吹填土吹填时间短，尚未完成自重固结，土的结构需要一定时间进行再组合，土的有效应力要在排水固结条件下才能提高。

##### ③承载力低且易液化

据有关资料未经适当处理吹填 2 年以上的砂性土才具有一定承载力，新近吹填砂土基本不具备承载能力，当地震烈度达到 7 度时，还会发生地震液化。

#### 4.1.2 场地地层结构及地形

拟建场地已进行了可行性研究阶段的勘察。根据技术要求及工期安排，对于拟建厂区场地划分的三大区域，由冶金工业部勘察研究总院、北京爱地地质勘察基础工程公司和冶金工业部宁波勘察院于 2005 年 4 月 15 日至 5 月 19 日分别对三大区域进行了勘察，并提交了《首钢曹妃甸钢铁厂选址可行性研究阶段岩土工程勘察报告书》(6G2258)。

根据岩土工程勘察报告，本区域第四系各时代地层的底界深度分别为：

全新统 (Q4)：13-30m；

上更新统 (Q3)：126-148m；

中更新统 (Q2)：270-454m；

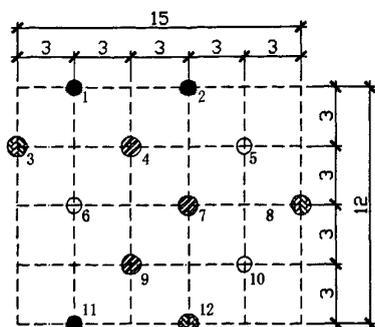
下更新统 (Q1)：287-586m。

依据钻探结果，在钻探 80m 深度范围内的地层主要由第四系全新统海相沉积和第四系上更新统海陆交互沉积的粘性土和砂类土所组成。根据室内试验、原位测试结果，进行综合分析评价，各层土的地基承载力特征值  $f_{ak}$  和压缩模量  $E_s$  见表 4-1。

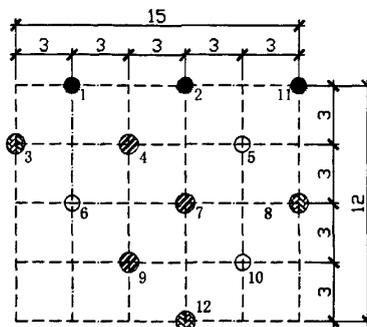
表 4-1 地基承载力特征值和压缩模量表

成因年代	土层编号	岩土名称	层厚 (m)	地基土承载力特征值 $f_{sk}$ (界限值) kPa	压缩模量 $E_s$ (界限值) MPa
Q <sup>4</sup>	①	吹填土	0.70~6.00		
Q <sup>3</sup>	②	粉质粘土	0.20~7.60	50~90	2.0~4.0
	②-3	粉 土	0.30~2.20	70~90	4.0~5.0
	③	细 砂	0.50~18.00	100~130	5.0~10.0
	③-3	粉 土	2.10~7.60	90~110	4.0~5.0
	④	细 砂	1.00~25.70	150~180	14.0~16.0
	④-3	粉 土	1.00~4.00	120~140	6.0~7.0
	⑤	粉质粘土	1.00~28.10	120~150	4.0~7.0
	⑤-1	粘 土	0.7~8.00	120~150	4.0~5.0
	⑤-2	粉质粘土	1.50~8.40	100~130	4.0~5.0
	⑤-3	粉 土	0.80~12.60	140~180	7.0~10.0
	⑤-5	细 砂	0.80~4.70	200~250	18.0~21.0
Q <sup>2</sup>	⑥	粉质粘土	0.90~16.10	200~240	6.0~10.0
	⑥-1	粘 土	1.10~7.90	160~230	4.0~8.0
	⑥-2	粉质粘土	0.40~10.80	200~230	6.0~8.0
	⑥-3	粉 土	0.80~16.60	200~250	10.0~15.0
	⑦	细 砂	0.50~27.00	240~300	20.0~30.0
	⑦-1	粘 土	1.80~10.50	180~200	8.0~10.0
	⑦-2	粉质粘土	0.90~27.30	200~230	6.0~7.5
	⑦-3	粉 土	1.60~12.00	200~250	10.0~13.0
	⑧	细 砂	3.40~6.43	250~350	25.0~30.0
	⑧-1	粘 土	4.70	200~280	15.0~18.0
	⑧-2	粉质粘土	10.0~16.80	210~250	7.0~10.0
	⑧-3	粉 土	2.80~10.40	200~250	10.0~14.0
	⑧-6	中 砂	9.60	350~400	33.0~40.0

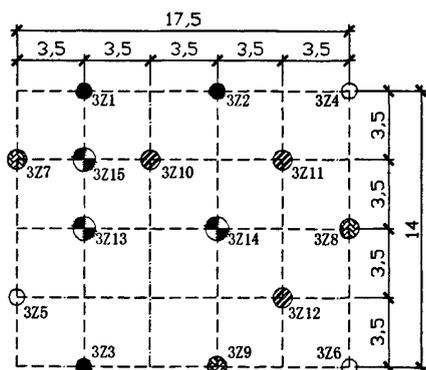
A1~A4 试验区试桩位置及编号图见图 4-1。



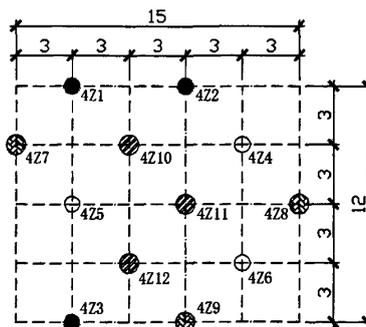
A1区桩位及编号图



A2区桩位及编号图



A3区桩位及编号图



A4区桩位及编号图

图 4-1 试验区位置及桩位编号图

A1~A4 区典型地质钻孔柱状图见图 4-2 和图 4-3。

## 钻孔柱状图

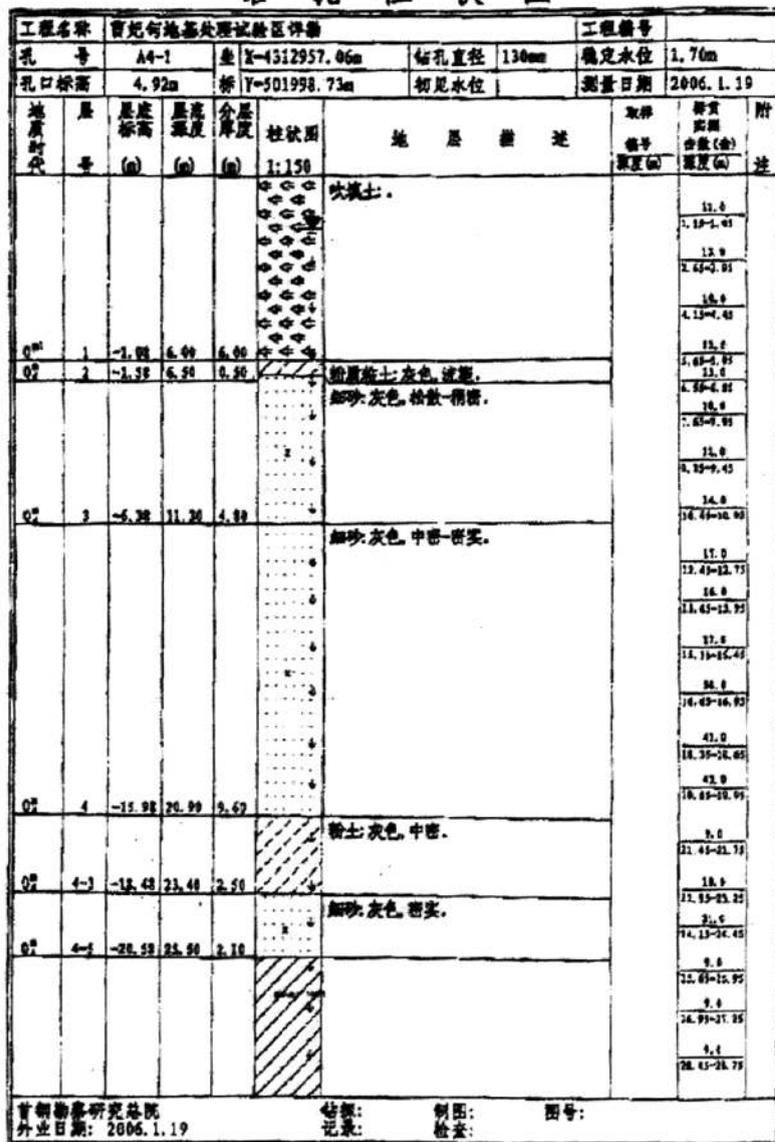


图 4-2 典型钻孔柱状图

## 钻孔柱状图

工程名称					工程编号				
首坝卸地基处理试验区详勘									
孔号	坐标		钻孔直径	确定水位	测量日期				
A4-1	X=312957.06m	Y=501998.73m	120mm	1.70m	2006.1.19				
孔口标高		孔底标高		初见水位	测量日期				
4.92m		T=501998.73m			2006.1.19				
地质时代	层号	层底标高 (m)	层底深度 (m)	层厚度 (m)	柱状图	地质描述	取样编号	深度 (m)	附注
					1:150				
	5	-29.28	34.20	6.70		粘土-灰色, 可塑-软塑。		21.8 22.45-23.15	
	6	-33.18	38.13	4.90		粉质粘土-黄褐色, 可塑-软塑。		24.1-24.85	
	7	-43.08	45.08	6.90		细砂-黄褐色, 密实。		24.8 25.15-25.85	
	7-1	-43.60	48.00	4.40		粘土-灰色, 中密。		25.8 26.2-26.75	
	7-2	-45.08	50.08	4.90		细砂-灰色, 密实。		26.7 27.15-27.75	
首坝卸地基处理试验区详勘					绘图:	图号:			
外业日期: 2006.1.19					记录:	检查:			

图 4-3 典型钻孔柱状图

## 4.2 地下水概况

本区域海水深度在 0.0~9.35m 之间，地下水与海水相通，水位变化与潮汐变化有一定联系，主要受涨落潮控制，水位变化幅度也受涨落潮控制，变化幅度 1.0~2.0m。同时围海造地也对地下水位的变化有所影响。除 A4 区水位埋深大于 1.70m，且水位较稳定外，其它三个区的水位埋深较浅或接近地表。其中 A2 区在地表下 0.5m~0.7m。

根据《曹妃甸钢铁基地一期初步设计阶段岩土工程勘察报告书》中的水质分析结果，海水对砼具有中等腐蚀性；对钢结构具有中等腐蚀性；对钢筋砼结构中钢筋在长期浸水下，具有弱腐蚀性，在干湿交替下，具有强腐蚀性。

## 4.3 施工概况

A1、A2 试验区 24 根钻孔灌注桩由中扶建设有限责任公司负责施工，全部采用旋挖钻施工工艺。A2 区施工时间为 2 月 7 日~2 月 20 日，A1 区施工时间为 2 月 21 日~2 月 26 日；

A3、A4 试验区 27 根钻孔灌注桩的施工由中港第一航务工程局第四工程公司承担，其中 A4 区均采用冲击钻施工工艺，A3 区采用回旋钻和冲击钻两种施工工艺。A4 区施工时间为 2 月 7 日~2 月 17 日，A3 区施工时间为 2 月 13 日~2 月 27 日。

## 4.4 主要检测工作

本工程试验检测工作于 2006 年 3 月 1 日开始，至 3 月 30 日结束，对 A1、A2、A3、A4 四个试验区共计 51 根桩灌注桩分别先后进行了低应变检测、单桩竖向抗压静载试验、高应变检测、单桩水平静载试验。

### 4.4.1 单桩竖向抗压静载试验资料整理与分析

(1) A1 试验区：

① 桩径  $\Phi 800\text{mm}$ ，桩长分别为：桩号 A1-1 为 30.8m，A1-2 为 35.7m，A1-11 为 31m。

i A1-1 号桩：加载至最大荷载 5100kN 时，桩顶最大沉降为 31.97mm。从荷

载-沉降(Q-S)曲线图上看无陡降段,但S-lgt曲线在荷载为5100kN时,尾部明显向下曲折,因此该桩竖向抗压极限承载力可取4590kN。

ii A1-2号桩:加载至最大荷载5100kN时,桩顶最大沉降为23.56mm。从荷载-沉降(Q-S)曲线图上看无陡降段,各级荷载作用下的S-lgt曲线未出现斜率明显变陡或曲线尾部明显向下曲折,因此该桩竖向抗压极限承载力不小于5100kN。

iii A1-11号桩:加载至最大荷载5100kN时,桩顶最大沉降为26.93mm。从荷载-沉降(Q-S)曲线图上看无陡降段,各级荷载作用下的S-lgt曲线未出现斜率明显变陡或曲线尾部明显向下曲折,因此该桩竖向抗压极限承载力不小于5100kN。

② 桩径 $\Phi 800\text{mm}$ ,桩长43.8m桩(桩号为A1-5、A1-6、A1-10)。

A1-5、A1-6、A1-10号桩:加载至最大荷载7500kN时,桩顶最大沉降分别为19.13mm、24.67mm和19.95mm。从荷载-沉降(Q-S)曲线图上看无陡降段,各级荷载作用下的S-lgt曲线未出现斜率明显变陡或曲线尾部明显向下曲折,因此三根桩竖向抗压极限承载力均不小于7500kN。

③ 桩径 $\Phi 1000\text{mm}$ ,桩长分别为:桩号A1-3为30.75m,A1-8为35.7m,A1-12为30.96m。

A1-3、A1-8、A1-12号桩:加载至最大荷载6300kN时,桩顶最大沉降分别为12.96mm、13.93mm和12.38mm。从荷载-沉降(Q-S)曲线图上看无陡降段,各级荷载作用下的S-lgt曲线未出现斜率明显变陡或曲线尾部明显向下曲折,因此三根桩竖向抗压极限承载力均不小于6300kN。

④ 桩径 $\Phi 1000\text{mm}$ ,桩长43.5m桩(桩号为A1-4、A1-7、A1-9)。

A1-4、A1-7、A1-9号桩:加载至最大荷载9300kN时,桩顶最大沉降分别为22.96mm、29.37mm和24.90mm。从荷载-沉降(Q-S)曲线图上看无陡降段,但S-lgt曲线在荷载为9300kN时,尾部明显向下曲折,因此三根桩竖向抗压极限承载力可取8370kN。

(2) A2 试验区:

① 桩径 $\Phi 800\text{mm}$ ,桩长分别为:桩号A2-1为35.75m,A2-2为37m,A2-11为35.8m。

A2-1、A2-2、A2-11号桩:加载至最大荷载5100kN时,桩顶最大沉降分别为21.65mm、18.15mm和16.90mm。从荷载-沉降(Q-S)曲线图上看无陡降段,各级荷载作用下的S-lgt曲线未出现斜率明显变陡或曲线尾部明显向下曲折,因此三根桩竖向抗压极限承载力均不小于5100kN。

② 桩径 $\Phi 800\text{mm}$ 、桩长分别为:桩号A2-5为46.6m,A2-6为45.7m,A2-10

为 47.9m。

i A2-5 号桩：加载至荷载 6750kN 时，桩顶最大沉降为 54.35mm。荷载-沉降 (Q-S) 曲线出现陡降段，因此该桩竖向抗压极限承载力可取 6000kN。

ii A2-6 号桩：加载至最大荷载 7500kN 时，桩顶最大沉降为 42.49mm。荷载-沉降 (Q-S) 曲线出现陡降段，因此该桩竖向抗压极限承载力可取 6750kN。

iii A2-10 号桩：加载至荷载 6750kN 时，桩顶最大沉降为 24.58mm。荷载-沉降 (Q-S) 曲线出现陡降段，因此该桩竖向抗压极限承载力可取 6000kN。

③ 桩径  $\Phi 1000\text{mm}$ ，桩长分别为：桩号 A2-3 为 36.65m，A2-8 为 35.8m，A2-12 为 35.7m。

A2-3、A2-8、A2-12 号桩：加载至最大荷载 6300kN 时，桩顶最大沉降分别为 38.06mm、20.31mm 和 18.52mm。从荷载-沉降 (Q-S) 曲线图上看无陡降段，各级荷载作用下的 S-lgt 曲线未出现斜率明显变陡或曲线尾部明显向下曲折，因此三根桩竖向抗压极限承载力均不小于 6300kN。

④ 桩径  $\Phi 1000\text{mm}$ ，桩长分别为：桩号 A2-4 为 45.8m，A2-7 为 47.35m，A2-9 为 45.82m。

i A2-4、A2-7 号桩：加载至最大荷载 9300kN 时，桩顶最大沉降分别为 22.07mm 和 20.62mm。从荷载-沉降 (Q-S) 曲线图上看无陡降段，各级荷载作用下的 S-lgt 曲线未出现斜率明显变陡或曲线尾部明显向下曲折，因此两根桩竖向抗压极限承载力均不小于 9300kN。

ii A2-9 号桩：加载至最大荷载 9300kN 时，桩顶最大沉降为 43.09mm。此时荷载-沉降 (Q-S) 曲线出现陡降段，因此该桩竖向抗压极限承载力可取 8370kN。

(3) A3 试验区：

① 桩径  $\Phi 800\text{mm}$ ，桩长 30m 桩 (桩号为 3Z1、3Z2、3Z3)。

i 3Z1、3Z2 号桩：加载至最大荷载 5100kN 时，桩顶最大沉降分别为 23.01mm 和 22.61mm。从荷载-沉降 (Q-S) 曲线图上看无陡降段，各级荷载作用下的 S-lgt 曲线未出现斜率明显变陡或曲线尾部明显向下曲折，因此两根桩竖向抗压极限承载力均不小于 5100kN。

ii 3Z3 号桩：加载至荷载 4590kN 时，桩顶最大沉降为 45.85mm。荷载-沉降 (Q-S) 曲线出现陡降段，因此该桩竖向抗压极限承载力可取 4080kN。

② 桩径  $\Phi 800\text{mm}$ ，桩长 42m 桩 (桩号为 3Z4、3Z5、3Z6)。

3Z4、3Z5 和 3Z6 号桩：加载至最大荷载 7500kN 时，桩顶最大沉降分别为 24.66mm、27.37mm 和 26.51mm。从荷载-沉降 (Q-S) 曲线图上看无陡降段，各级荷载作用下的 S-lgt 曲线未出现斜率明显变陡或曲线尾部明显向下曲折，因此两根桩竖向抗压极限承载力均不小于 7500kN。

③ 桩径 $\Phi 1000\text{mm}$ , 桩长 30m 桩 (桩号为 3Z7、3Z8、3Z9)。

i 3Z7 号桩: 加载至荷载 5670kN 时, 桩顶最大沉降为 41.98mm。荷载-沉降(Q-S)曲线出现陡降段, 因此该桩竖向抗压极限承载力可取 5040kN。

ii 3Z8 号桩: 加载至荷载 7500kN 时, 桩顶最大沉降为 49.53mm。荷载-沉降(Q-S)曲线出现陡降段, 因此该桩竖向抗压极限承载力可取 6750kN。

iii 3Z9 号桩: 加载至最大荷载 6300kN 时, 桩顶最大沉降为 47.30mm。荷载-沉降(Q-S)曲线出现陡降段, 因此该桩竖向抗压极限承载力可取 5670kN。

④ 桩径 $\Phi 1000\text{mm}$ , 桩长 42m 桩 (桩号为 3Z10、3Z11、3Z12)。

3Z10、3Z11 和 3Z12 号桩: 加载至最大荷载 9300kN 时, 桩顶最大沉降分别为 15.21mm、16.08mm 和 17.09mm。从荷载-沉降(Q-S)曲线图上看无陡降段, 各级荷载作用下的 S-lgt 曲线未出现斜率明显变陡或曲线尾部明显向下曲折, 因此两根桩竖向抗压极限承载力均不小于 9300kN。

⑤ 桩径 $\Phi 1200\text{mm}$ , 桩长 42m 桩 (桩号为 3Z13、3Z14、3Z15)。

i 3Z13 号桩: 加载至荷载 11070kN 时, 桩顶最大沉降为 42.01mm。荷载-沉降(Q-S)曲线出现陡降段, 因此该桩竖向抗压极限承载力可取 9840kN。

ii 3Z14、3Z15 号桩: 加载至最大荷载 12300kN 时, 桩顶最大沉降分别为 26.39mm 和 30.28mm。从荷载-沉降(Q-S)曲线图上看无陡降段, 各级荷载作用下的 S-lgt 曲线未出现斜率明显变陡或曲线尾部明显向下曲折, 因此两根桩竖向抗压极限承载力均不小于 12300kN。

(4) A4 试验区:

① 桩径 $\Phi 800\text{mm}$ , 桩长 20m 桩, 其中 4Z3 号桩为 21m (桩号为 4Z1、4Z2、4Z3)。

4Z1、4Z2 和 4Z3 号桩: 加载至最大荷载 5100kN 时, 桩顶最大沉降分别为 29.96mm、32.05mm 和 28.06mm。从荷载-沉降(Q-S)曲线图上看无陡降段, 各级荷载作用下的 S-lgt 曲线未出现斜率明显变陡或曲线尾部明显向下曲折, 因此两根桩竖向抗压极限承载力均不小于 5100kN。

② 桩径 $\Phi 800\text{mm}$ , 桩长 40.5m 桩 (桩号为 4Z4、4Z5、4Z6)。

4Z4、4Z5 和 4Z6 号桩: 加载至最大荷载 7500kN 时, 桩顶最大沉降分别为 22.02mm、18.37mm 和 22.57mm。从荷载-沉降(Q-S)曲线图上看无陡降段, 各级荷载作用下的 S-lgt 曲线未出现斜率明显变陡或曲线尾部明显向下曲折, 因此三根桩竖向抗压极限承载力均不小于 7500kN。

③ 桩径 $\Phi 1000\text{mm}$ , 桩长 20m 桩 (桩号为 4Z7、4Z8、4Z9)。

i 4Z7、4Z9 号桩: 加载至最大荷载 6300kN 时, 桩顶最大沉降分别为 20.24mm 和 25.27mm。从荷载-沉降(Q-S)曲线图上看无陡降段, 各级荷载作用下的 S-lgt 曲线未出现斜率明显变陡或曲线尾部明显向下曲折, 因此两根桩竖向抗压极限承

承载力均不小于 6300kN。

ii 4Z8 号桩：加载至最大荷载 6300kN 时，桩顶最大沉降为 43.85mm。荷载-沉降 (Q-S) 曲线出现陡降段，因此该桩竖向抗压极限承载力可取 5670kN。

④ 桩径  $\Phi 1000\text{mm}$ ，桩长 41.5m 桩（桩号为 4Z10、4Z11、4Z12）。

i 4Z10 号桩：加载至最大荷载 9300kN 时，桩顶最大沉降为 43.78mm。荷载-沉降 (Q-S) 曲线出现陡降段，因此该桩竖向抗压极限承载力可取 8370kN。

ii 4Z11 号桩：加载至最大荷载 9300kN 时，桩顶最大沉降为 29.63mm。从荷载-沉降 (Q-S) 曲线图上看无陡降段，各级荷载作用下的 S-lgt 曲线未出现斜率明显变陡或曲线尾部明显向下曲折，因此该桩竖向抗压极限承载力不小于 9300kN。

iii 4Z12 号桩：加载至最大荷载 9300kN 时，桩顶最大沉降为 47.15mm。荷载-沉降 (Q-S) 曲线出现陡降段，因此该桩竖向抗压极限承载力可取 8370kN。

在砂层中成孔关键要控制好泥浆的比重和粘度，形成良好的护壁，方能确保成功。孔底沉渣是影响桩承载能力的重要因素，若泥浆性能不符合要求（影响钻孔灌注桩成桩质量的泥浆性能指标主要是相对密度和粘度），若泥浆比重偏小、粘度较低，则携渣能力不够，若泥浆比重偏大、粘度过高，则孔壁会形成一层厚厚的泥皮，无形之中减少了桩周摩擦力，以致造成桩的承载力降低。如本工程试验的 A2-5 号桩在荷载加至 6750kN 时（设计要求最大加载 7500kN），桩顶总沉降已达 54.35mm，A2-6 号桩在加至最大荷载 7500kN 时，桩顶总沉降为 42.49mm，A2-9 号桩在荷载加至 9300kN，桩顶总沉降已达 43.09mm，3Z3 号桩在荷载加至 4590kN 时（设计要求最大加载 5100kN），桩顶总沉降已达 45.85mm，3Z8 加至最大荷载 7500kN 时，桩顶总沉降达 49.53mm，3Z13 号桩在荷载加至 11070kN 时（设计要求最大加载 12300kN），桩顶总沉降已达 42.01mm，4Z8 号桩在加至最大荷载 6300kN 时，桩顶总沉降为 43.85mm。上述各桩经低应变检测为桩身完整，因此造成桩身沉降过大，竖向承载力降低的原因极有可能为桩底沉渣过厚引起或者因护壁泥皮过厚造成桩周侧摩阻力降低引起。

#### 4.4.2 基桩低应变动力检测资料分析

本工程低应变共检测了 51 根桩，其中 50 根为 I 类桩，1 根为 II 类桩。

低应变检测结果见表 4-2，除下列桩号之外的桩检测结果均为桩身完整。

表 4-2 低应变检测结果表

序号	桩号	检测日期	桩径 (mm)	桩长 (m)	波速 (m/s)	检测结果	备注
1	A1-2	2006.3.5	Φ 800	35.7	4000	桩身结构完整, 桩顶下 5.2~6.3m 范围有轻微扩径。	I 类桩
2	A1-3	2006.3.5	Φ 1000	30.75	4000	桩身结构完整, 桩顶下 5.2~6.4m 范围有轻微扩径。	I 类桩
3	A2-2	2006.3.3	Φ 800	37.00	4000	桩顶下 6.7m 处有轻微缺陷。	II 类桩
4	A2-7	2006.3.3	Φ 1000	47.35	4000	桩身结构完整, 桩顶下 5.0~6.4m 范围有轻微扩径。	I 类桩
5	A2-8	2006.3.3	Φ 1000	35.80	4000	桩身结构完整, 桩顶下 5.3~6.7m 范围有明显扩径。	I 类桩
6	A2-10	2006.3.3	Φ 800	47.90	4000	桩身结构完整, 桩顶下 3.8~6.7m 范围有明显扩径。	I 类桩
7	A2-11	2006.3.3	Φ 800	35.80	4000	桩身结构完整, 桩顶下 3.8~6.8m 范围有明显扩径。	I 类桩

典型检测波形如图 4-4 所示。

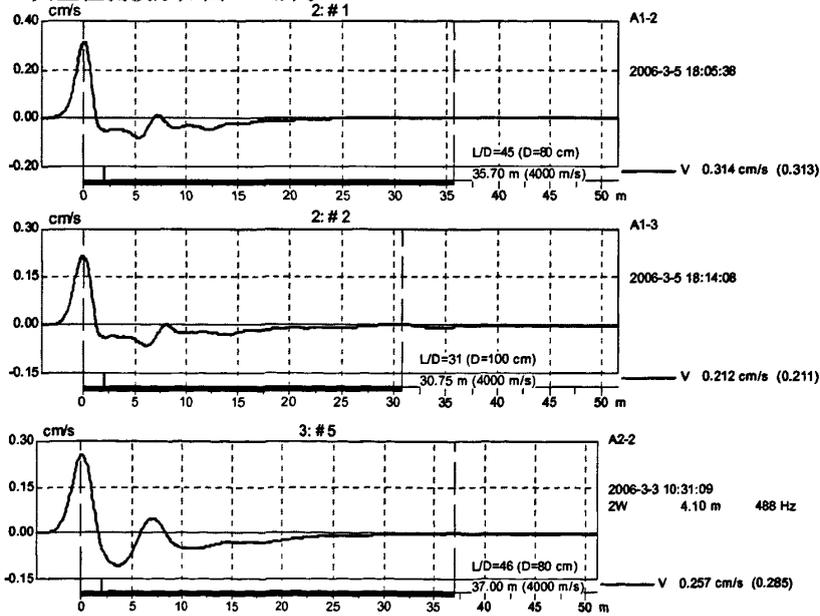


图 4-4 典型低应变检测波形

#### 4.4.3 基桩高应变动力检测资料分析

本工程高应变共检测了 51 根桩, 检测结果详见表 4-3 高应变检测结果汇总表。

表 4-3 高应变检测结果汇总表

序号	桩号	桩长 (m)	测点 以下 桩长 (m)	断面 尺寸 (mm)	自落 锤 重量 (kN)	自落 锤 落距 (m)	贯 入 度 (mm/击)	完 整 性 (%)	最大 锤击 力 (kN)	单桩 承载 力 (kN)
1	A1-1	30.80	29.80	Φ800	120.0	1.0	4.0	100	9504	4920
2	A1-2	35.70	34.70	Φ800	120.0	1.0	2.0	100	10435	6124
3	A1-3	30.75	29.75	Φ1000	120.0	1.0	2.0	100	10736	7545
4	A1-4	43.5	42.5	Φ1000	120.0	1.0	2.0	100	12041	8450
5	A1-5	43.8	42.8	Φ800	120.0	1.0	2.0	100	10352	7963
6	A1-6	43.8	42.8	Φ800	120.0	1.0	2.0	100	9262	7676
7	A1-7	43.5	42.5	Φ1000	120.0	1.0	1.5	100	12383	8455
8	A1-8	35.7	34.7	Φ1000	120.0	1.0	1.5	100	11360	6510
9	A1-9	43.5	42.5	Φ1000	120.0	1.0	1.0	100	11880	8510
10	A1-10	43.8	42.8	Φ800	120.0	1.0	1.0	100	11039	7667
11	A1-11	31.0	30.0	Φ800	120.0	1.0	1.5	100	11552	5323
12	A1-12	30.96	29.96	Φ1000	120.0	1.0	1.5	100	10642	6418
13	A2-1	35.75	34.75	Φ800	120.0	1.0	2.5	100	9041	5302
14	A2-2	37.0	36.0	Φ800	120.0	1.0	1.5	100	6915	5214
15	A2-3	36.65	35.65	Φ1000	120.0	1.0	1.0	100	11196	6728
16	A2-4	45.8	44.8	Φ1000	120.0	1.0	1.0	100	10849	9476
17	A2-5	46.6	45.6	Φ800	120.0	1.0	1.0	100	9381	5366
18	A2-6	45.7	44.7	Φ800	120.0	1.0	2.5	100	10003	6830
19	A2-7	47.35	46.35	Φ1000	120.0	1.0	1.5	100	12112	9440
20	A2-8	35.8	34.8	Φ1000	120.0	1.0	2.5	100	11081	7229
21	A2-9	45.82	44.82	Φ1000	120.0	1.0	1.5	100	11190	6723
22	A2-10	47.9	46.9	Φ800	120.0	1.0	1.0	100	11000	6570
23	A2-11	35.8	34.8	Φ800	120.0	1.0	1.0	100	8823	5309
24	A2-12	35.7	34.7	Φ1000	120.0	1.0	2.5	100	10735	7241
25	3Z1	30.0	29.0	Φ800	120.0	1.0	2.0	100	8279	5210

续表 4-3 高应变检测结果汇总表

序号	桩号	桩长 (m)	测点 以下 桩长 (m)	断面 尺寸 (mm)	自落 锤 重量 (kN)	自落 锤 落距 (m)	贯 入 度 (mm/击)	完 整 性 (%)	最大 锤击 力 (kN)	单桩 承载 力 (kN)
26	3Z2	30.0	29.0	Φ800	120.0	1.0	1.0	100	8622	5268
27	3Z3	30.0	29.0	Φ800	120.0	1.0	2.5	100	9704	4750
28	3Z4	42.0	41.0	Φ800	120.0	1.0	1.0	100	8919	7710
29	3Z5	42.0	41.0	Φ800	120.0	1.0	1.5	100	9512	7630
30	3Z6	42.0	41.0	Φ800	120.0	1.0	2.5	100	9916	7641
31	3Z7	30.0	29.0	Φ1000	120.0	1.0	1.0	100	9465	5750
32	3Z8	30.0	29.0	Φ1000	120.0	1.0	1.0	100	9812	5811
33	3Z9	30.0	29.0	Φ1000	120.0	1.0	1.0	100	11382	6478
34	3Z10	42.0	41.0	Φ1000	120.0	1.0	2.0	100	11730	9430
35	3Z11	42.0	41.0	Φ1000	120.0	1.0	2.0	100	11240	9494
36	3Z12	42.0	41.0	Φ1000	120.0	1.0	1.5	100	11266	9470
37	3Z13	42.0	41.0	Φ1200	120.0	1.0	1.5	100	13405	9962
38	3Z14	42.0	41.0	Φ1200	120.0	1.0	1.0	100	15080	12509
39	3Z15	42.0	41.0	Φ1200	120.0	1.0	1.0	100	14353	12455
40	4Z1	20.0	19.0	Φ800	120.0	1.0	2.0	100	7171	5219
41	4Z2	20.0	19.0	Φ800	120.0	1.0	2.5	100	9207	5830
42	4Z3	21.0	20.0	Φ800	120.0	1.0	2.5	100	9599	5910
43	4Z4	40.5	39.5	Φ800	120.0	1.2	1.5	100	9228	7630
44	4Z5	40.5	39.5	Φ800	120.0	1.0	1.5	100	11544	7655
45	4Z6	40.5	39.5	Φ800	120.0	0.9	1.8	100	9581	7700
46	4Z7	20.0	19.0	Φ1000	120.0	1.1	1.8	100	9943	6390
47	4Z8	20.0	19.0	Φ1000	120.0	1.0	3.9	100	9443	5800

续表 4-3 高应变检测结果汇总表

序号	桩号	桩长 (m)	测点以下桩长 (m)	断面尺寸 (mm)	自落锤重量 (kN)	自落锤落距 (m)	贯入度 (mm/击)	完整性 (%)	最大锤击力 (kN)	单桩承载力 (kN)
48	4Z9	20.0	19.0	Φ1000	120.0	1.2	1.9	100	10091	6431
49	4Z10	41.5	40.5	Φ1000	120.0	1.0	1.9	100	9832	8390
50	4Z11	41.5	40.5	Φ1000	120.0	0.9	1.9	100	11540	9474
51	4Z12	41.5	40.5	Φ1000	120.0	1.0	1.9	100	10351	8410

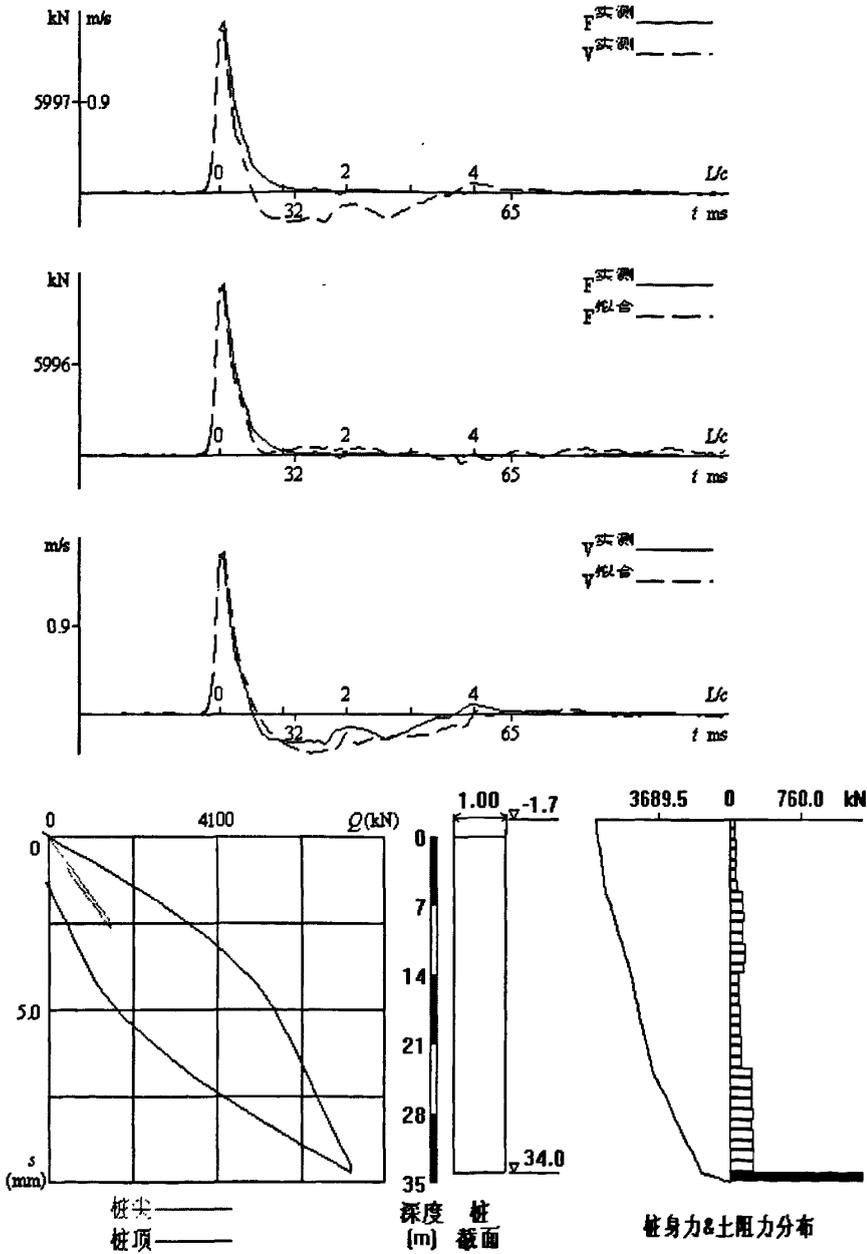
选取部分测试桩作 CAPWAPC 拟合,其中 5 根桩 CAPWAPC 计算结果反推的 CASE 法 Jc 值见表 4-4。

表 4-4

桩号	桩长 (m)	桩径 (mm)	贯入度 (mm)	拟合质量系数	反推得到的 Jc 值
A1-8	35.6	Φ1000	2	2.32	0.35
2-3	35.7	Φ1000	2	2.24	0.32
3Z4	41.0	Φ800	2	2.15	0.35
3Z14	41.0	Φ1000	2	2.14	0.30
4Z10	41.0	Φ1000	2	1.93	0.31

由上表可知,对于该区域灌注桩,高应变测试 Jc 值的取值取 0.30~0.35 比较合适。

5 根桩 CAPWAPC 计算结果见图 4-5~图 4-9 和表 4-5~表 4-9。



Foundation Eng. Institute(CABR) Pile Wave Analysis Program by Characteristics  
**FEIPWAPC™**

图 4-5 A1-8#桩实测、拟合、模拟  $Q-s$  曲线、桩身剖面及土阻力分布

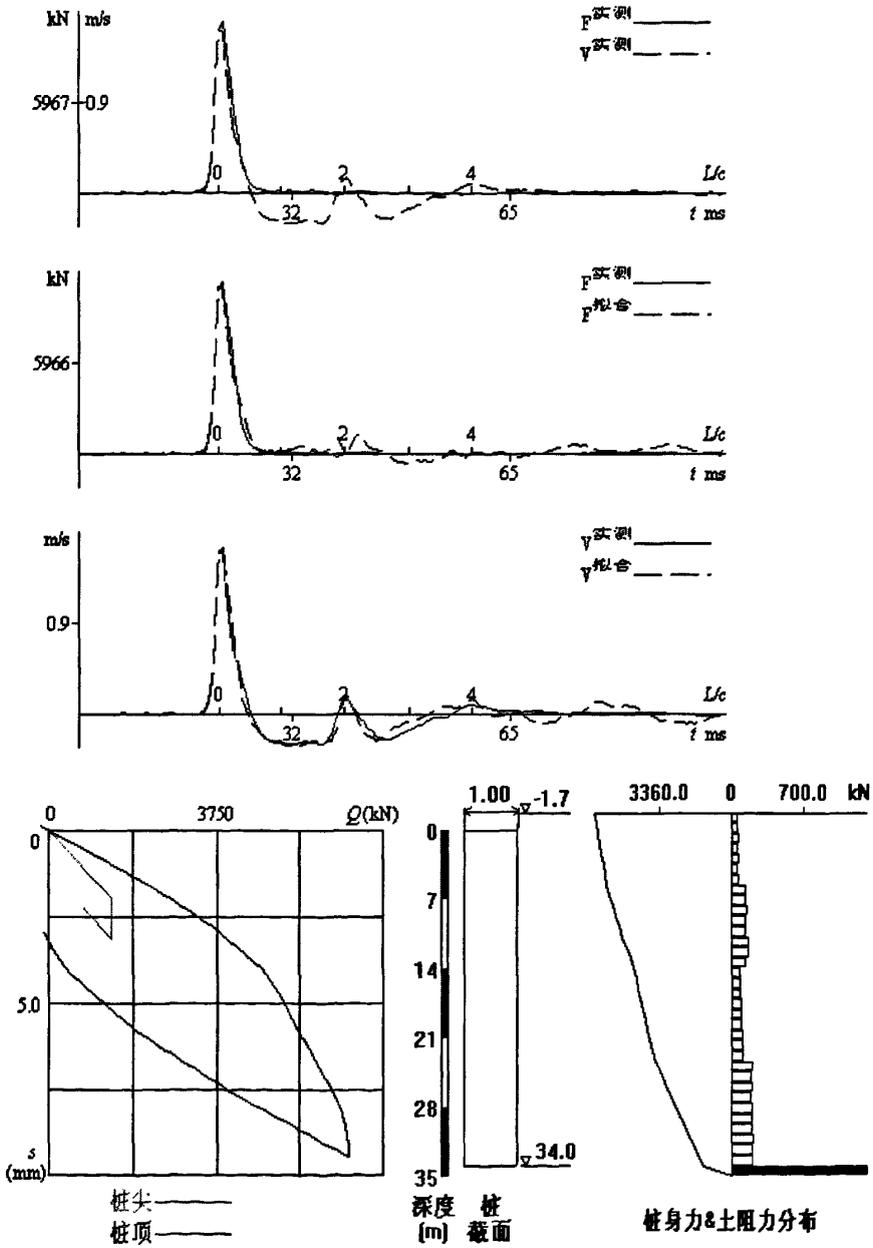
第四章 工程实例

表 4-5 A1-8#桩 FEIPWAPC 程序桩土参数表

试验日期:2006/3/20      试验地点:曹妃甸      桩号:A1-8#  
 每米锤击数: 500(实测), 538(计算);    拟合质量MQ (速度拟合力): 2.32  
 FEIPWAPC 计算出的动测土阻力: 7379.0kN = 5859.0kN(桩侧) + 1520.0kN(桩尖)  
 已发挥的总阻力: 7379.0kN      计算沉降: 9.72mm (桩顶), 2.69mm (桩尖)  
 测点下桩身平均波速: 3700m/s

\* \* \* \* 单元土参数表 \* \* \* \*

单元号	测点下深度(m)	深度(m)	Quake(mm)	单元阻力(kN)	土阻力总和(kN)	硬化系数	单元桩侧阻力kPa	Case	土阻尼粘滞kN/m/s	Smith l/m/s
1	1.0	-0.6	2.50	71.3	7307.7	0.00	21.65	0.0068	47.10	0.661
2	2.1	0.4	2.50	75.4	7232.3	0.00	22.89	0.0073	50.33	0.667
3	3.1	1.5	2.50	89.5	7142.8	0.00	27.17	0.0088	60.49	0.676
4	4.2	2.5	2.50	83.5	7059.3	0.00	25.35	0.0083	57.10	0.684
5	5.2	3.6	2.50	87.6	6971.7	0.00	26.59	0.0088	60.65	0.692
6	6.3	4.6	2.50	81.7	6890.0	0.00	24.80	0.0083	57.24	0.701
7	7.3	5.7	2.50	95.8	6794.2	0.00	29.08	0.0001	0.97	0.010
8	8.4	6.7	2.50	159.9	6634.3	0.00	48.54	0.0002	1.66	0.010
9	9.4	7.8	2.50	164.0	6470.3	0.00	49.79	0.0003	1.75	0.011
10	10.5	8.8	2.50	168.1	6302.2	0.00	51.03	0.0003	1.84	0.011
11	11.5	9.9	2.50	162.2	6140.0	0.00	49.24	0.0003	1.82	0.011
12	12.6	10.9	0.50	166.3	5973.7	0.00	50.48	0.0003	1.92	0.012
13	13.6	12.0	0.50	190.4	5783.3	0.00	57.80	0.0003	2.27	0.012
14	14.7	13.0	0.50	194.5	5588.8	0.00	59.05	0.0003	2.40	0.012
15	15.7	14.1	0.50	168.6	5420.2	0.00	51.18	0.0003	2.15	0.013
16	16.8	15.1	0.50	112.7	5307.5	0.00	34.21	0.0002	1.46	0.013
17	17.8	16.2	0.50	116.8	5190.7	0.00	35.46	0.0002	1.55	0.013
18	18.9	17.2	0.50	120.9	5069.8	0.00	36.70	0.0002	1.64	0.014
19	19.9	18.3	0.50	125.0	4944.8	0.00	37.95	0.0003	1.74	0.014
20	21.0	19.3	0.50	129.1	4815.7	0.00	39.19	0.0003	1.85	0.014
21	22.0	20.4	0.50	133.2	4682.5	0.00	40.44	0.0003	1.96	0.015
22	23.1	21.4	0.50	137.3	4545.2	0.00	41.68	0.0003	2.08	0.015
23	24.1	22.5	0.50	141.3	4403.9	0.00	42.90	0.0003	2.21	0.016
24	25.2	23.5	0.50	145.4	4258.5	0.00	44.14	0.0003	2.35	0.016
25	26.2	24.6	0.50	269.5	3989.0	0.00	81.81	0.0007	4.66	0.017
26	27.3	25.6	0.50	263.6	3725.4	0.00	80.02	0.0007	4.88	0.019
27	28.3	26.7	0.50	267.7	3457.7	0.00	81.27	0.0008	5.34	0.020
28	29.4	27.7	0.50	271.8	3185.9	0.00	82.51	0.0009	5.88	0.022
29	30.4	28.8	0.50	275.9	2910.0	0.00	83.76	0.0009	6.54	0.024
30	31.5	29.8	0.50	270.0	2640.0	0.00	81.97	0.0010	7.05	0.026
31	32.5	30.9	0.50	274.1	2365.9	0.00	83.21	0.0012	7.99	0.029
32	33.6	31.9	3.00	277.2	2088.7	0.00	84.15	0.0013	9.15	0.033
33	34.6	33.0	2.50	282.3	1806.4	0.00	85.70	0.0016	10.78	0.038
34	35.6	34.0	2.50	286.4	1520.0	0.00	86.94	0.0019	12.99	0.045



Foundation Eng. Institute(CABR) Pile Wave Analysis Program by Characteristics  
**FEIPWAP<sup>TM</sup>**

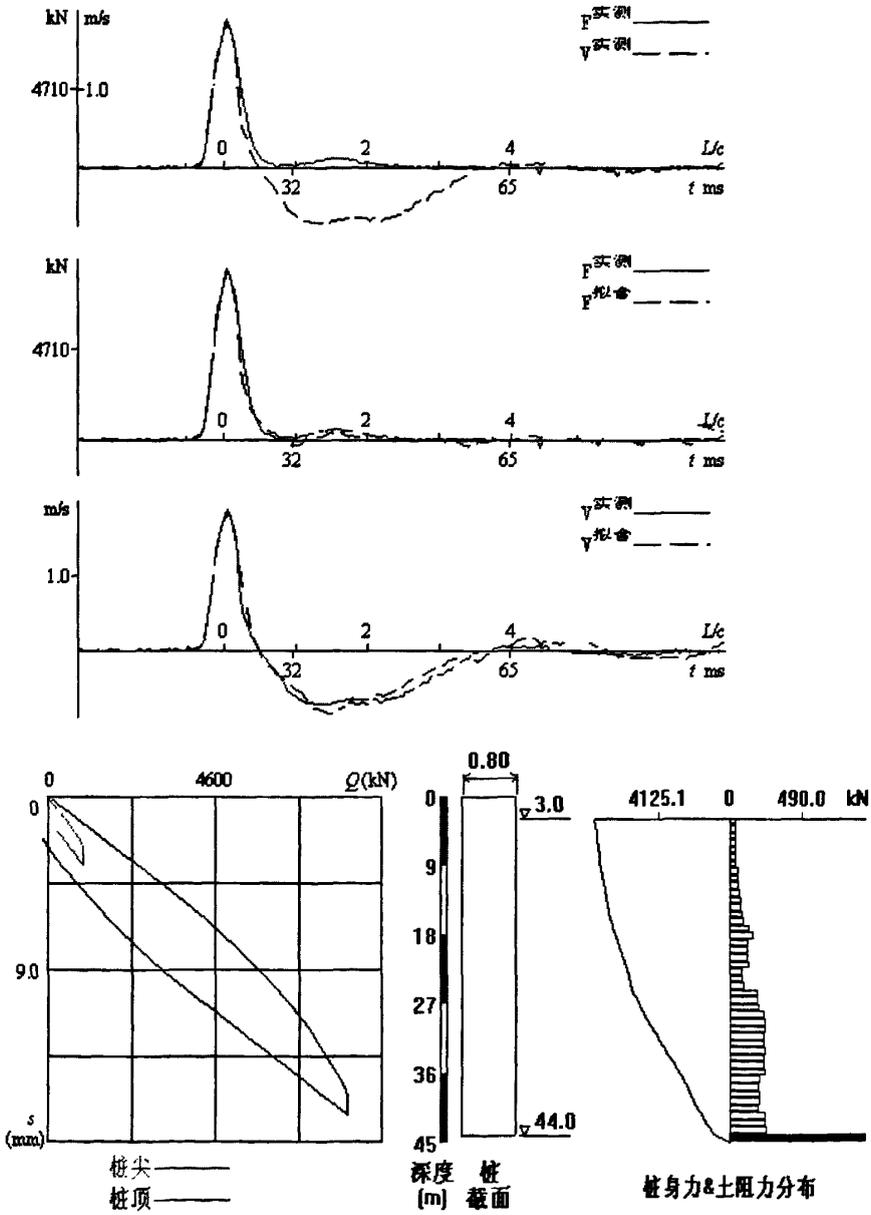
图 4-6 2-3#桩实测、拟合、模拟  $Q-s$  曲线、桩身剖面及土阻力分布

表 4-6 2-3#桩 FEIPWAPC 程序桩土参数表

试验日期:2006/3/20 试验地点:曹妃甸 桩号:2-3#  
 每米锤击数: 500(实测), 576(计算); 拟合质量MQ(速度拟合力): 2.24  
 FEIPWAPC 计算出的动测土阻力: 6720.0kN = 5320.0kN(桩侧) + 1400.0kN(桩尖)  
 已发挥的总阻力: 6720.0kN 计算沉降: 9.43mm(桩顶), 3.14mm(桩尖)  
 测点下桩身平均波速: 3700m/s

\* \* \* \* 单元土参数表 \* \* \* \*

单元号	测点下深度(m)	深度(m)	Quake(mm)	单元阻力(kN)	土阻力总和(kN)	硬化系数	单元桩侧阻力kPa	Case	土阻尼粘滞kN/m/s	Smith 1/m/s
1	1.0	-0.6	2.50	71.3	6648.7	0.00	21.65	0.0075	51.77	0.726
2	2.1	0.4	2.50	75.4	6573.3	0.00	22.89	0.0080	55.37	0.734
3	3.1	1.5	2.50	89.5	6483.8	0.00	27.17	0.0097	66.63	0.745
4	4.2	2.5	2.50	83.5	6400.3	0.00	25.35	0.0091	62.98	0.754
5	5.2	3.6	2.50	87.6	6312.7	0.00	26.59	0.0097	66.99	0.765
6	6.3	4.6	2.50	81.7	6231.0	0.00	24.80	0.0092	63.29	0.775
7	7.3	5.7	2.50	85.8	6145.2	0.00	26.05	0.0001	0.96	0.011
8	8.4	6.7	2.50	159.9	5985.3	0.00	48.54	0.0003	1.84	0.012
9	9.4	7.8	2.50	164.0	5821.3	0.00	49.79	0.0003	1.94	0.012
10	10.5	8.8	2.50	168.1	5653.2	0.00	51.03	0.0003	2.05	0.012
11	11.5	9.9	2.50	162.2	5491.0	0.00	49.24	0.0003	2.04	0.013
12	12.6	10.9	0.50	166.3	5324.7	0.00	50.48	0.0003	2.15	0.013
13	13.6	12.0	0.50	190.4	5134.3	0.00	57.80	0.0004	2.56	0.013
14	14.7	13.0	0.50	194.5	4939.8	0.00	59.05	0.0004	2.72	0.014
15	15.7	14.1	0.50	158.6	4781.2	0.00	48.15	0.0003	2.29	0.014
16	16.8	15.1	0.50	102.7	4678.5	0.00	31.18	0.0002	1.51	0.015
17	17.8	16.2	0.50	106.8	4571.7	0.00	32.42	0.0002	1.61	0.015
18	18.9	17.2	0.50	110.9	4460.8	0.00	33.67	0.0002	1.71	0.015
19	19.9	18.3	0.50	115.0	4345.8	0.00	34.91	0.0003	1.82	0.016
20	21.0	19.3	0.50	119.1	4226.7	0.00	36.16	0.0003	1.94	0.016
21	22.0	20.4	0.50	123.2	4103.5	0.00	37.40	0.0003	2.07	0.017
22	23.1	21.4	0.50	127.3	3976.2	0.00	38.65	0.0003	2.21	0.017
23	24.1	22.5	0.50	131.3	3844.9	0.00	39.86	0.0003	2.35	0.018
24	25.2	23.5	0.50	135.4	3709.5	0.00	41.10	0.0004	2.52	0.019
25	26.2	24.6	0.50	229.5	3480.0	0.00	69.67	0.0007	4.55	0.020
26	27.3	25.6	0.50	223.6	3256.4	0.00	67.88	0.0007	4.74	0.021
27	28.3	26.7	0.50	227.7	3028.7	0.00	69.12	0.0008	5.18	0.023
28	29.4	27.7	0.50	221.8	2806.9	0.00	67.33	0.0008	5.45	0.025
29	30.4	28.8	0.50	235.9	2571.0	0.00	71.61	0.0009	6.33	0.027
30	31.5	29.8	0.50	230.0	2341.0	0.00	69.82	0.0010	6.78	0.029
31	32.5	30.9	0.50	234.1	2106.9	0.00	71.07	0.0011	7.66	0.033
32	33.6	31.9	3.00	238.2	1868.7	0.00	72.31	0.0013	8.79	0.037
33	34.6	33.0	2.50	232.3	1636.4	0.00	70.52	0.0014	9.79	0.042
34	35.6	34.0	2.50	236.4	1400.0	0.00	71.77	0.0017	11.64	0.049



Foundation Eng. Institute(CABR) Pile Wave Analysis Program by Characteristics  
**FEIPWAPC™**

图 4-7 3Z4#桩实测、拟合、模拟  $Q-s$  曲线、桩身剖面及土阻力分布

表 4-7 3Z4#桩 FEIPWAPC 程序桩土参数表

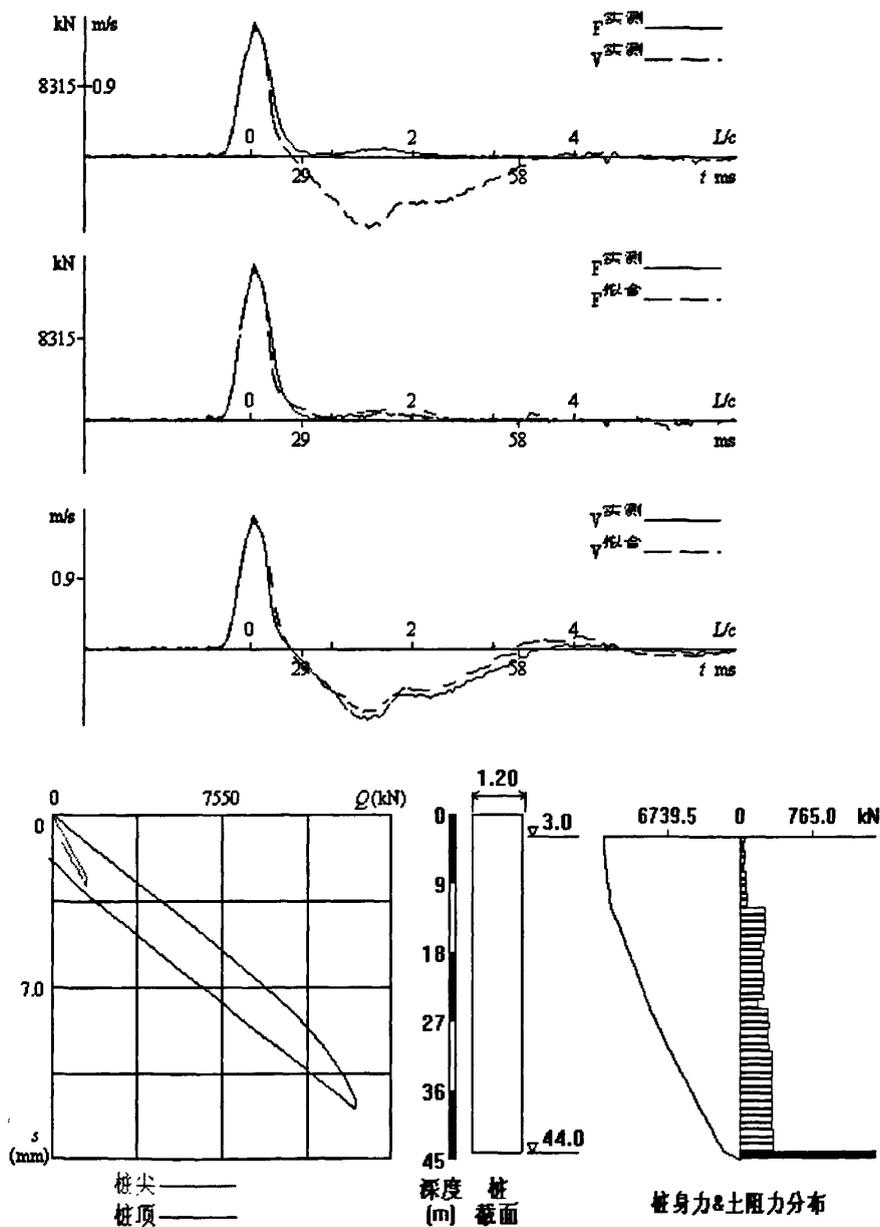
试验日期:2006/3/20      试验地点:曹妃甸      桩号:3Z4#  
 每米锤击数: 500(实测), 518(计算); 拟合质量 MQ (速度拟合力): 2.15  
 FEIPWAPC 计算出的动测土阻力: 8250.2kN = 7270.2kN(桩侧) + 980.0kN(桩尖)  
 已发挥的总阻力: 8250.2kN      计算沉降: 16.54mm (桩顶), 3.58mm (桩尖)  
 测点下桩身平均波速: 3750m/s

\* \* \* \* 单元土参数表 \* \* \* \*

单元号	测点下深度 (m)	深度 (m)	Quake (mm)	单元阻力 (kN)	土阻力总和 (kN)	硬化系数	单元桩侧阻力 kPa	Case	土阻尼粘滞 kN/m/s	Smith 1/m/s
1	0.9	3.9	5.10	57.9	8192.3	0.00	24.72	0.0028	13.30	0.230
2	1.9	4.9	5.10	51.0	8141.3	0.00	21.78	0.0025	11.79	0.231
3	2.8	5.8	5.10	54.1	8087.2	0.00	23.10	0.0027	12.59	0.233
4	3.7	6.7	5.10	57.2	8030.0	0.00	24.42	0.0028	13.41	0.234
5	4.7	7.7	5.10	50.3	7979.7	0.00	21.48	0.0025	11.86	0.236
6	5.6	8.6	5.10	53.4	7926.3	0.00	22.80	0.0027	12.68	0.237
7	6.5	9.5	5.10	56.5	7869.8	0.00	24.13	0.0029	13.51	0.239
8	7.5	10.5	5.00	69.6	7800.2	0.00	29.72	0.0036	16.79	0.241
9	8.4	11.4	5.10	72.7	7727.5	0.00	31.04	0.0009	4.43	0.061
10	9.3	12.3	5.10	75.8	7651.7	0.00	32.37	0.0010	4.66	0.061
11	10.2	13.2	5.50	78.9	7572.8	0.00	33.69	0.0010	4.90	0.062
12	11.2	14.2	3.50	92.0	7480.8	0.00	39.28	0.0012	5.79	0.063
13	12.1	15.1	3.50	95.1	7385.7	0.00	40.61	0.0013	6.06	0.064
14	13.0	16.0	3.50	98.2	7287.5	0.00	41.93	0.0013	6.34	0.065
15	14.0	17.0	3.50	111.3	7176.2	0.00	47.53	0.0016	7.30	0.066
16	14.9	17.9	3.50	154.4	7021.8	0.00	65.93	0.0022	10.35	0.067
17	15.8	18.8	3.50	177.5	6844.3	0.00	75.79	0.0026	12.20	0.069
18	16.8	19.8	3.50	140.6	6703.7	0.00	60.04	0.0021	9.87	0.070
19	17.7	20.7	3.50	143.7	6560.0	0.00	61.36	0.0088	41.23	0.287
20	18.6	21.6	3.50	146.8	6413.2	0.00	62.68	0.0092	43.08	0.293
21	19.6	22.6	3.50	149.9	6263.3	0.00	64.01	0.0096	45.05	0.301
22	20.5	23.5	3.50	103.0	6160.3	0.00	43.98	0.0067	31.47	0.306
23	21.4	24.4	3.50	106.1	6054.2	0.00	45.30	0.0070	32.99	0.311
24	22.4	25.4	3.50	109.2	5945.0	0.00	46.63	0.0073	34.57	0.317
25	23.3	26.3	3.50	212.3	5732.7	0.00	90.65	0.0148	69.70	0.328
26	24.2	27.2	3.50	215.4	5517.3	0.00	91.98	0.0156	73.48	0.341
27	25.2	28.2	2.50	218.5	5298.8	0.00	93.30	0.0165	77.61	0.355
28	26.1	29.1	2.50	261.6	5037.2	0.00	111.70	0.0260	122.19	0.467
29	27.0	30.0	2.50	264.7	4772.5	0.00	113.03	0.0277	130.49	0.493
30	28.0	31.0	2.50	267.8	4504.7	0.00	114.35	0.0357	167.84	0.627
31	28.9	31.9	2.50	260.9	4243.8	0.00	111.40	0.0369	173.57	0.665
32	29.8	32.8	2.50	264.0	3979.8	0.00	112.73	0.0398	187.28	0.709
33	30.7	33.7	2.50	267.1	3712.7	0.00	114.05	0.0432	203.11	0.760
34	31.7	34.7	2.50	260.2	3452.5	0.00	111.11	0.0377	177.31	0.681
35	32.6	35.6	2.50	263.3	3189.2	0.00	112.43	0.0454	213.66	0.811
36	33.5	36.5	2.50	266.4	2922.8	0.00	113.75	0.0501	235.88	0.885

续表 4-7

单元号	测点下深度 (m)	深度 (m)	Quake (mm)	单元阻力 (kN)	土阻力总和 (kN)	硬化系数	单元桩侧阻力 kPa	Case	土阻尼粘滞 kN/m/s	Smith 1/m/s
37	34.5	37.5	2.50	229.5	2693.3	0.00	98.00	0.0469	220.53	0.961
38	35.4	38.4	2.50	222.6	2470.7	0.00	95.05	0.0496	233.17	1.047
39	36.3	39.3	2.50	225.7	2245.0	0.00	96.37	0.0653	307.49	1.362
40	37.3	40.3	2.50	228.8	2016.2	0.00	97.70	0.0624	293.69	1.284
41	38.2	41.2	2.50	221.9	1794.3	0.00	94.75	0.0680	320.06	1.442
42	39.1	42.1	2.50	265.0	1529.3	0.00	113.16	0.0953	448.45	1.692
43	40.1	43.1	2.50	268.1	1261.2	0.00	114.48	0.1169	550.15	2.052
44	41.0	44.0	2.50	281.2	980.0	0.00	120.07	0.1578	742.60	2.641



Foundation Eng. Institute(CABR) Pile Wave Analysis Program by Characteristics

FEIPWAPC™

图 4-8 3Z14#桩实测、拟合、模拟  $Q-s$  曲线、桩身剖面及土阻力分布

表 4-8 3Z14#桩 FEIPWAPC 程序桩土参数表

试验日期:2006/3/20 试验地点:曹妃甸 桩号:3Z14#  
 每米锤击数: 500(实测), 509(计算); 拟合质量 MQ (速度拟合力): 2.14  
 FEIPWAPC 计算出的动测土阻力: 13479.0kN = 11949.0kN(桩侧) + 1530.0kN(桩尖)  
 已发挥的总阻力: 13479.0kN 计算沉降: 11.95mm(桩顶), 2.87mm(桩尖)  
 测点下桩身平均波速: 3750m/s

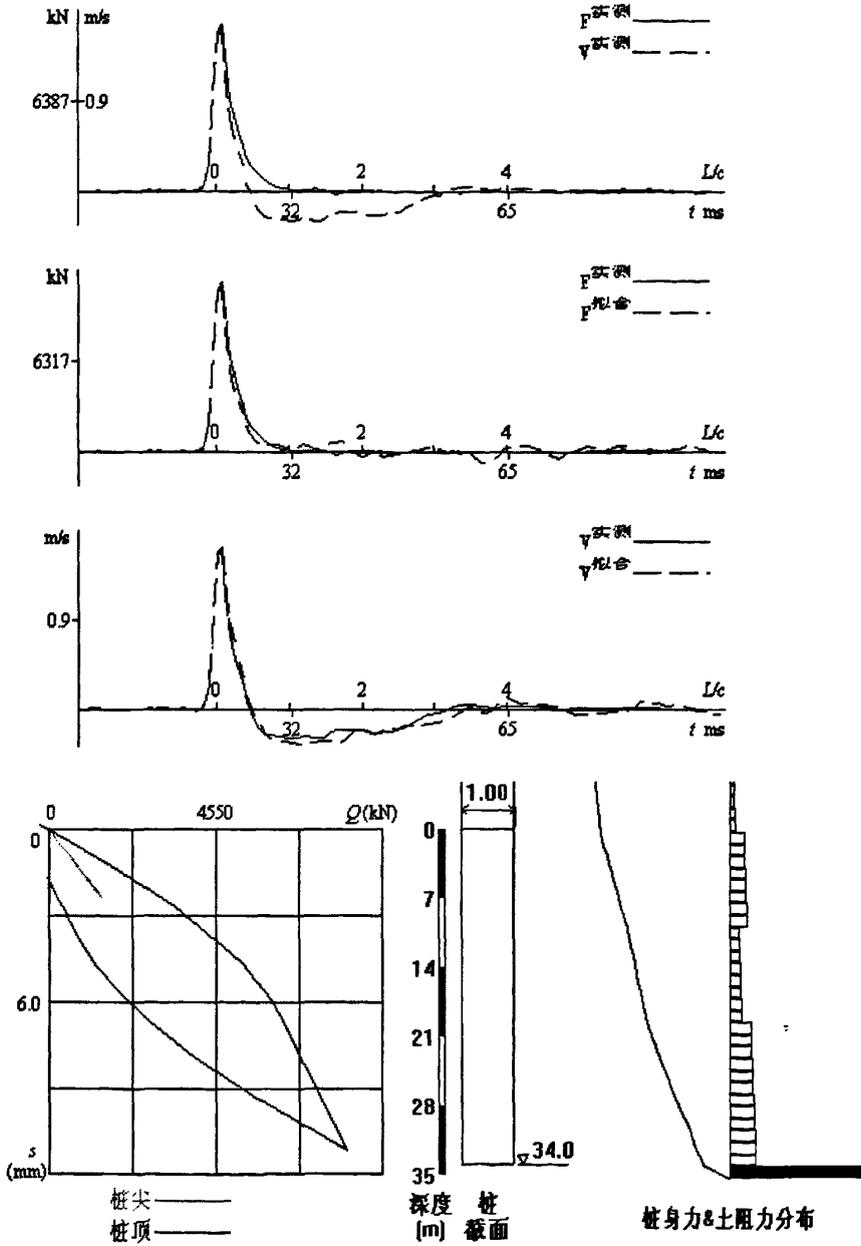
\* \* \* \* 单元土参数表 \* \* \* \*

单元号	测点下深度(m)	深度(m)	Quake(mm)	单元阻力(kN)	土阻力总和(kN)	硬化系数	单元桩侧阻力 kPa	Case	土阻尼粘滞 kN/m/s	Smith 1/m/s
1	0.9	3.9	5.10	67.9	13411.1	0.00	19.33	0.0015	16.08	0.237
2	1.9	4.9	5.10	61.0	13350.1	0.00	17.36	0.0014	14.51	0.238
3	2.8	5.8	5.10	64.1	13286.0	0.00	18.25	0.0014	15.32	0.239
4	3.7	6.7	5.10	67.2	13218.8	0.00	19.13	0.0015	16.15	0.240
5	4.7	7.7	5.10	60.3	13158.5	0.00	17.17	0.0014	14.56	0.241
6	5.6	8.6	5.10	83.4	13075.1	0.00	23.74	0.0019	20.26	0.243
7	6.5	9.5	5.10	86.5	12988.6	0.00	24.62	0.0020	21.15	0.245
8	7.5	10.5	5.00	89.6	12899.0	0.00	25.51	0.0021	22.06	0.246
9	8.4	11.4	5.10	92.7	12806.3	0.00	26.39	0.0022	22.99	0.248
10	9.3	12.3	5.10	95.8	12710.5	0.00	27.27	0.0023	23.94	0.250
11	10.2	13.2	5.50	298.0	12412.5	0.00	84.83	0.0072	76.25	0.256
12	11.2	14.2	4.50	292.0	12120.5	0.00	83.12	0.0072	76.52	0.262
13	12.1	15.1	4.50	295.0	11825.5	0.00	83.98	0.0075	79.23	0.269
14	13.0	16.0	4.50	298.0	11527.5	0.00	84.83	0.0078	82.11	0.276
15	14.0	17.0	4.50	281.3	11246.2	0.00	80.08	0.0075	79.45	0.282
16	14.9	17.9	4.50	254.4	10991.8	0.00	72.42	0.0093	98.01	0.385
17	15.8	18.8	4.50	277.5	10714.3	0.00	79.00	0.0104	109.68	0.395
18	16.8	19.8	4.50	270.6	10443.7	0.00	77.03	0.0104	109.73	0.405
19	17.7	20.7	4.50	273.7	10170.0	0.00	77.91	0.0108	113.97	0.416
20	18.6	21.6	3.50	276.8	9893.2	0.00	78.80	0.0112	118.49	0.428
21	19.6	22.6	3.50	279.9	9613.3	0.00	79.68	0.0146	154.13	0.551
22	20.5	23.5	3.50	273.0	9340.3	0.00	77.71	0.0146	154.72	0.567
23	21.4	24.4	3.50	276.1	9064.2	0.00	78.60	0.0152	161.25	0.584
24	22.4	25.4	3.50	229.2	8835.0	0.00	65.25	0.0233	247.19	1.078
25	23.3	26.3	3.50	332.3	8502.7	0.00	94.59	0.0352	372.39	1.121
26	24.2	27.2	3.50	335.4	8167.3	0.00	95.48	0.0370	391.30	1.167
27	25.2	28.2	2.50	338.5	7828.8	0.00	96.36	0.0389	411.99	1.217
28	26.1	29.1	2.50	331.6	7497.2	0.00	94.40	0.0398	421.44	1.271
29	27.0	30.0	2.50	334.7	7162.5	0.00	95.28	0.0421	445.26	1.330
30	28.0	31.0	2.50	337.8	6824.7	0.00	96.16	0.0445	471.63	1.396
31	28.9	31.9	2.50	370.9	6453.8	0.00	105.58	0.0517	547.60	1.476
32	29.8	32.8	2.50	374.0	6079.8	0.00	106.47	0.0554	586.15	1.567
33	30.7	33.7	2.50	377.1	5702.7	0.00	107.35	0.0595	630.09	1.671
34	31.7	34.7	2.50	370.2	5332.5	0.00	105.38	0.0625	661.50	1.787
35	32.6	35.6	2.50	373.3	4959.2	0.00	106.27	0.0715	757.10	2.028
36	33.5	36.5	2.50	376.4	4582.8	0.00	107.15	0.0780	826.09	2.195

第四章 工程实例

续表 4- 8

单元号	测点下深度 (m)	深度 (m)	Quake (mm)	单元阻力 (kN)	土阻力总和 (kN)	硬化系数	单元桩侧阻力 kPa	Case	土阻尼粘滞 kN/m/s	Smith l/m/s
37	34.5	37.5	2.50	379.5	4203.3	0.00	108.03	0.0858	908.09	2.393
38	35.4	38.4	2.50	372.6	3830.7	0.00	106.07	0.0924	978.30	2.626
39	36.3	39.3	2.50	375.7	3455.0	0.00	106.95	0.1033	1093.70	2.911
40	37.3	40.3	2.50	378.8	3076.2	0.00	107.83	0.1170	1238.52	3.270
41	38.2	41.2	2.50	381.9	2694.3	0.00	108.71	0.1347	1425.64	3.733
42	39.1	42.1	2.50	385.0	2309.3	0.00	109.60	0.1584	1676.82	4.355
43	40.1	43.1	2.50	388.1	1921.2	0.00	110.48	0.1919	2031.78	5.235
44	41.0	44.0	2.50	391.2	1530.0	0.00	111.36	0.2429	2571.66	6.574



Foundation Eng. Institute(CABR) Pile Wave Analysis Program by Characteristics  
**FEIPWAP<sup>TM</sup>**

图 4-9 4Z10#桩实测、拟合、模拟  $Q-s$  曲线、桩身剖面及土阻力分布

第四章 工程实例

表 4-9 4Z10#桩 FEIPWAPC 程序桩土参数表

试验日期:2006/3/20 试验地点:曹妃甸 桩号:4Z10#  
 每米锤击数: 500(实测), 484(计算); 拟合质量MQ(速度拟合力): 1.93  
 FEIPWAPC 计算出的动测土阻力: 8234.2kN = 6704.2kN(桩侧) + 1530.0kN(桩尖)  
 已发挥的总阻力: 8217.2kN 计算沉降: 11.13mm(桩顶), 2.39mm(桩尖)  
 测点下桩身平均波速: 3700m/s

\*\*\* 单元土参数表 \*\*\*

单元号	测点下深度(m)	深度(m)	Quake(mm)	单元阻力(kN)	土阻力总和(kN)	硬化系数	单元桩侧阻力 kPa	Case	土阻尼粘滞 kN/m/s	Smith 1/m/s
1	1.2	-5.8	2.50	61.2	8173.0	0.00	16.15	0.0052	36.15	0.591
2	2.4	-4.6	2.50	65.8	8107.2	0.00	17.37	0.0057	39.18	0.595
3	3.6	-3.4	2.50	70.5	8036.7	0.00	18.61	0.0061	42.35	0.601
4	4.8	-2.2	2.50	75.2	7961.5	0.00	19.85	0.0066	45.60	0.606
5	6.0	-1.0	2.50	79.8	7881.7	0.00	21.06	0.0071	48.87	0.612
6	7.2	0.2	2.50	84.5	7797.2	0.00	22.31	0.0076	52.31	0.619
7	8.4	1.4	2.50	189.0	7608.2	0.00	49.89	0.0176	121.63	0.644
8	9.6	2.6	2.50	198.3	7409.9	0.00	52.34	0.0190	131.03	0.661
9	10.9	3.9	2.50	198.5	7211.4	0.00	52.40	0.0195	134.77	0.679
10	12.1	5.1	2.50	203.2	7008.2	0.00	53.64	0.0206	141.96	0.699
11	13.3	6.3	2.50	207.9	6800.3	0.00	54.88	0.0217	149.69	0.720
12	14.5	7.5	0.50	212.5	6587.8	0.00	56.09	0.0035	24.47	0.115
13	15.7	8.7	0.50	217.2	6370.6	0.00	57.33	0.0038	25.86	0.119
14	16.9	9.9	0.50	221.9	6148.7	0.00	58.57	0.0040	27.38	0.123
15	18.1	11.1	0.50	126.6	6022.1	0.00	33.42	0.0023	15.95	0.126
16	19.3	12.3	0.50	131.2	5890.9	0.00	34.63	0.0024	16.89	0.129
17	20.5	13.5	0.50	135.9	5755.0	0.00	35.87	0.0026	17.91	0.132
18	21.7	14.7	0.50	140.6	5614.4	0.00	37.11	0.0003	1.73	0.012
19	22.9	15.9	0.50	145.2	5469.2	0.00	38.33	0.0003	1.83	0.013
20	24.1	17.1	0.50	149.9	5319.3	0.00	39.57	0.0003	1.94	0.013
21	25.3	18.3	0.50	154.6	5164.7	0.00	40.81	0.0003	2.06	0.013
22	26.5	19.5	0.50	159.3	5005.4	0.00	42.05	0.0003	2.19	0.014
23	27.7	20.7	0.50	263.9	4741.5	0.00	69.66	0.0006	3.84	0.015
24	28.9	21.9	0.50	268.6	4472.9	0.00	70.90	0.0006	4.14	0.015
25	30.1	23.1	0.50	273.3	4199.6	0.00	72.14	0.0007	4.49	0.016
26	31.4	24.4	0.50	277.9	3921.7	0.00	73.36	0.0007	4.89	0.018
27	32.6	25.6	0.50	282.6	3639.1	0.00	74.60	0.0008	5.36	0.019
28	33.8	26.8	0.50	287.3	3351.8	0.00	75.84	0.0009	5.91	0.021
29	35.0	28.0	0.50	292.0	3059.8	0.00	77.08	0.0010	6.58	0.023
30	36.2	29.2	0.50	296.6	2763.2	0.00	78.29	0.0011	7.40	0.025
31	37.4	30.4	0.50	301.3	2461.9	0.00	79.53	0.0012	8.44	0.028
32	38.6	31.6	3.00	306.0	2155.9	0.00	80.77	0.0014	9.79	0.032
33	39.8	32.8	2.50	310.6	1845.3	0.00	81.99	0.0017	11.61	0.037
34	41.0	34.0	2.50	315.3	1530.0	0.00	83.23	0.0021	14.21	0.045

## 4.5 动静结果对比分析

桩端持力层为细砂，将有轻微缺陷的桩剔除后剩下的 50 根桩高应变检测结果与静载荷试验结果差异在 5% 范围内对应的  $J_e$  试取值 1 平均得  $J_e$  值为 0.32，将各桩对应的  $J_e$  值减加 0.1 得到  $J_e$  试取值 2 和  $J_e$  试取值 3，分别获得对应的高应变测试值，动静结果对比结果如表 4-10 所示。

由于部分桩静载试验未达到破坏，对这些试桩根据试验数据外推预估桩的极限承载力，采用的预测方法是双曲线法。

表 4-10 动静结果对比分析表

序号	桩号	静载承载力 (kN)	$J_e$ 试取值 1			$J_e$ 试取值 2			$J_e$ 试取值 3		
			阻尼系数 $J_e$ 值	动测承载力 (kN)	动静对比差异百分比	阻尼系数 $J_e$ 值	动测承载力 (kN)	动静对比差异百分比	阻尼系数 $J_e$ 值	动测承载力 (kN)	动静对比差异百分比
1	A1-1	4590	0.38	4620	0.65%	0.28	5210	13.51%	0.48	3792	17.39%
2	A1-2	5890	0.35	6124	3.97%	0.25	6732	14.30%	0.45	5253	10.81%
3	A1-3	7520	0.33	7545	0.33%	0.23	8186	8.86%	0.43	6312	16.06%
4	A1-4	8370	0.27	8450	0.96%	0.17	9913	18.43%	0.37	7319	12.56%
5	A1-5	8320	0.28	8563	2.92%	0.18	9275	11.48%	0.38	7413	10.90%
6	A1-6	8210	0.29	8476	3.24%	0.19	9136	11.28%	0.39	7455	9.20%
7	A1-7	8370	0.27	8455	1.02%	0.17	9763	16.64%	0.37	7134	14.77%
8	A1-8	7420	0.33	7510	1.21%	0.23	8233	10.96%	0.43	6218	16.20%
9	A1-9	8370	0.3	8510	1.67%	0.2	9561	14.23%	0.4	7245	13.44%
10	A1-10	8130	0.32	8467	4.15%	0.22	8933	9.88%	0.42	7554	7.08%
11	A1-11	6350	0.36	6323	0.43%	0.26	6861	8.05%	0.46	5326	16.13%
12	A1-12	7580	0.31	7418	2.14%	0.21	8125	7.19%	0.41	6421	15.29%
13	A2-1	6070	0.34	6302	3.82%	0.24	6839	12.67%	0.42	5385	11.29%
14	A2-3	6690	0.32	6728	0.57%	0.22	7425	10.99%	0.42	5948	11.09%
15	A2-4	10360	0.26	10476	1.12%	0.16	11377	9.82%	0.36	9076	12.39%
16	A2-5	6000	0.38	6266	4.43%	0.28	6894	14.90%	0.48	4882	18.63%
17	A2-6	6750	0.31	6830	1.19%	0.22	7721	14.39%	0.41	5831	13.61%
18	A2-7	10180	0.25	10440	2.55%	0.15	11523	13.19%	0.35	9286	8.78%
19	A2-8	7130	0.31	7429	4.19%	0.21	8038	12.73%	0.41	6232	12.59%

第四章 工程实例

续表 4-10 动静结果对比分析表

序号	桩号	静载 承载力 (kN)	J <sub>i</sub> 试取值 1			J <sub>i</sub> 试取值 2			J <sub>i</sub> 试取值 3		
			阻尼 系数 J <sub>i</sub> 值	动测 承载力 (kN)	动静 对比 差异 百分比	阻尼 系数 J <sub>i</sub> 值	动测 承载力 (kN)	动静 对比 差异 百分比	阻尼 系数 J <sub>i</sub> 值	动测 承载力 (kN)	动静 对比 差异 百分比
20	A2-9	8370	0.33	8723	4.22%	0.23	9605	14.76%	0.43	7425	11.29%
21	A2-10	6000	0.28	5970	0.50%	0.18	6937	15.62%	0.38	5233	12.78%
22	A2-11	6230	0.31	6309	1.27%	0.21	7021	12.70%	0.41	5323	14.56%
23	A2-12	7160	0.29	7441	3.92%	0.19	8036	12.23%	0.39	6389	10.77%
24	3Z1	5980	0.36	6210	3.85%	0.26	6832	14.25%	0.46	5223	12.66%
25	3Z2	6030	0.33	6268	3.95%	0.23	6737	11.72%	0.43	5415	10.20%
26	3Z3	4590	0.35	4750	3.49%	0.25	4636	1.00%	0.45	3723	18.89%
27	3Z4	8120	0.35	8210	1.11%	0.25	8937	10.06%	0.45	7283	10.31%
28	3Z5	7980	0.3	8030	0.63%	0.2	8720	9.27%	0.4	6812	14.64%
29	3Z6	8050	0.32	8141	1.13%	0.22	8771	8.96%	0.42	6937	13.83%
30	3Z7	5670	0.38	5750	1.41%	0.28	6423	13.28%	0.48	4889	13.77%
31	3Z8	6750	0.35	6811	0.90%	0.25	7433	10.12%	0.42	6155	8.81%
32	3Z9	6300	0.32	6478	2.83%	0.22	7138	13.30%	0.42	5626	10.70%
33	3Z10	10280	0.29	10430	1.46%	0.19	10852	5.56%	0.39	8791	14.48%
34	3Z11	10130	0.28	10494	3.59%	0.18	11229	10.85%	0.38	8965	11.50%
35	3Z12	9960	0.26	9970	0.10%	0.16	11332	13.78%	0.36	8652	13.13%
36	3Z13	9840	0.3	9962	1.24%	0.2	10635	8.08%	0.4	8428	14.35%
37	3Z14	13350	0.31	13509	1.19%	0.21	14605	9.40%	0.41	11543	13.54%
38	3Z15	13180	0.29	13455	2.09%	0.19	14256	8.16%	0.39	11285	14.38%
39	4Z1	5750	0.33	5919	2.94%	0.23	6632	15.34%	0.43	5263	8.47%
40	4Z2	5620	0.35	5830	3.74%	0.25	6368	13.31%	0.45	5143	8.49%
41	4Z3	5790	0.28	5910	2.07%	0.18	6876	18.76%	0.38	5428	6.25%
42	4Z4	8130	0.32	8230	1.23%	0.22	9016	10.90%	0.42	7228	11.09%
43	4Z5	8230	0.33	8455	2.73%	0.23	9163	11.34%	0.43	7283	11.51%
44	4Z6	8090	0.34	8200	1.36%	0.24	8966	10.83%	0.42	7119	12.00%
45	4Z7	7050	0.32	7390	4.82%	0.22	8090	14.75%	0.42	6506	7.72%
46	4Z8	5670	0.35	5800	2.29%	0.25	6354	12.06%	0.42	5113	9.82%
47	4Z9	6930	0.35	7231	4.34%	0.25	7968	14.98%	0.45	5908	14.75%

## 第四章 工程实例

续表 4-10 动静结果对比分析表

序号	桩号	静载承载力 (kN)	J <sub>c</sub> 试取值 1			J <sub>c</sub> 试取值 2			J <sub>c</sub> 试取值 3		
			阻尼系数 J <sub>c</sub> 值	动测承载力 (kN)	动静对比差异百分比	阻尼系数 J <sub>c</sub> 值	动测承载力 (kN)	动静对比差异百分比	阻尼系数 J <sub>c</sub> 值	动测承载力 (kN)	动静对比差异百分比
48	4Z10	8370	0.3	8390	0.24%	0.2	9633	15.09%	0.4	7236	13.55%
49	4Z11	10070	0.25	10474	4.01%	0.15	11986	19.03%	0.35	8993	10.70%
50	4Z12	8370	0.28	8410	0.48%	0.18	9863	17.84%	0.38	7179	14.23%

桩端在细砂层的灌注桩 J<sub>c</sub> 值取值范围在该区域不符合美国 PDI 公司的推荐值。美国 PDI 公司的推荐值 J<sub>c</sub> 值取值桩端在细砂层的取值范围为 0.10~0.15，而该区域桩端在细砂层的灌注桩 J<sub>c</sub> 值取值范围在 0.22~0.42 时动静对比结果差异在 15% 范围内。该区域进行桩端位于细砂层的灌注桩高应变检测 J<sub>c</sub> 值的取值小于 0.22 时得到的高应变结果偏大。该区域进行桩端位于细砂层的灌注桩高应变检测 J<sub>c</sub> 值的取值大于 0.42 时得到的高应变结果偏于保守。本次动静对比分析未考虑钻孔灌注桩桩身截面变化情况。

## 第五章 结论

本文参考了多年来国内外学者在基桩高应变检测和单桩抗压静载荷试验方面所做的工作,在系统学习和总结了其他研究者已有成果的基础上,分析了单桩承载力高应变动力测桩法测试结果与静载试验结果存在差异主要原因和可以减小两种试验结果差异的具体措施,得出了动静对比成立的基本条件。单桩承载力动静测试结果要做有效的合理的对比,需要某些适当的限制条件,使对比试验能在同等条件下进行,动静对比才有意义,才能得出较为吻合的结果。分析高应变动力测试涉及多种学科,技术难度较大,且影响高应变检测结果精度的因素也很多,如理论原理、力学模型、计算公式、仪器设备的精度、对桩土材料的认识等,同时在很大程度上受现场环境条件和试验人员的经验和水平制约。而静载试验则相对来说技术难度较低,但试验可靠度高,可作为比对的标准,因此必须进行动静对比试验和两种结果的对比分析,以便在应用高应变动力测试法对工程桩进行检测时,提供准确的参数,提高其单桩承载力检测精度。

单桩承载力高应变动力测桩法测试结果与静载试验结果存在差异主要因为:

- (1) 两种方法测试理论、方法存在差异。
- (2) 两种方法不能同时进行,测试的不是单桩在同一种状态下的承载力,不同状态下的单桩承载力存在差别。
- (3) 受现场试验条件限制高应变动力测试可能测到的承载力不是单桩的极限承载力。
- (4) 受外界因素干扰,测得单桩承载力存在误差。

对首钢京唐钢铁联合有限责任公司钢铁厂地基处理试验工程 50 根钢筋混凝土灌注桩进行高低应变和单桩抗压静载荷试验的结果进行分析,选取符合对比试验限制条件的有准确的静载试验结果的桩为样本,根据工程实际情况,分析 50 根桩的不同  $J_c$  值的高应变结果与静载试验结果的差距,对高应变检测结果与静载试验差值在 5% 内的  $J_c$  取值统计和分析,得出在该区域进行灌注桩高应变检测  $J_c$  值的取值范围为 0.22~0.42 可得到较准确的高应变结果,为该区域以后进行桩基高应变动力检测,准确测定单桩承载力,减少人为影响因素提供可靠保障。对在高应变检测司法中根据桩端附近地质土层情况决定  $J_c$  值的理论取值范围和结合工地实际情况的  $J_c$  取值提出了建议。

(1) 美国 PDI 公司提供的  $J_c$  值对该区域进行桩端位于细砂层的灌注桩高应变检测  $J_c$  值的取值范围不适用。

(2) 该区域进行桩端位于细砂层的灌注桩高应变检测  $J_e$  值的取值范围为 0.22~0.42 可得到较准确的高应变结果。

(3) 该区域进行桩端位于细砂层的灌注桩高应变检测  $J_e$  值的取值小于 0.22 时得到的高应变结果偏大。

(4) 该区域进行桩端位于细砂层的灌注桩高应变检测  $J_e$  值的取值大于 0.42 时得到的高应变结果偏于保守。

限于本人能力及桩型，未能考虑灌注桩截面面积变化对结果的影响。

## 参考文献

- [1] 中华人民共和国交通部, JTJ255-2002, 港口工程桩基静载荷试验规程, 北京: 人民交通出版社, 2003
- [2] 中华人民共和国建设部, JGJ 106-2003, 建筑桩基检测技术规范, 北京: 中国建筑工业出版社, 2003
- [3] 中国建筑科学研究院, JGJ 106-97, 桩基高应变动力检测规程, 北京: 中国建筑工业出版社, 1997
- [4] 凌治平, 基础工程, 北京: 人民交通出版社, 1996. 54~55
- [5] 史佩栋, 桩在中国的起源、应用与发展, 刘金砺, 桩基工程技术进展, 北京: 知识产权出版社, 2005. 38~47
- [6] 陈凡, 徐天平, 桩基质量检测技术, 北京: 中国建筑工业出版社, 2003
- [7] 地矿部勘察技术司, JGJ/T93-95, 桩基低应变动力检测规程, 北京: 中国建筑工业出版社, 1995
- [8] 曹宇春, 吴世明, 高广远, 检基动力检测技术的现状及存在的问题, 上海地质, 2002, 1: 57~60
- [9] 王怀元, 李德新, 高应变动力测桩法在桩基检测中的技术探讨, 地质与勘探, 1999, 35(6): 91~93
- [10] 孟达, 黄龙元, 高应变测桩技术和存在的问题, 岩土工程界, 2000, 3(8): 29~30
- [11] 郑柱坚, 高应变实测曲线拟合法的基本原理及其应用, 云南大学学报, 2000, 22: 79~87
- [12] 赵明华, 桥梁桩基计算与检测, 北京: 人民交通出版社, 2000
- [13] 铁道科学研究院铁道建筑研究所, 铁路工程桩基检测技术, 2007
- [14] 徐攸在, 刘兴满, 徐天平, 桩的动测新技术, 北京: 中国建筑工业出版社, 1989
- [15] 中国建筑科学研究院, JGJ94-94, 建筑桩基技术规范, 北京: 中国建筑工业出版社, 1995
- [16] 中华人民共和国建设部, GB5007-2002, 建筑地基基础设计规范, 北京: 中国建筑工业出版社, 2002
- [17] MauriceBottiau, Recent evolutions inep foundation technologies, Proceedingsof 10th International DFI Coference, Amsterdam, 2006. 46~83
- [18] Alain E. Holeyman, Pile monitoring, testing, and data processing:

New developments and remaining issues, Bottiau, Recent evolutions inep foundation technologies, Proceedings of 10th International DFI Conference, Amsterdam, 2006 .86~100

- [19] Randolph M F, Dolwin J, Beck R. Design of driven piles in sand [J]. Geotechnique, 1994, 44 (3): 427~448
- [20] Lee J H, Salgado R. Determination of pile base resistance in sands [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1999, 125 (8): 673~683
- [21] 吴轶东, 陈久照, 单桩承载力的高应变动测和静载荷试验对比分析, 广东土木与建筑, 2004, 11, 54~56
- [22] 王耀禧, 张旭辉, 大直径钻孔灌注桩的动静对比试验研究, 山西建筑, 2005, 17: 63~64
- [23] 杜聿麟, 王建亲, 林育军, 动静对比试验中几个问题的分析探讨, 岩土工程界, 2005, 2: 36~40
- [24] 罗骥先, 桩周土摩阻力动静对比试验研究, 应用技术研究, 2003, 6: 5~8
- [25] 周文雅, 高应变单桩承载力动静对比实例, 安徽建筑, 2001, 6: 50~51
- [26] 蔡巧灵, 从动静对比试验看动测法的误差来源, 高峰, 桩基工程动测技术与方法, 武汉, 中国地质大学出版社, 1997. 46~55
- [27] 默罕默德. 胡森等, 现场灌注桩高应变动测锤的选择, 高峰, 桩基工程动测技术与方法, 武汉, 中国地质大学出版社, 1997. 145~151
- [28] 陈如桂, 桩基工程动测技术的若干问题, 高峰, 桩基工程动测技术与方法, 武汉, 中国地质大学出版社, 1997. 15~20
- [29] 史佩栋等, 评 Osterberg 试桩法在我国的应用, 土木工程学报, 2007, 40: 472~476
- [30] 郭大兵, 八根静载试验桩的 PDA 测试分析, 高峰, 桩基工程动测技术与方法, 武汉, 中国地质大学出版社, 1997. 40~45
- [31] 柳春, 高应变动力试桩法确定大直径冲(钻)孔灌注桩承载力, 高峰, 桩基工程动测技术与方法, 武汉, 中国地质大学出版社, 1997. 62~66
- [32] 高文生, 后压浆灌注桩单群桩承载性状的研究, 博士学位论文, 中国建筑科学研究院, 1997
- [33] 刘利民等, 桩基工程的理论进展与工程实践, 北京: 中国建材工业出版社, 2002, 198~214
- [34] 唐军峰, 唐雪梅, 胡祥昭, 大直径灌注桩的静载试验研究, 岩土工程技术, 2004, 6: 315~319

## 发表论文和参加科研情况说明

**发表的论文：**

**参与的科研项目：**

天津港 30 万吨级原油码头试桩工程

营口港仙人岛港区沉箱起重浮吊监测研究

唐山至曹妃甸高速公路 TC-8 标段 K61+538 旅游路分离式立交斜拉桥施工监控研究

## 致 谢

本论文的工作是在我的导师陆培毅教授和孙义高工的悉心指导下完成的，陆培毅教授和孙义高工严谨的治学态度和科学的工作方法给了我极大的帮助和影响。在此衷心感谢四年来陆培毅老师和孙义高工对我的关心和指导。

陆培毅教授和孙义高工悉心指导我们完成了实验室的科研工作，在学习和生活上都给予了我很大的关心和帮助，在此向陆培毅教授和孙义高工表示衷心的感谢。

陆培毅教授和孙义高工对于我的科研工作和论文都提出了许多的宝贵意见，在此表示衷心的感谢。

在实验室工作及撰写论文期间，朱德华、王连儒等同事对我论文中的高应变研究工作给予了热情帮助，在此向他们表达我的感激之情。

另外也感谢我的妻子许佳和父母，他们的理解和支持使我能够在学校专心完成我的学业。