CFG桩复合地基技术及工程实践

阎明礼　张东刚　编著





中国水利水电出版社
www.waterpub.com.cn

CFG桩复合地基技术及工程实践

阎明礼 张东刚 编著

中国水利水电出版社
www.waterpub.com.cn

内 容 提 要

本书系统地介绍了复合地基的一些基本概念和典型桩型复合地基的特性，讨论了如何合理选择复合地基桩型。对CFG桩桩体材料、复合地基承载和变形特性、CFG桩复合地基承载力和变形计算、CFG桩施工工艺和施工中常见的一些问题做了详细的论述，并给出了大量的工程实例和沉降观测资料。

本书可供从事土木工程建筑的设计、施工、科研和教学人员参考。

图书在版编目（CIP）数据

CFG桩复合地基技术及工程实践/阎明礼，张东刚编著．—北京：中国水利水电出版社，2001.1

ISBN 7-5084-0499-8

Ⅰ.CFG… Ⅱ.①阎…②张… Ⅲ.桩基础-基础工程 Ⅳ.TU473.1

中国版本图书馆CIP数据核字（2000）第57591号

书　　名	CFG桩复合地基技术及工程实践
作　　者	阎明礼　张东刚　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	北京市朝阳区小红门印刷厂
规　　格	850×1168毫米　32开本　10.25印张　273千字
版　　次	2001年1月第一版　2001年1月北京第一次印刷
印　　数	0001—6000册
定　　价	28.00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

CFG 桩复合地基成套技术是中国建筑科学研究院地基所 20 世纪 80 年代末开发的一项新的地基加固技术。1992 年由建设部组织鉴定，专家一致认为该成果具有国际领先水平，推广意义很大。

该技术于 1994 年被列为建设部全国重点推广项目，被国家科委列为国家级全国重点推广项目。1997 年被列为国家级工法，并制定了中国建筑科学研究院企业标准，现已列入国家行业标准《建筑地基处理技术规范》，该规范目前正在编制过程中。

CFG 桩施工最初选用振动沉管打桩机，是基于振动沉管打桩机在我国拥有量很大。该工艺的不足在于存在振动和噪音污染，遇厚砂层和硬土层难以穿透。

为完善 CFG 桩的施工技术，1997 年国家投资立项研制开发长螺旋钻机和配套的施工工艺，并列入“九五”全国重点攻关项目，于 1999 年 12 月通过国家验收。

通过十余年的科研和工程实践，CFG 桩复合地基技术从最初应用于多层建筑发展到广泛应用于高层和超高层建筑地基处理，并成为某些地区应用最普遍的地基处理方法之一。为使广大工程技术人员对 CFG 桩复合地基有一个较全面的了解，作者对该技术以及在工程中的应用进行了回顾和总结，并参阅了国内同行的一些文献资

料，编著了此书。

本书介绍了复合地基的一些基本概念；CFG 桩复合地基的承载和变形特性；CFG 桩复合地基设计计算方法；CFG 桩施工工艺和施工质量控制。书中给出了大量的工程实例，以供设计、施工时参考。

由于作者水平所限，书中不妥甚至错误之处在所难免，请读者批评指正。

作 者

2000.10

目　录

前　言

第一章　总论 …… 1

第一节　土的分类 …… 1

第二节　土的变形和强度特性 …… 2

一、应力应变关系的非线性、非弹性 …… 2

二、球应力和偏应力对变形的交叉影响 …… 2

三、土的模量 …… 3

四、土的强度与外荷的相关性 …… 4

五、土对动荷的敏感性 …… 6

第三节　建筑地基类型及问题 …… 6

一、特殊土地基 …… 6

二、非均匀地基 …… 9

三、山区地基 …… 9

四、可液化地基 …… 9

五、大面积人工填土地基 …… 10

六、均匀地基 …… 10

第四节　地基处理方法 …… 10

一、密实法 …… 12

二、置换法 …… 13

三、复合地基法 …… 13

四、加筋法 …… 16

五、灌浆法 …… 16

第五节　地基处理方案选择 …… 17

一、地基处理方案选择应具备的资料 …… 17

二、方案比较 …… 17

三、地基处理方法联合使用 …… 18

四、地基处理规划的合理性 …… 19
第二章 复合地基的基本概念 …… 21
第一节 复合地基的定义 …… 21
第二节 复合地基的分类 …… 21
第三节 形成复合地基的条件 …… 24
一、中高粘结强度桩（如夯实水泥土桩和CFG桩） …… 24
二、散体桩和低粘结强度桩（如碎石桩和石灰桩） …… 26
第四节 复合地基置换率、桩土应力比、桩土荷载分担比和复合模量的概念 …… 27
一、置换率 …… 27
二、桩土应力比 …… 28
三、桩土荷载分担比 …… 28
四、复合模量 …… 29
第五节 复合地基效应 …… 33
一、置换作用（桩体效应） …… 33
二、挤密、振密作用 …… 34
三、排水作用 …… 34
四、减载作用 …… 34
五、桩对土的约束作用 …… 35
第六节 几种典型桩型复合地基的特性 …… 35
一、碎石桩复合地基 …… 35
二、石灰桩复合地基 …… 37
三、水泥土桩复合地基 …… 39
四、夯实水泥土桩复合地基 …… 40
五、CFG桩复合地基 …… 45
第七节 复合地基桩型的合理选用 …… 46
一、桩型及工艺简介 …… 46
二、复合地基承载力提高幅值 …… 46
三、方案选择的基本原则 …… 48
第三章 CFG桩复合地基 …… 49
第一节 概述 …… 49

第二节　桩体材料及其性状 …… 51
一、振动沉管成桩工艺桩体材料的性状 …… 51
二、长螺旋钻管内泵压灌注成桩工艺桩体材料的性状 …… 54
第三节　垂直荷载作用下复合地基的性状 …… 60
一、桩、土受力特性 …… 60
二、复合地基变形特性 …… 65
三、边载对CFG桩复合地基承载特性的影响 …… 74
第四节　褥垫层技术 …… 81
一、褥垫层的作用 …… 82
二、褥垫层的合理厚度 …… 85
第五节　CFG桩复合地基工程特性 …… 87
一、承载力提高幅度大、可调性强 …… 87
二、适应范围广 …… 87
三、刚性桩的性状明显 …… 88
四、桩体的排水作用 …… 89
五、时间效应 …… 89
六、桩体强度和承载力的关系 …… 91
七、复合地基变形小 …… 91
第四章　CFG桩复合地基设计计算 …… 93
第一节　CFG桩复合地基设计对勘察的要求 …… 93
一、工程勘察内容 …… 93
二、勘探点间距 …… 93
三、勘探深度 …… 93
四、室内试验 …… 93
五、勘察报告 …… 93
第二节　CFG桩复合地基承载力计算 …… 94
第三节　CFG桩复合地基变形计算 …… 96
一、复合地基变形研究现状 …… 96
二、CFG桩复合地基变形计算 …… 99
三、变形计算应注意的几个问题 …… 101
第四节　CFG桩复合地基设计 …… 105

一、设计思想 …… 105
二、设计需要具备的资料 …… 107
三、复合地基设计和参数确定 …… 108
四、布桩 …… 111
第五节 CFG 桩复合地基设计中的几个问题 …… 119
一、设计中承载力采用设计值还是标准值 …… 119
二、地基承载力标准值的修正 …… 123
第五章 CFG 桩复合地基施工 …… 129
第一节 CFG 桩施工技术发展简况 …… 129
第二节 振动沉管 CFG 桩施工工艺 …… 132
一、施工设备 …… 132
二、施工程序 …… 136
三、施工中常见的几个问题 …… 137
四、施工工艺研究成果 …… 138
五、施工质量控制措施 …… 142
第三节 长螺旋钻管内泵压 CFG 桩施工工艺 …… 144
一、施工设备及施工程序简介 …… 144
二、施工准备 …… 147
三、CFG 桩施工 …… 150
四、CFG 桩施工中常见的问题及质量控制措施 …… 151
第四节 清土及 CFG 桩桩头处理 …… 156
一、弃土清运 …… 156
二、桩头处理 …… 158
第五节 褥垫层铺设及质量控制 …… 159
一、褥垫层铺设 …… 159
二、电梯井、集水坑褥垫层铺设 …… 159
第六节 CFG 桩复合地基冬期施工措施 …… 161
一、施工前场地要求 …… 161
二、CFG 桩冬期施工要求 …… 161
三、CFG 桩和桩间土成品保护 …… 163
第七节 施工检测及验收 …… 163

一、施工检测 …… 163
二、CFG 桩复合地基施工验收 …… 164
第六章 CFG 桩复合地基工程实例 …… 166
工程实例一 南京造纸厂地基处理工程 …… 168
工程实例二 浦镇车辆厂生活区住宅楼地基处理工程 …… 175
工程实例三 航天部 621 所 35、36 号住宅楼地基处理工程 …… 183
工程实例四 仪征化纤厂涤纶长丝主车间地基处理工程 …… 186
工程实例五 西安某水塔地基处理工程 …… 192
工程实例六 华亭嘉园小区超高层建筑地基处理工程 …… 195
工程实例七 望京高校小区 1～4 号楼地基处理工程 …… 217
工程实例八 嘉和丽园 A、B、C 座楼地基处理工程 …… 225
工程实例九 凤凰城 A、B 座楼地基处理工程 …… 236
工程实例十 望京新城 A4 区Ⅰ组团 6 栋高层建筑地基处理工程 …… 247
工程实例十一 右安门万博苑 2、3 号楼地基处理工程 …… 258
工程实例十二 东升园 13、14 号楼地基处理工程 …… 264
工程实例十三 方舟苑 7 号楼地基处理工程 …… 272
工程实例十四 芍药居 202 号楼地基处理工程 …… 278
工程实例十五 北京大屯慧忠北里三塔 3～5 号楼地基处理工程 …… 285
工程实例十六 山西煤炭机械施工公司机修车间、设备库、综合楼和住宅楼地基处理工程 …… 292
附录一 桩的极限侧阻力标准值和极限端阻力标准值 …… 298
附录二 平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$ …… 300
附录三 国家和一些地方规范对建筑物允许变形值的规定 …… 304
参考文献 …… 311

第一章 总 论

第一节 土 的 分 类

土是不同岩石受物理化学风化作用的产物。由于岩石矿物成分的不同，土在自然界经历的剥蚀、搬运、分选、堆积的过程也不同，使土的结构、物理力学性质差异很大。

人类生存与土密切相关，除了利用土地耕种之外，更多的是在土上或在土中修建各种类型的建筑物或构筑物。来自建筑物的荷载是通过基础传给土体的。承受来自基础的全部荷载的这一部分土层，称为建筑物的地基。

从工程角度来看，人们更关心的是建筑物下面的地基土。为了更好地认识土，按照其特性，将之分成若干类，以便使工程技术人员大体把握不同类型土的性状。

出于不同的目的，土的分类也不尽相同，建筑工程按GBJ7—89《建筑地基基础设计规范》和GB50021—94《岩土工程勘察规范》对土进行分类，将岩土分为：岩石、碎石土、砂土、粉土、粘性土和人工填土等。

岩石又可分为三个亚类，按风化程度分为微风化、中等风化和强风化。

碎石土也可分为三个亚类：漂石、块石；卵石、碎石；圆砾、角砾。

砂土分为五个亚类：砾砂、粗砂、中砂、细砂和粉砂。

粘性土分两个亚类：塑性指数 $I_p>17$ 的为粘土；$10<I_p\leqslant 17$ 的为粉质粘土。

粉土是塑性指数不大于10，其性质介于砂土和粘性土之间。

填土分三个亚类：素填土、杂填土和冲填土。

淤泥是在静水或缓慢的流水环境中沉积，并经生物化学作用

形成的天然含水量大于液限、天然孔隙比大于或等于 1.5 的粘性土。天然孔隙比小于 1.5 但大于 1.0 的土称为淤泥质土。

此外，有些土是在特殊工程地质环境中生成的，具有特殊的物理力学性质，这些土称为特殊土，如软土、膨胀土、湿陷性黄土、多年冻土、红粘土、盐渍土等。山区地基土也有许多与一般土不同的工程性质。

第二节　土的变形和强度特性

一、应力应变关系的非线性、非弹性

土的应力应变关系在应力很小时可近似地认为是具有线性和弹性性状，但实际上从加荷一开始就呈非线性、非弹性性状。

所谓非线性是指土的应力应变关系不是直线变形规律，如图 1-1 中 OA 段。

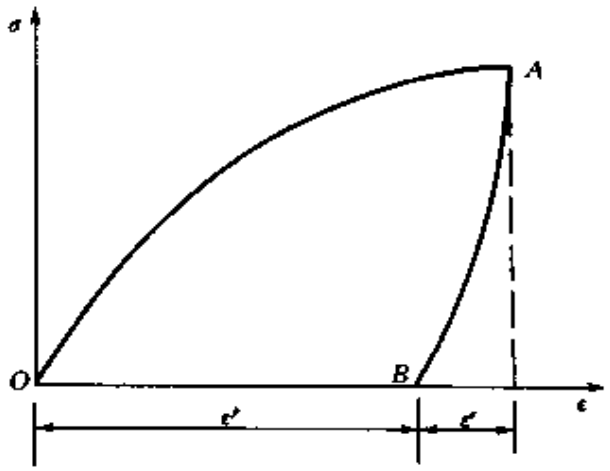


图 1-1　应力应变曲线

非弹性是指卸荷时并非按 AO 路线返回 O 点，而是沿 AB 路线变化，并产生不可恢复的变形 ε^p。而且对大多数土，土的变形主要是不可恢复的变形 ε^p，而可恢复的变形 ε^e 只占很小的一部分。

二、球应力和偏应力对变形的交叉影响

对某些金属材料，根据弹性力学，体应变只与球应力有关，剪应变只与偏应力有关，即

$$\left.\begin{aligned}\varepsilon_v &= f_1(p)\\ \gamma &= f_2(q)\end{aligned}\right\} \tag{1-1}$$

式中 p——球应力；

q——偏应力；

ε_v——体应变；

γ——剪应变。

对于土，体应变和剪应变既与球应力有关，也与偏应力有关。

$$\left.\begin{aligned}\varepsilon_v &= f_1(p,q)\\ \gamma &= f_2(p,q)\end{aligned}\right\} \tag{1-2}$$

这就是说，体应变由两部分组成，一是由球应力 p 引起的体应变，二是由偏应力引起的体应变。

对密实砂土或粘性土，剪应力可引起体积膨胀，称为剪胀性；密度不大的粘性土和松散的砂土，剪应力引起的体积减少称为剪缩性。

剪应变也由两部分组成，一部分是由剪应力所引起，剪应变随着剪应力增大而增加；另一部分由球应力所引起，剪应变随球应力的增加而减少，又称为压硬性。

此外，土的应力应变关系还与应力历史、应力路径有着密切的关系，这里不再讨论。

三、土的模量

金属材料可用弹性模量 E 来表示材料抵抗变形的能力。弹性模量对给定的金属材料为一常值。土不是纯弹性材料，模量也不能用一个常值来表示。为和金属材料的弹性模量相区别，土用变形模量 E_0 来表征土抵抗变形的能力。

一般情况下，变形模量对应土单元体的应力应变条件为：

垂直应力增量 $\Delta\sigma_z>0$、侧向应力增量 $\Delta\sigma_r>0$；垂直应变增量 $\Delta\varepsilon_z>0$、侧向应变增量 $\Delta\varepsilon_r>0$。

由固结仪试验测定的模量为土的压缩模量，并用 E_s 表示。单元体对应的应力应变条件为：$\Delta\sigma_z>0$、$\Delta\sigma_r>0$；$\Delta\varepsilon_z>0$、$\Delta\varepsilon_r=0$。

由三轴压缩试验可知，在给定围压下模量随荷载水平增加而减小，如图 1-2 所示。

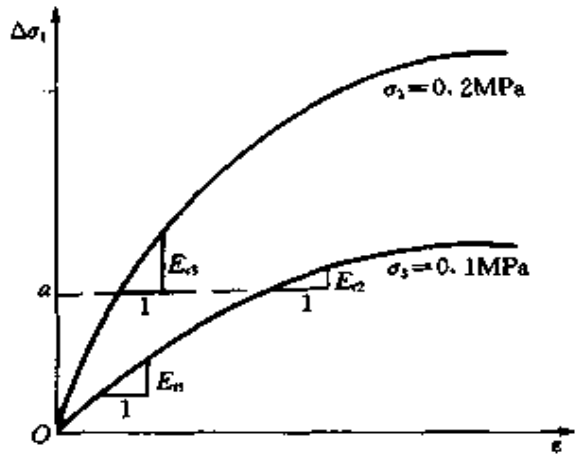


图 1-2　三轴试验结果

对围压 $\sigma_3=0.1$MPa 的试验，有 $E_{t1}>E_{t2}$。对相同应力水平，如 $\Delta\sigma_1=a$，围压 σ_3 越大，相应的切线模量也越大。有 $E_{t3}>E_{t2}$。

在固结仪条件下，荷载越大，土的孔隙比越小，土体抵抗变形的能力也越大，压缩模量随荷载增大而增加，有 $E_{s2}>E_{s1}$ 如图1-3所示。

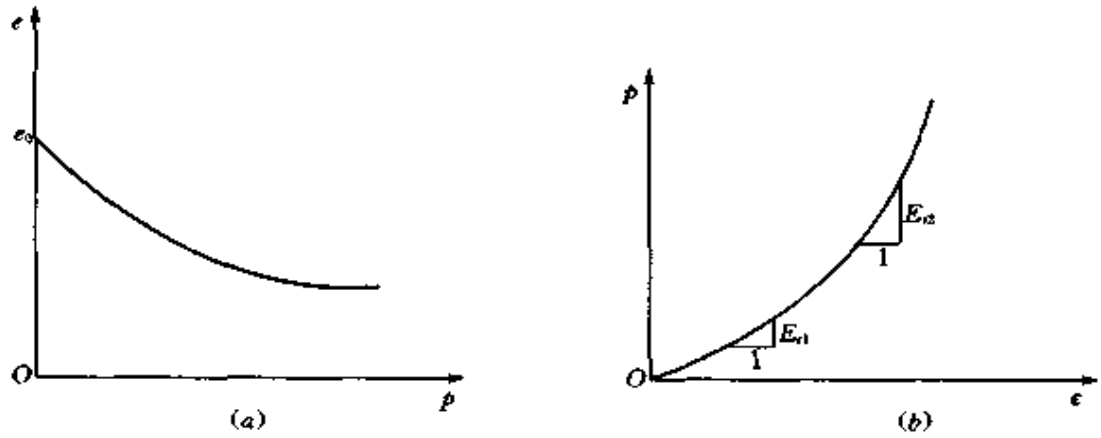


图 1-3　固结试验结果

三轴压缩试验与固结仪试验相比，主要是侧向约束条件的不同，三轴试验可以允许土的侧向变形、固结试验不允许侧向变形。可以看出土的承载能力或抵抗变形的能力与侧向约束条件密切相关。侧向约束力越大，土的承载能力和抵抗变形的能力越强。

四、土的强度与外荷的相关性

通常土的抗剪强度用库仑方程来表示，即

$$\tau_s = C + \sigma\tan\varphi \tag{1-3}$$

式中 C——粘聚力；

φ——内摩擦角。

由材料力学可知，土单元体在荷载 σ_1、σ_3 作用下，最大剪应力面与 σ_1 所在平面成 45°角。在这一面上剪应力最大。但为什么土体不一定是在该面上破坏呢？

当 $\varphi=0$ 时，莫尔包线为一水平线，此时破坏面就发生在 45° 面上。

当 $\varphi\neq0$ 时，如图 1-4 所示，剪应力在 σ_1 所在平面为零，即 $\tau=0$；在与 σ_1 成 45°平面上 $\tau=(\sigma_1-\sigma_3)/2$，剪应力最大；在 σ_3 所在平面，$\tau=0$。

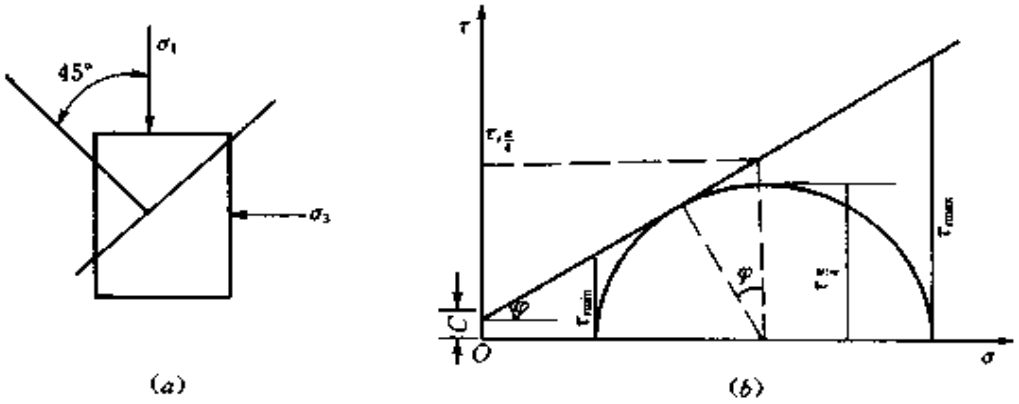


图 1-4 单元体受力和莫尔圆对应关系

抗剪强度在 σ_1 所在平面最大，$\tau_s=\tau_{s\max}$；在与 σ_1 成 45°平面上，$\tau_s=\tau_{s\frac{\pi}{4}}$；在 σ_3 所在平面 $\tau_s=\tau_{s\min}$，抗剪强度最小。

土体破坏与否取决于剪应力和抗剪强度的比较。在 45°面上虽然剪应力最大，但仍小于该面上的抗剪强度，有 $\tau_{\frac{\pi}{4}}<\tau_{s\frac{\pi}{4}}$。恰恰在 $45°+\frac{\varphi}{2}$ 面上，剪应力和抗剪强度相等，土体此时破坏。

通过上面的讨论，可知土的抗剪强度有如下特点：

(1) 土的抗剪强度不仅与土本身的性质有关，而且与外荷有关。式 (1-3) 的实质是 $\tau_s=f(\sigma)$。

(2) 对 $\varphi\neq0$ 的土体单元，断面不同，其上的正应力也不同，抗

剪强度也不同。土的抗剪强度随断面的不同而异。

五、土对动荷的敏感性

天然沉积的粘性土，除了颗粒间分子引力形成的连接外，长期的物理化学作用，也使颗粒或颗粒集合体之间产生一定的连接强度，这叫做土的结构强度。通常用灵敏度来反映土的结构强度的大小。灵敏度越高，土的结构强度占的比重越大。另一方面，灵敏度越高，扰动使土可能产生的强度降低越严重。

饱和松散的粉细砂和粉土，在地震荷载或其它动荷载作用下，土颗粒具有离开原来平衡位置的趋势。当颗粒间脱离接触并处于悬浮状态时，骨架应力转变为孔隙水应力，土的抗剪强度丧失，产生土体液化。随着时间的推移，液化后的土颗粒重新排列，孔隙水逐渐消散，密度增加，土体又可获得比液化前高的抗剪强度，称之为振密效应。

对密实的砂土和粘性土，地震荷载或其它动荷载可使土的结构强度降低，土的密度减小，导致土的承载能力下降。

第三节　建筑地基类型及问题

一、特殊土地基

1. 软土地基

我国软土主要分布在河流入海处，地质成因极为复杂。上海、广州等地为三角州沉积，温州、宁波地区为滨海相沉积，闽江口平原为溺湖相沉积。其中最软的是淤泥和淤泥质土。它们是以极细的粘土胶状物质为主，在静水或非常缓慢的流水环境中沉积，并伴有微生物作用的一种结构性土。

软土有如下一些特征：

（1）天然含水量等于或大于液限：一般大于40%，最高可达90%，孔隙比大于1。由于软土具有一定的结构强度，含水量和孔隙比并不随着深度的增加而减少。

（2）压缩性高：压缩模量一般在1～5MPa之间。

(3) 抗剪强度低：三轴不排水试验内摩擦角接近零，粘聚力一般不大于 25kPa，围压的增加对土的强度没有显著的影响。

(4) 渗透系数一般小于 10^{-6}cm/s。

(5) 具有流变性：除了固结应力引起的固结变形之外，在剪应力作用下，土体处于长期变形过程中。

由于软土承载力低、压缩性高，有时多层建筑也要打桩。由于桩基造价太高，一些单位采用补偿性基础或片筏基础，以减少地基中的附加应力和沉降变形。

塘沽地区常利用地表的一层硬壳，在其上铺一定厚度的碎石垫层做片筏基础，荷载比较均匀时，建三、四层楼可不进行地基处理。

软土地基设计主要是变形问题，即使荷载不超过地基容许承载力，如果建筑物体形复杂、荷载不均匀、地基岩性变化较大，以及建筑物之间的距离较近，造成相邻基础应力叠加，也会导致建筑物产生不均匀沉降或整体倾斜或房屋开裂，甚至失稳、倾倒。

由于土的渗透系数较小、固结速率慢，如果施工速率过快，也会造成局部产生较大的塑性开展区，使建筑物产生不均匀下沉。

软土地基一般灵敏度为 2～3，在地震荷载或其它动荷载作用下会发生震陷。

2. 湿陷性黄土地基

黄土是一种含大量硫酸盐类、肉眼能观察到大孔隙的黄色粉状土。黄土分两种，一种是非湿陷性黄土，另一种为湿陷性黄土，湿陷性黄土又分自重湿陷性和非自重湿陷性黄土两种。

我国黄土的分布面积大，总面积达 63 万 km^2。湿陷性黄土占黄土总面积的 60%左右，以陕、甘、宁地区最为发育。

湿陷性黄土具有如下特征：

(1) 颗粒组成以粉粒为主，含量约占 60%以上。

(2) 天然孔隙比较大，一般多在 1.0～1.1 之间。

(3) 天然含水量较低，饱和度在 15%～50%之间。

(4) 在未受水浸湿的状态下，一般强度较高，结构强度占很大的比例，压缩性较低，属欠固结土。它浸水后可使溶盐溶解，颗

粒间的粘结力随即下降，在自重或外荷作用下将发生新的变形。

湿陷性黄土地区的地基问题，主要是水引起地基土湿陷，造成建筑物过大的沉降或局部浸水，引起建筑物的倾斜或开裂。

3. 膨胀土地基

膨胀土系指粘粒成分主要由强亲水性矿物组成，具有较大胀缩性的土。膨胀土可根据粘粒的矿物成分划分成两大类：一类是以蒙脱石含量为主，如我国的云南、广西宁明、河北邯郸、河南平顶山、湖北襄樊等地的膨胀土；另一类是以伊利石为主，分布在安徽合肥、四川成都、湖北郧县、山东临沂等地。

膨胀土具有如下特征：

(1) 室内土工试验测得的自由膨胀率一般大于 40%。

(2) 天然情况下的膨胀土，多呈坚硬、硬塑状态，液性指数接近零。压缩性不高，压缩模量一般为 9～12MPa。

(3) 抗剪强度较高，但浸水后强度值会大大降低。

(4) 裂隙发育，常见裂隙有竖向、斜交和水平三种。裂隙一般上大下小，随深度增大逐渐尖灭。

(5) 膨胀土层内一般无地下水。上层滞水和裂隙水变化无常，土的渗透性低。

膨胀土地基问题主要表现为由于降水和蒸发、地温变化等原因，造成水分转移，引起地基膨胀使建筑物上升，或失水收缩引起建筑物下沉，或随季节变化地基上升和下降周期性变化，造成房屋局部倾斜或开裂。

4. 红粘土地基

红粘土是碳酸盐岩系岩石经过第四纪以来的红土化作用，形成覆盖于基岩上、呈棕红褐黄等颜色的粘土。

红粘土多分布在我国长江以南，比如云贵高原、南岭山脉南北两侧及湘西、鄂西丘陵山地。

红粘土具有如下特征：

(1) 粘粒含量高达 40%～80%，液限含水量大于 50%。

(2) 孔隙比一般大于1，结构上具有高分散性，强度高、压缩性低，且有以收缩为主的胀缩性。一般情况下体胀率为1%～3%，体积收缩率可达10%～20%。

(3) 含水量一般由表层沿深度逐渐增加，土质一般由硬变软。

由于红粘土在水平方向上分布的不均匀性和以收缩为主的胀缩性，对厚度不大的红粘土，地基会产生较大的收缩变形和不均匀沉降，致使建筑物开裂和损坏。

5. 多年冻土地基

无论是冬夏均处在冻结状态、且连续保持3年以上的土层称为多年冻土。

多年冻土主要分布在纬度较高的黑龙江的大小兴安岭和海拔较高的青藏高原以及甘新高山区。

多年冻土的地基问题主要来自解冻。由于气候变化，气温上升，土中冰自然融解，或因建筑物覆盖或采暖引起地温升高，使地基中的冰融解，造成塌陷现象。解冻后的土强度大大降低，使土从基础下挤出，造成建筑物不均匀下沉。

二、非均匀地基

非均匀地基系指主要持力层范围由多层土组成的土，各层土的坡度一般比较大。若采用天然地基，可能引起地基不均匀下沉，导致建筑物倾斜或开裂。

三、山区地基

山区地基可分为下卧层基岩表面呈倾斜岩层地基、岩土交错地基、大块孤石地基和局部软弱地基。

山区地基的问题主要是滑坡，滑坡造成建筑物失稳和不均匀沉降，致使房屋开裂或倾斜。

四、可液化地基

松散饱和的粉细砂、粉土，当埋藏不深时，在地震荷载或其它动荷载作用下，使孔隙水压力急剧上升，土的有效应力迅速降低，这种现象称为土体液化。土体液化时，地基发生喷砂冒水现象，造成建筑物不均匀下沉或损坏。

五、大面积人工填土地基

人工填土一般分为三类，即素填土、杂填土和冲填土。

素填土是由碎石、砂土、粉土、粘性土组成的填土，其中有时含有少量杂质；杂填土是由建筑物垃圾、工业废料、生活垃圾等杂物组成的填土；冲填土则是由水力冲填泥砂形成的填土。

一般填土地基都要进行处理，特别是杂填土地基，由于生活垃圾和有机质的存在，腐烂后有沼气产生。对这样的填土地基，既要消除过大沉降和不均匀沉降，又要消除沼气对人产生的危害。

六、均匀地基

地基土层可能是单一的或多层的，各层坡度一般小于10%、软土层小于5%的地基，称为均匀地基。

即使是均匀地基，在建高层建筑时，有时也会因主楼和裙房基础连成一体，尽管承载力是满足的，但变形不一定满足，这种情况下，也须对主楼下的地基进行加固处理，以获取更大的变形模量来满足差异沉降的要求。

第四节　地基处理方法

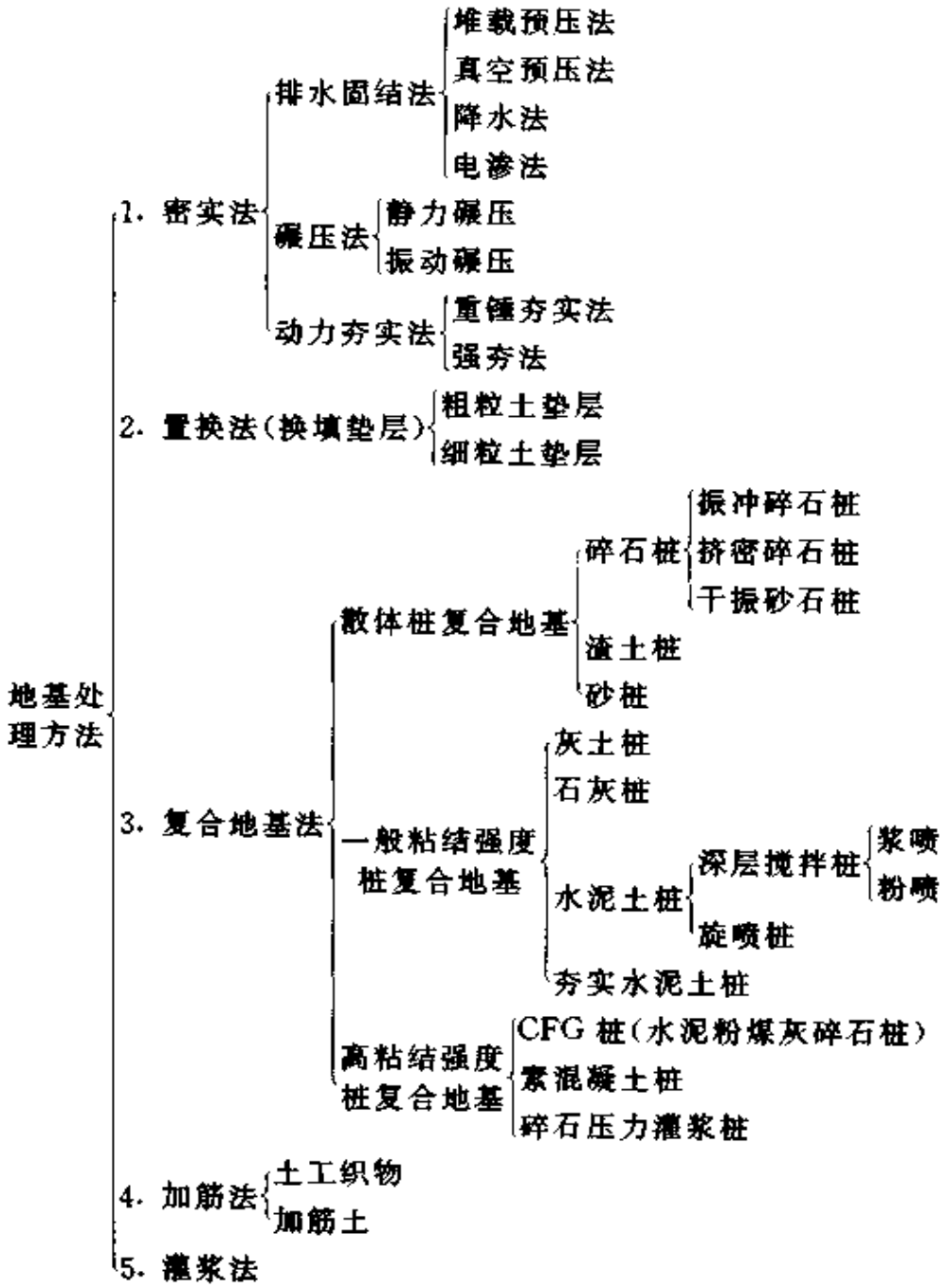
我国幅员辽阔，人口众多，随着工业建设的发展、工业厂房和居民区的兴建，工业和农业争地的矛盾日趋尖锐。近些年来，有些建筑物不得不在不良地基上修建，当承载力和变形不能满足设计要求时需要进行处理。另外，随着建筑的造型复杂化，建筑物的荷载日益增大和不均匀，对变形的要求也越来越高，即使一些良好的地基，也可能在某些特定条件下需要进行处理。

地基处理的方法很多，不同的学者从不同角度出发，做出了不同的归纳和分类。

分类是社会科学与自然科学研究事物、认识事物的一种行之有效的手段，目的在于将一个领域的某些具有共性的事物划归一类。这些共性对其它类而言则是个性。类别的划分突出了个性，以便于人们更深入地了解和认识这些个性，服务于人类。

对地基处理方法进行分类的目的也是一样，有的学者从学科领域把地基处理方法分为物理法和化学法，从加固范围可分为浅层加固和深层加固。从加固机理、施工工艺、所用材料方面，又可细分为若干门类。

本节根据加固机理及便于加固后承载力分析，将目前常用的一些方法分类如下：



一、密实法

密实法系指松散的非饱和土和软弱的饱和土，在荷载（静荷载、动荷载或冲击荷载）作用下，使土体的孔隙体积减少、密实度提高，地基土的承载力增加、压缩性降低。

承载力的提高只与土的密度改变有关。对排水固结法而言，土体的密度与预压荷载的大小和时间相联系。当不考虑预压周期时，土体的密度只取决于预压荷载的大小。

1. 真空预压

真空预压是以大气压力做为预压荷载，在拟加固场地表面铺设一层透水的砂垫层，在其上覆盖一层不透气的密封薄膜，然后用真空装置抽气，在密封膜内产生一定的真空度，土体中产生负的孔隙水压力，在膜内外压差作用下，使土体固结。

国外于 20 世纪 40 年代末首先在瑞典应用该法，随后日本和美国等国相继进行了探索和研究，我国交通部一航局在 70 年代末，成功地在新港集装箱码头工程应用，并取得了可喜的研究成果。通过多年探索，使膜内真空度达 600mm 水银柱高，相当 80kPa 的预压荷载。

2. 堆载预压法

堆载预压是用填土、砂石料或其它重物对地基施加预压荷载，使孔隙水排出，达到土体固结的目的。

加固后地基承载力的大小取决于堆载荷重的大小。

堆载预压与真空预压不同，真空预压可一次将荷载加到最大值，而不使土体产生剪应力增量，即不必考虑地基产生的剪切破坏。堆载预压则必须考虑加荷速率对土体产生的影响，一般采用分级施加荷载，每天要进行竖向变形、边桩位移、孔隙水压力观测，并要求竖向变形每天不超过 10mm，边桩位移每天不应超过 4mm。

预压法主要用于淤泥质土、淤泥和冲填土等饱和的粘性土地基。对于透水性好的土和夹薄砂层的粘性土可不再设置纵向排水通道，这样也可取得良好的固结效果。而对透水性差的粘性土，为

了缩短预压排水固结周期，通常还要设置纵向排水体，如砂井、排水纸板等。

排水固结法的其它方法在各种专著和手册中均有详细论述，本书不再讲述。

3. 强夯法

强夯法是以 80～400kN 的重锤，落距 6～40m，从高处自由落下，给地基以冲击和振动，使土体密度增加、强度提高和压缩性降低。

相同的夯击能在不同土中，对土体密度增加的效果显著不同。饱和度较高的粘性土，特别是淤泥和淤泥质土，处理后土体的密度增加不明显，对这类土应慎用强夯法。

强夯法对饱和、非饱和碎石土、砂土、粉土、杂填土、素填土及低饱和度的粘性土、湿陷性黄土均有较好的加固效果。

二、置换法

置换法也称换填法，是将基础下一定范围内的软弱土层挖除，然后分层换填强度和模量相对高的砂、碎石、灰土、素土，并夯实至要求的密度，形成一个较好的持力层，达到提高承载力和减少变形的目的。

置换法承载力的提高依赖于土的置换作用。

三、复合地基法

复合地基法是在天然地基中设置一定比例的增强体（桩体），使桩土共同承担荷载，并具有密实法和置换法的效应。

由于打设增强体的方法不同、选用的桩体材料不同，复合地基法的密实作用和置换作用对承载力的提高幅值占的比例也不相同。

通常复合地基的面积置换率一般在 3%～25%之间。个别方法，如碎石桩用到过 40%。

一般情况下，复合地基既有密实作用也有置换作用，也有只有置换作用而无密实作用的情况。

根据桩体材料性状，可将复合地基分为：①散体材料桩复合地基；②一般粘结强度桩复合地基；③高粘结强度桩复合地基。

与其它方法不同的是，复合地基法是70年代以来发展最快的一种方法。不同桩型的复合地基，其承载力和变形特性明显不同。了解不同桩型承载特性的共同点以及它们之间的差异，对合理选择复合地基中的桩型是有重要意义的。

这里选择碎石桩、石灰桩、CFG桩三种桩型分别作为散体桩、一般粘结强度桩和高粘结强度桩的代表，就复合地基的工程特性做一比较。

1. 桩体应力应变性状

取碎石桩、石灰桩、CFG桩试样在三轴仪上做三轴压缩试验，发现围压 σ_3 对碎石桩试样破坏时的主应力差有着显著的影响。当 $\sigma_3=0$ 时，试样强度为0；$\sigma_3>0$ 时，围压越大破坏时的主应力差越大，如图1-5（a）所示。这和工程中得到的结论相一致。土对桩的侧向约束越大，桩传递垂直荷载的能力也越强。

石灰桩属一般粘结强度桩，$\sigma_3=0$ 时，无侧限抗压强度多在0.21～1.38MPa之间。其它条件相同时，围压越高，破坏主应力差越大，如图1-5（b）所示，围压对石灰桩传递垂直荷载的能力和变形模量也有较大的影响。

图1-5（c）是CFG桩试样的试验结果，由于桩身强度较高，不同围压下的应力应变曲线基本重合，且大体为一直线。说明围压对桩体强度和模量的影响不大。

2. 桩、土荷载分担

用 δ_p 表示桩承担的荷载占总荷载的百分比，则有

$$\delta_p = P_p/P \tag{1-4}$$

式中 P_p——桩承担的荷载；

P——总荷载。

对大量工程实例的分析表明，相同置换率（例如10%），三种桩型桩荷载分担比一般为

碎石桩：$\delta_p = 15\% \sim 30\%$

石灰桩：$\delta_p = 20\% \sim 38\%$

CFG桩：$\delta_p = 40\% \sim 75\%$

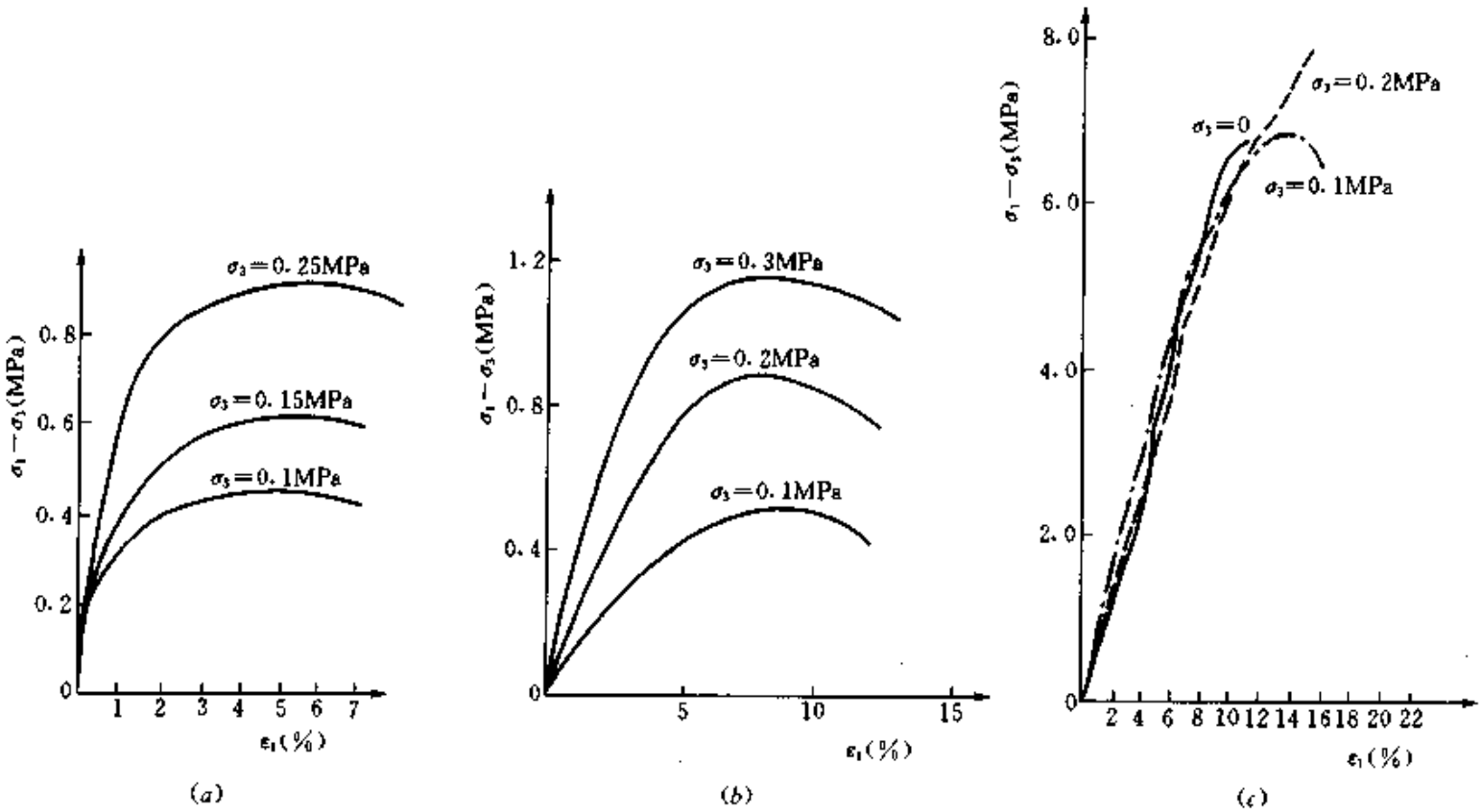


图 1-5　碎石桩、石灰桩、CFG 桩桩体三轴试验应力应变曲线

(a)碎石桩；(b)石灰桩；(c)CFG 桩

碎石桩复合地基，在常用置换率下承载力的提高主要取决于桩间土的挤密，相比之下，碎石桩的置换作用最弱。

石灰桩复合地基承载力的提高，既依赖于桩的置换作用，又取决于桩间土的挤密。

CFG 桩复合地基桩的置换作用最强，在挤密效果好的土中成桩，桩间土的挤密效果也很好。

3. 桩长效应

碎石桩复合地基，当桩长大于 2.5 倍基础宽度时，增加桩长对复合地基承载力的提高作用不大。

石灰桩桩体模量比碎石桩高，桩传递垂直荷载的深度比碎石桩大，所以桩长作用比碎石桩好。

CFG 桩可全桩长发挥侧阻力，桩越长承载力提高幅度越大。

4. 桩的端阻作用

对碎石桩，当桩长大于 2.5 倍基础宽度时，尽管桩端落在好的土层上，桩的端阻作用也很小，一般可以忽略不计。

石灰桩端阻力的发挥比碎石桩好，但因桩身强度不太高，随着桩长的增加，端阻作用越来越小。

CFG 桩桩端落在好的土层上，具有非常明显的端阻作用。设计时应充分利用这一特性。

四、加筋法

常用的加筋法有两种：一是土工织物，二是加筋土。

加筋法多用于铁路、公路的路堤及水工构筑物。在工业民用建筑中的应用尚不普遍。本书不详细介绍该法。

五、灌浆法

灌浆法是用气压、液压或电动化学原理，把具有充填、胶结性的材料注入到各种介质的裂缝和孔隙中，以增加其强度和密实度。

灌浆的主要目的是加固和防渗。在工程建设中，除了提高灌浆对象的强度和模量外，还有恢复混凝土结构及坝工构筑物的整体稳定、降低渗透性、截断水流等诸多方面的作用。目前该法已广泛应用于工程建设的许多领域中。

第五节　地基处理方案选择

我们知道，每一种地基处理方法都有其适用范围和局限性，不存在任何条件下都是最合理的万能的处理方法。

地基处理方案的选择，需要了解地基处理的目的、建筑物对地基的具体要求、设计要求的地基承载力、土的性质、施工工艺及设备、对施工周期的要求，以及当地积累的施工经验、地方材料来源及单价、周围环境对施工的特定要求（如振动噪音、水和空气的污染等）。

一、地基处理方案选择应具备的资料

1. 地质报告

地质报告是地基处理方案设计的基础资料，有条件时最好由地基处理设计人员提出常规勘测内容以外的特殊要求。

2. 了解周围环境对地基处理施工的要求

地基处理施工会对周围环境带来一定的影响。施工工艺不同，环境受到影响的程度也就不同。如果场地周围有怕震动的精密仪器和设备，就不宜采用振动施工设备；如果场地周围有地下管线，就不宜在管线附近选用挤土施工工艺。

3. 了解类似场地上同类工程地基处理经验

我国地域辽阔，土的工程性质复杂，在进行地基处理设计时，重视当地成功的经验，尤其是了解区域性土和施工工艺的特殊性，对选定地基处理方案极为重要。

4. 提供对地基处理设计的要求

地基处理设计要求一般包括地基承载力、地基变形量控制，以及建筑和结构的特点，以便在地基处理设计时综合考虑。

二、方案比较

（1）根据场地工程地质条件、建筑结构类型、使用要求、场地环境特点、施工设备、建筑材料来源及单价，以及设计对承载力和变形的要求，初步选定几种可供考虑的地基处理方案。

（2）对初步选定的几种方案按技术可靠性、施工可行性、工期及造价进行分析比较，并结合当地已有经验，确定最佳方案。

三、地基处理方法联合使用

实际工程中，很多情况下采用一种处理方法就可以满足设计要求。但有时只用一种处理方法，加固效果并不能令人满意，此时就须两种甚至两种以上的处理方法联合使用。

1. 真空预压和堆载预压以及复合地基法的联合使用

对冲填不久的超软土，采用真空预压，不增加土体的剪应力，预压荷载可一次到位，应该说是比较合理的处理方案。但真空预压在目前条件下承载力一般只能达到 80kPa 左右，当设计要求的承载力较高时，真空预压加固的地基不能满足设计要求，可考虑真空预压和堆载预压联合使用；当承载力要求更高时，还可考虑真空预压和复合地基联合使用。

2. 碎石桩和高粘结强度桩联合使用处理可液化地基

对可液化地基，当只是以消除液化为主要目的时，采用振冲碎石桩、挤密碎石桩或强夯是可行的。特别是碎石桩，本身是良好的排水通道，在地震荷载作用下，孔隙水可以沿桩体排出，成桩时对土的挤密作用，不仅有利于消除液化，而且对地基承载力还有一定的提高。

当建筑物荷载较大时，除了要消除地基的液化外，还要求承载力有大幅度的提高。此时，采用碎石桩虽然可以消除液化，但承载力达不到设计要求。这种情况下，可采用碎石桩和 CFG 桩联合使用。基础外用碎石桩，主要消除场地液化，基础内采用碎石桩和 CFG 桩间作的布桩方案。施工时均采用振动沉管机，先打碎石桩，后打 CFG 桩。

施工期间打碎石桩和 CFG 桩对桩间土都有良好的挤密作用。建筑物使用期间，碎石桩作为良好的排水通道，可避免地震荷载在土体中产生超孔隙水压力。CFG 桩置换作用强，具有良好的传递垂直荷载的能力，可满足更高的承载力要求。

3. 强夯和换填或复合地基联合使用

对大面积填土地基，当承载力要求不太高时，采用强夯法工程造价比较低廉。但填土不可能性质都很均匀，可能局部塑性指数偏高或含水量偏大，强夯效果不理想。基坑开挖后用钎探可能发现局部土的强度未达到设计要求。此时可采用局部换土法或复合地基法再进行局部处理。

当局部未加固的土埋藏较浅且面积不大时，可将其挖除，然后分层回填素土并夯实。若土的埋藏较深，面积较大，可采用灰土桩、石灰桩或夯实水泥土桩进一步加固。总体上具有良好的经济效益。

四、地基处理规划的合理性

我国珠江三角洲和沿海一带的软土地区，多为淤泥和淤泥质土，埋藏厚度不一，含水量大、抗剪强度低、压缩性高、渗透性差，而且地面标高较低。在其上修建建筑物，一般还要进行大量填土。有的地方缺乏合理规划，在拟建场地盲目进行大量填土，有的填土高达 4～5m。之后在其上修建建筑物和各种市政设施。

如果填土后，不急于进行建筑施工，让软土在填土荷载作用下有充分的时间排水固结，问题不大。

有的填土采用从两边开始逐渐向中间汇合的方案，填土速率又很快，导致在填土过程中将淤泥挤到两个施工面的汇合处，造成局部淤泥厚度人为增大而实际填土厚度偏小。加上本来地基土的不均匀性，填土不久就在其上进行市政设施施工，必然会产生这样或那样的问题。有的道路严重高低起伏不平，上下水管系折断，甚至有的围墙也严重高低不平或断裂。

产生这些问题的原因是：在填土荷载作用下，软土发生不均匀变形。

若在其上兴建工业与民用建筑，则必须进行处理，但填土后做处理方案远不如填土前做更为合理。填土后做处理方案，有的只好采用桩基，有时还要考虑负摩擦作用，使工程造价大大提高。

合理的规划一般是在填土前，在软土中设置一些纵向排水通道，比如打设砂井或排水纸板，并在地表铺一定厚度的砂垫层，然

后按预压法设计，控制加荷速率，分层逐级回填。

还有一些大的池塘，池底有一定厚度的淤泥，在这样的场地兴建建筑物也要做回填处理。有些建设单位不抽水、不清淤，直接向塘内填土，有些是工业垃圾，其中甚至有大量的大块混凝土块体。填后再做处理方案会带来很多困难。合理的做法应是排水清淤后分层回填夯实，地基处理一次到位。

有的场地适于大面积强夯处理，但由于场地的所有权不是同一个单位，不好协调，一个单位强夯后就立即修建建筑物，导致其余场地再用强夯受到限制。因此全面的统一规划，对实施地基处理是很重要的。

第二章　复合地基的基本概念

第一节　复合地基的定义

房屋建筑通常是由上部结构和基础两大部分组成的。基础是承受上部结构荷重并将荷重传到基础以下土层的结构。承受基础传来的建筑物荷载的这一部分土称为地基。

桩基是桩基础的简称，是一种广义的深基础，它由桩和连接桩顶的承台组成。

复合地基是在天然地基中设置一定比例的增强体，并由原土和增强体共同承担由基础传来的建筑物荷载。这样一种人工地基称为复合地基。

增强体是由强度和模量相对原土高的材料组成，习惯上将纵向增强体称作桩。例如由碎石组成的纵向增强体叫碎石桩；由水泥和土搅拌形成的纵向增强体叫水泥土桩；由水泥、粉煤灰、碎石组成的纵向增强体叫水泥粉煤灰碎石桩。

需要特别指出的是，不论是碎石桩、水泥土桩，还是强度和模量很大的水泥粉煤灰碎石桩，都视为天然土体中的增强体，它和原土一起形成复合土体，属地基范等。而桩基础的桩是深基础的一部分，与上述的增强体（习惯上叫桩）是有本质区别的。

第二节　复合地基的分类

复合地基技术在我国得到了广泛的应用和发展。据不完全统计，在地基处理中应用的桩型不下十几种，其中应用比较广泛的有：①振冲碎石桩复合地基；②干振碎石桩复合地基；③土桩复合地基；④灰土桩复合地基；⑤石灰桩复合地基；⑥深层搅拌水

泥土桩复合地基；⑦粉喷水泥土桩复合地基；⑧夯实水泥土桩复合地基；⑨水泥粉煤灰碎石桩复合地基（即CFG桩复合地基）。

显然，上述复合地基主要是由增强体材料性质和成桩工艺而定名的。例如，增强体材料为水泥土，则称为水泥土桩复合地基。而按施工工艺不同又分为深层搅拌桩（由水泥浆与原土强制搅拌而成）复合地基、粉喷桩（由水泥粉与原土强制搅拌而成）复合地基、旋喷桩（由高压喷射注浆旋喷法形成的水泥土桩）复合地基和夯实水泥土桩（由在孔外将水泥粉和过筛的土均匀拌和、分层回填夯实而成）复合地基。

又如，桩体材料为碎石的称为碎石桩复合地基，根据施工工艺的不同又可分为振冲碎石桩复合地基、干振碎石桩复合地基、振动沉管挤密碎石桩复合地基和强夯置换碎石桩复合地基。

许多学者基于试验研究和工程应用方面的考虑，按桩体材料的性状、施工工艺和桩在复合地基的承载特性，对复合地基进行分类。文献［81］按成桩材料分类如下：

（1）散体土类桩。如砂（砂石）桩、碎石桩等。

（2）水泥土类桩。如水泥土搅拌桩、旋喷桩等。

（3）混凝土类桩。如CFG桩、树根桩等。

按桩体刚度的分类如下：

（1）柔性桩。散体土类桩属此类桩。

（2）半刚性桩。如水泥土类桩。

（3）刚性桩。混凝土类桩。

本书主要根据桩体材料性状，特别是桩体置换作用的大小，将复合地基分类如下：

（1）散体桩复合地基。如砂桩、碎石桩为增强体的复合地基。

（2）一般粘结强度桩复合地基。如石灰桩，水泥土桩为增强体的复合地基。

对一般粘结强度桩也可再细分为：

低粘结强度桩复合地基。如石灰桩复合地基。

中等粘结强度桩复合地基。如旋喷桩、夯实水泥土桩为增强

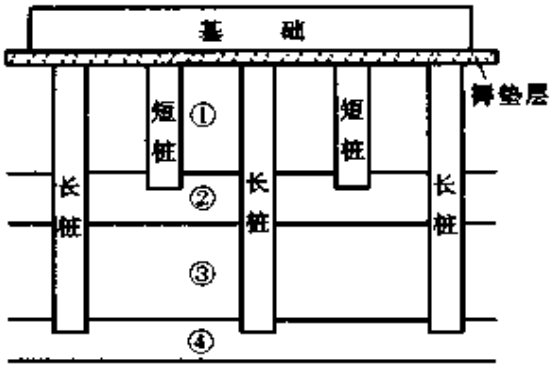


图 2-1　同一桩体材料不同桩长组成的复合地基

体的复合地基。

（3）高粘结强度桩复合地基。如 CFG 桩复合地基。

桩体粘结强度的变化，对复合地基的工作性状影响很大。按桩体材料粘结强度分类，有助于对复合地基个性的认识和系列化研究。

复合地基中的桩体为同一种材料的称为单一桩型复合地基。这类复合地基可以是桩径相同，而桩距和桩长不同。如图 2-1 所示的土层②、④为相对硬土层，考虑到复合地基中桩距既不宜过大，也不宜过小，当全部采用短桩方案时，承载力和变形不能满足设计要求，当全部采用长桩方案时，设计又过于保守。此时可采用长、短桩相结合的复合地基方案。

由两种或两种以上类型的桩组成的复合地基，称为多桩型复合地基。例如，对如图 2-2 所示的可液化地基，设计中，既要求消除土体的液化，又要求有很高的复合地基承载力。当用单一的振冲碎石桩或振动沉管挤密碎石桩加固地基，虽然可以消除液化，但承载力达不到设计要求。此时，可采用碎石桩加振动沉管 CFG 桩多桩型复合地基方案，以达到既消除地基的液化又大幅度提高承载力的目的。

当基础底面以下的地基土有相对软的土层或平面上局部有较软土层时，亦可采用水泥土桩（软土层不厚且无地下水时可用夯实水泥土桩）加固，然后再打设模量更高的桩，如 CFG 桩等，形成多桩型复合地基，应用效果

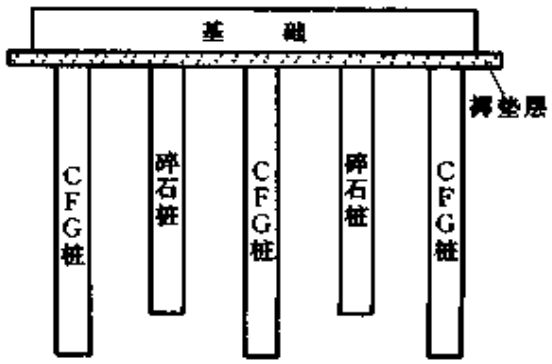


图 2-2　多桩型复合地基

也很好。

第三节　形成复合地基的条件

前已述及，复合地基是在天然地基中设置一定数量的增强体（桩）。增强体可由碎石、砂石、石灰、粉煤灰、水泥土、灰土、混凝土等强度和模量不同的材料组成。

现在需要回答的问题是，在天然地基中设置了增强体是否就形成了复合地基？怎样才能形成复合地基？

下面从几个方面对此加以讨论。

一、中高粘结强度桩（如夯实水泥土桩和 CFG 桩）

1. 基础与桩之间不设置褥垫层

如图 2-3 所示，土层 Ⅰ 为较软弱土层，土层 Ⅱ 为坚硬土层，土层 Ⅱ 的压缩模量 E_{s2} 远远大于土层 Ⅰ 的压缩模量 E_{s1}。图 2-3(*a*) 中基础直接作用于桩和桩间土上，桩穿透土层 Ⅰ，桩端落在土层 Ⅱ 上。由于桩端落在坚硬土层上，复合地基沉降主要由桩的压缩变形控制。通常桩的压缩模量远大于桩间土，其压缩变形很小。相应桩间土的变形很小，桩间土的承载能力很难发挥，荷载基本由桩承担。

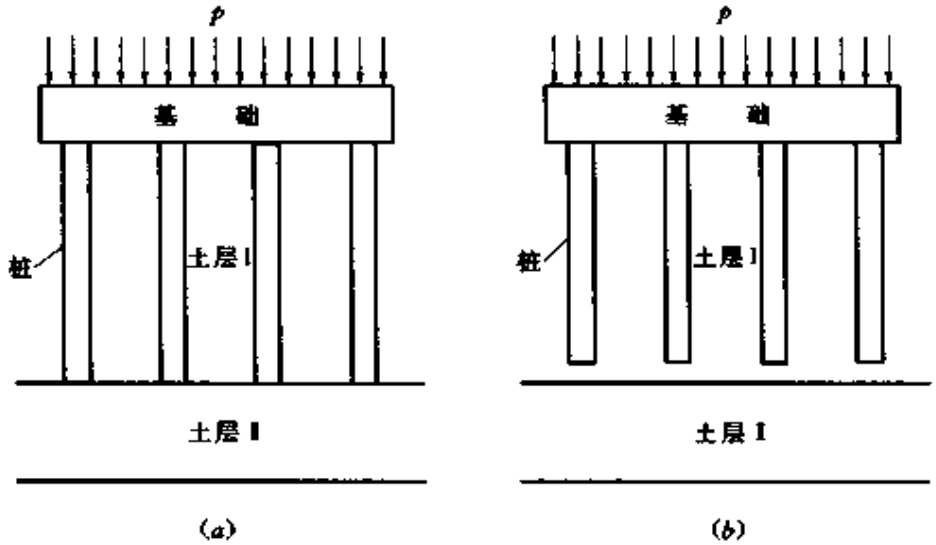


图 2-3　基础直接作用于桩上

为了发挥桩间土的承载能力，也可人为缩短桩长，使桩端落在土层Ⅰ中，形成悬浮桩，如图 2-3（*b*）所示。此时，桩的沉降加大，桩间土的变形有所增加，其承载力有所发挥，但即使如此，桩间土的承载能力也不能充分发挥，其受力特性与桩基础相类似。参照 JGJ94—94《建筑桩基技术规范》，摩擦桩的桩间土承载能力发挥系数为 0.11～0.48，显然，桩间土强度的发挥程度很低。因此，基础直接作用在桩和桩间土上，无论桩端是否落在好土层上，桩间土的承载能力都不能充分发挥。更重要的是，在图 2-3(*b*)中，桩端落于土层Ⅰ，端阻效应大大削弱，导致复合地基的承载力显著降低，这尤为不合理。

2. 基础与桩和桩间土之间设置一定厚度的褥垫层

如图 2-4 所示，基础与桩和桩间土之间设置一定厚度散体粒状材料组成的褥垫层，则受力情况与图 2-3 所示的情况就有很大的不同。

在荷载作用下，由于桩的模量远大于土的模量，桩间土表面变形大于桩顶变形，桩向褥垫层刺入，伴随这一变化过程，粒状散体材料不断调整补充到桩间土表面上，基础通过褥垫层始终与桩间土保持接触，桩间土始终参与工作，桩间土承载能力可得以发挥。

可见，基础下是否设置褥垫层，对复合地基受力影响很大。基础下不设置褥垫层，复合地基承载特性与桩基础相似，在给定荷载作用下，桩承受较多荷载，随时间增加，桩发生一定的沉降，一部分荷载逐渐向土体转移，桩承担的荷载随时间的增加而有所减少，土承担的荷载随时间的增加而有所增加。桩间土承载力发挥依赖于

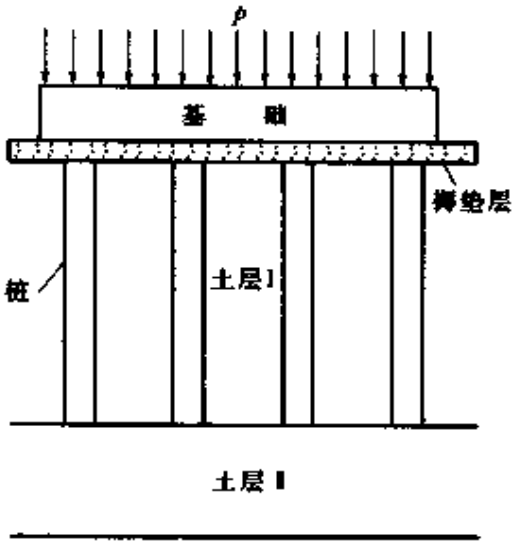


图 2-4　基础与桩顶之间设置褥垫层

桩的沉降，如果桩端落在坚硬土层上，桩的沉降很小，桩上荷载向土上转移数量很小，桩间土承载能力难以发挥，不能成为复合地基。

基础下设置褥垫层，桩间土承载力的发挥就不单纯依赖于桩的沉降，即使桩端落在好土层上，也能保证荷载通过褥垫作用到桩间土上，使桩土共同承担荷载。

二、散体桩和低粘结强度桩（如碎石桩和石灰桩）

碎石桩等散体材料桩复合地基及石灰桩等桩体粘结强度很低的复合地基，不设置褥垫层，也可以充分发挥桩间土的承载能力。这是因为这些桩体本身或为散体材料组成，具有褥垫层作用，或在荷载作用下，桩体顶部破坏，形成了褥垫层。

深层搅拌桩和旋喷桩复合地基桩体具有一定粘结强度，从前文所述可知，基础下不设置一定厚度的褥垫层，复合地基工作性状与桩基础相似，桩间土强度难以充分发挥。因此，JGJ79—91《建筑地基处理技术规范》中规定这两种桩型的复合地基桩间土承载力发挥系数 β 为：

深层搅拌桩复合地基：

当桩端上为软土时，β 可取 0.5～1.0。

当桩端土为硬土时，β 只有 0.1～0.4。

旋喷桩复合地基：$\beta=0.2\sim0.6$。

由于不设置褥垫层、复合地基桩间土承载力很难发挥，许多学者认为，这样的人工地基不能划归复合地基，同时建议在基础和桩之间设置一定厚度的褥垫层并相应提高桩间土承载力发挥系数。文献［32］建议 β 值可取 0.8。

尤为重要的是，对水泥土桩复合地基，基础下设置一定厚度的褥垫层，还可以显著改善复合地基桩土相互作用性状。由于褥垫层的变形调整作用，桩间土表面沉降大于桩顶沉降，在桩的上部形成负摩擦区。负摩擦力对于桩基础是不利的，但对复合地基，桩有阻止桩间土下沉的作用，减少桩间土的沉降变形。

对水泥土桩复合地基，基础下设置一定厚度的褥垫层，还可

提高桩的承载能力。基础下设置褥垫层后，桩间土分担的荷载大大增加，使桩间土垂直附加应力 σ_z 增加，桩间土水平附加应力 $\sigma_x = \frac{\mu}{1+\mu}\sigma_z$（$\mu$ 为土泊松比），σ_x 随之增加。

σ_x 增加对桩有两个作用：

（1）增加了桩间土对桩侧的正压力，提高了桩的侧摩阻力，从而提高了桩的承载能力。

（2）桩体材料的室内三轴试验表明，水泥土抗压强度随围压 σ_3 的增加而有所增加。σ_x 的作用相当与三轴试验中的围压 σ_3，因此，σ_x 增加，可提高桩体抗压强度，尤其可增强桩顶部位抵抗受压破坏的能力。

通过以上讨论可以得到如下认识：

（1）由增强体（桩）、桩间土构成的复合土体与基础之间应设置一定厚度的褥垫层（褥垫层材料一般为散体材料，如砂、碎石等），以保证桩土共同承担荷载。特别是对于中、高粘结强度桩，褥垫层是复合地基中不可缺少的一个组成部分。

（2）在散体桩（如碎石桩）和低粘结强度桩（如石灰桩），有时没有设置褥垫层，也能保证桩土共同承担荷载。

第四节　复合地基置换率、桩土应力比、桩土荷载分担比和复合模量的概念

一、置换率

复合地基中，一根桩和它所承担的桩间土体为一复合土体单元。在这一复合土体单元中，桩的断面面积 A_p 和复合土体单元面积 A（复合土体桩间土面积与桩的断面面积之和）之比，称为面积置换率，并用 m 表示：

$$m = A_p/A \tag{2-1}$$

实际工程中，由于地基土岩性的变化、上部结构荷载的不均匀性，以及基础平面尺寸等因素的影响，不可能整个基础下都是

等间距布桩。对只在基础下布桩的复合地基，桩的断面面积之和与基础总面积相等的复合土体面积之比，称为平均面积置换率。

二、桩土应力比

对一复合土体单元，在荷载作用下，桩和桩间土受力如图2-5所示。σ_p 为桩顶应力；σ_s 为桩间土表面应力。则桩土应力比 n 为

$$n = \sigma_p/\sigma_s \tag{2-2}$$

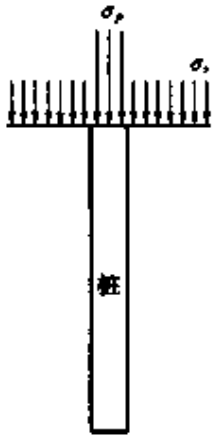


图 2-5 桩土受力示意图

实际工程中，即使是单一桩型的复合地基，由于桩处在基础下的部位不同或桩距不同，桩土应力比 n 也不同。定义基础下桩的平均桩顶应力与桩间土平均应力之比为平均桩土应力比。

基础下的平均桩土应力比是反映桩土荷载分担的一个参数，其它参数相同时，桩土应力比越大，桩承担的荷载占总荷载的百分比越大。此外，桩土应力比对某些桩型（例如碎石桩）也是复合地基的设计参数。

一般情况下，桩土应力比与桩体材料、桩长、面积置换率等有关。

其它条件相同时，桩体材料刚度越大，桩土应力比越大；桩越长，桩土应力比越大；置换率越小，桩土应力比越大。

三、桩土荷载分担比

复合地基中，桩土的荷载分担可用桩土应力比表示，也可用桩土荷载分担比 δ_p、δ_s 表示：

$$\delta_p = P_p/P \tag{2-3}$$

$$\delta_s = P_s/P \tag{2-4}$$

以上式中 P_p——桩承担的荷载；

P_s——桩间土承担的荷载；

P——总荷载。

当平均面积置换率 m 已知后，桩土荷载分担比和桩土应力比可以互相表示。

当测得了桩土荷载分担比 δ_p、δ_s 后，可求得桩顶平均应力

$$\sigma_p = \frac{P\delta_p}{A_p} = \frac{P\delta_p}{mA} \tag{2-5}$$

桩间土平均应力为

$$\sigma_s = \frac{P\delta_s}{A_s} = \frac{P\delta_s}{(1-m)A} \tag{2-6}$$

桩土应力比为

$$n = \frac{\sigma_p}{\sigma_s} = \frac{(1-m)\delta_p}{m\delta_s} \tag{2-7}$$

式（2-7）即为用桩土荷载分担比表示的桩土应力比。

同样，当测定了桩土应力比后，可求得桩土荷载分担比 δ_p、δ_s。

用桩土应力比表示的任一荷载时的力平衡方程为

$$\frac{P}{A} = [1 + m(n-1)]\sigma_s$$

$$\sigma_s = \frac{P}{A[1 + m(n-1)]}$$

$$\sigma_p = n\sigma_s = \frac{nP}{A[1 + m(n-1)]}$$

$$P_p = \sigma_p A_p = \frac{mnP}{1 + m(n-1)}$$

$$\delta_p = \frac{P_p}{P} = \frac{mn}{1 + m(n-1)} \tag{2-8}$$

$$P_s = \sigma_s A_s = \frac{P(1-m)}{1 + m(n-1)}$$

$$\delta_s = \frac{P_s}{P} = \frac{1-m}{1 + m(n-1)} \tag{2-9}$$

式（2-8）、式（2-9）即为用桩土应力比表示的桩土荷载分担比。

四、复合模量

复合模量表征复合土体抵抗变形的能力，数值上等于某一应力水平时复合地基应力与复合地基相对变形之比。通常复合模量可用桩抵抗变形能力与桩间土抵抗变形能力的某种叠加来表示。

计算式为

$$E_{sp} = mE_p + (1 - m)E_s \tag{2-10}$$

式中 E_p——桩体压缩模量；

E_s——桩间土压缩模量；

E_{sp}——复合模量。

需要着重指出的是，式(2-10)是在某些特定的理想条件下导出的，如图2-6（a）所示。其条件为：

(1) 复合地基上的基础半无限大，且基础绝对刚性。

(2) 桩端落在坚硬的土层上，桩没有向下的刺入变形。

(3) 桩长 l 是有限的。

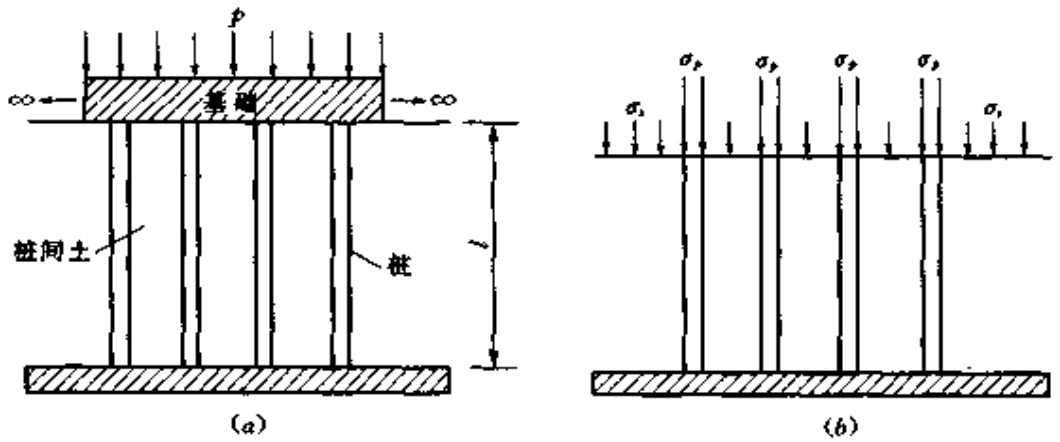


图 2-6 理想条件下复合地基及受力简图

在这种理想状态下，桩、土受力如图2-6（b）所示，桩与桩间土只发生压缩变形，令 ε、ε_p、ε_s 分别表示复合地基应变、桩体应变和桩间土应变，σ、σ_p、σ_s 分别表示复合地基应力、桩顶应力和桩间土应力，并有

$$\varepsilon_s = \varepsilon_p = \varepsilon$$

又 $\varepsilon_s = \dfrac{\sigma_s}{E_s}$，$\varepsilon_p = \dfrac{\sigma_p}{E_p}$，则

$$\frac{\sigma_p}{\sigma_s} = \frac{E_p}{E_s} \tag{2-11}$$

即桩土应力比等于桩土的压缩模量比，这也表明，在理想条件下，桩土荷载分担是按桩土压缩模量分配的。

根据定义：

$$E_{sp}=\frac{\sigma}{\varepsilon}=\frac{[m\sigma_p+(1-m)\sigma_s]}{\varepsilon}=\frac{m\sigma_p}{\varepsilon_p}+\frac{(1-m)\sigma_p}{\varepsilon_s}$$

$$=mE_p+(1-m)E_s$$

从上面的推导可以看出，式（2-10）中桩的模量 E_p 采用桩体材料的压缩模量，它是根据理想状态下复合地基的受力与变形关系导出的。实际工程中像理想状态那样的边界条件是很少存在的。

在式（2-10）中，采用桩体压缩模量计算复合模量，这在工程实践中将使沉降计算产生很大误差。由于桩顶变形是由桩体的压缩变形和桩在土中的沉降变形所组成，桩体压缩模量越大，桩体压缩变形占总变形的比率越小，按式（2-10）计算的复合模量与实际的误差越大。E_p 采用桩体压缩模量，在概念上也反映出许多不妥之处。表现在：

（1）不能反映桩长的作用：

碎石桩存在有效桩长，当桩长大于有效桩长时，其桩土应力比变化不大，增加桩长，对桩土应力比和桩土的荷载分担影响不大，复合模量与桩长的相关性也不明显。

对有一定粘结强度桩型的复合地基，桩越长，桩受土的侧摩阻力越大，桩长效应越明显。

当荷载水平一定时，随着桩长的增加，桩土应力比越大，桩分担的荷载百分比 δ_p 越大，桩抵抗竖直变形的能力越大，相应复合模量也越大。而如果按式（2-10），虽然桩长不同，但由于桩体压缩模量相同，计算的复合模量是相同的，无法反映桩长效应。

（2）不能反映端阻效应：

端阻力的发挥，有利于增强土抵抗桩变形的能力。在图 2-7 所示的高粘结强度桩单桩静载试验结果中，桩的参数相同，加固区土质相同，1 号桩端落在承载力较高的粉土透镜体上，2 号桩端未达透镜体。

从 p—s 曲线可以看到，1 号桩的承载力明显高于 2 号桩，相同荷载水平下，1 号桩的沉降明显小于 2 号桩。这表明，桩端土质

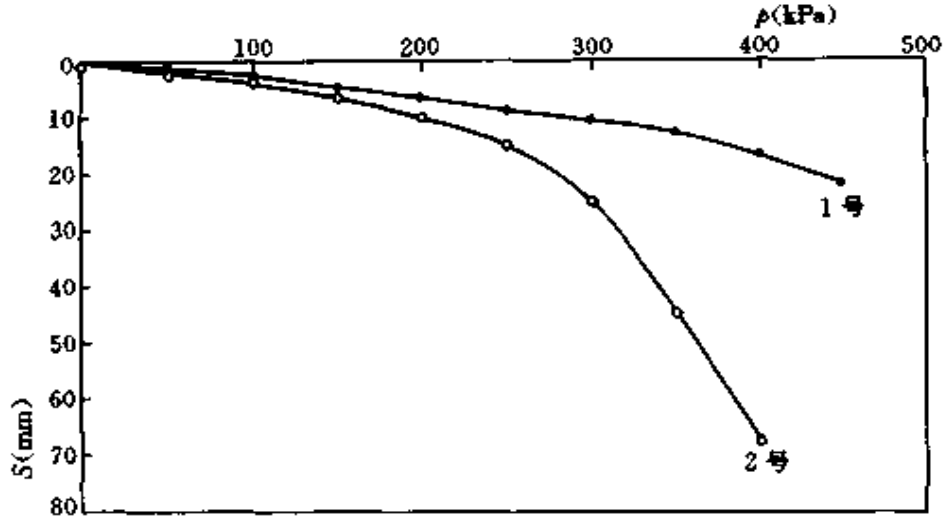


图 2-7　端阻不同的单桩复合地基 p—s 曲线

越好，土对桩产生的端阻力越大，抵抗桩变形的能力越强，相应加固区的复合模量也越高。而如按式（2-10）计算，则复合模量是相同的，反映不出端阻不同对复合模量的影响。

实际工程中，桩的模量直接测定比较困难。另一方面，桩土荷载分担与桩土模量相关，可以用土的模量的某个倍数表示桩的模量，这既反映了桩土相互作用的关系，也大大减少了确定设计参数的误差。当荷载接近或达到复合地基承载力时，假定：

（1）桩土模量比等于桩土应力比，即$\frac{E_p}{E_s'}=n$，或 $E_p=nE_s'$（E_s'为加固后桩间土压缩模量）。

（2）加固后桩间土压缩模量 E_s'是加固前天然地基压缩模量 E_s 的 α 倍，即 $E_s'=\alpha E_s$。α 为桩间土承载力提高系数。

（3）复合模量按下式组合：

$$E_{sp}=mE_p+(1-m)E_s' \tag{2-12}$$

由以上的基本假定，可求得复合地基的复合模量：

$$\begin{aligned}E_{sp}&=mE_p+(1-m)E_s'=mnE_s'+(1-m)E_s'\\&=[1+m(n-1)]E_s'=[1+m(n-1)]\alpha E_s\end{aligned} \tag{2-13}$$

令

$$\xi=[1+m(n-1)]\alpha \tag{2-14}$$

式中，当采用排土成桩工艺时，$\alpha=1$；采用非排土成桩工艺 $\alpha\neq1$，

根据土性及当地经验取值。

复合地基承载力表达式一般为

$$f_{sp,k} = [1 + m(n-1)]\alpha f_k = \xi f_k \tag{2-15}$$

式中 $f_{sp,k}$——复合地基承载力标准值，kPa；

f_k——天然地基承载力标准值，kPa。

由式（2-15）可得

$$\xi = \frac{f_{sp,k}}{f_k} \tag{2-16}$$

显然，ξ既是承载力提高系数，也是模量提高系数。

实际工程应用时，根据地质报告提供的天然地基土的压缩模量 E_s、天然地基承载力标准值 f_k、加固后静载试验测定的复合地基承载力标准值 $f_{sp,k}$，可求得模量提高系数

$$\xi = f_{sp,k}/f_k$$

则复合土层的复合模量为

$$E_{sp} = \xi E_s$$

第五节 复合地基效应

复合地基中桩间土的性状不同。桩体材料不同、成桩工艺不同，复合地基的效应也就不同。了解复合地基的效应，对认识复合地基、合理选用桩型和施工工艺都是很重要的。综合各种桩型的复合地基的效应，主要有如下五个方面：

（1）置换作用，也称桩体效应。

（2）挤密、振密作用。

（3）排水作用。

（4）减载作用。

（5）桩对土的约束作用。

一、置换作用（桩体效应）

复合地基中桩体的强度和模量比桩间土大，在荷载作用下，桩顶应力比桩间土表面应力大。桩可将承受的荷载向较深的土层中传

递并相应减少了桩间土承担的荷载。这样，由于桩的作用使复合地基承载力提高、变形减小，工程中称之为置换作用或桩体效应。

工程实践表明，复合地基置换作用的大小，主要取决于桩体材料的组成。散体桩置换作用最小，高粘结强度桩置换作用最大。散体桩，增加桩的长度，对复合地基置换作用影响不大；一般粘结强度桩，特别是高粘结强度桩，加大桩长可使复合地基置换作用明显提高。

二、挤密、振密作用

对松散填土、松散粉细砂、粉土，采用非排土和振动成桩工艺，可使桩间土孔隙比减小、密实度增加，提高桩间土的强度和模量。如振动沉管挤密碎石桩、振冲碎石桩、振动沉管 CFG 桩，对上述类型的土具有挤密、振密效果。

此外，如石灰桩，即使采用了排土成桩工艺，由于石灰吸水膨胀，使桩间土局部产生挤密作用。桩间土挤密、振密是使复合地基承载力提高的一个组成部分。

需要指出的是，对饱和软粘土、硬的粘性土、粉土、密实砂土，振动成桩工艺不仅不能使桩间土挤密、振密，反而使土体结构强度丧失，孔隙比增大、密实度减小、承载力降低。

三、排水作用

复合地基中的桩体，很多具有良好的透水性。例如碎石桩、砂桩是良好的排水通道；由生石灰和粉煤灰组成的石灰桩，也具有良好的透水性，其渗透系数相当于粉细砂的量级；振动沉管 CFG 桩在桩体初凝以前也具有相当大的渗透性。可使振动产生的超孔隙水压力，通过桩体得以迅速消散。

桩体的排水作用，有利于孔隙水压力消散、有效应力增长、桩间土强度和复合地基承载力提高。

四、减载作用

对排土成桩工艺，用轻质材料取代原土成桩，在加固土层范围内，复合土层的有效重度将比原土有明显的降低。这就是复合地基的减载作用。

例如，石灰桩复合地基，生石灰干密度为 0.8g/cm³ 左右、粉煤灰干密度为 0.6～0.8g/cm³，饱和重度一般为 14kN/m³ 左右，比天然土体重度小 30%左右。当置换率为 0.25 时，1m 厚的复合土体单元自重将减少 1.5kN。若桩长按 5m 计，桩端部自重压力将减小 7.5kN/m²。显然这种减载作用对减小建筑物的沉降是有益的。

五、桩对土的约束作用

在群桩复合地基中，桩对桩间土具有阻止土体侧向变形的作用。相同荷载水平条件下，无侧向约束时土的侧向变形大，从而使垂直变形加大；由于桩对土体侧向变形的限制，减少了侧向变形，也就减小了垂直变形，使复合地基抵抗垂直变形的能力有所加强。

第六节　几种典型桩型复合地基的特性

一、碎石桩复合地基

碎石桩复合地基是散体桩复合地基的代表，桩体材料由碎石组成。按成桩工艺可分为以下几种：

（1）振冲碎石桩。

（2）振动沉管挤密碎石桩。

（3）干法振动挤密碎石桩。

碎石桩桩体及复合地基有如下的主要特点：

（1）桩体本身没有粘结强度，桩体应力应变曲线如图 2-8 所示。从图 2-8 可以看到，围压 σ_3 对碎石桩体破坏时的主应力差有着显著的影响，σ_3 越大，破坏时的主应力差越大；换言之，围压越大，桩体传递垂直荷载的能力越强。

（2）试验表明，桩顶承受垂直荷载后，桩顶以下一个不大的范围产生压胀区，如图 2-9 所示。压胀区的大小与基础尺寸有关。基础宽度越大，压胀区深度也越大。压胀区以下的桩体传递垂直荷载的能力甚小。当桩长大于压胀区深度后，靠增加桩长来提高

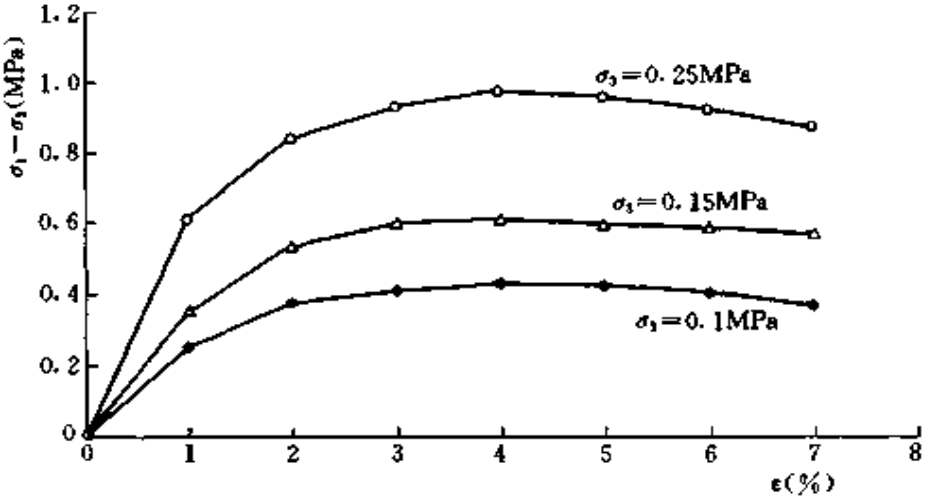


图 2-8　碎石桩体三轴试验应力应变关系

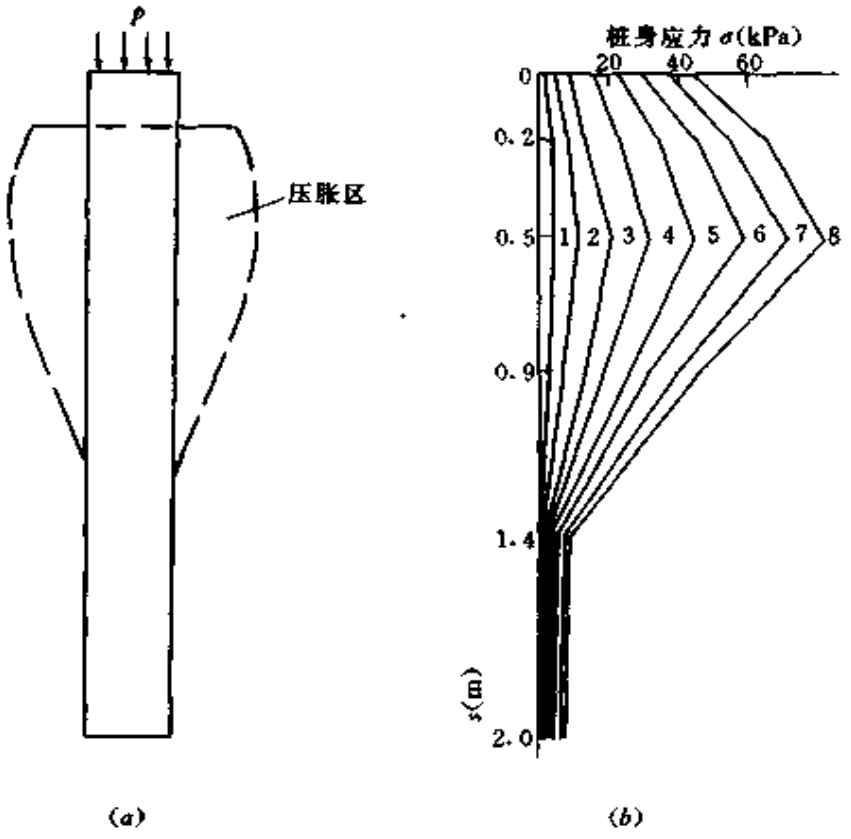


图 2-9　碎石桩体压胀区示意图

1—2kN；2—4kN；3—6kN；4—8kN；5—10kN；
6—12kN；7—14kN；8—16kN

单桩承载力是很困难的。

（3）施工一般采用振动成桩工艺，主要靠施工设备产生的振动力，使桩间土挤密、振密，提高桩间土的承载力和模量。就复合地基的置换作用和挤密作用而言，由于碎石桩的置换作用在诸多的桩型系列中是最弱的，故地基处理设计应侧重桩间土的挤密效应。

（4）碎石桩主要用于加固松散粉细砂、粉土、可液化土及挤密效果好的填土。

由于施工时产生振动和噪音污染，碎石桩在居民区和城区施工受到一定限制。

二、石灰桩复合地基

石灰桩复合地基为低粘结强度桩复合地基，按桩体材料和成桩工艺可划分如下：

（1）洛阳铲成孔（或钻孔）石灰桩，桩体材料由生石灰和粉煤灰组成。这一工艺主要由湖北建筑科学研究院研究开发，并在山西、天津等地应用。施工为排土成桩。

（2）振动沉管打桩机成孔，管外投料（桩体材料为生石灰、粉煤灰或火山灰），属非排土成孔工艺。这一工艺主要在江苏一带应用。

（3）振动沉管打桩机成孔，管内投料（桩体材料为生石灰和干砂）。该工艺也是非排土成桩工艺，主要在浙江一带应用。

石灰桩桩体及复合地基有如下的特点。

（1）石灰桩桩体由固化剂生石灰和活性材料粉煤灰、火山灰或惰性材料干砂按一定比例配制而成。桩体材料三轴试验应力应变曲线如图 2-10 所

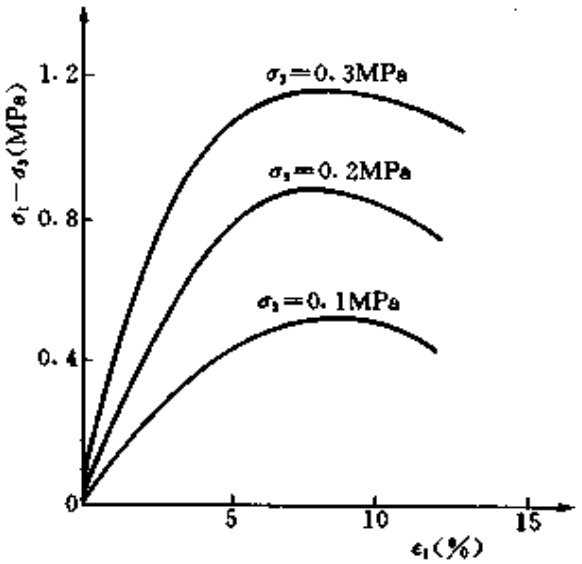


图 2-10　石灰桩体三轴试验应力应变曲线

示。围压对破坏主应力差有明显的作用。围压越大，破坏时的主应力差也越大。

（2）桩体中的CaO成分，使得桩体具有吸水膨胀挤密桩间土作用，桩体吸水和体胀系数均与桩体所受的压力有关，表2-1、表2-2给出了在不同压力下、不同桩体材料的体胀系数和吸水量。

表2-1　　不同压力下桩体的体胀系数

材料 / 压力(kPa)	生石灰	粉煤灰：石灰		火山灰：石灰		备注
		2：8	3：7	2：8	3：7	
50	1.49	1.40	1.34	1.35	1.27	体胀系数=膨胀后体积/膨胀前体积
100	1.37	1.33	1.28	1.28	1.19	
150	1.29	1.26	1.22	1.21	1.12	

表2-2　不同压力下桩体的吸水量（%）

材料 / 压力(kPa)	生石灰	粉煤灰：石灰		火山灰：石灰	
		2：8	3：7	2：8	3：7
0	140.0	132.0	121.0		96.0
25		89.5	78.8	77.0	66.0
50	83.0	77.2	72.0	67.5	60.0
100	69.7	69.0	66.5	59.0	54.0
150	57.0	64.5	62.5	53.0	49.0

研究表明，吸水膨胀在短期内完成，膨胀对桩间土的挤密效果是很有限的。此外，应注意靠近地表一段膨胀对桩间土可能产生的负作用，即引起地面隆起，使桩间土强度降低。

石灰对桩间土有很强的吸水作用和离子交换作用，在饱和土中，特别是在淤泥质土中，桩间土中的水分被桩体吸收，改善了桩间土的物理力学性质，使桩间土强度有一定的提高。

（3）石灰桩用粉煤灰作为掺和料时，使桩体重度比天然土体小30%左右，具有明显的减载作用，且桩体孔隙比较大，e多在1.3～1.7之间。其渗透性与粉细砂相当，桩体是良好的排水通道。

（4）石灰桩复合地基桩土应力比在2～5之间，复合地基既有挤密作用又有置换作用。

（5）石灰桩适用于处理软弱粘性土、淤泥质土、素填土及杂填土地基。人工洛阳铲成孔不宜超过 6m，机械成孔不宜超过 8m。

（6）采用排土成桩工艺，不产生振动和噪音污染，但需对石灰粉和粉煤灰作适当处理，防止污染环境。特别要防止夯实桩体时偶尔可能发生的冒顶产生的高温对工人造成烫伤。

三、水泥土桩复合地基

水泥土桩系指由固化剂水泥和土形成的桩体，桩、桩间土和褥垫层一起形成复合地基。

根据施工工艺的不同水泥土桩可划分如下：

（1）浆喷水泥土桩（深层搅拌桩）。

（2）粉喷水泥土桩（粉喷桩）。

（3）高压喷射注浆形成的旋喷水泥土桩。

水泥土桩桩体及复合地基有如下特点：

（1）水泥土桩是通过搅拌装置和喷射头，将水泥固化剂与现场原土强制搅拌形成水泥土桩桩体。桩体三轴试验应力应变曲线如图 2-11 所示。从图 2-11 可以看出，破坏时的主应力差与围压 σ_3 的关系不甚密切。

（2）其它条件相同时，桩身无侧限抗压强度随土的含水量 w、孔隙比 e、塑性指数 I_p 的增大而减小；在通常水泥掺量条件下，无侧限抗压强度在 300～4000kPa 之间；水泥土桩体的密度较原土变化不大，桩身强度只与水泥的胶结强度相关；水泥土强度随龄期增加而提高，龄期超过 28 天后还有明显增长，因此竖向承载的水泥土桩的强度标准值宜取 90 天龄期试块的无侧限抗压强度。

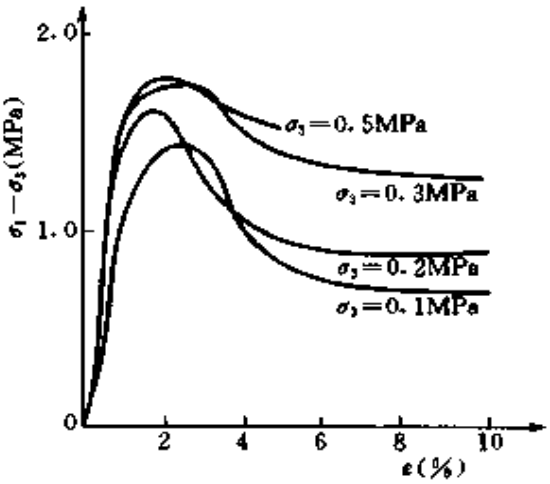


图 2-11　水泥土桩三轴试验应力应变曲线

（3）水泥土桩最明显的不足之处是它的不均匀性。其一，搅拌本身是不均匀的。目

前的施工工艺无法使现场搅拌和试验室一样均匀，即水泥固体剂不是均匀分布在桩体中的，导致现场搅拌的水泥土桩体强度远远小于相同水泥掺量的试验室的强度。其二，桩身强度沿轴线是不均匀的。一般情况下土是分层的，而桩身强度与原土密切相关，若其中有的土层含水量高、孔隙比大、塑性指数大，则在该层土中形成的水泥土桩强度就小，很可能单桩承载力由这一软弱层控制。

试验表明，在岩性变化较大并夹有软弱透镜体的地基中，采用搅拌水泥土桩加固，单桩承载力和复合地基承载力都比较离散。

(4) 搅拌水泥土桩适用于处理正常固结的淤泥、淤泥质土、粉土、饱和黄土、素填土、粘性土等地基，对塑性指数 $I_p>25$ 的粘土，须通过现场试验确定其适用性。

(5) 搅拌水泥土桩复合地基施工，对周围环境没有不利影响，对桩间土也没有扰动和挤密。复合地基承载力的提高主要依赖于桩的置换作用。

四、夯实水泥土桩复合地基

夯实水泥土桩是用人工或机械成孔，选用相对单一的土质材料，与水泥按一定配比，在孔外充分拌和均匀制成水泥土，分层向孔内回填并强力夯实，制成均匀的水泥土桩。

水泥土桩桩体强度一般由两部分组成。其一为水泥的胶结强度；其二为土体的密实强度，它是由土体的密度增加而引起的。

对前述的搅拌水泥土桩，由于其桩体密度较天然地基密度增加甚微，所以水泥土桩的强度增量主要取决于水泥的胶结作用。

夯实水泥土桩与搅拌水泥土桩的区别主要在于以下两点：

(1) 夯实水泥土桩是将水泥和土料在孔外充分拌合，拌合的均匀程度远远高于现场搅拌的水泥土。所以夯实水泥土的现场强度和相同水泥掺量的室内强度，在夯实密度相同的条件下是相等的。

(2) 由于成桩是将孔外拌合均匀的水泥土混合料回填孔内并强力夯实，桩体强度与天然土强度相比，有一个很大的增量。这

一增量既有水泥的胶结强度，又有水泥土密度增加产生的密实强度。

基于以上的主要差异，相同水泥掺量下，夯实水泥土桩的桩体强度为搅拌水泥土桩的 2～10 倍。

夯实水泥土桩桩体和复合地基有如下特点：

（1）水泥土最大干密度和最优含水量：

以粉土为例，不同掺入比 S_n（S_n 为掺入的水泥质量与干土质量之比）的水泥土最大干密度 ρ_{max} 和最优含水量 w_{opt} 见表 2-3。夯实水泥土桩的最大干密度接近或等于土料的最大干密度，最优含水量略大于土料的最优含水量。

表 2-3　不同掺量比下水泥土的最大干密度及最优含水量

土料	S_n	ρ_{max} (g/cm³)	w_{opt} (%)	备注
粉土	1∶5	1.82	17	采用土样击实仪
	1∶6	1.82	17	
	1∶7	1.82	17	
	1∶8	1.82	16	
	天然土	1.82	16	

（2）桩体强度与水泥掺量的关系：

不同土质材料、不同水泥掺入比 S_n 和不同龄期桩体强度如图 2-12 所示。由图 2-12 可知，水泥掺入比 S_n 越大，则桩体强度越高。对粉土和粉质粘土，不同掺入比的试验曲线比较靠近，而对砂土水泥掺入比对桩体强度的影响是显著的，$S_n=1:5$ 比 $S_n=1:8$ 的 28 天强度高了近 1 倍。这是因为砂土夯实引起的密实强度分量很小，主要是水泥的胶结作用。而粉土、粉质粘土夯实引起的密实强度起重要作用，水泥掺量的影响不显著。

（3）不同养护条件下的水泥土桩桩体强度：

不同土质材料（砂土和粉土）、不同掺入比 S_n，在空气中、水中、先在空气再在水中养护得到的不同龄期的试块强度见表 2-4。

从表 2-4 可以看出，对于砂土，当掺入比 S_n 大时，养护条件的变化对桩体抗压强度影响不大，龄期影响是主要的；掺入比 S_n 小时，28 天龄期后，增加养护时间，强度增加不大；水下养护比空气中养护强度有所降低。

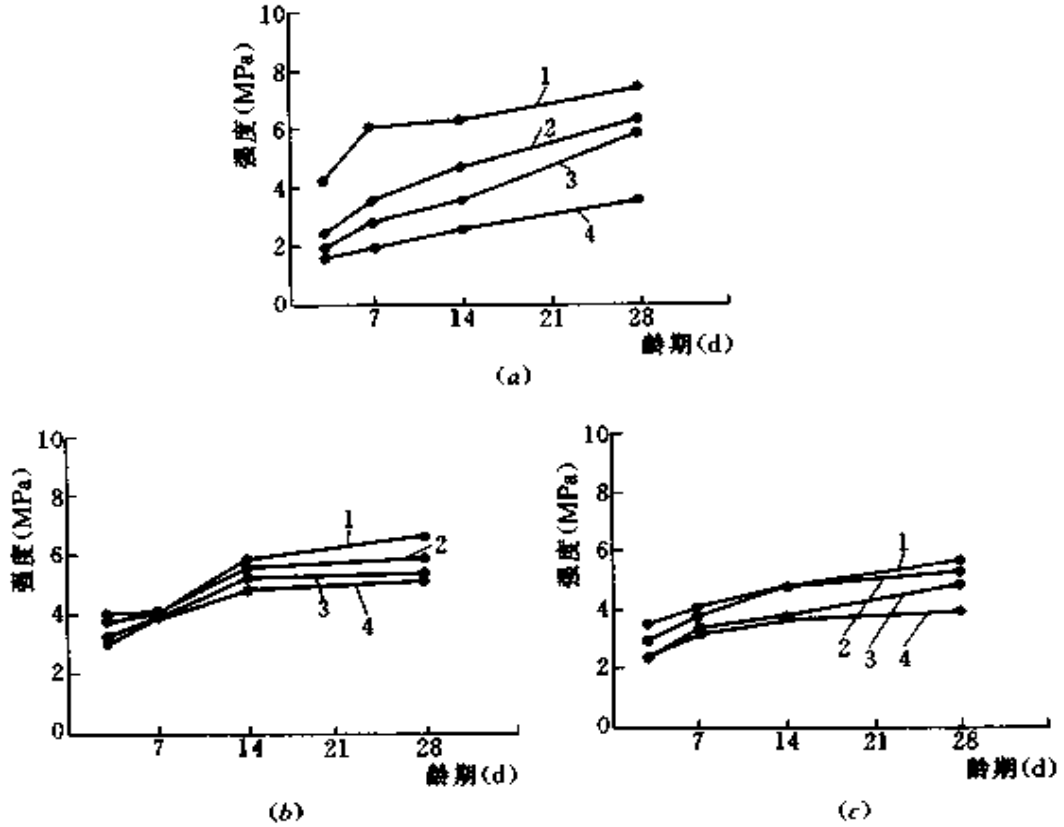


图 2-12　不同养护期的夯实水泥土强度

(a) 砂土；(b) 粉土；(c) 粉质粘土

1—S_n=1∶8；2—S_n=1∶7；3—S_n=1∶6；4—S_n=1∶5

表 2-4　　不同养护条件下水泥土桩的桩体强度

土性	S_n	f_{cu} (28d) (MPa)			f_{cu} (90d) (MPa)		
		空气	水下	先空气再水下	空气	水下	先空气再水下
细砂	1∶5	7.2	7.2	6.9	13.6	13.6	11.5
	1∶7	5.9	3.6	4.1	6.6	4.3	4.2
粉土	1∶5	6.6	5.0	5.1	7.1	5.6	6.0
	1∶7	5.3	4.2	3.8	6.9	5.0	4.8

(4) 不同水泥品种对水泥土桩强度的影响：

表 2-5 是不同水泥品种、不同养护条件下水泥土试块强度。从表 2-5 中可以看出，425 号普通硅酸盐水泥的试块强度较高。在工程中尽量选用这种水泥。

表 2-5　　不同水泥品种下的水泥土强度　　单位：MPa

细砂（S_a=1∶5）

养护条件 / 水泥品种	潮湿 28 天	水下 28 天	先潮湿后水下 28 天	潮湿 3 个月	水下 3 个月
普硅 425 号	7.2	7.2	6.9	13.6	13.6
矿渣 425 号	6.1	4.8	5.5	7.8	7.8
矿渣 325 号	3.8	3.5	3.0	6.5	5.1

粉土（S_a=1∶6）

养护条件 / 水泥品种	潮湿 28 天	水下 28 天	先潮湿后水下 28 天	潮湿 3 个月	水下 3 个月
普硅 425 号	5.8	5.1	5.3	8.8	6.5
矿渣 425 号	4.5	3.4	3.8	6.7	4.5

（5）桩体的抗冻性：

我国有相当大的地域处在寒冷地区，夯实水泥桩在冬季施工时，桩体强度会不会受影响，是需要弄清的一个问题，表 2-6 给出了不同冻结时间、不同养护期水泥土的无侧限抗压强度。从表 2-6 中可以看到，冻结对夯实水泥土桩的强度影响不大，对强度起控制作用的是龄期。

表 2-6　　冻结时间、养护期对水泥土强度的影响

编号	养护时间 (d)	冻结时间 (d)	冻后再养护时间 (d)	密　度 (g/cm^3)	含水量 (%)	干密度 (g/cm^3)	无侧限抗压强度 (MPa)
1	7	0	0	1.989	16.8	1.703	3.52
2	0	1	7	1.971	14.7	1.719	3.56
3	0	2	7	2.001	16.9	1.711	3.19
4	0	3	7	1.999	16.9	1.710	3.16
5	1	1	7	2.007	16.5	1.723	3.20
6	3	1	7	2.000	16.0	1.724	3.59
7	7	1	7	1.983	15.4	1.719	4.35

注　成样条件：S_a=1∶7，冻结温度−15℃，水泥土混合后立即成样。

（6）放置时间对水泥土强度的影响：

水泥和土按一定配比拌和后，放置不同时间，控制相同的夯实功成样，做无侧限抗压强度试验，试验结果如图 2-13 所示。

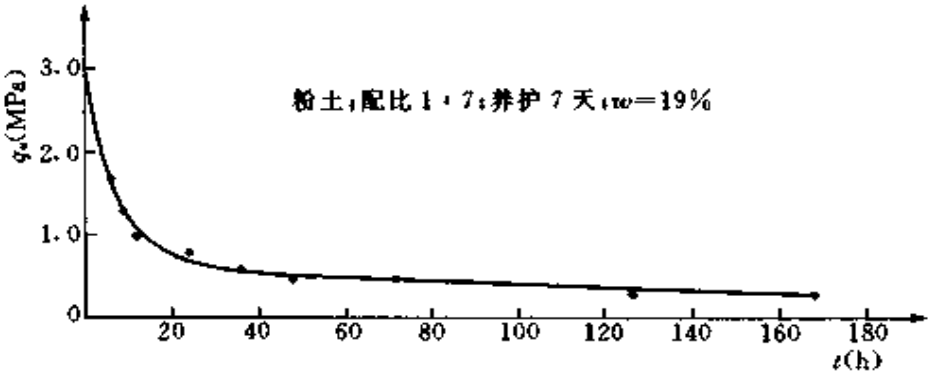


图 2-13　无侧限抗压强度 q_u 与拌和后不同间隔时间 t 的关系曲线

在 15h 以内无侧限抗压强度随放置时间的变化率很大。工程中水泥土的放置时间以不超过 2h 为宜。

（7）桩体应力应变曲线：

三轴试验的桩体应力应变曲线如图 2-14 所示。由于桩体强度比搅拌水泥土桩高得多，故破坏主应力差与围压 σ_3 关系不大。

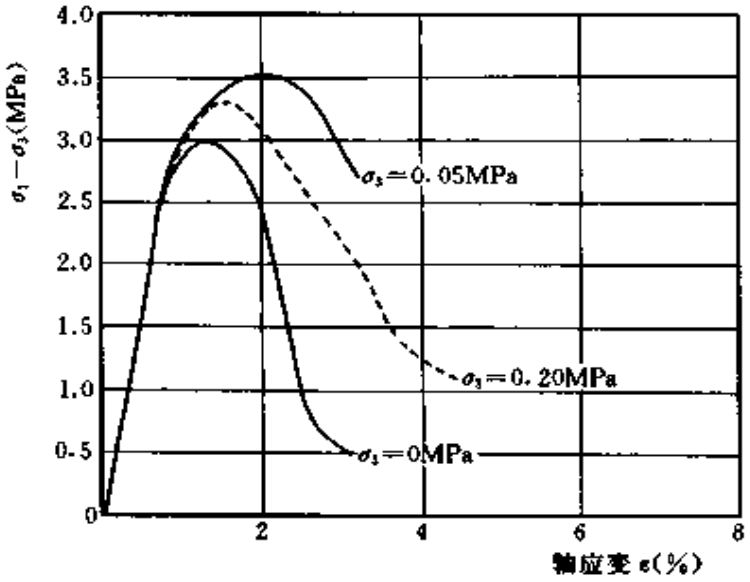


图 2-14　三轴试验的桩体应力应变曲线

（8）夯实水泥土桩的适用范围：

在目前的施工工艺下，夯实水泥土桩适用于处理地下水以上的淤泥质土、人工填土、粉土、粘性土地基。长螺旋钻成孔一般不大于10m，人工洛阳铲成孔不宜超过6m，桩径一般为350～600mm，并通过褥垫层与桩和基础相联系。

（9）不同成桩工艺的复合地基效应：

夯实水泥土桩施工多用排土成孔，此时复合地基只有置换作用；对松散填土可采用挤土成孔工艺，此时复合地基既有置换作用又有挤密作用。

五、CFG桩复合地基

CFG桩复合地基是高粘结强度桩复合地基的代表，80年代多用于多层建筑地基处理，目前大量用于高层和超高层建筑地基的加固。桩身强度等级多在C15～C25之间。

由于桩身强度高，不同围压下的应力应变曲线基本重合（参看第三章的图3-3）且在破坏点以前大体呈直线变化。

CFG桩、桩间土和褥垫层一起形成复合地基。需要着重指出的是，褥垫层是复合地基的重要组成部分，是高粘结强度桩形成复合地基的必要条件。

由于CFG桩可全桩长发挥侧阻，桩端落在好的土层时可很好地发挥端阻，在复合地基增强体（桩体）系列中，它的置换作用最强。复合地基承载力提高幅度大，承载力标准值可达600kPa以上。复合模量高，地基变形小。

对具有挤密效果的土，施工时采用振动成桩工艺，桩间土具有挤密作用，此时承载力提高幅值既有挤密分量又有置换分量。采用振动打桩机成桩将产生振动和噪音污染，在城区和居民区被限制使用。

采用排土成桩工艺，如长螺旋钻管内泵压成桩时，承载力的提高只与置换作用有关。长螺旋钻管内泵压成桩工艺具有无泥浆污染、无振动、低噪音等特点，适于在城区和居民区施工。

CFG桩复合地基的详细论述，可参阅第三章。

第七节　复合地基桩型的合理选用

一、桩型及工艺简介

复合地基桩型繁多，据不完全统计，国内常用的桩型有：①碎石桩；②砂桩；③土桩；④石灰桩；⑤灰土桩；⑥渣土桩；⑦搅拌水泥土桩；⑧夯实水泥土桩；⑨CFG 桩。

第六节介绍的碎石桩、石灰桩、搅拌水泥土桩、夯实水泥土桩和 CFG 桩，可以看成是一个系列。它们的模量按这个次序由小到大变化；复合地基的置换作用也按此次序由弱到强。

复合地基成桩设备及施工工艺也不下十余种。就对桩间土的影响而言，可分为两大类：一类对桩间土不产生扰动，土的结构性没有变化，桩间土不发生强度增长或降低，如洛阳铲成孔工艺或长螺旋钻成孔工艺；另一类对桩间土产生较显著的扰动或振密挤密，土的结构受到破坏，桩间土发生强度的提高或降低，如振动沉管工艺，振冲工艺等。

二、复合地基承载力提高幅值

无论选用何种桩型和工艺，地基承载力提高幅值都是倍受重视的一个主要问题。为此，应先做一下承载力分析。

复合地基承载力可表示为

$$f_{sp,k} = f_k + \Delta f \tag{2-17}$$

式中　$f_{sp,k}$——复合地基承载力标准值，kPa；

f_k——天然地基承载力标准值，kPa；

Δf——承载力提高幅度，kPa。

Δf 由两部分组成，即

$$\Delta f = \Delta f_j + \Delta f_z \tag{2-18}$$

式中　Δf_j——成桩对桩间土振动或挤密引起承载力提高的密实分量，kPa；

Δf_z——桩的置换作用引起承载力提高的置换分量，kPa。

影响 Δf 的因素很多，除了设计参数外，土的性质、施工工艺、

机具和桩体材料（桩型）均与 Δf 密切相关。

1. 土的性质

土按振动挤密效应可大致划分如下：

（1）振动挤密效果好的土。如松散粉砂、松散填土、粉土等。

（2）可振动挤密的土。如密度不大、塑性指数偏低的粉质粘土等。

（3）不可挤密土。如饱和的塑性指数大的淤泥质粘土以及密度很大的粘性土等。

2. 施工工艺

施工工艺可分为两大类：

（1）无振动挤密作用的工艺。如人工洛阳铲、长螺旋钻成孔制桩等。

（2）有振动挤密作用的工艺。如振冲碎石桩、用振动沉管机施工的挤密碎石桩和其它桩型。

无振动挤密作用的工艺，密实分量 $\Delta f_j=0$。有振动挤密作用的工艺，对振动挤密效果好的土，桩间土的承载力可显著提高；对可挤密性土，土的承载力有所提高，但不明显；对不可挤密土，振动挤密效果为0，有时反而破坏土的天然结构，造成承载力下降。详见表 2-7。

表 2-7　　有振动挤密作用的工艺的成桩效果

工程名称	土质	f_k (kPa)	f_{sk} (kPa)	强度提高系数 α
唐山港海员大酒店	粉细砂	50	130	2.6
固城变电所	饱和粉细砂	50	120	2.4
灵武啤酒厂	饱和粉土	90	180	2.0
长庆住宅楼	饱和粉土	70	130	1.73
沈阳红阳四井	饱和粘土	68	66～75	0.97～1.1

注　f_k 为天然地基承载力标准值（kPa）；f_{sk} 为加固后桩间土承载力标准值（kPa）。

3. 桩体材料

桩体材料按粘结强度从低到高可大致分为散体材料（如碎石）、低粘结强度材料（如生石灰、粉煤灰混合料）、中等粘结强

度材料（如夯实水泥土）和高粘结强度材料（如CFG桩体材料）等。随着桩体材料粘结强度的增长，桩的置换作用也越强，桩的置换分量 Δf_z 也相应越大。

三、方案选择的基本原则

方案选择的实质，是根据设计要求的承载力提高幅度 Δf，针对场地土质，选择适当的工艺、机具和桩型，不仅要满足设计要求，还要做到经济合理。

采用对桩间土不产生扰动或挤密的成桩工艺，或地基土为不可挤密的土，则密实分量 $\Delta f_j=0$，因此 Δf 唯一地取决于置换分量 Δf_z。当 Δf 较小时，桩体材料可选用散体材料或低粘结强度材料；当 Δf 较大时，则应选用中等粘结强度材料或高粘结强度材料。

对可振动挤密土和振动挤密效果好的土，应优先考虑振动挤密工艺，此时 Δf 即含有密实分量 Δf_j，也含有置换分量 Δf_z。通常可根据经验预估 Δf_j，余下的部分（$\Delta f-\Delta f_j$）由置换分量 Δf_z 承担。（$\Delta f-\Delta f_j$）较小时，可选择强度较低的散体或低粘结强度材料；（$\Delta f-\Delta f_j$）较大时，应选择中等或高粘结强度材料。

例如：天然地基承载力标准值 $f_k=50$kPa 的粉细砂，设计要求加固后复合地基承载力标准值为 $f_{sp,k}=150$kPa。根据已有经验，采用振动沉管打桩机施工，桩间土挤密可使地基承载力提高80kPa，即挤密分量 $\Delta f_j=80$kPa，设计要求 $\Delta f=100$kPa，则置换分量 $\Delta f_z=100-80=20$kPa。

显然选用振动沉管挤密碎石桩即可达到设计要求。

对同一条件的地基土，若设计要求加固后的复合地基承载力标准值为300kPa，同样采用振动成桩工艺，则 $\Delta f_j=80$kPa，置换分量 $\Delta f_z=\Delta f-\Delta f_j=250-80=170$kPa。

此时，振动沉管挤密碎石桩不能满足设计要求，可选用振动沉管CFG桩复合地基。由于CFG桩的置换作用远远大于碎石桩的置换作用，可以满足上述设计要求。

当然，方案的合理性除了技术合理之外，还要考虑当地材料来源及造价、设备条件、周围环境的要求以及工期等多种因素。

第三章　CFG 桩复合地基

第一节　概　　述

CFG 桩是水泥粉煤灰碎石桩的简称。它是由水泥、粉煤灰、碎石、石屑或砂加水拌和形成的高粘结强度桩，和桩间土、褥垫层一起形成复合地基。

CFG 桩复合地基试验研究是建设部“七五”计划课题，于 1988 年立题进行试验研究，并应用于工程实践。

CFG 桩复合地基试验研究成果于 1992 年由建设部组织鉴定，专家们一致认为：该成果具有国际领先水平，推广意义很大。

CFG 桩复合地基成套技术，1994 年被建设部列为全国重点推广项目，被国家科委列为国家级全国重点推广项目。1997 年被列为国家级工法，并制定了中国建筑科学研究院企业标准，现已列入国家行业标准《建筑地基处理技术规范》，该规范正在编制过程中。

为了进一步推广这项新技术，国家投资对施工设备和施工工艺进行了专门研究，并列入“九五”国家重点攻关项目。1999 年 12 月通过了国家验收。

该技术已在全国 23 个省、市广泛推广应用，据不完全统计，该技术已在 1000 多个工程中应用。和桩基相比，由于 CFG 桩桩体材料可以掺入工业废料粉煤灰、不配筋以及充分发挥桩间土的承载能力，工程造价一般为桩基的 1/3～1/2，经济效益和社会效益非常显著。

特别是近 4 年来，该技术已在北方地区的高层建筑地基处理中应用，仅就目前北京和河北地区的不完全统计，已有近 300 余栋高层建筑地基处理采用了 CFG 桩加固技术，其中绝大多数为 20～30 层，31～35 层的超高层建筑有 15 幢。由于 CFG 桩复合地基技术具有施工速度快、工期短、质量容易控制、工程造价低廉的特

点，目前已成为北京及周边地区应用最普遍的地基处理技术之一。

CFG 桩是针对碎石桩承载特性的一些不足，加以改进而发展起来的。下面先介绍一下碎石桩在粘性土中应用的一些问题。

我国从 70 年代起就开始利用碎石桩加固地基，在砂土、粉土中消除地基液化和提高地基承载力取得了令人满意的效果。后来逐渐把碎石桩的应用范围扩大，用到塑性指数较大、挤密效果不明显的粘性土中，并以提高地基承载力为主要目的。大量的工程实践表明，对这类土采用碎石桩加固，承载力提高幅度不大。

现对碎石桩复合地基承载力提高幅度较小的原因作一简单分析。

通常用下式估算复合地基承载力：

$$f_{sp,k} = [1 + m(n-1)]\alpha f_k = \xi f_k \tag{3-1}$$

$$\xi = [1 + m(n-1)]\alpha \tag{3-2}$$

式中 $f_{sp,k}$——复合地基承载力标准值，kPa；

m——面积置换率；

n——桩土应力比；

f_k——天然地基承载力标准值，kPa；

α——桩间土强度提高系数；

ξ——承载力提高系数，其数值为复合地基承载力标准值与天然地基承载力标准值之比。

对粘性土而言，一般 $m=0.07\sim0.25$；$n=1.4\sim3.8$；$\alpha=0.6\sim1.2$。代入式 (3-2) 得 $\xi=1.2\sim1.6$，也就是说，对粘性土承载力提高一般为 20%～60%。

碎石桩系散体材料，本身没有粘结强度，主要靠周围土的约束传递基础传来的垂直荷载。土越软，对桩的约束作用越差，桩传递垂直荷载的能力越弱。

通常距桩顶 2～3 倍桩径范围为高应力区，当大于 6～10 倍桩径后轴向力的传递收敛很快，当桩长大于 2.5 倍基础宽度后，即使桩端落在好的土层上，桩的端阻作用也很小。在诸多的复合地基增强体中，碎石桩作为散体材料，置换作用最差。

刚性桩与碎石桩不同，一般情况下不仅可全桩长发挥桩的侧阻，桩端落在好土层也可很好地发挥端阻作用。若将碎石桩加以改造，使其具有刚性桩的某些性状，则桩的作用会大大加强，复合地基承载力将会大大提高。这样，在碎石桩桩体中掺加适量石屑、粉煤灰和水泥，加水拌和，制成一种粘结强度较高的桩体，称之为水泥粉煤灰碎石桩(Cement Fly-ash Gravel pile)，简称CFG桩。CFG桩、桩间土和褥垫层一起构成CFG桩复合地基，如图3-1所示。

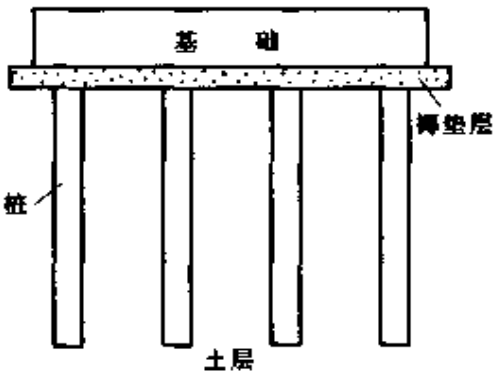


图 3-1　CFG桩复合地基示意图

CFG桩属高粘结强度桩，它与素混凝土桩的区别仅在于桩体材料的构成不同，而在其受力和变形特性方面没有什么区别，因此这里是把CFG桩做为高粘结强度桩的代表进行研究。复合地基性状和设计计算，对其它高粘结强度桩复合地基都适用。

第二节　桩体材料及其性状

80年代末至90年代初，CFG桩多用振动沉管打桩机施工，桩体材料多为水泥、碎石、石屑、粉煤灰组成。

90年代中期，首先在北京开始应用长螺旋钻管内泵压CFG桩混合料成桩工艺，并且迅速在全国推广。CFG桩混合料的水平运输和垂直运输较振动沉管打桩机施工发生了很大的变化。桩体配比和对混合料的要求也明显不同。

下面分别介绍用于振动沉管打桩机施工和用于长螺旋钻管内泵压施工的桩体材料性状。

一、振动沉管成桩工艺桩体材料的性状

1. 桩体材料

CFG桩的骨干材料为碎石，系粗骨料；石屑为中等粒径骨料，

当桩体强度小于 5MPa 时，石屑的掺入可使桩体级配良好，对桩体强度起重要作用。相同的碎石和水泥掺量，掺入石屑可比不掺石屑的强度增加 50%左右。

粉煤灰既是细骨料，又有低标号水泥作用，可使桩体具有明显的后期强度。

2. 桩体配比

振动沉管 CFG 桩与素混凝土桩的不同就在于桩体配比更追求经济效益。在有条件的地方应尽量利用工业废料做为掺和料。但不同地方的石屑粒径的大小和形状以及含粉量不尽相同，粉煤灰的化学成分也各异。所以给出一个统一的精度很高的配比就比较困难。下面介绍的桩体配比计算也只能做为参考。

混合料中，石屑与碎石（一般碎石粒径为 3～5cm）的组成比例用石屑率表示：

$$\lambda = \frac{G_1}{G_1 + G_2} \tag{3-3}$$

式中 λ——石屑率；

G_1——单方混合料石屑用量，kg；

G_2——单方混合料碎石用量，kg。

根据试验研究结果，λ 取 0.25～0.33 为合理石屑率。

混合料 28 天强度与水泥标号和灰水比有如下关系：

$$f_{cu} = 0.366 R_c^b (C/W - 0.071) \tag{3-4}$$

式中 f_{cu}——混合料 28 天强度，MPa；

R_c^b——水泥标号；

C——单方水泥用量，kg；

W——单方用水量，kg。

混合料坍落度按 3cm 控制，水灰比 W/C 和粉灰比 F/C（F 为单方粉煤灰用量）有如下关系：

$$W/C = 0.187 + 0.791 F/C \tag{3-5}$$

混合料密度一般为 2.2～2.3g/cm³。

利用以上的关系，参考混凝土配比的用水量并加大 2%～

5%，就可进行配比设计。

下面通过坍落度为 3cm、混合料 28 天强度为 8MPa 的配比，对配比设计步骤做一说明。

(1) 用水量 W：

参照混凝土控制坍落度 3cm 时的用水量，单方用水量 $W=189\text{kg}$。

(2) 水泥用量 C：

选用 $R_c^z=42.5\text{MPa}$ 的普通水泥，由式(3-4)计算得单方水泥用量 $C=110.6\text{kg}$。

(3) 单方粉煤灰用量 F：

W、C 为已知，由式 (3-5) 计算得粉煤灰用量 $F=212.8\text{kg}$。

(4) 单方石屑用量 G_1 和碎石用量 G_2：

混合料密度为 $2.2\ \text{g/cm}^3$，则单方混合料中碎石和石屑总量为

$$G_1+G_2=2200-110.6-212.8-189=1687.6\ \text{kg}$$

取 $\dfrac{G_1}{G_1+G_2}=0.285$，则可得

$$G_1=481\ \text{kg}$$

$$G_2=1206.6\ \text{kg}$$

这样，可按上述配比试配，并按坍落度 3cm 调整用水量。

实际工程中桩体配比也要根据当地材料来源情况而定，对缺少粉煤灰的地区，可以少用或不用粉煤灰，改用砂取代。

3. 养护条件

图 3-2 是相同配比试样在水中养护与标准养护的比较。龄期

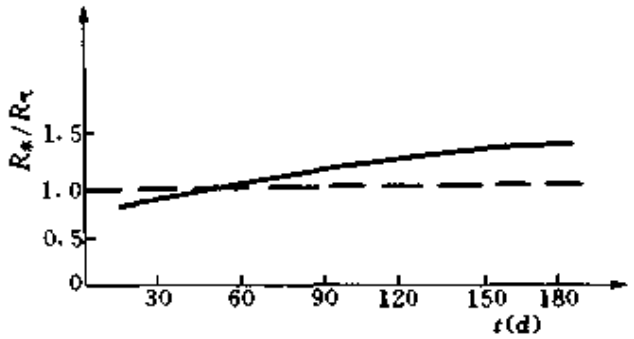


图 3-2 养护条件对试块强度的影响

$R_{水}$—水中养护强度；$R_{气}$—标准养护强度

较短时水中养护试样强度比标准养护的低。当超过某一龄期后，水中养护的强度高于标准养护的强度，这与粉煤灰经过一定时间在水中溶解并较好地发挥了其活性密切相关。

4. 桩体应力应变特性

将 CFG 桩桩体材料制成三轴试验的圆柱体试件，在静三轴仪中做不同围压下的三轴压缩试验，可得到如图 3-3 所示的应力应变曲线。从图 3-3 中可以看到，不同围压下的应力应变曲线基本重合，破坏前基本为一直线。说明围压对桩体强度和桩体模量影响不大，这一点与散体材料桩体的应力应变特性明显不同。

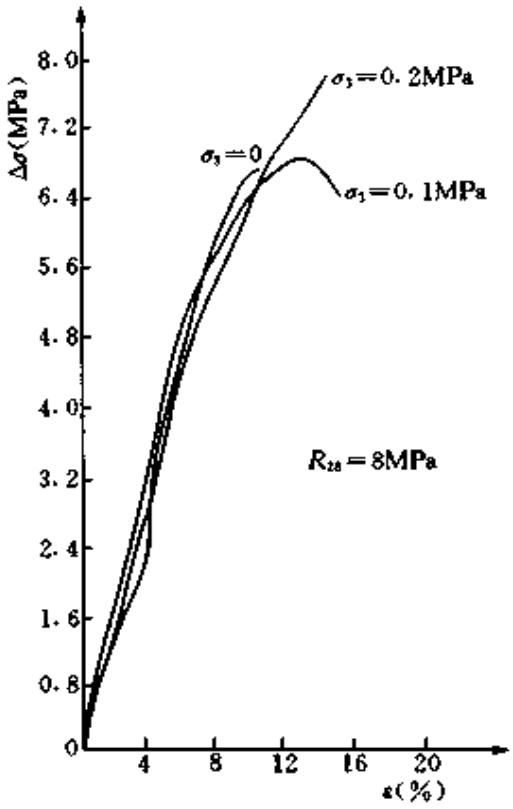


图 3-3　桩体应力应变曲线

二、长螺旋钻管内泵压灌注成桩工艺桩体材料的性状

长螺旋钻管内泵压 CFG 桩桩体混合料由水泥、卵石（或碎石）、砂、Ⅱ级及Ⅱ级以上粉煤灰（必要时加适量泵送剂），加水在搅拌机中强制搅拌而成。

1. 水泥品种

水泥应当具有良好的保水性能，使混合料在泵送过程中不易泌水。长螺旋管内泵压 CFG 桩混合料，对于普通硅酸盐水泥或矿渣水泥，只要水泥材质合格，由于掺入了粉煤灰，使得混合料的和易性增强，流动性加大，采用较低的坍落度，可满足泵送要求。

用于高层的 CFG 桩强度等级一般为 C15～C25，其水泥标号一般选用 425 号。如用高标号水泥配制，则会使水泥用量偏少，影响和易性及密实度；如用低标号水泥配制，则会使水泥用量过多，

不经济，而且也会影响混合料其它技术性能。

实际工程中，CFG 桩施工速度很快，一般基础面积 1000m² 的单体建筑地基处理，CFG 桩施工在 10～15 天左右。CFG 桩施工结束后由检测部门做静载检验，为不影响整个施工工期，宜选用早期强度增长快的普通硅酸盐水泥。

2. 粗骨料

长螺旋钻管内泵压 CFG 桩粗骨料可采用卵石、碎石或卵石与碎石混合的骨料。就混合料的可泵性而言，卵石最好，卵石与碎石混合料次之，碎石最差。

一般情况下，泵送混合料配合比要求卵石最大粒径不超过1/3输送管内径，碎石粒径不超过 1/4 输送管内径。对长螺旋钻管内泵压 CFG 桩，粗骨料粒径受输送管内径、动力头内径、钻头出料口大小的综合因素控制，结合工程经验，建议混合料粗骨料采用卵石时，最大粒径为 25mm；采用碎石时，最大粒径为 20mm。

三种不同粒径的骨料（见表 3-1）、相同配比条件下的试块强度如图 3-4 所示。从图 3-4 中可以看出，其它条件相同时，粗骨料粒径的变化对混合料立方体试块强度的影响不大。

表 3-1　　卵石、碎石物理性能指标

序号	指标类别 / 材料名称	粒　径 (mm)	表观密度 (kg/m³)	松散容重 (kN/m²)	含水率 (%)	含泥量 (%)
1	小碎卵石	16～31.5	2570	15.1	1.0	1.0
2	碎　石	5～20	2620	14.6	1.0	1.0
3	大碎卵石	20～40	2640	14.8	1.0	1.0

3. 粉煤灰

长螺旋钻管内泵压 CFG 桩混合料所用的粉煤灰与振动沉管 CFG 桩所用的粉煤灰不同。前者粉煤灰的细度（0.045mm 方孔筛筛余百分比）不大于 45%，即应选用Ⅱ级或Ⅱ级以上等级的粉煤灰；后者则是电厂收集的粗灰。

CFG 桩混合料中掺入粉煤灰，除了本身火山灰活性作用外，

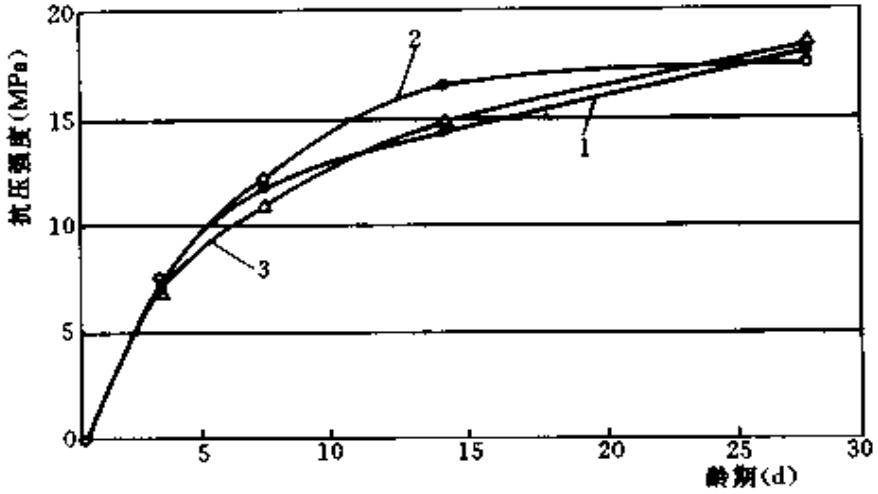


图 3-4　不同粗骨料混合料试块抗压强度与龄期关系
1—小碎卵石；2—碎石；3—大碎卵石

可减少混合料的泌水，增加混合料的和易性，改善混合料的可泵性。

粉煤灰掺量可按 GBJ146—90《粉煤灰混凝土应用技术规范》中的超量取代法配合比计算，建议粉煤灰取代水泥率 β_c 取 12%～15%，粉煤灰超量系数 $K=1.5$。

4. 泵送剂

能改善混凝土拌合物泵送性能的外加剂叫泵送剂。泵送剂是用于勉强可泵的混凝土，而不是用于易泵送混凝土的一种外加剂。对 CFG 桩混合料，当泵送性能满足施工要求时，可以不掺泵送剂。

泵送剂按其在混凝土中的作用可分为以下几类：

（1）天然和合成的水溶性有机聚合物。这些外加剂可提高拌合水的粘度。如纤维素酯、环氧乙烷、藻酸盐等。其掺量一般为水泥质量的 0.2%～0.5%。

（2）吸附在水泥颗粒表面的水溶性有机絮凝剂，可促进粒子间的相互吸附而提高粘度。这类物质有带羧基的苯乙烯共聚物，合成的多元电解质和天然水溶胶。其掺量为水泥质量的 0.01%～0.1%。

（3）能提高粒子间的相互吸附力的有机物质，并同时在水泥

浆体中提供补充的超细粒子。如石蜡乳液、聚丙烯乳液。其掺量为水泥质量的0.1%～1.5%。

(4) 比表面积大的无机材料。这类材料能提高混凝土拌合物的保水能力，如细硅藻土、硅灰、石棉粉等。其掺量为水泥质量的1%～25%。此外，如粉煤灰、氢氧化钙及各种石粉等无机材料对砂浆体可提供补充的细颗粒。其掺量也为水泥质量的1%～25%。

(5) 复合泵送剂。除上面四种泵送剂外，还有根据不同泵送目的配制的复合泵送剂。

表3-2给出了一些国内生产厂家生产的泵送剂。可供选用参考。

表3-2　　泵送剂的主要生产厂

泵　送　剂	生　产　厂　或　研　制　单　位
DXH—A缓凝高效泵送剂	浙江省德清县五龙化工厂
DP—440	广东省湛江外加剂厂
SM—TS高效泵送剂	四川川化集团有限责任公司研究院中间车间
FTS泵送剂	华西（四川彭山）混凝土外加剂有限公司
JZB—4泵送剂	广州建筑宝外加剂厂
FDN—t泵送剂	四川双流县化工厂
JM—高效流化泵送剂	成都温江金马建材化工总厂

应该指出的是，具有良好泵送性能的CFG桩混合料可不加泵送剂。当水泥掺量相对较低和气温高的季节，需要时可在配比中加适量泵送剂，但要注意严格控制掺入量。

为考查泵送剂掺量对桩体强度的影响，中国建筑科学研究院地基所采用本院混凝土所生产的SF泵送剂（规定掺量为水泥质量的0.85%），选用不同掺量做了7天、28天抗压强度试验，结果如图3-5所示。从图3-5中可以看出，当泵送剂掺量为3倍规定掺量时，试块强度急剧降低，7天强度甚至降到0。因此，工程中

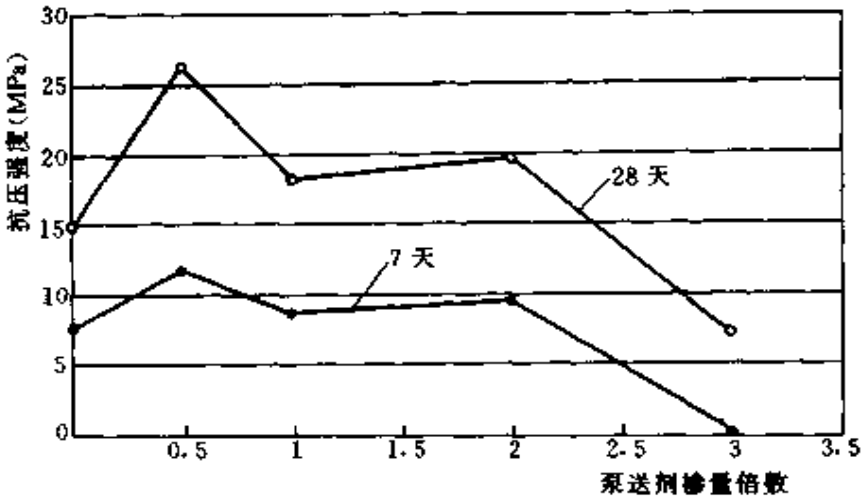


图 3-5　抗压强度与泵送剂掺量关系
（混合料试配强度等级 C15）

要严禁超量掺入泵送剂。

5. 混合料坍落度

泵送 CFG 桩混合料坍落度，既要满足试块强度要求，又要满足可泵性的要求。

表 3-3、表 3-4 和图 3-6、图 3-7 给出了强度等级为 C15 和 C20 不同坍落度、不同龄期的试块强度。从中可以看出，坍落度越小，试块强度越高。

工程实践表明，混合料坍落度过大，可能造成混合料离析，施工时常发生堵管；坍落度太小，会导致泵送压力过大或不能正常泵送。综合各种因素，CFG 桩混合料坍落度最好控制在 16～20cm，且尽量取低值。

表 3-3　　不同坍落度、不同龄期时的试块抗压强度
（混合料试配强度等级 C15）

坍落度 (cm)	3 天		7 天		14 天		28 天	
	强度 (MPa)	达标号 (%)	强度 (MPa)	达标号 (%)	强度 (MPa)	达标号 (%)	强度 (MPa)	达标号 (%)
$T=16$	6.7	45	10.6	71	14.7	98	19.6	131
$T=18$	4.7	31	7.6	51	12.7	85	14.9	99

表 3-4　　不同坍落度、不同龄期时的试块抗压强度

（混合料试配强度等级 C20）

坍落度 (cm)	3 天		7 天		14 天		28 天	
	强度 (MPa)	达标号 (%)	强度 (MPa)	达标号 (%)	强度 (MPa)	达标号 (%)	强度 (MPa)	达标号 (%)
$T=16$	7.0	35	12.6	63	16.7	84	21.8	109
$T=18$	7.4	37	11.7	59	14.4	72	18.1	91
$T=22$	7.7	39	11.9	60	13.6	68	18.2	91

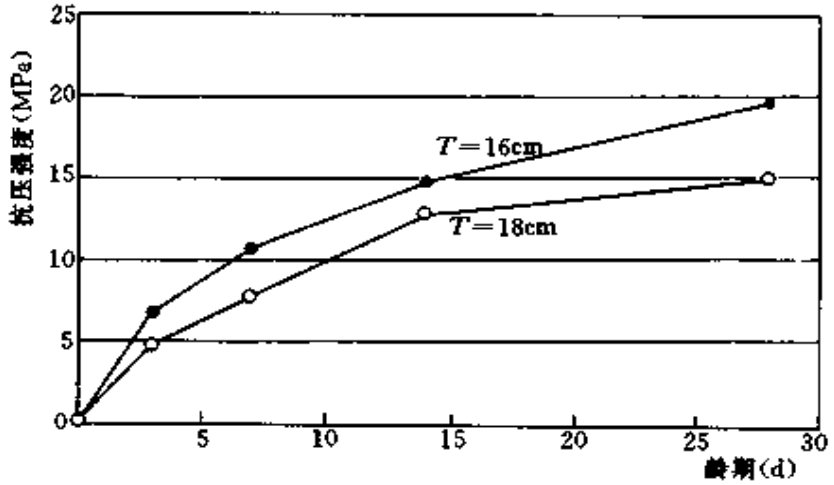


图 3-6　不同坍落度试块抗压强度与龄期之间关系

（混合料试配强度等级 C15）

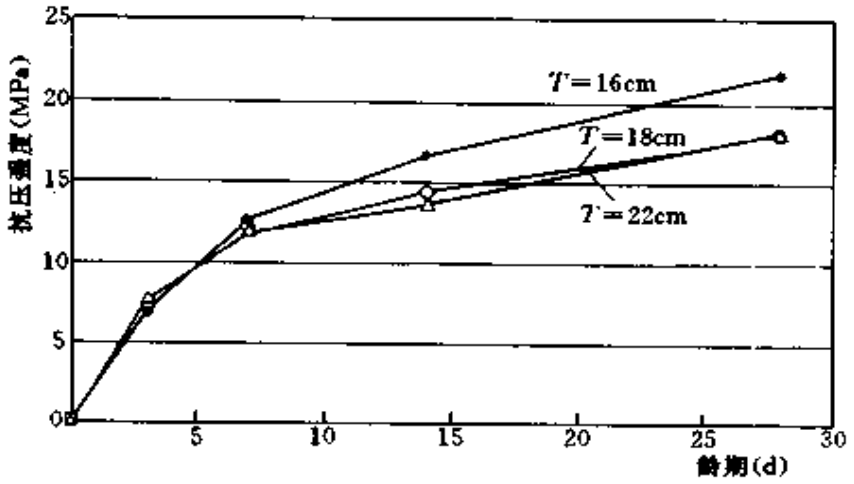


图 3-7　不同坍落度试块抗压强度与龄期之间关系

（混合料试配强度等级 C20）

第三节　垂直荷载作用下复合地基的性状

CFG 桩、桩间土和褥垫层一起形成复合地基，属地基范畴。桩基是桩基础的简称，是一种深基础。尽管有时 CFG 桩桩体强度等级与桩基中桩的强度等级相同，但由于在 CFG 桩和基础之间设置了褥垫层，在垂直荷载作用下，桩基中的桩、土受力和 CFG 桩复合地基中的桩、土受力有着明显的不同。

一、桩、土受力特性

1. 桩、土受力时程曲线

图 3-8 给出了由摩擦桩构成的桩基和 CFG 桩复合地基的受力时程曲线。

对桩基[图 3-8(*a*)]，荷载一定时，随着时间的增长，承台和桩的沉降不断增加、承台下土分担的荷载也不断增加，而桩承担

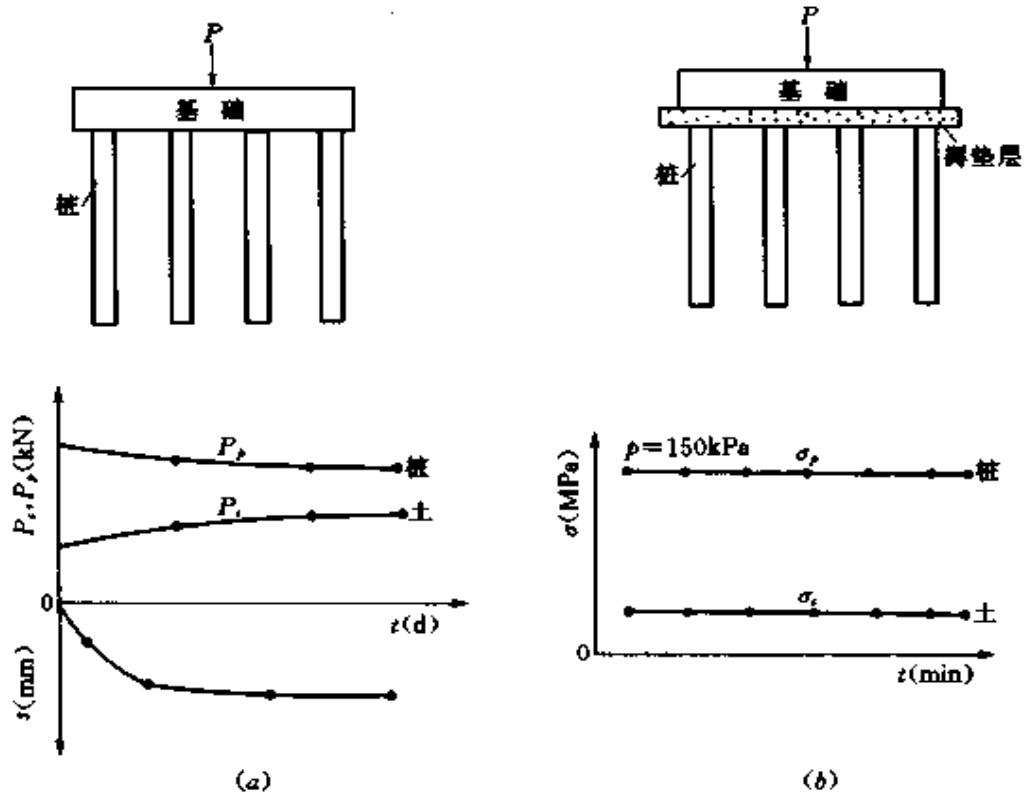


图 3-8　桩基和复合地基桩、土受力时程曲线示意图

(*a*) 桩基；(*b*) CFG 桩复合地基

的荷载则随时间的增加而减少，也就是说，桩承担的荷载有一个逐渐向承台下土转移的过程。

对CFG桩复合地基，当基础承受垂直荷载时，桩和桩间土都要发生变形。桩的模量远比土的模量大，桩比土的变形小，由于基础下面设置了一定厚度的褥垫层，桩可以向上刺入，伴随这一变化过程，垫层材料不断调整补充到桩间土上，以保证在任一荷载下桩和桩间土始终参与工作。

图3-8（*b*）是给定荷载下桩、土受力时程曲线。可以看到，由于褥垫层的设置，随着时间的变化，桩间土表面的变形不断增加，但桩和土的荷载分担均为一常值，它不随时间变化而改变。

2. 桩、土荷载分担

图3-9（*a*）是由摩擦桩构成的桩基，在垂直荷载作用下桩、土荷载分担比随荷载水平的变化曲线。

可以看出，随着荷载的增加，土承担的荷载占总荷载的百分比 P_s/P 逐渐增加，而桩承担的荷载占总荷载的百分比 P_p/P 则逐

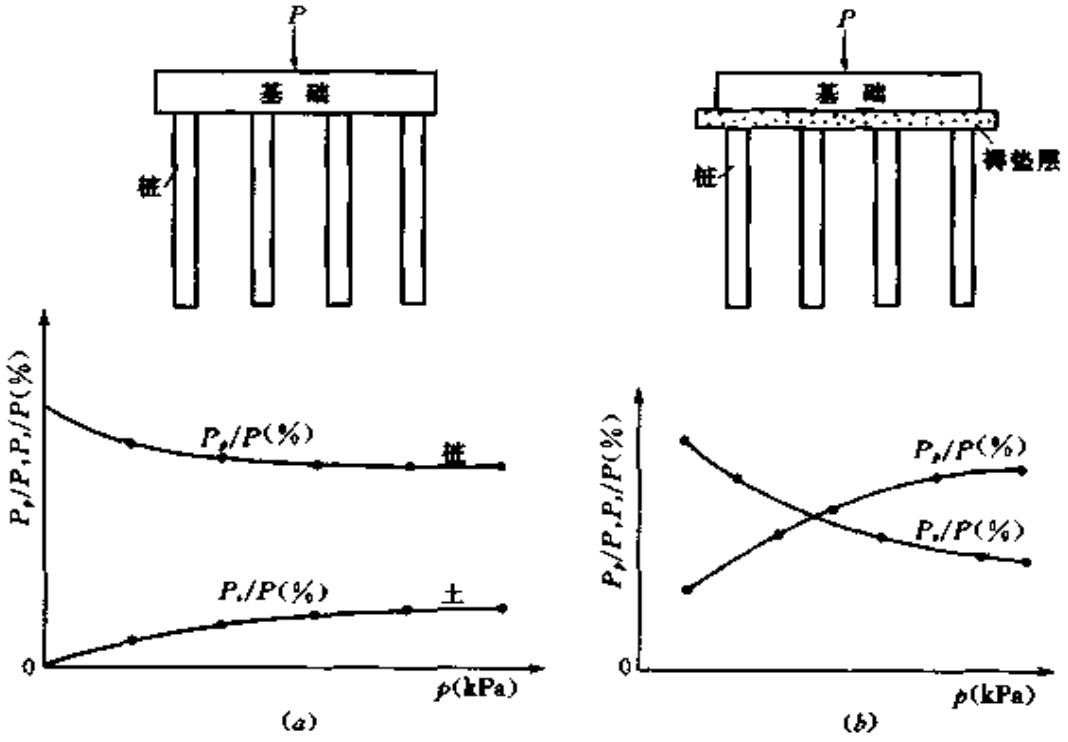


图3-9 桩基、CFG桩复合地基桩土荷载分担示意图

（*a*）桩基；（*b*）CFG桩复合地基

渐减小。

CFG 桩复合地基［图 3-9 (*b*)］与桩基正好相反，随着荷载的增加，桩承担的荷载占总荷载的百分比 P_p/P 逐渐增加，土承担的荷载占总荷载的百分比 P_s/P 逐渐减小。

表 3-5 和图 3-10 给出了刚性基础下不同桩长 CFG 桩复合地基桩、土荷载分担比随荷载水平的变化。

表 3-5　　CFG 桩复合地基桩土荷载分担比

试验号	桩长 m	荷载分担比	荷载 (kPa)					
			50	100	150	200	250	300
2 号	3.2	P_p/P (%)	38	47	54	59	62.5	63
		P_s/P (%)	62	53	46	41	38.5	37
3 号	2.0	P_p/P (%)	26	38	44	47	49	51
		P_s/P (%)	74	62	56	53	51	49
4 号	1.2	P_p/P (%)	24	33	39	43	45	46
		P_s/P (%)	76	67	61	57	55	54

荷载较小时，土承担的荷载大于桩承担的荷载，随着荷载的增加，桩间土承担的荷载占总荷载的百分比 P_s/P 逐渐减少，桩承担的荷载占总荷载的百分比 P_p/P 逐渐增大，当荷载 $p=p_k$ 时，桩和土承担的荷载各占 50%。$p>p_k$ 后，桩承担的荷载超过桩间土承担的荷载。当其它条件相同时，p_k 随桩长增大而减小。比如桩长 3.2m 时 $p_k=120$kPa；桩长 2.0m 时 $p_k=270$kPa；桩长 1.2m 时桩承担的荷载恒小于桩间土承担的荷载。

荷载一定，其它条件相同时，P_p/P 随桩长增加而增大；随桩距减小（置换率 m 增大）而增大；土的强度越低，P_p/P 越大；褥垫层越薄，P_p/P 越大。

3. 不同部位桩的受力

刚性基础下群桩复合地基，桩所处的位置不同，受力的大小也不同（见图 3-11）。一般是角桩受力最大，边中桩次之，中心桩最小。

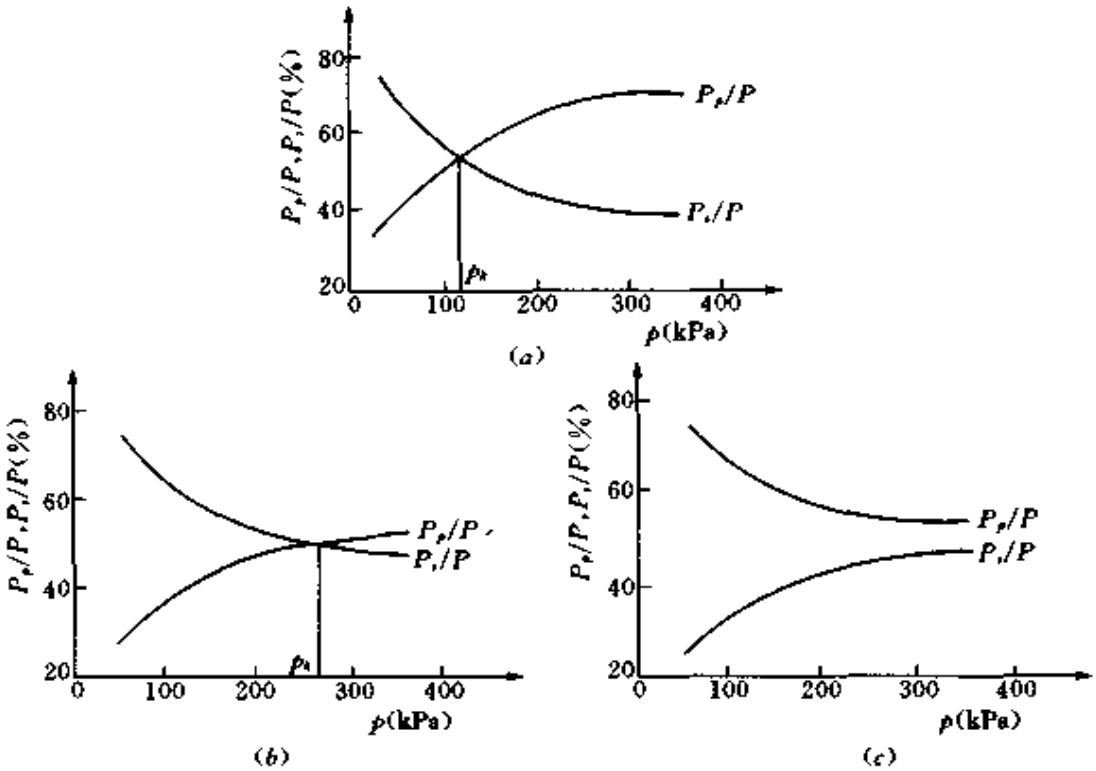


图 3-10　桩土荷载分担比随荷载的变化

(*a*) 桩长 3.2m；(*b*) 桩长 2.0m；(*c*) 桩长 1.2m

荷载板：1.575m×1.575m；桩径 $d=16$cm；桩距 $s=3.5d$

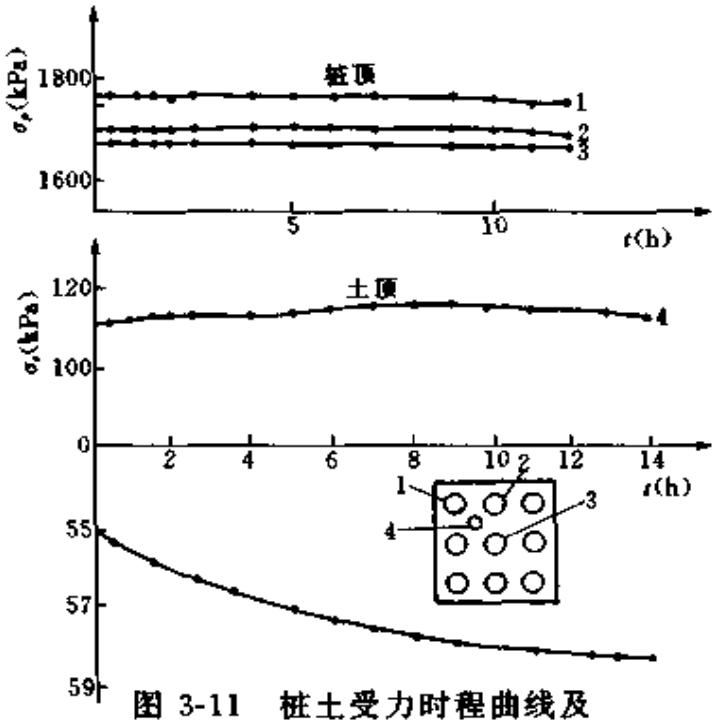


图 3-11　桩土受力时程曲线及不同桩位的受力比较

1—边桩；2—边中桩；3—中心桩；4—桩间土

4. 桩传递轴向力的特征

桩基中桩与承台刚性连接，在正常情况下，受垂直荷载后桩顶的沉降、桩间土表面的沉降以及承台的沉降都相等。桩顶以下桩各部位的位移都大于相应部位土的位移，桩侧土体对桩产生与桩位移方向相反的侧阻力，即正摩擦力。桩的最大轴力发生在桩的顶部。

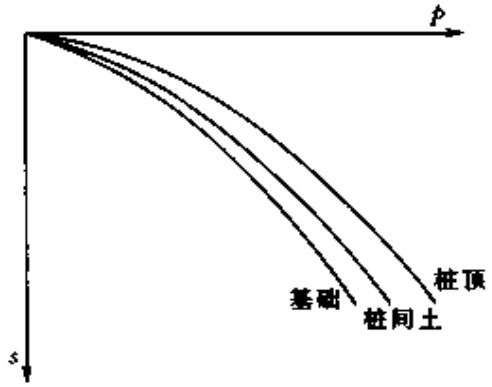


图 3-12　桩、土及基础 p—s 曲线

CFG 桩复合地基则不同，任一荷载下桩顶的沉降、桩间土表面的沉降以及基础的沉降均不相同，如图 3-12 所示。

在某一深度 z_0 范围内，土的位移大于桩的位移（见图 3-13）。土对桩产生的摩擦力方向是与桩沉降方向一致的，即所谓的负摩擦力（见图 3-14）。z_0 处桩的位移和土的位移相等，该断面所处位置为中性点。当 $z>z_0$ 时，桩的位移大于土的位移，土对桩产生的是正摩阻力。

在中性点以上，桩的轴向应力随着深度的增加而增大，中性

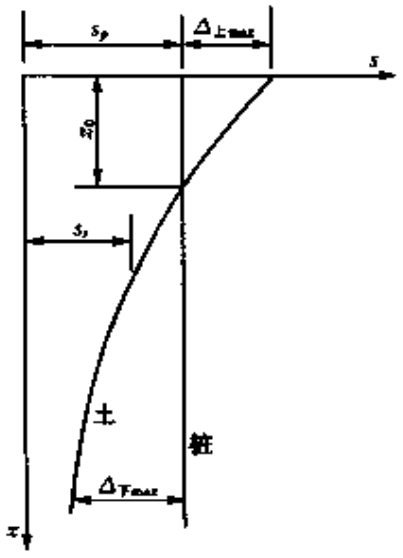


图 3-13　桩土位移示意图

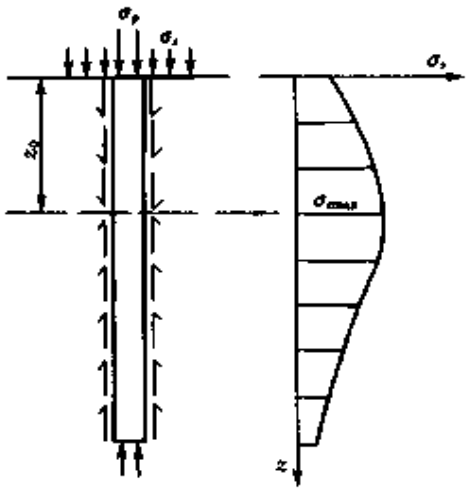


图 3-14　桩的轴力随深度的变化示意图

点以下桩的轴向应力随着深度的增加而减小。桩的最大轴向应力就在中性点处。

需要着重指出的是，由于褥垫层的设置，无论桩端落在软土层还是硬土层上，从加荷一开始桩就存在一个负摩擦区。

桩基中，在某些特殊情况下，比如桩穿越欠固结土层或由于土性的变化，也可以引起土对桩的负摩擦作用。对桩基，负摩擦对桩的承载能力产生不利的影响。而CFG桩复合地基土对桩的负摩擦作用，对复合地基并非有害，它对提高桩间土的承载力、减少复合土层的变形起着有益的作用。

5. 桩间土应力分布

刚性基础下桩间土上的应力分布如图3-15所示。在基础边缘应力较大，在基础中间部分比较小。如按图3-15将桩间土的应力分为内外区，用σ_{s1}表示外区的平均应力，σ_{s2}表示内区的平均应力，则σ_{s1}/σ_{s2}多在1.25～1.45之间变化。

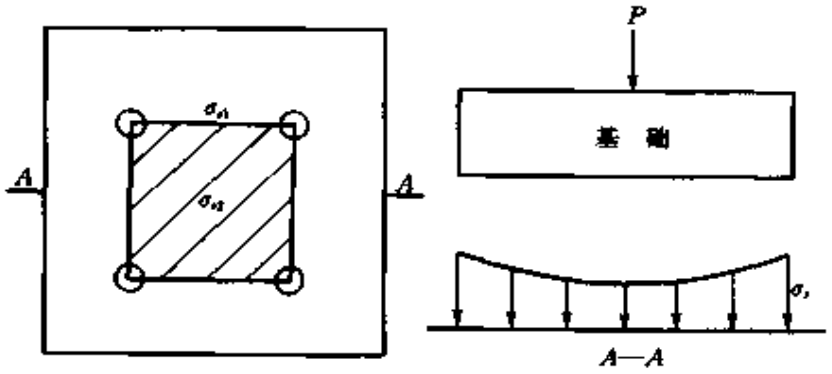


图3-15 刚性基础下桩间土应力分布

二、复合地基变形特性

1. 变形模式

图3-16给出了复合地基变形示意图。图3-16（a）代表荷载$P=0$时的状态。加荷后（$P>0$）桩顶发生沉降s_p，桩间土表面发生沉降s_s，桩端处桩的沉降为s_p'。由于桩体的模量很大，在通常荷载水平下，轴向力引起桩的压缩变形很小，可以忽略不计。这样，桩任一断面处的位移可认为与桩顶的位移相等，便有$s_p'=s_p$。桩端

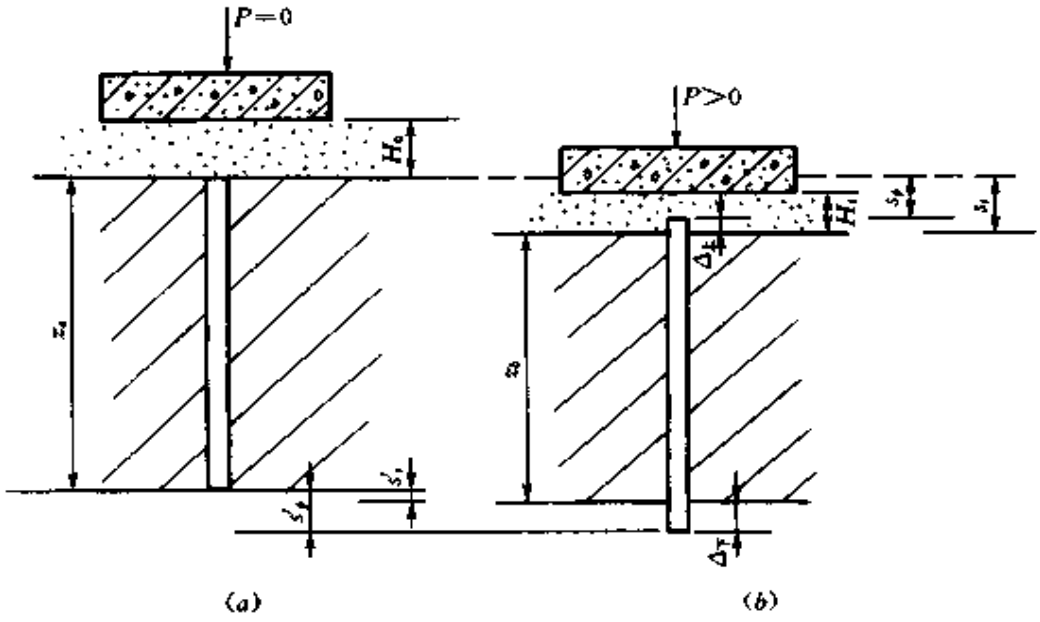


图 3-16　复合地基变形示意图

处土的位移用 s'_s 表示。

由于桩间土表面的沉降大于桩顶的沉降，桩顶的一部分进入到褥垫层中，称之为上刺入变形，以 $\Delta_{上}$ 表示：

$$\Delta_{上} = s_s - s_p$$

在桩端处，桩的沉降大于土的沉降，即产生下刺入变形，用 $\Delta_{下}$ 表示：

$$\Delta_{下} = s'_p - s'_s$$

桩长（z_a）范围内土的压缩量 s_1 等于上刺入量与下刺入量之和，即

$$s_1 = \Delta_{上} + \Delta_{下}$$

桩间土表面总沉降量减去加固范围（z_a）土的压缩量 s_1，即为下卧层的压缩变形 s_2：

$$s_2 = s_s - s_1$$

若用 s_3 表示褥垫层压缩量（$s_3 = H_0 - H_1$），则基础总的沉降量为

$$s = s_1 + s_2 + s_3 \tag{3-6}$$

这就是说，基础总沉降 s 由三部分组成，其一为桩长范围土层的压缩量 s_1；其二为下卧层的压缩量 s_2；其三为褥垫层的压缩

量 s_3。

2. 桩长对变形的影响

首先讨论一下桩长对上刺入量和下刺入量的影响。不同桩长的上、下刺入量随荷载水平的变化，如图 3-17 和图 3-18 所示。如地质条件相同，当荷载一定时，桩越长，上刺入量 $\Delta_{上}$ 和下刺入量 $\Delta_{下}$ 越小，桩长范围内土的压缩变形量 s_1 也就越小；桩越短，$\Delta_{上}$、$\Delta_{下}$、s_1 也就越大。

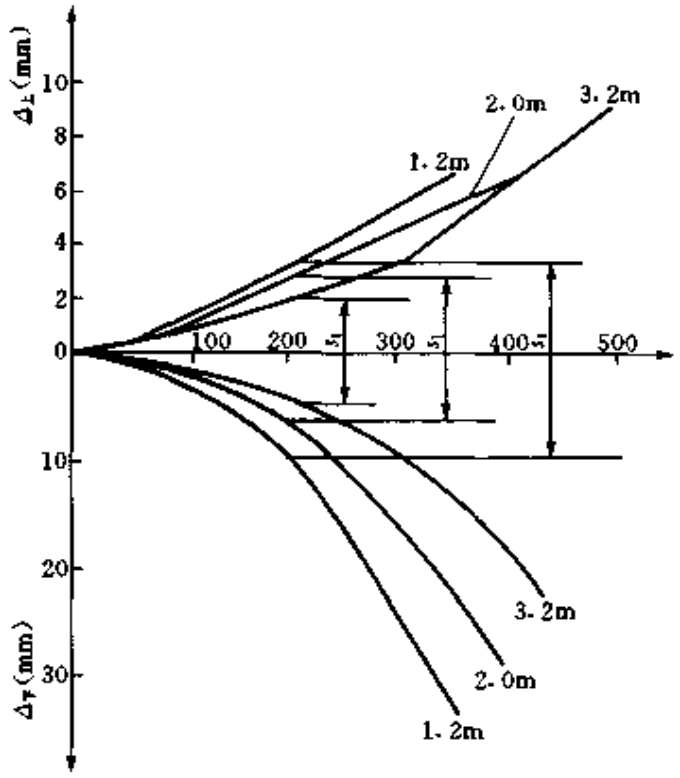


图 3-17　桩长与 $\Delta_{上}$、$\Delta_{下}$ 关系
（承台板 1.575m×1.575m）

由表 3-5 可知，桩长不同，同一荷载水平桩、土荷载分担比不同，桩越短，桩间土荷载分担比越高，桩间土受的荷载越大，桩间土的压缩变形越大，桩长范围土的压缩变形也越大；反之，桩越长，土的荷载分担比越小，土的压缩变形越小，s_1 也越小。

当然，影响 $\Delta_{上}$ 和 $\Delta_{下}$ 大小的因素不仅仅是桩长，褥垫层的厚度和下卧层土性对上、下刺入变形均有很大影响。褥垫层越薄，桩

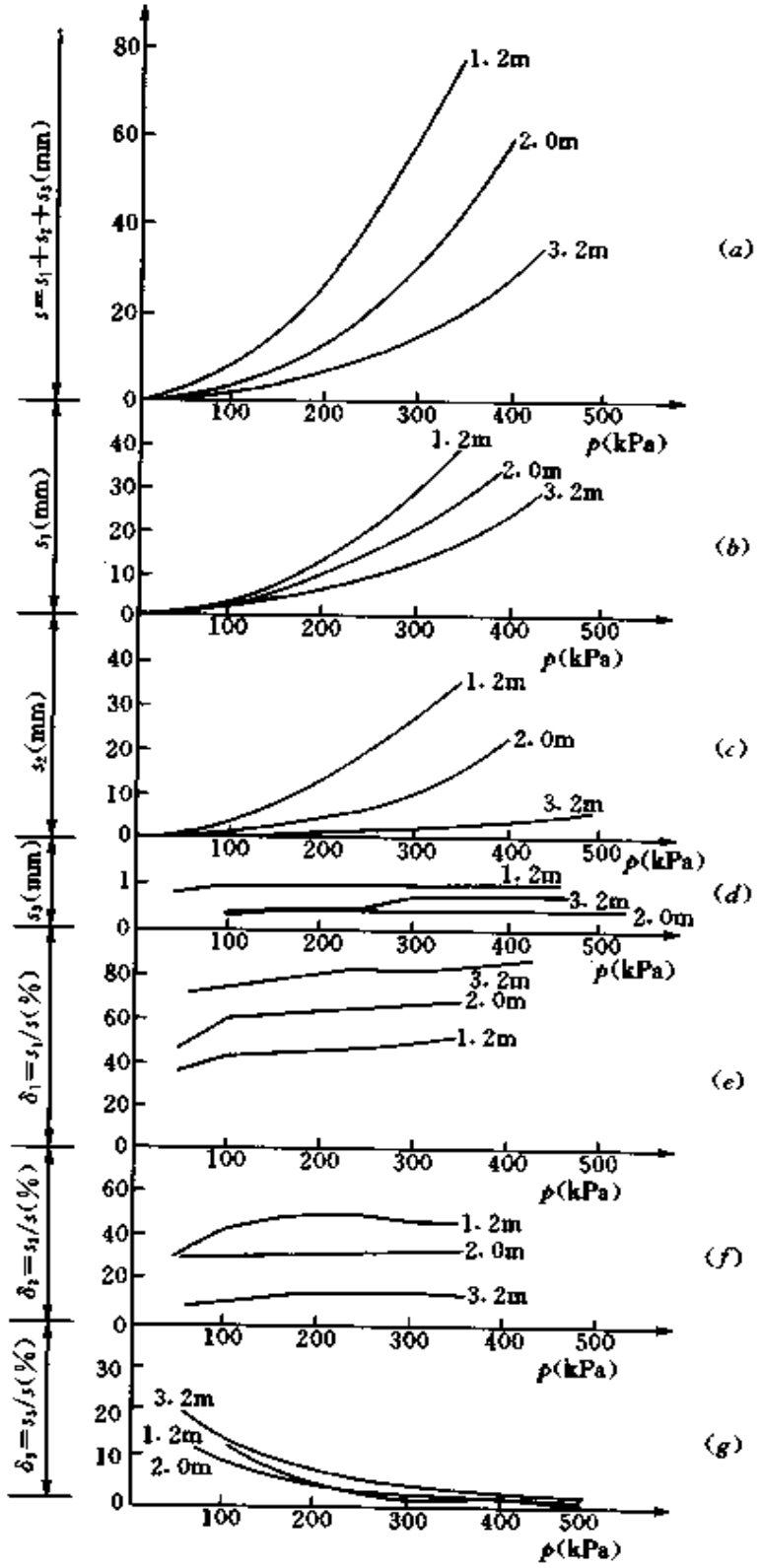


图 3-18　不同桩长的荷载—变形关系

(9 桩，桩径 16cm，荷载板 1.575m×1.575m)

承担的荷载越多，$\Delta_上$也就越小。下卧层土越硬，桩向下刺入越困难，下刺入变形量$\Delta_下$也越小，桩长范围土的压缩量s_1也越小。

同样，桩越长，总的沉降s也越小，下卧层压缩变形s_2也越小，如图 3-18（b）、（c）所示。

令$\delta_1=s_1/s$，$\delta_2=s_2/s$，$\delta_3=s_3/s$；δ_1、δ_2、δ_3分别表示桩长范围土的压缩量、下卧层土的压缩量和褥垫层的压缩量占总压缩变形量的百分比。

不同桩长的δ_1、δ_2、δ_3随荷载水平变化如图 3-18（e）、（f）、（g）所示。当桩长一定时，δ_1、δ_2随荷载增加变化不大，即加固区的压缩变形和下卧层的压缩变形占总压缩变形量的比例基本没有大的变化。当荷载大小一定时，桩越长，加固区的压缩变形量占总压缩变形量的比例越大，下卧层压缩变形量占总压缩变形量的比例越小。

由于褥垫层的厚度不大，压缩变形量很小（图 3-18 中s_3测试有一定误差），通常可以忽略不计。这样，总的沉降量为加固区和下卧层压缩变形之和，即

$$s = s_1 + s_2 \tag{3-7}$$

3. 基础宽度对变形的影响

众所周知，对天然地基，当荷载强度相同时，基础宽度越大，沉降量也越大。这是因为基础下某一深度的附加应力系数随基础宽度的增加而增大，同时压缩层厚度也相应加大。

复合地基也一样，当置换率、桩长及土性相同时，给定荷载下加固区压缩变形s_1、下卧层压缩变形s_2以及总压缩量s都随基础宽度增加而增大。

综合考虑桩长和基础宽度两个因素的影响，用l/b（l为桩长，b为基础宽度）作为参量，不同荷载水平时总的沉降变形、下卧层的变形以及下卧层变形占总压缩变形的百分比δ_2如图 3-19 所示。其它条件相同时，l/b越大，总的沉降变形越小。当$l/b=6$时，下卧层压缩变形量占总压缩变形量的百分比很小。

4. 深层变形性状

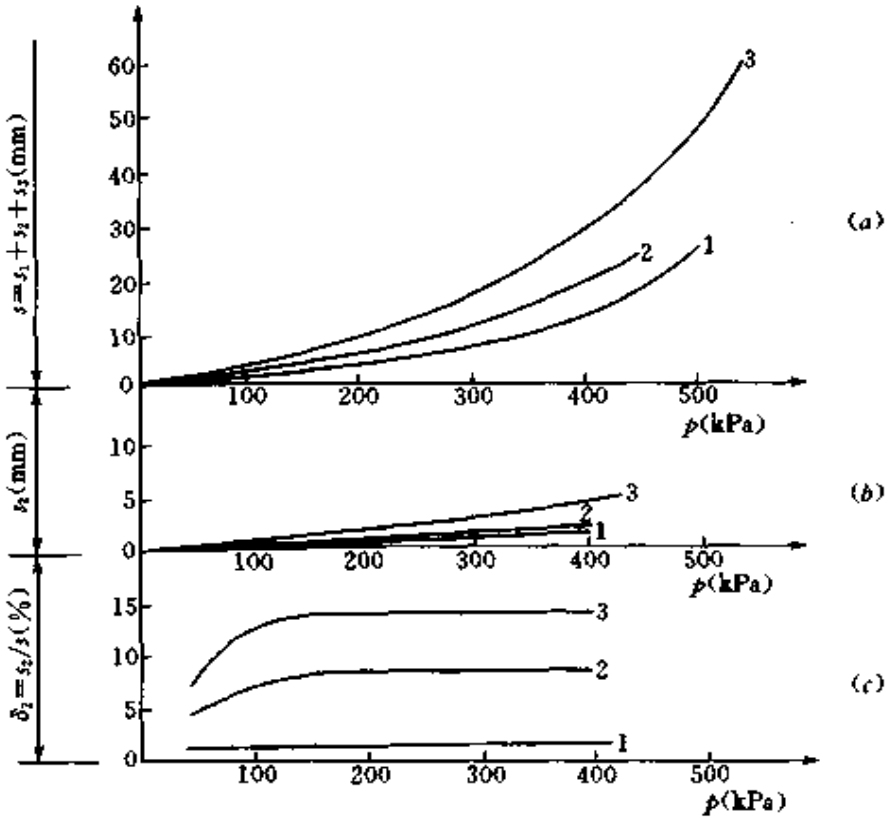


图 3-19　总沉降量、下卧层变形与 l/b 的关系(桩长 $l=3.2$m)

1—$l/b=6$；2—$l/b=3$；3—$l/b=2$

图 3-20 给出了 9 桩复合地基（荷载 $p=320$kPa，桩间土应力 $\sigma_s=119$kPa）和天然地基（$p=119$kPa）不同深度的土体位移曲线，曲线上任意两点的水平距离为该两点所在平面之间土层的压缩量，曲线 1 和曲线 2 分别是天然地基和复合地基不同深度处土的位移。

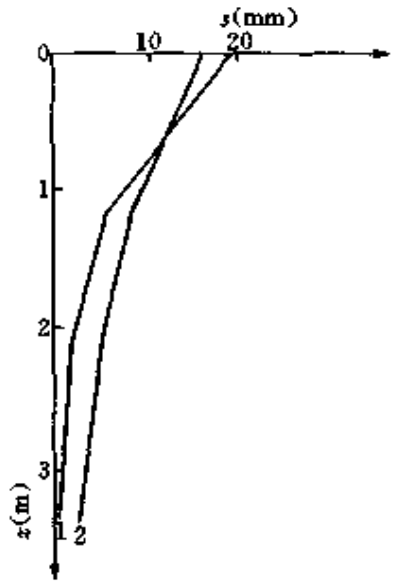


图 3-20　不同深度土体位移

1—天然地基；2—复合地基

天然地基在靠近地表的一段距离内，s—z 曲线斜率很大，在这一土层的压缩变形比更深层土的压缩量大得多。复合地基 s—z 曲线比较平缓，不同深度的土层压缩变形量也是靠近地表处大一些，但不像天然地基那样相差

的那么大。在桩端处复合地基下卧层的压缩变形大于同一深度天然地基的压缩变形。显然，这是由于复合地基中桩将一部分荷载传递到深层的结果。

将复合地基荷载试验时测得的桩间土表面的平均应力和土表面的变形，与相同荷载下天然地基的土表面变形作一比较，结果分别如图 3-21、3-22、3-23 所示。无论是单桩复合地基还是群桩复合地基，在荷载 σ_s 较小时，复合地基桩间土表面的变形都小于天然地基的变形。随着荷载的增加，两者的变形相等，之后则有复合地基的变形大于天然地基的变形。

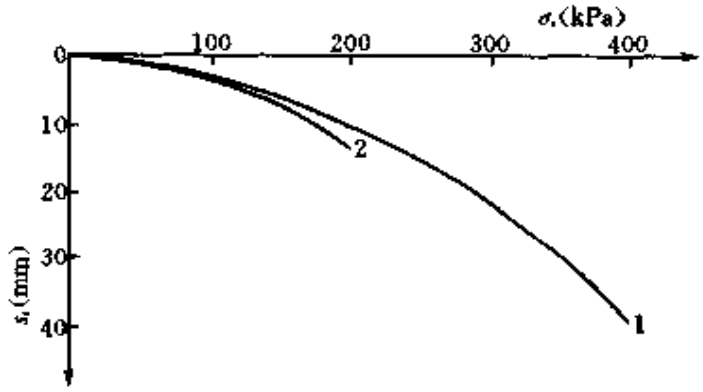


图 3-21　单桩复合地基 σ_s—s_s 曲线
（荷载板 0.525m×0.525m）
1—天然地基；2—复合地基（桩长 3.2m）

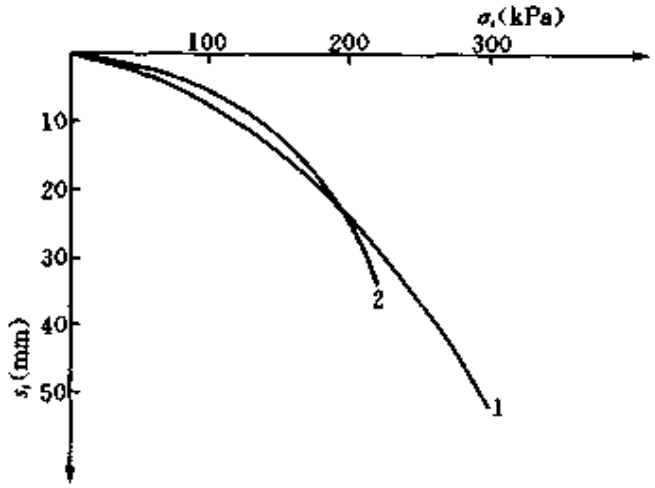


图 3-22　四桩复合地基 σ_s—s_s 曲线
（荷载板 1.05m×1.05m）
1—天然地基；2—复合地基（桩长 3.2m）

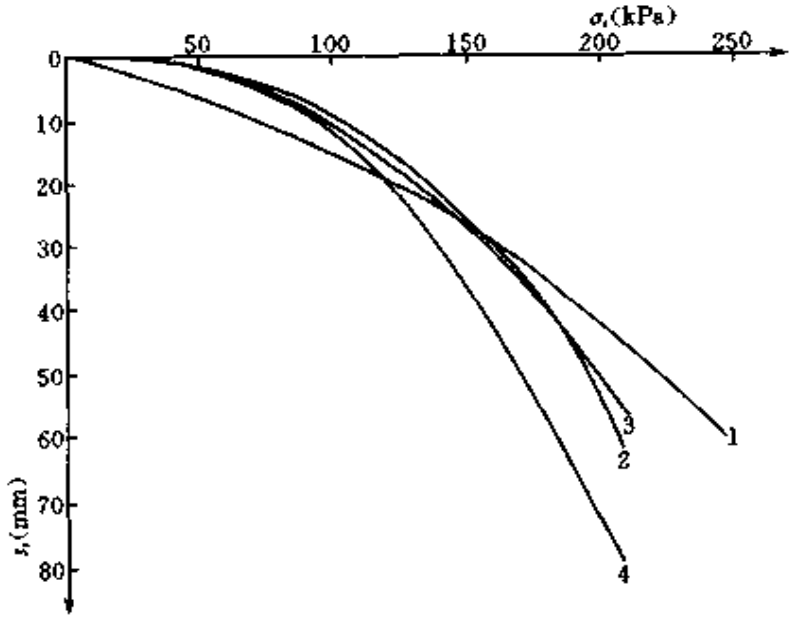


图 3-23　9 桩复合地基 σ_z—s_z 曲线

（荷载板 1.575m×1.575m）

1—天然地基；2—桩长 1.2m；3—桩长 2.0m；4—桩长 3.2m

复合地基和天然地基 σ_z—s_z 曲线之间的差异，主要来自于桩的参与。一般可以认为桩对桩间土变形的影响有两个方面：

（1）复合地基中桩的存在，使桩间土的变形受到桩的约束，侧向变形受到限制，从而使土的垂直变形减小。桩对桩间土的约束作用与基础下桩的数量有关。单桩复合地基，桩的约束作用最小，群桩复合地基，桩数越多，约束作用越大。

（2）由于褥垫层的设置，复合地基中，桩存在负摩擦区。在该区，桩给桩间土一个向上的作用力，其作用是阻止桩间土的变形。当荷载较小时，桩的端阻作用发挥较少，桩侧阻力是主要的。桩对桩间土产生的应力分布如图 3-24（a）所示，应力面积的总和为负值，总体效应是使桩间土变形减小。当荷载较大时，桩的端阻有较大的发挥，应力面积总和为正值［图 3-24（b）］，桩对桩间土产生的总体效应是使桩间土变形增大。在这一阶段复合地基变形要比和桩间土应力 σ_z 相同的天然地基变形大。

由以上的讨论可知，复合地基桩间土受力 σ_z 不超过桩间土承载力时，用 σ_z 作为荷载计算复合地基变形，其结果是偏于安全的。

对单桩或桩数较少的复合地基，则结果相当接近。

5. 复合地基中桩的变形性状

群桩复合地基静载试验表明，刚性基础下不同位置桩的沉降变形基本相等，如图 3-25 所示。

复合地基静载试验测得的桩顶受力和沉降曲线与单桩静载试验结果的比较如图 3-26 所示。

单桩复合地基桩的受力和沉降曲线与自由单桩静载试验结果相当接近。同一荷载，9 桩复合地基桩的沉降最大，4 桩复合地基次之。

荷载相同，复合地基中桩的变形之所以比自由单桩的变形大，除

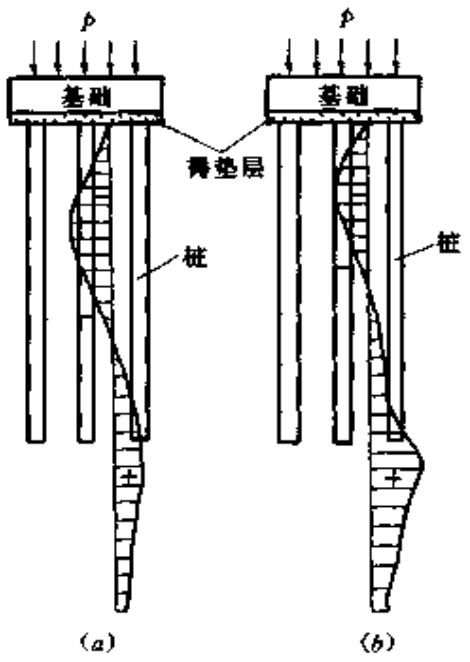


图 3-24 桩荷载对土变形的影响示意图

(a) $p=100kPa$；(b) $p=450kPa$

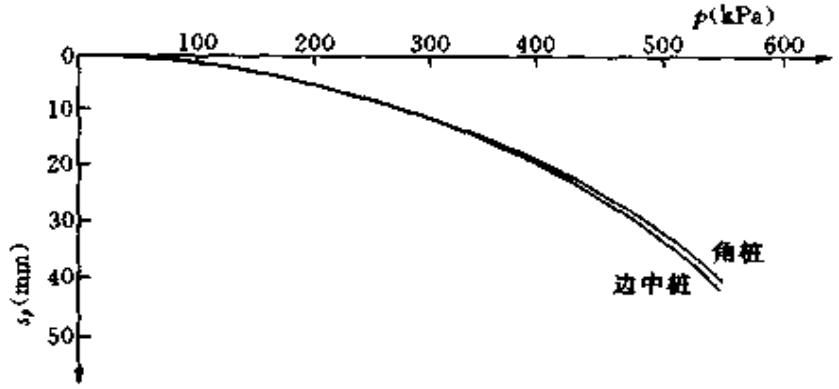


图 3-25 桩的沉降曲线

(桩长 3.2m，荷载板 1.575m×1.575m)

了复合地基群桩效应，其它桩的桩荷载对该桩的影响外，由于褥垫层的设置而始终存在的土对桩的负摩擦作用导致桩沉降加大，也是一个重要原因。

显然，复合地基中桩数越少，这些作用的影响越小。单桩复合地基没有其它桩荷载应力叠加的影响，负摩擦对桩的作用是主

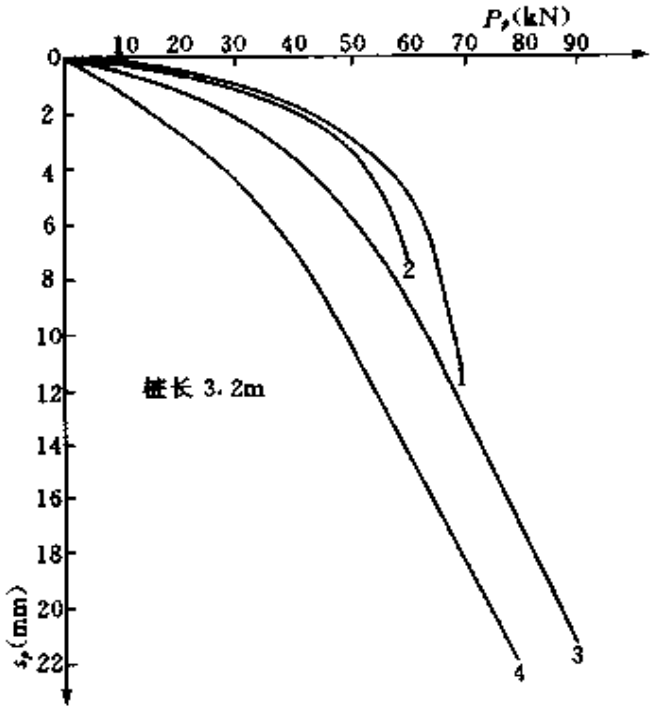


图 3-26　复合地基桩的 P_p—s_p 曲线与单桩试验的比较

1—单桩；2—单桩复合地基；3—4 桩复合地基；4—9 桩复合地基

要的。

另一方面，在群桩复合地基中，随着荷载的增加，桩间土分担的荷载增加，桩间土应力 σ_s 在不同深度产生的附加应力，使桩周围正应力有较大的增量，桩侧阻力相应增大。桩间土应力 σ_s 产生的附加应力，也使桩端处垂直应力加大，即所谓边载效应。桩的端阻作用加强。在超过某一荷载后，尽管桩存在着负摩擦作用，使桩的承载能力有所减小，并且加大了变形，但总体效应使得 P_p—s 曲线呈加工硬化型，随着荷载增加变形加大，但没有急剧增大变形的趋势，直到超过自由单桩极限承载力，桩还可以继续承受较大的荷载增量。复合地基中桩 P_p—s_p 曲线的这一特性，在复合地基承载力计算时应予以考虑。

三、边载对 CFG 桩复合地基承载特性的影响

80 年代末，CFG 桩复合地基多用于荷载水平不高的多层建筑

和构筑物的地基加固，随着试验研究的不断深入、新的施工设备和施工工艺的出现，荷载很大的高层和超高层建筑的地基处理工程不断增多。

和多层建筑相比，高层和超高层建筑基础埋深大，一般不低于 5m，有的甚至达到 20 多米。基础埋深大、边载大，边载对复合地基承载性状有什么样的影响，桩土受力有什么不同，实际工程中应如何考虑边载效应，是需要解决的一个重要课题。下面通过一个试验资料加以讨论。

（一）试验概况

为了解有无边载条件下 CFG 桩复合地基性状的差异，在中国建筑科学研究院地基所模型试验室进行了如下试验：

（1）无边载条件复合地基静载试验（试 1）。荷载板尺寸为 1.6m×1.6m，为 9 桩复合地基，桩径 $d=15$cm，桩间距 $s=3.5d$，桩长 $l=2.5$m，如图 3-27 所示。

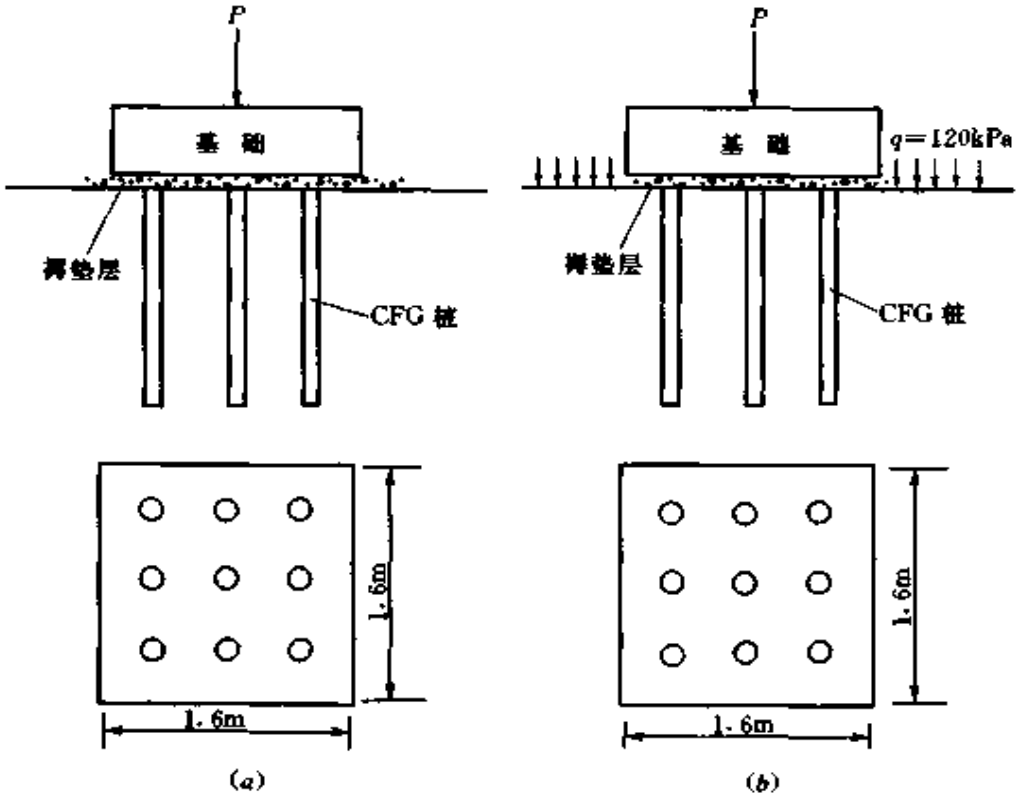


图 3-27 试验加载示意图

（a）无边载试验；（b）有边载试验

（2）有边载条件复合地基静载试验（试 2）。试验在边载 $q=120\text{kPa}$（约相当于 6m 埋深）条件下进行，其余条件与试 1 相同，如图 3-27（b）所示。

地基土的物理力学指标见表 3-6。试验采用钢弦式压力盒测读桩顶及桩间土表面的压力值，采用刚性变形深标测读桩间土的深层变形。

表 3-6　　土的物理力学指标

名称	深度 (m)	G	ρ (g/cm³)	ρ_d (g/cm³)	w (%)	e	w_l (%)	w_p (%)	I_p (%)	a_{1-2} (MPa⁻¹)	E_s (MPa)
粉土	0～1.8	2.70	1.94	1.67	15.9	0.613	26.4	17.2	9.2	0.166	9.7
粉土	1.8～2.1	2.70	2.04	1.65	23.5	0.635	26.4	17.2	9.2	0.190	8.6
粘土	≥2.5	2.73	2.01	1.67	24.4	0.670	37.5	20.2	17.3	0.160	10.4

（二）试验结果分析

1. 复合地基承载力和变形性状

有无边载条件下，CFG 桩复合地基荷载试验的 p—s 曲线如图 3-28 所示。边载作用使得 CFG 桩复合地基承载力有较大提高。同一荷载作用下，有边载条件下的沉降量低于无边载条件的沉降量。如以 $s/b=0.01$ 对应的荷载作为复合地基承载力，可得：

无边载条件下复合地基承载力标准值 $f_{sp,k}=210\text{kPa}$；有边载

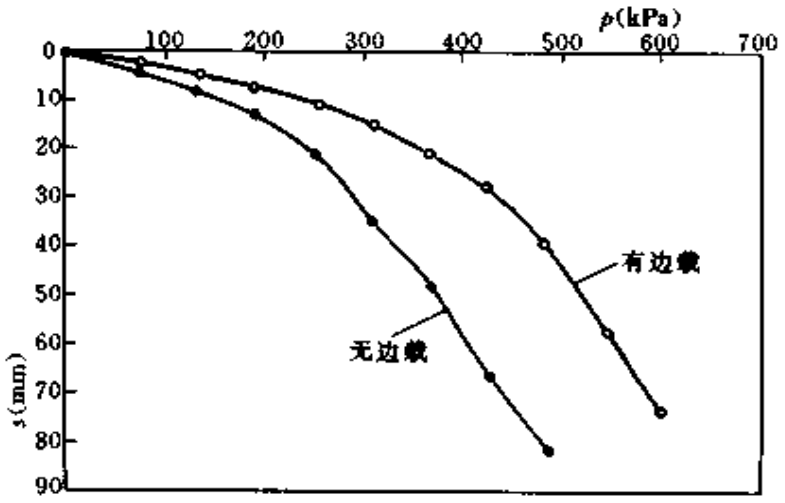


图 3-28　有边载和无边载条件下的 p—s 曲线对比

条件下复合地基承载力标准值 $f_{sp,k}=310$kPa，即有边载条件下比无边载条件下复合地基承载力提高了 100kPa。

由深层变形标测量的各点的变形，绘制的CFG 桩复合地基中各深度的变形曲线如图 3-29 所示。

从图 3-29 中可以看出，在荷载板下部，有边载条件下的变形量小于无边载条件下的变形量；而荷载板以外的变形量则大于无边载条件下的变形量。由于边载的作用抑制了基础外侧土体向上隆起，导致同一深度处的变形趋于均匀化。

2. 复合地基中桩的承载性状

复合地基中的桩不同于自由单桩的一个重要特点是，由于桩间土承载能力的充分发挥，在桩侧产生一个较大的竖向应力增量，使得桩的承载特性与自由单桩不同。

图 3-30 (a) 为自由单桩受力图，除桩顶应力 σ_p 外，无桩间土应力 σ_s 的作用。

图 3-30 (b) 为复合地基中单桩受力图，除桩顶应力 σ_p 外，桩间土表面作用着桩间土应力 σ_s，在桩侧土中产生 $\Delta\sigma_1$ 的附加应力，桩身受到一个正向应力增量 $k_0\Delta\sigma_1$ (k_0 为静止土压力系数)，导致桩的侧阻增加。另外，在桩端产生的附加应力增量，形成桩端边载效应，减少了主应力差，增大了桩的端阻力。

图 3-31 为自由单桩在有边载和无边载条件下复合地基中单桩的试验结果。从图 3-31 中可以看出，复合地基中的单桩承载力要比自由单桩大得多。当用自由单桩试验结果估算复合地基中的单桩承载力时，是偏于安全的。

试验结果也表明，无边载条件下复合地基中桩的荷载—沉降曲线差别较小，即边载对复合地基中单桩承载力影响不大。

3. 复合地基桩间土性状

将有无边载条件下 CFG 桩复合地基桩间土表面应力与变形关系曲线进行对比（见图 3-32），可以看出，边载对桩间土承载力的提高具有明显的作用。有边载条件下桩间土的承载力远大于无边载条件下桩间土的承载力。

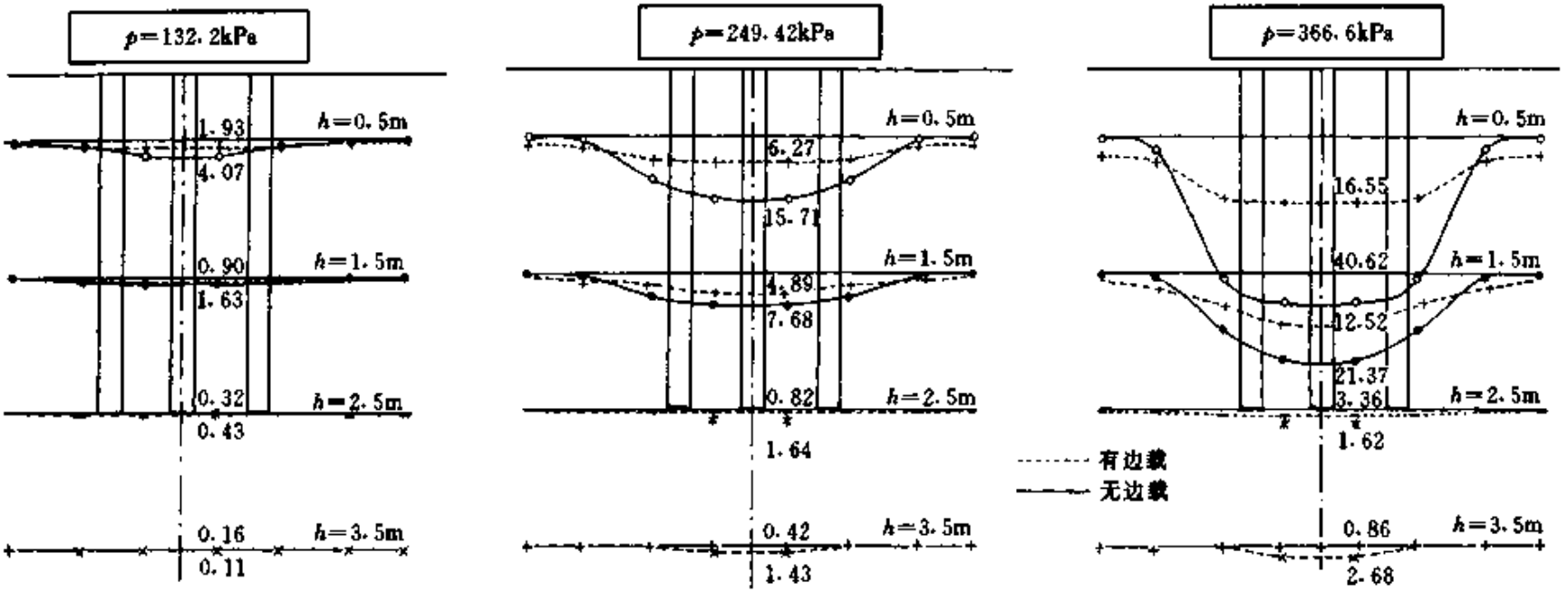


图 3-29　有无边载时 CFG 桩复合地基不同深度的变形曲线
（图中所注数值为对应点的变形量，单位 mm）

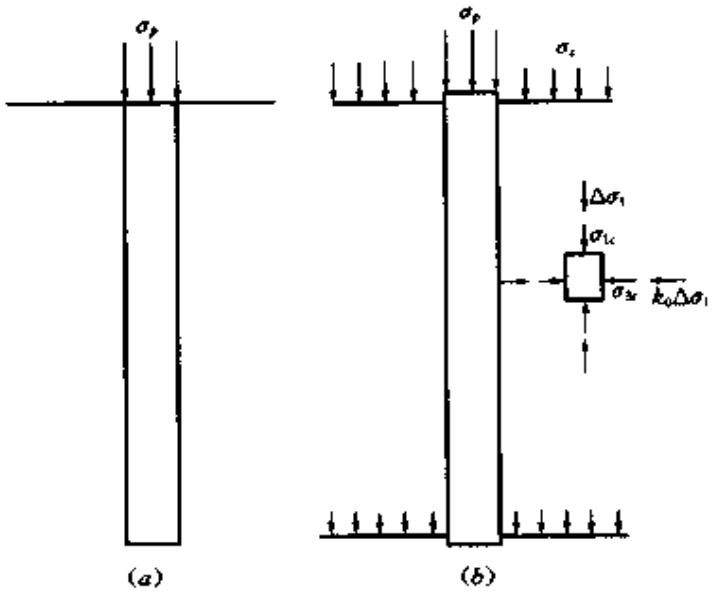


图 3-30　复合地基中单桩与自由单桩的受力对比

(a) 自由单桩；(b) 复合地基中单桩

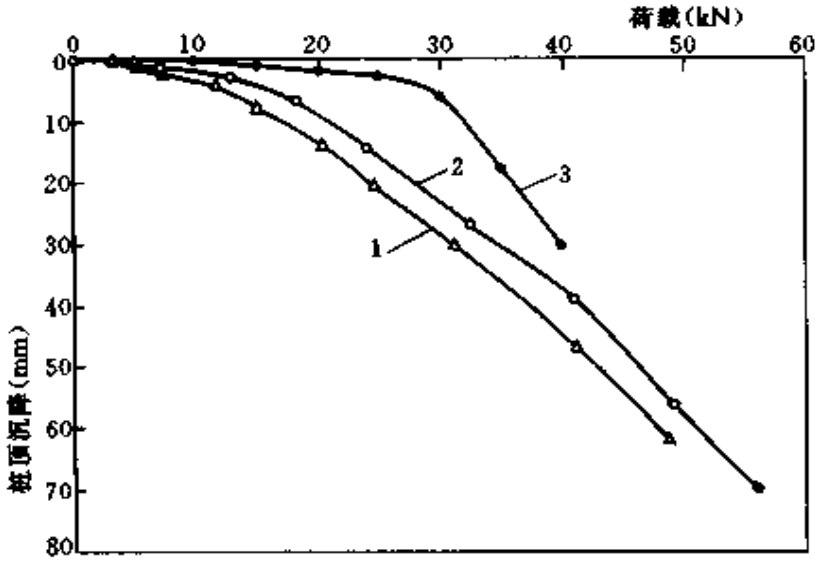


图 3-31　复合地基中的桩与自由单桩荷载—沉降曲线

1—边载等于 120kPa 的复合地基群桩中单桩；

2—无边载复合地基群桩中单桩；3—自由单桩

由于边载对复合地基中单桩承载力影响不大，复合地基承载力的提高，主要是边载使桩间土承载力提高所致。

4. 桩、土荷载分担

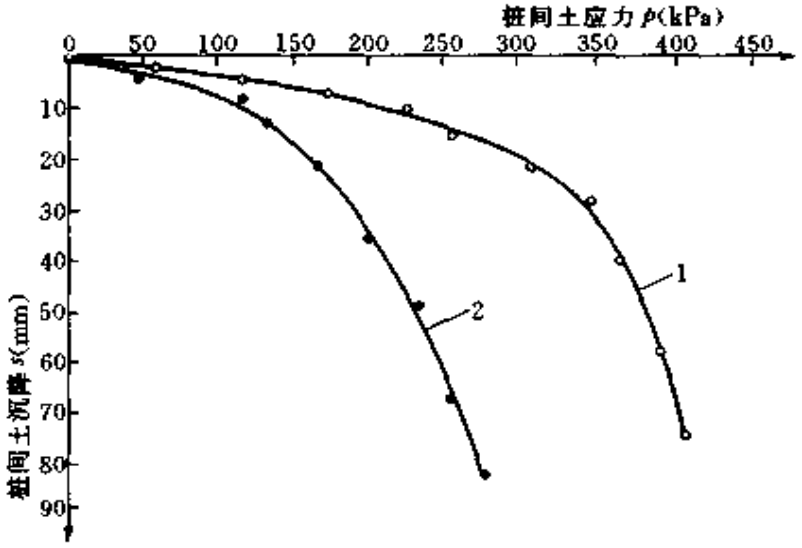


图 3-32　有无边载条件下复合地基桩间土
p—s 曲线的对比
1—边载等于 120kPa；2—无边载

表 3-7 和图 3-33 给出了相同荷载水平时，有无边载条件下复合地基中桩、土荷载分担规律。桩的荷载分担比 δ_p 随荷载水平的增加而增大；而桩间土荷载分担比 δ_s 随荷载水平增加而减小。

表 3-7　　实测桩土荷载分担比

荷　载 (kPa)		桩顶平均应力 (kPa)	桩间土平均应力 (kPa)	桩土应力比	桩荷载分担比 (%)	土荷载分担比 (%)
132.2	无边载	735.6	92.2	7.98	34.55	65.45
	有边载	282.4	122.3	2.31	13.27	86.73
190.8	无边载	1027.8	135.4	7.59	33.45	66.55
	有边载	413.9	176.0	2.35	13.47	86.53
249.4	无边载	1358.9	175.9	7.72	33.83	66.17
	有边载	662.2	222.1	2.98	16.49	83.51
308.0	无边载	1834.4	206.9	8.87	36.98	63.02
	有边载	859.1	271.5	3.16	17.32	82.68

续表

荷　载 (kPa)		桩顶平均应力 (kPa)	桩间土平均应力 (kPa)	桩土应力比	桩荷载分担比 (%)	土荷载分担比 (%)
366.6	无边载	2314.4	237.6	9.74	39.20	60.80
	有边载	1147.8	314.9	3.64	19.44	80.56
425.3	无边载	2783.3	269.1	10.34	40.65	59.35
	有边载	1384.4	361.8	3.83	20.22	79.78
483.9	无边载	3181.1	305.2	10.42	40.83	59.17
	有边载	1758.9	399.5	4.40	22.57	77.43

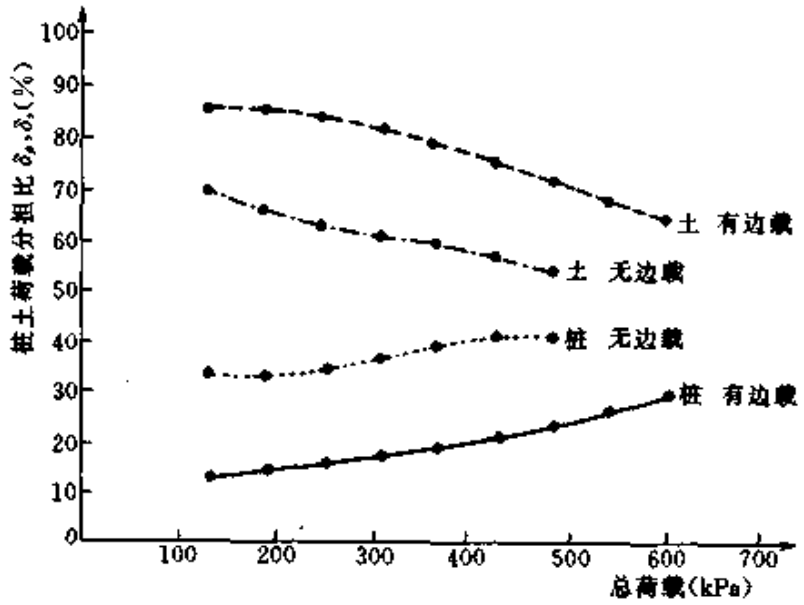


图 3-33　桩土荷载分担比随总荷载的变化

值得注意的是，同一荷载水平时，有边载条件下桩顶受力比无边载条件下的小，桩土应力比也小；桩间土则不同，有边载条件下桩间土受力比无边载条件下桩间土受力大。

第四节　褥垫层技术

褥垫层技术是CFG桩复合地基的一个核心技术，复合地基的许多特性都与褥垫层有关。

这里所说的褥垫层不是基础施工经常做的10cm厚的素混凝

土垫层，而是由粒状材料组成的散体垫层。

一、褥垫层的作用

（一）保证桩、土共同承担荷载

若基础下面不设置褥垫层，基础直接与桩和桩间土接触，在垂直荷载作用下承载特性和桩基差不多。在给定荷载作用下，桩承受较多的荷载，随着时间的增加，桩发生一定的沉降，荷载逐渐向土体转移。其时程曲线的特点是：土承担的荷载随时间增加逐渐增加；桩承担的荷载随时间增加逐渐减少。

如果桩端落在坚硬土层或岩石上，桩的沉降很小，桩上的荷载向土上转移数量很小，桩间土承载力很少发挥。

在基础下设置一定厚度的褥垫层，情况就不同了，即使桩端落在好的土层上，也能保证一部分荷载通过褥垫作用在桩间土上，借助褥垫的调整作用，使给定荷载作用下桩、土受力时程曲线均为常值（参看图 3-8、图 3-11）

（二）调整桩、土荷载分担比

复合地基桩、土荷载分担，可用桩、土应力比 n 表示，也可用桩、土荷载分担比 δ_p、δ_s 表示。

当褥垫厚度 $\Delta H=0$ 时，桩、土应力比很大，如图 3-34(a)所示。

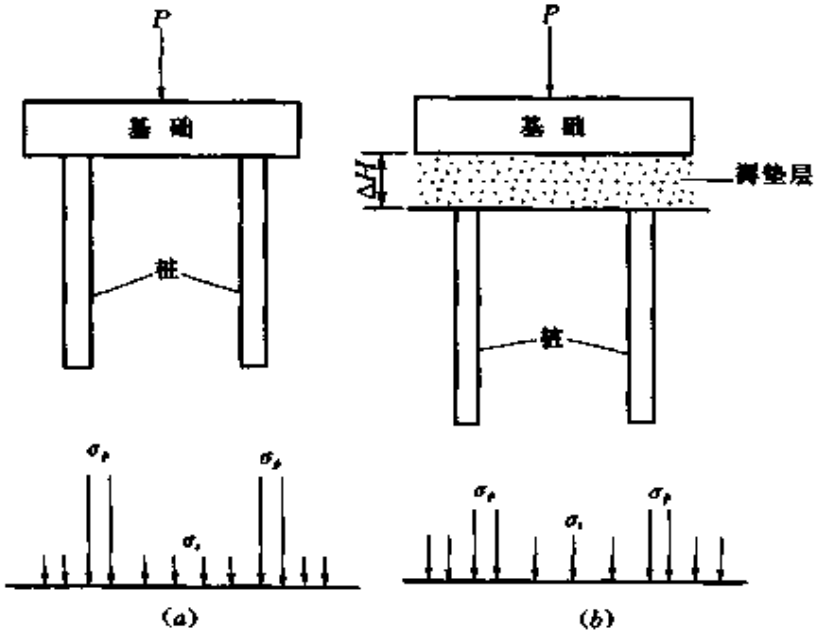


图 3-34　桩、土应力比随褥垫厚度的变化示意图

在软土中，桩、土应力比 n 可以超过 100，桩分担的荷载相当大。

在 ΔH 很大时［见图 3-34 (*b*)］，桩、土应力比接近于 1。此时桩的荷载分担比很小，并有 $\delta_p \approx m$。

表 3-8 给出了不同荷载水平、不同褥垫层厚度桩荷载分担比 δ_p 的变化情况，可以看到，桩、土荷载分担与褥垫层厚度密切相关。

表 3-8　　桩承担荷载占总荷载百分比

P_p/P (%)　垫层厚度 (cm)　荷载 p (kPa)	2	10	30	备　注
20	65	27	14	桩长 2.25m，桩径 16cm，荷载板 1.05m×1.05m
60	72	32	26	
100	75	39	38	

（三）减小基础底面的应力集中

当褥垫厚度 $\Delta H=0$ 时，桩对基础的应力集中很显著，和桩基础一样，需要考虑桩对基础的冲切破坏。

当 ΔH 大到一定程度后，基底反力即为天然地基的反力分布。

桩顶对应的基础底面测得的反力 σ_{Rp} 与桩间土对应的基础底面测得的反力 σ_{Rs} 之比用 β 表示（$\beta=\sigma_{Rp}/\sigma_{Rs}$），$\beta$ 值随褥垫厚度 ΔH 的变化如图 3-35 所示。当褥垫厚度大于 10cm 时，桩对基础底面产生的应

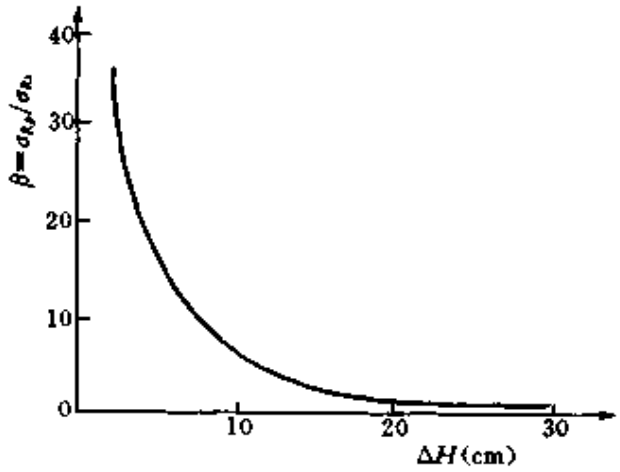


图 3-35　β 值与褥垫层厚度关系曲线

力集中已显著降低，当 ΔH 为 30cm 时，β 值已经很小。

（四）调整桩、土水平荷载的分担

CFG 桩主要传递垂直荷载，当基础承受水平荷载时，桩、土是如何参与工作的，特别是 CFG 桩不配筋，桩在水平荷载作用下会不会断裂，会不会影响建筑物的正常使用，这些常常是设计人员最担心的一个主要问题。

1. 桩、土水平荷载的分担

当褥垫层厚度 $\Delta H=0$ 时，基础受垂直荷载 P 和水平荷载 Q（见图 3-36）。桩在垂直荷载 P 作用下荷载分担比 δ_p 很大，而土的荷载分担比 δ_s 很小。

在无埋深条件下，荷载 Q 传到桩上的水平力为 Q_p 传到土上的水平力为 Q_s，并有

$$Q = Q_p + Q_s \tag{3-8}$$

又

$$Q_s = \mu P_s \tag{3-9}$$

式中 P_s——桩间土分担的荷载；

μ——基础和土之间的摩擦系数，μ 多在 0.25～0.45 之间变化。

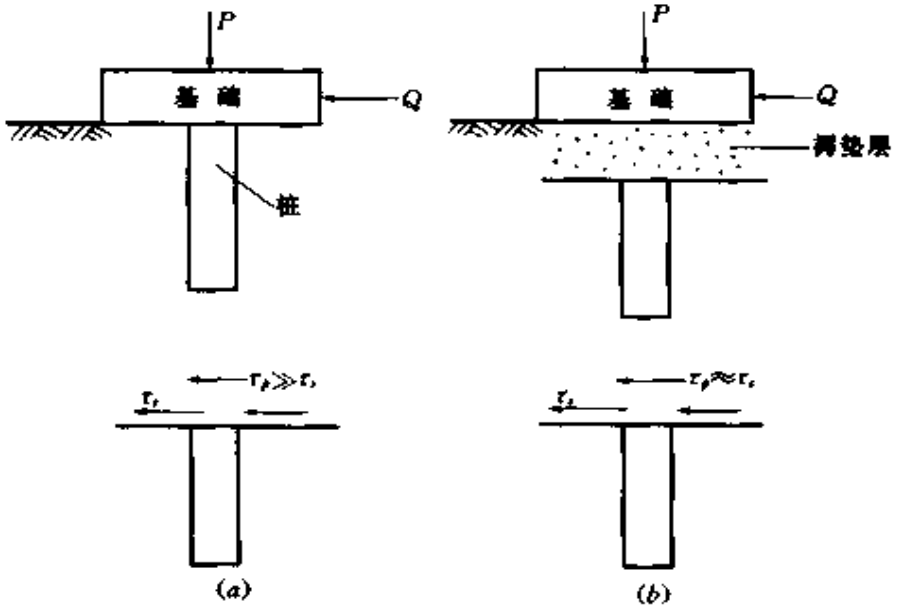


图 3-36 桩、土剪应力示意图

(a) $\Delta H=0$；(b) ΔH 很大

由于 $\Delta H=0$ 时 P_s 较小，则 Q_s 也很小，此时水平荷载主要由桩来分担，Q_p 很大［图 3-36（a）］。

当褥垫层厚度 ΔH 增大到一定数值时，作用在桩顶和桩间土上的剪应力 τ_p 和 τ_s 相差不大，桩顶受的剪力 $Q_p=mA\tau_p$（m 为置换率；A 为基础面积；τ_p 为桩顶剪应力）占水平荷载的比例大体与面积置换率 m 相当［图 3-36（b）］，即此时桩受的水平荷载很小，水平荷载主要由桩间土承担。

2. 单桩水平荷载试验分析

图 3-37 中曲线 1 和 2 是桩顶无垂直荷载条件下水平静载试验结果。当荷载 Q 达到某一数值时，（比如 4～5kN），桩的水平位移急剧增加，此时桩已破坏。

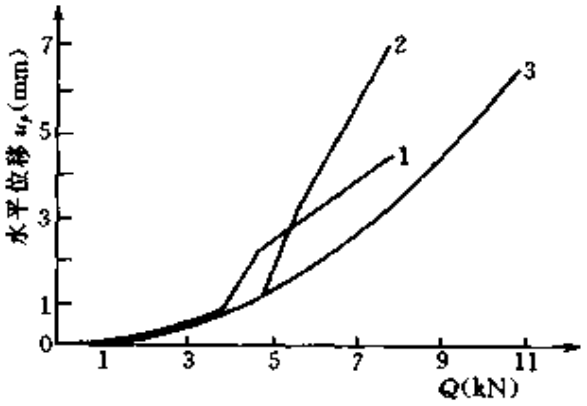


图 3-37　单桩 Q—u_p 曲线
（桩长均为 3.2m，桩径均为 16cm）

曲线 3 是桩顶施加 30kN 垂直荷载条件下的水平静载试验结果，与曲线 1、2 显然不同，当水平荷载加到 4～5kN 时，桩并未发生破坏。随着水平荷载的增加，Q—u_p 曲线仍呈非线性发展。由此可知，CFG 桩复合地基中的桩由于桩顶作用着垂直荷载，桩抵抗水平荷载的能力要比自由单桩大得多。

3. 复合地基水平荷载试验

图 3-38 给出了基础受水平荷载 Q 时，不同褥垫厚度 ΔH 桩顶水平位移 u_p 和水平荷载 Q 的关系。

试验表明，褥垫厚度越大，桩顶水平位移越小，即桩顶承受的水平荷载越小。大量工程实践和室内外试验表明，褥垫厚度不小于 10cm，桩体不会发生水平折断，桩在复合地基中不会失去工作能力。

二、褥垫层的合理厚度

由前面的讨论可知，褥垫层厚度过小，桩对基础将产生很

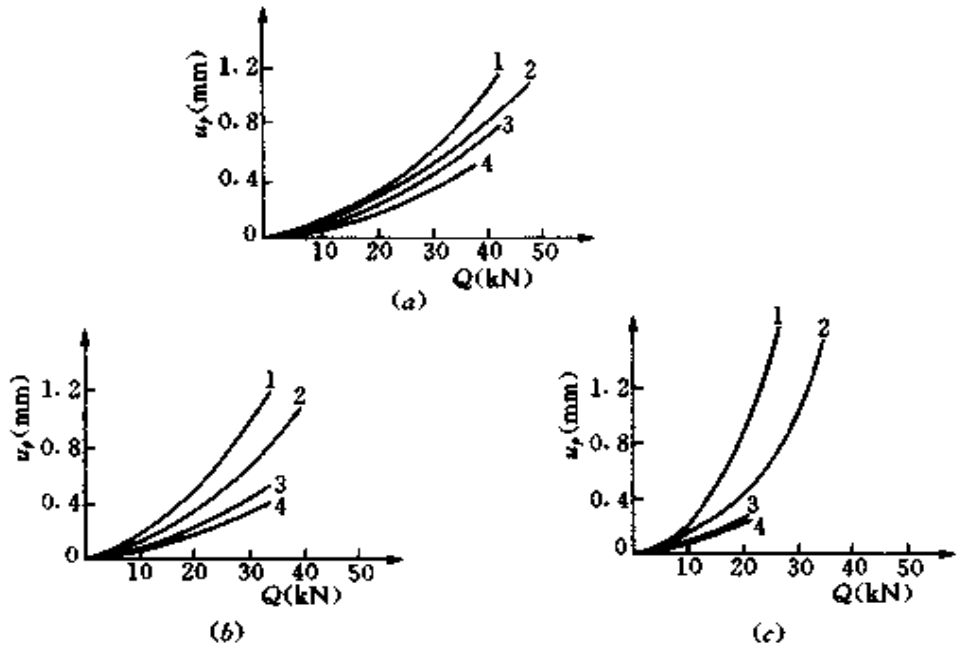


图 3-38　不同 ΔH 时的 Q—u_p 曲线

（荷载板均为 0.525m×0.525m）

（a）埋深 30cm；（b）埋深 15cm；（c）埋深 0

1—垫层厚 2cm；2—垫层厚 10cm；3—垫层厚 20cm；4—垫层厚 30cm

显著的应力集中，需考虑桩对基础的冲切，这势必导致基础加厚。如果基础承受水平荷载作用，可能造成复合地基中桩发生断裂。

由于褥垫厚度过小，桩间土承载能力不能充分发挥，要达到设计要求的承载力，必然要增加桩的数量或长度，造成经济上的浪费。唯一带来的好处是建筑物的沉降量小。

褥垫层厚度大，桩对基础产生的应力集中很小，可不考虑桩对基础的冲切作用，基础受水平荷载的作用，不会发生桩的折断。

褥垫厚度大，能够充分发挥桩间土的承载能力。若褥垫厚度过大，会导致桩、土应力比等于或接近 1。此时桩承担的荷载太少，实际上复合地基中桩的设置已失去了意义。这样设计的复合地基承载力，不会比天然地基有较大的提高，而且建筑物的变形也大。

综合以上分析，结合大量的工程实践的总结，即考虑到技术上可靠、经济上合理，褥垫层厚度取 10～30cm 为宜。

第五节　CFG 桩复合地基工程特性

一、承载力提高幅度大、可调性强

CFG 桩桩长可以从几米到 20 多米，并且可全桩长发挥桩的侧阻力，桩承担的荷载占总荷载的百分比可在 40%～75%之间变化，使得复合地基承载力提高幅度大并具有很大的可调性。当地基承载力较高时，荷载又不大，可将桩长设计得短一点，荷载大时桩长可设计得长一些。特别是天然地基承载力较低而设计要求的承载力较高，用柔性桩复合地基一般难以满足设计要求，CFG 桩复合地基则比较容易实现。

二、适应范围广

对基础形式而言，CFG 桩既可适用于条形基础、独立基础，也可用于筏基和箱形基础。

就土性而言，CFG 桩可用于填土、饱和及非饱和粘性土，既可用于挤密效果好的土，又可用于挤密效果差的土。

当 CFG 桩用于挤密效果好的土时，承载力的提高值既有挤密分量，又有置换分量；当 CFG 桩用于不可挤密土时，承载力的提高只与置换作用有关。

当土的承载力标准值 $f_k \leqslant 50kPa$ 时，CFG 桩的适用性值得研究。

当土是具有良好挤密效果的砂土、粉土时，振动可使土挤密，桩间土承载力可有较大幅度的提高，CFG 桩是适用的。比如唐山港海员大酒店工程，天然地基承载力标准值 $f_k \leqslant 50kPa$，地表以下 8m 又有较好的持力层，采用振动沉管机成桩，仅振动挤密分量就有 70～80kPa，即加固后桩间土承载力可达 120～130kPa。

而塑性指数高的饱和软粘土，成桩时土的挤密分量为零。承载力的提高唯一取决于桩的置换作用。由于桩间土承载力太小，土

的荷载分担比太低，因此不宜再做复合地基。

三、刚性桩的性状明显

对柔性桩，特别是散体桩，如碎石桩、砂石桩，它们主要是通过有限的桩长（6～10）d 传递垂直荷载（见图 3-39）。当桩长大于某一数值后，桩传递荷载的作用已显著减小。

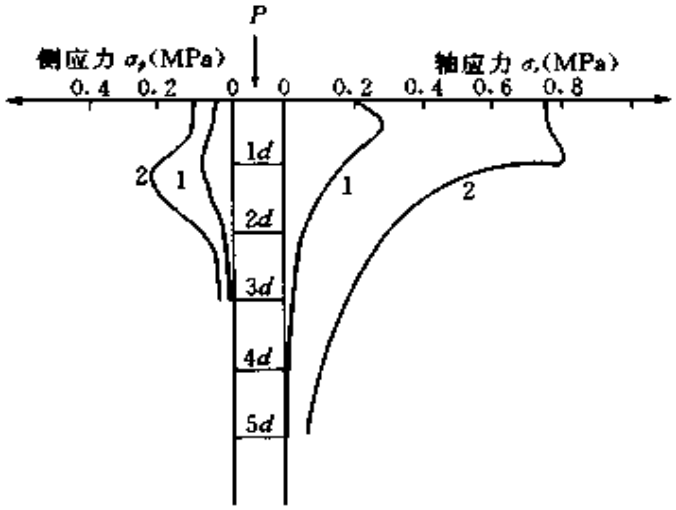


图 3-39　碎石桩应力传递

1—$p=p_0$；2—$p=p_f$

CFG 桩像刚性桩一样，可全桩长发挥侧阻，桩落在好的土层上时，具有明显的端承作用。

图 3-40 中，曲线 1 是桩长 15.5m、桩端落在淤泥质土层中的单桩复合地基试验结果；曲线 2 是相同桩长，桩端落在较好的土层上的单桩复合地基试验结果。前者复合地基承载力为 205kPa，

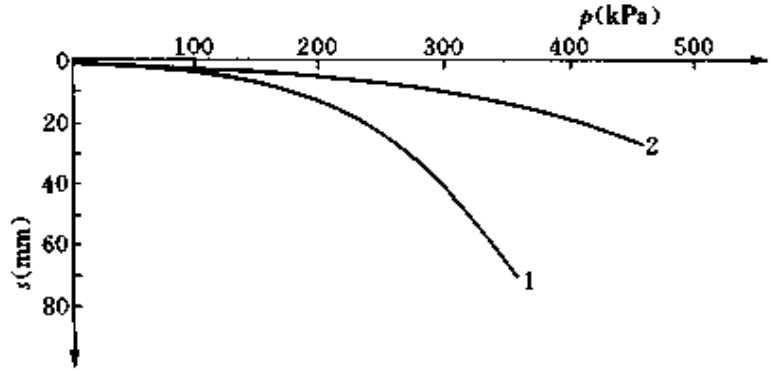


图 3-40　复合地基 p—s 曲线

后者承载力可达 315kPa。

如邯郸国棉四厂纺纱车间，建筑物基底在一层 2.4～4.8m 厚的粉质粘土层上，天然地基承载力标准值 f_k=90～100kPa，设计要求承载力不低于 150kPa。原设计为碎石桩方案，桩径 40cm、桩长 6m、桩距 1.0m，施工后检测承载力只能达到 130kPa。改用 CFG 桩方案，桩径 36cm、桩距 1.30～1.45m、桩长 7.5～8.0m，桩端落在坚硬的土层上，复合地基承载力大于 180kPa。

对于上部软下部硬的地质条件，碎石桩将荷载向深层传递非常困难。而 CFG 桩因为具有刚性桩的性状，向深层土传递荷载是其重要的工程特性。

四、桩体的排水作用

CFG 桩在饱和粉土和砂土中施工时，由于沉管和拔管的振动，会使土体产生超孔隙水压力。较好透水层上面还有透水性较差的土层时，刚刚施工完的 CFG 桩将是一个良好的排水通道，孔隙水将沿着桩体向上排出，直到 CFG 桩体结硬为止。这样的排水过程可延续几个小时。

这种情况不仅在南京的几个工程中观察到过，在北京和天津的几个工程中也有类似情况。

当时曾担心孔隙水的排出会影响桩体的强度，施工后凿桩解剖检验和进行静载试验，并未发现所担心的问题发生。这种排水作用对减少因孔压消散太慢引起的地面隆起和增加桩间土的密实度大为有利。

五、时间效应

利用振动沉管机施工，将会对周围土产生扰动，特别是对灵敏度较高的土，会使结构破坏、强度降低。施工结束后，随着恢复期的增长，结构强度会有所恢复。

南京造纸厂轻涂胶印纸车间，天然地基静载试验和施工后不同恢复期桩间土静载试验结果如表 3-9 所示。土的物理力学指标参看第六章工程实例一。

试验结果表明，②层天然地基承载力为 87.2kPa，施工后 14

表 3-9　　天然地基、桩间土承载力

试　验　号	天然地基—1	天然地基—2	桩间土 1—1	桩间土 1—2	桩间土 1—3	桩间土 2—1	桩间土 2—2
恢复期 t (d)	—	—	14	34	53	36	42
承载力 f_k (kPa)	87.0	87.3	49.0	92.0	105.0	96.0	99.0
承载力增长百分率	—	—	−43.8	5.5	20.4	10.1	13.5

天桩间土强度比天然地基降低 43.8%，恢复期超过 32 天后，桩间土承载力大于天然地基承载力，恢复期 53 天承载力提高 20.4%。

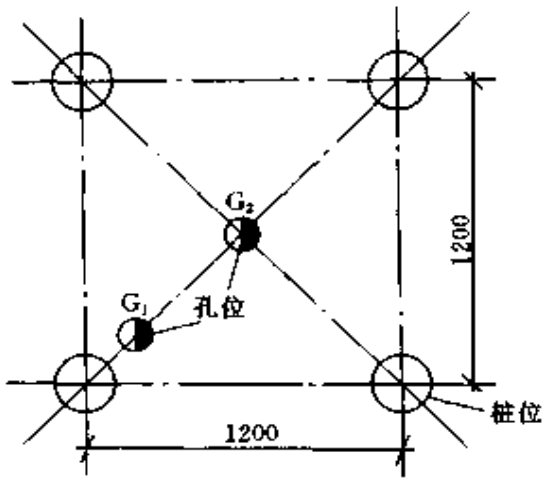


图 3-41　取土位置示意图

分析其原因，除了桩间土受桩的约束、限制侧向变形、改善了土的受力性状以外，主要是施工的振动挤密和结构强度随时间的恢复所致。

打桩后间歇 36 天在桩间取土做室内试验，与同一地点加固前的物理、力学指标进行比较。取土位置见图 3-41。

加固前后土的物理力学指标的变化见表 3-10。

表 3-10　　土的物理力学性质指标的比较

取土时间及位置	土层名称	含水量 w (%)	重度 γ (kN/m³)	孔隙比 e	压缩系数 a (MPa⁻¹)	压缩模量 E_s (MPa)
加固前	②淤泥质粉质粘土	41.8	17.8	1.18	0.80	3.00
	③粉砂	37.4	18.1	1.07	0.37	4.00
加固后 G_1	②淤泥质粉质粘土	36.0	18.4	1.01	0.60	3.11
	③粉砂	25.0	19.8	0.71	0.13	9.27
加固后 G_2	②淤泥质粉质粘土	39.0	18.3	1.07	0.61	3.17
	③粉砂	28.0	19.3	0.80	0.18	8.90

可以看到：

(1) 加固后地基土的含水量、孔隙比、压缩系数均有减小，重度和压缩模量有所增大。

(2) 粉砂层振密效果比较显著，孔隙比由 1.07 变为 0.71 和 0.8，即由松散状态变为中密并接近密实状态；压缩模量由 4.0MPa 增加到 9.27MPa 和 8.90MPa，压缩系数由 0.37MPa^{-1}变为 0.13MPa^{-1}和 0.18MPa^{-1}，接近低压缩性。

(3) 塑性指数比较大的淤泥质粉质粘土，土的物理、力学指标也有所改善，但振密效果不如粉砂好。

(4) 靠近桩的土振密效果比四桩中心处要好。

此外，在南京浦镇车辆厂也做了不同恢复期复合地基静载试验。发现施工后 90 天的试验结果比施工后 28 天的试验结果，复合地基承载力提高 30%。

复合地基承载力的提高，既包含了桩间土结构强度的恢复，也包括了桩、土间相互作用的加强。

六、桩体强度和承载力的关系

当桩体强度大于某一数值时，提高桩体标号对复合地基承载力没有影响，如图 3-42 所示。因此复合地基设计时，不必把桩体标号取得很高。一般取桩顶应力的 3 倍即可。

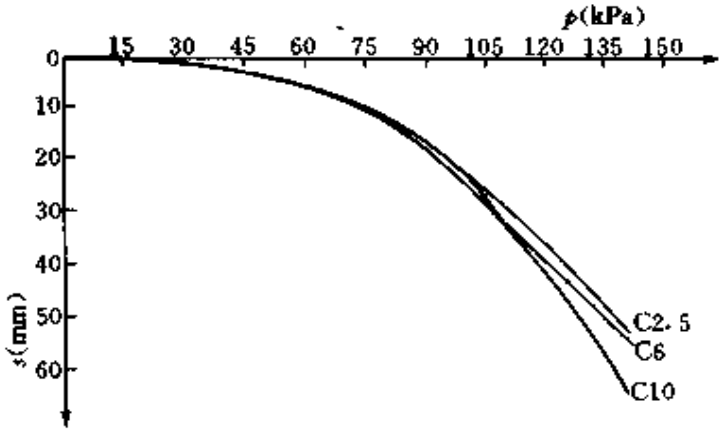


图 3-42　不同标号相同桩长 p—s 曲线

七、复合地基变形小

复合地基模量大、建筑物沉降量小是 CFG 桩复合地基重要特

点之一。大量工程实践表明，建筑物沉降量一般可控制在 2～4cm。

对于上部和中间有软弱土层的地基，用 CFG 桩加固，桩端放在下面好的土层上，可以获得模量很高的复合地基，建筑物的沉降都不大。

例如航天部 621 所 6 层住宅楼，基础下有 1m 左右的较密实的多年素填土，然后是 4m 左右的有机质含量很高的炭化粘性土，承载力只有 60kPa，再下面是承载力为 180～200kPa 的粉质粘土和粉土。采用 CFG 桩复合地基方案，桩长 8m，桩端落在下面的好土层上。通过沉降观测，建筑物沉降不大于 2cm。

德州医药管理局 17 层住宅楼和 100 多米高的蓟县发电厂双曲冷却塔，地基处理采用了 CFG 桩方案，建筑物沉降均在 4cm 以内。

北京华亭嘉园 6 栋 32～35 层超高层建筑，采用 CFG 桩复合地基加固，封顶后建筑物沉降均不超过 3cm。北京嘉和丽园 28～32 层三栋建筑物，封顶后沉降平均值不超过 2.8cm。望京高校小区 1～4 号楼（地上 26 层）最终沉降均在 4cm 以内。

第四章　CFG 桩复合地基设计计算

第一节　CFG 桩复合地基设计对勘察的要求

按照国家标准 GB50021—94《岩土工程勘察规范》进行工程地质勘察和提供勘察报告。

一、工程勘察内容

（1）查明岩土埋藏条件及物理力学性质、持力层及下卧软弱土层埋藏深度、厚度、性状及变化。

（2）查明水文地质条件、地下水位、地下水对混凝土的腐蚀性。

（3）查明膨胀性土、湿陷性土或可液化土层的性状。

（4）查明填土厚度、填土时间以及填土材料的组成成分。若基础底面在填土层，应给出填土层的承载力标准值。

二、勘探点间距

勘探点的布置应控制持力层层面坡度、厚度及岩土性状，其间距为 10～30m。层面高差或岩性变化较大时，间距取小值。

三、勘探深度

应取勘探总数的⅓～½做为控制孔，深度为桩尖以下基础宽度的 1～1.5 倍。

四、室内试验

做土的物理力学常规试验。

对基础底面以下的土层做灵敏度试验。查明这些土层灵敏度的大小，为褥垫层施工提供依据。对中、高灵敏度土，褥垫层施工时应尽量避免对桩间土产生扰动，防止产生“橡皮土”。

五、勘察报告

除按国家标准提供勘察报告外，尚需特别提供或增加如下内

容：

（1）提供各土层土的桩侧阻力和桩端阻力，桩侧阻力和桩端阻力一般按相同施工工艺的混凝土桩提供。

（2）若有填土，应说明填土材料的构成及填土时间，尤其需对可能给施工造成困难的工业垃圾或块石等予以说明；当基础底标高在填土层时，要提供填土承载力标准值。

（3）提供基底以下土层的灵敏度，做为褥垫层铺设施工时选择施工设备和施工工艺的依据。

（4）提供场地土层压缩试验曲线，并以表格形式给出不同压力 p 所对应的孔隙比 e，作为变形计算的依据。

（5）对基底以下各主要土层须提供其承载力标准值，作为复合地基设计的依据。

第二节　CFG 桩复合地基承载力计算

复合地基是由桩间土和增强体（桩）共同承担荷载。目前复合地基承载力的计算公式比较多，但应用比较普遍的有两种，其一是将桩间土承载力和单桩承载力进行合理组合叠加；其二是将复合地基承载力用天然地基承载力扩大一个倍数来表示。

必须指出，复合地基承载力不是天然地基承载力和单桩承载力的简单叠加，需要对如下的一些因素予以考虑：

（1）施工时对桩间土是否产生扰动或挤密，桩间土承载力有无降低或提高。

（2）桩对桩间土有约束作用，使土的变形减少；在垂直方向上荷载水平不大时，对土起阻碍变形的作用，使土沉降减少；荷载水平高时起增大变形的作用。

（3）复合地基中桩的 Q—s 曲线呈加工硬化型，比自由单桩的承载力要高。

（4）桩和桩间土承载力的发挥都与变形有关，变形小时，桩和桩间土承载力的发挥都不充分。

(5) 复合地基桩间土承载力的发挥与褥垫层厚度有关。

综合考虑以上情况，结合工程实践经验，CFG 桩复合地基承载力可用下面的公式进行估算：

$$f_{sp,k} = m\frac{R_k}{A_p} + \alpha\beta(1-m)f_k \tag{4-1}$$

或

$$f_{sp,k} = [1 + m(n-1)]\alpha\beta f_k \tag{4-2}$$

以上式中 $f_{sp,k}$——复合地基承载力标准值，kPa；

f_k——天然地基承载力标准值，kPa；

m——面积置换率；

n——桩土应力比；

A_p——CFG 单桩截面面积，m^2；

α——桩间土强度提高系数，$\alpha = f_{sk}/f_k$；f_{sk}为加固后桩间土承载力标准值；

β——桩间土强度发挥系数，宜按地区经验取值，无经验时可取 $\beta = 0.75 \sim 0.95$，天然地基承载力高时取大值；

R_k——CFG 单桩承载力标准值，kN。

R_k 可按下式计算：

$$R_k = (U_p \sum q_{sik} h_i + q_{pk} A_p)/K \tag{4-3}$$

式中 U_p——桩的周长；

q_{sik}——第 i 层土与土性和施工工艺有关的极限侧阻力标准值，可按地区经验确定，无当地经验值时，可按附录一附表 1-1 取值；

h_i——第 i 层土厚度；

q_{pk}——与土性和施工工艺有关的极限端阻力标准值，可按地区经验确定，无当地经验值时，可按附录一附表 1-2 取值；

K——安全系数，取 2.0。

当用单桩静载试验求得单桩极限承载力 R_u 后，R_k 可按下式计算：

$$R_k = \frac{R_u}{K} \tag{4-4}$$

经CFG桩处理后的地基，当考虑基础宽度和深度对地基承载力标准值进行修正时，一般宽度不作修正，即基础宽度地基承载力修正系数取零，基础埋深地基承载力修正系数取1.0。经深度修正后CFG桩复合地基承载力标准值 f_a 为

$$f_a = f_{sp,k} + \gamma_0(d - 1.5) \tag{4-5}$$

式中 γ_0——基础底面以上土的加权平均重度，地下水位以下取有效重度；

d——基础埋置深度，m，一般自室外地面标高算起。

CFG桩复合地基承载力计算时需满足建筑物荷载要求，当承受轴心荷载时：

$$p_k \leqslant f_a \tag{4-6}$$

式中 p_k——相应于荷载效应标准组合❶基础底面处的平均压力值。

承受偏心荷载时，除满足上式外，尚应满足下式要求：

$$p_{kmax} \leqslant 1.2 f_a \tag{4-7}$$

式中 p_{kmax}——相应于荷载效应标准组合基础底面边缘的最大压力值。

第三节 CFG桩复合地基变形计算

一、复合地基变形研究现状

目前国内外对复合地基变形计算主要有如下方法。

（一）解析法

解析法大多应用以Mindlin解为基础的Geddes积分来计算复合地基中桩荷载所产生的附加应力。按照半无限弹性体内集中

❶ 本书所使用的标准组合和准永久组合系采用新修订的《建筑结构荷载规范》（报批稿）的术语，它们分别对应于GBJ9—87《建筑结构荷载规范》的正常使用极限状态下的短期效应组合和长期效应组合。

力的 Mindlin 公式，Geddes 研究了下列三种情况下土中竖向应力的表达式：

桩端阻力简化为集中力时：

$$\sigma_{zd} = \frac{P_{pd}}{l^2} K_d \tag{4-8}$$

桩侧阻力为矩形分布时：

$$\sigma_{zr} = \frac{P_{pr}}{l^2} K_r \tag{4-9}$$

桩侧阻力为三角形分布时：

$$\sigma_{zt} = \frac{P_{pt}}{l^2} K_t \tag{4-10}$$

以上式中　l——桩长；

P_{pd}、P_{pr}、P_{pt}——桩端集中力、桩侧阻力为矩形分布和三角形分布情况下的总荷载；

K_d、K_r、K_t——桩端集中力、桩侧阻力为矩形分布和三角形分布情况下的竖向应力系数。

桩间土荷载产生的附加应力按 Boussinesq 解计算，复合地基中任一点的附加应力为二者的叠加。

这样，在得到了桩间土荷载、桩端阻力、桩侧阻力分布规律后，即可计算复合地基的应力场。显然，它比按 Boussinesq 解简化计算得到的复合地基应力场要精确，但其桩端阻力和桩侧阻力的分布规律还有待进一步研究。

（二）数值解法

数值计算也是复合地基变形分析和计算中较常用的方法。有限元计算中，在构造几何模型时通常可采用两种方法：其一是将单元划分为土体单元和增强体单元，二者采用不同的计算参数，在土体单元和增强体单元之间可以考虑设置界面单元。其二是将加固区土体和增强体考虑为复合土体单元，用复合材料参数作为复合土体单元的计算参数。在进行复合地基有限元分析时，计算参数的选取是一个关键，它直接关系到计算结果的精度。比较常用

的方法是以某些实测的应力场和变形场为基础，对计算参数进行修正，以得到较为合理的结果，减小参数选取的盲目性。

（三）复合地基变形计算经验公式

当前，复合地基变形计算的理论正处在不断发展和完善过程中，还无法更精确地计算其应力场而为沉降计算提供合理的模式，因而复合地基的变形计算多采用经验公式。

在各类实用计算方法中，往往把复合地基变形分为两个部分：加固区的变形量 s_1 和下卧层的变形量 s_2。地基应力场近似地按天然地基进行计算。

1. 加固区变形量 s_1 的计算

（1）按复合模量计算变形：

将复合地基加固区中增强体和土体视为一个统一的整体，采用复合压缩模量来评价其压缩性；用分层总和法计算其压缩量。其中，复合模量可按下式求得：

$$E_{sp}=\frac{f_{sp,k}}{f_k}E_s \tag{4-11}$$

具体说明详见第二章第四节。

（2）按桩间土应力计算变形：

该方法是考虑CFG桩复合地基一般置换率较低，近似地忽略桩的存在，而根据桩间土实际分担的荷载，求出附加压力，按照桩间土的压缩模量来计算复合土层压缩变形。

另外一种方法是桩身压缩量法，它假定在荷载作用下，桩体不发生上下刺人，通过桩身的压缩量来计算加固区的变形。显然，这种计算方法不适合高粘结强度桩复合地基。CFG桩复合地基加固区变形计算方法通常采用前面两种方法。

2. 桩端下卧层沉降计算方法

复合地基下卧土层的变形是由通过桩传递的应力和由桩间土传递的应力所产生的，变形量 s_2 通常采用分层总和法计算。附加应力计算方法有压力扩散法、等效实体法、改进的Geddes法等。CFG桩复合地基由于其置换率较低和设置褥垫层，考虑到桩尖处

应力集中范围有限，下卧土层内的应力分布可按褥垫层上的总荷载计算，即作用在褥垫层底面的压力仍假定为均布、并根据通用的 Boussinesq 半无限空间解求出复合体底面以下的附加应力，由此计算下卧层变形量 s_2。

二、CFG 桩复合地基变形计算

在工程中，应用较多且计算结果与实际符合较好的变形计算方法是复合模量法。计算时复合土层分层与天然地基相同，复合土层的模量等于该层天然地基模量的 ζ 倍（见图 4-1），加固区和下卧层土体内的应力分布采用各向同性均质的直线变形体理论。

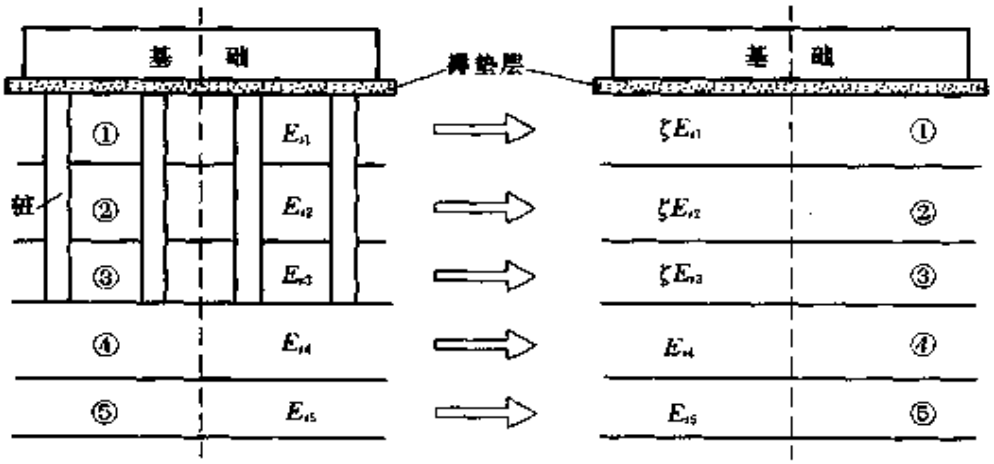


图 4-1　各土层复合模量示意图

复合地基最终变形量可按下式计算：

$$s_c = \Psi\left[\sum_{i=1}^{n_1}\frac{p_o}{\zeta E_{si}}(z_i\bar{\alpha}_i - z_{i-1}\bar{\alpha}_{i-1}) + \sum_{i=n_1+1}^{n_2}\frac{p_o}{E_{si}}(z_i\bar{\alpha}_i - z_{i-1}\bar{\alpha}_{i-1})\right] \tag{4-12}$$

式中　n_1——加固区范围内土层分层数；

n_2——沉降计算深度范围内土层总的分层数；

p_o——对应于荷载效应准永久组合时的基础底面处的附加压力，kPa；

E_{si}——基础底面下第 i 层土的压缩模量，MPa；

z_i、z_{i-1}——基础底面至第 i 层土、第 $i-1$ 层土底面的距离，m；

$\bar{\alpha}_i$、$\bar{\alpha}_{i-1}$——基础底面计算点至第 i 层土、第 $i-1$ 层土底面范围

内平均附加应力系数，可按附录二计算或查表；

ζ——加固区土的模量提高系数，$\zeta=\frac{f_{sp,k}}{f_k}$；

Ψ——沉降计算修正系数，根据地区沉降观测资料及经验确定，也可采用表 4-1 的数值。

表 4-1　　变形计算经验系数 Ψ

$\bar{E}_s$（MPa）	2.5	4.0	7.0	15.0	20.0
Ψ	1.1	1.0	0.7	0.4	0.2

表 4-1 中，$\bar{E}_s$ 为变形计算深度范围内压缩模量的当量值。应按下式计算：

$$\bar{E}_s=\frac{\sum A_i}{\sum\frac{A_i}{E_{si}}}$$

式中　A_i——第 i 层土附加应力沿土层厚度积分值；

E_{si}——基础底面下第 i 层土的压缩模量值，MPa，桩长范围内的复合土层按复合土层的压缩模量取值。

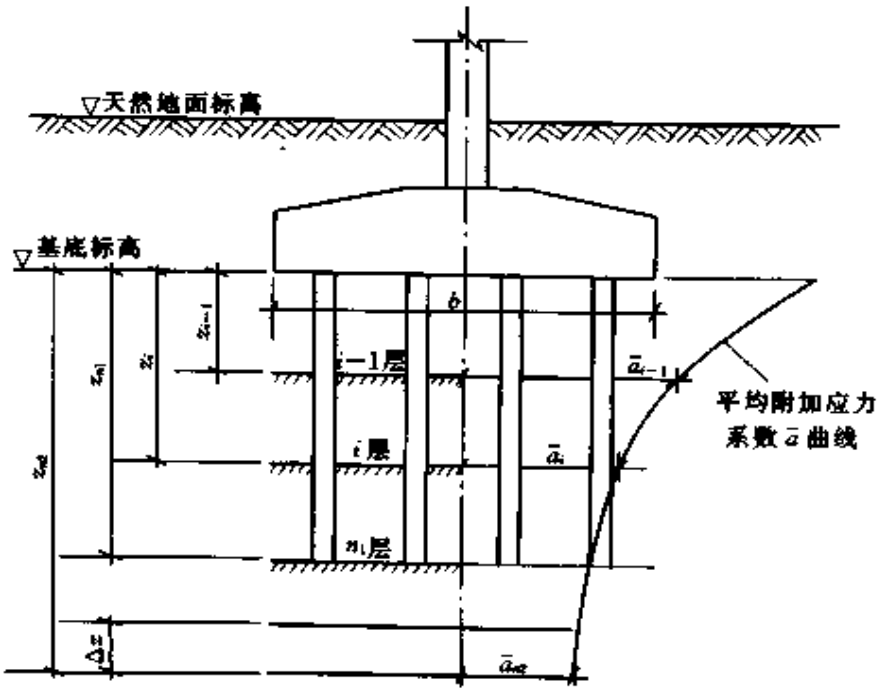


图 4-2　复合地基沉降计算分层示意图

复合地基变形计算深度必须大于复合土层的厚度，并应符合下式的要求：

$$\Delta s_n' \leqslant 0.025 \sum_{i=1}^{n_2} \Delta s_i' \tag{4-13}$$

式中 $\Delta s_i'$——在计算深度范围内，第 i 层土的计算变形值；

$\Delta s_n'$——在计算深度向上取厚度为 Δz 的土层计算变形值，Δz 见图 4-2，并按表 4-2 确定。

表 4-2　　Δz 值

b（m）	≤2	2<b≤4	4<b≤8	8<b
Δz（m）	0.3	0.6	0.8	1.0

如确定的计算深度下部仍有较软土层时，应继续计算。

三、变形计算应注意的几个问题

（一）模量选取

复合地基加固土层用复合模量计算变形，下卧层用天然地基压缩模量计算变形。不论是加固土层还是下卧层都要用到勘察报告提供的不同土层天然地基模量。

天然地基土的压缩模量按国标 GB/T50123—1999《土工试验方法标准》的标准固结试验测定，施加的最大压力应大于土的自重压力与附加压力之和。固结试验成果用 e—p 曲线来表示。

某一压力范围的压缩系数为

$$a_V = \frac{e_i - e_{i-1}}{p_{i-1} - p_i} \tag{4-14}$$

式中 a_V——压缩系数，MPa^{-1}；

p_i——某级压力值，MPa；

e_i——对应于 p_i 时的孔隙比。

某一压力范围的压缩模量为

$$E_s = \frac{1 + e_0}{a_V} \tag{4-15}$$

式中 E_s——某压力范围的压缩模量，MPa；

e_0——土的天然孔隙比。

实际工程中，勘察单位提供的压缩模量大体可分为两种形式。其一是整数压力区间的压缩模量，如 E_{s1-2}、E_{s2-3}、E_{s3-4}、……；其二是在自重压力 p_0 和附加压力为 100、200、300、400kPa、……压力范围的压缩模量 $E_{sp_0\sim p_0+100}$、$E_{sp_0\sim p_0+200}$、$E_{sp_0\sim p_0+300}$、$E_{sp_0\sim p_0+400}$、……。

后者的试验方法与国标 GB/T50123—1999《土工试验方法标准》的标准固结试验不同，试验时首先由试验人员计算土样所处深度的自重压力 p_0，试验加至 p_0 固结稳定后，分别加 100、200、300、400kPa……。测定不同压力下的孔隙比，计算相应的压力区间的压缩系数和压缩模量。

实际计算时发现，采用勘察单位提供的上述两种形式的压缩模量计算变形均存在一定的误差。

按第一种形式，当自重压力至自重压力与附加压力之和在一个压力区间时，可近似地取这一整数压力区间的模量，如自重压力为 210kPa，自重压力与附加压力之和为 290kPa 时，可近似用 E_{s2-3}；当自重压力与附加压力之和为 350kPa 时，取 E_{s2-3}还是取 E_{s2-4}都存在一定的误差。

同样的道理，第二种形式给出的压缩模量也有相同的问题，此外 p_0 计算的准确性对试验结果也有影响。

根据以上的讨论，我们认为，勘察单位最好按国标固结试验，给出 $e-p$ 曲线或不同固结压力下的孔隙比。由地基处理设计人员精确计算相应压力区间的压缩模量，进行复合地基变形计算。

（二）附加压力计算

无论对于天然地基还是复合地基，在变形计算中都要确定附加压力 p_0。在计算 p_0 时有两个问题需要说明。

1. 正确选用基底荷载 p

根据 GBJ7—89《建筑地基基础设计规范》，计算地基变形时，传到基础底面上的荷载应按长期效应组合，不应计入风荷载和地震荷载。

实际工程中，不少人用复合地基承载力设计值或标准值当作

基底荷载，显然与规范要求不一致。这样处理会给复合地基变形计算带来一定的误差。

2. 如何考虑地下水的影响

假定某建筑物埋深为 d，地下水位埋深为 d_1。埋深 d_1 范围内土的重度为 γ_1，水位以下土的重度为 γ_2，建筑物传到基础底面处的荷载为 p，求基底附加压力 p_0（图 4-3）。

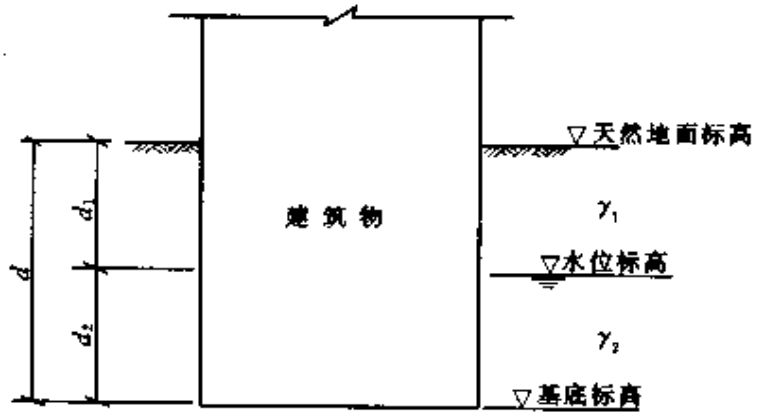


图 4-3　水位对附加压力 p_0 计算的影响

由于建筑物在建造之前，土中早已存在着自重应力，一般天然土层在自重压力作用下的变形已经稳定，只有基底附加压力才能引起地基的附加变形。由于建筑物均有一定的埋深，从建筑物基底压力中扣除基底标高处原有土中自重应力后，才是基底平面处新增加于地基的基底压力，当有地下水时，地下水既对地基土产生浮力，也对建筑物产生浮力，基底平均附加压力 p_0 按下式计算：

$$p_0 = p - \gamma_0 d \tag{4-16}$$

式中　p——对应于荷载效应准永久组合时的基础底面处的压力值（不计风荷载和地震荷载作用），在计算时需扣除基底以上地下水对建筑物产生的浮力；

γ_0——基础底面标高以上天然土层的加权平均重度，其中地下水位下的重度取有效重度；

d——基础埋深。

目前，高层建筑设计一般均采用计算机程序进行荷载组合和计算，计算的基底压力多没有扣除地下水对建筑物产生的浮力，其基底压力即为总压力。那么，若不扣除地下水的浮力，应如何计算附加压力？

假定建筑物荷载传到基础底面总压力为 q。扣除浮力后基底压力 $p=q-\gamma_w d_2$，代入式（4-16），得附加压力 p_0 为

$$p_0 = p - \gamma_0 d = q - \gamma_w d_2 - (\gamma_1 d_1 + \gamma'_2 d_2)$$
$$= q - [\gamma_1 d_1 + (\gamma'_2 + \gamma_w) d_2] = q - (\gamma_1 d_1 + \gamma_2 d_2) \tag{4-17}$$

从式（4-17）可以看出，当建筑物荷载传到基础底面压力为总压力，计算附加应力时，土的重度不采用有效重度，而直接采用其天然重度。

从以上分析可以看出，当计算的基底压力已扣除地下水对建筑物产生的浮力，计算附加压力地基土也要考虑地下水位的影响，地下水位以下土层的重度采用有效重度；当计算的基底压力没有扣除地下水对建筑物产生的浮力，计算附加压力时地基土也不考虑地下水位的影响，地下水位以下土层的重度直接采用其天然重度。

【例 4-1】 某 12 层建筑物下设单层整体地下室，平面尺寸为 20m×20m，基础埋深为 3m，基底压力为 200kN/m²（没有扣除地下水对建筑物产生的浮力）。该处地基为密实中砂，土的重度为 19.0kN/m³，地下水位于室外地面下 1m，求基底附加压力。

解：（1）考虑地下水对整体地下室及地基土的浮力，按式（4-16）计算，得

$$p_0 = (200 - 10 \times 2) - [19 \times 1 + (19 - 10) \times 2] = 143\text{kN/m}^2$$

（2）不考虑地下水对整体地下室及地基土的浮力，按式（4-17）计算，得

$$p_0 = 200 - 19 \times 3 = 143\text{kN/m}^2$$

显然，两种计算方法得到的结果是相同的。

第四节　CFG 桩复合地基设计

一、设计思想

当CFG 桩桩体强度用得较高时，具有刚性桩的性状，有的设计人员常将之与桩基相联系，并经常问及 CFG 桩不放钢筋、在水平荷载作用下如何工作等一些问题；为此，讨论一下 CFG 桩复合地基与桩基的区别显然是必要的。

桩基是大家熟知的一种基础型式，桩在桩基中既可承受垂直荷载，也可承受水平荷载。众所周知，桩是一种细长杆件，它传递水平荷载的能力远远小于传递垂直荷载的能力，设计时采用桩基让桩承受垂直荷载是扬其长，承受水平荷载则是用其短。

CFG 桩复合地基通过褥垫层把桩和承台（基础）断开，改变了过分依赖于桩承担垂直荷载和水平荷载的传统设计思想。

如图 4-4 所示的独立基础，当基础承受水平荷载 Q 时，有三部分力与 Q 平衡。其一为基础底面摩阻力 F_f；其二为基础两侧面的摩阻力 F_1；其三为与水平荷载 Q 方向相反的土的抗力 R。

F_f 和基底与褥垫层之间的摩擦系数 μ 以及建筑物重量 W 有关，W 数值越大，F_f 越大。

基底摩阻 F_f 传递到桩和桩间土上，桩顶剪应力为 τ_p、桩间土剪应力为 τ_s。由于 CFG 桩复合地基置换率一般不大于 10%，则有

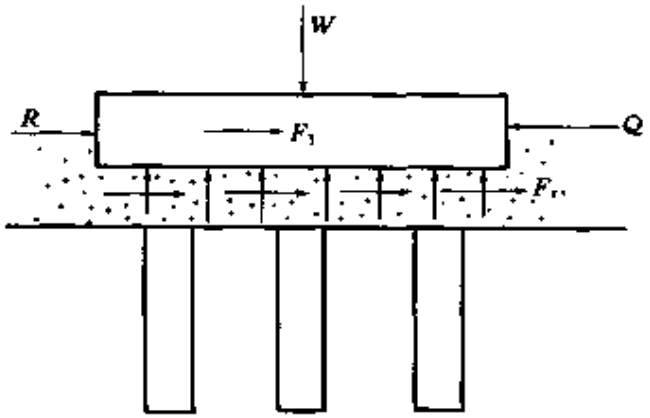


图 4-4　基础受力示意图

不低于90%的基底面积的桩间土，承担了绝大部分水平荷载，而桩承担的水平荷载则占很小一部分。前已述及，桩土剪应力比随褥垫层厚度的增大而减小。设计时可通过改变褥垫厚度调整桩土水平荷载分担比。

按这一设计思想，复合地基水平承载能力比按传统桩基设计有相当大的增值。

至于垂直荷载的传递，如何在桩基中发挥桩间土的承载能力，是许多学者都在探索的课题。

大桩距布桩的“疏桩理论”，就是为调动桩间土承载能力而形成的新的设计思想。

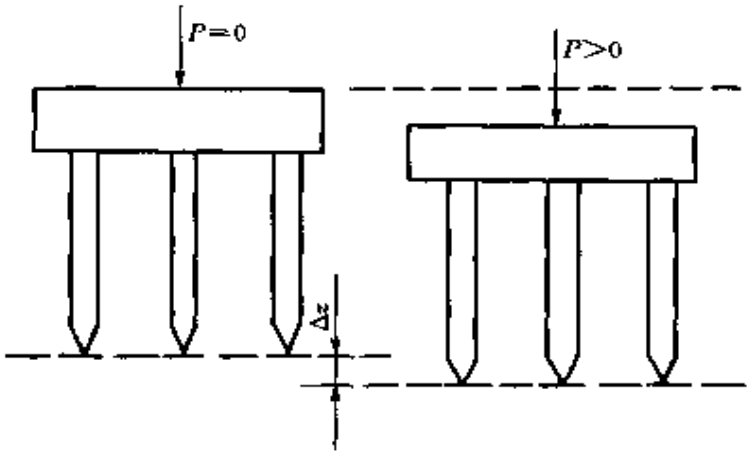


图 4-5　桩基沉降变形示意图

如图4-5所示，桩基中只提供了桩可能向下刺入变形的条件。当承台承受垂直荷载时，对摩擦桩，桩端向下刺入，承台发生沉降变形，桩间土可以发挥一定的承载作用，且沉降变形越大，桩间土的作用越明显；桩距越大，桩间土发挥的作用也越大。对端承桩，承台沉降变形一般很小，桩间土承载能力很难发挥。需要指出的是，即使是摩擦桩，桩间土承载能力的发挥占总承载能力的百分比也很小，且较难定量预估。

CFG桩复合地基通过褥垫层与基础连接，无论桩端落在一般土层还是坚硬土层，均可保证桩间土始终参与工作。因此垂直承载力设计首先是将土的承载能力充分利用，不足的部分由CFG桩

来承担。由于CFG桩复合地基置换率不高，基础下桩间土承受的荷载是一个不小的数值。总的荷载扣除桩间土承担的荷载，才是CFG桩应承担的荷载。显然，与传统的桩基设计思想相比，桩的数量可以大大减少，再加上CFG桩不配筋，桩体利用工业废料粉煤灰做为掺加料，大大降低了工程造价。

需要特别指出的是，CFG桩不只是用来加固软弱地基，对于较好的地基土，若建筑物荷载较大，天然地基承载力不够或变形不能满足要求，就可以用CFG桩进行加固处理，如嘉和丽园3栋28～32层住宅楼，天然地基承载力为280kPa，华亭嘉园6栋32～35层住宅楼，天然地基承载力为180～230kPa，均采用了CFG桩进行加固处理。

在设计中，CFG桩不仅可以采用同一桩长，也可以根据设计条件和地质条件采用不同桩长、不同桩长间作，甚至CFG桩与其它桩型组合，如CFG桩与夯实水泥土桩、碎石桩等间作，形成多桩型复合地基。

根据文献[6]，将地基基础设计等级分为一级、二级和三级，对地基基础设计等级为一级、二级和部分三级的建筑物，均应按地基变形进行设计，据悉新修订的《建筑地基处理技术规范》，对于CFG桩复合地基也明确提出必须进行变形验算，可见变形是CFG桩复合地基设计的控制因素。变形特征可分为建筑物的沉降量、沉降差和倾斜等，设计人员应根据规范要求，综合考虑建筑物的重要性、结构型式和周围环境等因素，提出合理的变形控制量。变形要求过于严格会增加地基处理费用，而变形要求过度放宽则有可能对建筑物或周围建筑物产生不良影响。一般来说，对于单体建筑物，需提出沉降量和倾斜要求，对连排或相邻多栋建筑物需提出沉降量、相邻建筑物沉降差和倾斜等要求。附录三给出了国内一些规范对变形允许值的规定，供设计时参考。

二、设计需要具备的资料

CFG桩复合地基设计需要具备下列资料。

1. 工程地质勘察报告

内容包括：

（1）场地工程钻孔位置图、地质剖面图。

（2）场地各层土物理力学指标、承载力标准值和固结试验 e—p 曲线，基底土的灵敏度评价。

（3）标准贯入试验、静力或动力触探试验等原位测试资料。

（4）水文地质资料。包括地下水类型、水位标高或埋深，地下水是否对混凝土具有腐蚀性等。

（5）拟建场地的抗震设计条件。包括场地土类型、建筑场地类别、地基土有无液化等的判定。

（6）有条件时，勘察单位应提供 CFG 桩侧阻力和端阻力等有关设计参数的资料。

2. 建筑结构设计资料

（1）建筑场地总平面图、建筑和结构总说明。内容包括拟建建筑物与周围环境的关系，场地±0.00 与绝对标高的关系等。

（2）基础平面图和剖面图，对于具有转换层或地下大空间等复杂结构型式的建筑，还应具备基础平面图和剖面图以外的其它结构图。

（3）设计要求的承载力和变形控制值。

（4）对应于荷载效应标准组合时的基底压力和对应于荷载效应准永久组合（不应计人风荷载和地震荷载作用）时的基底压力。

三、复合地基设计和参数确定

复合地基设计除满足复合地基承载力和变形条件外，还要考虑以下诸多因素进行综合分析，确定设计参数。

1. 施工设备和施工工艺

复合地基设计时需考虑采用何种设备和工艺进行施工，选用的设备穿透土层能力和最大施工桩长能否满足要求，施工时对桩间土和已打桩是否会造成不良影响。

2. 场地土质变化

场地土质的变化对复合地基施工工艺的选择和设计参数的确定有着密切的关系，因此在设计时需认真阅读勘察报告，仔细分

析场地土质特点。不仅要阅读综合统计指标，而且要阅读每个孔点的试验指标。通过对场地土的了解，对荷载情况、地基处理要求等综合分析，考虑采用何种布桩形式。工程中，CFG 桩采用的布桩形式有等桩长布桩、不等桩长布桩、长短桩间作布桩以及与其它桩型联合使用布桩等。需要特别说明的是，有时由于勘察选点距离较大或其它因素，造成勘察报告不能完全反映实际情况，如基底局部存在与勘察报告不符的软弱土层、基底持力土层承载力提供与实际不符等情况，因此，在 CFG 桩施工前，设计人员应对基底土有一个全面的了解，必要时可及时调整设计。

3. 场地周围环境

场地周围环境是设计时确定施工工艺的一个重要因素。当场地离居民区较近，或场地周围有精密设备仪器的车间和试验室以及对振动比较敏感的管线，施工不宜选择振动成桩工艺，而应选择无振动低噪音的施工工艺，如长螺旋钻管内泵压 CFG 桩工法；若场地位于空旷地区，且地基土主要为松散的粉细砂或填土，选用振动沉管打桩机施工显然是适宜的。

4. 建筑物结构布置及荷载传递

目前，CFG 桩应用于高层建筑的工程越来越多，地基处理设计时要考虑建筑物结构布置及荷载传递特性。如建筑物是单体还是群体，体型是简单还是复杂，结构布置是均匀还是存在偏心荷载，主体建筑物周围是否存在地下车库之类的大开间结构，建筑物是否存在转换层或地下大空间，建筑物通过墙、柱和核心筒传到基础的荷载扩散到基底的范围及均匀性等。总之，在设计时必须认真分析结构传递荷载的特点以及建筑物对变形的适应能力，做到合理布桩，方可保证地基处理达到预期目的。

5. 地基处理目的

设计时必须明确地基处理是为了解决地基承载力问题、变形问题还是液化问题，解决问题的目的不同，采用的工艺、设计方法、布桩形式均不同。

CFG 桩复合地基设计主要确定 5 个设计参数，分别为桩长、

桩径、桩间距、桩体强度、褥垫层厚度及材料。设计程序如图4-6所示。

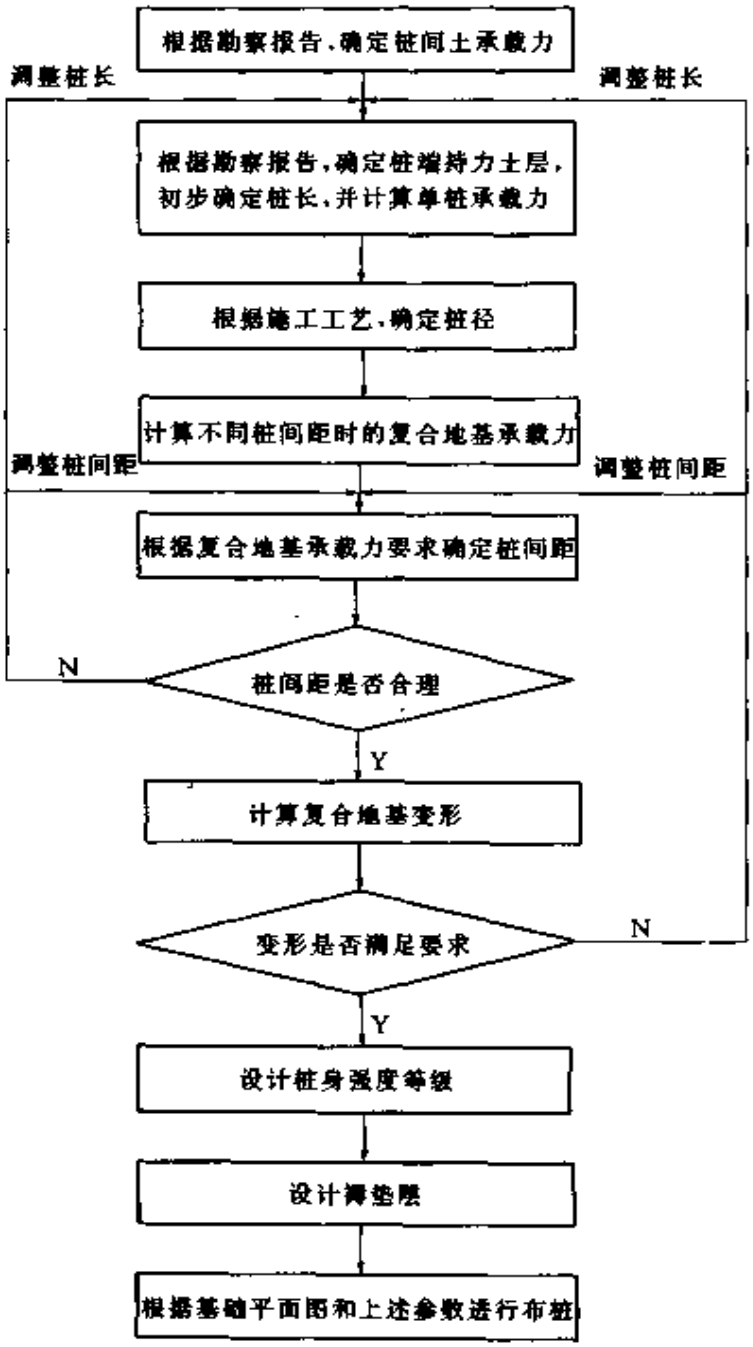


图 4-6　CFG 桩复合地基设计流程图

（1）桩长 l：

CFG 桩复合地基要求桩端落在好的土层上，这是 CFG 桩复合地基设计的一个重要原则。因此，桩长是 CFG 桩复合地基设计

时首先要确定的参数，它取决于建筑物对承载力和变形的要求、土质条件和设备能力等因素。设计时根据勘察报告，分析各土层，确定桩端持力土层和桩长，并按式（4-3）计算单桩承载力。

（2）桩径 d：

CFG 桩桩径的确定取决于所采用的成桩设备，一般设计桩径为 350～600mm。

（3）桩间距 s：

一般桩间距 $s=(3\sim5)d$，桩间距的大小取决于设计要求的复合地基承载力和变形、土性与施工机具。一般设计要求的承载力大时 s 取小值，但必须考虑施工时相邻桩之间的影响，就施工而言希望采用大桩距大桩长，因此 s 的大小应综合考虑。

（4）桩体强度：

原则上，桩体配比按桩体强度控制，桩体试块抗压强度应满足下式要求：

$$f_{cu} \geqslant 3\frac{R_k}{A_p} \tag{4-18}$$

式中 f_{cu}——桩体混合料试块（边长 150mm 立方体）标准养护 28d 立方体抗压强度平均值；

R_k——单桩竖向承载力标准值，kN；

A_p——桩的截面积，m^2。

（5）褥垫层厚度及材料：

褥垫层厚度一般取 10～30cm 为宜，当桩径和桩间距过大时，结合对土性的考虑，褥垫厚度还可适当加大。

褥垫层材料可用粗砂、中砂、碎石、级配砂石（最大粒径不大于 20mm）。

四、布桩

原则上，CFG 桩可只布在基础范围以内。

对墙下条形基础，在轴心荷载作用下，可采用单排、双排或多排布桩，且桩位宜沿轴线对称（见图 4-7）。在偏心荷载作用下，可采用沿轴线非对称布桩。

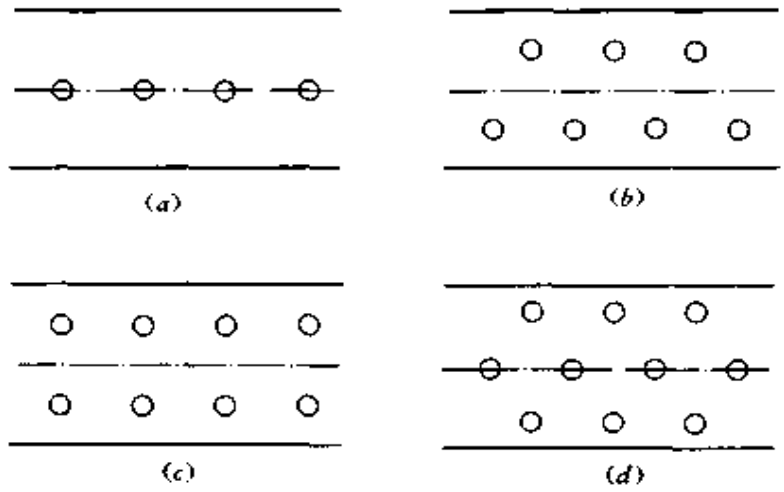


图 4-7　条形基础布桩示意图

对独立基础、箱形基础、筏基，基础边缘到桩的中心距一般为一个桩径或基础边缘到桩边缘的最小距离不宜小于 150mm，对条基不宜小于 75mm。

对箱筏基础，底板设计时宜沿建筑物地下室外墙悬挑出来，外墙以外应布桩［见图 4-8（a）］；但有些工程，设计的基础外缘与地下室外墙在一个垂直面上，此时布桩时，宜在地下室外墙下布置一排桩［见图 4-8（b）］，但不宜采用图 4-8（c）的布桩方法。

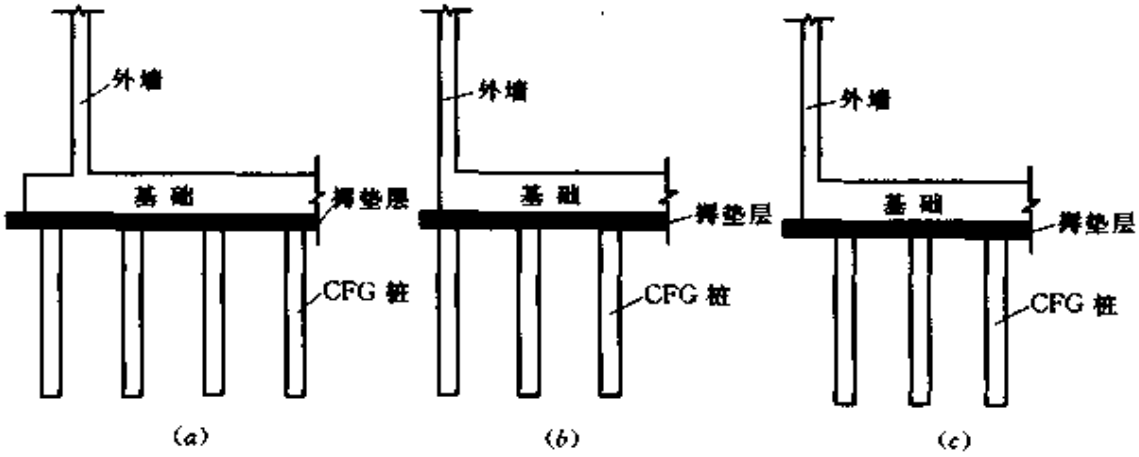


图 4-8　筏板边桩布桩示意图

对于箱筏基础，根据基底反力分布，有人认为应对基础外围反力大的区域布桩加密；还有一种看法是基础中间部分沉降量大，

应将布桩加密区域放在中间。这些考虑都是有道理的。

对于柱（墙）下筏板基础，布桩时除考虑整体荷载传到基底的压应力不大于复合地基的承载力，还必须考虑每根柱（每道墙和核心筒）传到基础的荷载扩散到基底的范围，在扩散范围内的压应力也必须等于或小于复合地基的承载力。扩散范围取决于底板厚度，在扩散范围内底板必须满足抗冲切要求。

对可液化地基或有必要时，可在基础外某一范围设置护桩（可液化地基一般用碎石桩做护桩）。布桩时要考虑桩受力的合理性，尽量利用桩间土应力 σ_s 产生的附加应力对桩侧阻力的增大作用。通常 σ_s 越大，作用在桩上的水平力越大，桩的侧阻力也越大。图 4-9（a）所示的桩均在基础内，桩的受力是比较合理的；图 4-9（b）中，除 5 号桩外，其它各桩只有基础下的少部分有 σ_s 的作用，桩受到的侧向约束显然比 5 号桩小，则侧阻力也小，显然，这样的布桩形式是不合理的。

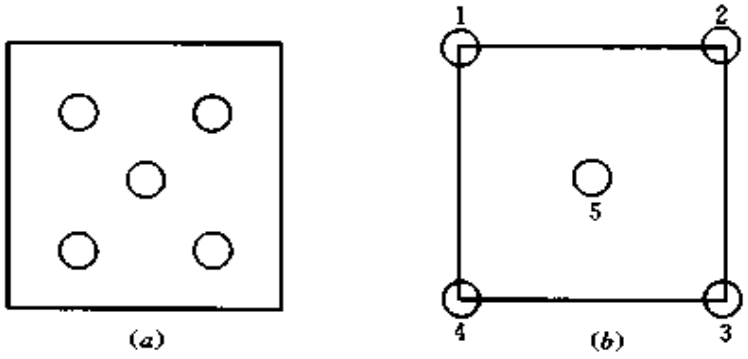


图 4-9　基础布桩示意图

【例 4-2】　某建筑物地上 28 层，地下 2 层，结构型式为剪力墙结构，基础型式为箱形基础，底板面积为 35m×30m。场地±0.00相当于绝对标高 39.63m，基础埋深 7.0m，基底标高为 31.685m，地下水位标高为 37.00m。按荷载效应标准组合结构传到基础底面处的平均压力 p_k 为 515kN/m²，荷载按长期效应组合（不计风荷载和地震荷载）传到基础底面处的平均压力 p 为 480kN/m²。场地剖面见图 4-10，各土层的物理力学指标见表 4-3。

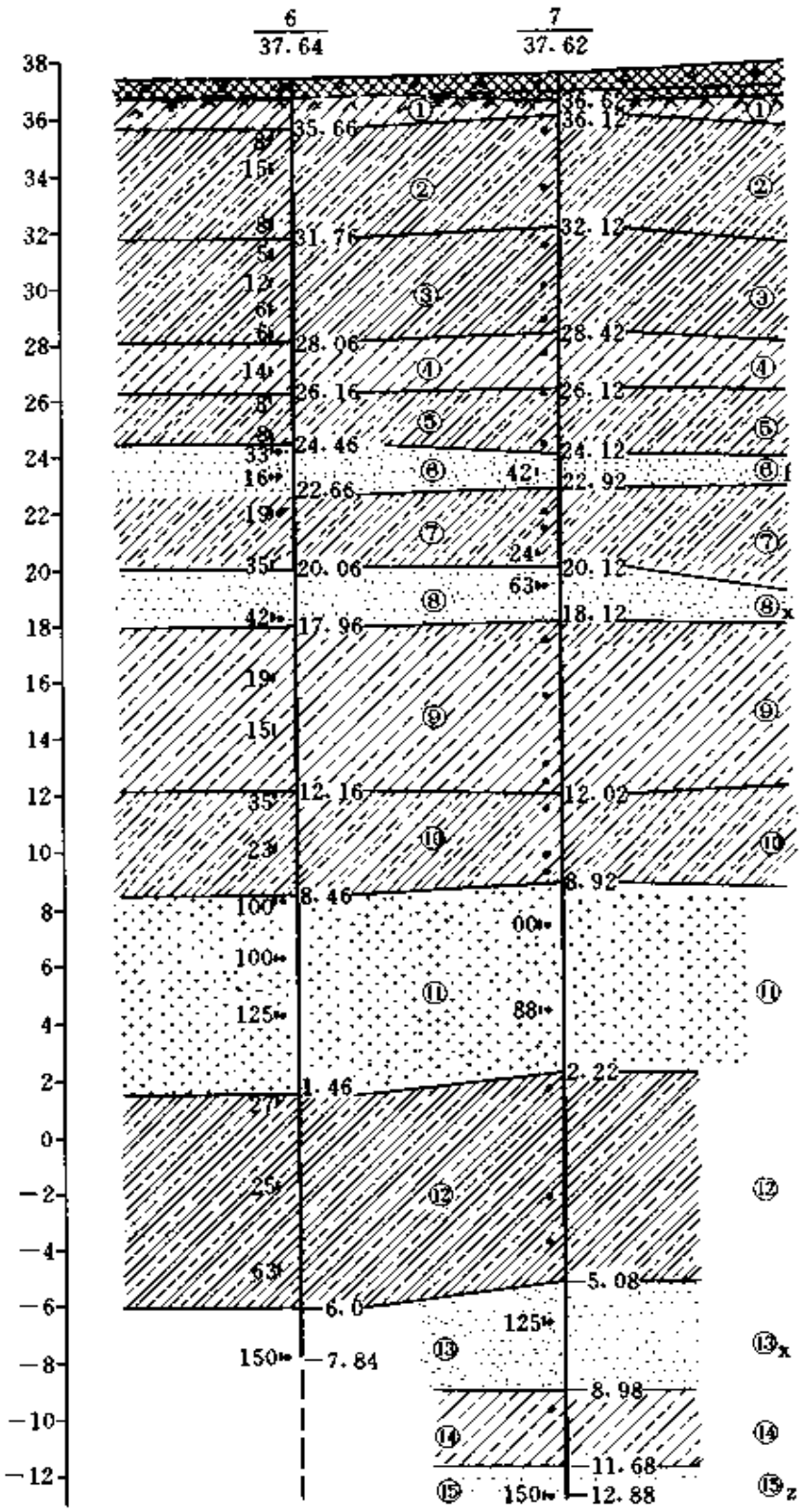


图 4-10　场地典型地质剖面图

地基处理后要求建筑物总沉降量控制在 80mm 以内。

根据上述条件试确定复合地基设计参数和估算布桩数。

解：根据图 4-6 的设计流程图按下列顺序确定各参数。

1. 确定桩长 l

由地质剖面图和土的物理力学指标可以看出，场地标高 8.4m 以下存在密实的圆砾⑪层，层厚为 6.20～7.80m，是较理想的桩端持力层，但该层埋深较深，若 CFG 桩桩端落在该层，桩长为 24m，施工难度较大。另外通过计算也可以看出，桩端若落在该层，计算的桩间距较大，超过桩间距合理范围，若按合理桩距布桩，布桩数量必然增加，造成不必要的浪费。场地⑨层为可塑、中密、低压缩性的粉质粘土层，该层土的承载力标准值为 210kPa，压缩模量为 16.5MPa，亦可作为桩端持力层。初步确定桩端落在⑨层，桩长为 18.5m。

2. 确定桩径 d

桩径取决于设计时所选用的施工设备。由于场地土强度较高，且存在粉土、粉砂层，不宜采用挤土的振动沉管工艺。拟采用排土的长螺旋钻管内泵压 CFG 桩施工工艺，确定桩径为 400mm。

3. 确定桩间距 s

在桩长、桩径确定后，计算桩间距之前需确定天然地基承载力 f_k、计算单桩承载力 R_a 和计算复合地基承载力标准值 $f_{sp,k}$。

（1）确定天然地基承载力 f_k：

由基底标高可以看出，建筑物座落在重粉质粘土层③层，该层承载力标准值 f_k 为 140kPa。

（2）计算单桩承载力：

根据附录一确定各土层的 CFG 桩的极限侧阻力标准值为

③重粉质粘土：48kPa　　④粉质粘土：65kPa

⑤粘质粉土：65kPa　　⑥粉砂：60kPa

⑦粘质粉土：70kPa　　⑧细砂：70kPa

⑨粉质粘土：80kPa

桩端落在粉质粘土⑨层，极限端阻力标准值取 1000kPa。

表 4-3　　场地土的物理力学性质(平均值)

土的物理力学指标 / 土层编号	含水量 w (%)	天然重度 γ (kN/m³)	孔隙比 e	液性指数 I_L	压缩模量 E_s(MPa)				标准贯入试验锤击数 N	各层土承载力标准值 f_k (kPa)
					p_0～p_0+100	p_0～p_0+200	p_0～p_0+300	p_0～p_0+400		
③重粉质粘土	31.7	18.9	0.91	0.54	6.4	7.1	8.2	9.0	4.5	140
④粉质粘土	23.8	19.9	0.70	0.28	8.5	9.3	10.6	11.2	6	170
⑤粘质粉土	20.8	20.3	0.60	0.31	13.1	14.7	17.9	18.9	17	190
⑥粉砂									41	250
⑦粘质粉土	20.3	20.6	0.57	0.13	17.3	18.7	18.5	19.6	19	200
⑧细砂									48	280
⑨粉质粘土	22.0	20.1	0.65	0.16	15.2	15.5	16.1	16.5	11	210
⑩粘质粉土	22.0	19.9	0.67	0.42	18.5	19.3	19.9	20.9	27	250
⑪圆砾									95	350
⑫重粉质粘土	30.8	19.0	0.88	0.44	14.0	14.8	13.0	13.9	21	210
⑬细砂									86	300
⑭粉质粘土	27.0	19.3	0.80	0.39	15.8	16.0	16.1	17.7		270
⑮中砂									101	350

单桩承载力标准值可按式（4-3）计算：

$$R_k = (U_p \sum q_{sik} h_i + q_{pk} A_p)/K = 840\ \text{kN}$$

（3）计算复合地基承载力标准值 $f_{sp,k}$：

考虑深度修正，复合地基承载力标准值可由式（4-5）和式（4-6）求出，即

$$p_k \leqslant f_a = f_{sp,k} + \gamma_0(d - 1.5)$$

$$f_{sp,k} \geqslant p_k - \gamma_0(d - 1.5)$$

计算的 $\gamma_0 = 11.2\text{kN/m}^3$，由上式可求得 $f_{sp,k} \geqslant 466\text{kPa}$。

在已知天然地基承载力标准值、单桩承载力标准值和复合地基承载力标准值的条件下，可按式（4-1）求得置换率 m，计算时取桩间土发挥系数 $\beta = 0.9$，桩间土强度提高系数 $\alpha = 1.0$：

$$m = \frac{f_{sp,k} - \alpha\beta f_k}{\dfrac{R_k}{A_p} - \alpha\beta f_k} \geqslant 0.0518$$

当采用正方形布桩时，桩间距 s 为

$$s = \sqrt{\frac{A_p}{m}} \leqslant 1.557\text{m}$$

初步确定桩间距为 1.5m。此时复合地基承载力标准值 $f_{sp,k} = 492.7\text{kPa}$。

在桩长、桩径和桩间距初步确定后，也就是在满足了复合地基承载力要求后，需按式（4-12）验算这三个参数是否能满足复合地基变形要求。

在变形计算时，由式（4-16）确定基底平均附加压力 p_0：

$$p_0 = p - \gamma_0 d = 480 - 11.2 \times 7 = 402\text{kPa}$$

由于已知条件没有给出固结试验的 e—p 曲线，压缩模量可近似地根据附加应力取表 4-3 中的模量。

在计算模量提高系数时，复合地基承载力标准值应取试验值，在这里近似地取计算值，模量提高系数为

$$\zeta = \frac{f_{sp,k}}{f_k} = \frac{492.7}{140} = 3.52$$

箱形基础下的沉降计算，可分单元计算不同点的沉降量（见如图 4-11），其平均沉降量为

$$\bar{s} = \frac{s_0 + 2(s_1 + s_2 + \cdots + s_5) + 4(s_6 + s_7 + \cdots + s_{11})}{35}$$

按式(4-12)可估算不同点的沉降量，最大沉降量为 61.9mm，平均沉降量为 50.8mm。可见沉降估算结果满足 80mm 的要求。

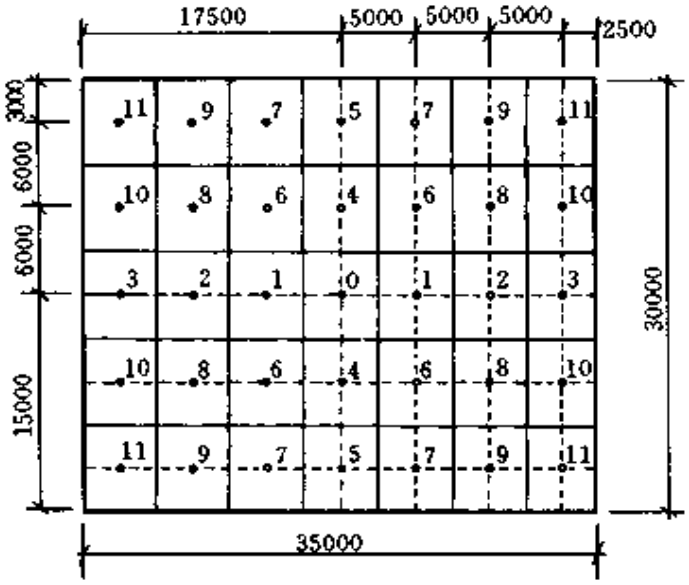


图 4-11　沉降计算示意图

如果估算的沉降值不能满足变形要求，则需调整桩长或桩间距。在变形满足设计要求后，可将桩长、桩径和桩间距确定下来，作为布桩的依据。

4. 桩体强度

桩顶应力为 $\sigma_p = \frac{R_k}{A_p} = \frac{840}{0.1256} = 6688\text{kN/m}^2$，桩体抗压强度为 $f_{cu} \geqslant 3\sigma_p = 20.06\text{MPa}$，取 CFG 桩桩体强度等级为 C25。

5. 褥垫层厚度

根据建筑物荷载和基底土质情况，确定褥垫层厚度为 20cm。

6. 布桩

上述参数确定后，可进行布桩，布桩时需考虑的因素较多，在

这里可近似地根据等间距进行布桩，确定的理论布桩数 $n=\frac{A}{s^2}=\frac{35\times30}{1.5\times1.5}=467$ 根。实际布桩数要比理论布桩数多，一般来说多6%左右，估计实际布桩数将在 495 根左右。

通过上述分析计算可确定桩长 $l=18.5$m，桩径 $d=400$mm，桩间距 $s=1.5$m，褥垫层厚度 $\Delta H=20$cm，桩身强度等级为 C25。预估实际布桩数将在 495 根左右，计算的建筑物沉降量小于 80mm。

第五节　CFG 桩复合地基设计中的几个问题

一、设计中承载力采用设计值还是标准值

目前，在工程中，承载力存在设计值、标准值以及深度修正后承载力标准值等概念，在讨论复合地基设计中承载力采用设计值还是标准值之前，先对天然地基和桩基础承载力验算作一回顾。

（一）天然地基

在建筑工程中，由于荷载规范和上部结构规范采用以概率理论为基础的极限状态设计法，即采用了以分项系数表达的极限状态设计表达式进行计算，上部结构传到基础底面的荷载是按荷载规范的规定计算而得的，其值为设计值。在轴心荷载作用下基础底面处的平均压力设计值为

$$p=\frac{F+G}{A} \tag{4-19}$$

式中　F——上部结构传至基础顶面的竖向力设计值；

G——基础自重设计值和基础上的土重标准值；

A——基础底面面积。

事实上，对于地基问题，包括承载力和变形，均按正常使用极限状态设计。对于传至基础底面的荷载效应应按正常使用极限状态下的荷载效应标准组合。则在轴心荷载作用下基础底面处的平均压力值为

$$p_k=\frac{F_k+G_k}{A} \tag{4-20}$$

式中 F_k——相应于荷载效应标准组合上部结构传至基础顶面的竖向力值；

G_k——基础自重和基础上的土重标准值；

A——基础底面面积。

GBJ7—89《建筑地基基础设计规范》（以下简称“89规范”）在地基承载力计算时，直接采用上部结构传来的荷载，按式（4-19）计算基底压力，其值比按正常使用极限状态下的荷载效应标准组合计算的基底压力值 p_k 大 k 倍（$k=\frac{p}{p_k}$）。k 值的大小取决于上部结构永久荷载和可变荷载所占的比例和考虑分项系数组合后的结果，它在1.25左右变化。也就是说“89规范”在计算承载力时，荷载放大了25%左右。

“89规范”是在原TJ7—74《工业与民用建筑地基基础设计规范》（以下简称“74规范”）的基础上修订而成的。“74规范”经过几十年工程应用，证明其安全度设置是合理的，“89规范”为了保持与“74规范”相同的安全度设置，在其基底压力放大的情况下，地基承载力也作了相应的调整，调整主要体现在三方面：①深度修正起始深度由1.5m调整为0.5m；②深度修正系数根据土性作了不同程度的提高；③承载力表中的承载力值也作了一定提高。通过以上三方面调整，地基承载力设计值增加幅度在20%左右。

“89规范”地基承载力的验算公式为

$$p \leqslant f = f_k + \eta_b \gamma (b-3) + \eta_d \gamma_0 (d-0.5) \qquad (4\text{-}21)$$

式中 p——荷载设计值；

f——地基承载力设计值；

f_k——地基承载力标准值；

η_b、η_d——宽度、深度修正系数。

当 $f<1.1f_k$ 时，可取 $f=1.1f_k$。

DBJ01—501—92《北京地区建筑地基勘察设计规范》（以下简称“北京规范”）沿袭了“74规范”的体系，荷载和抗力表达式两

边均以标准值的形式出现。但其基底压力不是按式(4-20)通过对上部结构按荷载效应标准组合重新组合求得，而是采用上部结构计算传来的荷载。并且认为对于一般民用建筑，当可变荷载不超过 $4kN/m^2$ 时，在标准荷载与设计荷载之间可用一个统一的系数进行换算，误差较小，荷载设计值换算成荷载标准值可乘以 0.8 的系数。但当建筑物各楼层的均布活荷载较大时，应按实际情况确定换算关系。

“北京规范”地基承载力的验算公式为

$$p_k \leqslant f_a = f_{ka} + \eta_b \gamma (b - 3) + \eta_d \gamma_0 (d - 1.5) \quad (4\text{-}22)$$

式中 p_k——荷载标准值；

f_a——深宽修正后地基承载力标准值；

f_{ka}——地基承载力标准值；

η_b、η_d——宽度、深度修正系数，取值同“74 规范”。

“89 规范”和“北京规范”对荷载和抗力的表达式采用的处理方法不同，“89 规范”表达式两边均采用设计值，“北京规范”表达式两边均采用标准值。两种表达式从概念和力学意义上存在差别，但对天然地基来说，两种表达式计算的结果与“74 规范”计算的结果基本一致。

（二）桩基础

正在修订的《建筑地基基础设计规范》规定，按单桩承载力确定桩数时，传至承台底面上的荷载效应应按正常使用极限状态下荷载效应的标准组合，在轴心竖向力作用下的群桩中的任一单桩桩顶竖向力为

$$Q_k = \frac{F_k + G_k}{n} \quad (4\text{-}23)$$

式中 F_k——相应于荷载效应标准组合作用于桩基承台顶面的竖向力；

G_k——桩基承台及承台土自重标准值；

n——桩基中的桩数。

“89 规范”在按单桩承载力确定桩数时，其荷载是直接采用上

部结构计算传下的荷载，即传至承台底面的荷载效应按承载能力极限状态下荷载效应基本组合计算，则桩基中任一单桩所承受的外力设计值为

$$Q = \frac{F + G}{n} \tag{4-24}$$

式中 F——作用于桩基上的竖向力设计值；

G——桩基承台设计值和承台上的土自重标准值；

n——桩基中的桩数。

从式（4-23）和式（4-24）可用看出，采用承载能力极限状态基本组合计算的荷载比采用正常使用极限状态标准组合计算的荷载放大了 Q/Q_k 倍，其值与天然地基一样，取决于上部结构永久荷载和可变荷载所占的比例和考虑分项系数组合后的结果，它在 1.25 左右变化。“89 规范”为了保持桩基安全度的设置与“74 规范”基本相同，将表达式右项单桩竖向承载力标准值 R_k 放大了 20%，其单桩承载力验算公式为

$$Q \leqslant 1.2R_k \tag{4-25}$$

（三）复合地基

复合地基是在天然地基中设置竖向增强体（桩），由桩、土共同承受建筑物结构传来的荷载，复合地基承载力既与桩间土的承载力有关，也与桩的承载力有关，其承载力标准值表达式为

$$f_{sp,k} = m\frac{R_k}{A_p} + \alpha\beta(1 - m)f_k \tag{4-26}$$

在复合地基设计时，通常按基础宽度的地基承载力修正系数取零、基础埋深的地基承载力修正系数取 1.0 的原则对承载力标准值进行修正。当荷载采用标准值时，复合地基验算公式为

$$\begin{aligned} p_k &\leqslant f_{sp,k} + \gamma_0(d - 1.5) \\ &= m\frac{R_k}{A_p} + \alpha\beta(1 - m)f_k + \gamma_0(d - 1.5) \end{aligned} \tag{4-27}$$

如果荷载采用的是设计值，将式（4-27）两边分别乘以荷载放大系数 k，则有

$$kp_k \leqslant km\frac{R_k}{A_p} + \alpha\beta k(1-m)f_k + k\gamma_0(d-1.5) \quad (4\text{-}28)$$

$$p \leqslant km\frac{R_k}{A_p} + \alpha\beta k(1-m)f_k + k\gamma_0(d-1.5) \quad (4\text{-}29)$$

如果荷载采用的是设计值，设计时简单地套用式（4-21），将复合地基承载力验算公式表达为

$$p \leqslant m\frac{1.2R_k}{A_p} + \alpha\beta(1-m)f_k + \gamma_0(d-0.5) \quad (4\text{-}30)$$

从式（4-29）和式（4-30）的对比可用看出，式（4-30）在天然地基承载力项和深度修正项没有放大或放大但没有达到荷载放大的水平。如果按式(4-30)进行复合地基设计，则是偏于安全的，甚至可能会造成不必要的浪费。目前大量的工程采用了式（4-27）进行复合地基设计和计算，建筑物是安全的。

二、地基承载力标准值的修正

（一）天然地基

天然地基的承载力标准值 f_k 是用 0.25m² 或 0.50m² 的压板、试验深度为零的载荷试验作为标准得出的，它满足了理论分析的半无限体表面的边界条件。但由于建筑物均有一定的深度，特别是对高层建筑其埋深更大，载荷试验通常在基坑内基础底面标高处进行，规范规定载荷试验基坑宽度不应小于压板宽度的 3 倍，这就可以忽略基坑四周边载对试验结果的影响。因此从载荷试验求得的地基承载力 f_k 并不包括基础底面以上边载的作用。从小压板标准载荷试验的结果过渡到有一定宽度和埋深的实际基础，地基承载力会有一定的提高。这也可从地基承载力临塑荷载 $p_{1/4}$ 公式分析得出，即

$$f_v = M_b\gamma_b + M_d\gamma_0 d + M_c c_k \quad (4\text{-}31)$$

式中 M_b、M_d、M_c——承载力系数。

当基础埋深 d 增大时，边载 $\gamma_0 d$ 增加，地基承载力 f_v 提高；若基础宽度 b 加大时，式（4-31）右边第一项增大，地基承载力 f_v 提高。但在饱和软土地基中，b 增大对 f_v 几乎没有影响。这是因为

饱和软土地基内摩擦角 $\varphi=0$ 时，承载力修正系数 $M_b=0$，无论 b 增大多少，式（4-31）的第一项均为零。

工程中通常以标准载荷板的试验结果为基准，采用经验修正的方法来考虑实际基础的埋置深度和基础宽度对地基承载力的有利作用。“89 规范”规定采取下面的公式进行修正：

$$f = f_k + \eta_b\gamma(b-3) + \eta_d\gamma_0(d-0.5) \qquad (4\text{-}32)$$

式中 f——地基承载力设计值，kPa；

f_k——地基承载力标准值，kPa；

η_b、η_d——基础宽度和埋深的地基承载力修正系数，按基底下土类查表 4-4；

γ——土的重度，kN/m^3，地下水位以下取有效重度；

γ_0——基础底面以上土的加权平均重度，kN/m^3，地下水位以下取有效重度；

b——基础底面宽度，当基础宽度小于 3m 时按 3m 考虑，大于 6m 时按 6m 考虑；

d——基础的埋置深度，一般自室外地面标高算起，特殊情况将在下面分别讨论。

从表 4-4 可以看出，持力层土的工程性质愈好，修正系数愈大。对于软弱土层不考虑宽度的修正，宽度修正系数为 0，而深度修正系数为 1 或接近于 1。这表明，对于软弱土层，加大基础宽度和埋置深度对提高地基承载力都没有太大的作用。

下面讨论几个具体问题。

1. “89 规范”深度修正系数

在“89 规范”中，对承载力的标准值经深宽修正后为承载力设计值。这里包含了两个概念，其一为承载力的深宽修正是根据土力学的基本原理经过经验处理提出的一种实用性计算方法，是属于力学范畴的概念；其二将深宽修正后的承载力进一步放大来平衡荷载的放大，并且将这种处理后的承载力值称之为设计值。但需注意的是，这种设计值与标准值的关系不同于上部结构的不同设计准则之间的换算。上部结构采用了概率极限状态设计原则，抗

力的设计值小于其标准值，但经深宽修正以后的地基承载力设计值大于修正以前的承载力标准值。

表 4-4　　天然地基承载力修正系数（引自“89 规范”）

土的类别		η_b	η_d
淤泥和淤泥质土	$f_k<50$kPa	0	1.0
	$f_k\geqslant 50$kPa	0	1.1
人工填土 e 或 I_L 大于等于 0.85 的粘性土 $e\geqslant 0.85$ 或 $S_r>0.5$ 的粉土		0	1.1
红粘土	含水比 $\alpha_w>0.8$	0	1.2
	含水比 $\alpha_w\leqslant 0.8$	0.15	1.4
e 及 I_L 均小于 0.85 的粘性土		0.3	1.6
$e<0.85$ 及 $S_r\leqslant 0.5$ 的粉土		0.5	2.2
粉砂、细砂（不包括很湿与饱和时的稍密状态）		2.0	3.0
中砂、粗砂、砾砂和碎石土		3.0	4.4

2. 关于基础宽度的限制

深宽修正公式使用时对基础宽度作了限制，基础宽度小于 3m 时按 3m 考虑就是对于基础宽度小于 3m 时承载力不折减，直接采用载荷试验的结果；基础宽度大于 6m 时按 6m 是考虑变形的要求，防止承载力提高过大，特别是对于宽度修正系数很大的土类。

3. 关于埋置深度的算法

对于基础的埋置深度 d，在一般情况下从室外地面标高算起。但有几种特殊条件应当加以注意，防止出现承载力值偏高的情况。在填方整平地区，如果先填方整平再施工，可以从填土地面标高算起，但如填土在上部结构施工以后完成的，应从天然地面标高算起；对于地下室，如采用整体式的箱形基础或筏板基础，基础埋置深度可以从室外地面标高算起，如果不是整体式的基础，如墙下条形基础或柱下独立基础，则应从室内地面标高算起。

（二）复合地基

无论对于散体桩复合地基、低粘结强度桩复合地基还是高粘

结强度桩复合地基，其在空间均有一定的加固区域。加固区的存在，使其受力机理不同于天然地基。另外考虑到地基处理的工程，其载荷试验不是标准载荷板，而多为大载荷板，如对于方形布桩桩间距为 1.5m 的 CFG 桩复合地基，单桩复合地基载荷板面积为 $2.25m^2$。因此，复合地基宽度和深度修正不同于天然地基。JGJ79—91《建筑地基处理技术规范》规定，经处理后的地基，当按地基承载力确定基础底面积及埋深而需要对确定的地基承载力标准值进行修正时，基础宽度的地基承载力修正系数取 0，基础埋深的地基承载力修正系数取 1.0。

将复合地基的深宽修正系数与天然地基深宽修正系数进行对比可以发现，对于软弱土层，两者规定的修正系数基本相同，而对于硬土层，如密实的粉土、粉细砂、细中砂等，两者的修正系数存在很大差别。这种差别会造成当基础埋深越深、基底土质越好时，复合地基深宽修正的承载力反而可能会出现比深宽修正后天然地基承载力还要低的不合理的结果。

例如，某工程为地上 32 层的高层住宅，地下 2 层，基础型式为箱形基础，基础埋深 7.0m，基底持力层为粉砂层，承载力标准值为 200kPa，经深宽修正后承载力标准值为 533kPa，不能满足 550kPa 的设计要求。考虑采用 4m 的 CFG 桩进行加固，处理后复合地基承载力标准值为 300kPa，经深度修正后复合地基承载力标准值为 390kPa，其值反而比天然地基深宽修正后的承载力标准值还要低。

为了解有无边载条件下 CFG 桩复合地基性状的差异，在中国建筑科学研究院地基所模型试验室进行了模型试验[51]，无边载条件的复合地基静载试验（试 1）荷载板尺寸为 1.6m×1.6m，为 9 桩复合地基，桩径 $d=15cm$，桩间距 $s=3.5d$，桩长 $l=2.5m$。有边载条件的复合地基静载试验（试 2）是在边载 $q=120kPa$（约相当于 6m 埋深）条件下进行的，其余条件与无边载条件相同。在 CFG 桩复合地基承载力的深度修正分析时考虑以下三种情况。

1. 深度修正前后变形量相等

有边载条件下 CFG 桩复合地基的承载力取值标准与无边载条件相同，按照 $s/b=0.01$ 对应的荷载作为复合地基承载力，有边载条件下复合地基承载力为 310kPa。桩和桩间土的荷载分担情况见表 4-5。按照这一修正方法，桩间土分担的荷载未达到天然地基承载力的修正值 294kPa，而且桩承载力的发挥幅度偏低。反算其深度修正系数，得

$$\eta_d=\frac{f_a-f_k-\eta_b\gamma(b-3)}{\gamma_0(d-1.5)}=\frac{310-210-0}{20(6-1.5)}=1.11$$

这一结果与规范所规定的深度修正系数取 1 接近。

表 4-5　　有无边载时复合地基的承载力对比（1）

项　目	承载力 (kPa)	桩顶荷载 (kPa)	桩间土荷载 (kPa)	沉降量 (mm)
无边载	210	1110	150	16
有边载	310	900	270	16
提高幅度	100	−210	120	

2. 深度修正后的变形量允许放宽到与天然地基相同

在试验中进行了天然地基载荷试验，按照 $s/b=0.01$ 对应的荷载作为天然地基承载力，则天然地基承载力标准值为 150kPa，荷载板尺寸为 1.6m×1.6m 时，相应的沉降量为 16mm。埋深为 6m 时，天然地基深宽修正后承载力标准值为

$$f_a=f_k+\eta_b\gamma(b-3)+\eta_d\gamma_0(d-1.5)$$

将 $f_k=150$kPa，$\eta_d=1.6$，$\eta_b=0$，$\gamma_0=20$kN/m³ 代入上式得

$$f_a=150+0+1.6\times20\times4.5=294\text{kPa}$$

按照分层总和法计算其相应沉降量为 22mm，大于无边载时的 16mm。以变形量 22mm 确定有边载条件下复合地基承载力为 365kPa。桩和桩间土的荷载分担情况见表 4-6。

同样反算其深度修正系数，得

$$\eta_d=\frac{f_a-f_k-\eta_b\gamma(b-3)}{\gamma_0(d-1.5)}=\frac{365-210-0}{20(6-1.5)}=1.72$$

表 4-6　　有无边载时复合地基的承载力对比（2）

项　目	承载力 (kPa)	桩顶荷载 (kPa)	桩间土荷载 (kPa)	沉降量 (mm)
无边载	210	1110	150	16
有边载	365	1145	313	22
提高幅度	155	35	163	

按此方法修正，有边载条件的桩顶荷载水平发挥度略大于无边载条件。为保证桩的安全系数不降低，可考虑以下的深度修正方法。

3. 深度修正前后桩顶分担荷载相同

以深度修正前后桩顶分担荷载相同确定的有边载条件下的复合地基承载力为 360kPa。桩和桩间土的荷载分担情况见表 4-7。

表 4-7　　有无边载时复合地基的承载力对比（3）

项　目	承载力 (kPa)	桩顶荷载 (kPa)	桩间土荷载 (kPa)	沉降量 (mm)
无边载	210	1110	150	16
有边载	360	1110	310	21.5
提高幅度	150	0	160	

同样反算其深度修正系数，得

$$\eta_d = \frac{f_a - f_k - \eta_b\gamma(b-3)}{\gamma_0(d-1.5)} = \frac{360-210-0}{20(6-1.5)} = 1.67$$

通过上面的计算，可以看出目前复合地基深度修正方法对某些土而言，可能偏于保守，特别是对强度较高的土，可能会低估复合地基的承载能力。

第五章　CFG 桩复合地基施工

第一节　CFG 桩施工技术发展简况

目前 CFG 桩复合地基技术在国内许多省市应用，据不完全统计，应用这一技术的有：北京、天津、江苏、浙江、河北、河南、山西、山东、陕西、安徽、湖北、广西、广东、辽宁，黑龙江、云南等 23 多个省、市、自治区。

就工程类型而言，有工业与民用建筑，也有高耸构筑物；有多层建筑，也有高层建筑。基础形式有条形基础、独立基础，也有箱基和筏基；有滨海一带的软土，也有承载力在 200kPa 左右的较好的土。

大量工程实践表明，CFG 桩复合地基设计，就承载力而言不会有太大的问题，可能出问题的是 CFG 桩的施工。了解 CFG 桩施工技术的发展、不同工艺的特点，可使设计人员对 CFG 桩施工工艺有一个较全面的认识，便于在方案选择、设计参数的确定以及施工措施上考虑得更加全面。

CFG 桩复合地基于 1988 年提出并用于工程实践，首先选用的是振动沉管 CFG 桩施工工艺。这是由于当时振动沉管打桩机在我国拥有量最多，分布的地区也最普遍。

振动沉管 CFG 桩施工工艺属于非排土成桩工艺，主要适用于粘性土、粉土、淤泥质土、人工填土及松散砂土等地质条件，尤其适用于松散的粉土、粉细砂的加固。它具有施工操作简便、施工费用较低、对桩间土的挤密效应显著等优点。采用振动沉管 CFG 桩施工工艺施工的 CFG 桩复合地基可以提高地基承载力、减少地基变形以及消除地基液化，先后应用于南京造纸厂轻涂胶印车间、浦镇车辆厂住宅楼、蓟县电厂冷却塔、山东省德州地区

医药管理局综合住宅楼等千余栋多层、高层建筑及工业厂房的地基处理工程。振动沉管 CFG 桩施工工艺为 CFG 桩复合地基的发展和推广应用起到了十分重要的作用。到目前，该工艺依然是 CFG 桩主要施工方法之一，主要应用于挤密效果好的土和可液化土的地基加固工程，空旷地区或施工场地周围没有管线、精密设备以及不存在扰民的地基处理工程。

我们知道，振动沉管打桩机成桩也有其缺点，如施工时控制的不好，可能会发生缩颈和断桩。据统计，振动沉管施打的灌注桩事故率高达 25%。

为了解决振动沉管打桩机施工可能产生的质量问题，1988～1992 年中国建筑科学研究院承担并完成了建设部下达的 CFG 桩成桩工艺试验研究专题。对诸如拔管速度、合理桩距、施打顺序、混合料坍落度、保护桩长、褥垫层铺设以及如何进行施工监测等进行了试验研究，取得了可喜的研究成果，对 CFG 桩复合地基成套技术在全国的推广起了重要作用。

通过工程实践，发现用振动沉管打桩机成桩存在如下几个主要问题：

（1）难以穿透厚的硬土层如砂层、卵石层等。在基础底面以下的土层中，若存在承载力高的硬土层，诸如砂层、卵石层，由于振动沉管打桩机难以穿过，不得不采用引孔等措施，或者采用其它成桩工艺。

（2）振动及噪音污染严重。随着社会的不断进步，对文明施工的要求越来越高，当在城区或居民区施工时，振动和噪音污染会对施工现场周围居民正常生活产生不良影响，导致扰民使施工无法正常进行，故许多地区规定不能在居民区采用振动沉管打桩机施工。

（3）在临近已有建筑物施工时，振动对建筑物可能产生不良影响。

（4）振动沉管打桩机成桩为非排土成桩工艺，在饱和粘性土中成桩，会造成地表隆起挤断已打桩，在高灵敏度土中施工可导

致桩间土强度的降低。

(5) 施工时，混合料从搅拌机到桩机进料口的水平运输一般为翻斗车或人工运输，效率相对较低。对于长桩，拔管过程中尚需空中投料，操作不便。

鉴于振动沉管 CFG 桩施工工艺存在以上问题，1997 年中国建筑科学研究院等单位申请了国家“九五”攻关项目——长螺旋钻管内泵压 CFG 桩施工工艺的研究，经过三年的课题研究和该期间的大量工程实践，使长螺旋钻管内泵压 CFG 桩施工设备和施工工艺趋于完善。该工艺具有以下优点：

(1) 低噪音，无泥浆污染。

(2) 成孔制桩时不产生振动，避免了新打桩对已打桩产生的不良影响。

(3) 成孔穿透能力强，可穿透硬土层，诸如砂层、圆砾层和粒径不大于 60mm 的卵石层。

(4) 施工效率高。

长螺旋钻管内泵压 CFG 桩施工工艺由于具有上述优点，已成为在城区或居民区内采用 CFG 桩复合地基施工的首选工艺。据不完全统计，截至 2000 年 8 月，在北京市及周边地区采用该工艺进行地基处理的高层建筑有 300 余栋，其中超高层建筑（层数大于等于 30 层）16 栋。

除上述两种常用的 CFG 桩施工工艺外，CFG 桩施工还可根据土质情况、设备条件采用以下工艺：

(1) 长螺旋钻孔灌注成桩。适用于地下水位以上的粘性土、粉土和填土地基。

(2) 泥浆护壁钻孔灌注成桩。适用于粘性土、粉土、砂土、人工填土、砾（碎）石土及风化岩层分布的地基。

(3) 人工或机械洛阳铲成孔灌注成桩。适用于处理深度不大，地下水位以上的粘性土、粉土和填土地基。

在实际工程中，除采用单一的 CFG 桩施工工艺外，有时还需要根据地质条件或地基处理的目的采用两种施工工艺组合或两种桩型

组合，如对夹有硬土层的地质条件的场地，可先用长螺旋钻机预引孔，然后再用振动沉管机制桩，这样一方面可以穿透硬土层，另一方面也削弱了振动沉管过程中的挤土效应，避免振动沉管制桩对已施工的相邻桩产生过大的振动从而导致桩体被震裂或震断；为提高地基承载力和消除液化，可采用CFG 桩和碎石桩组合的多桩型复合地基；在基底下浅部土质强度较低的情况下，为解决地基承载力和变形问题，可采用 CFG 桩与夯实水泥土桩组合的多桩型复合地基。

总之，施工选用何种施工工艺和设备，需要考虑场地土质、地下水位、施工现场周边环境以及当地施工设备等具体情况综合分析确定。

第二节　振动沉管 CFG 桩施工工艺

一、施工设备

图 5-1 是振动沉管机示意图。图 5-2（*a*）和（*b*）分别为打桩时用的钢筋混凝土预制桩尖和钢制活瓣桩尖。

国产振动沉管机，使用得比较多的是浙江瑞安建筑机械厂和兰州建筑通用机械总厂生产的设备。

表 5-1、表 5-2 给出了瑞安建筑机械厂生产的锤头的主要技术

表 5-1　　DZ 系列振动打桩锤主要技术参数

项　　目	DZ11	DZ22	DZ30	DZ40		DZ45	DZ55	DZ60	
电机功率（kW）	11	22	30	40		45	55	60	
偏心轴转速（r/min）	1150	950	1050	900	1150	1150	900	900	1150
偏心力矩（N·m）	50	140	150	250	180	196	310	300	230
激振力（kN）	74	140	185	230	260	290	280	276	345
空载振幅（mm）	5.0	8.0	7.5	10.4	7.5	9.0	9.5	9.5	7.2
允许拔桩力（kN）	60	120	120	120		150	150	150	
允许加压力（kN）	60	80	80	120		120	120	120	
重量（kg）	630	2550	2920	3380		3100	4800	4840	

续表

项　　目	DZ11	DZ22	DZ30	DZ40	DZ45	DZ55	DZ60
电源(100m 内)(kVA)	50	75	100	125	150	175	175
外形尺寸 (mm)	720 ×300 ×1530	1015 ×1302 ×1760	1053 ×1357 ×1841	1091 ×1450 ×1975	1500 ×1120 ×1960	1240 ×1580 ×1975	1240 ×1580 ×2140

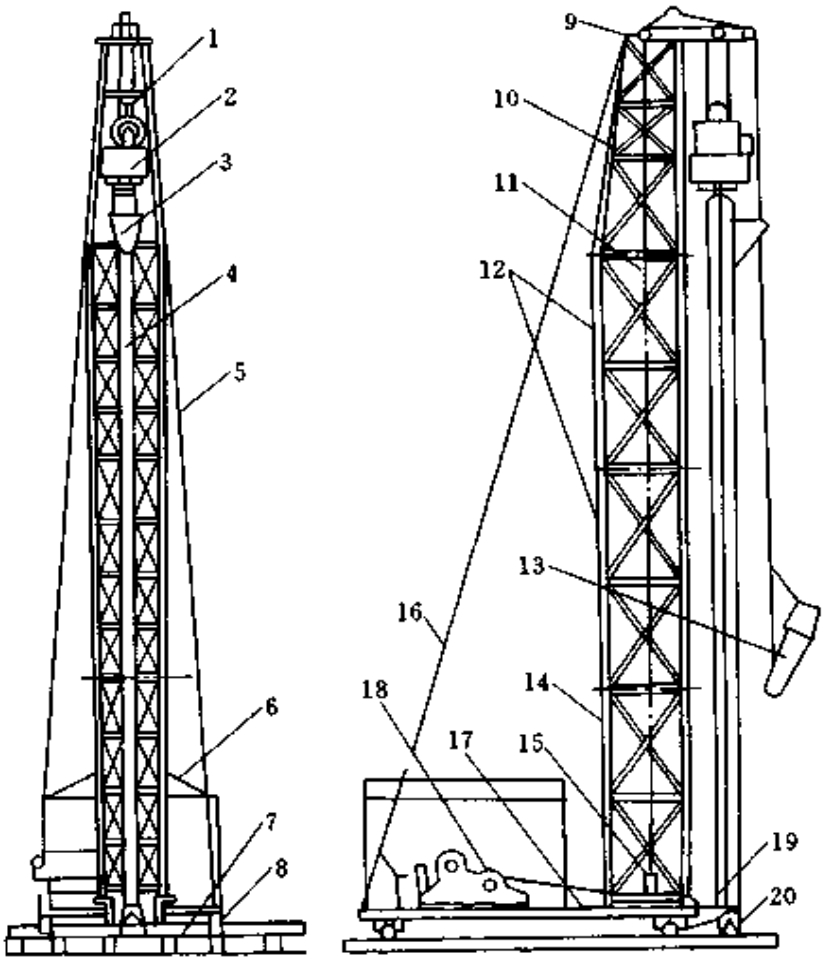


图 5-1　振动沉管机示意图

(a) 正面；(b) 侧面

1—滑轮组；2—振动锤；3—漏斗口；4—桩管；5—前拉索；6—遮棚；7—滚筒；8—枕木；9—架顶；10—架身顶段；11—钢丝绳；12—架身中段；13—吊斗；14—架身下段；15—导向滑轮；16—后拉索；17—架底；18—卷扬机；19—加压滑轮；20—活瓣桩尖

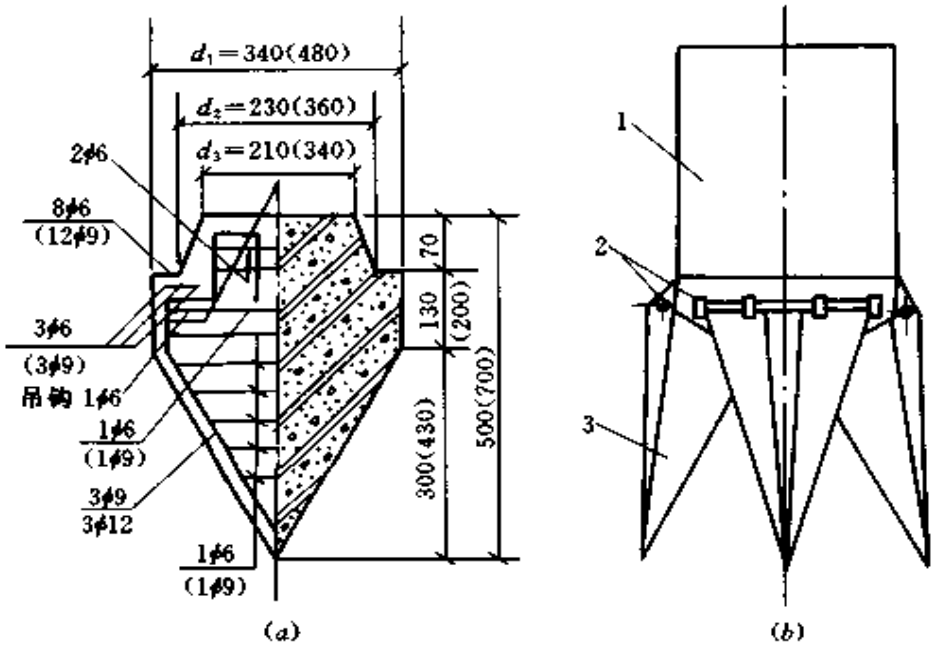


图 5-2　桩尖示意图

(*a*) 混凝土桩尖；(*b*) 活瓣桩尖

1—桩管；2—锁轴；3—活瓣

表 5-2　　DZKS、DZJ 系列振动锤主要技术参数

项　　目	DZ45KS	DZ60KS	DZJ37	DZJ60
电机功率（kW）	22×2	30×2	37	60
偏心轴转速（r/min）	1100	1100	920	900
静偏心力矩（N·m）	200	270	0～278	0～500
激振力（kN）	271	360	0～252	0～453
空载振幅（mm）	8.1	7.6	0～10	0～12
允许拔桩力（kN）	130	200	120	200
允许加压力（kN）	100	120	90	100
重量（kg）	3684	4512	3660	5100
电源（100m 内）（kVA）	150	175	125	175
外形尺寸（mm）	1900×1240×1745	2054×1250×1850	1466×1149×1936	1500×1250×2100

表 5-3　　普通型振动打桩锤主要技术参数

项目		型号												
		DZ90 VM_2—5000E Ⅰ			DZ120 KM_6—6000E	DZ120 VM_2—7000E		DZ150 VM_4—10000A Ⅰ			DZ90 KM_2—1200M Ⅱ	DZ120 KM_2—17000A Ⅱ	DZ150 VM_2—25000A Ⅱ		
		参数													
电机功率(kW)		90			120	120		150			90	120	150		
偏心力矩(N·m)		300	400	500	600	600	710	600	800	1000	1200	1700	1500	2000	2500
激振力(kN))		405	541	677	669	644	763	812	1082	1354	452	596	645	860	1075
偏心轴转速(r/min)		1100			1000	980		1100			580	560	620		
空载振幅(mm)		5.4	7.2	9.0	7.1	8.6	10.1	8.0	10.6	13.3	21.8	26.2	17.6	23.5	29.4
许用拔桩力(kN)		300			400	350		500			300	400	500		
桩锤重量(kg)		5764			8820	6900		9340			6500	8500	10250		
导向中心距(mm)		330													
外形尺寸(mm)	高 H	2686			3211	2803		6600			5669	5535	5417		
	长 L	1523			2350	1720		1370			1160	1468	1722		
	宽 B	1413			1150	1130		1320			1199	1296	1425		

指标。其中 DZ 系列为普通锤头；DZKS 系列又名中空锤，除具有普通 DZ 系列的功能外，中间有 ϕ500mm 的通孔，可以配合重锤或内夯管进行夯扩桩施工；DZJ 系列可通过液压遥控调整偏心力矩，可在运转条件下，实现偏心力矩的调整。

表 5-3 是兰州通用机械总厂生产的低噪音振动锤头的技术指标。

二、施工程序

1. 施工准备

施工前应具备下列资料和条件：

(1) 建筑物场地工程地质勘察报告。

(2) CFG 桩布桩图。图应注明桩位编号以及设计说明和施工说明。

(3) 建筑场地邻近的高压电缆、电话线、地下管线、地下构筑物及障碍物等调查资料。

(4) 建筑物场地的水准控制点和建筑物位置控制坐标等资料。

(5) 具备“三通一平”条件。

施工技术措施包括以下内容：

(1) 确定施工机具和配套设备。

(2) 材料供应计划。标明所用材料的规格、技术要求和数量。

(3) 试成孔应不少于两个，以复核地质资料以及设备、工艺是否适宜，核定选用的技术参数。

(4) 按施工平面图放好桩位，若采用钢筋混凝土预制桩尖，需埋入地表以下 30cm 左右；

(5) 确定施打顺序。

(6) 复核测量基线、水准点及桩位、CFG 桩的轴线定位点，检查施工场地所设的水准点是否会受施工影响。

(7) 振动沉管机沉管表面应有明显的进尺标记，并以米为单位。

2. CFG 桩施工

(1) 桩机进入现场，根据设计桩长、沉管入土深度确定机架

高度和沉管长度，并进行设备组装。

（2）桩机就位，调整沉管与地面垂直，确保垂直度偏差不大于1%。

（3）启动马达，沉管到预定标高，停机。

（4）沉管过程中做好记录，每沉1m记录电流表上的电流一次。并对土层变化处予以说明。

（5）停机后立即向管内投料，直到混合料与进料口齐平。混合料按设计配比经搅拌机加水拌和，拌和时间不得少于1min，如粉煤灰用量较多，搅拌时间还要适当放长。加水量按坍落度3～5cm控制，成桩后浮浆厚度以不超过20cm为宜。

（6）启动马达，留振5～10s，开始拔管，拔管速率一般为1.2～1.5m/min（拔管速度为线速度，不是平均速度），如遇淤泥或淤泥质土，拔管速率还应放慢。拔管过程中不允许反插。如上料不足，须在拔管过程中空中投料，以保证成桩后桩顶标高达到设计要求。成桩后桩顶标高应考虑计入保护桩长。

（7）沉管拔出地面，确认成桩符合设计要求后，用粒状材料或湿粘性土封顶。然后移机进行下一根桩的施工。

（8）施工过程中，抽样做混合料试块，一般一个台班做一组（3块），试块尺寸为15cm×15cm×15cm，并测定28天抗压强度。

三、施工中常见的几个问题

1. 施工扰动土的强度降低

振动沉管成桩工艺与土的性质具有密切关系。就挤密性而言，可将地基土分为三大类：其一为挤密性好的土，如松散填土、粉土、砂土等；其二为可挤密性土，如塑性指数不大的松散的粉质粘土和非饱和粘性土；其三为不可挤密土，如塑性指数高的饱和软粘土和淤泥质土。

需要着重指出的是，土的密实度对土的挤密性影响很大。我们知道，密实的砂土或粉土会振松；松散的砂土或粉土可振密。因此讨论土的挤密性时，一定要考虑加固前土的密实度。

例如，盘锦地区某工程，地基土为粉质粘土，天然地基承载

力为 200kPa，勘察部门误认为只有 120kPa，设计要求 180kPa，采用挤密碎石桩加固方案，选用振动沉管打桩机施工，施工后地表隆起 30～50cm，做复合地基静载试验，发现承载力只有 150kPa。为考察加固效果，在拟建场地之外补做了 6 台天然地基静载试验，证实天然地基承载力为 205kPa（6 台试验平均值）。也就是说采用振动沉管成桩工艺，对密实度较高的土，振动使土的结构强度破坏、密度减小，承载力反而下降了 25%。

2. 缩颈和断桩

在饱和软土中成桩，桩机的振动力较小，当采用连打作业时，新打桩对已打桩的作用主要表现为挤压，即使得已打桩被挤成椭圆形或不规则形，严重的产生缩颈和断桩。

在上部有较硬的土层或中间夹有硬土层的土中成桩，桩机的振动力较大，对已打桩的影响主要为振动破坏。采用隔桩跳打工艺，若已打桩结硬强度又不太高，在中间补打新桩时，已打桩有时被振裂，且裂缝一般与水平成 0°～30°角。

3. 桩体强度不均匀

桩机卷扬系统提升沉管线速度太快时，为控制平均速度，一般采用提升一段距离，停下留振一段时间，非留振时，速度太快可能导致缩颈断桩。拔管太慢或留振时间过长，都会使得桩的端部桩体水泥含量较少，桩顶浮浆过多，而且混合料也容易产生离析，造成桩身强度不均匀。

4. 桩料与土的混合

当采用活瓣桩靴成桩时，可能出现的问题是桩靴开口打开的宽度不够，混合料下落不充分，造成桩端与土接触不密实或桩端一段桩径较小。

若采用反插办法，由于桩管垂直度很难保证，反插容易使土与桩体材料混合，导致桩身掺土等缺陷。

四、施工工艺研究成果

1. 拔管速率

试验表明，拔管速率太快将造成桩径偏小或缩颈断桩。在南

京浦镇车辆厂工地做了三种拔管速率的试验。

其一为 1.2m/min，成桩投料量为 1.8m³，成桩后挖开，测得桩径为 38cm（沉管为 ϕ377 管）。

其二为 2.5m/min，投入管内料亦为 1.8m³，沉管拔出地面后，有大约 0.2m³ 的混合料被带到地表。开挖后测得桩径为 36cm。

其三为 0.8m/min，成桩后发现桩顶浮浆较多。

在蓟县电厂曾做了较长时间留振试验，拔管速率也很慢（0.8m/min），开挖至桩端发现，桩端石子没能被水泥浆包住，强度较低。大量工程实践得出的结论是，拔管速率为 1.2～1.5 m/min是适宜的。

应该指出，这里说的拔管速率不是指平均速度。除启动后留振 5～10s 之外，拔管过程中不再留振，也不得反插。

国产振动沉管机拔管速率都较快，可以通过增加卷扬系统中滑轮组的动滑轮数量来改变拔管速度。也可通过电动机—变速箱系统来实现。

2. 合理桩距

桩距的合理性在于桩、桩间土承载力能否很好地发挥，施工时新打桩对已打桩是否产生不良影响，经济上是否合理。

试验表明，其它条件相同时，桩距越小，复合地基承载力越大；当桩距小于 4 倍桩径后，随桩距的减少，复合地基承载力的增长率明显下降。从桩、土作用的发挥考虑，以桩距大于 4 倍桩径为宜。

施工过程中，无论是振动沉管还是振动拔管，都将对周围土体产生扰动或挤密，振动的影响与土的性质密切相关，挤密效果好的土，施工时振动可使土体密度增加，场地发生下沉；不可挤密的土则要发生地表隆起，桩距越小，隆起量越大，以至于使已打的桩产生缩颈或断桩。桩距越大，施工质量越容易控制。但应针对不同的土性，分别加以考虑。

基础型式也是值得注意的一个因素，对一般单、双排布桩的条形基础，或面积不大而桩数不多的独立基础，桩距可适当取小

一些；对满堂布桩而面积大的筏基、箱基以及多排布桩的条基，桩距应适当放大。

此外，地下水位高、土的渗透性差或土体密度大时，桩距也应用的大一些。

表 5-4 为振动沉管机施工的桩距选用表，可供设计参考。

表 5-4　　桩 距 选 用 表

土性 / 布桩形式	挤密性好的土：如砂土、粉土、松散填土等	可挤密性土：如粉质粘土、非饱和粘性土等	不可挤密性土：如饱和粘土、淤泥质土等
单、双排布桩的条基	(3～5) d	(3.5～5) d	(4～5) d
含 9 根桩以下的独立基础	(3～5) d	(3.5～5) d	(4～5) d
满堂布桩	(4～5) d	(4～5) d	(4.5～6) d

当设计要求的承载力较高、桩距过大，不能满足承载力要求而必须缩小桩距时，可考虑采用螺旋钻孔机预钻孔的措施。引孔直径一般要小于沉管的外径，并视桩距和土性而定。

3. 施打顺序

在设计桩的施打顺序时，主要考虑新打桩对已打桩的影响。

施打顺序大体可分为两种类型，一是连续施打，如图 5-3 (a) 所示，从 1 号桩开始，依次 2 号、3 号……，连续打下去；二是间隔跳打，可以隔一根桩，也可隔多个桩打。如图 5-3 (b) 所示，先打 1、3、5……，后打 2、4、6……。

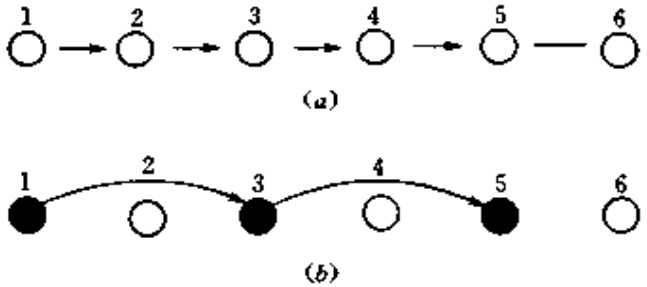


图 5-3　桩的施打顺序示意图

连续施打可能给桩造成的缺陷是桩被挤扁或缩颈。如果桩距不太小，混合料尚未初凝，连打一般较少会发生桩完全断开的情况。

隔桩跳打，先打桩的桩径较少发生缩小或缩颈现象。但土质较硬时，在已打桩中间补打新桩时，已打的桩可能发生被振裂或振断。

施打顺序与土性和桩距有关，在软土中，桩距较大，可采用隔桩跳打；在饱和的松散粉土中施工，如果桩距较小，不宜采用隔桩跳打方案。因为松散粉土振密效果较好，先打桩施工完后，土体密度会有明显增加，而且打的桩越多，土的密度越大，桩越难打。在补打新桩时，一是加大了沉管的难度，二是非常容易造成已打的桩成为断桩。

对满堂布桩，无论桩距大小，均不宜从四周转圈向内推进施工。因为这样限制了桩间土向外的侧向变形，容易造成大面积土体隆起，断桩的可能性增大。可采用从中心向外推进的方案，或从一边向另一边推进的方案。

对满堂布桩，无论如何设计施打顺序，总会遇到新打桩的振动对已结硬的已打桩的影响，桩距偏小或夹有比较坚硬的土层时，亦可采用螺旋钻机预引孔的措施，以减少沉、拔管时对桩的振动力。

4. 混合料坍落度

大量工程实践表明，混合料坍落度过大，桩顶浮浆过多，桩体强度也会降低。坍落度控制在 3～5cm，和易性很好，当拔管速率为 1.2～1.5m/min 时，一般桩顶浮浆可控制在 10cm 左右，成桩质量容易保证。

5. 保护桩长

所谓保护桩长是指成桩时预先设定加长的一段桩长，基础施工时将其凿掉。

保护桩长是基于以下几个因素而设置的：

(1) 成桩时桩顶不可能正好与设计标高完全一致，一般要高

出桩顶设计标高一段长度。

(2)桩顶一段由于混合料自重压力较小或由于浮浆的影响，靠桩顶一段桩体强度较差。

(3) 已打桩尚未结硬时，施打新桩可能导致已打桩受振动挤压，混合料上涌使桩径缩小。如果已打桩混合料表面低于地表较多，则桩径被挤小的可能性更大，增大混合料表面的高度即增加了自重压力，可使抵抗周围土挤压的能力提高，特别是基础埋深很大时，空孔太长，桩径很难保证。

综上所述，保护桩长必须设置，并建议遵照如下原则：

(1) 设计桩顶标高离地表的距离不大时（不大于 1.5m），保护桩长可取 50～70cm，上部再用土封顶；

(2) 桩顶标高离地表的距离较大时，可设置 70～100cm 的保护桩长，上部再用粒状材料封顶，直到接近地表。

五、施工质量控制措施

1. 施工前的工艺试验

施工前的工艺试验，主要是考查设计的施打顺序和桩距能否保证桩身质量。

工艺试验也可结合工程桩施工进行，并需做如下两种观测：

(1) 新打桩对未结硬的已打桩的影响。在已打桩桩顶表面埋设标杆，在施打新桩时量测已打桩桩顶的上升量，以估算桩径缩小的数值，待已打桩结硬后，开挖检查其桩身质量并量测桩径。

(2) 新打桩对结硬的已打桩的影响。在已打桩尚未结硬时，将标杆埋置在桩顶部的混合料中，待桩体结硬后，观测打新桩时已打桩桩顶的位移情况。

对挤密效果好的土，比如饱和松散的粉土，打桩振动会引起地表的下沉，桩顶一般不会上升，断桩可能性小，当发现桩顶向上的位移过大时，桩可能发生断开。若向上的位移不超过 1cm，断桩的可能性很小。

2. 施工监测

信息施工能及时发现施工过程中的问题，可以使施工管理人

员有根据地进行决策，对保证施工质量是至关重要的。

施工过程中，特别是施工初期应做如下的一些观测：

（1）施工场地标高观测。施工前要测量场地的标高，注意测点应有足够的数量和代表性。打桩过程中随时测量地面是否发生隆起，因为断桩常常和地表隆起相联系。

（2）桩顶标高的观测。施工过程中要注意已打桩桩顶标高的变化，特别要注意观测桩距最小部位的桩。

（3）对桩顶上升量较大的桩或怀疑发生质量事故的桩要开挖查看。

3. 逐桩静压

对重要工程或通过施工监测发现桩顶上升量较大，且桩的数量较多时，可采用逐个桩快速静压，以消除可能出现的断桩对复合地基承载力造成的不良影响。这一技术在沿海一带被广泛采用，当地称之为“跑桩”。

静压桩机就是用打桩的沉管机，在沉管机桩架上配适量压重，配重的大小按可施于桩的压力不小于 1.2 倍桩的设计荷载为准，当桩身达到一定强度后即可进行逐桩静压，每个桩的静压时间一般为 3min。

静压桩的目的在于将可能发生已脱开的断桩接起来，使之能正常传递垂直荷载。这一技术对保证复合地基桩能正常工作和发现桩的施工质量问题是很有意义的。

当然不是所有的工程都必须逐桩静压，通过严格的施工监测和施工质量控制，施工质量确有保证的，可以不进行逐桩静压。

此外，静压荷重不一定都用 1.2 倍桩承载力，要视具体情况而定，中国建筑科学研究院地基所采用小吨位“跑桩”也很成功。

4. 静压振拔技术

所谓静压振拔就是沉管时不启动马达，借助桩机自身的重量，将沉管沉至预定标高。填满料后再启动马达振动拔管。

对饱和软土，特别是塑性指数较高的软土，振动将引起土体孔隙水压力的上升，土的强度降低。振动历时越长，对土和已打

桩的不利影响越严重。在软土地区施工时，采用静压振拔技术对保证施工质量是有益的。

第三节　长螺旋钻管内泵压 CFG 桩施工工艺

一、施工设备及施工程序简介

（一）施工设备

长螺旋钻管内泵压 CFG 桩施工工艺是由长螺旋钻机、混凝土泵和强制式混凝土搅拌机组成的完整的施工体系（见图 5-4）。其中长螺旋钻机是该工艺设备的核心部分，图 5-5 是螺旋钻机示意图。目前长螺旋钻机根据其成孔深度分为 12、16、18、24m 和 30m 等机型，施工前应根据设计桩长确定施工所采用的设备。

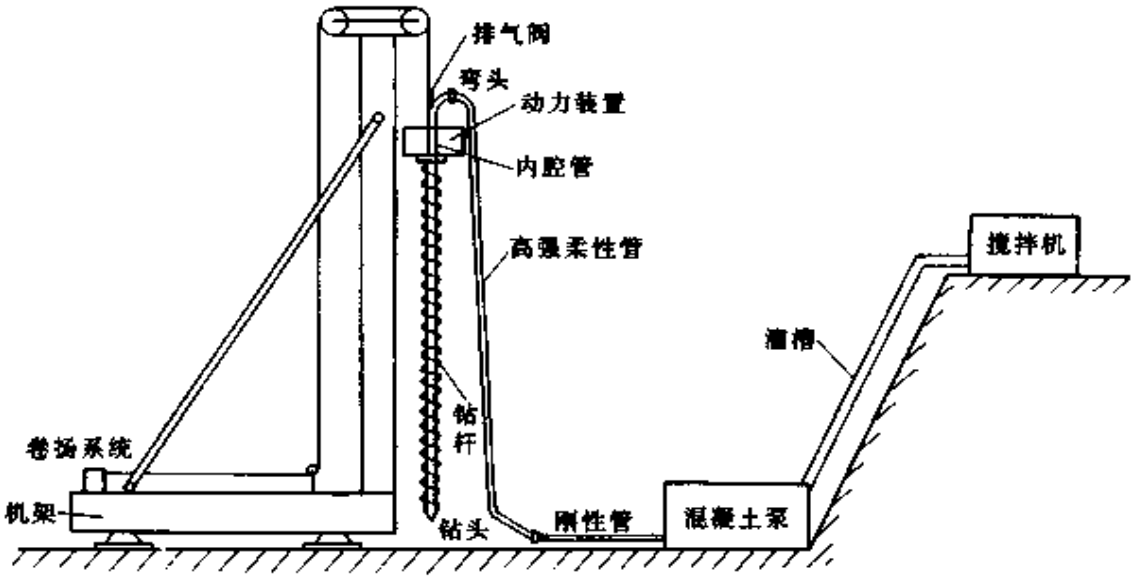


图 5-4　长螺旋钻管内泵压 CFG 桩施工工艺流程图

现将长螺旋钻机的核心部件和关键技术介绍如下。

1. 钻头

钻头在成孔过程中具有如下作用：钻头设计有单向阀门，成孔时钻头具有一般螺旋钻头的钻进功能，钻进过程中单向阀门封闭，水和土不能进入钻杆内，钻至预定标高提钻时，钻头阀门打开，钻杆内的混合料能顺利通过钻头上的阀门流出。钻头的关键

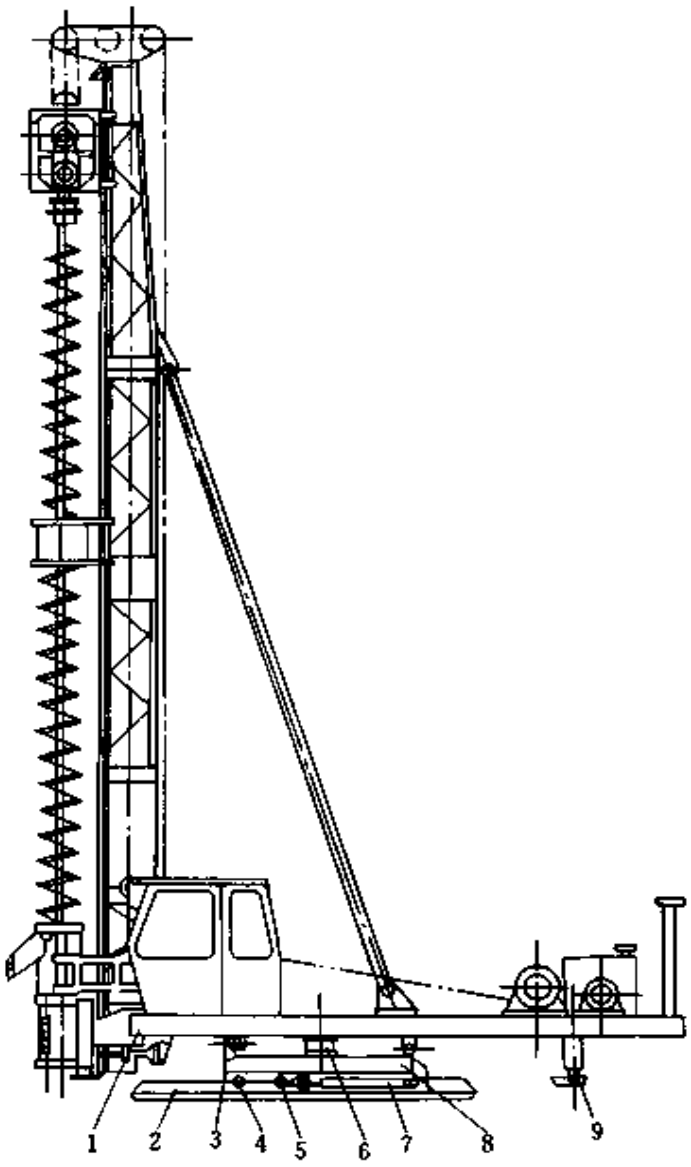


图 5-5　步履式长螺旋钻机示意图

1—上盘；2—下盘；3—回转滚轮；4—行走滚轮；
5—钢丝滑轮；6—回转中心轴；7—行走油缸；
8—中盘；9—支腿

技术是：①钻头的合理的叶片角度和设置靶齿，可增进钻头的吃土能力，提高钻进速度；②钻头单向阀门的形式和密封性。

2. 弯头

弯头是连接钻杆与高强柔性管的重要部件，当泵送混合料时，弯头的曲率半径和与钻杆的联接形式，对混合料正常输送起着至关重要的作用。

如图 5-6 所示，若弯头设计成具有较长的水平段，施工时随着时间的延续，在弯头水平段混合料逐渐沉积，形成流线型沉积块体，时间一久将导致弯头断面减小并经常发生堵管。

若弯头与钻杆垂直联接，也将发生混合料堵塞，不能正常施工。

弯头的关键技术是确定弯头的合理曲率半径和与钻杆的连接方式。

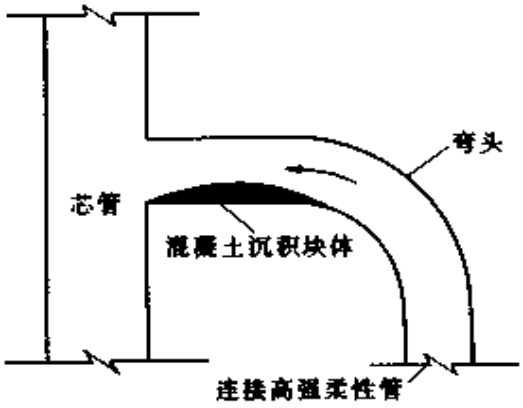


图 5-6　不合理的弯头与芯管连接示意图

3. 排气阀

在施工中，当混合料从弯头进入钻杆内时，钻杆内的空气需要排出，否则混合料积存大量空气将造成桩身不完整。当混合料充满钻杆芯管时，混合料将排气阀的浮子顶起，浮子将排气孔封闭。此时泵的压力可在混合料连续体内传至钻头处，提钻时混合料在一定压力下形成桩体。

排气阀的主要功能是：钻杆进料时阀门处于常开状态，使钻杆内空气排出；当混合料充满钻杆芯管时排气阀关闭，保证混合料在一定压力下流出钻头，形成桩体。

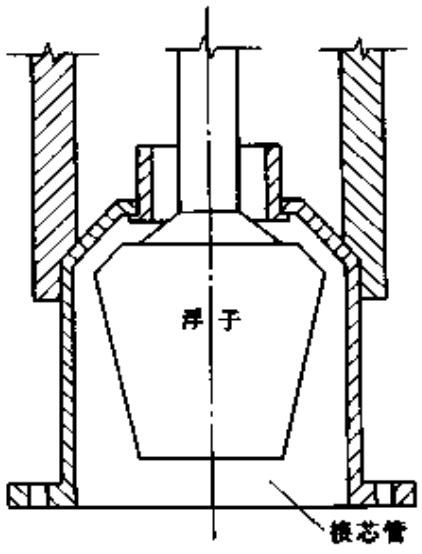


图 5-7　排气阀示意图

与长螺旋钻机配套的混凝土泵目前多采用活塞式，分配阀采用较多的是斜置式闸板阀和 S 形管阀，施工中需根据设计桩径和提拔速度合理地选择混凝土泵的泵送量，HBT30A、HBT40、HBT50 或 HBT60 等型号的泵在工程中均可使用。

与长螺旋钻机配套的混凝土搅拌机采用 2 台 0.5m^3 的强制式搅拌机，强制式搅拌机要求采用双涡轴式，从施工情况来看，2 台搅拌机供料，能够保证

钻机在成桩过程连续拔管。

（二）施工程序

当设备、材料和人员进场后，需按图 5-8 的程序进行一系列准备工作。在这些准备工作完成后进入 CFG 桩施工阶段。长螺旋钻管内泵压 CFG 桩复合地基施工流程见图 5-9。

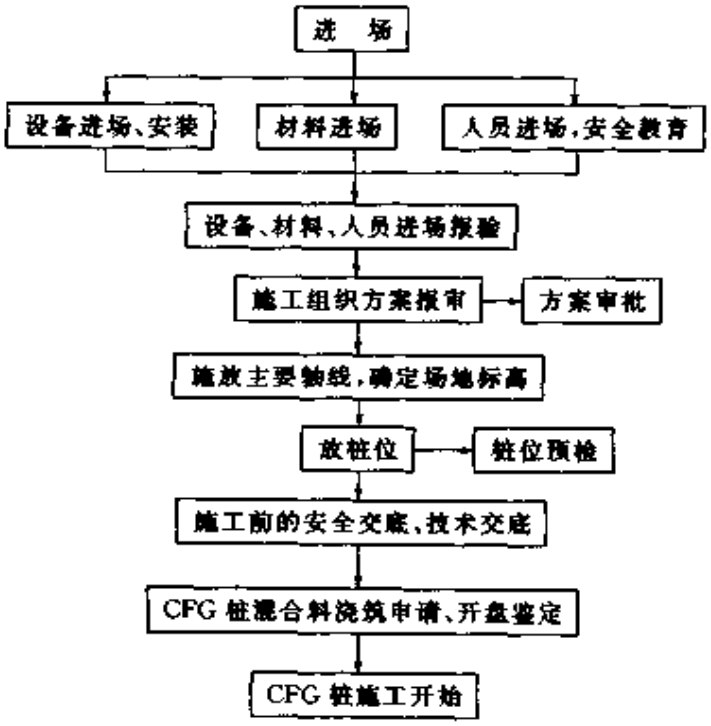


图 5-8 CFG 桩施工前的主要程序

二、施工准备

（一）材料

CFG 桩原材料包括砂、石、水泥、粉煤灰和外加剂，在进场前需确定原材料的种类、品质，并将原材料送至实验室进行化验和做混合料配合比试验。

水泥：施工中多用袋装 425 号普通硅酸盐水泥；

卵石或碎石：粒径多采用 8～25mm；

砂：含泥量小于 5%；

粉煤灰：多用袋装Ⅰ级、Ⅱ级粉煤灰；

泵送剂。

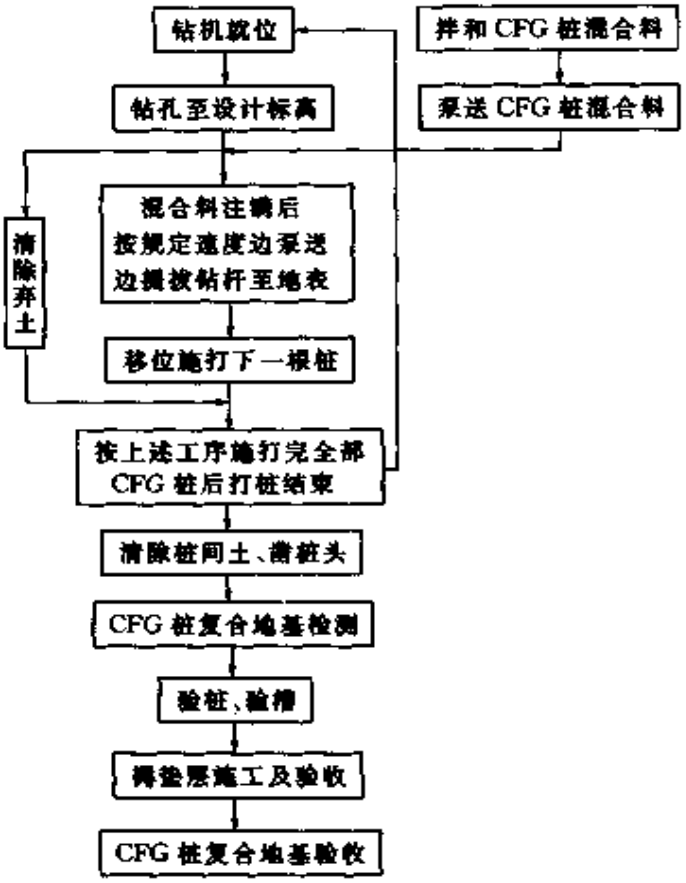


图 5-9　长螺旋钻管内泵压 CFG 桩
复合地基施工流程图

（二）施工现场

施工前场地的降水、开挖、水、电等需满足 CFG 桩施工要求。

1. 降水

CFG 桩施工要求地下水位应降至基底标高下 0.5～1.0m，确定降水深度时还应考虑电梯井、集水坑等的深度。

2. 基坑开挖

当 CFG 桩在基坑内施工时，基坑开挖需满足下列要求：

(1) 开挖深度：

开挖深度应根据基底设计标高和保护土层厚度确定。当保护土层厚度为 50cm、褥垫层厚度为 15cm 时，开挖标高为素混凝土垫层底标高以上 35cm；依此类推。开挖时，要求工作面平整，严禁超挖。

（2）开挖范围：

开挖范围需考虑CFG桩边桩和角桩施工时的工作面，工作面的确定取决于机身尺寸和工作特性。根据目前国产的长螺旋钻机情况，考虑施工时的工作面，基底开挖的平面尺寸以建筑物的底板外缘为基准向四周均扩出1.0m。另外，还需根据场地料场和搅拌机的布置情况，在基坑内预留出混凝土泵的位置。

（3）坡道：

为方便施工机械进出坑底作业面，需在基坑适当位置开挖一坡道。坡道宽度、弯度和坡度需保证施工机械顺利进出基坑。坡道表面需做适当硬化处理。

3. 施工道路及料场

通往坡道、料场的道路及料场的表面需做适当硬化，保证施工时道路平整、通畅。

4. 施工用水、电

施工时需保证混合料搅拌的用水量，要求所用的水对CFG桩混合料没有腐蚀性。

施工用电根据施工工艺所采用的设备用电的总容量确定，目前国产设备每台用电量多在200kW左右。

5. 施放桩位

在CFG桩施工前应根据设计图纸，确定建筑物的控制轴线，并将CFG桩的准确位置施放到CFG桩作业面上。施放的桩位应明显、易找、不易被破坏，如有些工地采用有一定直径和深度的白灰点来表示桩位。

（三）施工资料

施工前应准备下列资料：

（1）工程地质勘察报告。

（2）建筑物场地邻近的高压电缆、地下管线、地下障碍物及构筑物等调查资料。

（3）地基处理方案。

（4）施工组织方案。

(5) CFG 桩复合地基施工图。

(6) 施工中各种记录、报审、报验表格。

三、CFG 桩施工

(一) 钻机就位

CFG 桩施工时，钻机就位后，应用钻机塔身的前后和左右的垂直标杆检查塔身导杆，校正位置，使钻杆垂直对准桩位中心，确保 CFG 桩垂直度容许偏差不大于 1%。

(二) 混合料搅拌

混合料搅拌要求按配合比进行配料，计量要求准确，上料顺序为：先装碎石或卵石，再加水泥、粉煤灰和外加剂，最后加砂，使水泥、粉煤灰和外加剂夹在砂、石之间，不易飞扬和粘附在筒壁上，也易于搅拌均匀。每盘料搅拌时间不应小于 60s。混合料塌落度控制在 16～20cm。在泵送前混凝土泵料斗、搅拌机搅拌筒应备好熟料。

(三) 钻进成孔

钻孔开始时，关闭钻头阀门，向下移动钻杆至钻头触及地面时，启动马达钻进。一般应先慢后快，这样既能减少钻杆摇晃，又容易检查钻孔的偏差，以便及时纠正。在成孔过程中，如发现钻杆摇晃或难钻时，应放慢进尺，否则较易导致桩孔偏斜、位移，甚至使钻杆、钻具损坏。钻进的深度取决于设计桩长，当钻头到达设计桩长预定标高时，于动力头底面停留位置相应的钻机塔身处作醒目标记，作为施工时控制桩长的依据。正式施工时，当动力头底面到达标记处桩长即满足设计要求。施工时还需考虑施工工作面的标高差异，作相应增减。

在钻进过程中，当遇到圆砾层或卵石层时，会发现进尺明显变慢、机架出现轻微晃动。在有些工程，可根据这些特征来判定钻杆进入圆砾层或卵石层的深度。

(四) 灌注及拔管

CFG 桩成孔到设计标高后，停止钻进，开始泵送混合料，当钻杆芯管充满混合料后开始拔管，严禁先提管后泵料。成桩的提

拔速度宜控制在 2～3m/min，成桩过程宜连续进行，应避免因后台供料慢而导致停机待料。若施工中因其它原因不能连续灌注，须根据勘察报告和已掌握的施工场地的土质情况，避开饱和砂土、粉土层，不得在这些土层内停机。灌注成桩完成后，用水泥袋盖好桩头，进行保护。施工中每根桩的投料量不得少于设计灌注量。

（五）移机

当上一根桩施工完毕后，钻机移位，进行下一根桩的施工。施工时由于 CFG 桩排出的土较多，经常将临近的桩位覆盖，有时还会因钻机支撑时支撑脚压在桩位旁使原标定的桩位发生移动。因此，下一根桩施工时，还应根据轴线或周围桩的位置对需施工的桩位进行复核，保证桩位准确。

四、CFG 桩施工中常见的问题及质量控制措施

（一）堵管

堵管是长螺旋钻管内泵压 CFG 桩成桩工艺常遇到的主要问题之一。它直接影响 CFG 桩的施工效率，增加工人劳动强度，还会造成材料浪费。特别是故障排除不畅时，使已搅拌的 CFG 桩混合料失水或结硬，增加了再次堵管的几率，给施工带来很多困难。

产生堵管有如下几种原因。

1. 混合料配合比不合理

当混合料中的细骨料和粉煤灰用量较少时，混合料和易性不好，常发生堵管。因此混合料配合比要注意这两种材料的掺入量，特别是注意粉煤灰掺量宜控制在 60～80kg/m^3。

2. 混合料搅拌质量有缺陷

在 CFG 桩施工过程中，混合料由混凝土泵通过刚性管、高强柔性管、弯头达到钻杆芯管内。混合料在管线内是以圆柱体形状，借助水和水泥砂浆润滑层与管壁分离后通过管线的。因此所设计和搅拌的混合料必须确保混合料圆柱体能顺利通过刚性管、高强柔性管、弯管和变径管而到达钻杆芯管内。

坍落度太大的混合料，易产生泌水、离析，在管线内水浮到上面，在泵压的作用下，水先流动，骨料与砂浆分离，摩擦力剧

增，从而导致堵管。

坍落度太小，混合料在输送管内流动性差，也容易造成堵管。

施工时坍落度宜控制在 16～20cm，若混合料可泵性差，可适量掺入泵送剂。

搅拌好的混合料通过溜槽注入到混凝土泵储料斗时，需经一定尺寸的过滤栅；有时过滤栅不起作用，可能将混入到粗骨料中的大块石或片石漏入混凝土泵储料斗，泵送混合料时，大块石或片石可能在管线内或动力头内腔管处堵塞，造成堵管。

3. 设备缺陷

弯头是连接钻杆与高强柔性管的重要部件，当泵送混合料时，弯头曲率半径以及弯头与钻杆的连接形式，对混合料的正常输送起着至关重要的作用。若弯头的曲率半径不合理，会发生堵管；弯头与钻杆垂直连接，也将发生堵管。正确的连接方式如图 5-10 所示。

混合料输送管无论是刚性管还是高强柔性管，若施工结束后清洗不彻底，管内会产生混合料结硬块体，会妨碍润滑砂浆流动，以至造成堵管。

此外，管接头不牢固，垫圈破损，也会导致水泥砂浆流失，造成堵管。

有些生产厂家的钻机，钻头设计不合理，密封不严，在具有承压水的粉细砂中成桩时，承压水带着砂通过钻头间隙进入钻杆芯管。有时形成长达 50cm 的砂塞，当泵入混合料后，砂塞堵住了钻头阀门，混合料无法下落，造成堵管。

在高水头下，钻头阀门进水，泵入混合料后，使混合料离析，在钻头阀门处形成碎石散体，堵塞阀门，也无法保证混合料从阀门处下落。

4. 冬施措施不当

冬季施工时，混合料输送管及弯头均需做防冻保护，一旦保温效果不好，常在输送管和弯头处造成混合料结冻，造成堵管。

冬施经常采用加热水的办法来提高混合料的出口温度。通常

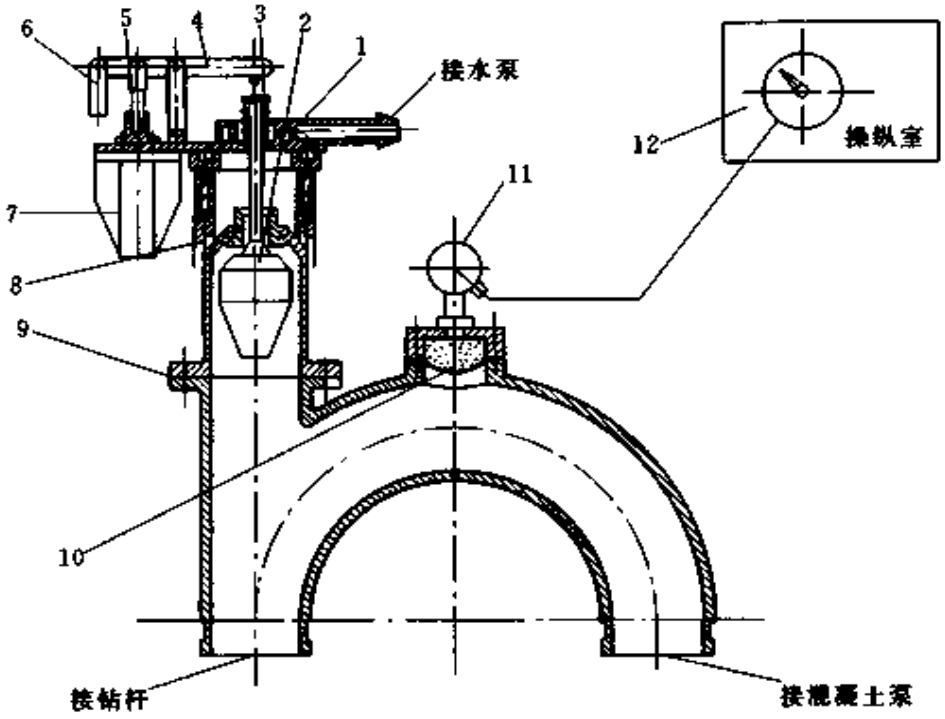


图 5-10 正确的弯头连接示意图

1—底座；2—浮子；3—弹簧；4—杠杆；5—顶杆；6—平衡重；7—电磁阀；8—阀座；9—弯夹；10—膜片；11—远传压力表；12—压力显示器

是直接用火加热储水箱，水温不能很好控制，一旦水温过高，如超过 60℃以上，搅拌混合料时，会使混合料早凝，也产生堵管。

5. 施工操作不当

钻杆进入土层预定标高后，开始泵送混合料，管内空气从排气阀排出，待钻杆芯管及输送管充满混合料、介质是连续体后，应及时提钻，保证混合料在一定压力下灌注成桩。若注满混合料后不及时提钻，混凝土泵一直泵送，在泵送压力下会使钻头处的水泥浆液挤出，同样可使钻头阀门处产生无水泥浆的干硬少浆的混合料塞体，使管线堵塞，混合料不能下落。

（二）塌孔

在饱和粉土、粉细砂层中施工常遇到这种情况，打完 1 号桩后，接着打相邻的 2 号桩时，随着钻杆的钻进，发现已打完尚未结硬的 1 号桩桩顶突然下落，有时甚至达 2m 以上，当 2 号桩泵入

混合料时，能使1号桩下降的桩顶开始回升，泵入2号桩的混合料足够多时，1号桩桩顶恢复到原标高。工程中称这种现象叫窜孔。

实践表明，窜孔发生的条件为：

（1）被加固土层中有松散饱和粉土、粉细砂。

（2）钻杆钻进过程中叶片剪切作用对土体产生扰动。

（3）土体受剪切扰动能量的积累，足以使土体发生液化。

大量工程实例证实，当被加固土层中虽然有松散粉土、粉细砂，但没有地下水，施工未发现有窜孔现象；被加固土层有松散粉土、粉细砂且有地下水，但桩距很大，每根桩成桩时间很短，也很少发生窜孔；只是在桩距较小，桩的长度大，成桩时间长，成桩时一次移机施打周围桩数量过多时才发生窜孔。

鉴于此，工程中常用如下的方法防止窜孔：

（1）对有窜孔可能的被加固地基尽量采取大桩距的设计方案。增大桩距目的在于减少新打桩对已打桩的剪切扰动，避免不良影响。

（2）改进钻头，提高钻进速度。

（3）减少在窜孔区域打桩推进排数，如将一次打4排改为2排或1排。尽快离开已打桩，减少对已打桩扰动能量的积累。

（4）必要时采用隔桩、隔排跳打方案，但跳打要求及时清除成桩时排出的弃土，否则会影响施工进度。

发生窜孔后一般采取如下方法处理：

当提钻灌注混合料到发生窜孔土层时，停止提钻，连续泵送混合料直到窜孔桩混合料液面上升至原位为止。

对采用上述方法处理的窜孔桩，需通过低应变检测或静载试验进一步确定其桩身完整性和承载力是否受到影响，就作者在两个工程50余根桩的试验研究，低应变检测结果表明桩身完好，单桩静载试验检测承载力与其它桩相同，满足设计要求。

（三）钻头阀门打不开

施工过程中，发现有时钻孔到预定标高后，泵送混合料提钻时钻头阀门打不开，无法灌注成桩。

阀门打不开一般有两个原因：

（1）钻头构造缺陷，如当钻头阀门盖板采用内嵌式时，有可能有砂粒、小卵石等卡住，导致阀门无法开启。

（2）当桩端落在透水性好、水头高的砂土或卵石层中时，阀门外侧除了土侧向压力外，主要是水的侧压力（水侧压力系数为1）很大。阀门内侧的混合料侧压力小于阀门外的侧压力，致使阀门打不开。当钻杆提升到某一高度后，侧压力逐渐减小，管内混合料侧压力不变，当管内侧压力大于管外侧压力时，阀门打开，混合料突然下落。这种情况在施工中经常发生。阀门打不开多为这种情况。

对这一问题，可采用改进阀门的结构型式或调整桩长令桩端穿过砂土，进入粘性土层的措施，来避免这一情况发生。

（四）桩体上部存气

截桩头时，发现个别桩桩顶部存有空间不大的空心。主要是施工过程中，排气阀不能正常工作所致。

众所周知，空气无孔不入，钻杆成孔钻进时，管内充满空气，钻孔到预定标高开始泵混合料，此时要求排气阀工作正常能将管内空气排出。若排气阀被混合料浆液堵塞，不能正常工作，钻杆管内空气无法排出，就会导致桩体存气并形成空洞。

为杜绝桩体存气，必须保证排气阀正常工作。施工时要经常检查排气阀是否发生堵塞，若发生堵塞必须及时采取措施加以清洗。

（五）先提钻后泵料

有些施工单位施工时，当桩端达到设计标高后，为了便于打开阀门，泵送混合料前将钻杆提拔30cm，这样操作存在下列问题：①有可能使钻头上的土掉进桩孔；②当桩端为饱和的砂卵石层时，提拔30cm易使水迅速填充该空间，泵送混合料后，混合料不足以使水立即全部排走，这样桩端处的混合料可能存在浆液与骨料分开现象。这两种情况均会影响CFG桩的桩端承载力的发挥。某工程设计桩长为11.5～14.5m不等，桩端进入中砂或卵石层，且进

入深度不小于 40cm，施工操作采用提拔 30cm 再泵送混合料，从施工完毕后的单桩和单桩复合地基检测试验 Q—s 和 p—s 曲线（见图 5-11）可以看出，曲线存在明显的台阶，这主要是由于桩端处存有虚土或桩端混合料离析造成的端阻力减小，随着荷载的不断增加，桩端虚土或散体材料进一步被压实，端阻进一步发挥，承载力又进一步提高。

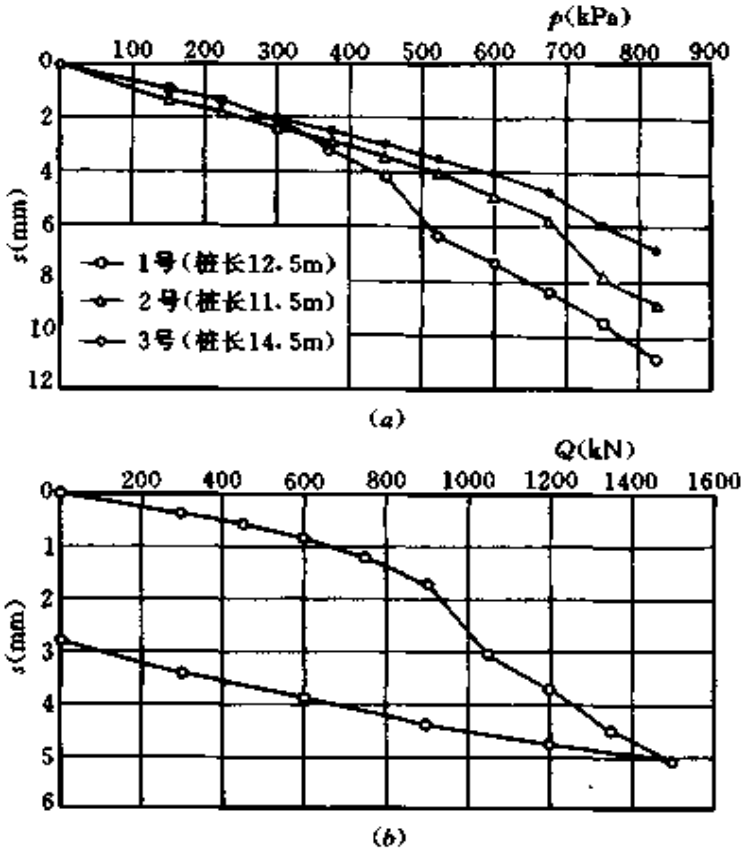


图 5-11　某工程复合地基和单桩载荷试验曲线

（a）CFG 桩复合地基 p—s 曲线；

（b）CFG 单桩 Q—s 曲线

第四节　清土及 CFG 桩桩头处理

一、弃土清运

CFG 桩施工工艺不同，其清土内容也不同。本节主要讲述长螺旋钻管内泵压 CFG 桩施工清土，对振动沉管 CFG 桩施工工艺

可参考其中的保护土层清运部分。

对长螺旋钻管内泵压 CFG 桩施工工艺，清土包括 CFG 桩钻孔弃土清运和保护土层清运两部分。在 CFG 桩施工中，由于采用排土成桩工艺，其排出的土量取决于桩长和桩间距。在施工中及时清运打桩弃土是保证 CFG 桩正常施工的一个重要环节，它可以减少施工中找桩位和设备就位的时间，提高工作效率。当场地土质在施工中存在窜孔可能时，及时清土便于施工监测，容易发现窜孔桩和采取措施；另外及时清运打桩弃土，场地内废弃的混合料强度较低，亦可减轻清运的难度。打桩弃土清运在很多工程采用人工清运，人工清运可防止对桩体和桩间土产生不良影响。

人工清运的方法有如下几种：

（1）人工将弃土装入小推车上，用升降机将弃土运至基坑上。

（2）人工将弃土装入大料斗，用吊车将弃土运至基坑上。

（3）人工或用 0.5m^3 的小挖掘机将弃土装入小运土车中，通过坡道运至基坑上。

对于 CFG 桩桩长较长、处理面积较大的楼座。由于采用人工清运效率较低，可采用机械和人工联合清运，但必须遵循如下原则：

（1）不可对设计桩顶标高以下的桩体造成损害。

（2）不可扰动桩间土。

（3）不可破坏工作面的未施工的桩位。

施工时可采用下述方法：

（1）CFG 桩施工完毕后在其混合料初凝后，人工将桩身保护桩长大部分挖除，或使其与桩身断开，一般留下 30cm 的保护桩长。

（2）采用挖掘机清运弃土，挖掘机进入处理范围内禁止在打桩工作面行走，行走时还必须用打桩弃土在打桩工作面再铺行走垫层，其垫层面到桩顶不得小于 1m。

（3）挖掘机工作时，须严格控制标高，防止挖断工程桩和扰动打桩工作面以下的保护土层。

（4）运土车辆禁止进入处理范围内，由挖掘机将场地弃土倒至基坑边后，再装入运土车运走。

打桩弃土清运完毕后，其下 50cm 的保护土层采用人工开挖，清除保护土层时不得扰动基底土，防止形成橡皮土。施工时严格控制标高，不得超挖，更不允许超挖后自行回填。

二、桩头处理

保护土层清除后即进行下一道工序，将桩顶设计标高以上桩头截断。截桩具体方法如下：

（1）找出桩顶标高位置，在同一水平面按同一角度对称放置 2 个或 4 个钢钎，用大锤同时击打，将桩头截断。严禁用钢钎向斜下方向击打或用一个钢钎单向击打桩身或虽双向击打但不同时，以致桩头承受一定的弯矩，造成桩身断裂。最好用截桩机截桩。

（2）桩头截断后，用钢钎、手锤将桩顶从四周向中间修平至桩顶设计标高（桩顶标高允许偏差 0～＋20mm）。

（3）如果在基槽开挖和剔除桩头时造成桩体断至桩顶设计标高以下，则必须采取补救措施。假如断裂面距桩顶较近，可接桩至设计桩顶标高。方法如图 5-12 所示。注意在接桩头过程中保护好桩间土。

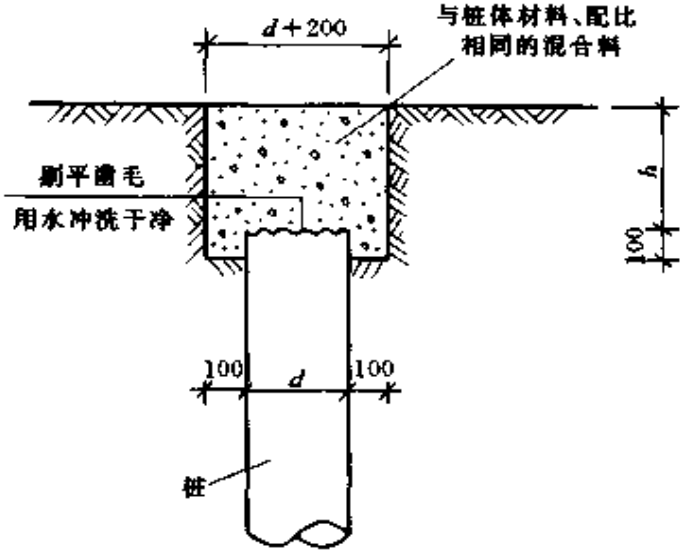


图 5-12　接桩头示意图

第五节　褥垫层铺设及质量控制

桩间土保护土层和CFG桩桩头清除至桩顶设计标高，CFG桩复合地基检验（静载荷试验和低应变检测）完毕并且满足设计要求后，可进行褥垫层铺设施工。

一、褥垫层铺设

褥垫层材料多为粗砂、中砂或碎石，碎石粒径宜为8～20mm，但不宜选用卵石，卵石咬合力弱，施工扰动容易使褥垫层厚度不均匀。

褥垫层厚度 ΔH 一般为10～30cm，由设计确定，施工时先虚铺，虚铺厚度 h 为

$$h = \frac{\Delta H}{\lambda}$$

式中，λ 为夯填度，一般取0.87～0.90。虚铺完成后采用静力或动力压实至设计厚度，施工现场一般多采用平板振捣器，对较干的砂石材料，虚铺后可适当洒水再行碾压或夯实。

二、电梯井、集水坑褥垫层铺设

电梯井、集水坑褥垫层铺设主要有三个问题：①坑底面褥垫层如何铺设；②坑顶面周边褥垫层如何支撑；③斜面上的褥垫层如何铺设。

坑底面褥垫层的铺设方法与基底大面积的褥垫层铺设方法相同。坑顶面周边褥垫层铺设需要在坑顶面周边进行支挡后再行铺设，有些施工单位施工时采用方木在坑边进行支挡，当褥垫层铺设完毕后再将支挡方木移走，这样做会造成基坑斜坡顶面处褥垫层流动和松散。建议采用低标号砂浆砌体砌筑支挡后再铺设褥垫层，施工完毕后低标号砂浆砌体留在褥垫层内即可。

斜面上的褥垫层的铺设可采用以下几种处理方法：

（1）当坑底面以上土层为粘性土层且坑深度不大时，在征得设计方同意后，将基坑斜面设计为垂直的（见图5-13），在现场施工时，垂直面宜避开CFG桩位。

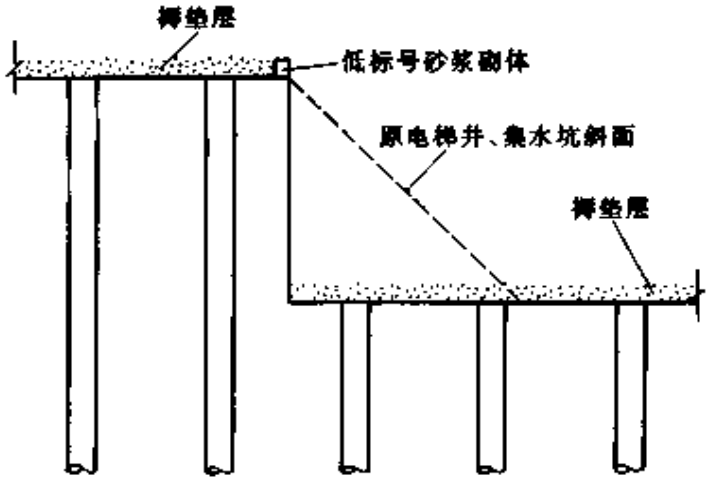


图 5-13　电梯井、集水坑斜边褥垫层铺设方法一

(2) 当坑较深时，可将斜面改为台阶型（见图 5-14），CFG 桩宜位于台阶的踏面中间，台阶边缘采用低标号砂浆砌体进行砌筑支挡，台阶上褥垫层的铺设方法同基坑顶面处的褥垫层。

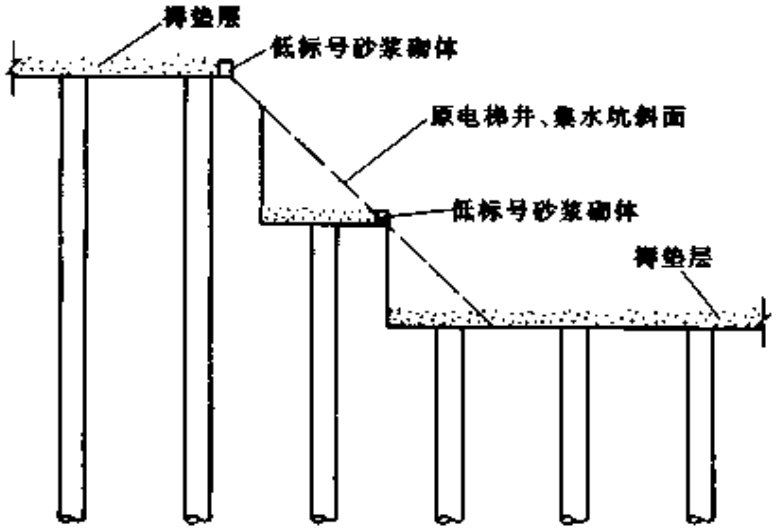


图 5-14　电梯井、集水坑斜边褥垫层铺设方法二

(3)斜面的褥垫层的铺设亦可采用对斜面上的CFG 桩桩头直接处理，处理方法如图 5-15 所示。

基础周边的褥垫层铺设宽度要求比基础宽度大，基础外围褥垫层的周边要求有原状土约束，褥垫层宽出的部分不宜小于褥垫层的厚度。对褥垫层周边的原状约束土为强度高的粘性土，褥垫

层亦可与素混凝土垫层同宽。

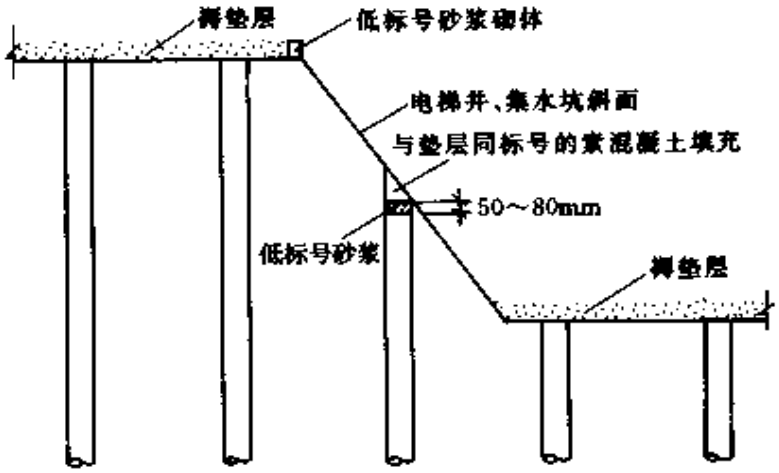


图 5-15　电梯井、集水坑斜边褥垫层铺设方法三

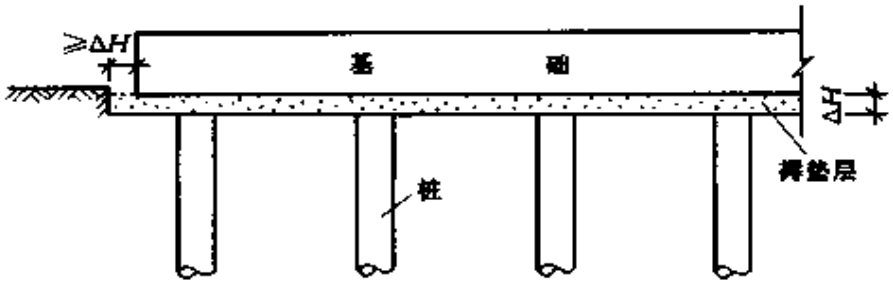


图 5-16　基础周边褥垫层铺设要求

第六节　CFG 桩复合地基冬期施工措施

根据 JGJ104—97《建筑工程冬期施工规程》规定，冬期施工期限划分原则是：根据当地多年气象资料统计，当室外平均气温连续 5 天低于 5℃即进入冬期施工，当室外日平均气温连续 5 天高于 5℃时解除冬期施工。

一、施工前场地要求

场地要求平整，预留的保护土层需大于冻结深度，最小保护土层不小于 50cm，通往场地的道路和坡道需采取防滑措施。

二、CFG 桩冬期施工要求

1. 材料

(1) 水泥：

应优先采用水化热较高的普通硅酸盐水泥和硅酸盐水泥。

（2）骨料：

拌制CFG桩混合料所采用的骨料要求清洁，质地坚硬，不得含有冰、雪和冻块。

（3）外加剂：

拌制CFG桩混合料加入适量的外加剂，可以防止混合料早期受冻，亦可使混合料在负温条件下硬化。常用的冬期施工的外加剂有氯盐类粉剂防冻剂，施工时按要求掺量直接撒在水泥上面，和水泥同时投入进行搅拌。

（4）保温材料：

CFG桩复合地基冬期施工的保温材料应根据工艺特点、施工条件、气温情况进行选择，应优先考虑利用地方材料，如草帘、草袋、锯末、膨胀珍珠岩等。选择保温材料的要求是导热系数小，坚固耐用，防风防潮，价格便宜，重量轻，能重复使用。保温材料必须保持干燥。

2. CFG桩混合料原材料加热、搅拌

CFG桩冬期施工对原材料加热是为了防止混合料强度损失和满足施工工艺要求。根据材料加热的难易程度，应优先加热拌和水，其次是砂和石。拌和水加热在现场多采用直接加热法，即直接用明火对贮水箱进行加热来提高水的温度。当有蒸汽源设施时亦可采用间接加热法。现场砂加热可采用烘烤法，即用砖砌成烟道，顶面覆盖钢板，在钢板上面烘炒砂。烘烤法设备简单，但加热不均匀，能耗大，污染环境。当有蒸汽源时，宜采用间接加热法，该方法是在砂堆内放置蒸汽排管间接加热砂，以提高砂的温度。无论是加热拌和水还是加热骨料，都应注意混合料温度不宜过高，否则会造成混合料假凝无法正常泵送施工。工程实践证明，在北京地区冬期施工时，将拌和水加热到40℃而砂石不加热，泵送能正常进行，混合料的入孔温度可达到5℃。当水温超过60℃时，混合料坍落度损失很快，在泵送过程中易造成堵管，从而影响正常施工。

冬期施工中为了加强CFG桩混合料的搅拌效果，应适当延长混合料的搅拌时间。

3. 混合料泵送过程中的管线保温

CFG桩混合料泵送管线是由与混凝土泵连接的刚性管、与刚性管和动力头弯头连接的高强柔性管以及动力头处的弯头组成，管线的保温主要是对刚性管和弯头的保温。刚性管多采用保温材料覆盖进行保温，现场多采用多层草袋包扎或覆盖管线。弯头的保温是冬期施工管线保温的一个重要环节，在施工中可采用岩棉管或棉制品用塑料布外裹包扎进行保温。

三、CFG桩和桩间土成品保护

CFG桩施工完毕，保护土层和桩头清除至桩顶标高后，应立即对桩间土和CFG桩采用草帘、草袋等保温材料进行覆盖，防止桩间土冻涨而造成桩体拉断。另外需要注意的是冬期CFG桩强度增长较慢，检测需考虑这一因素。

第七节　施工检测及验收

一、施工检测

CFG桩施工完毕，一般28天后对CFG桩和CFG桩复合地基进行检测，检测包括低应变对桩身质量的检测和静载荷试验对承载力的检测，静载荷试验多采用单桩或多桩复合地基，根据试验结果评价复合地基承载力，亦可采用单桩载荷试验，通过计算评价复合地基承载力。

检测数量：静载荷试验数量取CFG桩总桩数的0.5%～1.0%，但不少于3点；低应变检测数量一般取CFG桩总桩数的10%。选择试验点时应本着随机分布的原则进行选择。挑选施工质量好的桩或施工质量差的桩，或者为了检测方便将所有试桩集中在一个区域的选桩方法，都不能体现随机分布的原则。低应变检测取桩数10%进行检验时，建议采用下列方法选桩：选择0～9的任何一个数字，如选择5；桩编号个位为5的桩均为试验桩，

这样选择能够较好地体现随机分布的原则。

1. CFG 桩的检测

CFG 桩单桩静载荷试验按 JGJ94—94《建筑桩基技术规范》附录 C“单桩竖向抗压静载试验”执行。

CFG 桩低应变检测桩身质量评价分为四类：

Ⅰ类桩：完好桩；

Ⅱ类桩：有轻微缺陷，但不影响原设计桩身结构强度的桩；

Ⅲ类桩：有明显缺陷，但应采用其它方法进一步确认可用性的桩；

Ⅳ类桩：有严重缺陷或断桩。

2. CFG 桩复合地基的检测

CFG 桩复合地基属于高粘结强度桩复合地基，载荷试验具有其特殊性，试验方法直接影响对复合地基承载力的评价。对此，试验时按 JGJ79—91《建筑地基处理技术规范》“复合地基试验要点”执行的同时，还需注意以下几点：

(1) 褥垫层的厚度与铺设方法。试验时褥垫层的底标高与桩顶设计标高相同，褥垫层底面要求平整，褥垫层铺设厚度为 6～10cm，铺设面积与载荷板面积相同，褥垫层周围要求有原状土约束。

(2)当 p—s 曲线不存在极限荷载时按相对变形值确定复合地基承载力，取 $s/b=0.01$ 对应的荷载作为 CFG 桩复合地基承载力标准值。

二、CFG 桩复合地基施工验收

CFG 桩复合地基验收时应提交下列资料：

(1) 桩位测量放线图（包括桩位编号）。

(2) 材料检验及混合料试块试验报告书。

(3) 竣工平面图。

(4) CFG 桩施工原始记录。

(5) 设计变更通知书、事故处理记录。

(6) 复合地基静载试验检测报告。

(7) 施工技术措施。

桩的施工容许偏差应满足下列要求：

(1) 桩长允差不大于 10cm。

(2) 桩径容许偏差不大于 2cm。

(3) 垂直度容许偏差不大于 1%。

(4) 桩位容许偏差：

1) 满堂布桩的基础小于等于 $1/2d$。

2) 条形基础：垂直轴线方向小于等于 $1/4d$，对单排布桩不得大于 6cm；顺轴线方向小于等于 $1/3d$，对单排布桩不得大于 $1/4d$。

第六章　CFG 桩复合地基工程实例

目前，CFG 桩复合地基在工程中得到了越来越广泛的应用。现已积累的工程实例表明，承载力较低的地基，经 CFG 桩加固后多用于多层工业与民用建筑或构筑物；承载力较高的地基，经 CFG 桩加固后用于高层或超高层建筑物的居多。

就 CFG 桩应用的基础型式而言，既有条形基础、独立基础，也有箱形和筏板基础；就桩长而言，有 4～6m 的短桩，也有 20～25m 的长桩；就施工工艺而言可分为振动沉管 CFG 桩施工工艺、长螺旋钻引孔振动沉管 CFG 桩施工工艺和长螺旋钻管内泵压 CFG 桩施工工艺等；就地基处理的目的而言，可分为提高承载力、减少地基变形、消除地基液化以及黄土湿陷性；就采用桩的类型而言，可分为单一桩型复合地基和多桩型复合地基。

根据上述分类，本章着重对中国建筑科学研究院地基所自 1988 年以来特别是近年来所做的一些有代表性的工程进行分类总结，同时也引用了同行所做的一些有代表性的工程[70][80]。表 6-1 对这些工程的特点进行了简单的归纳，以便于读者查阅和参考。

这些工程实例是：

一、南京造纸厂地基处理工程

二、浦镇车辆厂生活区住宅楼地基处理工程

三、航天部 621 所 35、36 号住宅楼地基处理工程

四、仪征化纤厂涤纶长丝主车间地基处理工程

五、西安某水塔地基处理工程

六、华亭嘉园小区超高层建筑地基处理工程

七、望京高校小区 1～4 号楼地基处理工程

八、嘉和丽园 A、B、C 座楼地基处理工程

九、凤凰城 A、B 座楼地基处理工程

十、望京新城 A4 区Ⅱ组团 6 栋高层建筑地基处理工程

十一、右安门万博苑 2、3 号楼地基处理工程

十二、东升园 13、14 号楼地基处理工程

十三、方舟苑 7 号楼地基处理工程

十四、芍药居 202 号楼地基处理工程

十五、北京大屯慧忠北里三塔 3～5 号楼地基处理工程

十六、山西煤炭机械施工公司机修车间、设备库、综合楼和住宅楼地基处理工程

表 6-1　　工 程 实 例 简 介

基础类型	工程实例	建筑物栋数层数	工程和地基处理特点	施工所用工艺
条形基础	*实例一	单层厂房	介绍振动沉管施工时超孔隙水压力消散	振动沉管
	*实例二	9 栋 5～6 层	给出实测的深标资料，介绍了不同桩端持力层对复合地基承载力的影响	
	实例三	2 栋 6 层	基础采用 50cm 宽的承台梁，其下 CFG 桩单排布桩	
独立基础	*实例四	单层厂房	按变形控制，采用不同桩长、不同桩距和不同褥垫层厚度处理冲沟的复合地基设计	长螺旋钻管内泵压
	实例五	水塔	消除黄土湿陷和提高地基承载力	振动沉管
箱筏基础	*实例六	6 栋 32～35 层	车库与建筑物相邻且比建筑物低 2m 左右，复合地基按变形控制设计	长螺旋钻管内泵压
	*实例七	4 栋 25 层	单体建筑物，较详细地介绍了设计过程	
	*实例八	1 栋 28 层 2 栋 32 层	相邻 3 栋建筑物，存在荷载偏心和裙房悬挑，最大悬挑达 17m。按变形控制设计，介绍施工如何防止塌孔和阀门打不开	
	实例九	2 栋 34 层	单体建筑物，按变形控制设计。介绍施工如何防止塌孔和桩端阀门打不开	
	*实例十	6 栋 18～24 层	2 栋单体和 2 组两两相邻的群体建筑，按变形控制设计	
	*实例十一	2 栋 24 层	短桩复合地基	

续表

基础类型	工程实例	建筑物栋数层数	工程和地基处理特点	施工所用工艺
箱筏基础	实例十二	1栋12层 1栋21层	两建筑物相邻且基底存在高差，介绍了相邻部位设计和施工采取的措施	长螺旋钻管内泵压
	实例十三	1栋24层	多桩型复合地基，CFG桩和夯实水泥土桩组合进行地基处理，重点介绍该工程多桩型复合地基如何设计	
	实例十四	1栋24层	短桩复合地基	
	*实例十五	3栋25层	多桩型复合地基，CFG桩和夯实水泥土桩组合进行地基处理	长螺旋钻引孔振动沉管施工
	*实例十六	多层建筑	多桩型复合地基，CFG桩和碎石桩组合，消除地基液化，提高地基承载力	振动沉管锤击沉管

* 有沉降观测资料。

工程实例一　南京造纸厂地基处理工程

一、工程概况

南京造纸厂轻涂胶印纸车间为二层（局部三层、四层）框排架结构。该车间建筑面积为11600m²，占地面积为5580m²，车间全长240m。设计要求承载力$f_k \geqslant 160$kPa，沉降不超过80mm，差异沉降不超过3‰。原先拟采用碎石桩复合地基或预制方桩方案。经现场试验，碎石桩复合地基满足不了强度和变形的要求，而预制桩造价又太高。经技术和经济比较，最终采用CFG桩加固方案。厂房基础为独立基础和条形基础。独立基础下布桩按$3d$间距布置，条基根据其宽度布置成单排或二排CFG桩。褥垫层材料为石屑，厚度15cm。

二、工程地质条件

南京造纸厂轻涂胶印纸车间位于长江北岸漫滩地貌单元上。场地内主要地层为长江漫滩相，各层土的物理力学性质指标见表6-2。各土层描述如下：

表 6-2　　土的物理力学性质指标

土层序号	土层名称	静力触探 q_c (MPa)	静力触探 f_s (kPa)	标准贯入锤击数 N	天然含水量 w (%)	天然重度 γ (kN/m³)	天然孔隙比 e	塑性指数 I_p	压缩系数 a_{1-2} (MPa⁻¹)	压缩模量 E_s (MPa)	灵敏度 S_t	无侧限抗压强度 q_u (kPa)	渗透系数 K 垂直 (cm/s)	渗透系数 K 水平 (cm/s)
①	填土	0.95	28											
②	淤泥质粉质粘土	0.64	24		41.8	17.8	1.178	12.3	0.80	3.0	2.9	57	7.14×10^{-5}	3.44×10^{-5}
③	粉砂	2.71	33	7.7	37.4	18.1	1.069		0.37	4.0				
④	淤泥质粉质粘土	0.99	32		38.3	18.2	1.083	11.2	0.62	3.5	5.6	44		
⑤	粉砂	3.73	43	10.4	33.6	18.6	0.936		0.40	5.0			1.18×10^{-4}	2.64×10^{-4}
⑥	淤泥质粉质粘土	1.16	24	6.8	35.0	18.1	1.026	10.4	0.46	3.5				
⑦	粉砂	6.05	71	21.7	29.0	18.6	0.899		0.18	8.0				
⑧	粉质粘土	1.09	17		34.8	18.5	1.004	14.1	0.51	4.5				
⑨	粉砂	5.70	74		28.0					7.5				
⑩	粉砂	8.17	96		29.3					9.0				

续表

土层序号	土层名称	颗粒组成（%）							桩尖土承载力标准值 q_p（MPa）	桩周侧阻力标准值 q_s（kPa）	承载力标准值 f_k（kPa）	备注
		砂粒				粉粒		粘粒				
		粗	中	细	极细	粗	细					
		2～0.5	0.5～0.25	0.25～0.1	0.1～0.05	0.05～0.01	0.01～0.005	<0.005				
①	填土											1. 静力触探 q_c、f_s 值均为厚度加权平均值； 2. 标准贯入试验锤击数 N 均为钻杆长度修正值
②	淤泥质粉质粘土									12	80	
③	粉砂			69	17	8	2	4		15	100	
④	淤泥质粉质粘土									12	90	
⑤	粉砂			61	22	10	3	4		15	120	
⑥	淤泥质粉质粘土									12	100	
⑦	粉砂			68	20	8	1	3	1.1	20	150	
⑧	粉质粘土											
⑨	粉砂			73	16	6	2	3	1.2	22	130	
⑩	粉砂			74	17	5	1	3	1.3	26	160	

①填土层：分布于整个场地，填土为素填土和杂填土，分布无规律，土性差异较大。

②淤泥质粉质粘土：分布于整个场地，褐灰～灰色，含有机质夹薄层粉砂，流塑状态。

③粉砂：分布于整个场地，灰色，含有机质，夹薄层粘性土，流塑状态。

④淤泥质粉质粘土：分布于整个场地，灰色，含云母碎屑夹薄层粉砂，软塑状态。

⑤粉砂：分布于整个场地，灰色，含云母碎屑夹薄层粉土，软塑状态。

⑥淤泥质粉质粘土：局部未见，大部分场地内均有分布，灰色，含有机质及少量泥炭，流塑状态。

⑦粉砂：分布于整个场地，灰色，含云母碎屑夹薄层粉土，软塑状态。

⑧粉质粘土：分布于整个场地，灰色，含有机质，软塑状态。

⑨粉砂：分布于整个场地，含云母碎屑，夹粘土层，稍密。

⑩粉砂：分布于整个场地，青灰色，含云母碎屑，夹少量粘性土，中等密度。

上述场地具有如下特点：

(1) ②、④层淤泥质粉质粘土，土质软弱，灵敏度分别为 2.9 和 5.6，属中、高灵敏土。

(2) ②、④层属于低塑性指数的淤泥质粉质粘土，渗透系数较大。

(3)地下水位于地表下 0.7m 处，场地临近长江，地下水丰富。

(4) 场地土为淤泥质粉质粘土和粉土互层。

由于此场地具有上述特点，因此采用振动沉管法施工。为确保工程质量，施工前在现场进行了施工工艺的试验。

三、施工工艺试验

1. 沉管制桩过程中地基土中的超孔隙水压力

在饱和软粘土地基中施工，为确保施工质量，在施工现场对

振动沉管制桩过程中地基土中产生的超孔隙水压力进行了量测。孔压测头埋设位置如图 6-1 所示，所有测头都位于②层淤泥质粉质粘土层中。

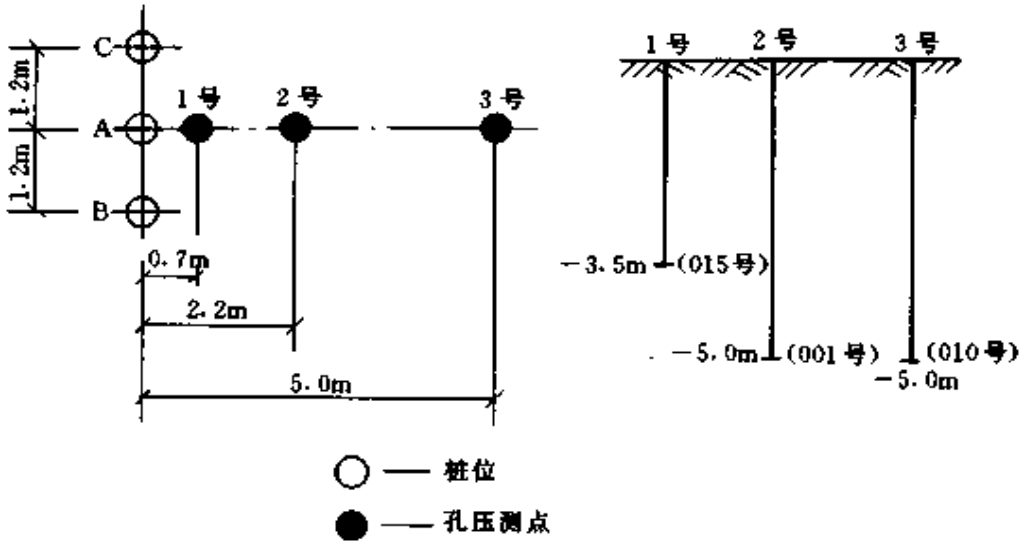


图 6-1　孔压测头埋设图

下面绘出了 A、B 桩施工时，1 号孔的 015 号孔压测头量测的孔隙水压力变化曲线（图 6-2）。

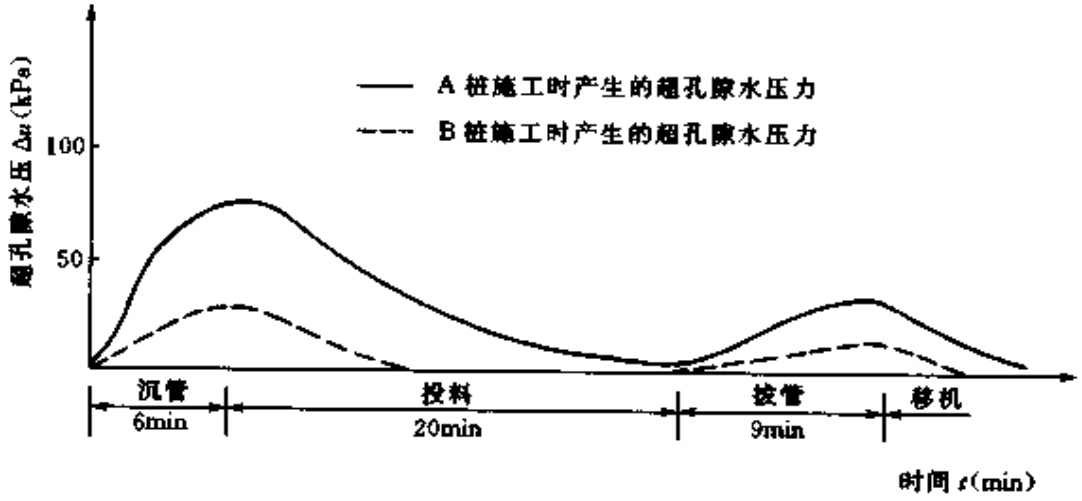


图 6-2　015 号测头量测的超孔隙水压力图

沉管制桩过程分为三个阶段：沉管、投料和拔管。孔压测头距 A 桩 0.7m，从图 6-2 可见，A 桩施工引起的超孔隙水压力比较大，最大值为 80kPa，但消散得较快，沉管过程中引起的超孔隙水

压力在投料的时间间隔内，已得到大部分的消散，拔管过程引起的超孔隙水压力的升高亦随移机时间间隔基本得到消散。

孔压测头距 B 桩 1.4m，沉管、拔桩过程中引起的超孔隙水压力较 A 桩施工时引起的超孔隙水压力小，最大值为 28kPa。

A 桩施工时，距 A 桩 2.2m 的 2 号孔中的 001 号孔压测头测得的超孔隙水压力为零。

由以上可见，沉管制桩过程中由于挤压和振动引起的超孔隙水压力沿水平方向衰减较快。距桩 0.7m 处最大超孔隙水压力 Δu ＝80kPa；距桩 1.4m 处最大超孔隙水压力 Δu＝28kPa；距桩 2.2m 处超孔隙水压力 Δu＝0。这是因为：

（1）地基土软弱，沉管容易，沉管过程中激振力不是很大。

（2）②、④层淤泥质粉质粘土属中、高灵敏度土，由于沉管的振动，土的结构遭到破坏，强度降低，使激振力在水平方向衰减较快。

（3）沉管制桩过程中引起的超孔隙水压沿水平和垂直两个方向消散。②层淤泥质粉质粘土层垂直、水平两个方向的渗透系数均为 10^{-5}量级，渗透系数较大，因此沉管制桩过程中产生的超孔隙水压力消散得较快。

从孔压量测结果可以分析出，由于沉管制桩过程中挤压和振动的影响，距桩 1.4m 范围内均引起孔隙水压力上升。可见采取连续施打方案，当桩距为 1.2m 时，对邻桩产生的超孔隙水压力将在 28～80kPa 之间。

2. 连续施打对桩身质量的影响

为弄清楚连续施打对桩身质量的影响，在现场进行了连续施打和跳打的试验。试桩外径为 ϕ37.7cm，桩距为 1.2m。连续施打过程中，施打相邻的试验桩时，发现刚打完的试验桩桩身混合料出现上涌现象，而采取跳打措施的试验桩未出现此情况。桩身开挖检查发现，连续施打的 CFG 桩桩身被挤扁，桩径较小；而跳打的 CFG 桩桩径较规则，没有发现被挤扁的现象，直径约为 ϕ36cm，质量较好。可见采取跳打措施方能保证工程质量。

3. 桩身混合料坍落度及拔管速率对桩身质量的影响

在现场进行了坍落度为 8～10cm 和坍落度为 2～4cm 的沉管制桩试验，发现坍落度为 8～10cm 的混合料沉管制桩完毕后，桩顶浮浆较多，厚度达 1m 左右。坍落度为 2～4cm 的混合料沉管制桩完毕后，桩顶浮浆较少，只有 10cm 左右。坍落度大，浆液较多较稀，由于拔管的振动作用使混合料密实，充填满孔隙后多余的浮浆被振至桩顶，因而影响桩身质量。坍落度小，浆液较稠较少，正好充填碎石、石屑级配的空隙，因而桩顶浆液较少，对桩身质量有利。另外由配比试验得知，坍落度小，需水量少、水灰比小、强度高。从现场试验可知，CFG 桩桩身混合料的坍落度采用 3cm 左右施工是比较合适的。

另外，从现场所进行的拔管速率试验看，拔管速率不大于 1.5m/min 比较适宜。

四、CFG 桩检测

现场进行的单桩复合地基和四桩复合地基检测结果如表6-3。

表 6-3　　复合地基检测试验结果

试 验 号	CFGP1（单复）	CFGP2（四复）	CFGP3（单复）	CFGP4（单复）	CFGP5（单复）
承载力标准值（kPa）	236.1	234.4	236.1	236.1	236.1

从表 6-3 中可以看出，承载力均大于 160kPa 的设计值。

五、经济效益比较

南京造纸厂轻涂胶印纸车间软弱地基采用上述施工工艺加固处理，整个地基处理于 1989 年 4 月结束，主体工程于 1990 年初完成。沉降观测表明，大部分测点最终沉降量为 4～6cm。差异沉降远小于 3‰，达到设计要求。

该工程 CFG 桩地基处理工程造价（包括 CFG 桩，条型基础及试验费）共 163 万元，比常用的钢筋混凝土桩基方案节约 30%（60 多万元）。

工程实例二　浦镇车辆厂生活区住宅楼地基处理工程

一、工程概况

南京浦镇车辆厂厂南生活区十栋多层住宅楼拟建场地，征用前为水稻田，地势低洼，地下水位较高，各土层含水量高，孔隙比大，具有较高的压缩性。设计要求地基承载力标准值不低于160kPa，天然地基承载力不能满足设计要求，需做地基加固处理。鉴于一般情况下碎石桩复合地基承载力比天然地基承载力提高幅度有限，在天然地基承载力仅 60kPa 的淤泥质土采用碎石桩加固要获得 160kPa 的承载力是十分困难的，而且采用碎石桩加固后地基的变形一般均较大，因此该工程采用桩体强度较高的CFG 桩或素混凝土桩复合地基进行地基处理。

二、场地土物理力学性质

该场地位于长江冲积漫滩上，地基土自上而下描述如下：

②$_{-1}$粉质粘土：褐色，软塑，表层为 30cm 耕土，层厚为 1.0m。

②$_{-2}$淤泥质粉质粘土：灰色，流塑，呈交互状，层厚在 13.5～25m 以上。其间发育有Ⓐ、Ⓑ、Ⓒ三层灰色饱和流塑状态的粉土透镜体，其中透镜体Ⓒ厚度为 2～3m。

②$_{-3}$粉土：灰色，流塑，其间发育有Ⓓ层灰色流塑粉质粘土透镜体，埋深在 15.2m 至 25m 以上。

②$_{-4}$粉质粘土：灰色，流塑，呈交互状，埋深大于 16.9m。

各土层物理力学指标见表 6-4，场地土的柱状图见图 6-3 和图 6-4。

三、复合地基设计

为了确定复合地基设计参数，在场地开辟了两个试验区 PZ—1 和 PZ—2。两个试验区桩长均为 15.5m，PZ—1 试验区桩端落在透镜体Ⓒ上，PZ—2 试验区桩端下没有透镜体。在两个试验区进行了天然地基、单桩、单桩复合地基和多桩复合地基试验（见图 6-5），试验参数见表 6-5。

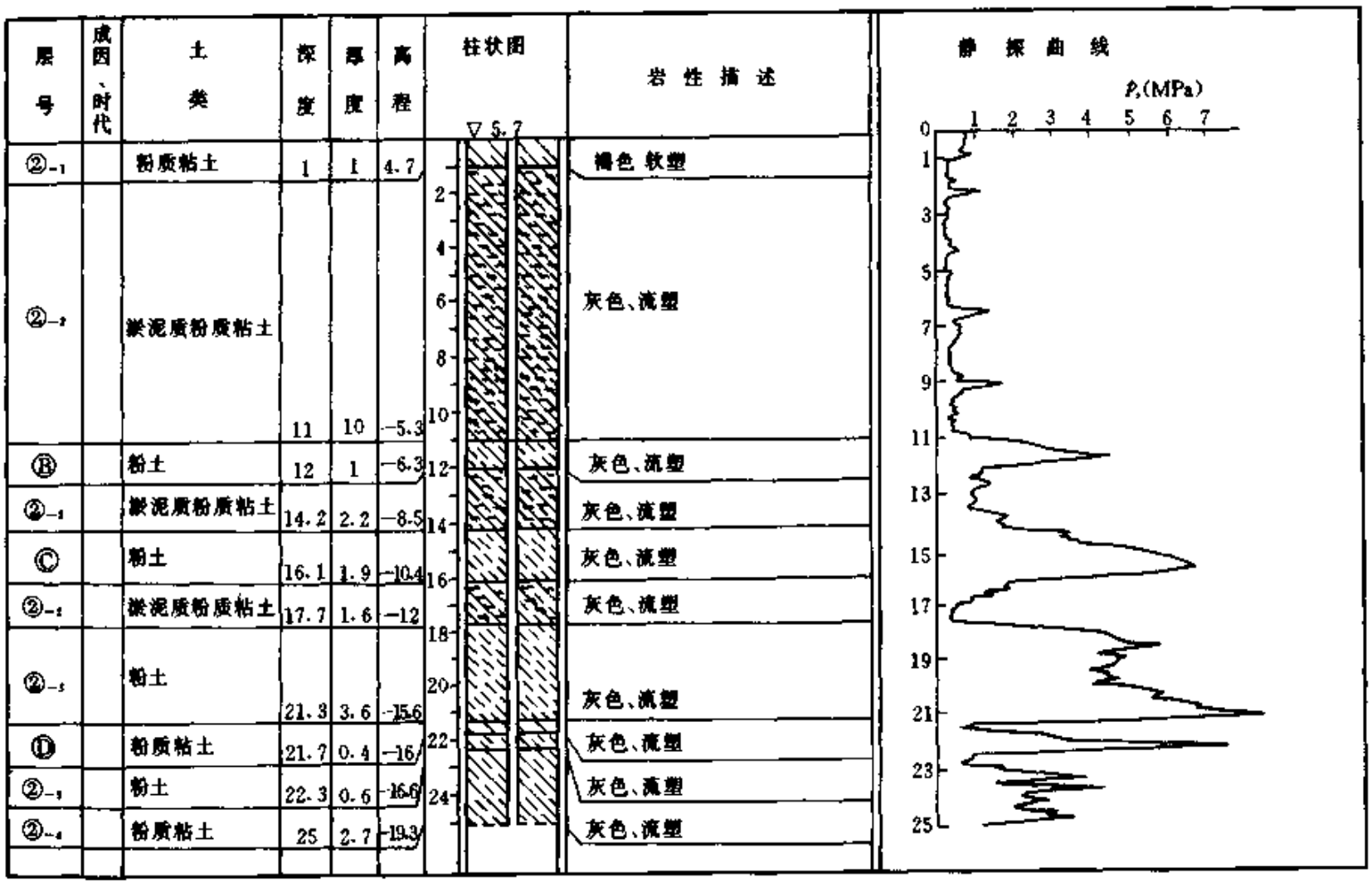


图 6-3 PZ—1 试验区钻孔柱状图

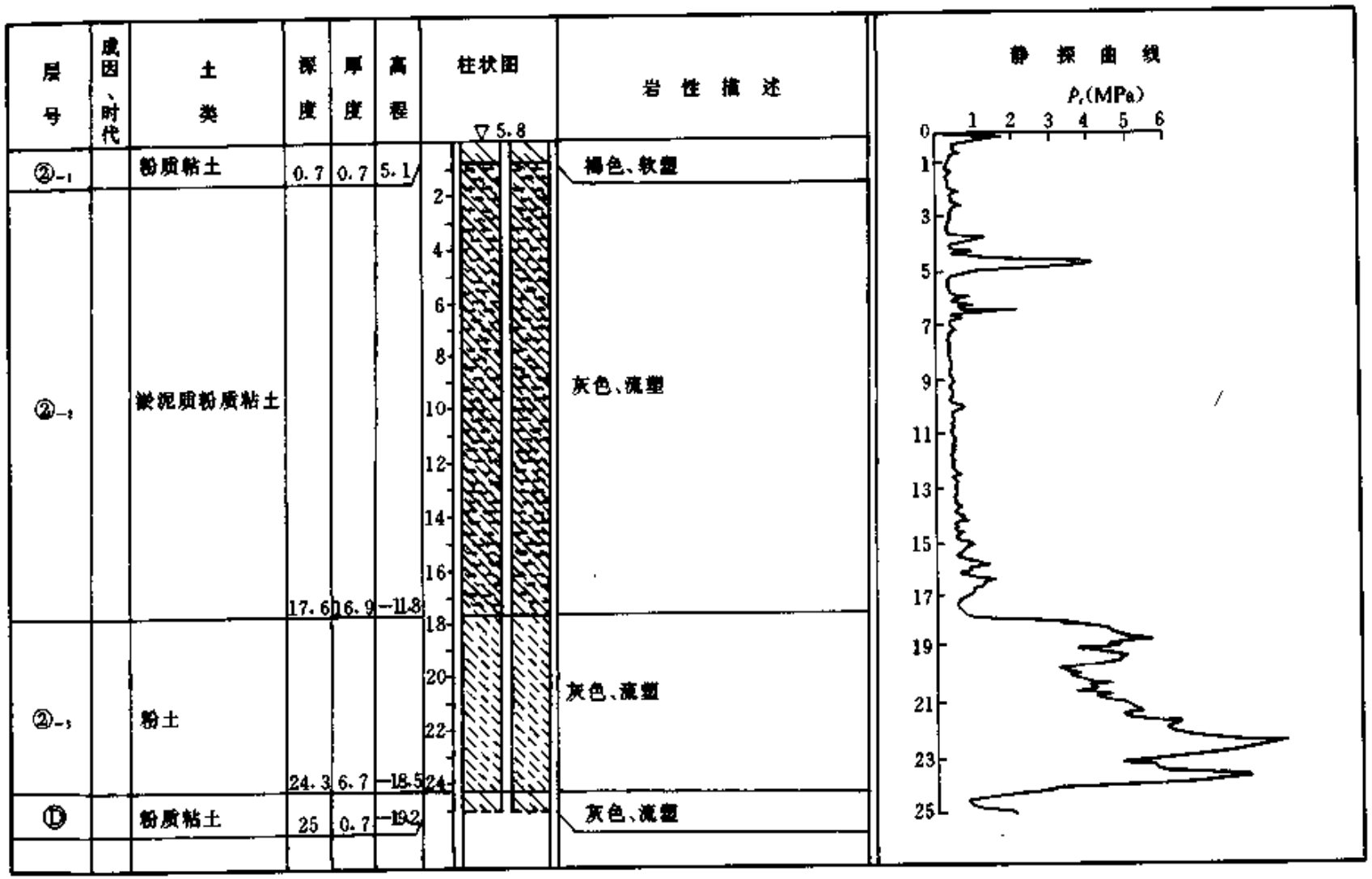


图 6-4　PZ—2 试验区钻孔柱状图

表 6-4　　场地土的物理力学指标（平均值）

土的物理力学指标 / 土层编号	含水量 w (%)	天然重度 γ (kN/m³)	孔隙比 e	液性指数 I_L	压缩模量 Es (MPa)	标准贯入试验锤击数 N	灵敏度 S_r	各层土承载力标准值 f_k (kPa)
②$_{-1}$粉质粘土	32	19.1	0.89	0.96	4.46		3.7	90
②$_{-2}$淤泥质粉质粘土	39	18.3	1.04	1.48	2.82		4.2～5.3	60
Ⓐ粉土	30	19.0	0.84	>1.0	5.00		5.5	100
Ⓑ粉土	30	18.8	0.89	1.46	6.16	8		105
Ⓒ粉土	30	18.8	0.91	1.18	8.12	10		130
③$_{-3}$粉土	32	18.7	0.90	1.43	8.00	13		135
①粉土	36	18.9	0.93	1.20	3.50			100
②$_{-4}$粉质粘土	33	18.7	0.94	1.23	4.62			110

表 6-5　　试验数据汇总表

编号	类　别	载荷板尺寸 (m)	桩端土情况	示　图	承载力标准值
试 1	天然地基	2.0×3.6	达透镜体	—	70kPa
试 2	六桩复合地基	2.0×3.6	达透镜体	图 6-5 (*c*)	320kPa
试 3	四桩复合地基	2.2×2.4	未达透镜体	图 6-5 (*b*)	175kPa
试 4	单桩复合地基	1.2×1.2	达透镜体	图 6-5 (*a*)	315kPa
试 5	单桩复合地基	1.2×1.2	未达透镜体	图 6-5 (*a*)	205kPa
试 6	CFG 单桩	—	达透镜体	—	250kN
试 7	素混凝土单桩	—	达透镜体	—	250kN

为了了解在不同荷载水平下，复合地基桩间土的变形情况，在 PZ—1 试验区的六桩复合地基设置了深标[见图 6-5 (*c*)]，四个深标点 A、B、C、D 深度分别为 2.5、5、10、15m。深标点位置与载荷板轴线对称，当载荷板沉降均匀时可认为四个深标点反映了同一点不同深度的变形。在 PZ—2 试验区的四桩复合地基中，设置了 A、B、C 三个深标点，深度分别为 1.5、3m 和 5m [见图 6-5 (*b*)]，同时还设置了桩顶沉降标来测量桩顶的变形。

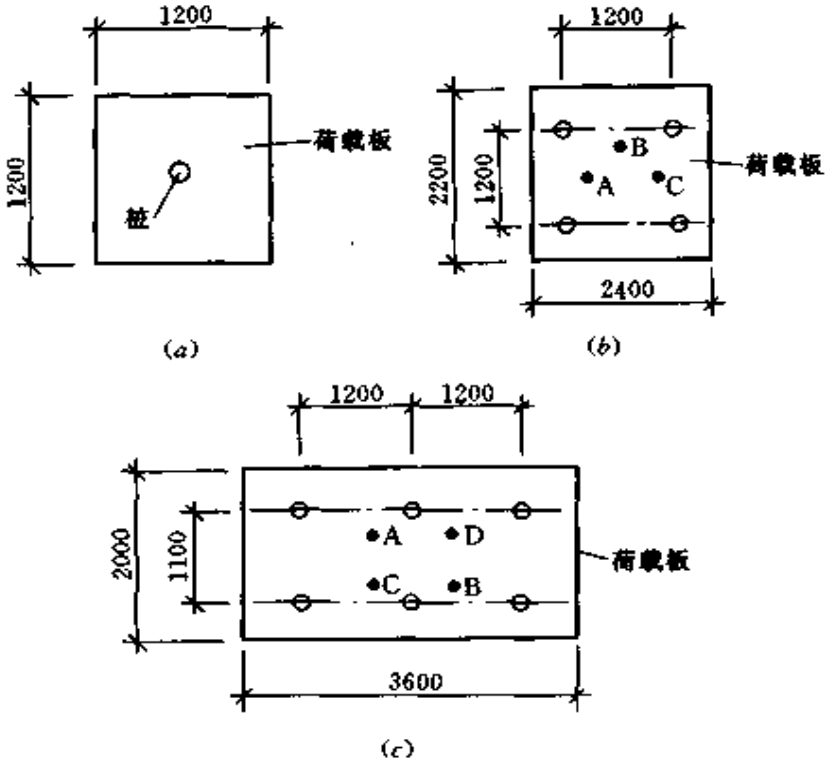


图 6-5　复合地基载荷试验和深标点布置

(a) 单桩复合地基；(b) 四桩复合地基；(c) 六桩复合地基

图 6-6 为 2m×3.6m 载荷板天然地基和六桩复合地基载荷试验结果，从中可以看出复合地基承载力标准值比天然地基承载力提高了 3 倍多，说明 CFG 桩复合地基加固后承载力提高幅度较大。

图 6-7 为 2.2m×2.4m 桩端未达透镜体的四桩复合地基载荷试验曲线；图 6-8 为 1.2m×1.2m 单桩复合地基载荷试验，图中试

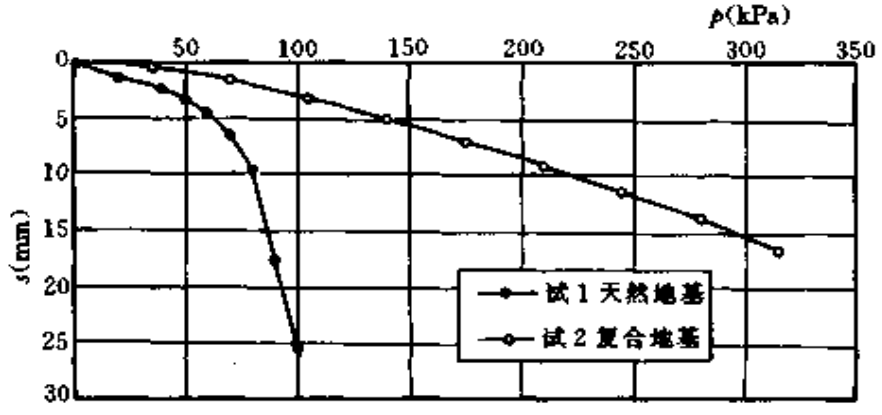


图 6-6　2m×3.6m 载荷板天然地基和复合地基 p—s 曲线

4 试 5 分别为桩端有透镜体和桩端未达透镜体的试验曲线。从图 6-6～图 6-8 中可以看出，无论对于单桩复合地基还是多桩复合地基，桩端持力层的土性对复合地基承载力影响较大，CFG 桩桩端落在好的土层端阻效应是显著的，这就是 CFG 桩复合地基设计时要求桩端落在好土层上的原因。

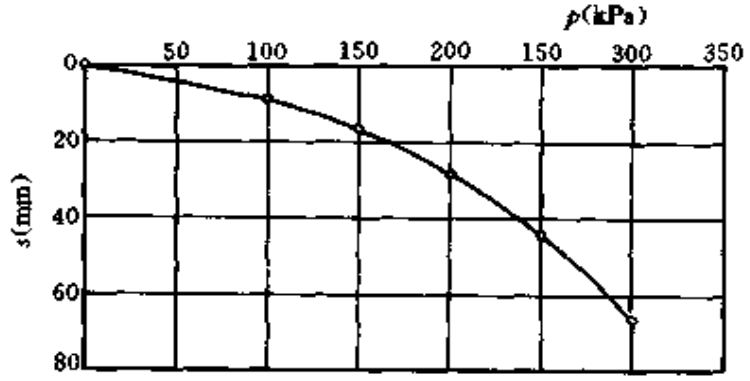


图 6-7　四桩复合地基 p—s 曲线

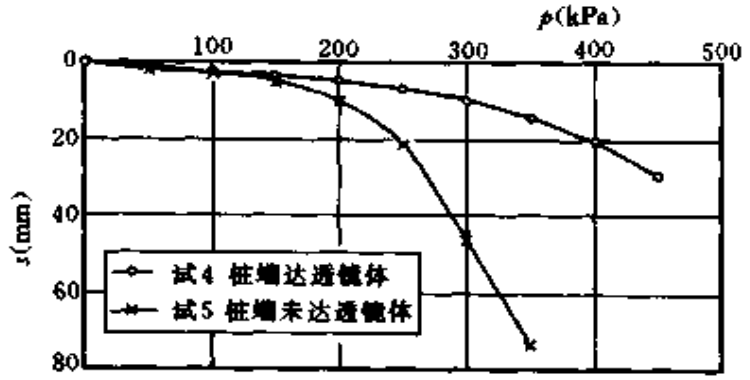


图 6-8　单桩复合地基 p—s 曲线

图 6-9 为素混凝土桩和 CFG 桩单桩试验，桩长均为 15.5m，桩端落在透镜体上，从试验结果来看，两者 Q—s 曲线基本重合，说明 CFG 桩的侧阻力和端阻力的发挥同素混凝土桩无明显差别，承载能力完全相同。

图 6-10 为 2m×3.6m 载荷板六桩复合地基深标曲线，图 6-11 为 2.2m×2.4m 载荷板四桩复合地基深标曲线。从图 6-10 和图 6-11 中可以看出：①在整个桩长范围内桩间土均有压缩变形；②随着复合地基荷载的增加，桩间土各深标点压缩变形量均有增加；③

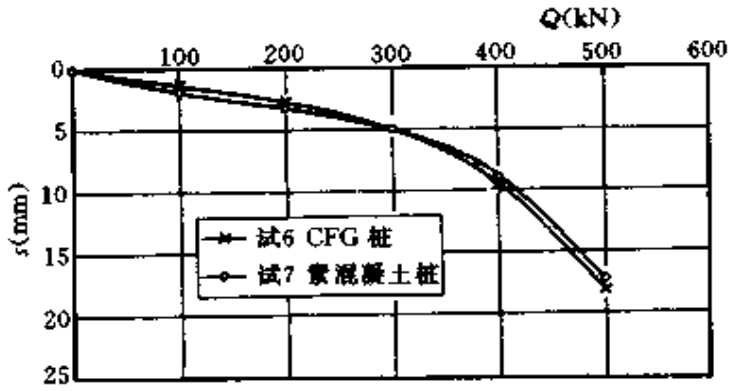


图 6-9　单桩试验 Q—s 曲线

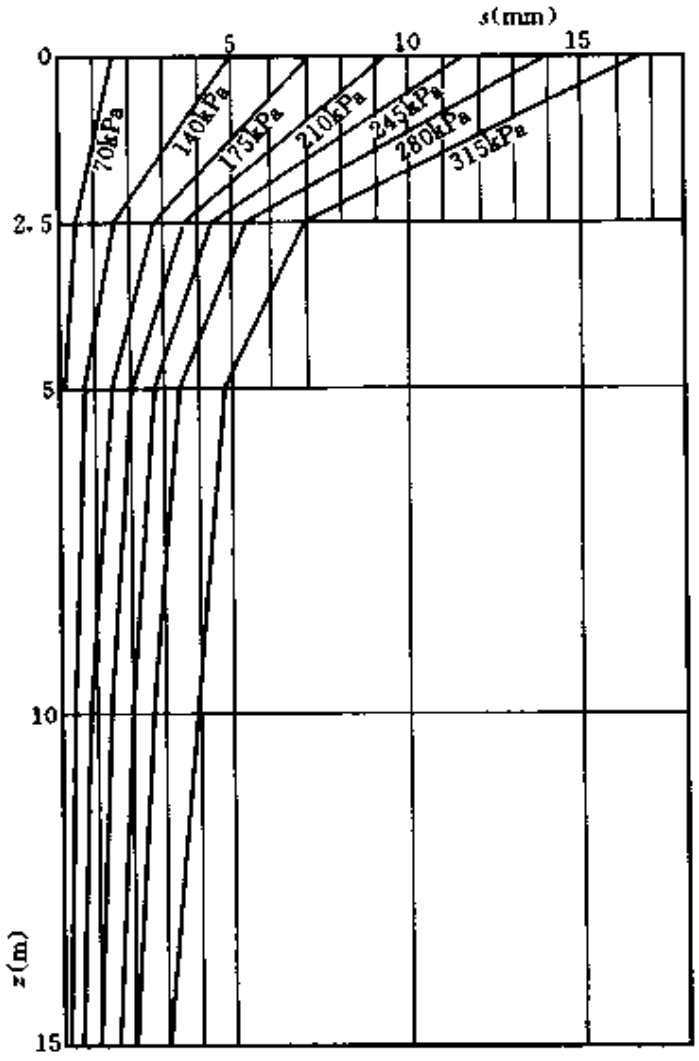


图 6-10　六桩复合地基深标试验 s—z 曲线

桩间土上部压缩变形幅度大于下部；④桩存在负摩擦区。

从 PZ—1 和 PZ—2 试验研究可以看出，经桩长 15.5m 的

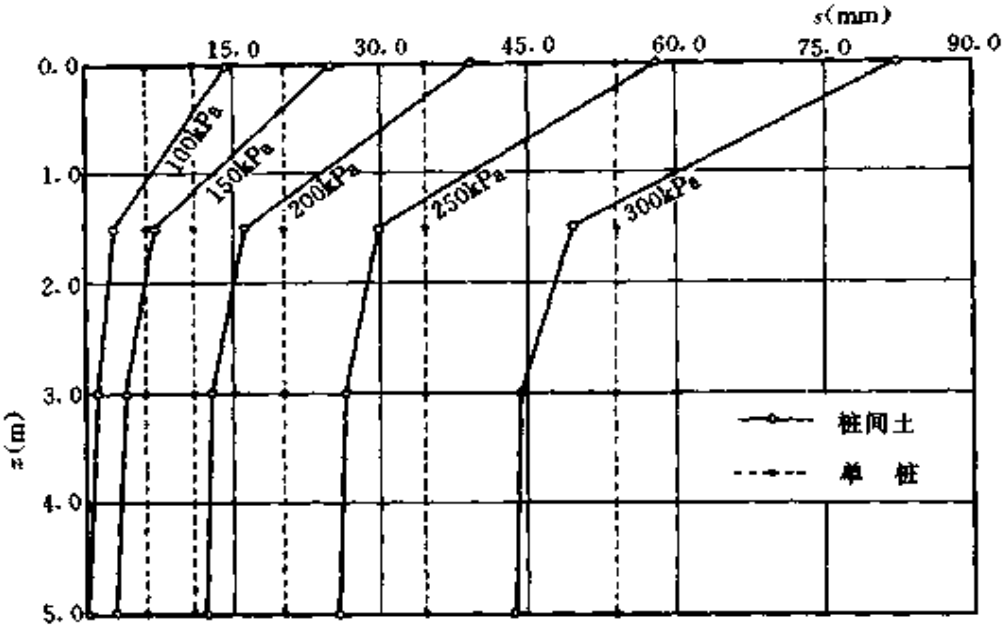


图 6-11 四桩复合地基 s—z 曲线

CFG 桩或素混凝土桩加固后，复合地基承载力标准值均在175kPa 以上，较天然地基承载力提高了 2 倍多，满足设计要求。在实际工程中，为了比较 CFG 桩和素混凝土桩的加固效果、工程特性和节约造价情况，对其中的九栋楼采用了 CFG 桩复合地基进行加固，另一栋楼采用素混凝土桩复合地基进行加固。各楼的层数、布置和结构形式均相同，地基加固的布桩形式、桩数也相同（见图 6-12）。布桩时根据条形基础的宽度，采用双排布桩，布桩的桩间距取决于地基处理后的承载力和建筑物开间和进深的尺寸，在 1.2～1.7m 之间变化。

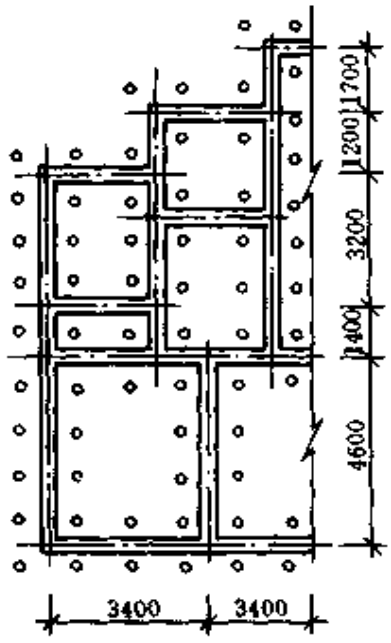


图 6-12 CFG 桩布置图

四、加固效果

施工过程中，对 CFG 桩和素混凝土桩复合地基上的建筑物进行了沉降观测（见图 6-13），结果表明，CFG 桩复合地基与素混凝土桩复合地基在上部结构荷载作用下沉降基本相同，且沉

降趋于稳定的时间较短，同时由于复合地基模量提高幅度较大，建筑物沉降量显著减少。

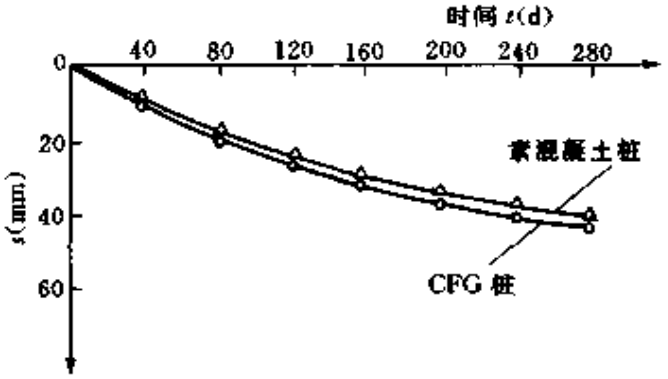


图 6-13　沉降—时间曲线

五、经济分析比较

从已建的九幢建筑物的 CFG 桩复合地基与一幢建筑物的素混凝土桩复合地基的处理费用相比较，CFG 桩单方造价与素混凝土桩单方造价比为1∶2.08，九幢住宅楼采用 CFG 桩复合地基较采用素混凝土桩进行地基加固共节约投资 33.04 万元。从单桩 CFG 桩和单桩素混凝土桩试验看，二者承载力基本一致；从对二种桩型的复合地基在建造了相同结构形式和层数的建筑物后的沉降观测看，二者的沉降并无明显的差异，说明两种方案的加固效果基本一致，但 CFG 桩更为经济，具有很好的社会效益。

工程实例三　航天部 621 所 35、36 号住宅楼地基处理工程

一、工程概况

航天部 621 所 35、36 号六层住宅楼地基土较软弱，承载力满足不了设计要求。原设计采用预制桩方案，为节约投资，后改用 CFG 桩加固处理。

二、工程地质条件

该楼拟建场地土，上部除填土外，其余为近期静水沉积的粉

质粘土（含有机质）和粉土（炭化土）；下部为冲、洪积成因的粉质粘土、粉土层。地基土从上而下描述如下：

①杂填土：杂色，含大量杂质及碎砖石；稍湿、稍密，厚度1.0m。

②素填土：黄褐色，以粉土为主，含少量杂质、植物根；稍湿、稍密。厚度0.7～1.0m。

③粉土（炭化土）：黑色～灰黑色，含有大量有机质未完全腐烂的草、树屑；可塑，稍～中密，厚度0.6～4.3m。孔隙比e=0.85～1.13，液性指数I_L=0.37～1.15，压缩系数a_{1-2}=0.25～0.46MPa^{-1}，f_k=60kPa。

④粉质粘土：黑灰色，含较多有机质；可塑，湿，稍～中密。厚度0.5～2.3m。孔隙比e=1.03～1.90，液性指数I_L=0.92～1.14，压缩系数a_{1-2}=0.54～1.39MPa^{-1}，f_k=60kPa。

⑤粉质粘土：灰～褐灰色，含氧化铁、铁锰质和云母片；可塑，湿，中密，厚度0.7～1.8m。孔隙比e=0.61～0.88，液性指数I_L=0.42～0.50，压缩系数a_{1-2}=0.22～0.42MPa^{-1}，f_k=180kPa。

⑥粉土：褐黄色～褐灰色，含氧化铁、云母片和少量有机质；可塑，湿，中密。层顶板埋深4.24～6.00m。孔隙比e=0.58～0.73，液性指数I_L=0.37～0.63，压缩系数a_{1-2}=0.11～0.27MPa^{-1}，f_k=200kPa。

三、复合地基设计和施工

此场地土中间含有炭化土层，含有大量有机质，天然地基承载力满足不了设计要求，原设计上部采用外砖内模轻型结构，下部采用截面尺寸为35cm×35cm、长为8m的预制桩。为节约工程造价，采用CFG桩加固，将上部结构荷载传至深层好土层中去。设计宽50cm的钢筋混凝土承台梁下布置单排CFG桩，横墙桩距为1.30m，纵墙桩距为1.10m和1.35m。桩径为40cm，有效桩长8m。设计承载力标准值为180kPa，上部的外砖内模轻型结构改为普通砖混结构。

施工时按相邻桩间隔5天的跳打措施。混合料坍落度采用3～5cm。拔管速率不大于1.5m/min。垫层材料为石屑，垫层厚度为20cm。

地基处理工程施工于1990年3月开工，1990年4月完工。由于施工前准备充分、细致，施工时认真执行有关规范规程；开挖验桩时，未发现桩身断裂、缩颈及偏斜现象。

四、CFG桩检测

35号、36号住宅楼各随机抽取两根CFG桩进行检测，其平面布置如图6-14所示。

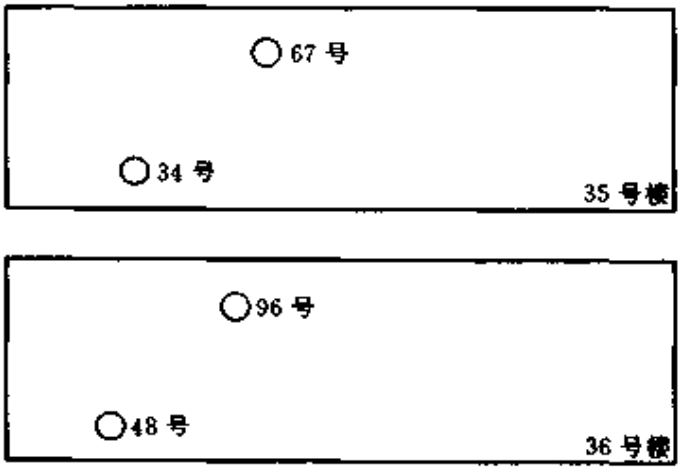


图6-14　试桩平面布置图

四台均为单桩载荷试验，试验时最大荷载加至700kN。四台试验的Q-s曲线如图6-15所示。

从图6-15中可以看出，67号、34号、96号和48号单桩竖向极限承载力标准值均不低于700kN。

综合上述试验结果，单桩竖向承载力标准值R_k＞350kN。经计算，复合地基承载力标准值不低于300kPa，满足设计要求。

施工过程中对两幢楼的变形进行了观测，35号楼的平均沉降量为19mm。36号楼上部结构施工完二层后才进行沉降观测，实测值偏小，平均沉降量为5mm。

五、经济效益比较

此二幢住宅楼，原设计的上部外砖内模轻型结构改为普通砖

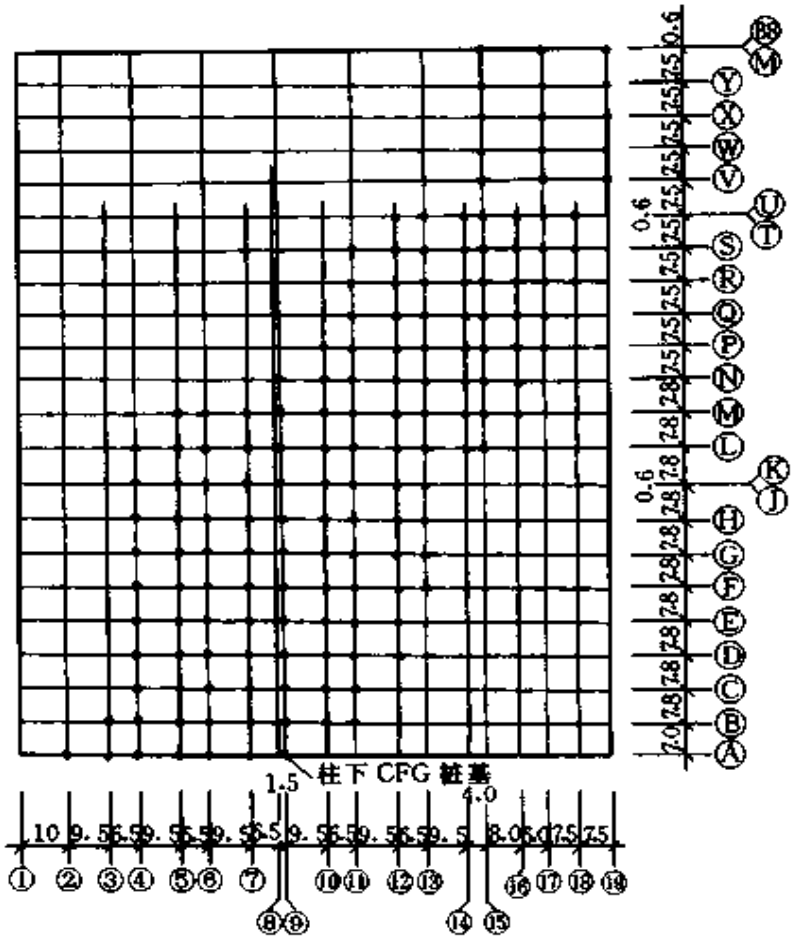


图 6-16　基础平面图（单位：m）

物理力学指标见表 6-6。

该工程的关键是“古坳沟”的处理，除表层填土外，“古坳沟”一般为②$_{-1}$、②$_{-2}$层软塑粉质粘土，承载力很低（部分区段下卧层还有④层土，承载力 160kPa 左右）。由于地质条件不均一，需进行地基处理。

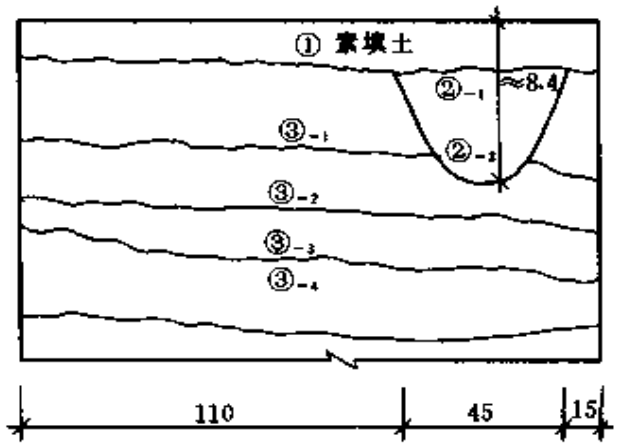


图 6-17　土层断面（单位：m）

二、地基处理方案选择

从详勘报告中可知，除“古坳沟”外，大部分场地地

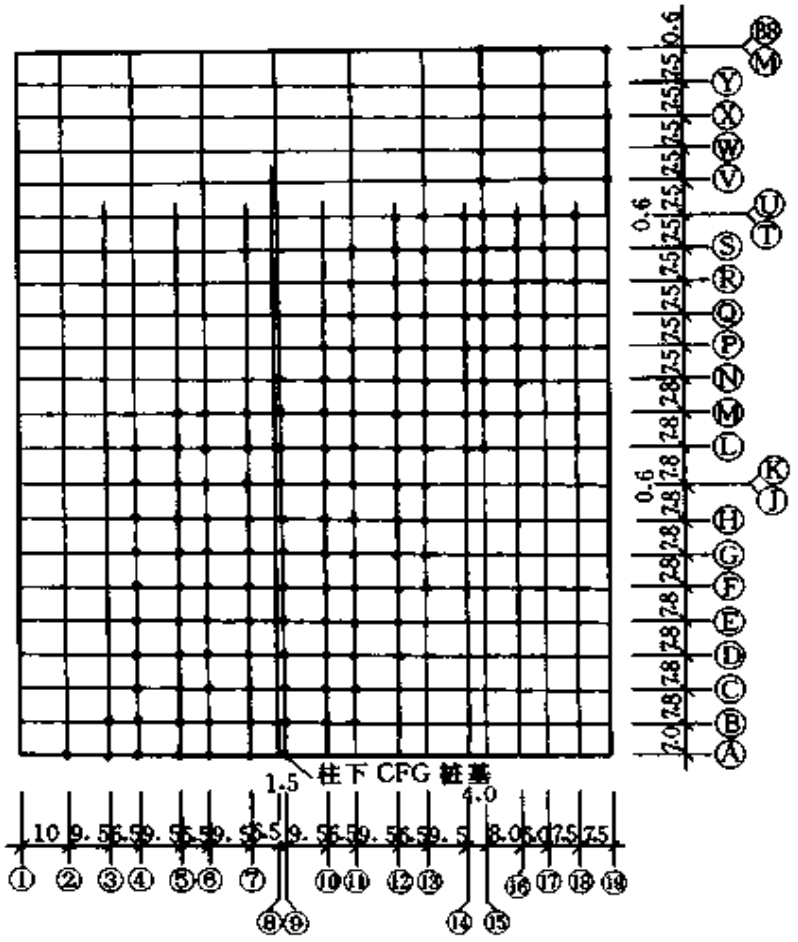


图 6-16　基础平面图（单位：m）

物理力学指标见表 6-6。

该工程的关键是“古坳沟”的处理，除表层填土外，“古坳沟”一般为②$_{-1}$、②$_{-2}$层软塑粉质粘土，承载力很低（部分区段下卧层还有④层土，承载力 160kPa 左右）。由于地质条件不均一，需进行地基处理。

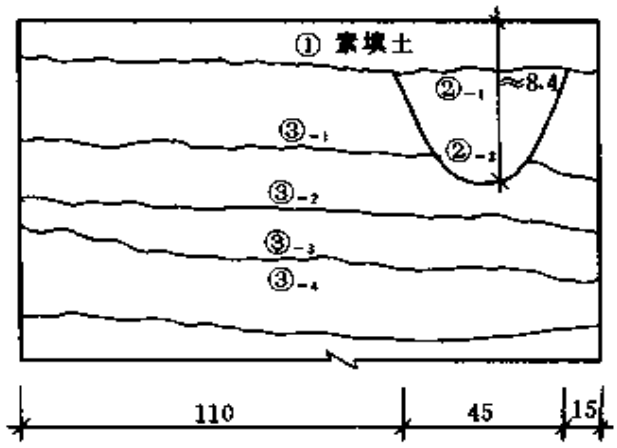


图 6-17　土层断面（单位：m）

二、地基处理方案选择

从详勘报告中可知，除“古坳沟”外，大部分场地地

基土较好。素填土以下为③层系列土，承载力较高，为 180～250kPa。该工程大部分基础底面位于③$_{-1}$层土，地基承载力标准值为 230kPa，采用天然地基完全能满足承载力设计要求。因此，地基处理的目标是加固“古坳沟”的地基土，使其承载力提高到 230kPa 左右，并同时控制其沉降量满足设计要求。方案的选择有以下三种。

表 6-6　　场地土的物理力学指标（平均值）

土的物理力学指标 / 土层编号	含水量 w (%)	天然重度 γ (kN/m^3)	孔隙比 e	液性指数 I_L	压缩模量 E_s (MPa)	标准贯入试验锤击数 N	各层土承载力标准值 (kPa)
①素填土	25.2	19.8			4.0		110
②$_{-1}$粉质粘土	24.4	19.8	0.69	0.45	5.5	6	130
②$_{-2}$粉质粘土	31.0	19.2	0.86	0.72	3.0	5	80
③$_{-1}$粉质粘土	22.4	20.1	0.66	0.19	11.0	10	230
③$_{-2}$粉质粘土	22.2	20.2	0.65	0.12	12.0	14	250
③$_{-3}$粉土	20.5	19.4	0.78	0.94	9.0	14	180
③$_{-4}$粉质粘土	25.7	19.7	0.73	0.33	11.0	12	220
③$_{-5}$粉质粘土	29.2	19.4	0.81	0.53	10.0	9	200
④粉质粘土	29.8	19.5	0.80	0.65	7.0	12	160
⑤粉质粘土	21.7	20.3	0.63	0.13	14.0	21	300
⑥砂砾石夹卵石					25.0		400

1. 全部桩基方案

桩基方案已在该厂区较多地被采用，并积累了一定的工程经验，方案是成熟的、可靠的。但在整个场区的基础下都打桩，工期长、造价很高、不经济。

2. 局部桩基方案

该场区有较长、深浅不一的冲沟，冲沟土质松散、强度低。若只对该场区的冲沟部位采用桩基，其余部分为天然地基，处理的工程量会明显减少，但桩基变形小，天然地基变形大，差异沉降

难以控制。

3. CFG 桩复合地基方案

CFG 桩属高粘结强度桩，和褥垫层一起形成复合地基。通过调整桩长、桩距和褥垫层厚度，既可以较好地满足承载力要求，也较容易调整天然地基和复合地基之间的差异沉降。

根据设计单位和建设单位的意见，最后确定采用CFG 桩复合地基方案。

三、CFG 桩复合地基的设计与施工

该工程的地基处理主要在冲沟和设定的过渡区内进行。

冲沟分为三个区，以等高线 7m 为界，标高低于 7m 为 A 区，该区冲沟较深，拟采用较长的桩；标高 7～9m 为 B 区，桩长比 A 区要短；标高 9～11m 为 C 区，该区桩长比 B 区短。此外的过渡区为 D 区，采用短桩，桩距大，置换率低。如图 6-18、图 6-19 所示。

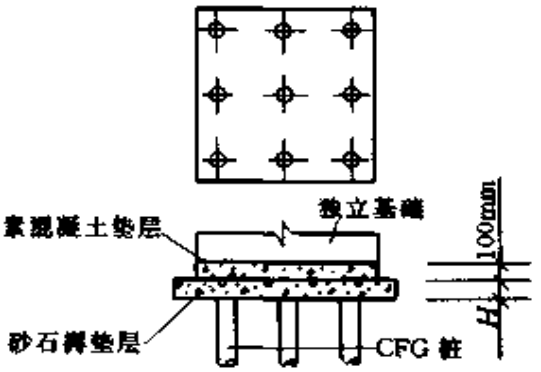


图 6-18　布桩情况示意图

CFG 桩复合地基是由桩与桩间土共同承担上部荷载，因此，在该工程设计中，一方面要保证足够的承载力，另一方面通过调整桩长、桩距以及褥垫层厚度，控制沉降量，使“古坳沟”两侧的天然地基与冲沟处经处理后的地基间的差异沉降满足设计要求。

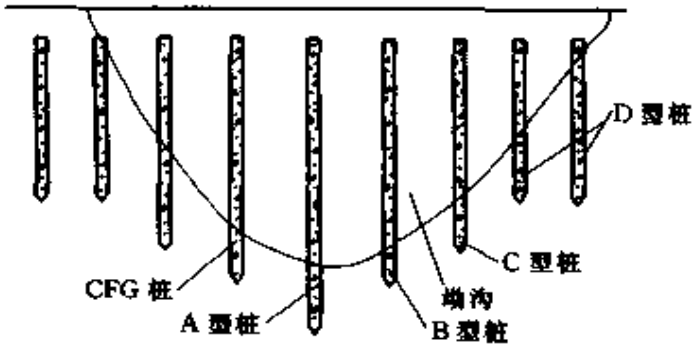


图 6-19　冲沟布桩分布示意图

制在 2‰，绝对沉降控制在 5cm 以内。

CFG 桩施工采用长螺旋钻管内泵压混合料灌注成桩工艺。混合料采用 425 号普通硅酸盐水泥与砂、石、粉煤灰拌和而成，桩身强度等级为 C15，坍落度控制在 16～20cm。具体施工顺序为：CFG 桩施工→基坑开挖→桩头处理→褥垫层铺设。

褥垫层采用粗砂铺设，夯填度不大于 0.9。通过试夯决定静力碾压或动力夯实，以避免出现橡皮土；褥垫层铺设范围略大于基础下部素混凝土垫层范围。

基坑开挖后应马上进行褥垫层及素混凝土垫层的施工，严禁出现基坑积水和桩顶土冻胀。

四、施工检测

为检验 CFG 桩复合地基的加固效果和施工质量，在桩体强度满足荷载试验条件时，进行了如下检测：①低应变对桩身质量的检测，检测桩数共 30 根；②复合地基静荷载试验共 4 组，要求复合地基承载力标准值不小于 230kPa，压板面积为 1.5m×1.5m。

检测结果如下：

（1）桩身低应变检测结果：桩身强度达到 C15，桩身完整。

（2）复合地基承载力检测结果：见表 6-8。

表 6-8　　静荷载试验结果

类别	桩号	设计参数			试验结果		
		桩长 (m)	桩径 (mm)	设计承载力 (kPa)	终止荷载 (kPa)	累计沉降 (mm)	承载力极限值 (kPa)
复合地基	试 3	10.0	400	230	479	19.75	≥479
	试 4	11.5	400	230	479	16.88	≥479
	试 6	10.0	400	230	506	18.32	≥506
	试 8	11.5	400	230	488	21.82	≥488

五、沉降观测

设计要求对该工程进行沉降观测，在结构封顶时，沉降观测

制在 2‰，绝对沉降控制在 5cm 以内。

CFG 桩施工采用长螺旋钻管内泵压混合料灌注成桩工艺。混合料采用 425 号普通硅酸盐水泥与砂、石、粉煤灰拌和而成，桩身强度等级为 C15，坍落度控制在 16～20cm。具体施工顺序为：CFG 桩施工→基坑开挖→桩头处理→褥垫层铺设。

褥垫层采用粗砂铺设，夯填度不大于 0.9。通过试夯决定静力碾压或动力夯实，以避免出现橡皮土；褥垫层铺设范围略大于基础下部素混凝土垫层范围。

基坑开挖后应马上进行褥垫层及素混凝土垫层的施工，严禁出现基坑积水和桩顶土冻胀。

四、施工检测

为检验 CFG 桩复合地基的加固效果和施工质量，在桩体强度满足荷载试验条件时，进行了如下检测：①低应变对桩身质量的检测，检测桩数共 30 根；②复合地基静荷载试验共 4 组，要求复合地基承载力标准值不小于 230kPa，压板面积为 1.5m×1.5m。

检测结果如下：

（1）桩身低应变检测结果：桩身强度达到 C15，桩身完整。

（2）复合地基承载力检测结果：见表 6-8。

表 6-8　　静荷载试验结果

类别	桩号	设计参数			试验结果		
		桩长 (m)	桩径 (mm)	设计承载力 (kPa)	终止荷载 (kPa)	累计沉降 (mm)	承载力极限值 (kPa)
复合地基	试 3	10.0	400	230	479	19.75	≥479
	试 4	11.5	400	230	479	16.88	≥479
	试 6	10.0	400	230	506	18.32	≥506
	试 8	11.5	400	230	488	21.82	≥488

五、沉降观测

设计要求对该工程进行沉降观测，在结构封顶时，沉降观测

资料表明：天然地基上的基础沉降量平均值为 8mm；D 型桩复合地基上的基础沉降量平均值为 9mm；A 型桩复合地基上的基础沉降量平均值为 5.2mm。目前该工程已投入使用，大部分独立基础沉降量在 20～30mm。说明该工程采用CFG 桩复合地基处理是成功的。

该工程 CFG 桩桩数 1374 根，从 1997 年 12 月 5 日开始施工，到 12 月 27 日结束，历时 23 天。比采用灌注桩等方案节省工期 45 天，节约投资 500 多万元，取得了良好的经济和社会效益。

工程实例五　西安某水塔地基处理工程

一、工程概况

某水塔高 40m，筒形结构，圆形片筏基础，直径 11.6m，埋深 2.5m，基底压力为 270kPa，对差异沉降敏感。

二、工程地质条件

该水塔位于西安市北郊，地貌单元属渭河南岩 I 级阶地，根据勘察报告，场地内各层土为：

①素填土（Q_4^{ml}）：主要由粘性土组成，含砂及块石等。层厚 0.50m。

②$_{-1}$黄土（Q_3^{2eol}）：黄褐～褐黄色，大孔结构，含少量白色钙质条纹，偶见蜗牛壳。具湿陷性，硬～可塑。层厚 3.50～4.50m，f_k＝150kPa。

②$_{-2}$黄土（Q_3^{2eol}）：岩性同②$_{-1}$层，具湿陷性，可塑。层厚 2.00m，f_k＝160kPa。

②$_{-3}$黄土（Q_3^{2el}）：黄褐色，大孔结构，含少量白色钙质条纹及蜗牛壳，不具湿陷性，可塑。层厚 1.20～2.20m，f_k＝150kPa。

②$_{-4}$黄土：黄褐色，岩性同②$_{-3}$层，软塑。层厚 3.80～4.20m，f_k＝110kPa。

③古土壤（Q_3^{2el}）：红褐色，见针状孔隙，含白色钙质条纹及少量钙质结核，可塑～软塑。层厚 2.90～3.50m，f_k＝160kPa。

地下水位埋深 11.10～11.30m。

三、CFG 桩设计

该工程地基处理的目的：一是消除黄土的湿陷性，二是提高地基承载力。

处理方案采用 CFG 桩复合地基，桩距 1.2m，排距 1.0m，桩径 400mm，近似等边三角形布置，置换率 $m=10.5\%$。桩长 9.4m，共布桩 159 根，桩顶与基础之间铺设 300mm 厚的砂石褥垫层。

桩体材料为水泥、粉煤灰、碎石、石屑和水，桩身强度等级为 C10，其配比为水：水泥：粉煤灰：石屑：碎石＝1.13：1：1.2：2.33：6.67。采用振动沉管 CFG 桩施工工艺施工，混合料坍落度为 3cm。

四、CFG 桩复合地基效果检测

1. 桩间土加固效果

根据土工试验结果，地基处理前后各层桩间土的主要物理力学性质指标见表 6-9。

由表 6-9 可知，地基处理后，桩间土各主要物理力学指标得到明显改善，干重度 γ_d 增加 6.5～17.8%，孔隙比 e 降低 12.0%～29.7%，压缩系数 a_{1-2} 降低 20.8%～73.4%，湿陷系数 $\delta_s<0.015$，湿陷性已完全消除。

表 6-9　　地基处理前后主要物理力学性质指标对比

指标值 \ 地层		②$_{-1}$	②$_{-2}$	②$_{-3}$	②$_{-4}$
天然含水量 w（%）	前	21.0	22.1	24.1	29.2
	后	21.6	21.9	24.9	28.0
干重度 γ_d（kN/m³）	前	12.8	13.0	13.7	13.9
	后	15.1	15.4	15.0	14.8
孔隙比 e	前	1.079	1.044	0.951	0.916
	后	0.767	0.734	0.776	0.806

续表

指标值 \ 地层		②-1	②-2	②-3	②-4
饱和度 S_r（%）	前	51.0	57.7	69.8	86.6
	后	76.5	81.6	86.7	94.3
压缩系数 a_{1-2} (MPa^{-1})	前	0.64	0.34	0.24	0.31
	后	0.17	0.22	0.19	0.23
压缩模量 E_{s1-2} (MPa)	前	4.5	7.0	8.8	6.6
	后	10.3	8.3	8.9	8.0
湿陷系数 δ_s	前	0.043	0.035		
	后	0.002	0.002		

2. 桩身质量、强度检测

基坑开挖后，从对暴露出的桩体进行的观测可知，桩头浮浆约 50cm 左右，桩身垂直，与土体结合紧密，凿桩困难。低应变动测检测的 15 根桩中，完整桩 13 根，基本完整桩 2 根（扩径），桩身试块轴心抗压强度为 11.3～14.0MPa。

在 CFG 桩施工结束后一个月，进行了单桩和单桩复合地基载荷试验，检测结果表明，复合地基承载力标准值为 327.2kPa。

五、加固效果评价

在施工过程中对构筑物进行了沉降观测，经过一年多，沉降已趋于稳定，总沉降量和差异沉降均在设计允许范围内，地基处理是成功的。

从这个工程可以看出，当桩间距较小时，采用振动沉管 CFG 桩复合地基可以消除黄土湿陷性。

需要指出的是，对含水量较低的湿陷性黄土，以消除湿陷和提高地基承载力为目的，建议采用碎石桩和 CFG 桩间作的多桩型复合地基。施工时先施打碎石桩，碎石桩施工完毕后，再施打 CFG 桩，此时 CFG 桩桩间距比单一桩型 CFG 桩复合地基的桩间距要大，可

避免施打 CFG 桩时对已打的相邻 CFG 桩产生挤断等不良影响。

工程实例六　华亭嘉园小区超高层建筑地基处理工程

一、工程概况

华亭嘉园小区位于北京市北四环路南侧、中华民族园西侧、健翔立交桥以东约 300m，小区由 A、B、C、D、E、F 六栋 32～35 层公寓楼和地下车库组成（见图 6-20），总建筑面积为 285505m²，由北京市华远房地产公司开发建设。A～F 楼基础型式为箱形基础，结构型式为剪力墙结构，地下车库结构型式为预应力无梁楼盖板柱结构。A～F 楼工程概况见表 6-10。

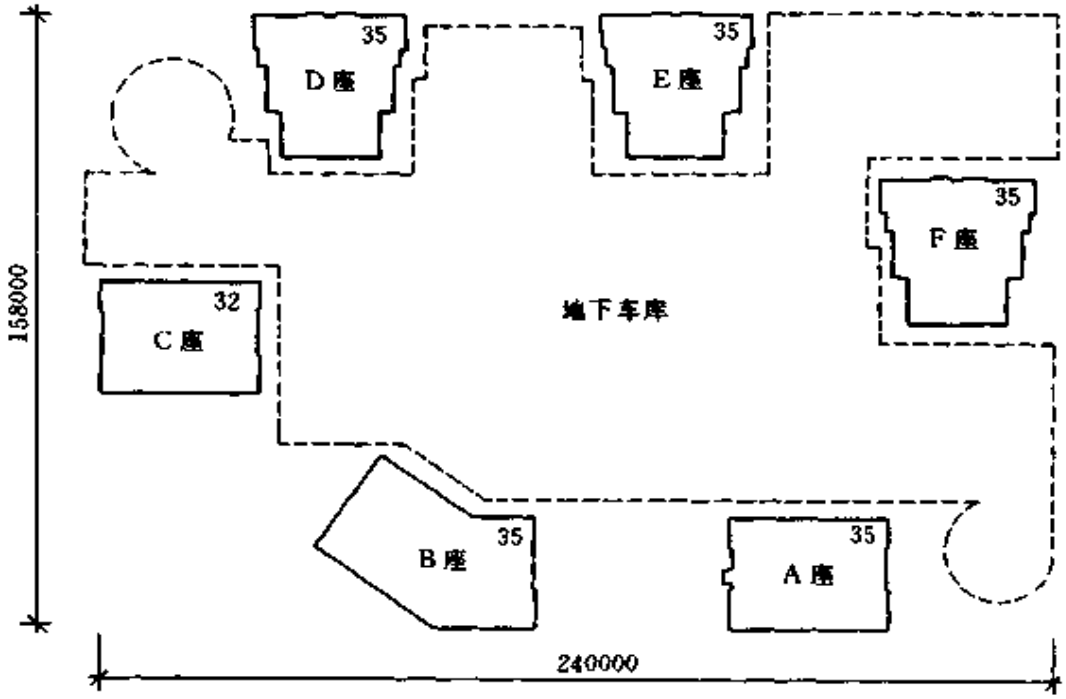


图 6-20　华亭嘉园平面位置图

二、工程特点和土的物理力学性质

（一）工程特点

根据小区规划、建筑物的结构和功能要求，华亭嘉园工程具有如下特点：

表 6-10　　华亭嘉园各楼座工程概况

楼号	层数/地下室（层）	建筑面积（m^2）	底板面积（m^2）	±0.00（m）	基底标高（m）	基础埋深（m）	楼座开工时间	楼座封顶时间
C	32/2	37413	1306	47.60	39.60	6.9	1998 年 1 月	1999 年 5 月
B	35/2	38818	1401	48.25	40.25	6.3	1998 年 8 月	1999 年 12 月
D	35/2	35989	1314	47.95	39.85	6.6	1998 年 8 月	1999 年 12 月
A	35/2	36732	1193	48.10	39.90	6.5	1999 年 2 月	1999 年 12 月
E	35/2	37624	1279	47.95	39.75	6.8	1999 年 2 月	1999 年 12 月
F	35/3	38929	1340	47.95	37.30	9.2	1999 年 2 月	1999 年 12 月

（1）华亭嘉园小区 A～F 楼系 32～35 层的超高层建筑，具有层数多、荷载大的特点，对加固后的地基承载力和变形要求都很高（见表 6-11），无论设计计算、具体的施工措施和施工管理，其难度都比一般高层建筑地基处理要大。

表 6-11　　复合地基设计条件

楼座	承载力要求	变形要求
C	$f_k \geqslant 500kPa$	1. 最大沉降量≤100mm； 2. 基础倾斜≤1.5‰
B	$f_k \geqslant 550kPa$	
D	$f_k \geqslant 500kPa$	
A	$f_k \geqslant 550kPa$	
E	$f_k \geqslant 550kPa$	
F	$f_k \geqslant 580kPa$	

（2）华亭嘉园各楼座不是简单的单体建筑物，各楼座与地下车库相临，F 楼基底标高与地下车库基底标高相同，其余各楼座基底标高比地下车库基底标高高 2.30～2.95m（见表 6-12）。为了保证建筑物的安全，在地基处理设计中必须考虑这类建筑物与单体建筑物的差别，即需要考虑建筑物与地下车库之间的施工顺序以及它们之间的相互影响。

表 6-12　　建筑物与地下车库之间关系

楼号	建筑物与地下车库相邻面	建筑物与地下车库基底高差（m）	建筑物与地下车库最近距离（m）	备　　注
C	2	2.30	2.5	采用支护桩支护
B	1	2.95	0.45～2.00	先施工比建筑物深的地下车库部分，然后建筑物和车库同时施工
D	3	2.55		
A	1	2.75		
E	3	2.45		
F	3	0.00		

（3）该工程是国内首次采用CFG桩复合地基对30层以上的超高层建筑进行地基处理，对方案的可行性必须给予充分论证。

（4）小区南侧有居民区和学校，在地基处理方案和施工工艺选择时需考虑施工时不能产生振动和噪音污染，避免扰民。

（5）根据小区总体进度安排，要求每栋楼地基处理的工期控制在30天左右。

（二）地基土物理力学性质

华亭嘉园地基勘察根据小区开发建设进度分四次进行。其中C座楼的勘察报告土层分层与其它楼座不同。华亭嘉园各楼座基底持力土层和圆砾⑦层的工程地质概况见表6-13，基底以下各土层的物理力学指标详见表6-14～表6-17，各楼座的典型剖面见图6-21。

从勘察报告可以看出，场地土质具有如下特点：

（1）基底持力土层为场地③、④或⑤层土，其承载力标准值为160～230kPa。

（2）整个场地土岩性均匀，承载力相对较高，有利于控制变形特别是控制建筑物的倾斜。

（3）从土层分布情况来看，场地标高20.53～23.90m以下存在一层密实的圆砾层⑦层，该层在每个楼座范围内基本均匀且埋藏深度适中，该层和其下密实的卵石层厚度均在7.2m以上，是理

想的桩端持力层。

（4）场地内砂土、粉土层较多，但这些土层标准贯入试验锤击数较高，采用长螺旋钻管内泵压施工工艺时，这些土层不会产生窜孔，有利于CFG桩施工质量控制。

表 6-13　　基底土层和圆砾⑦层土层的工程地质概况

楼号	基底标高（m）	基底持力土层		圆砾⑦层顶板标高（m）	圆砾⑦层上下的砂、砾和卵石层厚度（m）
		土层名	承载力标准值（kPa）		
C*	39.60	④砂质粉土、④$_{-1}$粉质粘土	160～200	20.96～22.62	＞10
B	40.25	③$_{-1}$粉质粘土、③砂质粉土	160～220	23.04～23.43	10.2～11.0
D	39.85	④粉细砂、⑤粉质粘土	180～230	20.53～22.87	11.1～11.9
A	40.25	④$_{-1}$砂质粉土、④粉细砂	230	22.50～23.90	9.2～12.6
E	39.75	④粉细砂、④$_{-2}$粉质粘土	180～230	21.60～22.80	10.2～10.6
F	37.30	④粉细砂、④$_{-2}$粉质粘土	180～230	21.20～23.70	7.2～10.4

*　圆砾层在C座楼勘察报告中为⑨层。

三、CFG桩复合地基设计

（一）方案比较

在华亭嘉园地基处理施工方案分析时，考虑了如下工艺：

（1）长螺旋钻干成孔灌注成桩。此方案需要深层降水，会对场地周围建筑物产生不利影响，不宜采用。

（2）泥浆护壁钻孔灌注成桩。此方案泥浆污染严重且施工效率低，不宜采用。

（3）振动沉管灌注成桩。此方案施工设备和施工操作比较简单，施工费用相对也较低，但华亭嘉园设计要求承载力高，桩分担的荷载比例大，有效桩长需达到20m左右。振动沉管施工工艺有如下缺陷：

1）较难以穿透硬土层，特别是粉土、砂土层。

2）施工时易造成周围已施工的桩产生缩径或断桩。

3）打桩时产生的振动力将引起密实土强度降低，影响复合地

表 6-14　　C 楼座土的物理力学指标(平均值)

土的物理力学指标 / 土层编号	含水量 w (%)	天然重度 γ (kN/m³)	孔隙比 e	液性指数 I_L	压缩模量 E_s(MPa)			标准贯入试验锤击数 N	重型动力触探锤击数 $N_{63.5}$	各层土承载力标准值 (kPa)
					p_0～p_0+100	p_0～p_0+200	p_0～p_0+300			
④砂质粉土	21.8	20.0	0.67	0.25	22.3	26.7		23		200
④$_{-1}$粉质粘土	28.3	19.5	0.79	0.61	6.7	7.7				160
⑤粉砂					(25)	(30)		28		200
⑥粉质粘土	22.8	20.4	0.64	0.35	9.5	10.8				180
⑦砂质粉土	24.0	20.4	0.64	0.68	15.8	17.6	18.6	19		200
⑧粉质粘土	23.4	21.0	0.64	0.39	13.3	14.5		15		180
⑧$_{-1}$砂质粉土	21.8	20.5	0.60	0.20	16.0	17.0		28		200
⑨圆砾					(45)	(50)			59	350
⑩卵石					(60)	(65)			84	450

表 6-15　　B 楼座土的物理力学指标(平均值)

土的物理力学指标 / 土层编号	含水量 w (%)	天然重度 γ (kN/m³)	孔隙比 e	液性指数 I_L	压缩模量 E_s(MPa)			标准贯入试验锤击数 N	重型动力触探锤击数 $N_{63.5}$	各层土承载力标准值 (kPa)
					p_0～p_0+100	p_0～p_0+200	p_0～p_0+300			
③砂质粉土	20.4	19.8	0.67	0.21	27.1	29.5				220
③$_{-1}$粉质粘土	29.9	19.2	0.85	0.71	6.4	7.1	7.9			160
④细砂							(30)	27		250
⑤重粉质粘土	24.1	20.4	0.64	0.36	8.3	9.3				170
⑥粉质粘土	23.1	20.4	0.64	0.32	13.9	14.8	12.4			230
⑥$_{-1}$粘质粉土	23.1	20.3	0.62	0.40	15.6	17.5	24.0			230
⑦圆砾						(40)			59	350
⑧卵石						(45)			66	400
⑨粉质粘土	23.8	20.0	0.69	0.29	14.9	15.8				250
⑩卵石						(50)			78	450

表 6-16　　D 楼座土的物理力学指标(平均值)

土的物理力学指标 / 土层编号	含水量 w (%)	天然重度 γ (kN/m³)	孔隙比 e	液性指数 I_L	压缩模量 E_s(MPa)			标准贯入试验锤击数 N	重型动力触探锤击数 $N_{63.5}$	各层土承载力标准值 (kPa)
					p_0～p_0+100	p_0～p_0+200	p_0～p_0+300			
④粉细砂					(22)	(25)	(27)	29		230
⑤粉质粘土	22.9	20.5	0.63		8.5	9.8	10.8			180
⑤$_{-1}$粘质粉土	21.4	20.4	0.55		15.8	18.3	18.9			230
⑥粉质粘土	23.7	20.2	0.67		12.2	13.3	14.7			230
⑥$_{-2}$粘质粉土	21.1	20.5	0.58.		18.1	19.7				250
⑦圆砾		(21.0)			(80)				52	450
⑦$_{-1}$中砂		(20.5)			(40)			49		350
⑧卵石		(21.5)			(100)				76	500
⑨粘土	33.1	18.5	1.00		18.6	18.7				250
⑩卵石	(21.5)				(110)				82	500
⑪粉质粘土	21.7	20.5	0.66		20.6	22.7				250

表 6-17　　A、E、F 楼座土的物理力学指标(平均值)

土的物理力学指标 / 土层编号	含水量 w (%)	天然重度 γ (kN/m³)	孔隙比 e	液性指数 I_L	压缩模量 E_s(MPa)			标准贯入试验锤击数 N	重型动力触探锤击数 $N_{63.5}$	各层土承载力标准值 (kPa)
					p_0～p_0+100	p_0～p_0+200	p_0～p_0+300			
③砂质粉土	17.9	20.0	0.62		17.0	19.5		35		230
④粉细砂	22.0	19.6	0.65		22.9	25.2		31		230
④$_{-2}$粉质粘土	24.5	20.0	0.67		8.3	9.5	10.5			180
⑤粘质粉土	22.9	20.1	0.70		10.3	11.2	11.7			200
⑥粉质粘土	23.6	20.2	0.65		13.2	14.1				220
⑦圆砾		(21.0)							58	400
⑧卵石		(21.5)							72	450
⑨粉质粘土	23.4	19.7	0.70		18.5	19.3				260
⑨$_{-1}$砾砂		(20.8)							47	350
⑩卵石		(21.5)								480
⑪粉质粘土	26.1	20.0	0.71		20.5	20.7				260
⑪$_{-2}$粘土	33.1	19.1	0.91	0.50	18.5	18.5				260
⑫卵石		(21.5)							57	500

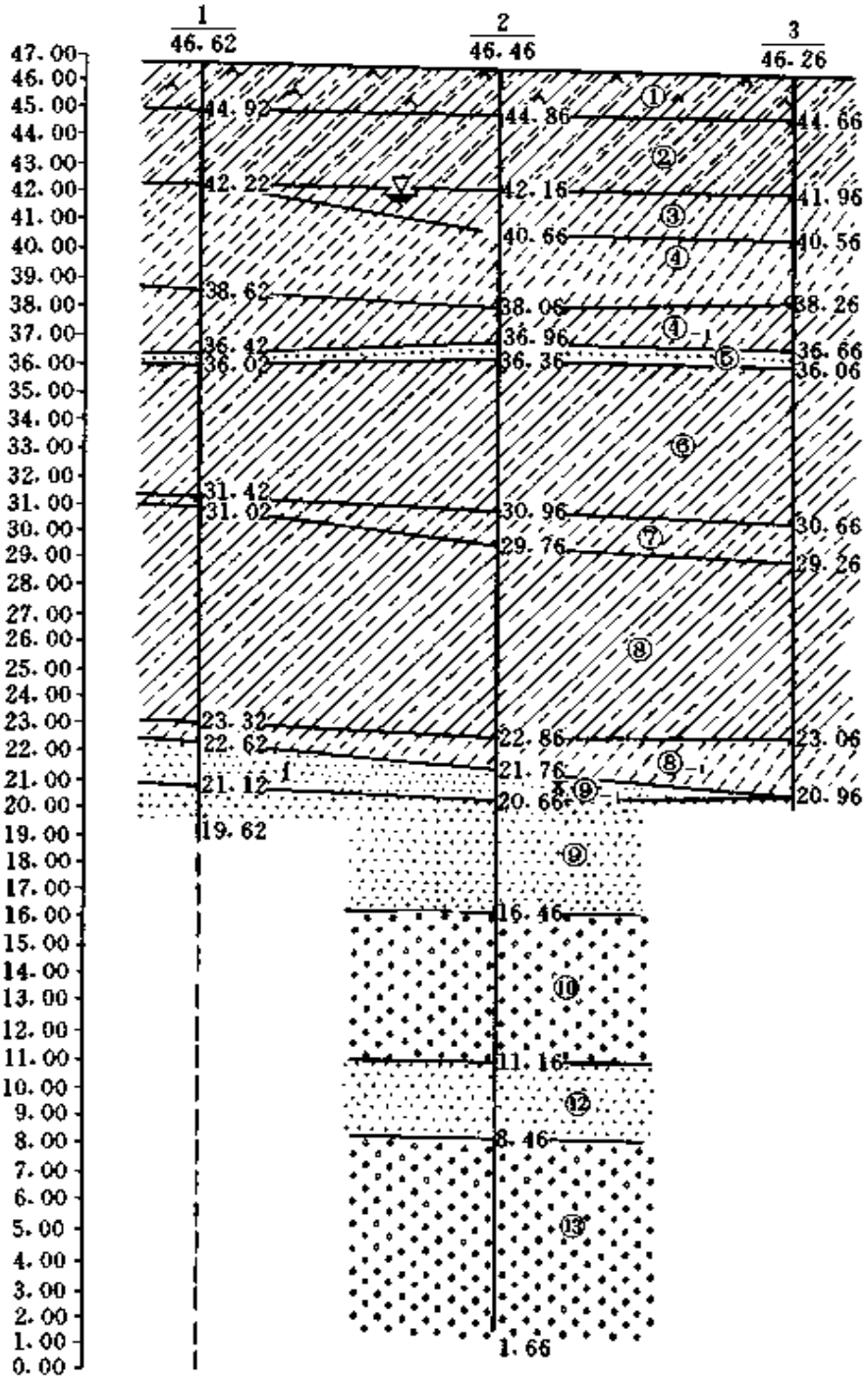


图 6-21　场地典型地质剖面图（C 座楼）

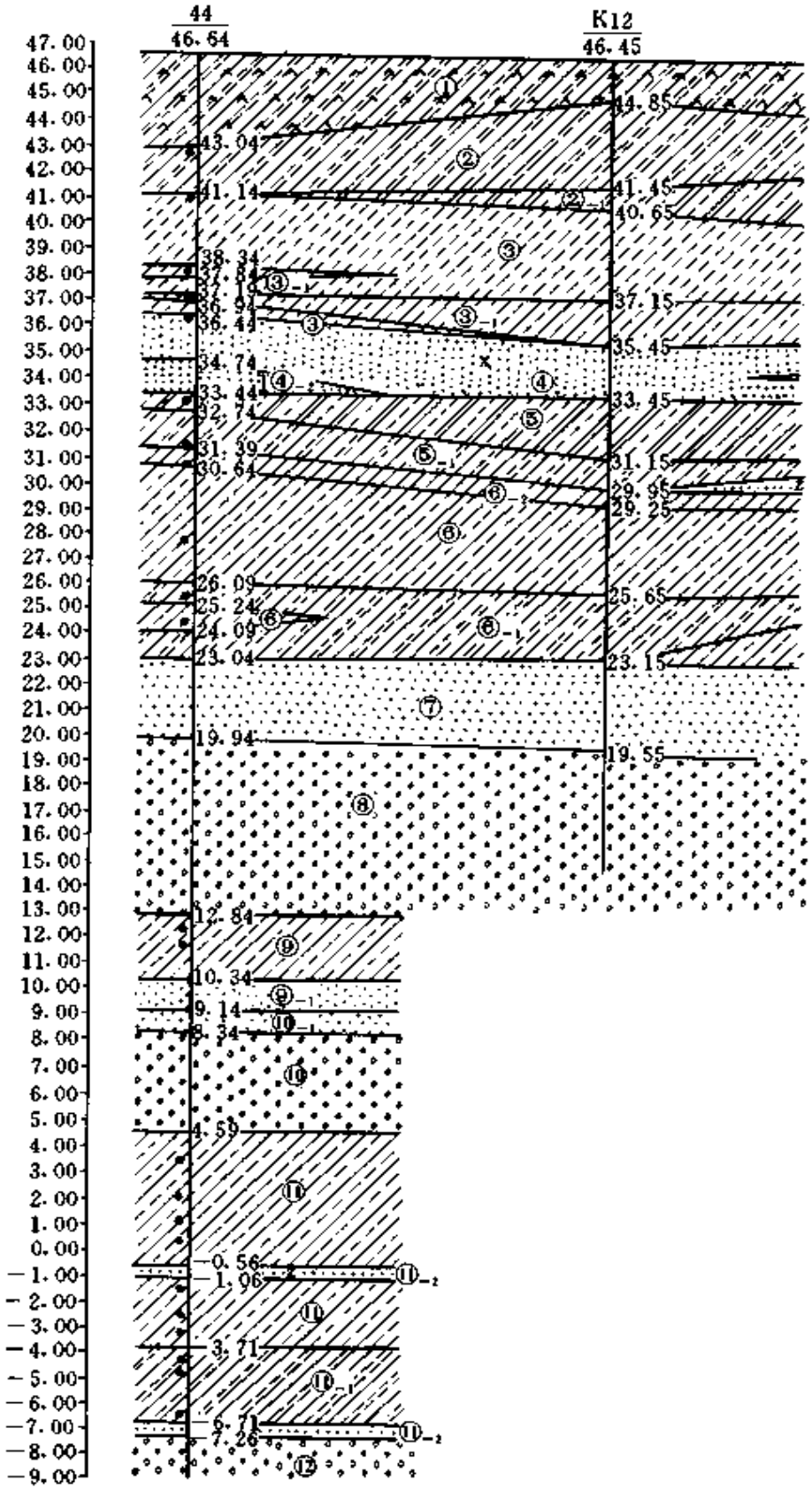


图 6-21　场地典型地质剖面图（B 座楼）

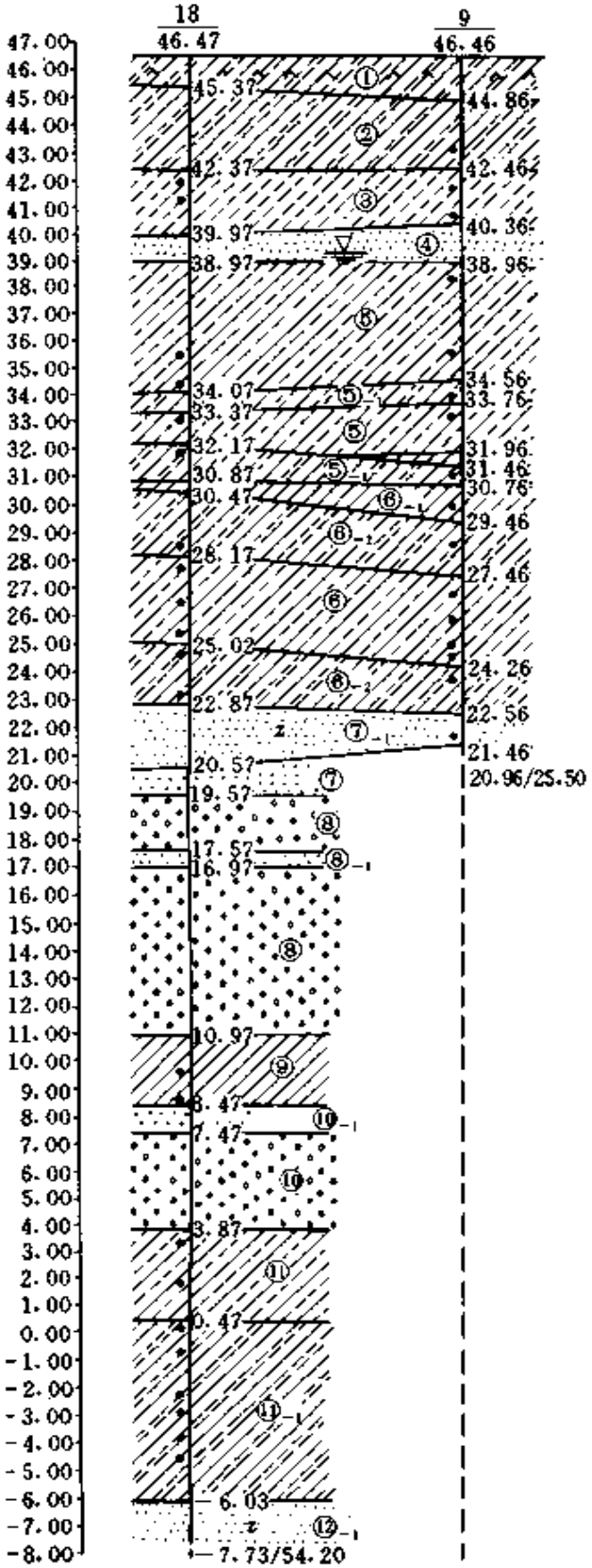


图 6-21　场地典型地质剖面图（D 座楼）

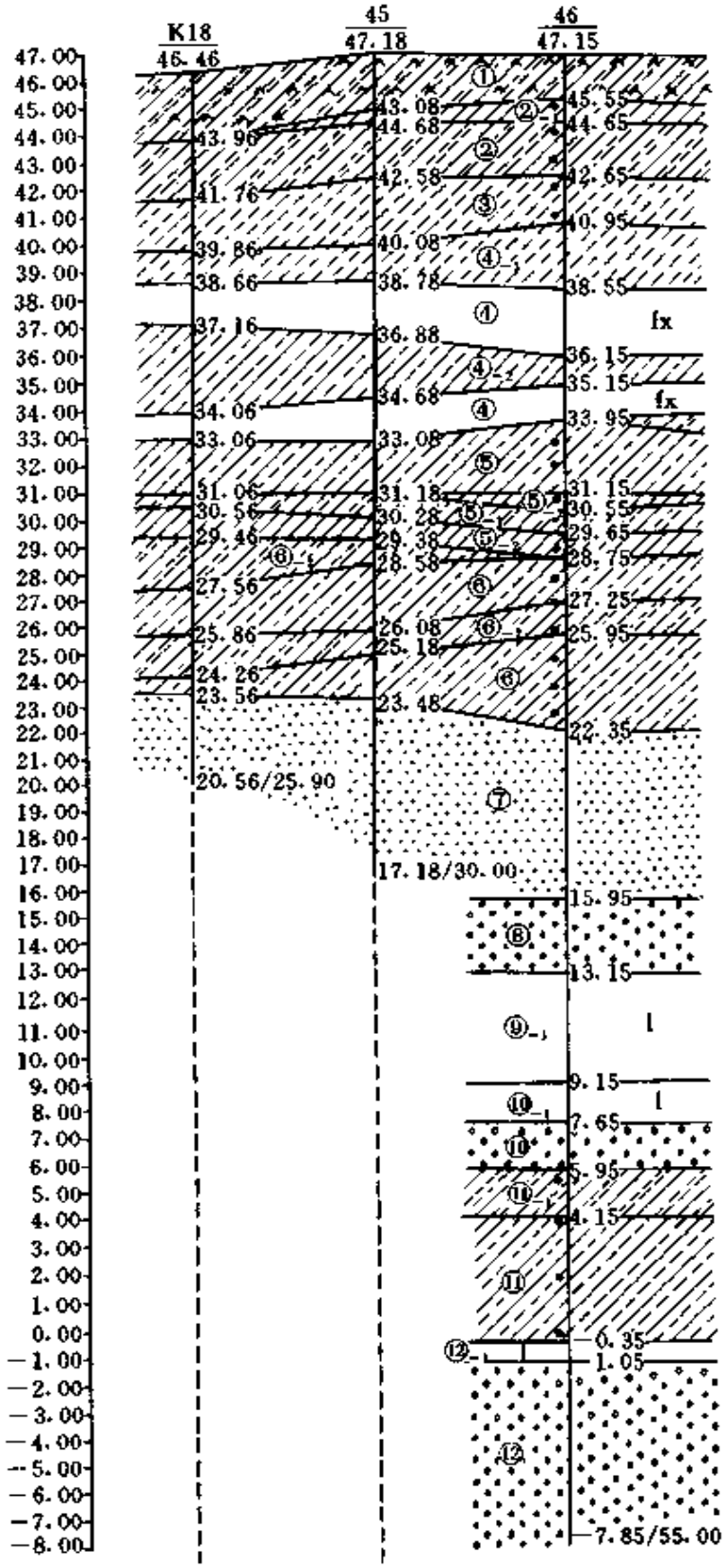


图 6-21　场地典型地质剖面图（A 座楼）

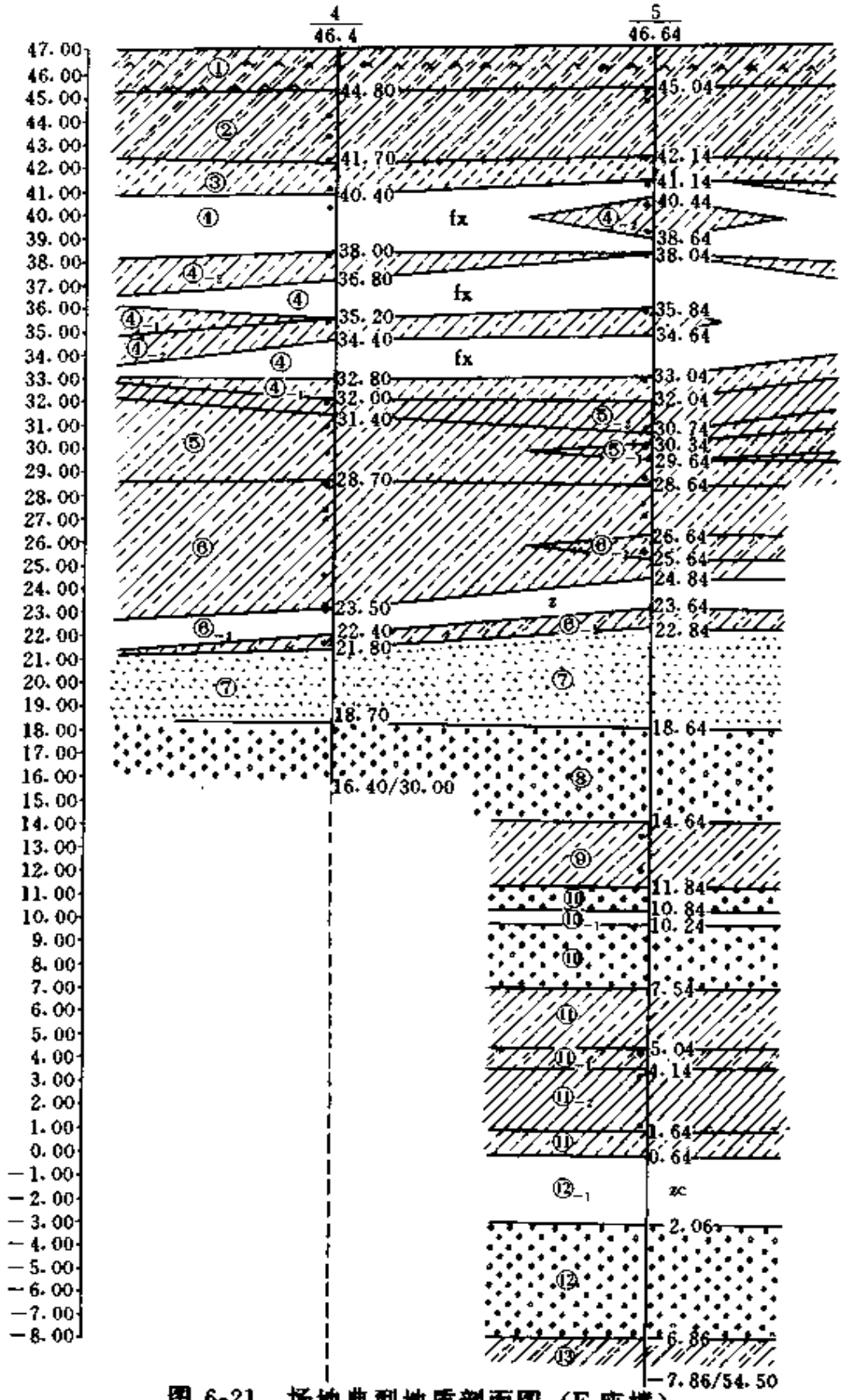


图 6-21　场地典型地质剖面图（E 座楼）

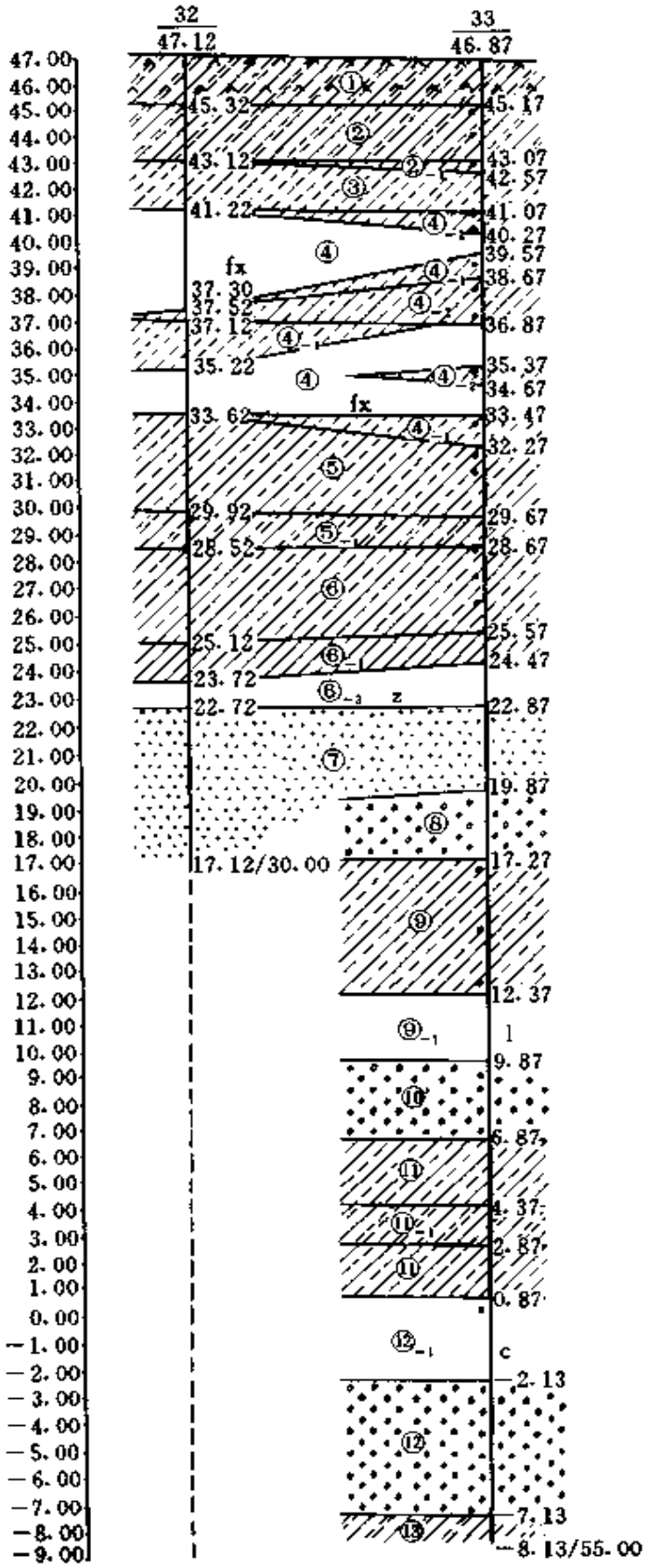


图 6-21　场地典型地质剖面图（F 座楼）

基承载力的发挥。

4）存在严重的振动和噪音污染。

(4)长螺旋钻管内泵压CFG混合料成桩。此工艺具有如下优点：

1）穿透硬土层能力强。

2）该工法为排土成桩工艺，不存在挤土效应，不会对已打桩产生不良影响，也不会引起桩间土强度降低。

3）成桩质量易保证。

4）施工效率高，周期短。

根据场地土质情况、工程特性、周边环境及工期要求，经综合分析和充分论证，确定地基处理采用CFG桩复合地基，施工采用长螺旋钻管内泵压施工工艺。CFG桩复合地基以第⑦层园砾层为桩端持力层。各楼座的设计参数见表6-18。

表6-18　　各楼座CFG桩复合地基设计参数

楼座	有效桩长(m)	桩径(mm)	桩间距(m)	桩数(根)	褥垫层厚度(mm)	桩身强度等级
C	19.5	415	1.60	522	200	C20
B	19.5	415	1.50～1.55	627	200	C25
D	20.0	415	1.50～1.55	595	200	C25
A	18.0	415	1.30～1.40	666	200	C25
E	19.8	415	1.35～1.45	678	200	C25
F	16.2	415	1.20～1.30	839	200	C25

CFG桩复合地基设计考虑了以下几方面：

(1)华亭嘉园各楼座与地下车库相邻，且有2～3m的高差，虽然高层建筑的荷载主要通过CFG桩往下传递，但紧邻车库部分的桩间土依然有水平荷载传递给车库外墙，车库设计时需考虑楼座传来的水平荷载。

(2)除C座楼采用支护桩外，其余各楼座施工顺序均采用地下车库施工完地下2层后，楼座与车库同时施工，楼座出地面后，地下车库已经施工完毕。设计时需考虑楼座的变形对地下车库产

生的不利影响，如建筑物过大的沉降会引起地下车库底板产生过大的挠曲变形，从而引起车库底板的开裂和防水层的破坏。因此，建筑物总沉降量必须控制在一个较小的范围内，在华亭嘉园地基处理设计时，建筑物的沉降量按 50mm 进行控制。

（二）复合地基承载力和变形计算

1. 承载力计算

根据各楼座地质剖面图和土的物理力学指标，按式（4-1）计算的复合地基承载力标准值，计算结果见表 6-19。从中可以看出，各楼座复合地基承载力均满足设计要求。

表 6-19　　各楼座复合地基承载力计算

楼座	桩长（m）	桩端进入圆砾⑦层的深度（m）	计算单桩承载力标准值（kN）	复合地基承载力标准值计算		说　明
				桩间距（m）	承载力（kPa）	
C	19.5	0.86～2.52	1000	1.60	528	由于各楼座与具有大空间的地下车库相邻，复合地基承载力没有作深度修正
B	19.5	3.54～3.93	963	1.50	597	
D	20.0	0.68～3.02	957	1.50	595	
A	18.0	1.75～3.40	755	1.35	607	
E	19.8	1.65～2.85	875	1.45	585	
F	16.2	0.10～2.60	750	1.30	635	

2. 变形计算

按式（4-12）对华亭嘉园各楼座进行沉降计算，计算结果如表 6-20 所示。从中可以看出沉降计算值比建筑物沉降实测值偏大。

在这里对沉降计算值比实测值偏大做一讨论。

（1）计算模式。变形计算模式采用弹性力学的弹性半空间解，将地基看成均质的线性变形半空间。计算附加应力时，把基底压力看成柔性荷载，而没有考虑基础和结构的刚度影响。事实上，建筑物特别是高层建筑，上部结构和基础的刚度贡献对变形的影响十分显著。图 6-22 为不同的结构刚度对基底反力和沉降影响的示意图。

表 6-20　　各楼座沉降计算结果和建筑物沉降实测值

楼座	沉降计算值（mm）		沉降观测值（mm）		说　　明
	最大值	平均值	最大值	平均值	
C	39.3	32.2	29.5	24.6	沉降观测值为建筑物入住阶段
B	49.0	40.2	21.2	20.3	沉降观测值为各楼座封顶后外装修完成内装修进行阶段
D	47.2	38.7	21.7	18.6	
A	56.5	45.6	22.6	17.7	
E	56.6	45.6	28.8	25.9	
F	49.2	39.8	20.2	18.5	

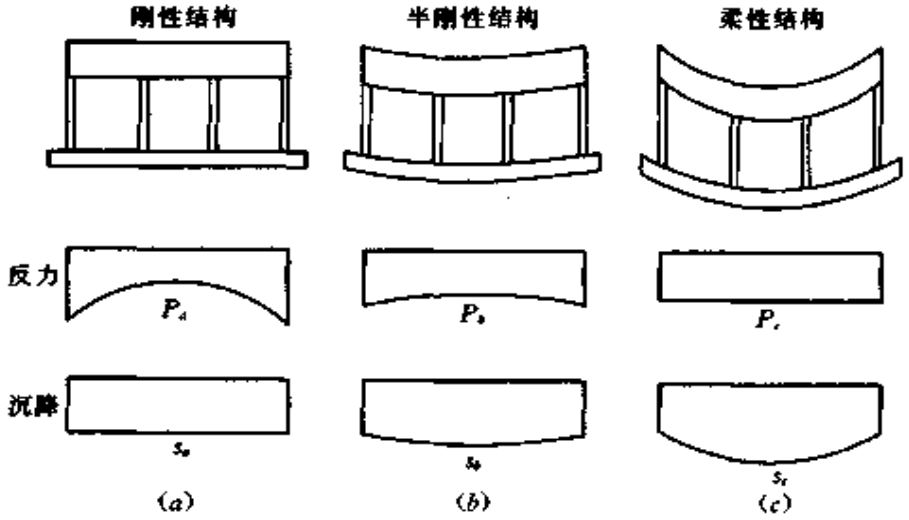


图 6-22　上部结构刚度对基础的影响

(a) 上部结构绝对刚性；(b) 上部结构半刚性；

(c) 上部结构绝对柔性

(2) 模量取值：

1)模量取值应根据 $e—p$ 曲线取实际应力状态下的模量值，但目前多数勘察报告给出的是不同压力或压力段的模量值而不提供压缩试验曲线，在沉降计算时根据压力或压力段选取的模量并不完全是实际应力状态下的模量值。

2) 在一个土层内，即使土层是均匀的，在不同的深度处的应力状态也是不同的，其压缩模量随深度变化，由于 $e—p$ 曲线和附加应力曲线都不是线性的，不同深度处模量的平均值并不等于平

均模量。这样以来，按天然土层计算，特别是比较厚的土层，取样的不均匀性可能产生一定的误差。

3）加固区变形计算采用的是复合模量法，预估时模量提高系数是由复合地基承载力标准值 $f_{sp,k}$ 与基底天然地基承载力标准值 f_k 之比求得的，通常在复合地基计算时 CFG 桩的侧阻力和端阻力的取值可能偏于保守。

（3）变形计算荷载取值。对于地基处理工程，结构设计单位一般提供的地基处理设计条件多为地基处理后经深度修正复合地基的承载力标准值和变形控制值。而变形计算时需要已知基底附加压力，设计时若近似地根据式（4-6）采用承载力值求出基底压力，再根据式（4-16）求出附加压力，那么这种近似的处理就存在着两方面问题：一方面是深度修正后的地基承载力标准值通常比基底平均压力标准值要大；另一方面变形计算采用传至基础底面上的荷载是按正常使用极限状态荷载效应的准永久组合，不应计入风荷载和地震荷载，而承载力计算传至基础底面上的荷载是按正常使用极限状态下荷载效应的标准组合，按准永久组合比按标准组合计算的荷载值偏小。这两方面均使计算荷载比实际荷载偏大，造成变形估算比实测值大。

（4）表 6-20 中各楼座的沉降量，除 C 座楼外，其它楼座荷载还没有达到其设计荷载，此外，固结尚未终了，预计将来最终沉降量会与计算值比较接近。

四、CFG 桩复合地基施工

华亭嘉园 CFG 桩复合地基施工采用长螺旋钻管内泵压施工工艺，每个楼座采用一台 CFG 桩施工设备，各楼座施工情况见表 6-21。

在施工中，场地基底以下、⑦层圆砾层顶面以上各土层均为长螺旋钻易穿透的土层，其施工可采用常规的方法和措施，而对于桩端持力层，勘察报告描述该层粒径为 2～15mm，最大粒径 80～100mm，中粗砂填充。从场地施工情况来看，该层含有的卵石最大粒径为 200mm。在圆砾⑦层施工有如下特点，在此作一说明：

表 6-21　　CFG 桩施工情况

楼座	CFG 桩施工开始日期	CFG 桩施工结束日期	CFG 桩施工工期(d)	平均每天施工桩数(根)
C	1998 年 1 月 11 日	1998 年 2 月 5 日	25	21
B	1998 年 8 月 11 日	1998 年 9 月 16 日	36	17
D	1998 年 8 月 19 日	1998 年 9 月 16 日	28	21
A	1999 年 2 月 13 日	1999 年 3 月 6 日	21	32
E	1999 年 2 月 11 日	1999 年 3 月 12 日	29	23
F	1999 年 3 月 12 日	1999 年 4 月 2 日	21	40

（1）进深判断。在钻进过程中，当进入圆砾⑦层时，设备会明显出现轻微晃动、进尺变慢等特征。在施工中可根据这些特征来判断桩端进入圆砾层或卵石层以及进入圆砾层或卵石层的深度。

（2）设备磨损。由于各楼座桩长较长，桩端进入圆砾层一般在 2～3m，施工中产生的扭矩较大，对钻头、钻杆及设备磨损和损坏严重。因此，在相类似的地质情况下采用长螺旋钻施工需准备足够的备件。

（3）施工难度。施工难度主要表现在圆砾⑦层钻进难度大和提拔困难，从表 6-21 中可以看出，每天成桩的桩数比较少，主要是由于维修设备和施工难度大造成的。在施工中，当钻至设计标高后，一般要求采用静止提拔。但对于易卡钻的区域，在圆砾⑦层内允许采用边转边提，离开圆砾⑦层后采用静止提拔。

五、CFG 桩复合地基加固效果及评价

华亭嘉园 CFG 桩施工完毕后，由国家建筑工程质量检测中心进行了单桩或单桩复合地基静载荷试验检测（表 6-22），对 CFG 桩成桩质量进行了低应变检测。检测结果表明，复合地基承载力均满足设计要求，桩身质量完整，不存在影响正常使用的Ⅲ类桩和Ⅳ类桩。

在结构施工过程中，建设方委托专业的测量公司对华亭嘉园

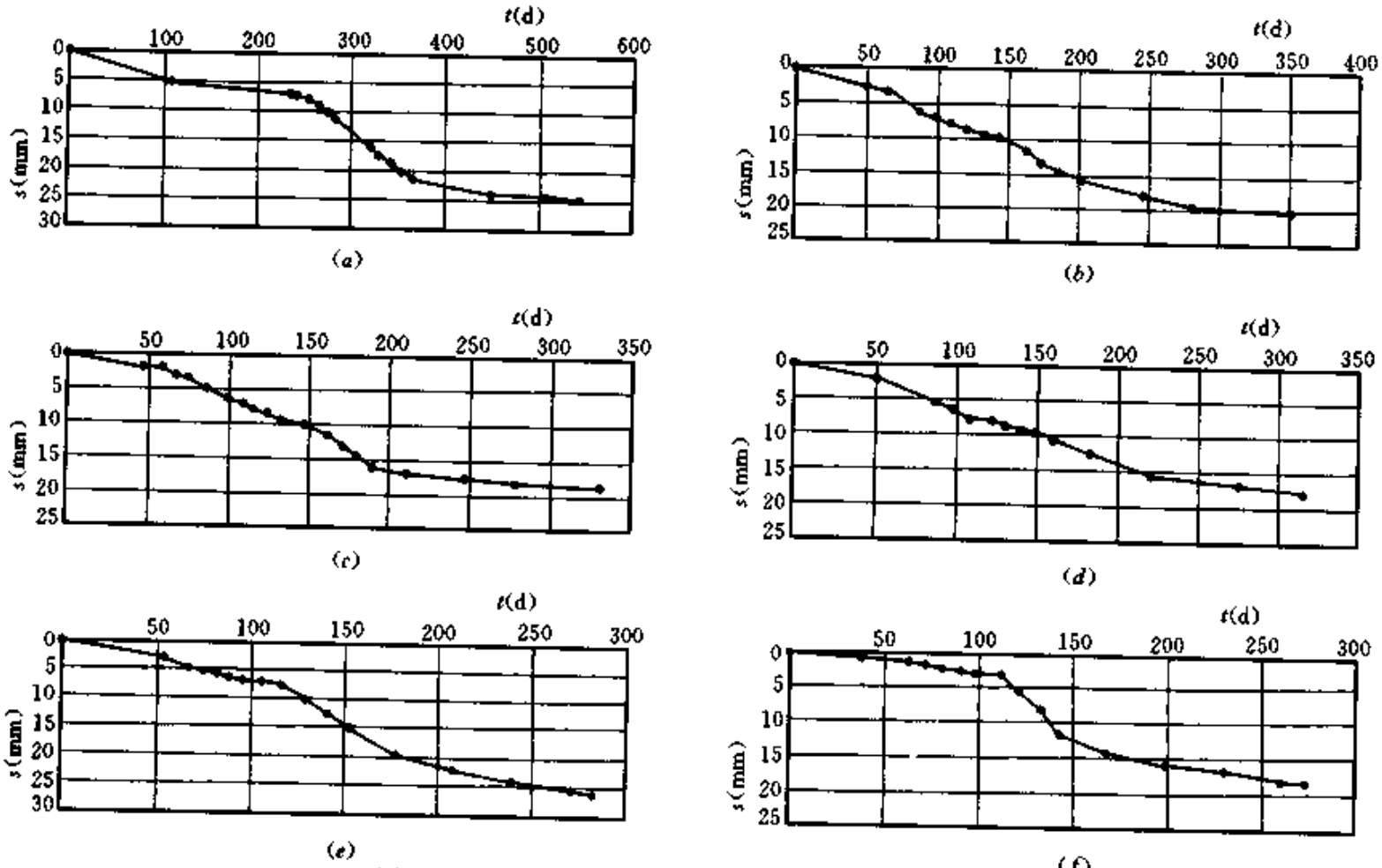


图 6-23　华亭嘉园 A～F 座楼沉降-时间曲线

(a)C 座楼；(b)B 座楼；(c)D 座楼；(d)A 座楼；(e)E 座楼；(f)F 座楼

各楼座进行了沉降观测，目前C座楼已经入住，其它各楼座正在进行内装修。各楼座的沉降观测成果见表6-20，沉降曲线见图6-23。可以看出，各楼座沉降已有稳定的趋势，根据北京地区的经验，建筑物封顶时的沉降量约占总沉降量的60%～70%，预估华亭嘉园各楼座最终沉降量将在50mm以内。华亭嘉园各楼座采用CFG桩复合地基进行处理是成功的。

表6-22　　CFG桩单桩或单桩复合地基静载荷试验结果

楼座	单桩或单桩复合地基使用荷载	在使用荷载下平均沉降量（mm）	备　注
C	650kN	2.63	单桩试验
B	550kPa	5.35	单桩复合地基试验
D	500kPa	5.26	
A	550kPa	8.39	
E	550kPa	6.26	
F	580kPa	7.73	

华亭嘉园6栋超高层建筑原方案为桩基础，采用CFG桩复合地基其经济效益也是十分可观的。在华亭嘉园附近某工程为28层高层建筑，采用桩基础，其地质情况与华亭嘉园基本一样，在不考虑建筑物层数差别的情况下，CFG桩复合地基施工工期是桩基础的一半，CFG桩施工费用是桩基础施工费用的47%。换言之，华亭嘉园采用CFG桩复合地基其地基处理费用比原方案节约了将近1000万元。

六、附：华亭嘉园C座楼支护方案介绍

根据建设方总体进度安排，在地下车库方案没有确定下来之前C座楼已开始施工了，当施工至6层时，地下车库设计完成并开始施工。在开挖与C座楼相邻且比C座楼深的地下车库这部分土方时，必须对C座楼采取支护措施。为此，建设方委托中国建筑科学研究院地基所进行论证并提出支护方案，并提出下列两点要求：第一，在开挖比C座楼基底标高低2.3m的车库土方时，不

能危及C座楼的安全；第二，考虑C座楼的工期要求，在采取措施期间C座楼尽量不停工。

经过充分论证，确定C座楼的支护方案为：当车库开挖至标高40.8m（即C座楼基底标高以上1.2m）处停止开挖，进行支护桩施工，C座楼北边与车库相邻部分的支护桩桩径为800mm，桩长为12m，桩间距为1.5m，东边与车库相邻部分的支护桩桩径主要为1200mm，桩长为15m，桩间距为1.6m，桩的位置与车库外墙平行。在桩顶设置冠梁，同时在角部桩顶设置斜撑（见图6-24）。

施工顺序为：支护桩→桩顶冠梁→混凝土达到设计强度后随挖土随做桩间护面→挖土至基底设计标高。在土方开挖过程中对C座楼和桩顶冠梁的水平位移进行了监测，支护桩设计时初步限定在车库与C座楼之间的回填土回填完毕之前，C座楼只能施工至10层。在实际运作中，根据C座楼施工至10层的监测资料，允许在车库与C座楼之间的回填土回填完毕之前，C座楼施工至12层。从监测结果来看，建筑物是安全的。

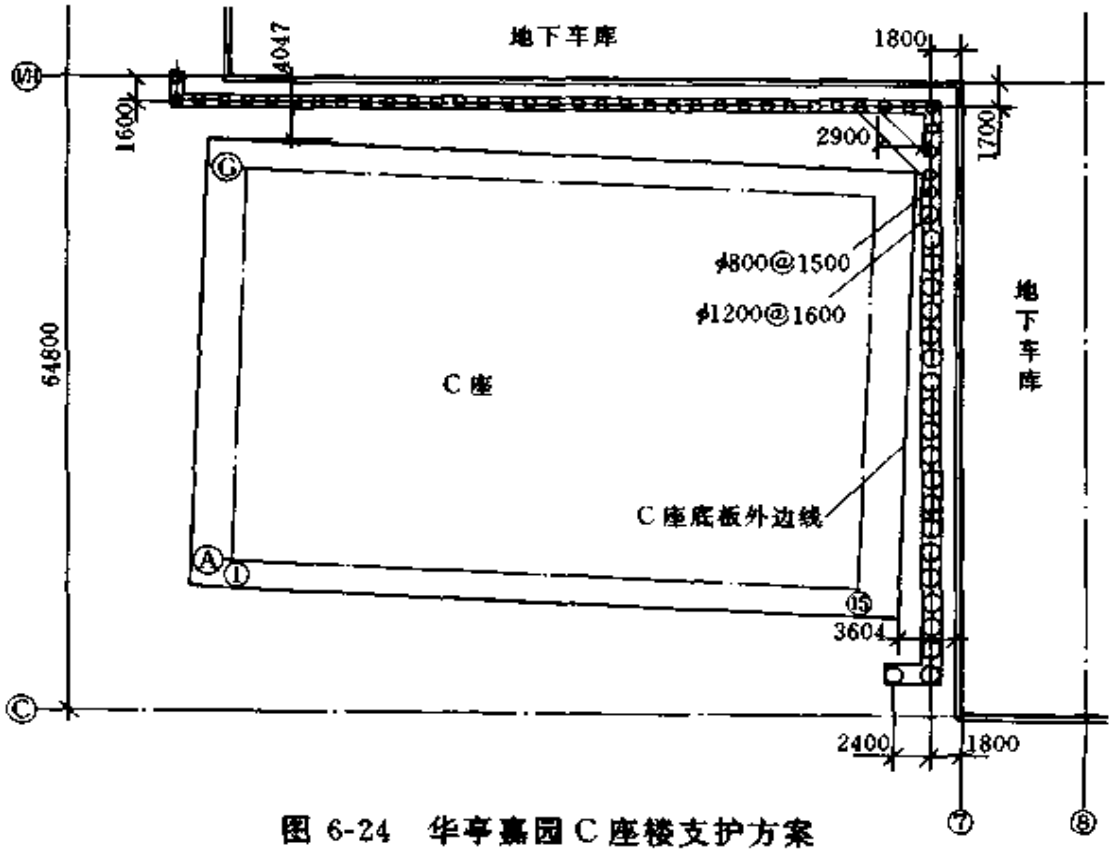


图6-24 华亭嘉园C座楼支护方案

工程实例七　望京高校小区 1～4 号楼地基处理工程

一、工程概况

望京高校小区是国家在京建设的第二个大型教师住宅小区，小区位于望京地区来广营乡东湖村。小区内 1～4 号楼平面位置如图 6-25 所示，每栋楼底板面积为 850m^2。1～4 号楼地下 2 层、地上 25 层，结构型式为剪力墙结构，基础采用筏板基础，各楼座基础埋深如表 6-23 所示。

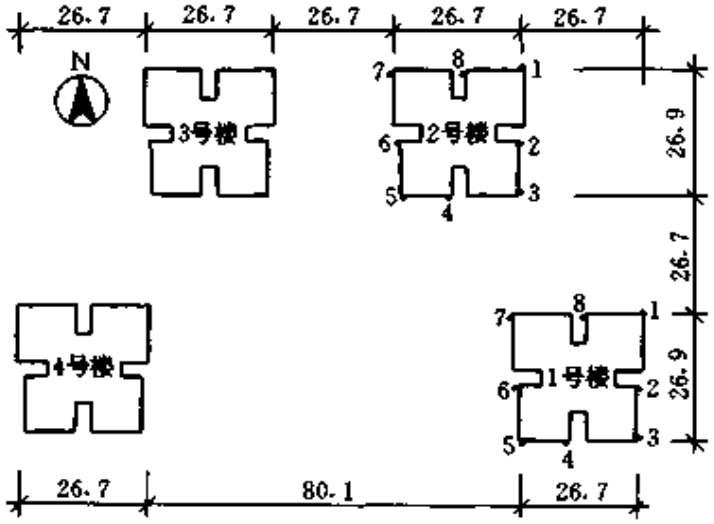


图 6-25　1～4 号楼平面位置图（单位：m）

根据勘察报告，场地为第四纪沉积层，基础坐落在粉质粘土、重粉质粘土④层和粘质粉土、砂质粉土④$_{-1}$层，地基承载力标准值 f_k=160kPa。基底以下各层土的物理力学指标见表 6-24，典型的地质剖面见图 6-26。

表 6-23　各楼座基础埋深

楼座号	±0.00 (m)	基底标高 (m)	基础埋深 (m)
1	36.80	28.605	6.90
2	37.00	28.805	6.40
3	38.50	30.305	5.20
4	37.80	29.665	5.40

二、方案选择

设计要求 1～4 号楼地基处理后承载力标准值达到 400kPa 以上，沉降控制在 10cm 以内。

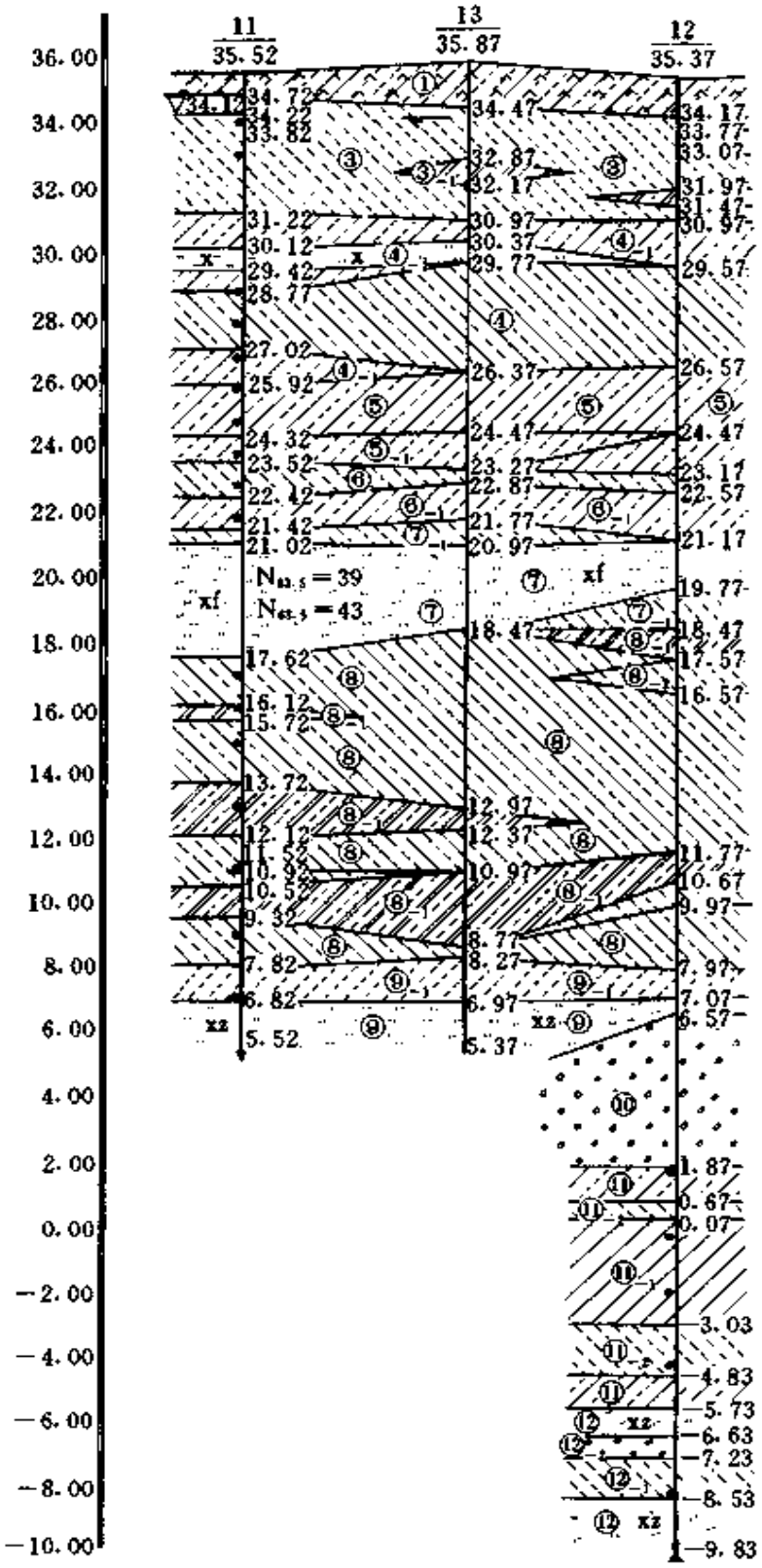


图 6-26　场地典型地质剖面图

表 6-24　　土的物理力学指标（平均值）

土的物理力学指标 / 土层编号	含水量 w (%)	天然重度 γ (kN/m³)	孔隙比 e	液性指数 I_L	压缩模量 E_s (MPa)		标准贯入试验锤击数 N	重型动力触探锤击数 $N_{63.5}$
					p_0～p_0+100	p_0～p_0+200		
④粉质粘土	25.4	20.0	0.72	0.51	6.1	7.1		
④$_{-1}$粘质粉土	21.6	20.3	0.61	0.36	14.0	17.1		
⑤粉质粘土	23.2	20.3	0.61	0.44	6.5	7.9		
⑤$_{-1}$粘质粉土	21.8	20.5	0.60	0.25	14.0	16.1		
⑥砂质粉土	23.2	20.2	0.64	0.42	23.6	26.7		
⑥$_{-1}$粘质粉土	20.8	20.6	0.58	0.27	11.4	12.8		
⑦细、粉砂					30.0～35.0		48	
⑧粘质粉土	20.6	20.4	0.59	0.19	22.0	24.3	23	
⑧$_{-1}$粉质粘土	32.7	18.9	0.92	0.63	12.6	13.3	35	
⑧$_{-2}$粉质粘土	23.1	20.1	0.66	0.35	12.9	14.0		
⑨细、中砂					50.0～55.0		101	
⑩卵石					80.0～100.0			56

由于基础座落在第④层粉质粘土、重粉质粘土层，其地基承载力标准值为160kPa，经计算天然地基变形为175mm。天然地基承载力和变形均不能满足设计要求，需对地基进行处理。

勘察报告对地基处理提出两种方案：第一种是采用25cm×25cm预制方桩方案，桩端落在⑦$_{-1}$砂质粉土、粘质粉土层或细、粉砂⑦层，桩长为8～9m，单桩承载力标准值为400kN；第二种方案是采用ϕ400离心管桩方案，桩端落在细、中砂⑨层或⑩层卵石层，桩长为21～22.8m，单桩承载力标准值为1300kN。采用预制方桩和ϕ400离心管桩方案是望京地区解决地基承载力不足和变形过大常用的方案，从其应用情况来看，这两种方案存在如下缺陷：

（1）费用较高：

采用预制方桩，其施工费用分摊到每建筑平米为115元左右，采用ϕ400离心管桩，其施工费用分摊到每建筑平米为150元左右。

（2）工效较低：

预制方桩每台设备每天可施工 22 根左右，ϕ400 离心管桩每台设备每天可施工 8 根左右。

（3）振动和噪音扰民：

预制方桩和 ϕ400 离心管桩施工时常采用杆式或筒式柴油打桩机，锤落距为 1.5m，会产生较大的振动和噪音污染。而 1～4 号楼东边和北边 30m 即为居民区，若采用这两种工艺施工会严重的扰民。

（4）施工质量不易保证：

由于场地土质较硬，而这两种工艺为挤土成桩工艺或部分挤土成桩工艺，会产生地面隆起、挤桩、穿不透砂层或桩打不到设计深度等问题。

该地区还常用灌注桩方案，由于望京地区地下水位较高，灌注桩方案多采用泥浆护壁灌注桩，这种方案同样存在造价高、工效低以及泥浆污染等问题。

近年来随着地基处理技术的不断发展，复合地基技术特别是 CFG 桩复合地基技术，由于施工质量容易控制、施工周期短、没有泥浆和噪音污染、造价低廉等一些突出优点，已在北京市地基处理中广泛应用。经过方案对比，确定在望京高校小区 1～4 号楼采用 CFG 桩复合地基方案，施工采用长螺旋钻管内泵压 CFG 桩施工工艺。

三、CFG 桩复合地基设计

1. 复合地基设计参数的确定

CFG 桩复合地基设计主要需确定五个参数，即：桩长 l、桩径 d、桩间距 s、褥垫层厚度 ΔH 和桩身强度等级。

（1）桩长 l：

CFG 桩设计时要求桩端落在强度较高、压缩性较小的土层上，根据土层情况，首先试确定 CFG 桩桩长。望京高校小区虽然第⑦层砂层是比较好的持力层，但其下存在强度较低的第⑧$_1$层，设计时为了减少下卧层变形，将桩端落在第⑧层土上，桩长为 15～16m。

（2）桩径 d：

桩径取决于所选用的施工设备，采用长螺旋钻管内泵压 CFG

桩施工工艺，螺旋叶片直径为 400mm 或 600mm，目前采用的螺旋叶片直径以 400mm 的居多。设计桩径 $d=400\text{mm}$。

（3）桩间距 s：

在桩长、桩径确定后，首先需按式（4-3）计算单桩承载力，然后根据天然地基承载力和设计要求的复合地基承载力按式（4-1）求桩间距，桩间距一般要求在（3～5）d 范围内。如果桩间距太大或太小，可调整桩长使桩间距在合理范围。在桩径选定的情况下，桩长和桩间距是确定 CFG 桩复合地基承载力及估算加固区和下卧层变形量的重要参数。

1 号楼 $l=16\text{m}$、$d=0.4\text{m}$ 时，按式（4-3）计算的单桩承载力标准值 R_k 为 750kN，天然地基承载力标准值为 $f_k=160\text{kPa}$，取 $\alpha=1.0$，$\beta=0.9$，按式（4-1）可计算不同桩间距时复合地基承载力标准值 $f_{sp,k}$，如图 6-27 所示。从图中可以看出，当桩间距小于等于 1.65m 时，复合地基承载力均能满足设计要求，考虑施工过程中的诸多不确定因素，确定桩间距为 1.5m。

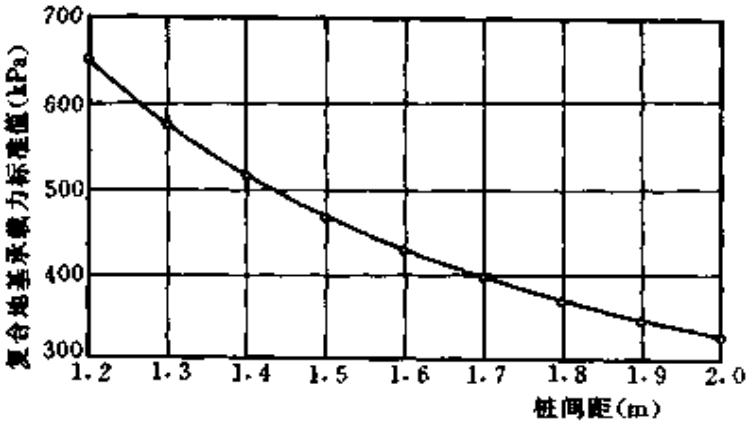


图 6-27　复合地基承载力和桩间距的关系

在桩长、桩径和桩间距初步确定后，也就是说在满足复合地基承载力要求后，需按式（4-12）验算这三个参数是否能满足复合地基变形要求。如果不能满足变形要求，则需调整桩长或桩间距。在变形满足设计要求后，可将桩长、桩径和桩间距确定下来，作为布桩的依据。

根据式（4-12）计算的望京高校 1～4 号楼 CFG 桩复合地基沉

降量为 65mm，满足设计要求。

(4) 桩体强度：

桩顶应力为 $\sigma_p=R_k/A_p$，桩体标号为 $f_{cu}\geqslant 3\sigma_p=17.9$MPa。取 CFG 桩桩体强度等级为 C20。

(5) 褥垫层厚度：

本工程褥垫层厚度为 15cm，材料采用 5～10mm 的碎石。

2. 布桩

1～4 号楼理论布桩数 $n=\dfrac{A}{s^2}=\dfrac{850}{1.5\times 1.5}=378$ 根，实际布桩数要比理论布桩数多，一般来说多 6%左右。

综合上述分析，确定的 1～4 号楼设计参数见表 6-25。

表 6-25　　1～4 号楼 CFG 桩复合地基设计参数

楼座		有效桩长 (m)	桩　径 (mm)	桩间距 (m)	桩　数 (根)	褥垫层厚度 (cm)	桩身强度等级
1		16.0	400	1.50	397	15	C20
2		15.0	400	1.40～1.50	402	15	C20
3	A	15.5	400	1.40～1.50	347	15	C20
	B	16.0	400	1.50	55	15	C20
4		16.0	400	1.40～1.50	397	15	C20

四、CFG 桩复合地基施工

1. CFG 桩材料及配比

CFG 桩桩身混合料强度等级为 C20，其施工时配合比为水泥：砂：石：粉煤灰：外加剂＝300：711：1161：50：13.5 (kg/m^3)。该工程材料采用 425 号普通硅酸盐水泥、细砂、粒径 5～10mm 碎石、Ⅱ级粉煤灰和泵送剂。混合料塌落度为 16～20cm。

2. 施工工艺

长螺旋钻管内泵压 CFG 桩施工工艺施工程序为：钻机就位→钻孔到预定标高→预先在搅拌机内按给定配比搅拌混合料→通过溜槽将搅拌好的混合料投入混凝土泵料斗中→启动混凝土泵将混合料通过输送管线泵入钻杆芯管→边泵送混合料边提钻直到成桩。

长螺旋钻管内泵压 CFG 桩工艺施工控制的关键因素如下：

（1）混合料搅拌质量直接影响成桩的质量和施工速度。当混合料出现搅拌不均匀、离析、泌水等质量问题时容易产生堵管，而无法正常施工，这也是这种工艺的“自锁”现象。混合料搅拌要求采用 2 台 500L 强制式搅拌机，每盘料搅拌时间不少于 60s。

（2）控制成桩提拔速度和保证连续提拔 。在施工时钻机提拔速度宜控制在 2～3m/min，根据提拔速度确定混凝土泵的泵送量，施工中严禁出现超拔。

（3）保证排气阀正常工作。在混合料连续输送过程中，成桩时若排气装置不能正常工作，将导致混合料存有气泡、桩体空心等情况发生。在施工过程中，要求每班经常检查排气阀，防止排气阀被水泥浆堵塞。

3. 施工速度

CFG 桩施工速度与地层情况、工人熟练程度、混合料搅拌质量及是否做到及时清运弃土等有关。长螺旋钻管内泵压 CFG 桩施工工艺是排土工艺，桩越长弃土越多，若不及时清运，移机和找桩位都受到影响，会大量增加施工辅助时间，影响施工进度。

长螺旋钻管内泵压 CFG 桩施工工艺宜采用 24h 连续施工。根据施工情况，可将施工时间分为：①钻进时间；②成桩时间；③移位时间；④非工作时间。前三部分为有效工作时间。后一部分为无效工作时间，包括：故障排除时间，如堵管、设备故障；非抗力因素影响，如下雨、停水停电等。从望京高校小区施工情况来看，每天每台设备可成桩 30 根，每栋楼打桩工期约为 13 天。

五、CFG 桩检测与建筑物的沉降观测

CFG 桩施工完毕，试验桩养护 15 天后，由检测单位进行了静载荷试验检测，每个楼座做两台 CFG 单桩静载试验，检测结果见表 6-26。从载荷试验情况来看，加荷到最大荷载 1000kN 时均没有达到极限荷载，CFG 桩在使用荷载作用下，单桩沉降量在 4.5mm 以内。

在结构施工过程中，业主委托有关单位对 1 号、2 号楼进行了沉降观测（施工单位对 3 号、4 号楼进行了观测），从首层开始在

表 6-26　　1～4 号楼 CFG 单桩静载荷试验结果

楼　　号	1		2		3		4	
桩　　号	293	326	63	71	281	334	204	301
单桩使用荷载 600kN 时对应的沉降值（mm）	3.34	3.54	4.41	3.32	2.52	2.03	1.40	1.98
试验最大加荷值 1000kN 对应的沉降值（mm）	10.12	10.28	19.58	11.24	7.36	5.81	4.10	5.12

每层结构完成后进行观测，每栋楼在四个角点和每边中点设置观测点（见图 6-25），取 8 个点的平均值作为该层结构完工后的沉降值。1 层至结构封顶的层数—沉降曲线如图 6-28 所示，沉降观测成果见表 6-27。

表 6-27　　1、2 号楼封顶时沉降量　　单位：mm

楼号	观测日期	沉降观测点							
		1	2	3	4	5	6	7	8
1 号	1998 年 11 月 5 日	18.4	20.5	19.5	21.2	19.7	21.4	19.7	19.1
2 号	1998 年 11 月 5 日	19.4	21.7	18.8	20.2	17.9	20.4	19.8	21.1

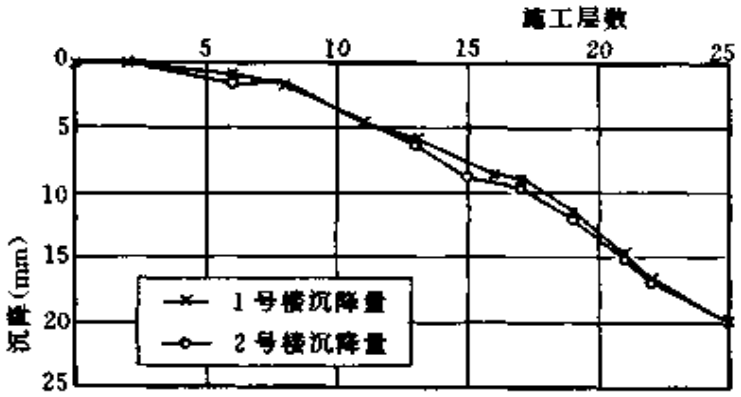


图 6-28　1 号、2 号楼建筑物沉降曲线

从图 6-28 可以看出，建筑物的沉降曲线是一典型的 Q—s 曲线，1 号楼封顶时最大的沉降量为 21.4mm，2 号楼为 21.7mm，3 号、4 号楼结构封顶时的沉降量均小于 21mm。结构施工完毕后建筑物的沉降量约为最终沉降量的 60%～70%，预估 1～4 号楼最终沉降量将在 50mm 以内。

工程实例八　嘉和丽园 A、B、C 座楼地基处理工程

一、工程概况

嘉和丽园位于北京市朝阳区霄云路南侧，地处繁华的东三环燕莎商业圈内。该工程由 A、B、C 三座塔楼、裙房和紧邻塔楼的 2 层纯地下车库组成（见图 6-29），总建筑面积为 86468m²。塔楼

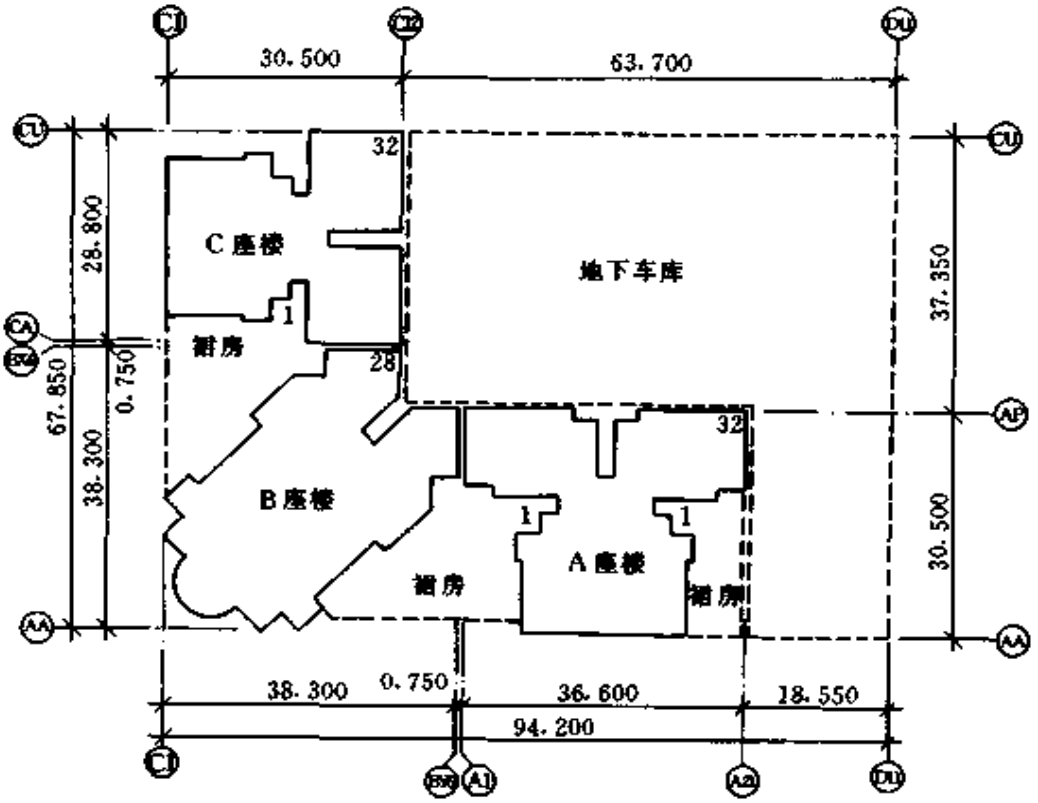


图 6-29　嘉和丽园平面位置图（单位：m）

A、B、C 座为高档公寓楼，结构型式为剪力墙结构，地下室均为 2 层。A、C 座地上为 32 层，总高度为 104m，B 座地上为 28 层，总高度为 90.7m，三座塔楼之间设沉降缝兼做抗震缝，沉降缝将塔楼之间的裙房分开，每个塔楼地下部分形成大底盘。地下车库结构型式为无梁楼盖板柱结构，其位置与三座塔楼紧邻，且埋深比塔楼深 90cm。

该工程由于天然地基承载力和变形不能满足设计要求，采用CFG桩复合地基进行处理，CFG桩施工于1999年6月4日开始，1999年7月2日结束。

二、工程特点和土层分析

1. 工程特点

嘉和丽园塔楼由高层和超高层建筑组成，根据结构型式和功能要求，该建筑结构具有如下特点（见图6-30）：

（1）三座塔楼基础不是连成一个大板，而是各自独立，塔楼之间设置沉降缝。这样处理会造成结构、基础和地基的共同作用效果削弱；但从计算角度来看受力明确。

（2）裙房悬挑大。B座楼裙房悬挑为三跨，最大悬挑达17m；A座、C座楼裙房悬挑较小，分别为7.5m和3.6m。

（3）荷载作用点存在偏心。A座楼和C座楼存在荷载偏心，偏

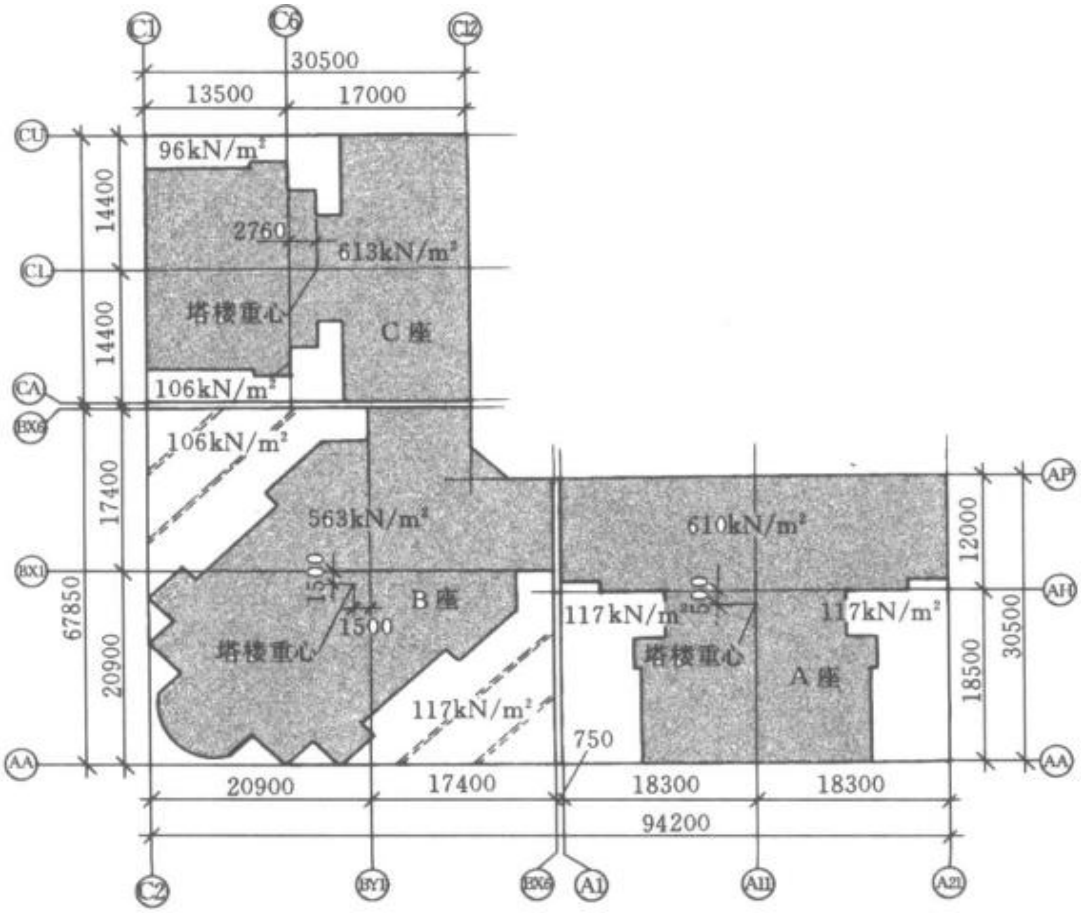


图6-30　建筑物结构特点和荷载情况

心距分别为 1.95m 和 1.01m，荷载作用点偏向车库一侧。

(4) 塔楼与裙房、车库的荷载相差很大，协调三者之间的变形是该工程设计的重点。

由于嘉和丽园具有上述特点，结构设计提出地基处理应需满足表 6-28 的设计条件。

表 6-28　　复合地基设计条件

楼座	基础底面处的平均压力标准值 (kN/m^2)		变　形　要　求
	塔　楼	裙　房	
A	610.0	117	1. 最大沉降量不大于 80mm； 2. 基础倾斜不大于 0.002； 3. 相邻建筑物之间相对沉降差不大于 20mm
B	563.0	106，117	
C	613.0	96，106	

2. 地基土的物理力学性质

嘉和丽园 A、B、C 座楼±0.00 为 39.6m，场地标高为 37.8m，基底标高为 29.08m，基础座落在场地第③层粉细砂层上，各层土的物理力学指标和剖面图如表 6-29 和图 6-31 所示。

从勘察报告可以看出，场地土质具有如下特点：

(1) 基底持力土层为粉细砂③层，标准贯入试验锤击数 $N=19\sim50$ 击，平均值为 34 击，属中密～密实土，承载力标准值为 $f_k=280kPa$。

(2) 整个场地土质均匀，承载力较高，除③层有 0.6～0.7m 厚承载力标准值为 180kPa 的$③_{-1}$层夹层外，其余各层土的承载力标准值均在 230kPa 以上。

(3)从土层分布情况来看，场地内砂土层、粉土层较多，如③层粉细砂层、⑤层砂质粉土—粘质粉土层、⑦层细中砂层和$⑦_{-2}$粘质粉土层。这些层厚度均较厚，施工采用长螺旋钻管内泵压 CFG 桩工艺时，需考虑这些土层对 CFG 桩施工质量可能产生的不利影响。

三、CFG 桩复合地基设计

1. 设计方案的考虑

表 6-29　　土的物理力学指标(平均值)

土的物理力学指标 / 土层编号	含水量 w (%)	天然重度 γ (kN/m³)	孔隙比 e	液性指数 I_L	压缩模量 E_s(MPa)			标准贯入试验锤击数 N	各层土承载力标准值 (kPa)
					p_0～p_0+100	p_0～p_0+200	p_0～p_0+300		
③粉细砂		21.0				28.0	30.0	34	280
④粉质粘土	18.7	20.6	0.57		13.0	14.6			230
⑤砂质粉土	18.6	20.6	0.56		24.0	25.3	25.7		250
⑥粉质粘土	18.0		0.56	0.27	18.4	19.6	19.2		230
⑦细中砂		21.0				35.0		44	350
⑦$_{-2}$粘质粉土	21.0	20.0	0.69	0.34	13.7	14.6			280
⑧粉质粘土	19.4	20.3	0.61	0.10	16.7	17.7			280
⑧$_{-1}$粘质粉土	17.3	20.6	0.53	0.23	30.0	30.1			300
⑨粉砂		21.0				(40)		31	300
⑩粉质粘土	22.0	19.6	0.66	0.34	22.1	22.6			
⑪砂质粉土	19.1	20.1	0.59						
⑫粉质粘土	22.4	19.4	0.71	0.33	25.1	25.7			

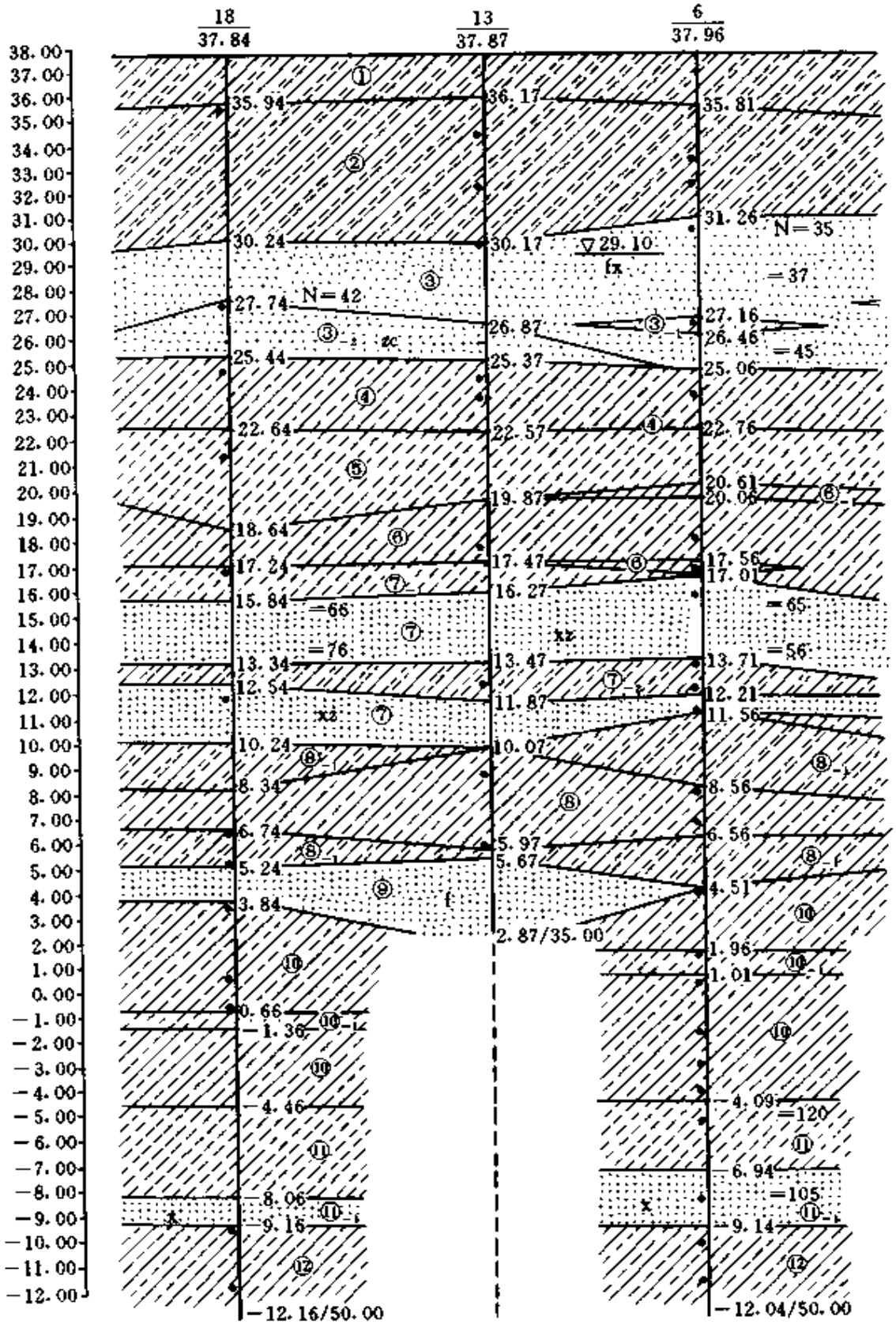


图 6-31　场地典型地质剖面图

根据场地土质情况、工程特性、周边环境及工期要求，地基处理采用CFG桩复合地基，施工工艺采用长螺旋钻管内泵压施工工艺。CFG桩复合地基以第⑦层细中砂底部或⑧$_{-1}$硬塑的粘质粉土层顶部为桩端持力层。各楼座的设计参数见表6-30。

表6-30　　各楼座CFG桩复合地基设计参数

楼　座	桩　长 (m)	桩　径 (mm)	桩间距 (m)	桩　数 (根)	褥垫层厚度 (cm)	桩身强度等级
A	18	415	1.3～1.6	618	15	C23
B	18	415	1.35	647	15，20*	C23
	12	415	1.6～1.9	36	20	C23
	7	415	1.8～1.9	20	20	C23
C	18	415	1.3～1.4	506	15	C23

*　裙房范围内褥垫层厚度均为20cm。

CFG桩复合地基设计考虑了以下几方面因素：

（1）A、B、C座楼是用变形控制进行设计，即除满足复合地基承载力设计要求外，还需满足表6-28的变形要求。在控制塔楼总沉降量的同时，通过布桩形式的改变，来控制塔楼与裙房和车库之间的变形。

（2）裙房悬挑部分，根据文献［71］的研究成果，当主楼地下室扩大部分与主楼整体现浇时，增大了基础荷载承担面积，可减少附加压力，降低建筑物的绝对沉降量。当扩大一跨时，在通常的结构要求情况下，可视基底反力为均匀分布。嘉和丽园A、C座楼裙房悬挑分别为7.5m和3.6m，B座楼裙房悬挑为17m（见图6-30）。对B座楼，由于地下结构悬挑部分有6道混凝土墙，其刚度能够保证塔楼荷载往裙房传递［图6-32（*a*）］。考虑变形协调和底板对挠曲变形的要求，认为B座塔楼与其第一跨的基底反力为均匀分布，设计布桩时，从塔楼往外第一跨布桩形式与塔楼一致，第二跨桩长、桩间距和垫层厚度均作了调整，第三跨局部不布桩［图6-32（*b*）］。对于A、C座楼，认为塔楼与其裙房基底反力为均匀分布。A、B、C座楼考虑大底盘荷载的扩散，各楼座的

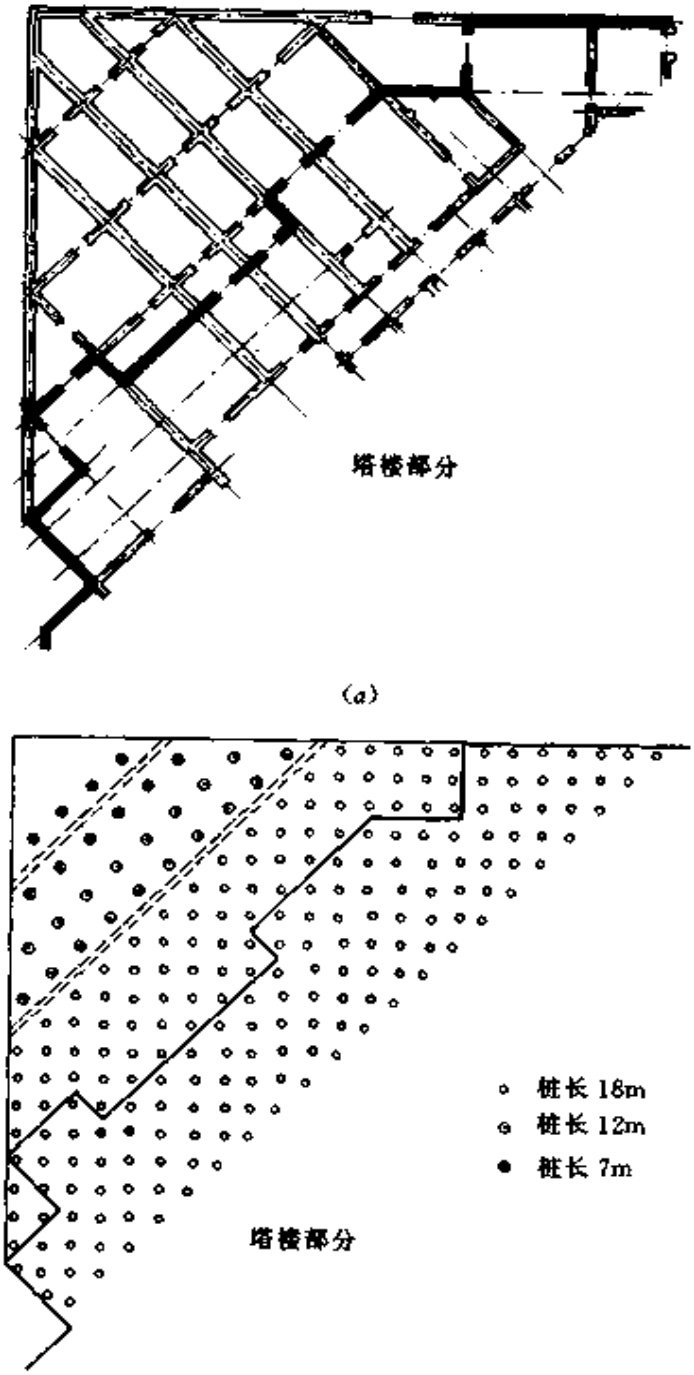


图 6-32　B 座楼悬挑部分结构布置和布桩示意图

(a)悬挑部分剪力墙布置；(b)悬挑部分 CFG 桩布置

基底压力见表 6-31。

(3) 偏心荷载是引起建筑物不均匀沉降的一个重要因素，在偏向荷载作用下，基底最大压力和最小压力分别为

表 6-31　考虑悬挑部分后的基础底面处的平均压力标准值

楼　座	塔楼基础底面处的平均压力标准值（kPa）	考虑悬挑部分后的基础底面处的平均压力标准值（kPa）
A	610	480
B	563	450
C	613	520

$$\begin{matrix} p_{max} \\ p_{min} \end{matrix} = \frac{F+G}{lb}\left(1 \pm \frac{6e}{l}\right) \tag{1}$$

A 座楼偏心距 e 为 1.95m，p_{max}和 p_{min}分别为 690kPa 和 310kPa；C 座楼偏心距 e 为 1.01m，p_{max}和 p_{min}分别为 634kPa 和 426kPa。基底反力分布与建筑物形状、荷载分布和上部结构与基础的整体刚度有关。由于复合地基可以通过调整布桩形式来调整复合地基抗力，使复合地基的抗力的合力作用点与荷载合力作用点尽量重合，可使整个建筑物的变形比较均匀。高层建筑布桩时，桩间距宜在(3～5)d 范围内进行调整，布桩时桩间距应在偏心荷载一侧加密，并且满足 $p_{max} \leqslant 1.2f_a$，其中 f_a 为深度修正后复合地基承载力标准值。

2. 复合地基承载力和变形计算

（1）承载力计算：

根据图 6-31 的地质剖面图和表 6-29 的物理力学指标，CFG 桩有效桩长 18m 时，单桩极限承载力标准值为 1570kN，取安全系数为 2，计算单桩承载力标准值为 785kN。基底天然地基承载力标准值为 280kPa，桩间土强度发挥系数取 0.9，按式(4-1)和式(4-5)计算的深度修正后复合地基承载力标准值见图 6-33。可以看出，对 A、B 座楼，桩间距小于等于 2.8m，承载力标准值大于 480kPa，对 C 座楼，桩间距小于等于 2.3m，承载力标准值大于 520kPa。但由于 A、B、C 座楼是按变形控制设计的，实际采用的桩间距为 1.3～1.6m。

（2）变形计算：

按式（4-12）对嘉和丽园 A、B、C 座楼进行计算，在附加应力作用下沉降计算平均值分别为 49.2mm、52.2mm 和 53.0mm，计算结果详见表 6-32。

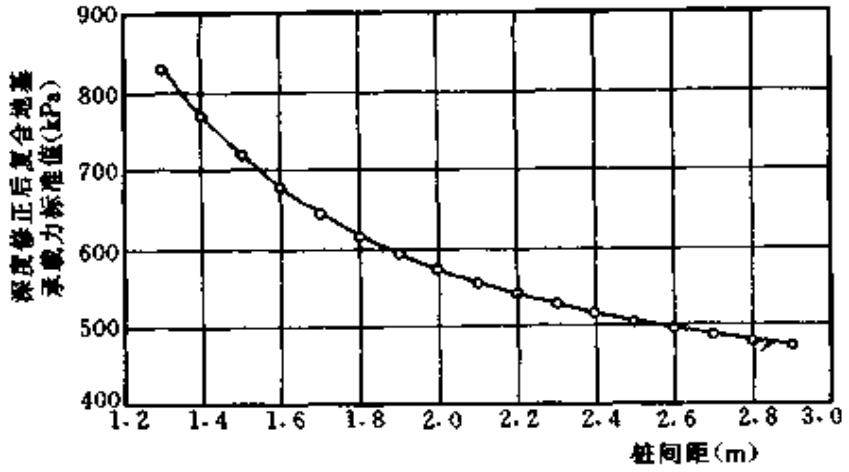


图 6-33　复合地基承载力和桩间距的关系

表 6-32　　建筑物沉降量计算值和封顶时沉降量实测值

楼座	沉降量	计 算 值 (mm)	封顶时实测值 (mm)	备　　注
A	最大沉降量	60.0	29.5	* AA 轴与 A1 轴交点处的计算值和实测值；* * 在 AA 轴与 A21 轴交点处的计算值和实测值
	最小沉降量	33.5	22.5	
	平均沉降量	49.2	25.5	
	悬挑沉降量	37.3*，21.2**	24.8*，19.2**	
B	最大沉降量	61.5	32.7	* BX6 轴与 C1 轴交点处的计算值和实测值；* * AA 轴与 BY6 轴交点处的计算值和实测值
	最小沉降量	33.0	21.1	
	平均沉降量	52.2	25.3	
	悬挑沉降量	39.0*，37.1**	27.1*，21.2**	
C	最大沉降量	64.4	30.6	* CU 轴与 C1 轴交点处的计算值和实测值；* * CA 轴与 C1 轴交点处的计算值和实测值
	最小沉降量	35.0	24	
	平均沉降量	53.0	27.8	
	悬挑沉降量	24.2*，39.3**	23.4*，—	

四、CFG 桩复合地基施工

嘉和丽园 CFG 桩复合地基施工采用长螺旋钻管内泵压施工工艺，三栋塔楼采用 2 台设备，施工工期为 25 天，平均每台设备每天施工 36 根桩。从勘察报告可以看出，A、B、C 座楼基底为饱和的、中上密的粉细砂③层，基底以下 6～10m 范围内存在饱和的粉土⑤层且夹有

薄层的粉细砂，这些土层均为饱和的粉细砂层或粉土层且均处于中密～松散状态($N \leqslant 30$)，采用长螺旋钻管内泵压 CFG 桩工艺在这些土层施工时需考虑两方面问题：一个是考虑剪切液化在粉细砂层和粉土层可能引起窜孔，另一方面需考虑防止桩身出现离析、缩径、断桩。为了避免桩身缺陷，在施工中常用如下措施：混合料搅拌采用两台搅拌机，并加强后台上料力量，保证连续拔管，如因其它原因必须停顿时，要躲开这些土层。

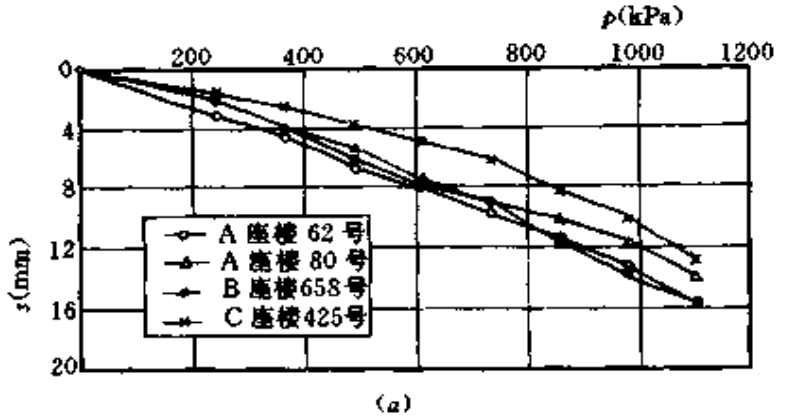
由于场地局部桩端落在⑦层细中砂层，该层渗透性好，加上场地水压较大，导致阀门外的水头压力大于钻杆内的混凝土压力，有时会造成钻头阀门打不开。对于钻头阀门打不开的桩采用将桩长增加 30cm，使桩端进入渗透性小的重粉质粘土⑧$_1$层。在该层钻头阀门均可顺利打开。

五、CFG 桩复合地基加固效果及评价

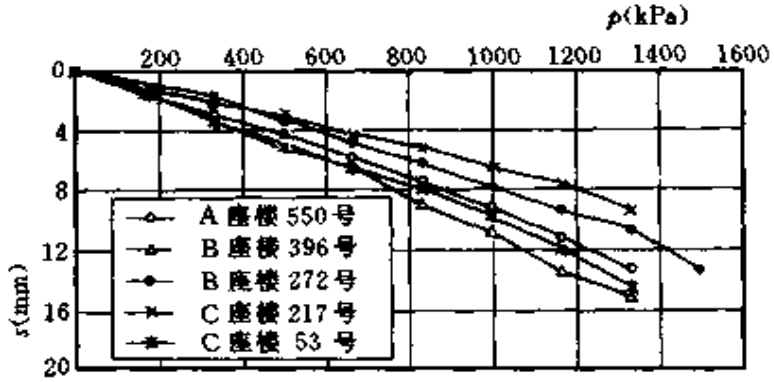
嘉和丽园 A、B、C 座楼 CFG 桩施工完毕后，由国家建筑工程质量检测中心对单桩复合地基进行了静载荷试验检测和对桩身质量进行了低应变检测。每个楼座随机抽检了 3 根桩进行单桩复合地基静载荷试验，载荷板尺寸为 1.2m×1.2m 和 1.4m×1.4m，检测结果见图 6-34。从静载荷试验情况来看，加荷均没有达到极限荷载，CFG 桩复合地基在使用荷载作用下沉降量均在 8mm 以内。CFG 桩复合地基承载力满足设计要求。

A、B、C 三座楼 CFG 桩低应变检测各抽检了 10%，A 座楼抽检了 74 根桩，Ⅰ类桩 69 根，占抽检总数的 93%，Ⅱ类桩 5 根，占抽检总数的 7%；B 座楼抽检了 71 根桩，Ⅰ类桩 65 根，占抽检总数的 92%，Ⅱ类桩 6 根，占抽检总数的 8%；C 座楼抽检了 51 根桩，Ⅰ类桩 40 根，占抽检总数的 78%，Ⅱ类桩 11 根，占抽检总数的 23%。A、B、C 三座楼没有发现Ⅲ、Ⅳ类桩，桩身质量满足设计要求。

在结构施工过程中，对 A、B、C 座楼从底板开始进行了沉降观测，各楼座在塔楼周边、底板内部和悬挑部分均布置了观测点，A、B、C 座楼和裙房共布置了 63 个观测点。与建筑物相邻的地下车库也进行了沉降观测，布了 9 个观测点，观测点位置均在与塔



(a)



(b)

图 6-34 CFG 桩单桩复合地基 p—s 曲线

(a) 1.2m×1.2m 载荷板；(b) 1.4m×1.4m 载荷板

楼相邻的一侧。目前建筑物结构已封顶，各楼座沉降观测统计结果见表 6-32。预估建筑物最终沉降量在 50mm 以内。

从沉降观测资料来看，对嘉和丽园工程可以得出如下认识：

（1）各楼座沉降均匀，大底盘悬挑部分沉降与塔楼沉降基本一致，其中 B 座楼大底盘悬挑部分的挠曲变形仅为 0.4‰。可见，对大底盘悬挑部分的处理措施是合理的，建筑物地基处理是成功的。

（2）由于建筑物沉降均匀、沉降量较小，且大底盘悬挑部分刚度足够大，沉降与塔楼基本一致，从结构角度考虑，对类似的工程，可以不设沉降缝。

（3）从这个工程也可以看出，从底板开始沉降观测，到±0.00 时，建筑物沉降量均在 3mm 左右，平均值为 2.87mm。也就是说，从底板开始的沉降观测和从±0.00 开始的沉降量观测，误差在 3mm 左右。

（4）与建筑物相邻一侧的地下车库在塔楼封顶时沉降量均在 16mm 左右。

工程实例九　凤凰城 A、B 座楼地基处理工程

一、工程概况

凤凰城位于北京市朝阳区东北三环路三元桥北部，该项目首期开发 A、B 两座楼（见图 6-35），A 栋楼建筑面积为 49950m²，B 栋楼建筑面积为 44056m²，A、B 两座楼地面以上 34 层，地下 2 层，

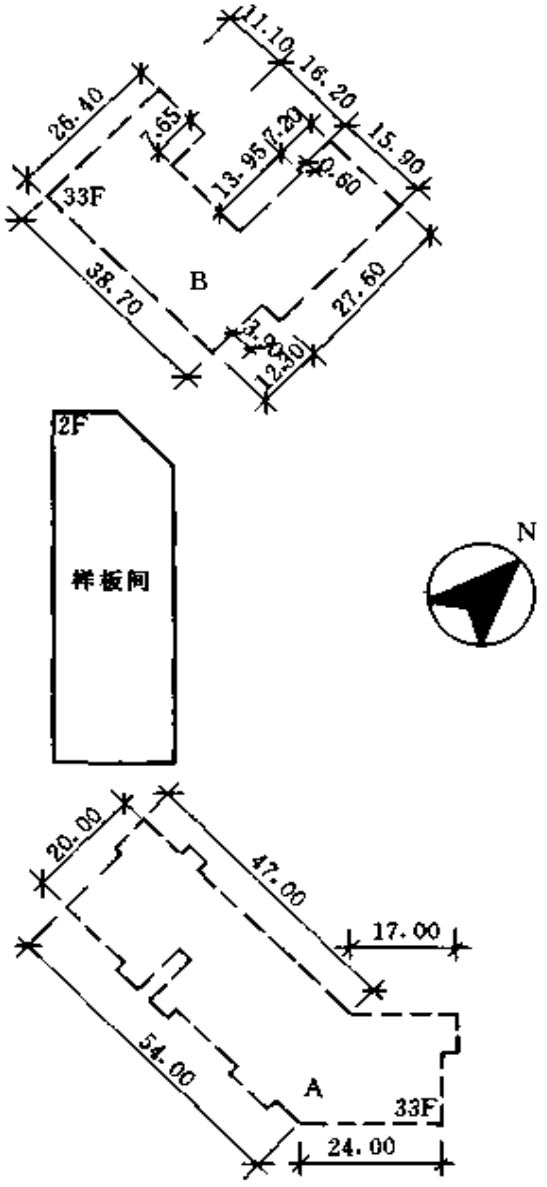


图 6-35　A、B 座楼平面位置图

（单位：m）

建筑物总高度为 99.8m，结构型式为现浇混凝土剪力墙结构。A 座楼底板面积为 1582m²，B 座楼底板面积为 1343m²。

该工程由于天然地基承载力和变形不能满足设计要求，采用 CFG 桩复合地基进行处理，CFG 桩施工于 2000 年 3 月 12 日开始，2000 年 4 月 2 日结束。

二、工程特点和地基土物理力学性质

1. 工程特点

A、B 座楼建筑结构具有如下特点：

(1) 两座楼相距较远，属于单体建筑，但建筑物体型复杂。A 栋楼长度较长，且不在一条直线上，长宽比大于 4.5，长高比大于 6。B 栋楼体型为倒 L 形，平面结构复杂。A、B 座楼底板受力比结构平面简单、规则、对称体型的建筑要复杂。

(2) 建筑物层数高，荷重大。设计要求深度修正后复合地基承载力标准值 $f_a \geqslant 600kPa$。

(3) 结构设计对建筑物变形要求严格。根据 DBJ01—501—92《北京地区建筑地基基础勘察设计规范》规定，对于第四纪粘性土与粉土，长期最大沉降量 $s_{max} \leqslant 160mm$，建筑物倾斜不大于 0.0015。但该工程由于其建筑物的结构特点，设计要求地基处理后最大沉降量不大于 80mm，建筑物倾斜不大于 0.0008。

2. 各土层物理力学性质

A、B 座楼±0.00 为 40.45m，基底标高分别为 31.65m 和 31.87m，基础坐落在场地第③层，场地土类型为中软场地土，建筑场地类型为Ⅱ类。各土层的物理力学指标见表 6-33 和表 6-34，A、B 座楼典型剖面图见图 6-36。

从勘察报告可以看出，场地土具有如下特点：

(1) A 座楼基底持力土层为细砂层③$_{-2}$层和粘质粉土层④$_{-1}$层，标准贯入试验锤击数 N 为 9～21 击，平均值为 14～16 击，属稍密～中密，承载力标准值为 f_k=180～200kPa；B 座楼基底持力土层为密实的砂质粉土—粘质粉土③$_{-1}$层和可塑—软塑的粉质粘土—重粉质粘土③层，承载力标准值为 f_k=150～250kPa。

表 6-33　　A 座楼土的物理力学指标(平均值)

土的物理力学指标 / 土层编号	含水量 w (%)	天然重度 γ (kN/m³)	孔隙比 e	液性指数 I_L	压缩模量 E_s(MPa)					标准贯入试验锤击数 N	各层土承载力标准值 (kPa)
					p_0～p_0+100	p_0～p_0+200	p_0～p_0+300	p_0～p_0+400	p_0～p_0+500		
③粘质粉土	22.7	20.0	0.66	0.55	7.5	9.0	11.2	12.4	12.2	16	180
③-1砂质粉土	21.0	19.6	0.66	0.41	6.6	8.2	9.7	10.6	11.7		180
③-2细砂										16	180
④粘粉—粉粘	20.1	20.7	0.58	0.36	8.8	10.1	11.3	12.4	13.5	14	200
⑤粘土	28.1	19.5	0.82	0.31	10.2	10.9	11.5	12.2	13.0	34	200
⑤-2粘质粉土	16.8	20.1	0.53	0.31	13.0	14.6	15.9	17.1	18.2		200
⑤-3粉质粘土	17.4	20.4	0.61	0.29	15.9	17.0	18.1	19.2	20.6		200
⑧细砂										110	300
⑦粘质粉土	21.1	20.5	0.59	0.40	14.7	16.2	17.3	18.7	19.7		300
⑦-1粉质粘土	27.5	19.5	0.78	0.50	11.0	13.5	14.2	15.6	16.4	40	300
⑦-2粘土	35.1	19.0	0.96	0.37	10.4	11.1	11.7	12.2	12.6	41	300
⑧细砂										69	300
⑨重粉质粘土	28.6	19.6	0.79	0.51	13.5	13.9	14.6	15.2	16.0	66	300
⑨-1粉质粘土	25.2	19.6	0.74	0.30	14.6	15.2	16.1	17.3	18.6	31	300
⑩细砂										114	400
⑪粉质粘土	25.1	19.9	0.71	0.49	15.1	15.9	16.5	17.1	17.5	36	400

表 6-34　　B 座楼土的物理力学指标(平均值)

土的物理力学指标 / 土层编号	含水量 w (%)	天然重度 γ (kN/m³)	孔隙比 e	液性指数 I_L	压缩模量 E_s(MPa)				标准贯入试验锤击数 N	各层土承载力标准值 (kPa)
					p_0～p_0+100	p_0～p_0+200	p_0～p_0+300	p_0～p_0+400		
③粘质粉土	26.7	19.6	0.77	0.63	5.1	6.3	7.2	8.1	4	150
③-1砂质粉土	21.4	20.6	0.58	0.08						250
③-2粉质粘土	19.9	20.8	0.56	0.38	9.7	11.0	12.1	13.3		180
④细砂—粉砂					(38)				50	280
④-1砂质粉土	19.6	20.6	0.57	0.29	25.3	28.5	30.8	32.6	28	260
⑤粉质粘土	19.6	20.7	0.56	0.25	15.5	16.6	16.2			220
⑤-1粘土	30.9	19.0	0.89	0.35	10.9	11.4	11.4	11.4		200
⑤-2粘质粉土	18.9	20.7	0.55	0.15	23.4	25.9	27.7		17	260
⑥细砂—中砂					(48)				60	350
⑦粉质粘土	21.8	20.3	0.63	0.45	17.3	18.2	19.3			240
⑦-1砂质粉土	19.2	20.7	0.54	0.31						280
⑦-2粘土	30.8	19.1	0.87	0.39	12.9	13.5	14.3			230
⑧重粉质粘土	29.0	19.4	0.81	0.47	12.5	12.7				
⑧-1粉质粘土	25.0	20.0	0.69	0.45	16.4	17.3				
⑧-2细砂					(60)				78	
⑨粉质粘土	24.0	19.9	0.70	0.39	16.3	17.4				
⑩重粉质粘土	23.9	20.3	0.64	0.25	20.2	21.2				
⑩-1粉质粘土	20.0	20.8	0.55	0.26						

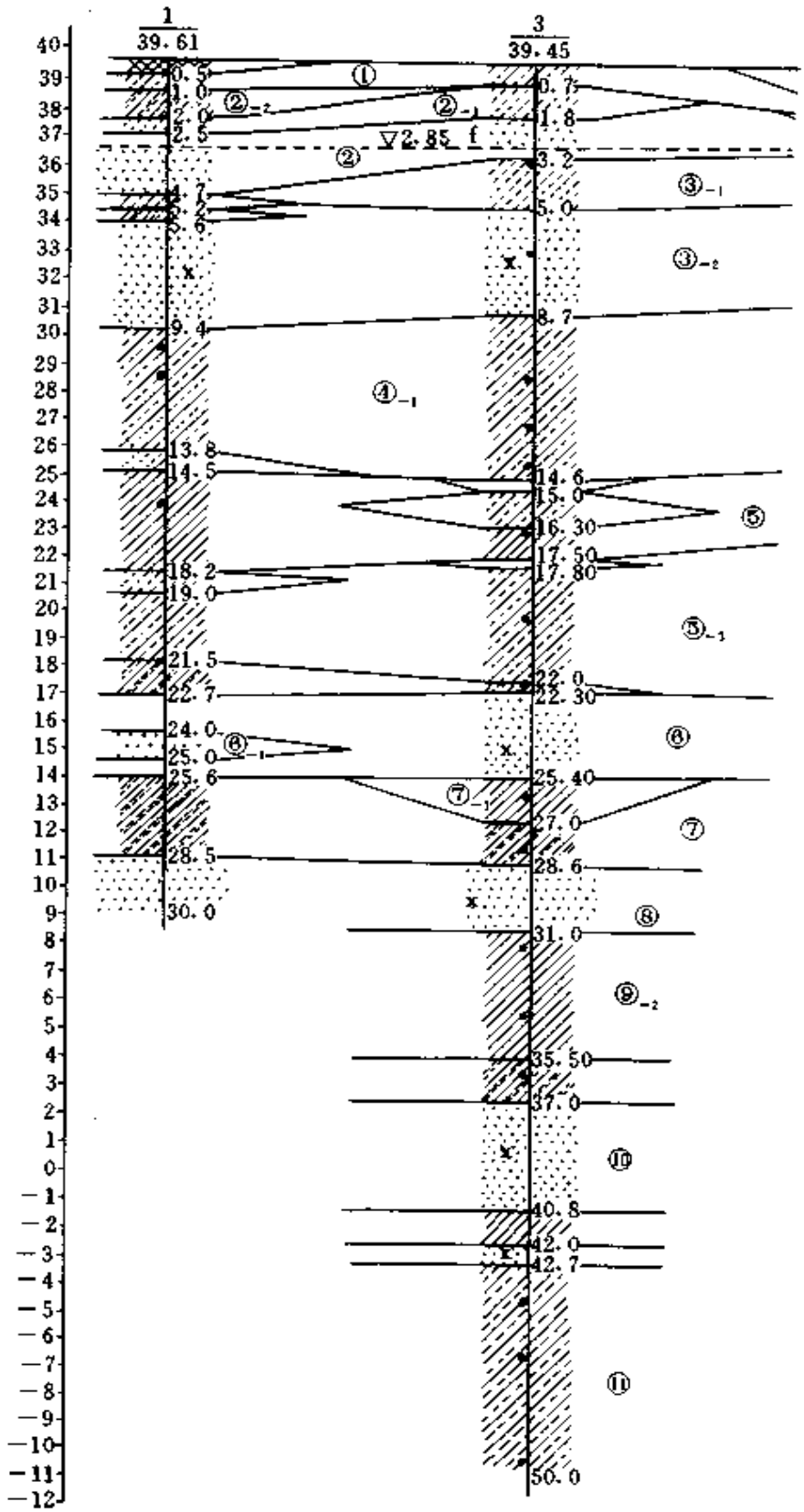


图 6-36　A 座楼典型地质剖面图

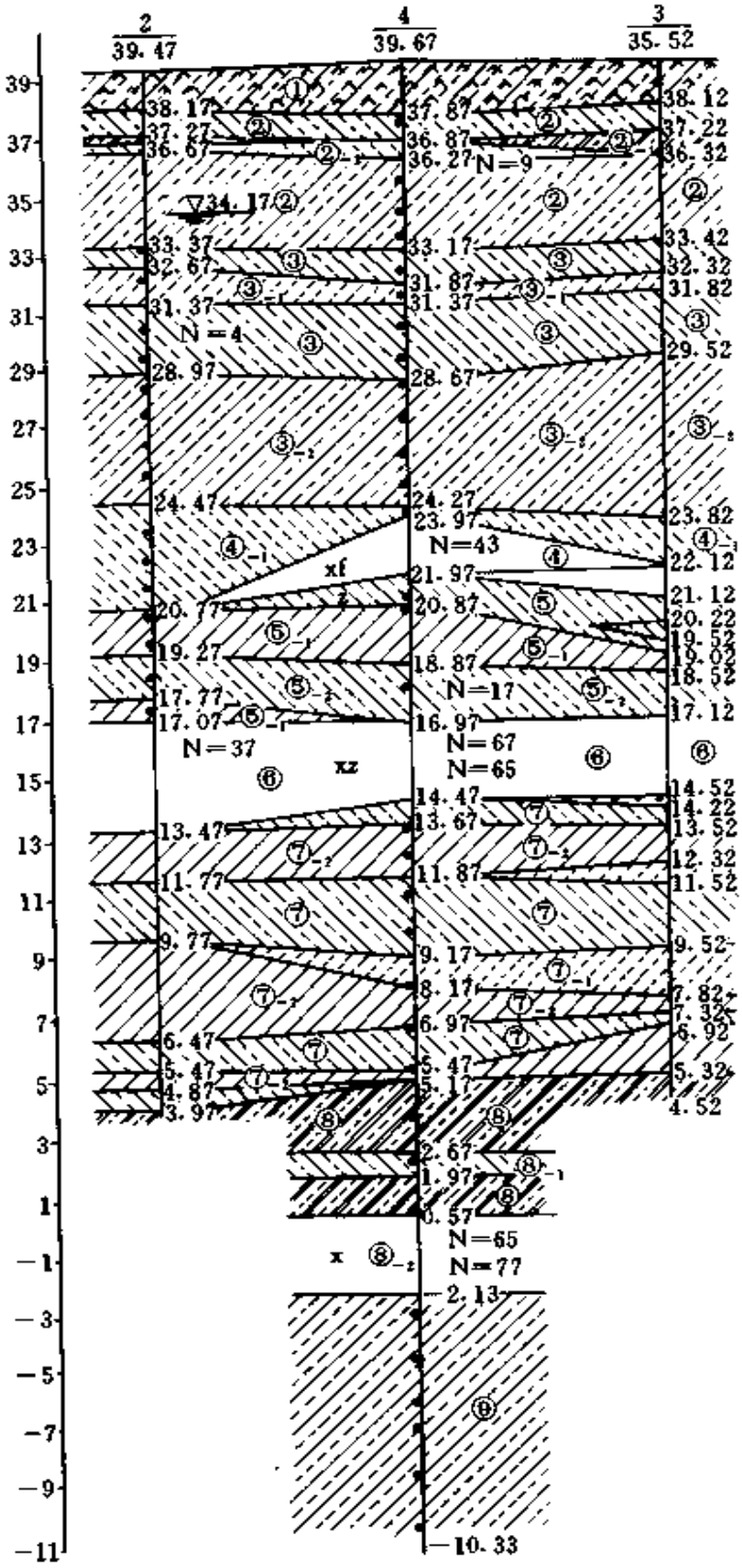


图 6-36　B 座楼典型地质剖面图

（2）整个场地土质均匀，承载力较高，除③层及其亚层外，其余各层土的承载力标准值均在200kPa以上。

（3）基底下13.3～15m以下为密实、饱和、具低压缩性的细、中砂层⑥层，土层厚度为1.7～3.6m。其下为可塑、具中低～低压缩性的粉质粘土、粘质粉土⑦层，可塑～硬塑、具低压缩性的砂质粉土、粘质粉土$⑦_{-1}$层及可塑～硬塑、具中低压缩性的粘土、重粉质粘土层$⑦_{-2}$层，该层土综合承载力标准值为240kPa。该两层土均可作CFG桩桩端持力层。

（4）从土层分布情况来看，场地内稍密～中密的砂土层、粉土层较多，如A栋楼的砂质粉土$③_{-1}$层、细砂$③_{-2}$层、砂质粉土$④_{-1}$层，B栋楼的细砂～粉砂④层等，当采用长螺旋钻管内泵压施工工艺时，需考虑这些土层对CFG桩施工质量可能产生的不利影响。

三、CFG桩复合地基设计

1. 设计方案

CFG桩复合地基方案设计，应根据土质情况、工程特性和环保要求确定施工工艺。振动沉管CFG桩施工工艺和长螺旋钻管内泵压CFG桩施工工艺的比较见表6-35，对于超高层建筑地基处理，目前多采用长螺旋钻管内泵压CFG桩施工工艺。

表6-35　　常用CFG桩施工工艺比较

特点 \ 工艺	振动沉管CFG桩施工工艺	长螺旋钻管内泵压CFG桩施工工艺
工艺性质	非排土桩	排土桩
处理深度	≤30m	≤30m
常用桩径	360～420	400～420
对土层穿透能力	不易穿透粉土、砂土层	不易穿透厚度较厚、粒径很大的卵石层
对桩间土的影响	对松散土有挤密作用，对密实土有振松作用	对桩间土扰动影响较小
对相邻桩的影响	对相邻桩有挤断的可能	施工过程在粉土、砂土层有可能产生窜孔
对环境的影响	有较大的振动和噪音	无振动低噪音
处理建筑物的层数	多层～高层	多层～超高层

CFG桩设计以第⑦层粉质粘土及粘质粉土层或其亚层$⑦_{-1}$、$⑦_{-2}$层为桩端持力层。各楼座的设计参数见表6-36。

表 6-36　　A、B 座楼 CFG 桩复合地基设计参数

楼座	有效桩长 (m)	桩　径 (mm)	桩间距 (m)	桩　数 (根)	褥垫层厚度 (cm)	桩身强度等级
A	19.5	415	1.35～1.50	758	15	C25
B	20.5	415	1.35～1.45	709	15	C25

CFG 桩复合地基设计考虑了以下几方面的因素：

(1) A、B 栋楼的设计，是采用变形控制设计，在控制建筑物总沉降量的同时，通过布桩形式的调整，使其满足建筑结构复杂体型对变形的要求。

(2)桩端持力层选择在第⑦层而没有选择第⑥层，这主要考虑以下两方面的因素：①桩端落在第⑥层，有效桩长为 15m，变形计算不能满足设计要求；②考虑第⑥层为细中砂层，该层土渗透性强，若桩端落在该层土中，采用长螺旋钻管内泵压 CFG 桩施工工艺，施工过程中易造成钻头阀门打不开，增大施工难度，影响成桩质量。而其下第⑦层土为粉质粘土、粘质粉土，该层及其亚层均为可塑～硬塑，具中低压缩性，承载力标准值均不小于 230kPa，可作为桩端持力层，有效桩长分别为 20.5m 和 19.5m，变形计算能够满足设计要求。

2. 复合地基承载力和变形计算

(1) 承载力计算：

根据图 6-36 的地质剖面图和表 6-33、表 6-34 的物理力学指标，A 座楼 CFG 桩有效桩长 19.5m 时，单桩极限承载力标准值为 1724kN，取安全系数为 2，计算单桩承载力标准值为 862kN，基底天然地基承载力标准值为 180kPa，计算的复合地基承载力标准值如图 6-37(*a*)所示。B 座楼 CFG 桩有效桩长 20.5m 时，单桩极限承载力标准值为 1748kN，取安全系数为 2，计算单桩承载力标准值为 874kN，基底天然地基承载力标准值为 150kPa，计算的复合地基承载力标准值如图 6-37(*b*)所示。可以看出，对 A、B 座楼，当桩间距不大于 1.50m 时，复合地基深度修正后承载力标准值均大于 600kPa。布桩时采用的桩间距见表 6-36。

(2) 变形计算：

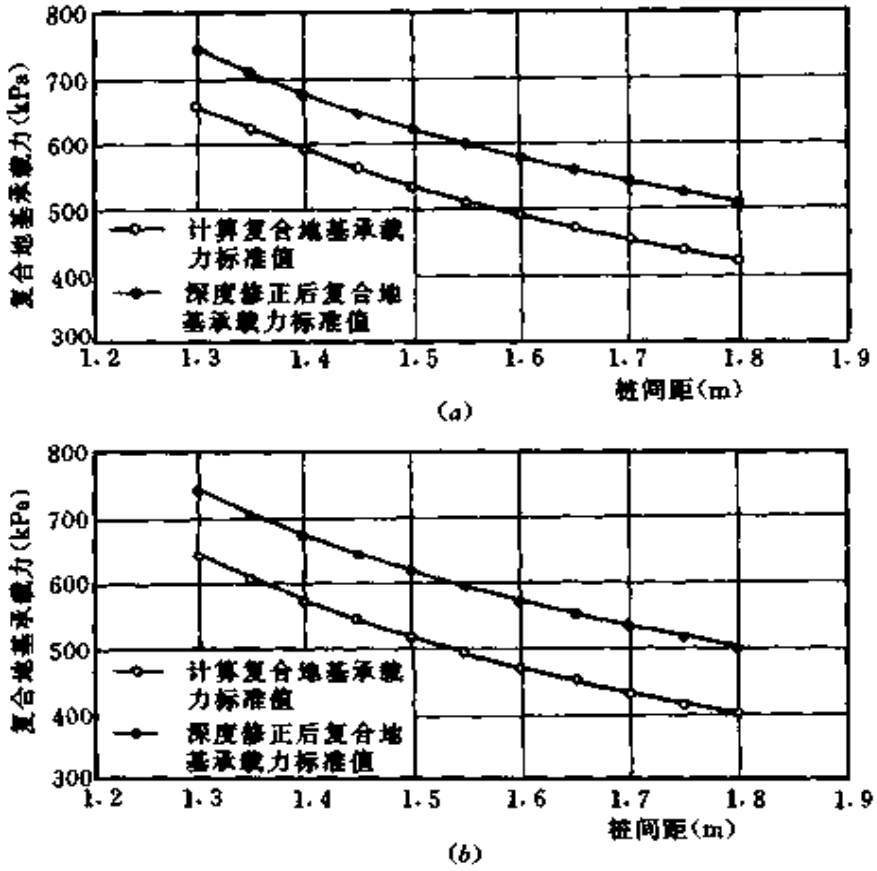


图 6-37　复合地基承载力和桩间距的关系

(*a*) A 栋楼；(*b*) B 座楼

按式(4-12)对 A、B 座楼进行计算，加固区模量提高系数分别为 3.28 和 4.03，在附加应力作用下沉降量计算的最大值分别为 75mm 和 77mm，满足设计要求。

四、CFG 桩复合地基施工

该工程 CFG 桩复合地基施工采用长螺旋钻管内泵压施工工艺。二栋楼采用 2 台设备，打桩工期为 21 天，平均每台设备每天施工 36 根桩。在施工过程中，对如下环节采取了相应的技术措施：

(1) 防止窜孔：

场地是否发生窜孔主要取决于场地土质情况、桩间距大小、垂直度和成孔过程中工艺对桩间土的扰动程度。从土质情况分析，当桩长范围内存在饱和的粉细砂层或粉土层且其处于中密～松散状态($N \leqslant 30$)，采用长螺旋钻管内泵压 CFG 桩工艺施工时就需考虑

剪切液化在粉细砂层和粉土层中可能引起的窜孔。从成孔过程中工艺对桩间土的扰动程度分析，扰动程度的大小取决于扰动时间的长短，如钻头吃土能力较强时，成孔时间较短，扰动相对较小，窜孔就很少发生；当粉土、砂土层在桩的上部时，成孔对其扰动时间较长，较易发生窜孔。对于B座楼这种易发生窜孔的场地，可采用跳打方案，但跳打要求打桩排出的土能够及时清运，否则会影响施工进度。B座楼不具备及时清土的条件，无法实施跳打，经采取措施，如改进钻头，提高钻进速度，实测发现当钻进时间在11min以内，很少发生窜孔，而超过11min较易发生窜孔。另外施工过程中采用减少窜孔区域打桩推进排数，将一次打4排桩改为打2排桩，减少在窜孔区域停留时间，也是避免发生窜孔的有效措施之一。当发生窜孔，造成相邻桩混合料液面下降时，不宜对窜孔的桩采用复打处理，否则会造成二次窜孔。该工程对窜孔采用的处理方法为：当成桩至窜孔深度位置时，停止提钻，连续泵料，可将相邻窜孔桩的混合料液面恢复到原始位置。施工完毕后对窜孔回压的桩进行了低应变检测，结果表明：桩身完整，不存在缩径、离析、夹泥等质量问题。

（2）防止钻头阀门打不开：

在A座楼施工过程中，发现有些桩成孔到设计深度，开始泵料时，钻头阀门打不开，无法成桩。经调查，钻头阀门打不开有两种原因，其一是钻头问题，当钻头加工不合理时，成孔过程中土中的砂粒或小卵石易卡死阀门，造成阀门打不开；其二是由于场地局部土质变化，桩端落在砂土层，桩端土质具有的良好渗透性，导致阀门外的水头压力大于钻杆内混合料的压力，造成阀门打不开。施工中可采用新研制的防水钻头或采用增加桩长使桩端进入粘性土或粉土层，就可避免阀门打不开情况的发生。

五、CFG桩复合地基加固效果及评价

在A、B座楼CFG桩施工过程中，项目组对A座楼二次成桩的21根桩和B座楼35根窜孔的桩进行低应变自检。结果表明，二次成孔的桩和窜孔回压的桩桩身质量完整，不存在缩径、夹泥等

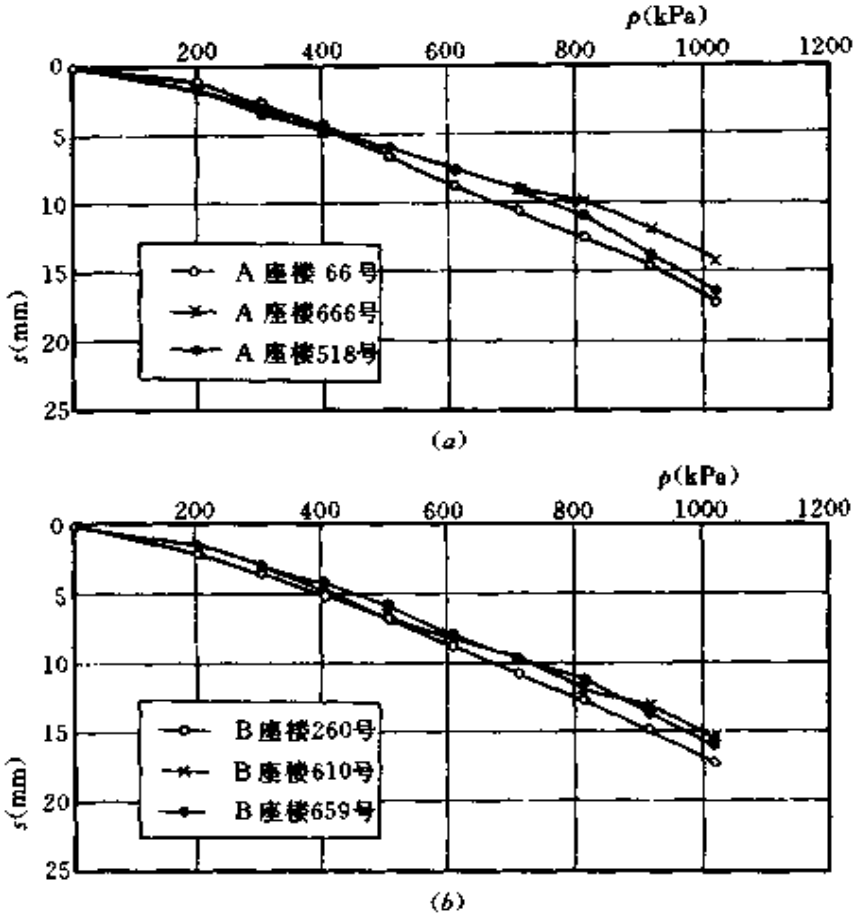


图 6-38　CFG 桩单桩复合地基 p—s 曲线

质量问题。A、B 座楼 CFG 桩施工完毕后由检测单位进行了静载荷试验检测和低应变检测。每个楼座随机抽检了 3 根桩进行单桩复合地基静载荷试验和选择 1 根施工时存在窜孔或二次成孔的桩进行单桩载荷试验。单桩复合地基载荷板尺寸为 1.4m×1.4m，检

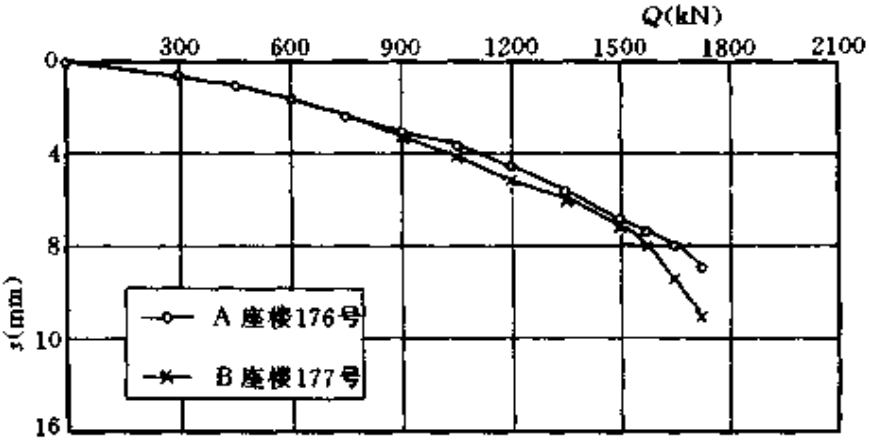


图 6-39　CFG 桩单桩 Q—s 曲线

测结果见图 6-38 和图 6-39。从静载荷试验情况来看，加荷均没有达到极限荷载，CFG 桩复合地基在使用荷载作用下沉降量均在 9mm 以内。两根单桩在最大加载量 1725kN 时未出现极限承载力，说明窜孔回压和二次成孔的桩承载力均满足设计要求。

A、B 座楼 CFG 桩低应变检测各抽检了 10%。A 栋楼抽检的 CFG 桩 77 根，完整桩 69 根，轻微缺陷桩 8 根（不影响正常使用）；B 栋楼抽检的 CFG 桩 71 根，完整桩 67 根，轻微缺陷桩 4 根（不影响正常使用）。A、B 座楼均没有影响正常使用的桩。

工程实例十　望京新城 A4 区Ⅱ组团 6 栋高层建筑地基处理工程

一、工程概况

望京新城 A4 区Ⅱ组团位于北京市朝阳区来广营乡侯家庄，北临望京中环路，东临望京北路，由北京城建集团开发总公司望京分公司开发建设。Ⅱ组团由 9 栋高层建筑组成，建筑物结构型式为剪力墙结构。楼座底板面积均为 927m^2。平面位置如图 6-40 所示。

9 栋高层建筑除 9 号楼外，其余 8 栋楼均采用 CFG 桩复合地基，在这里重点介绍其中的 6 栋 1、2、3、4、7、8 号楼的地基处理设计和施工。这 6 栋楼的工程概况详见表 6-37。由于天然地基承载力和变形不能满足设计要求，经过综合方案比较，确定地基处理采用了 CFG 桩复合地基。地基处理施工于 1999 年 1 月 1 日

表 6-37　　工 程 概 况

楼　号	层数/地下室	高　度 (m)	±0.00 (m)	基底标高 (m)	地面标高 (m)	水位标高 (m)
1	24/2	72.4	37.55	29.905	37.52	31.32
2	18/2	51.0	38.45	30.955	37.44	30.94
3	24/2	67.2	38.45	30.805	38.00	31.40
4	24/2	67.2	38.45	30.805	38.00	31.40
7	22/2	61.8	38.45	30.855	37.50	31.40
8	18/2	51.0	38.45	30.955	37.50	31.40

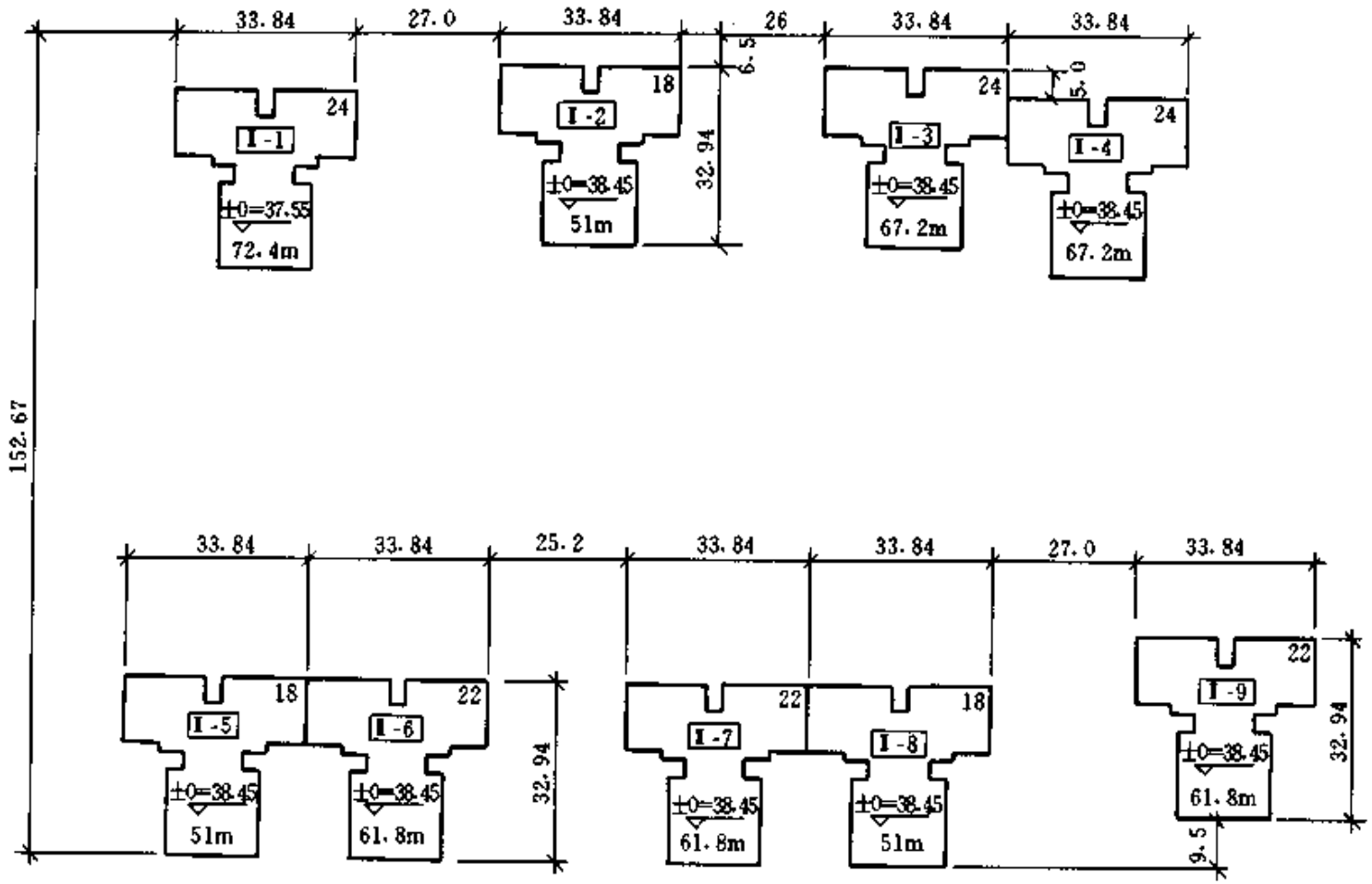


图 6-40　望京新城 A4 区Ⅱ组团平面位置图

开始，1999 年 1 月 14 日结束。目前这 6 栋楼已投入使用，从地基处理检测和建筑物的沉降观测来看，加固达到预期效果，地基处理是成功的。

二、工程特点和土层分析

1. 工程特点

望京新城 A4 区Ⅰ组团 6 栋楼具有如下特点：

(1) 望京新城 A4 区Ⅰ组团 6 栋楼除建筑物高度外，结构型式和平面布置基本相同。其中 1、2 号楼为单体建筑，结构型式比较简单；3、4 号楼和 7、8 号楼为相邻的两栋建筑，两栋建筑之间设置一道 38cm 的抗震缝，为了避免出现中间沉降大从而造成的建筑物顶部相碰或沉降缝下宽上窄，设计要求两栋楼不允许出现相向倾斜。

(2) 望京新城 A4 区Ⅰ组团 6 栋楼设计条件见表 6-38。

表 6-38　　复合地基设计条件

楼　座	基础底面处的平均压力标准值 (kN/m^2)	变　形　要　求
1	460.0	1. 建筑物沉降量≤50mm； 2. 建筑物倾斜≤0.0008； 3. 相邻建筑物之间不允许产生相向倾斜
2	355.0	
3	450.0	
4	450.0	
7	420.0	
8	355.0	

望京新城 A4 区是望京地区首次大规模采用 CFG 桩复合地基技术的小区，建设方、设计方均希望地基处理稳妥可靠，设计提出的设计条件比规范要求严格，DBJ01—501—92《北京地区建筑地基基础勘察设计规范》规定，对于第四纪粘性土与粉土，长期最大沉降量 s_{max}≤160mm，建筑物倾斜不大于 0.002。

2. 地基土物理力学性质

望京新城 A4 区Ⅰ组团场地地面标高为 37.40～38.88m，地下水静止水位标高为 30.90～31.70m，属台地潜水。场地土类型为中软场地土，建筑场地类型为Ⅲ类。场地基底下各土层的物理力学指标见表 6-39，典型的地质剖面见图 6-41。

表 6-39　　土的物理力学指标(平均值)

土的物理力学指标 / 土层编号	含水量 w (%)	天然重度 γ (kN/m³)	孔隙比 e	液性指数 I_L	压缩模量 E_s(MPa)			标准贯入试验锤击数 N	重型动力触探锤击数 $N_{63.5}$	各层土承载力标准值 (kPa)
					p_0～p_0+100	p_0～p_0+200	p_0～p_0+300			
③粉质粘土	24.4	20.2	0.69	0.57	7.2	8.1	9.0			160
③-1重粉质粘土	32.2	18.8	0.91	0.87	4.9	5.7	6.6			120
③-2砂质粉土	22.8	20.3	0.64	0.23	20.8	23.6	26.3			220
④粉质粘土	21.8	20.6	0.61	0.33	9.0	10.3				180
④-1砂质粉土	23.5	20.1	0.65	0.37	30.5	34.6	38.1			250
④-2粉砂								36		250
⑤粉质粘土	23.6	20.2	0.65	0.49	11.1	12.2	13.2			180
⑤-1粘质粉土	17.7	21.1	0.51	0.24	20.1	22.2	24.0			250
⑥粘质粉土	22.8	20.4	0.63	0.45	18.6	20.0				
⑥-1粘土	31.5	19.0	0.88	0.42	13.3	13.8	13.7			
⑥-2砂质粉土	21.8	20.3	0.64	0.18	34.2	35.9				
⑦细砂—粉砂								93		
⑦-1砂质粉土	15.9	21.0	0.49	0.34	31.5	34.0				
⑧卵石—圆砾									100	
⑨重粉质粘土	28.4	19.5	0.83	0.62	17.6	18.1				
⑨-1粘土	40.8	17.9	1.16	0.65	13.2	14.0				

从勘察报告可以看出，场地土具有如下特点：

(1) 各楼座基底持力土层均为饱和、可塑的粉质粘土③层，承

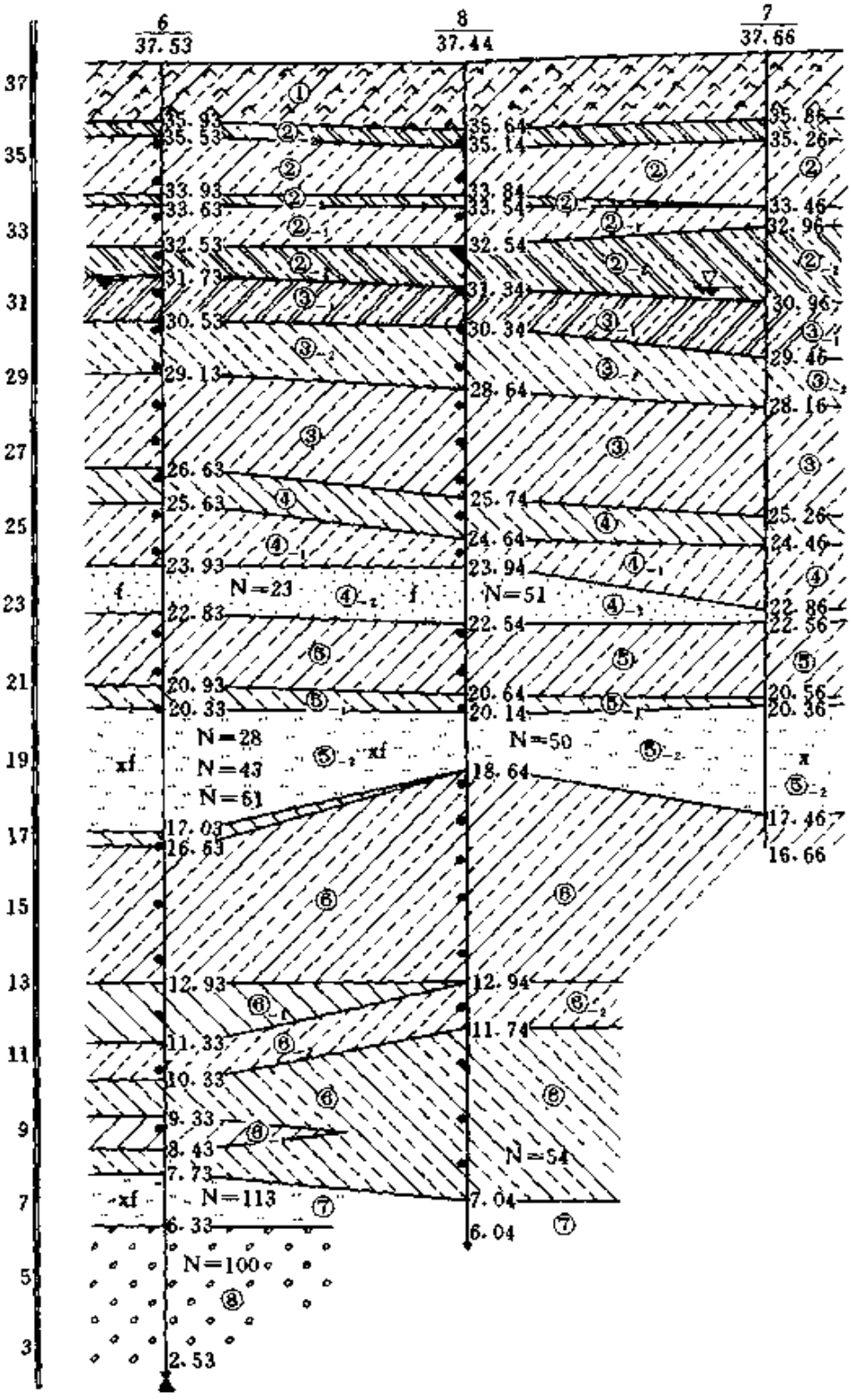


图 6-41　场地典型地质剖面图

载力标准值为 f_k=160～180kPa。

（2）根据地基均匀性评价，建筑物地基属均匀地基。

（3）场地标高 7.0m 以下存在密实的细中砂⑦层和卵石、圆砾⑧层，层厚为 5.0m 左右，是较理想的桩端持力层。但该层埋藏较深，若选择该层作为桩端持力层，需考虑设备条件、施工难度及方案合理性。

（4）从土层分布情况来看，场地内稍密～中密的砂土层、粉土层较多，当采用长螺旋钻管内泵压施工工艺时，需考虑如何避免打桩窜孔，应合理设置桩间距、桩长，避免这些土层对 CFG 桩施工质量可能产生的不利影响。

三、CFG 桩复合地基设计

1. 承载力计算

根据图 6-41 的地质剖面图和表 6-39 的土的物理力学指标，各楼座单桩承载力计算和复合地基承载力计算见表 6-40 和图 6-42。从中可以看出，当根据土层选择了持力土层、确定了桩长后，设计桩间距为 1.5m 时，复合地基承载力均可满足设计要求。

表 6-40　　各楼座承载力计算结果

楼号	桩长（m）	计算单桩承载力标准值（kN）	满足复合地基承载力要求的桩间距 s（m）	设计桩间距为 1.5m，经深度修正后的复合地基承载力标准值（kPa）
1	17.2	620	≤1.70	522
2	11.3	460	≤1.85	424
3	18.5	670	≤1.80	543
4	18.5	670	≤1.80	543
7	16.1	605	≤1.80	504
8	15.1	550	≤2.10	478

2. 变形计算

变形计算包括总沉降量计算和倾斜量两部分，对两相邻建筑物来说，主要是控制相向倾斜。若设计总沉降量控制在一个较小的量级上，倾斜或相向倾斜也较易控制。

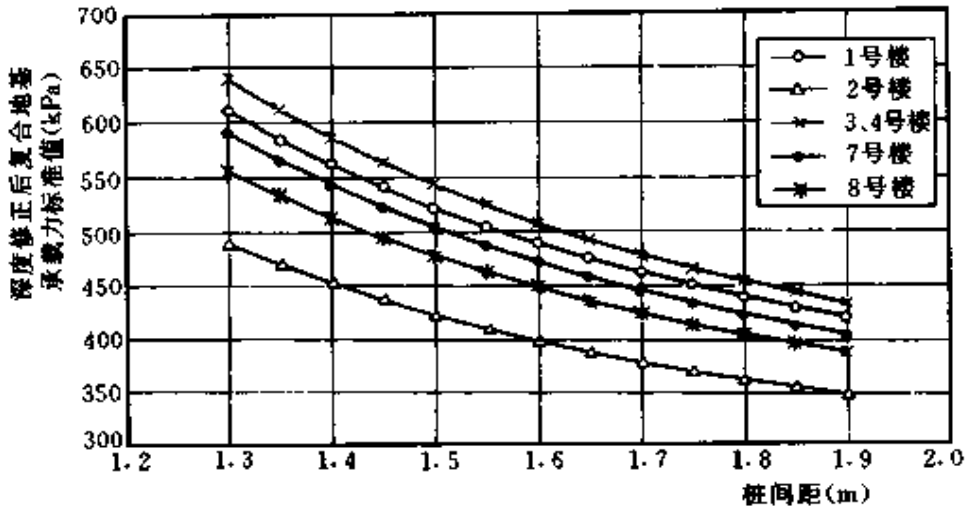


图 6-42　复合地基承载力和桩间距的关系

按式（4-12）对望京新城 A4 区Ⅰ组团各楼座变形进行计算，计算结果见表 6-41。

表 6-41　　各楼座沉降量计算值和实测值

楼座	沉降计算值（mm）			沉降观测值（mm）			说　明
	最大值	最小值	平均值	最大值	最小值	平均值	
1	46.8	30.7	38.4	—	—	—	1. 沉降计算值考虑了相邻建筑物的应力叠加； 2. 沉降观测值为封顶时的观测值
2	32.4	18.6	26.0	—	—	—	
3	37.3	19.6	30.2	18.8	6.5	13.4	
4	37.6	18.9	30.0	19.1	6.9	14.8	
7	39.5	24.2	33.3	—	—	—	
8	34.6	19.5	28.0	—	—	—	

根据承载力和变形分析，确定的各楼座设计参数见表 6-42。

四、CFG 桩复合地基施工

根据场地土质情况、工程特性、周边环境及工期要求，确定望京新城 A4 区Ⅰ组团 6 栋楼 CFG 桩复合地基施工采用长螺旋钻管内泵压施工工艺。每栋楼采用 1 台设备，打桩工期平均为 12 天，平均每台设备每天成桩约 40 根。

表 6-42　　各楼座 CFG 桩复合地基设计参数

楼座	桩　长 (m)	桩　径 (mm)	桩间距 (m)	桩　数 (根)	褥垫层厚度 (cm)	桩身强度等级
1	17.2	415	1.5	419	15	C20
2	11.3	415	1.5	406	15	C20
	12.5	415	1.5	25	15	C20
3	18.5	415	1.5	431	15	C20
4	18.5	415	1.5	431	15	C20
7	16.1	415	1.5	423	15	C20
8	15.1	415	1.5	423	15	C20

1. CFG 桩施工

(1) 按布桩平面图严格放好桩位，经复核无误后开工，打桩顺序主要以桩机操作便利来确定；桩长通过桩机塔身上的刻度进行控制。

(2) 成桩工艺。采用液压步履式长螺旋钻机钻孔，钻至设计深度后，由混凝土泵将 CFG 桩混合料通过管线送入钻杆，钻杆芯管充满料后开始提钻，成桩工艺程序如下：

钻机就位 → 钻孔至设计深度 → 送料提钻 → 移位 → 封桩顶

送料提钻是保证质量的一个关键环节，要准确掌握提钻的时机。在提钻过程中要保证钻杆内有一定高度的混合料，且避开在砂土、粉土层停顿，可防止断桩或缩颈。

(3) 打桩弃土及保护层土的清理。打桩弃土要求随打随清，为桩机施工提供足够的工作空间，便于移机和找桩位。保护土层的清理在 CFG 桩施工完毕后进行，采用人工清理，清理时预留 10cm 保护土层，最后人工清除整平。

凿桩头按下列要求进行：①标高：误差控制在 0～＋2cm，低于设计标高时要补平；②桩端凿断面要平整。人工凿桩所用 4 根钎子方向两两相对，水平一致，钎头不能上挑，凿断后断面用人工进一步修平。

2. 褥垫层铺设

褥垫层材料选用 5～10mm 碎石，按设计要求虚铺整平至 17cm，用平板振动器振压不少于 3 遍，压实后褥垫层厚度为 15cm。

五、CFG 桩复合地基加固效果及评价

望京新城 A4 区Ⅰ组团 6 栋楼 CFG 桩施工完毕后，业主委托有资质的专业检测单位对 CFG 桩进行了静载荷试验检测和低应变检测。每个楼座随机抽检了 2 根桩进行单桩静载荷试验，检测结果见图 6-43 和表 6-43。

各楼座 CFG 桩低应变检测各抽检了 10%，检测结果见表 6-44。从表 6-44 中可以看出各楼座均不存在桩身明显缩径或离析缺陷的Ⅲ类桩。

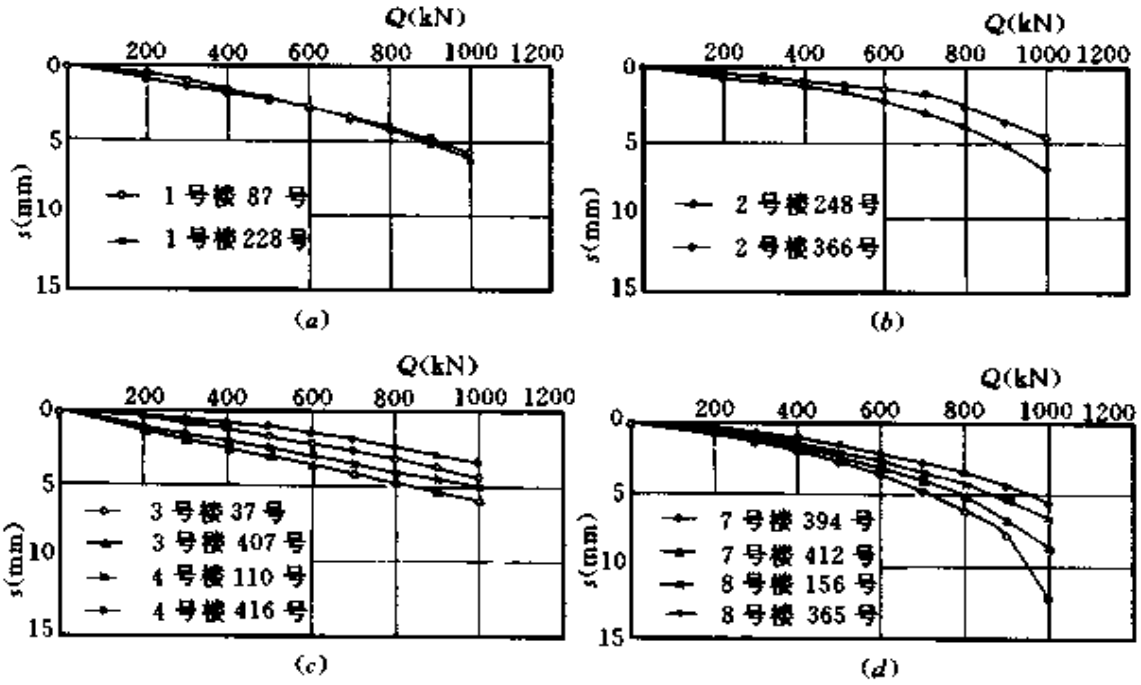


图 6-43　各楼座 CFG 桩单桩 Q—s 曲线

(a) 1 号楼；(b) 2 号楼；(c) 3、4 号楼；(d) 7、8 号楼

在 A4 区Ⅰ组团 6 栋楼中，业主委托专业的测量单位对 3、4 号楼进行了沉降观测，在每栋楼四周布置了 8 个观测点，内部布置了 2 个观测点，建筑物封顶时沉降观测成果见表 6-41。预计 3、4 号楼最终沉降量将在 40mm 以内。

表 6-43　　单桩试验结果

楼号	试验结果	对应单桩最大加载量时的沉降平均值(mm)	单桩使用荷载(kN)	对应单桩使用荷载时的沉降平均值(mm)	说　明
1	极限荷载大于1000kN	6.03	480	2.16	1. 最大加载量为1000kN； 2. 根据单桩载荷试验结果，确定的复合地基承载力均满足设计要求
2	极限荷载大于1000kN	5.71	307	0.76	
3、4	极限荷载大于1000kN	5.21	460	1.84	
7	极限荷载大于1000kN	4.15	417	1.92	
8	极限荷载大于1000kN	10.43	274	0.76	

表 6-44　　CFG 桩低应变检测结果

楼号	总桩数	检测数	Ⅰ类桩		Ⅱ类桩		Ⅲ类桩	
			桩　数	比　率	桩　数	比　率	桩　数	比　率
1	419	42	39	92.8%	3	7.2%	—	—
2	431	43	39	90.7%	4	9.3%	—	—
3	431	43	43	100%	—	—	—	—
4	431	43	42	97.7%	1	2.3%	—	—
7	423	43	20	46.5%	23	53.5%	—	—
8	423	43	39	90.7%	4	9.3%	—	—

根据基础倾斜方向两端点的沉降差与其距离的比值可计算建筑物的倾斜，按此方法可计算 3 号楼和 4 号楼的相向倾斜，在封顶时相向倾斜分别为 0.166‰和 0.157‰。也就是说根据沉降观测资料计算，3、4 号楼在顶端各自位移了 12.9mm 和 12.2mm，相向位移了 25.1mm。3、4 号楼是否真的存在相向倾斜和相向位移呢？为此勘察单位和沉降观测单位采用经纬仪和钢尺对倾斜进行测量，结果表明，建筑物不存在任何倾斜。从这里可以得出这样的认识，用沉降量观测结果来计算建筑物的倾斜为理论计算值，并不真正反映建筑物的倾斜量，建筑物的实际倾斜量应采用仪器

进行实测来确定。因为通过沉降量计算倾斜量时假定建筑物是一刚性体，水平倾斜角度与垂直倾斜角度一致，而事实上建筑物并非绝对刚性。

文献[77]对望京新城 A4 区 CFG 桩复合地基和望京地区常用的三种桩型的桩基施工工期和造价进行了对比(见图 6-44 和图 6-45)。从图 6-44 中可以看出，望京地区 400×400 预制方桩每栋楼施工工期为 51 天，ϕ600 灌注桩每栋楼施工工期为 91 天，ϕ400 预应力管桩每栋楼施工工期为 84 天，A4 区 CFG 桩每栋楼平均施工工期为 12 天。可见 CFG 桩比桩基施工在工期上具有明显的优势。

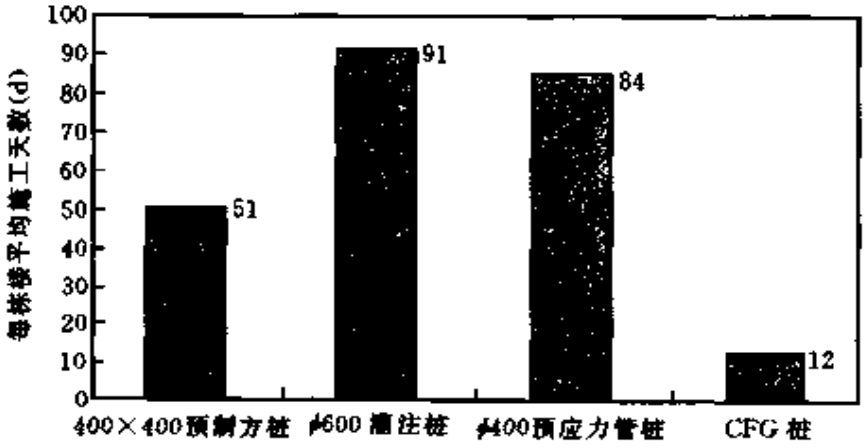


图 6-44　桩基和 CFG 桩施工工期对比

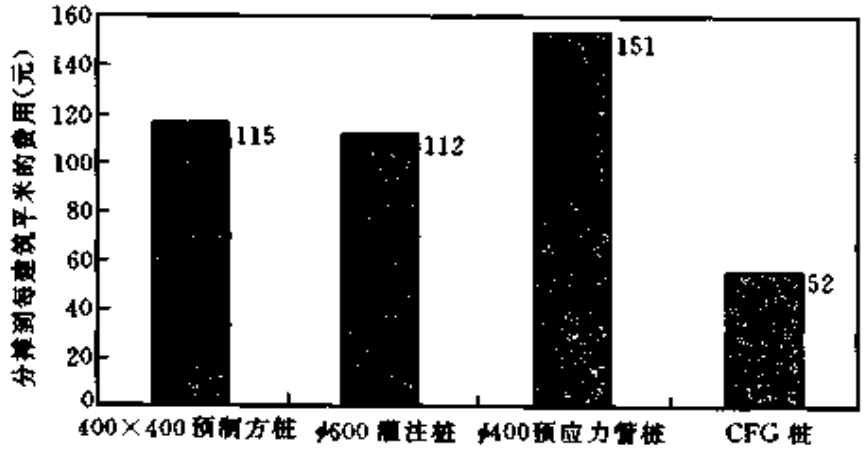


图 6-45　桩基和 CFG 桩复合地基费用对比

从图 6-45 中可以看出，CFG 桩复合地基分摊到每平米建筑面积的费用是 400×400 预制方桩的 45.2%，是 ϕ600 灌注桩的 46.4%，

是 ϕ400 预应力管桩的 34.4%。CFG 桩复合地基比桩基础平均可节约费用 58%。

望京新城 A4 区Ⅰ、Ⅰ、Ⅱ组团采用 CFG 桩复合地基比原方案桩基础节约费用约 6000 万元。

工程实例十一　右安门万博苑 2、3 号楼地基处理工程

一、工程概况

万博苑小区 2、3 号楼位于北京市右安门内大街南端，由北京宏业房地产开发公司开发建设。2、3 号楼地面以上 24 层，地下 2 层地下室，结构型式为现浇钢筋混凝土结构，基础型式为箱形基础，楼座底板面积均为 1445m^2。平面位置如图 6-46 所示。

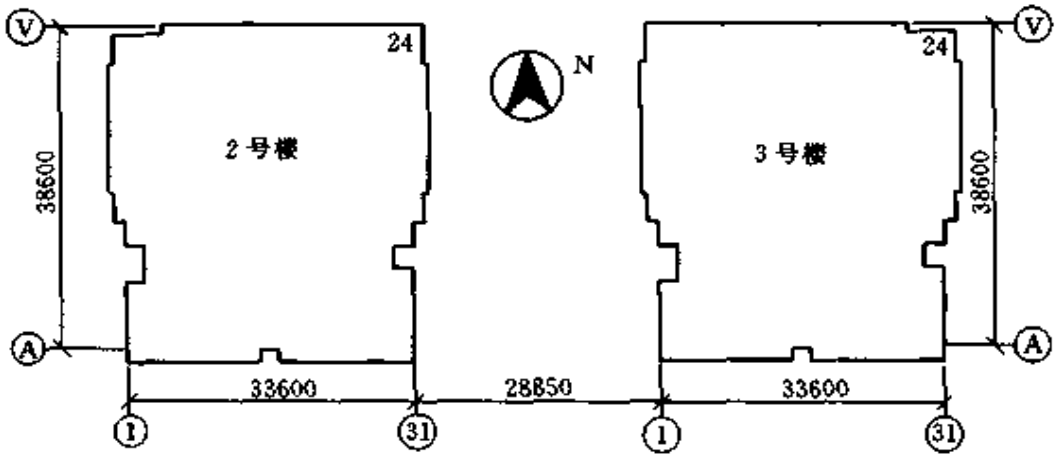


图 6-46　万博苑 2、3 号楼底板平面位置图

场地±0.00 为 44.25m，基底标高为 37.40m，基础埋深 4.8m，2、3 号楼基础置于③$_{-2}$细砂层，由于承载力不能满足设计要求，不能采用天然地基。经方案比较，采用 CFG 桩复合地基技术。CFG 桩施工于 1998 年 6 月 26 日开始，1998 年 7 月 9 日结束。

二、工程特点和地基土物理力学性质

1. 工程特点

(1) 万博苑 2、3 号楼地基处理设计条件为：

经深度修正后地基承载力标准值大于等于 450kPa；

建筑物沉降量控制在 10cm 以内，倾斜控制在 0.002 以内。

（2）2、3 号楼为单体建筑物。

2. 地基土物理力学性质

2、3 号楼场地标高为 42.20m，地下水静止潜水位标高为 29.12～29.79m，水位埋深较深。场地土在地震基本烈度为 8 度的条件下，不产生液化，属中硬场地土，建筑场地类别为Ⅰ类。各土层的物理力学指标见表 6-45，场地典型剖面见图 6-47。

表 6-45　　场地土的物理力学指标（平均值）

土的物理力学指标 / 土层编号	含水量 w (%)	天然重度 γ (kN/m³)	孔隙比 e	液性指数 I_L	压缩模量 E_S (MPa)	标准贯入试验锤击数 N	重型动力触探锤击数 $N_{63.5}$	各层土承载力标准值(kPa)
③-2细砂					18.0	24.7		200
③-3中砂					18.0	16.3		180
③-4粉质粘土	24.8	18.8	0.79	0.67	7.0			130
④圆砾					25.0		72.3	300
⑤中砂					22.0	38.5		280
⑤-1圆砾					25.0		68.7	300
⑥卵石					35.0		88.8	400

从勘察报告可以看出，场地土质具有如下特点：

（1）场地基底以下的土层③-2、③-3和③-4层具有新近沉积土特征：结构差、含有砖渣和碳渣、土质不均。基础座落在③-2层土上，承载力不能满足上部结构荷载的要求。

（2）场地④层圆砾为第四纪沉积土，具有层位稳定、强度高、压缩性低等特点，是良好的地基持力层。2 号楼基础底面距④层顶面为 3.2～5.3m，3 号楼基础底面距④层顶面为 3.0～4.3m。④层圆砾以下的土层由中砂、圆砾和卵石组成，均具有强度高、压缩性低的特点。

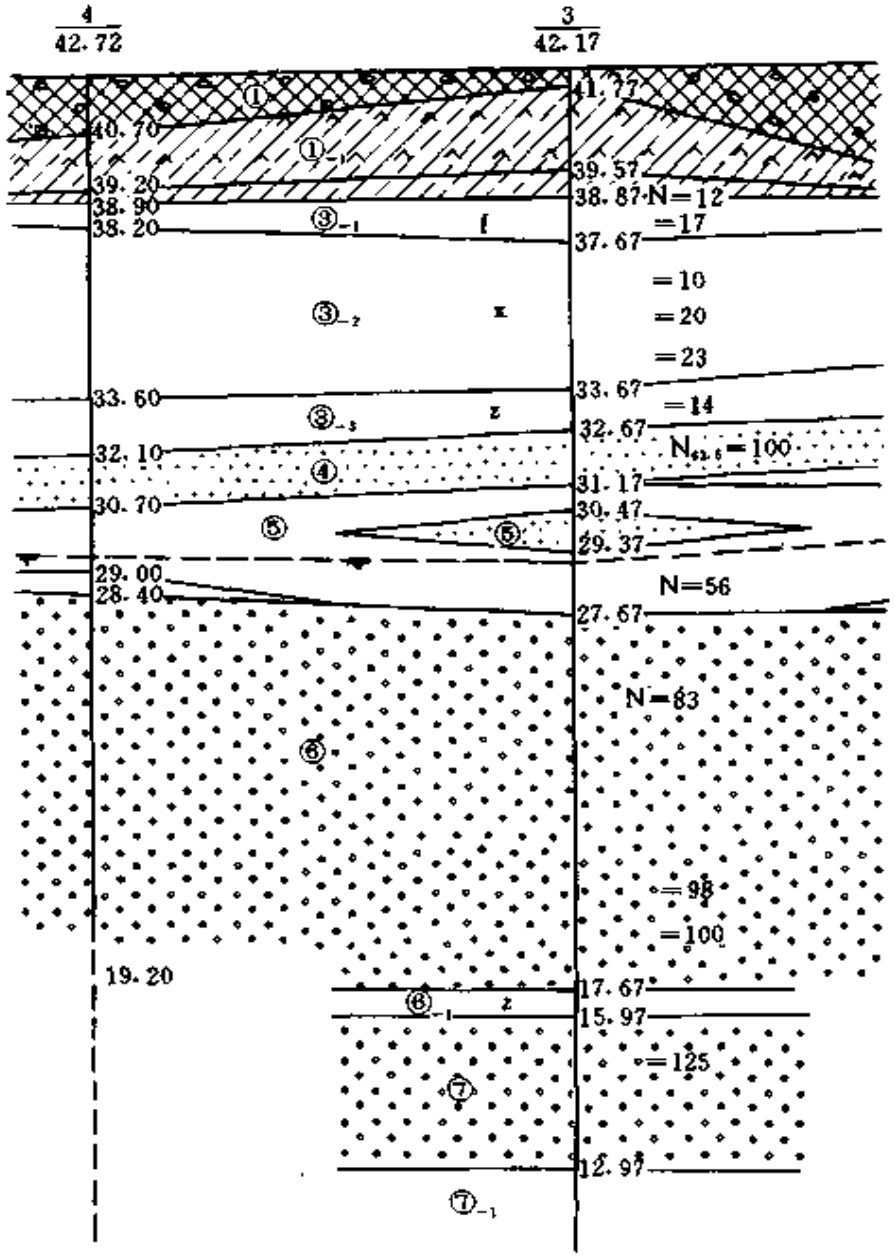


图 6-47　场地典型地质剖面图

（3）地基处理主要加固场地新近沉积土，使其承载力和变形满足设计要求。基底下持力层③-2层承载力标准值 $f_k=200$kPa，③-3层承载力标准值 $f_k=180$kPa。场地④层圆砾及以下的各层第四纪沉积土均可作为桩端持力层。

三、CFG 桩复合地基设计

1. 设计方案的选择

根据场地土质情况、工程特性、周边环境及工期要求，地基

处理方案选择时考虑了如下方案：

（1）换填方案。鉴于2、3号楼的土质特点，基底以下新近沉积土平均厚度为4m和3m，勘察报告建议采用换填方案，用级配砂石将新近沉积土全部换填夯实。

（2）CFG桩复合地基方案。根据勘察报告和设计要求，也可考虑采用CFG桩复合地基方案，施工工艺采用长螺旋钻管内泵压施工工艺。2、3号楼CFG桩复合地基采用承载力和变形双控进行设计，设计时分别考虑了以④层圆砾为桩端持力层的短桩方案和以⑥层卵石为桩端持力层的长桩方案，两方案设计参数见表6-46。

表6-46　　2、3号楼CFG桩复合地基设计参数

处理方案	有效桩长（m）	桩径（mm）	桩间距（m）	桩数（根）	褥垫层厚度（cm）	桩身强度等级	混合料方量（m^3）
短桩	6.0	415	1.4	758×2	15	C20	1230
长桩	10.0	415	1.8	459×2	15	C20	1241

万博苑小区先期已开工建设的5、6号楼荷载与地质情况与2、3号楼基本相同，地基处理时采用了换填方案，每栋楼换填处理费用约100万元。2、3号楼如采用CFG桩复合地基进行地基处理，长桩方案与短桩方案桩身CFG桩混合料方量基本相同，两栋楼地基处理的总造价约110万元，较换填方案节约近50%，以每天24h施工计，每栋楼CFG桩施工工期不超过14天。换填方案与CFG桩复合地基处理相比，具有工期长、费用高、换填质量难以保证等缺点。另外，从施工角度考虑，万博苑小区位于北京市二环路以内，采用换填方案会造成大量地基土外运与换填材料的运人，市政交通运输也存在不小的困难。经过方案比较，选择了CFG桩复合地基方案。长桩与短桩方案从经济上分析，费用基本相同，承载力和变形计算结果也相差不大，由于地基处理主要解决新近沉积土的承载力和变形问题，CFG桩施工时在圆砾、卵石层钻进对长螺旋钻磨损较大，施工较为困难，最终确定采用短桩方案，桩端进入场地第四纪沉积土土层内，以第④层圆砾层或第

⑤层中砂层为桩端持力层。

2. 复合地基承载力和变形计算

(1) 承载力计算：

根据图 6-47 的地质剖面图和表 6-45 场地土物理力学指标，2 号楼和 3 号楼 CFG 桩有效桩长为 6.0m 时，计算单桩极限承载力标准值为 812kN，取安全系数为 2，单桩承载力标准值为 406kN，取基底天然地基承载力标准值为 180kPa，计算的复合地基承载力见图 6-48。从图中可以看出，当桩间距 $s<1.45$m 时，深度修正后复合地基承载力标准值能满足 450kPa 的设计要求。设计布桩时，采用的桩间距为 1.40m，此时深度修正后的复合地基承载力标准值为 462kPa。

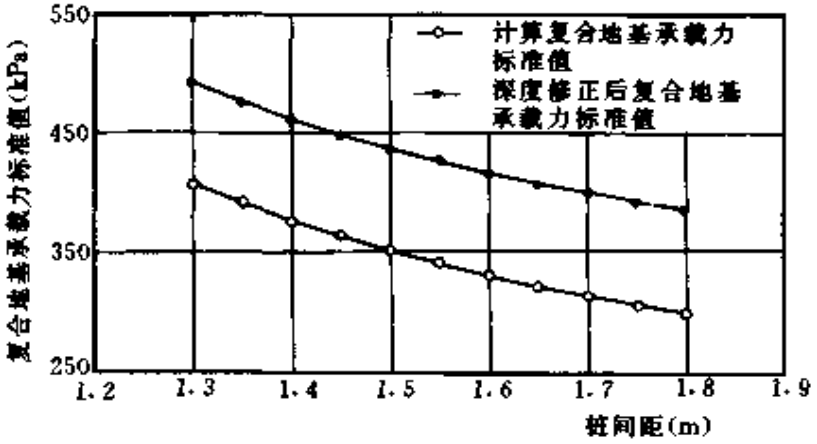


图 6-48　复合地基承载力和桩间距的关系

(2) 变形计算：

按式 (4-12) 对 2、3 号楼进行变形计算，2 号楼和 3 号楼沉降量最大值为 60mm，平均值为 48mm，满足设计对变形的要求。

四、CFG 桩复合地基施工

万博苑 2、3 号楼 CFG 桩复合地基施工采用长螺旋钻管内泵压施工工艺。2、3 号楼采用 2 台施备，打桩工期为 14 天，平均每台设备每天施工 54 根桩。

2、3 号楼场地虽然存在较多的砂性土层，但由于场地水位埋置较深，桩长范围内没有地下水，CFG 桩施工不存在窜孔、钻头

阀门打不开等问题。

2 号楼 CFG 桩施工过程中，发现场地西半部土质较软，设备支撑困难，CFG 桩施工完毕保护土层清除后，可以看出场地西半部土质为黑色粘性土，与勘察报告描述的整个场地土为褐黄色或黄褐色不符，这主要由于 2 号楼勘察布置了 5 个钻孔，各孔均未揭示这层土的缘故。场地验槽钎探记录也反映了这层土强度较低。这层土对建筑物的变形特别是倾斜有着很大的影响，须进行相应处理，以使场地西半部土层的强度与东半部一致。对这层土采用夯实水泥土桩进行补强，夯实水泥土桩补强范围为存在黑色粘性土区域，具体布桩位置在相邻两根 CFG 桩之间的中心点和相邻四根 CFG 桩的对角线的交点，夯实水泥土桩桩径为 350mm，处理深度为穿过黑色粘性土进入黄褐色或褐黄色土层 0.5m。夯实水泥土桩施工采用人工洛阳铲成孔和人工夯实，成孔深度为 1.0～3.5m，平均深度为 2.5m，黑色软弱土层区域共补夯实水泥土桩 446 根，补桩工期为 3 天。

五、CFG 桩复合地基加固效果及评价

万博苑 2、3 号楼 CFG 桩施工完毕后，业主委托有资质的专业检测单位对 CFG 桩进行了单桩复合地基静载荷试验检测。每个楼座随机抽检了 2 根桩进行检测，检测结果见图 6-49。复合地基承载力满足设计要求。在施工过程中，施工单位从±0.00 开始对建筑物进行了沉降观测，在封顶时，2、3 号楼沉降量均小于 20mm。目前，2、3 号楼已投入使用。

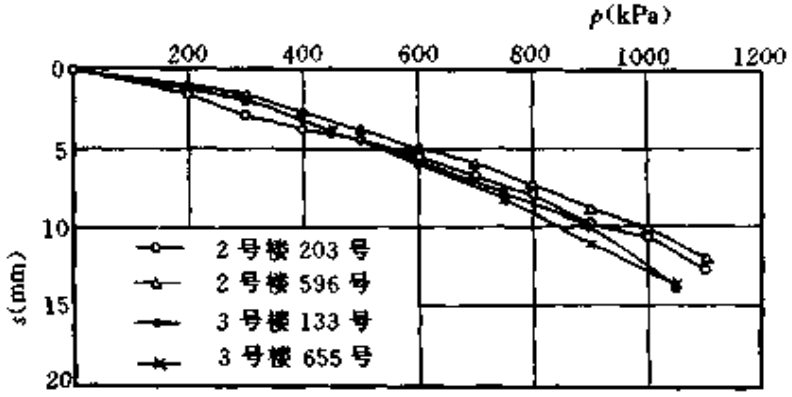


图 6-49　2、3 号楼单桩复合地基载荷试验 p—s 曲线

工程实例十二　东升园 13、14 号楼地基处理工程

一、工程概况

东升园三期 13、14 号楼位于北京市海淀区东升乡清华园货场东侧，由北京华远房地产开发公司开发建设。13 号楼地面以上 12 层，地下 1 层地下室；14 号楼地面以上 21 层，地下 2 层地下室。13、14 号楼基底标高相差 3.3m，结构型式为现浇钢筋混凝土结构，楼座底板面积分别为 1172m² 和 872m²。平面位置见图 6-50 所示。

场地和 13、14 号楼基础设置情况见表 6-47，由于 13、14 号楼地基承载力和变形不能满足设计要求，根据综合方案比较，对 13、14 号楼采用了 CFG 桩复合地基技术进行加固。CFG 桩施工于 1997 年 11 月 3 日开始，1997 年 11 月 19 日结束。

表 6-47　　13、14 号楼基础设置情况

楼号	层数	±0.00 (m)	基底标高 (m)	基础埋深 (m)	基底持力土层	持力土层承载力标准值 (kPa)
13	12/1	52.20	47.28	3.57	③	140
14	21/2	52.20	43.98	6.87	④	180

二、工程特点和土层分析

1. 工程特点

东升园 13、14 号楼工程具有如下特点：

(1) 从图 6-50 可以看出，13、14 号楼有一个角相邻，两栋楼之间设置了沉降缝。13、14 号楼设计需考虑两栋楼的应力叠加和对建筑物的变形的影响，特别是 14 号楼对 13 号楼变形的影响。

(2) 由于 13、14 号楼相邻且 14 号楼比 13 号楼低 3.3m，14 号楼 CFG 桩施工必须留出 1m 的施工作业面，也就是说 14 号楼施工时会影响 13 号楼的基底土。设计和施工时需考虑两栋楼相交部分如何处理。

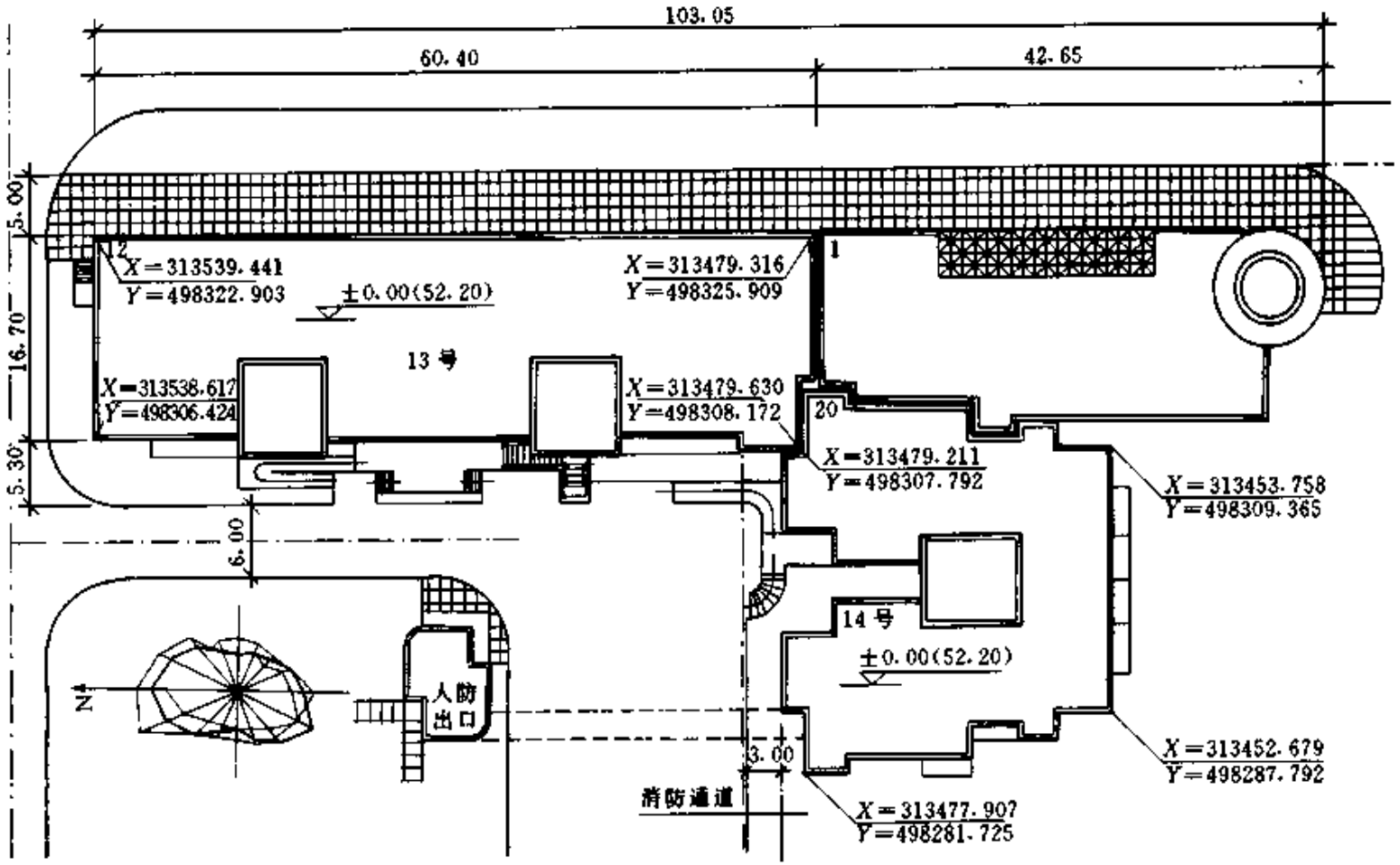


图 6-50　东升园 13、14 号楼平面位置图

（3）地基处理后需满足表6-48的设计要求。

表 6-48　13、14 号楼地基处理设计要求

楼号	深度修正后地基承载力标准值（kPa）	最终沉降量（mm）
13	≥220	≤50
14	≥340	≤50

2. 地基土物理力学性质

13、14 号楼场地标高为 50.85m，地下水静止潜水位标高为 46.38～48.36m，建筑场地类型为Ⅱ类。场地各土层的物理力学指标见表 6-49，典型地质剖面见图5-51。

从勘察报告可以看出，场地土质具有如下特点：

（1）13 号楼基底持力土层为可塑、饱和的粉质粘土③层，承载力标准值为 f_k=140kPa；14 号楼基底持力土层为饱和、可塑、中密的粘质粉土～粉质粘土④层，承载力标准值为 f_k=180kPa。

（2）根据地基均匀性评价，建筑物地基属均匀地基且承载力标准值除③层外均大于等于 180kPa。

（3）场地标高 8.4m 以下存在密实的中粗砂⑪$_{-1}$层和圆砾⑪层，层厚为 6.20～7.80m，是较理想的桩端持力层。但该层埋深较深，若选择该层作为桩端持力层需考虑设备条件、施工难度及方案合理性。

（4）从图 6-51 的剖面图来看，场地分布两层密度为中上的较硬的粉砂⑥层和细砂⑨层，该两层砂性土在基底下埋深为 8m 和 15.5m 左右，可作为 13 号楼和 14 号楼的桩端持力层。

三、CFG 桩复合地基设计

1. 设计方案

根据场地土质情况、工程特性、周边环境及工期要求，地基处理采用 CFG 桩复合地基，施工工艺采用长螺旋钻管内泵压施工工艺。13 号楼 CFG 桩以第⑥层粉砂为桩端持力层，14 号楼 CFG 桩以第⑨层细砂为桩端持力层。各楼座的设计参数见表 6-50。

13、14 号楼 CFG 桩复合地基设计，采用承载力和变形双重控制进行设计，在控制建筑物总沉降量的同时，还需考虑相邻建筑应力叠加产生的不均匀沉降，为此，布桩时在 13 号楼内与 14 号楼相邻的部位布置了 23 根 11.0m 的 CFG 桩。

表 6-49　　场地土的物理力学性质(平均值)

土的物理力学指标 / 土层编号	含水量 w (%)	天然重度 γ (kN/m³)	孔隙比 e	液性指数 I_L	压缩模量 E_s(MPa)			标准贯入试验锤击数 N	各层土承载力标准值 (kPa)
					p_0～p_0+100	p_0～p_0+200	p_0～p_0+300		
③粉质粘土	22.1	20.1	0.67	0.42	4.5	5.1	5.5		140
④粘质粉土	17.5	18.7	0.60	0.13	8.8	9.7	11.0	10	180
⑤粉质粘土	20.4	20.5	0.59	0.18	9.0	10.0	11.3	18	180
⑥粉砂	17.3	20.7	0.52		15.7	17.5	19.8		200
⑦粘质粉土	21.2	20.1	0.64	0.24	10.3	11.8	12.8		200
⑧粉质粘土	21.2	20.1	0.64	0.13	11.1	12.6	13.8		200
⑨细砂					(32～34)				320
⑩卵石					(40～45)				400
⑪粉质粘土	28.2	19.3	0.81	0.18	13.4	14.7	17.6		250
⑫卵石					(50～55)				450

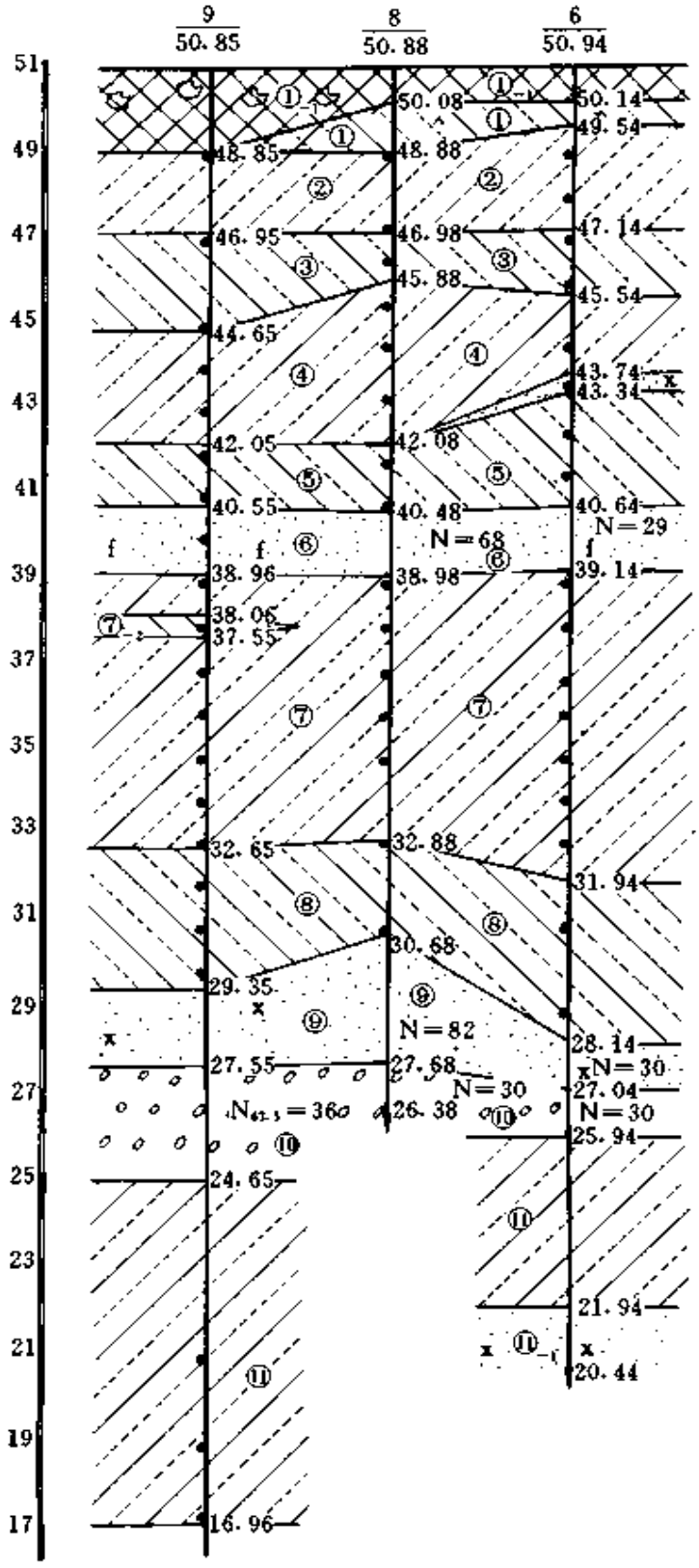


图 6-51　场地典型地质剖面图

表 6-50　　各楼座 CFG 桩复合地基设计参数

楼　座	有效桩长（m）	桩　径（mm）	桩间距（m）	桩　数（根）	褥垫层厚度（cm）	桩身强度等级
13	8.0	400	1.6	441	15	C15
	11.0	400	1.6	23	15	C15
14	15.5	400	1.6	358	15	C15

2. 复合地基承载力和变形计算

(1)承载力计算：

根据图 6-51 的地质剖面图和表 6-49 场地土物理力学指标，13 号楼和 14 号楼 CFG 桩有效桩长为 8.0m 和 15.5m 时，计算的单桩极限承载力标准值为 700kN 和 1238kN，取安全系数为 2，则单桩承载力标准值分别为 350kN 和 619kN。基底天然地基承载力标准值分别为 140kPa 和 180kPa，计算深度修正后复合地基承载力标准值见图 6-52。从图中可以看出，当桩间距 $s \leqslant 2.40$m 时，深度修正后复合地基承载力标准值能满足 220kPa 和 340kPa 的设计要求。设计时，考虑桩间距需在合理桩间距范围和满足变形要求，以及施工的不确定因素，采用的桩间距为 1.60m，此时深度修正后复合地基承载力标准值分别为 297kPa 和 476kPa。

(2) 变形计算：

按式 (4-12) 对 13、14 号楼进行变形计算，13 号楼和 14 号楼沉降量计算最大值分别为 33.5mm 和 40.3mm，满足设计对沉

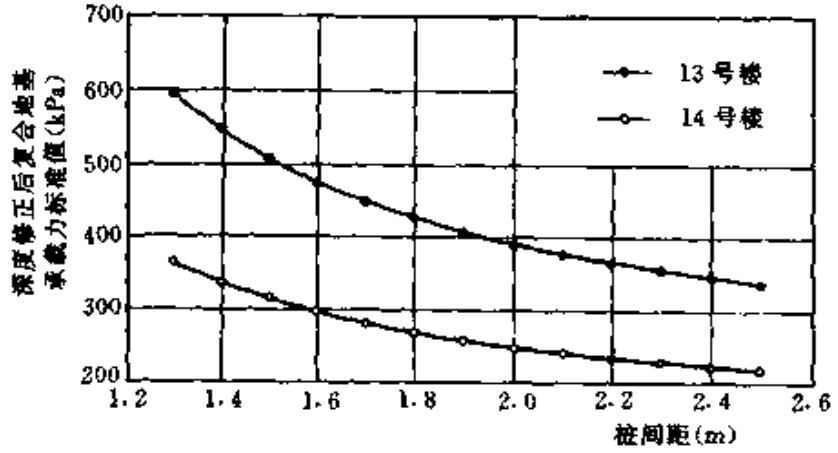


图 6-52　复合地基承载力和桩间距的关系

降的要求。

四、CFG 桩复合地基施工

东升园 13、14 号楼 CFG 桩复合地基施工采用长螺旋钻管内泵压施工工艺。两栋楼采用 2 台施备，CFG 桩施工工期为 16 天。

13 号楼与 14 号楼由于基底存在 3.3m 的高差，且业主要求两栋楼同时进行地基处理施工和结构施工，这样相邻部分的处理就成为施工中需要着重考虑的问题，包括相邻部分的施工顺序和支护措施。

首先分析一下采用支护桩方案的可行性：

(1) 若支护桩设在 13 号楼底板边缘处，虽然 13 号楼支护问题解决了，但 14 号楼开挖后紧靠 13 号楼的桩没有施工工作面，CFG 桩无法施工。

(2) 若支护桩设在 13 号楼底板内且将 14 号楼施工作业面预留出来，这样 14 号楼预留的工作面占用了 13 号楼。

鉴于上述因素，没有采用支护桩方案，而采用如下处理措施：

(1) 与 13 号楼相邻的 14 号楼 3.3m 高差处的土先不挖，作为 13 号楼 CFG 桩施工的工作面，相邻部分 13 号楼 CFG 桩施工完毕后，再开挖 14 号楼与 13 号楼相邻部分的土。

(2)13 号楼与 14 号楼相邻部分 3.3m 高差的土层为粉质粘土③层和粘质粉土～砂质粉土④层，该两层土可以直立，因此在 13 号楼内采用放台阶的形式进行处理，详见图 6-53。这样一方面解决了 14 号楼工作面的问题，另一方面也解决了 13 号楼的支护问题。

(3)台阶的高度为 1.1m，台阶的宽度由每根桩分担的面积来控制，台阶处设置褥垫层，台阶以上采用 C10 混凝土浇筑至基础底面。

13、14 号楼场地虽然存在⑥层粉砂层和⑨层细砂层，但由于桩间距较大和成孔时间较短，施工中没有出现窜孔问题。

五、CFG 桩复合地基加固效果及评价

东升园 13、14 号楼 CFG 桩施工完毕后，业主委托有资质的专业检测单位对 CFG 桩进行了单桩静载荷试验检测。检测结果表明，复合地基承载力满足设计要求。13、14 号楼已投入使用 2 年多，建筑物使用正常，地基处理达到了预期的效果。

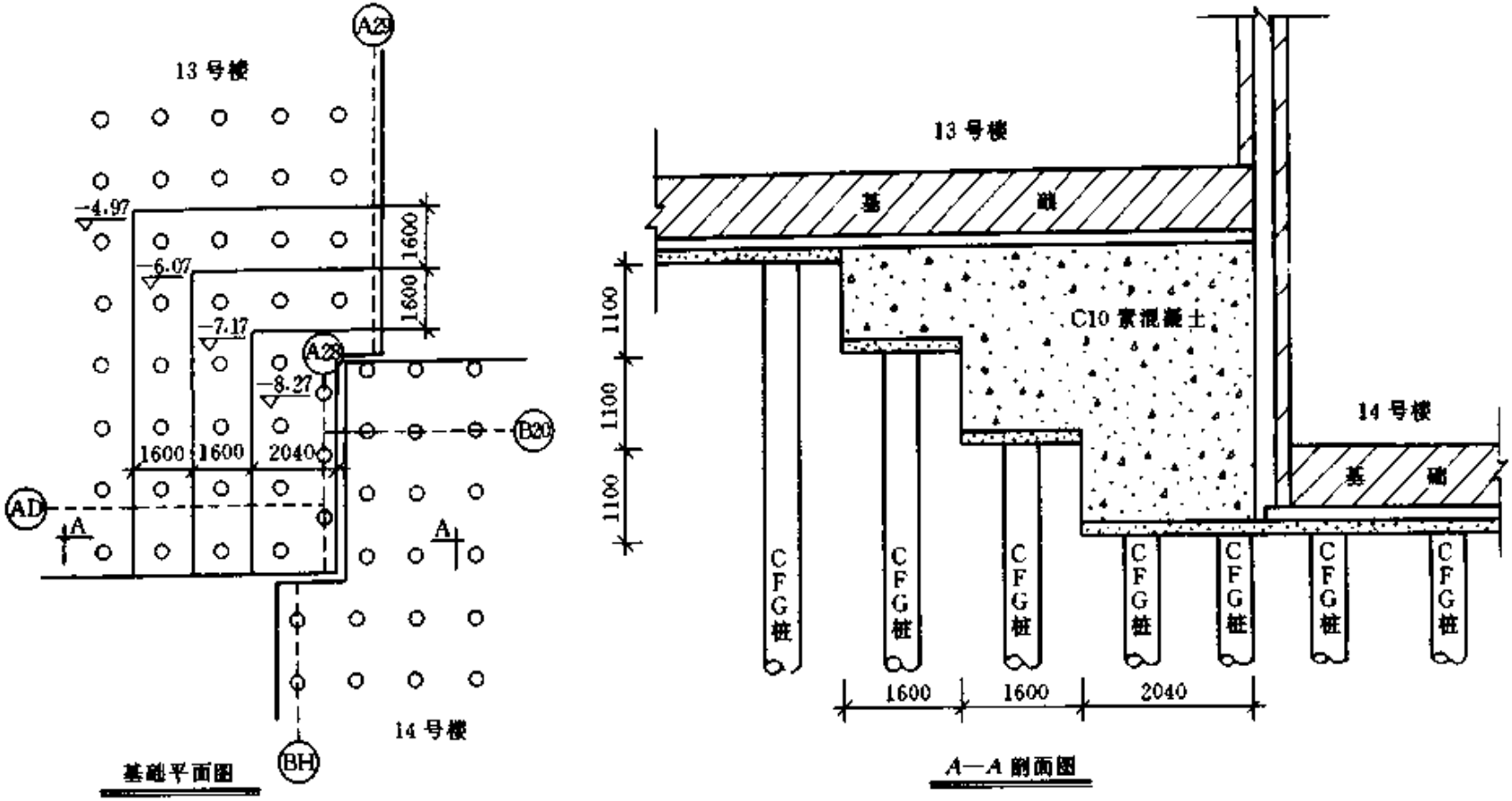


图 6-53　13、14 号楼相邻部分处理示意图

工程实例十三　方舟苑7号楼地基处理工程

一、工程概况

方舟苑7号楼位于北京市望京地区，建筑物地下2层，地上24层，结构型式为剪力墙结构，基础型式为箱形基础。基础埋深5.43m，基底绝对标高为30.02m。根据岩土工程勘察报告，基础座落在粉质粘土、粘质粉土②层及粉砂③层上，基底以下各层土的物理力学指标见表6-51，典型的剖面见图6-54。②层粉质粘土与③层粉砂的力学性质差别较大，基础持力层土质不均匀。

表6-51　　土的物理力学指标统计表（平均值）

土的物理力学指标 / 土层编号	含水量 w (%)	天然重度 γ (kN/m³)	孔隙比 e	液性指数 I_L	压缩模量 E_s (MPa)			标准贯入试验锤击数 N
					p_0～p_0+100	p_0～p_0+200	p_0～p_0+300	
②粉质粘土	25.3	19.4	0.746	0.758	4.9	6.0	6.8	
③粉砂					(15～20)			22
③-1粘质粉土	22.8	20.3	0.647	0.585	11.4	11.7	12.9	
④细中砂					(25～30)			28
⑤粉质粘土	23.3	20.1	0.669	0.40	12.4	13.6	14.5	
⑥中砂					(35～40)			46
⑦粉质粘土	24.5	20.0	0.667	0.346	13.5	14.3	15.0	
⑧卵石					(50～60)			56
⑨粉质粘土	27.9	19.5	0.814	0.455	16.8	17.0	17.6	

场地地下水位较浅，初见水位埋深在2.30～9.60m，标高为28.59～35.22m，稳定水位埋深在2.00～7.80m，标高为31.63～35.82m。地下水的类型属潜水。

二、复合地基设计

（一）方案选择

该建筑为高层住宅，设计要求深度修正后复合地基承载力标准值达到430kPa以上，沉降量控制在10cm以内，建筑物倾斜不

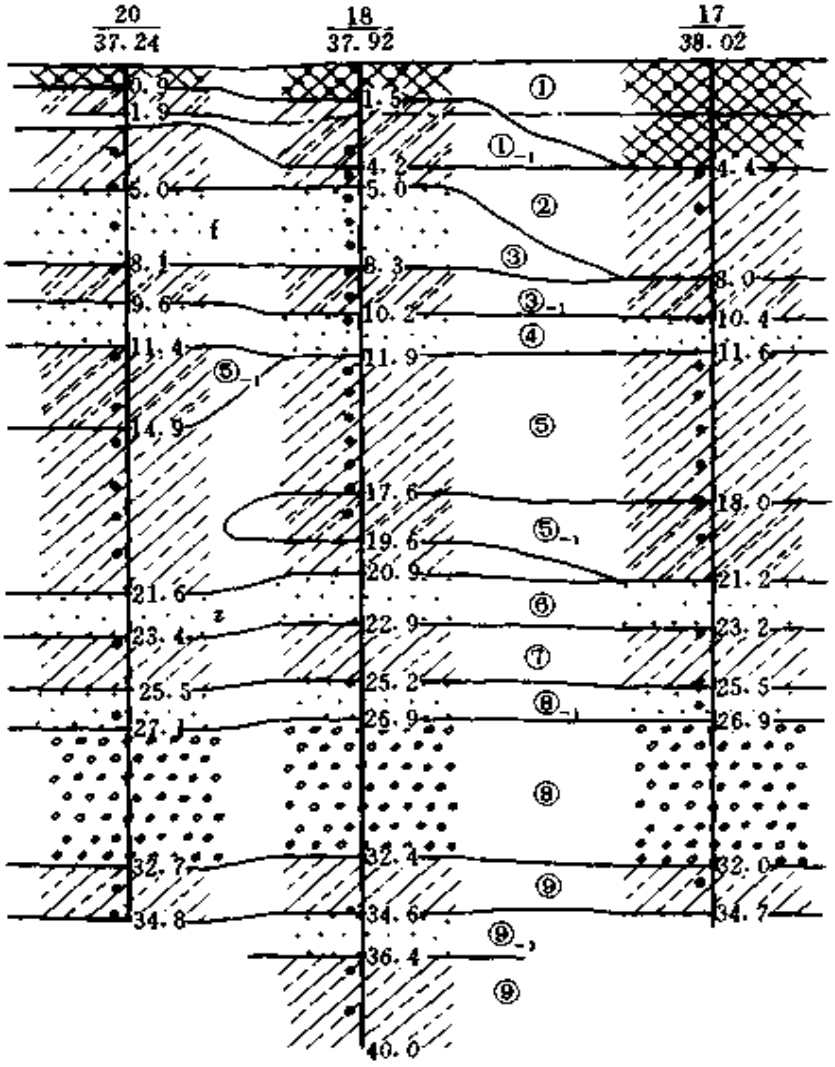


图 6-54　典型地质剖面图

大于 2‰。根据计算，天然地基承载力和变形均不能满足设计要求，需对地基进行处理。

勘察报告提出采用换填法或钻孔夯扩挤密复合桩进行处理。采用换填法方案时，处理深度有限，对粉质粘土②层较厚的地方还需采用钻孔夯扩挤密桩，同时，大面积进行换土垫层施工，其质量控制也较困难。采用钻孔夯扩挤密桩方案时，粉砂③层处于地下水位以下，钻孔提钻进行夯扩成桩易造成该部位桩孔发生坍塌，因此需要进行基坑深层降水。场地附近已有高层建筑物，考虑到深层降水可能造成邻近建筑物发生附加沉降，因此这两种方案均不宜采用。

CFG 桩复合地基是目前应用比较广泛的地基处理方法之一，

在北京及周边地区已用于30层以上建筑物的地基处理。CFG桩复合地基技术，具有承载力提高幅度大，施工周期短，造价低廉，特别是当CFG桩施工采用长螺旋钻管内泵压CFG桩施工工艺时，更具有无泥浆和噪音污染的优点，不需要进行深层降水。经多种地基处理方案比较，可考虑选用CFG桩复合地基。

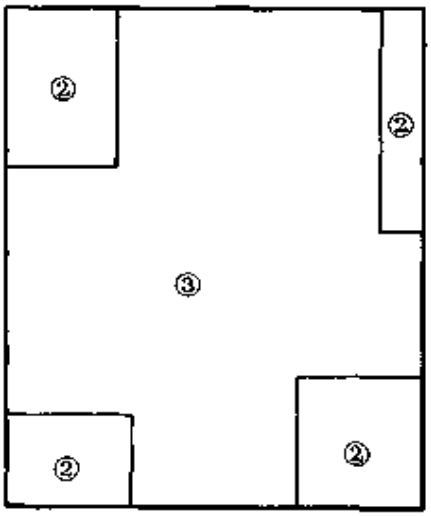


图 6-55　基底土层分布示意图

建筑物基底持力土层为粉质粘土②层和粉砂③层，粉质粘土②层主要分布在建筑物的四个角（见图6-55），面积为312m²，约占基底总面积的30%。基底下该层土厚度为2.5m，该层土承载力标准值为f_k=140kPa，压缩模量E_s为4.0～7.7MPa；粉砂③层承载力准值f_k=200kPa，压缩模量E_s为15～20MPa。可见基底持力土层承载力和压缩模量差别较大。当用复合地基设计时，对天然地基承载力f_k的不同取值，将对建筑物安全、地基处理费用产生较大影响。当采用夯实水泥土桩将粉质粘土②层加固使其承载力与粉砂③层基本一致时，可取粉砂③层的承载力作为f_k进行复合地基设计，经计算在基础底板范围内约需布桩555根；如果取粉质粘土②层承载力作为f_k，计算约需布桩740根，增加施工费用20多万元，工期相应延长，同时也未能完全消除地基的不均匀性。

因此通过对工期、造价和方案的合理性等方面的综合分析，决定采用夯实水泥土桩和CFG桩联合使用的多桩型复合地基。

（二）复合地基设计

复合地基具体设计步骤如下：

（1）首先将承载力较低的②层土，用夯实水泥土桩加固，使加固后的②层土承载力与③层土承载力基本相同，即由140kPa提高到200kPa。

（2）夯实水泥土桩加固后，可认为整个地基是均匀的地基，承

载力标准值为200kPa。在此基础上布CFG桩，使整个场地满足复合地基承载力标准值不低于430kPa的要求。

1. 夯实水泥土桩设计

夯实水泥土桩复合地基承载力计算亦可采用公式（4-1），即

$$f_{sp,k} = m\frac{R_k}{A_p} + \alpha\beta(1-m)f_k$$

计算时f_k取②层粉质粘土的承载力，即f_k=140kPa；将③层粉砂承载力作为②层粉质粘土采用夯实水泥土桩加固后需达到的承载力，即夯实水泥土桩复合地基承载力$f_{sp,k}$=200kPa。桩长根据②层粉质粘土厚度确定为3m，桩径设计为350mm。单桩承载力标准值为80kN，计算的夯实水泥土桩置换率为8.6%，可采用方形布桩，布桩时需考虑CFG桩的桩间距和桩的位置，夯实水泥土桩和CFG桩宜间隔布桩。该工程夯实水泥土桩桩间距采用1.5m和0.75m，即在两排CFG桩之间布置一排夯实水泥土桩，这一排夯实水泥土桩桩间距为0.75m。

2. CFG桩复合地基设计

CFG桩复合地基属高粘结强度桩复合地基，进行复合地基设计时要求CFG桩桩端落在强度较高、压缩性较小的土层上。设计时根据勘察报告，首先试确定CFG桩桩长。本场地⑤层、⑤$_{-1}$层粉质粘土较均匀，压缩性较低，承载力较高，是比较好的桩端持力层。桩端落在该层，确定的桩长为15m。

桩长确定后，需确定桩径，桩径取决于施工所采用的工艺。方舟苑7号楼施工采用长螺旋钻管内泵压CFG桩成桩工艺，确定CFG桩桩径为400mm。根据桩长、桩径和场地土质情况，按式（4-3）算得CFG桩单桩极限承载力标准值为930kN。

根据天然地基承载力和设计要求的复合地基承载力，按式（4-1）和式（4-5）可确定桩间距。在计算时天然地基承载力均按③层粉砂承载力标准值200kPa计，计算的不同桩间距对应的深度修正后复合地基承载力标准值见图6-56。可以看出当桩间距s≤1.55m时，复合地基承载力均可满足设计要求。实际布桩时取

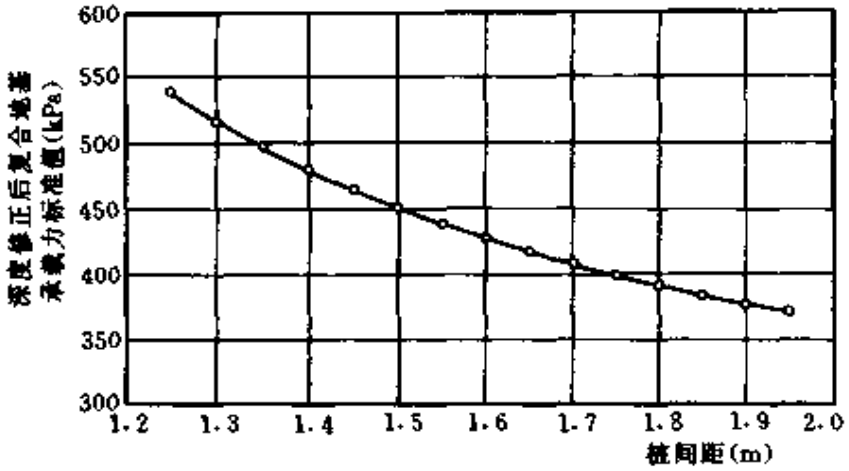


图 6-56　复合地基承载力和桩间距的关系

桩间距为 1.5m，基础底板范围内共布桩 555 根。

确定上述参数后，可按（4-12）计算复合地基的变形，其中③层粉砂 E_s 采用其经验值，粘质粉土②层 E_s 取夯实水泥土桩加固后的模量，即考虑夯实水泥土桩对②层粉质粘土的模量 E_s 的提高作用。计算得方舟苑 7 号楼最大沉降量为 72mm，满足设计要求。

三、CFG 桩及夯实水泥土桩复合地基施工

施工时宜先施工 CFG 桩，在 CFG 桩施工完毕后进行夯实水泥土桩施工。

CFG 桩施工采用长螺旋钻管内泵压 CFG 混合料施工工艺，桩身强度等级为 C20。施工配合比为：水泥：砂：石：粉煤灰：外加剂＝320：738：1106：48：1.9(kg/m^3)，其中水灰比为 0.64，砂率为 40%。材料采用 425 号普通硅酸盐水泥、细砂、粒径 5～25mm 卵石、Ⅰ级粉煤灰和泵送剂。混合料塌落度为 16～20cm。CFG 桩施工前基础底面留有 50cm 厚保护土层，保证桩头质量及施工过程中不扰动桩间土，CFG 桩施工完后，人工清除保护土层，剔除保护桩长。

CFG 桩施工结束后，进行软弱粉质粘土②层的加固。为确定粉质粘土②层的范围及深度，采用轻型动力触探对基底进行测试，在粉质粘土②层范围内动力触探锤击数平均为 7 击/30cm。夯实水泥土桩施工采用人工洛阳铲成孔，水泥与土料的配合按 1：6（体积比）配制，施工时控制混合料的含水量为 15%～20%。为避

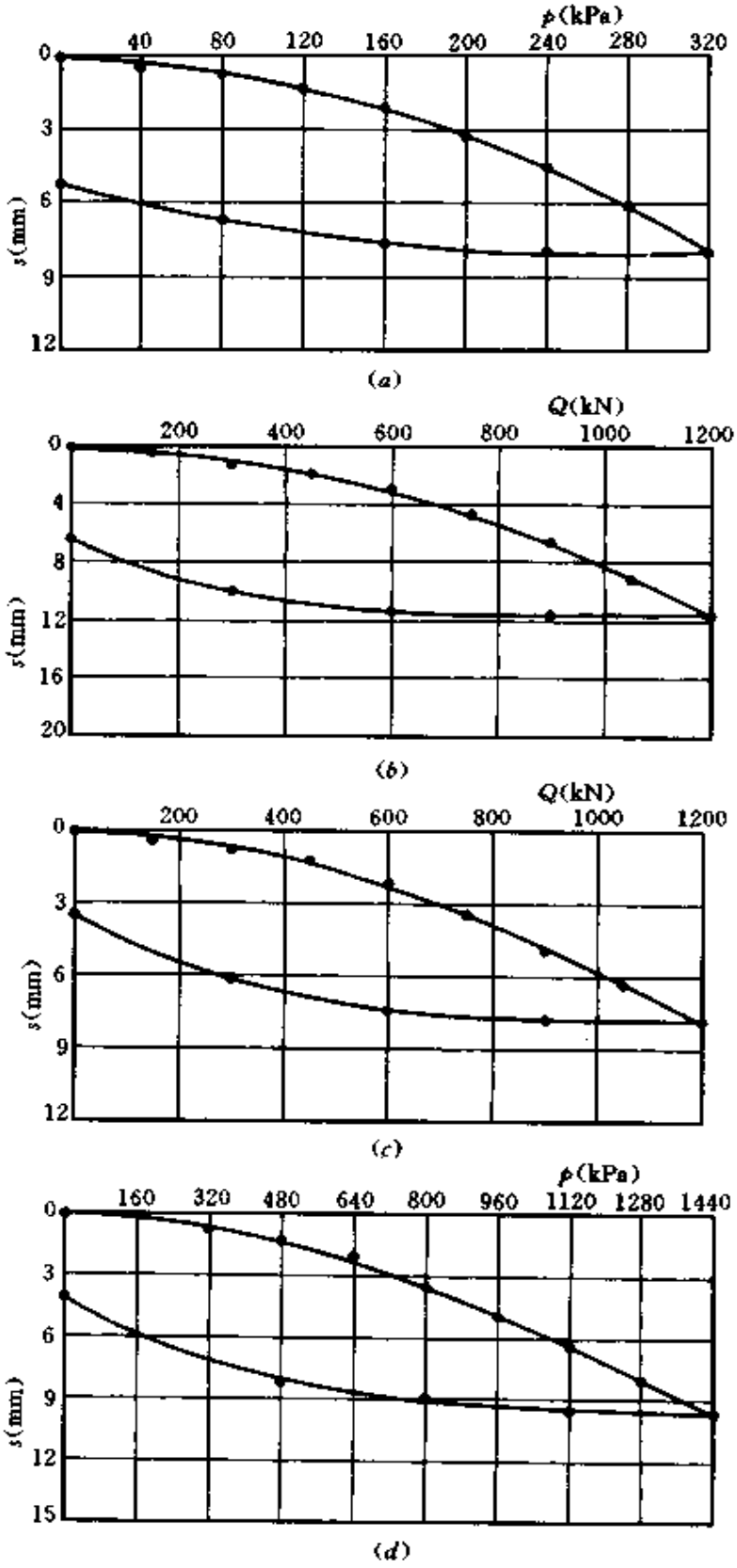


图 6-57　复合地基 p—s 曲线和单桩 Q—s 曲线
(a) 水泥土桩单桩复合地基；(b) CFG 桩单桩；(c) CFG 桩单桩；(d) CFG 桩单桩复合地基

免扰动桩间土，采用人工夯实，每层虚铺厚度小于 30cm，每层重夯不少于 8 击，落距大于 60cm，以保证水泥土桩夯击后的密实度。

CFG 桩及夯实水泥土桩施工完毕后铺设褥垫层，褥垫层技术是复合地基的核心技术，CFG 桩及夯实水泥土桩只有通过褥垫层才能构成复合地基。褥垫层具有保证桩土共同承担荷载，减少基础底面应力集中，同时调整竖向和水平向桩土荷载分担比的作用。该工程褥垫层厚度设计为 15cm，褥垫层材料采用粒径为 3～8mm 的碎石。

四、复合地基加固效果及评价

CFG 桩及夯实水泥土桩施工完毕后，由有资质的检测单位进行了 2 根 CFG 桩单桩静载试验，1 台 CFG 桩单桩复合地基静载试验和 1 台夯实水泥土桩单桩复合地基静载荷试验，静载试验曲线见图 6-57。静载试验检测结果表明，修正后复合地基承载力标准值大于 430kPa，满足设计要求。静载试验的同时，还对桩身完整性进行了低应变动测检验。检验结果表明，完整桩占 97%，轻微缺陷桩（不影响正常使用）占 3%。

工程实例十四　芍药居 202 号楼地基处理工程

一、工程概况

芍药居 202 号住宅楼位于北京市北四环东路芍药居小区，建筑物为地上 24 层、地下 2 层的全现浇剪力墙结构，建筑面积为 35000m^2，基础采用箱形基础，基础平面位置如图 6-58 所示。

设计要求 202 号楼深宽修正后地基承载力标准值达到 400kPa 以上，沉降控制在 10cm 以内。由于基础座落在第④层粘质粉土层，其地基承载力标准值为 180kPa，天然地基沉降计算值为 120 mm，倾斜计算最大值为 3‰，天然地基承载力和变形均不能满足设计要求，需对地基进行处理。

二、土的物理力学性质

场地为一般第四纪冲洪积层，±0.00 为 42.20m，基础底面标高为 35.095m，基础坐落在第④层粘质粉土层，该层土地基承载

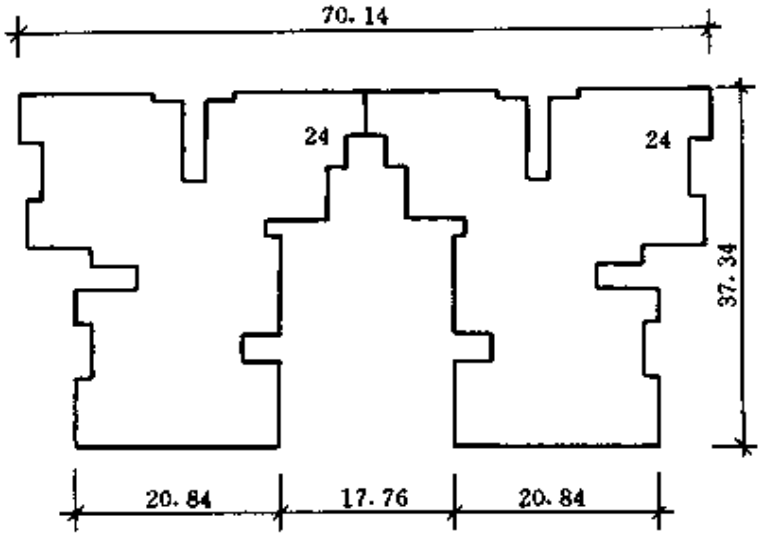


图 6-58　202 号楼基础平面图

力标准值 f_k=180kPa，基底以下各土层的物理力学指标见表 6-52，典型的地质剖面见图 6-59。

表 6-52　　土的物理力学指标（平均值）

土的物理力学指标 / 土层编号	含水量 w (%)	密度 γ (kN/m³)	孔隙比 e	液性指数 I_L	压缩模量 E_s (MPa)		标准贯入试验锤击数 N	各层土承载力标准值 (kPa)
					p_0～p_0+100	p_0～p_0+200		
④粘质粉土	25.3	19.8	0.714	0.52	10.6	12.6	12	180
⑤粉质粘土	29.6	19.4	0.817	0.68	5.6	6.4	8	150
⑥粘质粉土	21.6	20.4	0.616	0.23	12.4	14.4	14	200
⑦细砂					(30)		23	250
⑧粉质粘土	21.7	20.7	0.615	0.24	12	13.5		190
⑨粘土	31.3	19	0.926	0.35	11.1	11.7		180
⑩粘质粉土	20.8	20.4	0.605	0.22	18.4	20.1	19	220
⑪粉质粘土	22.7	20.2	0.653	0.23	14.0	14.6		200
⑫细砂					(40)		39	280
⑬圆砾					(50)			400

三、CFG 桩复合地基设计

在地基处理施工工艺选择时，需考虑下列因素：

（1）施工降水。由于在场地东西两侧均有已建高层住宅楼，最近距离仅为 15m，在地基处理方案选择时，除保证降水至基坑

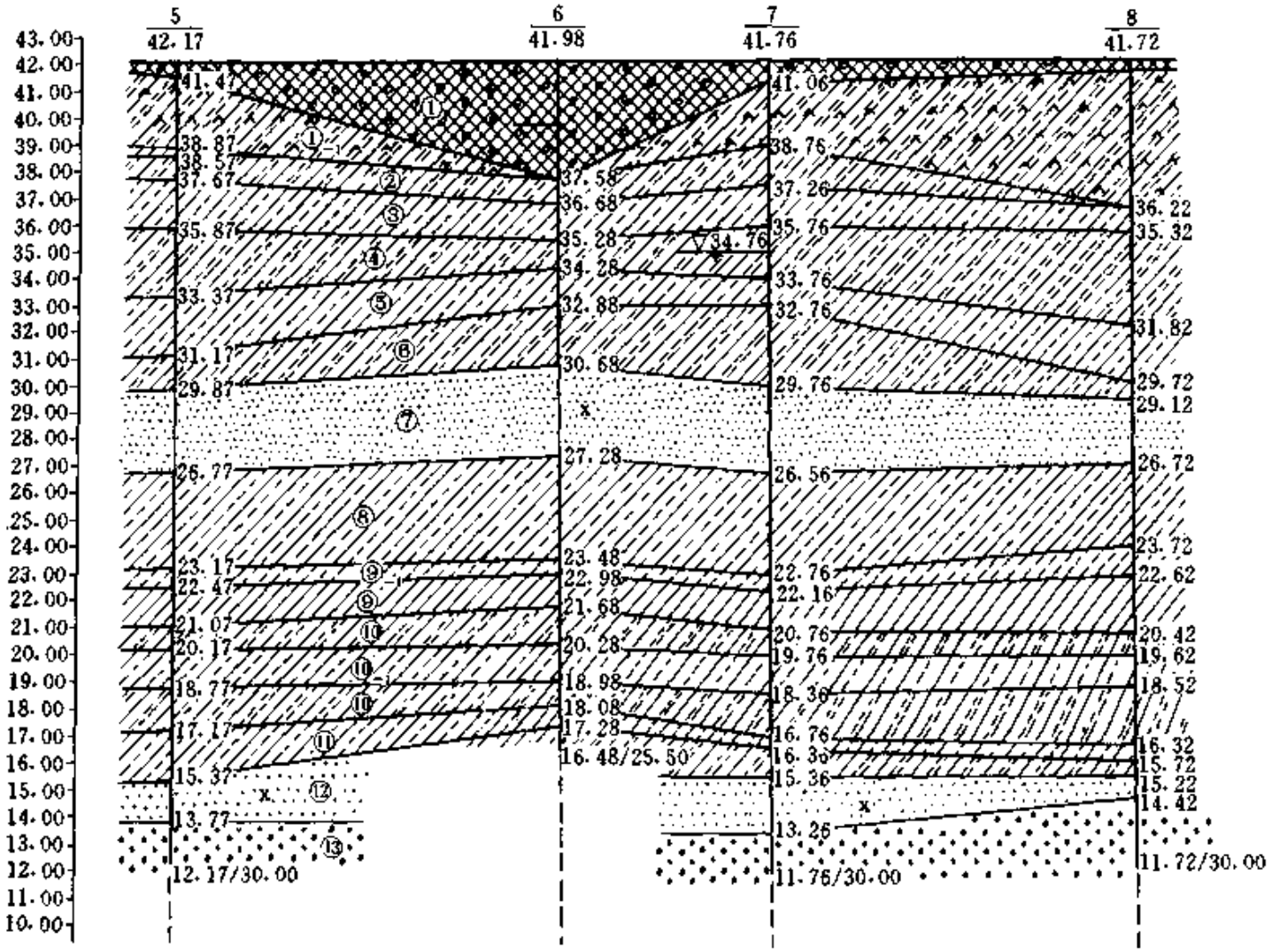


图 6-59　场地典型地质剖面图

作业面以下 1m 外，不宜为地基处理再次做深层降水，以避免深层降水对已有建筑物产生不良影响。

（2）扰民。由于施工场地距居民楼很近，地基处理施工工艺应避免振动和噪音，以防止扰民问题的发生。

考虑上述因素，芍药居 202 号楼地基处理采用长螺旋钻管内泵压 CFG 桩混合料施工工艺。

根据勘察报告，场地具有如下特点：

（1）基础下主要受力区存在可塑～软塑的粉质粘土⑤层，厚度一般为 1.0～2.0m，东南侧厚度达 4.7m，土层厚度严重不均匀，该层土地基承载力标准值为 150kPa。

（2）场地第⑦层为密实的细砂层，地基承载力标准值为 250kPa，可作为 CFG 桩桩端持力层。

（3）场地第⑫层为密实的细砂层，第⑬层为密实的圆砾层，地基承载力标准值均较高，是良好的桩端持力层。但第⑫层和第⑬层埋深较深，在其上的第⑩层粘质粉土和第$⑩_{-1}$层粉质粘土，为硬塑、承载力较高的厚土层，亦可作为 CFG 桩桩端持力层。

表 6-53　　方案考虑

类型	桩长	桩端土层	桩端标高
1	6.5	⑦细砂	28.445
2	15.0	⑩粘质粉土	19.945
3	20.0	⑫细砂	14.945

根据场地土层特点，选取表 6-53 所示的三种桩长进行方案比较。

在 CFG 桩复合地基计算时，桩的极限侧阻力标准值根据各层土的物理力学指标按附录一取值，分别为

④粘质粉土：60kPa　　⑤粉质粘土：50kPa

⑥粘质粉土：65kPa　　⑦细砂：70kPa

⑧粉质粘土：65kPa　　⑨粘土：50kPa

⑩粘质粉土：65kPa　　⑪粉质粘土：65kPa

⑫细砂：70kPa

⑦层细砂极限端阻力标准值 1400kPa，⑩层粘质粉土极限端阻力标准值 1800kPa，⑫层细砂极限端阻力标准值 2200kPa。

根据以上参数，按式（4-1）和式（4-5）可计算 CFG 桩复合

地基承载力标准值和深度修正后复合地基承载力标准值，如图 6-60 所示。从图 6-60 中可以看出，桩长为 15m、桩间距小于 2.1m

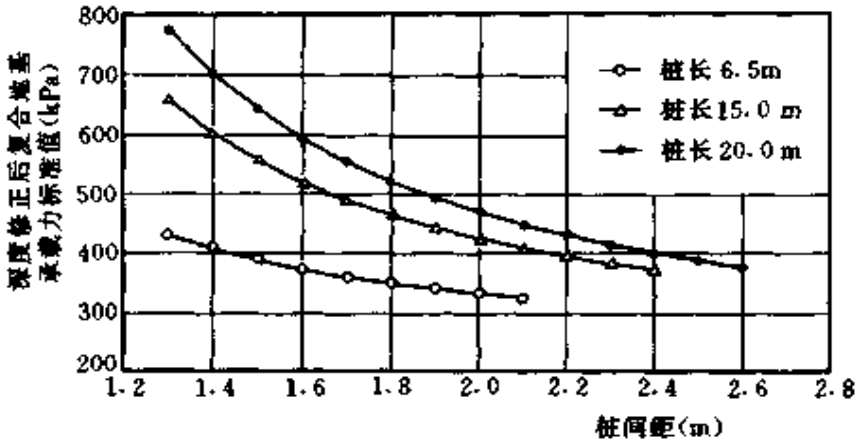


图 6-60　复合地基承载力和桩间距的关系

和桩长为 20m、桩间距小于 2.4m 均可满足深度修正后复合地基承载力标准值大于 400kPa 的设计要求。设计中如果确定的桩间距过大，一方面会超过合理桩间距范围，另一方面对消除⑤层土的不均匀性也是有限的。如果将桩间距调整到合理桩间距范围，施工费用必然增加。

桩长为 6.5m 时，桩端以下土层是均匀的，下卧层不会产生不均匀沉降，取桩间距为 1.4m，复合地基承载力标准值为 408kPa。

按式(4-12)计算的 CFG 桩复合地基加固区变形量为 15.5mm，下卧层变形量为 61.0mm，最大倾斜为 1.1‰。均满足设计要求。

从上述承载力和变形分析确定，复合地基设计桩长为 6.5m，桩间距为 1.4m。芍药居 202 号楼共布桩 1082 根。

四、CFG 桩复合地基加固效果及其评价

CFG 桩施工完毕试验桩养护 15 天后，由有检测资质的单位进行了 3 根 CFG 单桩和 2 台单桩复合地基静载荷试验检测。

1. CFG 单桩静载荷试验检测

3 根 CFG 单桩 Q—s 曲线和 s—lg$t$ 曲线如图 6-61 所示。3 根 CFG 桩破坏荷载均为 960kN，极限荷载为 880kN，试验结果见表 6-54。

在 CFG 桩复合地基设计时，计算的 CFG 单桩极限承载力标

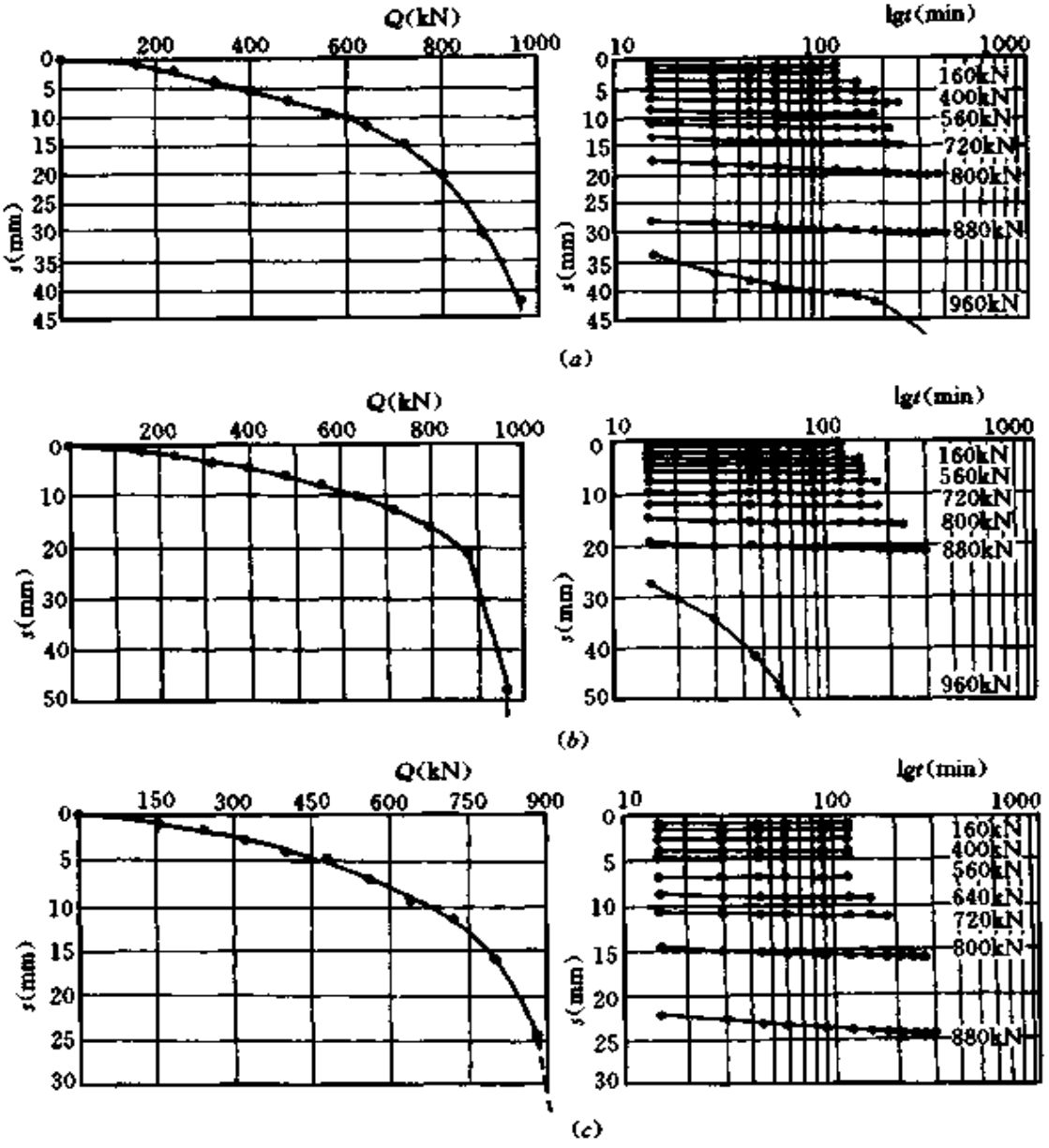


图 6-61　单桩载荷试验 Q—s 曲线和 s—$\lg t$ 曲线

（a）294 号单桩；（b）687 号单桩；（c）1000 号单桩

表 6-54　　CFG 单桩静载荷试验结果

试　验　桩　号	294	687	1000
CFG 桩使用荷载 330kN 对应的沉降量（mm）	4.00	3.63	2.85
CFG 桩极限荷载 880kN 对应的沉降量（mm）	30.39	21.20	24.35

准值 620kN 比实测值 880kN 要小，说明对于 CFG 短桩，施工质量易于保证，计算值偏于安全。

2. 单桩复合地基静载试验检测

两台 CFG 单桩复合地基静载试验 p—s 曲线如图 6-62 所示。从 p—s 曲线可以看出，复合地基载荷试验曲线是渐进型的光滑曲线，不存在极限荷载，取 $s/b=0.01$ 对应的荷载作为 CFG 桩复合地基承载力基本值。265 号单桩复合地基承载力基本值为 358.3kPa，948 号单桩复合地基承载力基本值为 414.6kPa，取两台试验的平均值 386.4kPa 作为单桩复合地基承载力标准值，经深宽修正后复合地基承载力标准值为 468kPa。检测结果表明，复合地基承载力满足设计要求。

目前 202 号楼已竣工，变形满足设计要求，达到了预期的加固效果。从这个工程可以看出，采用短桩复合地基要求桩端下卧层土质均匀，且变形要能够满足设计要求。在设计时，桩间距越小，加固区复合模量就越大，变形量也就越小。采用短桩方案且桩间距较小时，复合地基能够较好地解决加固区土质不均匀问题。

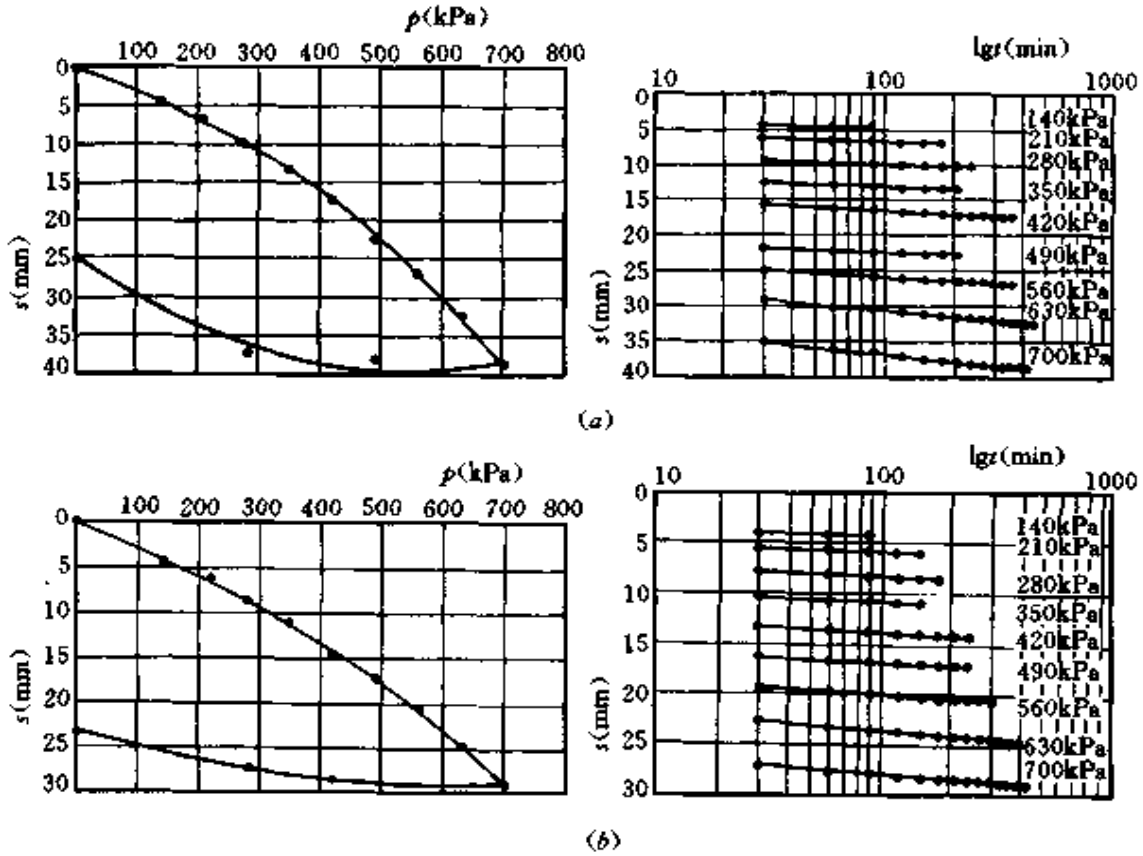


图 6-62 单桩复合地基 p—s 曲线和 s—lg$t$ 曲线

(a) 265 号单桩复合地基；(b) 948 号单桩复合地基

工程实例十五　北京大屯慧忠北里三塔3～5号楼地基处理工程

一、工程概况

北京大屯慧忠北里居住区C区三塔3号、4号、5号高层住宅楼，位于亚运村北，清华东路(大屯路)和安立路交汇处的西北角，设计地上27层，地下2层，±0.00相当于绝对标高43.10m，基底标高为35.45m。设计要求地基承载力标准值为450kPa，建筑物的绝对沉降量小于等于60mm，差异沉降量符合国家现行规范要求。该工程原设计采用钢筋混凝土灌注桩基础，经研究后改为CFG桩复合地基。

二、工程地质条件

拟建场地地形平坦，地表标高为41.1～41.4m，属永定河冲洪扇与温榆河槽流摆动沉积过渡部位，地下水位埋藏较浅，沉积颗粒细小，以永定河冲洪积物为主，夹有少量牛轭湖沉积，为中软场地土，天然地基土承载力标准值在180～210kPa之间。地下水位埋深在地表下1.4m。

场地典型的地质剖面如图6-63所示，基底下各土层的物理力学指标见表6-55。

三、方案选定

经计算，天然地基深宽修正后承载力标准值为442kPa，最终沉降量为450mm。按北京地区规范，本场地允许变形量≤100mm。显然，天然地基不能满足承载力及变形要求。勘察报告提出三种地基处理方案：预制打入桩，沉管灌注桩，钻孔灌注桩。经过分析认为，这三种方案均存在一定缺陷。由于第⑤层土为较密实的细中砂，预制打入桩很难穿越此层，而沉管灌注桩在细砂中成孔也有一定困难。另外场地地下水位高，钻孔灌注桩施工时易造成塌孔、断桩，桩身质量不易保证。同时，这三种桩造价均较高。

综上所述，勘察报告建议的三种桩型均存在技术及经济上的不合理性。为了达到既满足设计要求，又经济可行的目的，方案

表 6-55　　土的物理力学指标(平均值)

土的物理力学指标 / 土层编号	含水量 w (%)	天然重度 γ (kN/m³)	孔隙比 e	液性指数 I_L	压缩模量 E_s(MPa)				标准贯入试验锤击数 N	动力触探试验锤击数 $N_{63.5}$	地基承载力标准值 (kPa)
					p_0～p_0+100	p_0～p_0+200	p_0～p_0+300	p_0～p_0+400			
④粉质粘土	23.5	20.3	0.65	0.50	7.18	8.79	11.12	14.41	11		180
⑤细中砂											210
⑥粘质粉土	18.3	21.0	0.52	0.24	9.2	10.6	14.05	15.5	23		210
⑦细中砂											220
⑧粉质粘土	22.4	20.6	0.62	0.36	9.3	10.1	14.90	16.53	36		210
⑨细中砂									41		220
⑩粉质粘土	23.8	20.2	0.68	0.27	10.6	11.6	11.82	15.78	43		230
⑪细中砂									42		220
⑫重粉质粘土	20.7	20.6	0.61	0.11	20.5	20.9	24.52	26.82			240
⑬中粗砂									37		230
⑭卵石										46	400

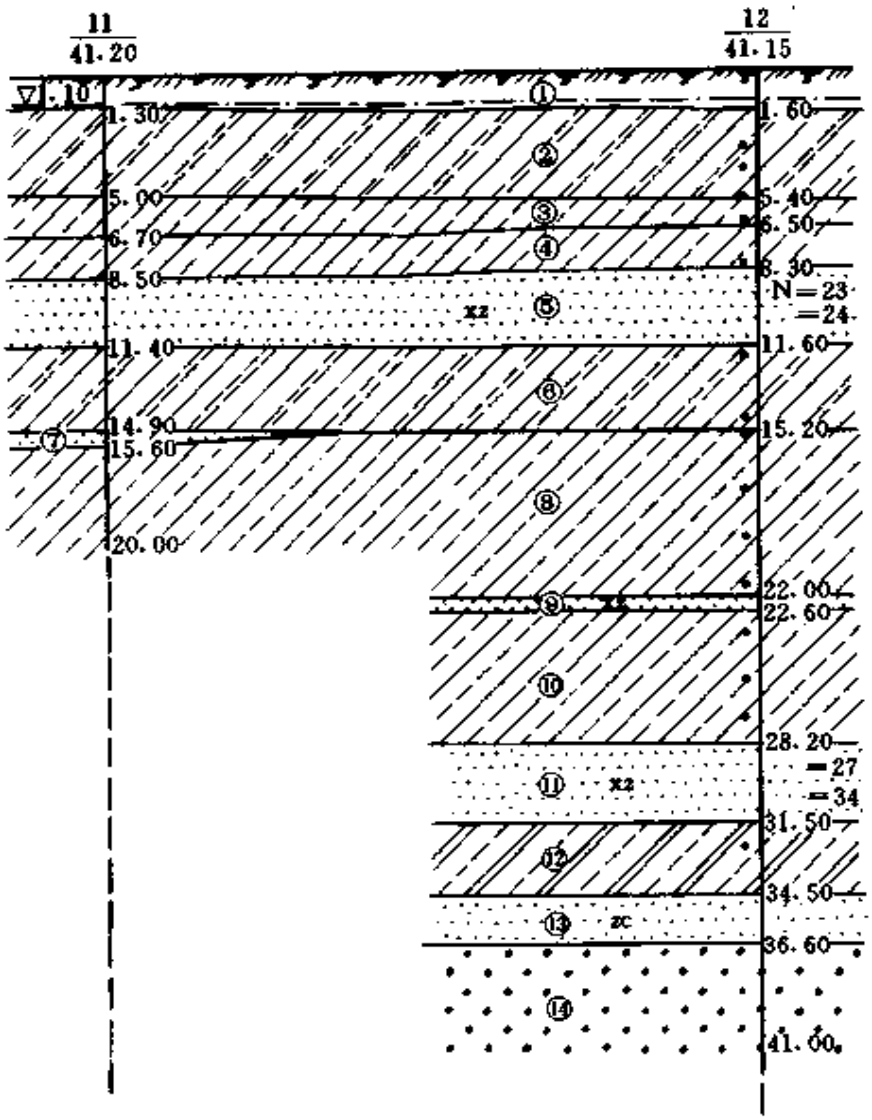


图 6-63　场地典型地质剖面图

分析时也考虑了一种新的地基形式——多支盘桩。拟定桩径 ϕ650mm，四盘二支，盘径达 1400mm，桩长 22m。单桩承载力可达 3500kN，需 200 根，此桩有如下特点：①桩数少，与前述桩型相比较为经济，且可缩短工期；②承载力高，沉降量小；③桩体与桩周土紧密结合为一体，桩土共同工作；④成孔时不取土，可避免灌注桩中易产生的塌孔、桩底浮土等问题，桩体质量容易保证。多支盘桩虽然具备以上优点，但由于本工程场地土多为较密实的粉质粘土和细中砂，施工中支盘撑开有一定难度，可能会出现工程进度慢的问题。另外，因荷载大、桩数少，需要的底板厚

度较厚，工程造价相应提高。此方案的造价约 200 万元。

上述几种方案均为桩基方案。桩基础中桩间土的承载力得不到充分发挥，易造成浪费。而 CFG 桩复合地基可充分发挥桩间土的作用，尤其在北京地区场地土承载力较高的情况下，效果更为显著。所以选用了这种地基处理方案。

3 号、4 号、5 号楼 CFG 桩复合地基设计参数见表 6-56。按表中的参数计算的复合地基承载力和变形均满足设计要求。

表 6-56　　3、4、5 号楼 CFG 桩复合地基设计参数

楼号	桩　长 (m)	桩　径 (mm)	桩间距 (m)	布桩桩数 (根)	褥垫层厚度 (cm)	桩身强度等级
3	16.0～17.5	400	1.5～1.6	417	20	C20
4	16.0～17.5	400	1.5～1.6	412	20	C20
5	16.0～17.5	400	1.5～1.6	412	20	C20

四、施工概况

该工程采用振动沉管打桩机施工，难度较大。从设计角度而言，由于上部结构设计对复合地基的要求较高，CFG 桩布桩应该密一些，桩长一些；但是从施工角度而言，由于细中砂⑤层的厚度大，且处于地下水位以下，采用非排土工艺的 CFG 桩不易穿透砂层，而且即使增加引孔工艺后，钻孔的护壁难度也较大。针对上述问题，正式开工前，在现场做了大量工艺试验，确定的施工工艺如下：

（1）CFG 桩设计桩径 400mm。引孔参数为 ϕ300mm×（16±1.0）m，采用小孔径是为了尽量避免塌孔，且在钻至设计深度后反复回转造浆护壁。

（2）施工中在条件允许时，隔两根桩引孔一个，连续施打。否则引一个孔成桩一根。

（3）为了避免细中砂⑤层塌孔后在桩的上部（桩顶下 2.0～6.0m）造成空腔，施工中在 CFG 桩上部反插三次，并留振以确保成桩质量。

（4）实际验槽时发现基底下有 1.0m 厚的软弱夹层，其承载力标准值仅为 110～130kPa，对此采用在每组 CFG 桩间加做 ϕ350mm×

2.0m 的夯实水泥土桩，使桩间土承载力补足到 180kPa。

该工程 CFG 桩平均桩长 16.5m 平均桩距 1.55m，设计桩身强度等级 C20，单桩承载力 700kN，满堂布桩，3 号楼共布 CFG 桩 417 根，夯实水泥土桩 373 根；4、5 号楼各布 CFG 桩 412 根，夯实水泥土桩 370 根。如图 6-64 所示。施工期为 1996 年 2～4 月，共历时 74 天。

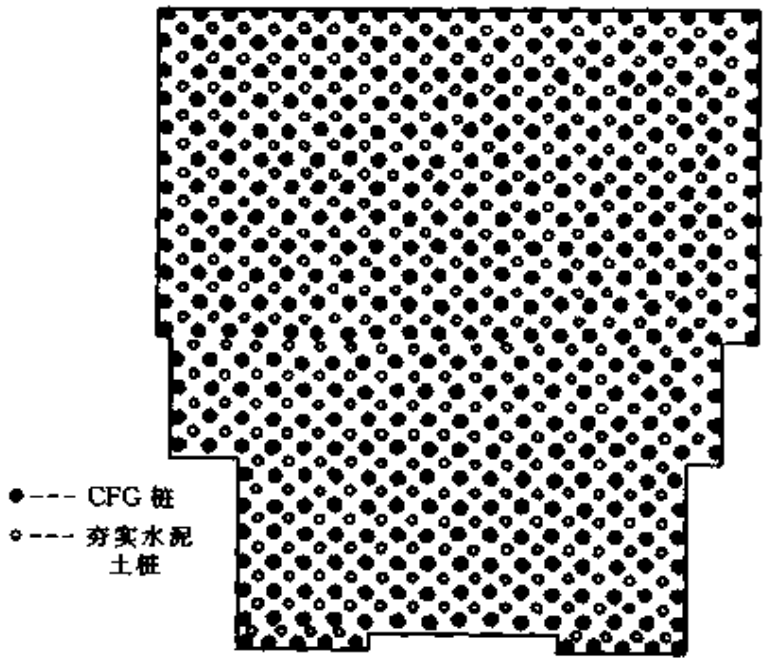


图 6-64　4、5 号楼桩位图

五、加固效果及评价

地基处理竣工后，由有资质的检测单位抽查了 4 根桩，分别做了三台单桩静载荷试验和一台单桩复合地基静载荷试验，结果如图 6-65 所示。检测结果证明，该工程的 CFG 桩复合地基满足设计要求。

在结构施工过程中，施工单位对三栋楼进行了沉降观测，从首层开始每层结构完工后均进行观测，每楼在四角设观测点。表 6-57 摘录的是截止到 1997 年 4 月的记录。

可以看出，在 24 层施工完毕后建筑物最大沉降量约 26～31mm。根据估算，其最终沉降量不会超过 50mm，说明 CFG 桩复合地基在本工程中的应用是成功的。

该工程 CFG 桩复合地基的总造价（含夯实水泥土桩费用）为原设计的灌注桩造价的 44%。

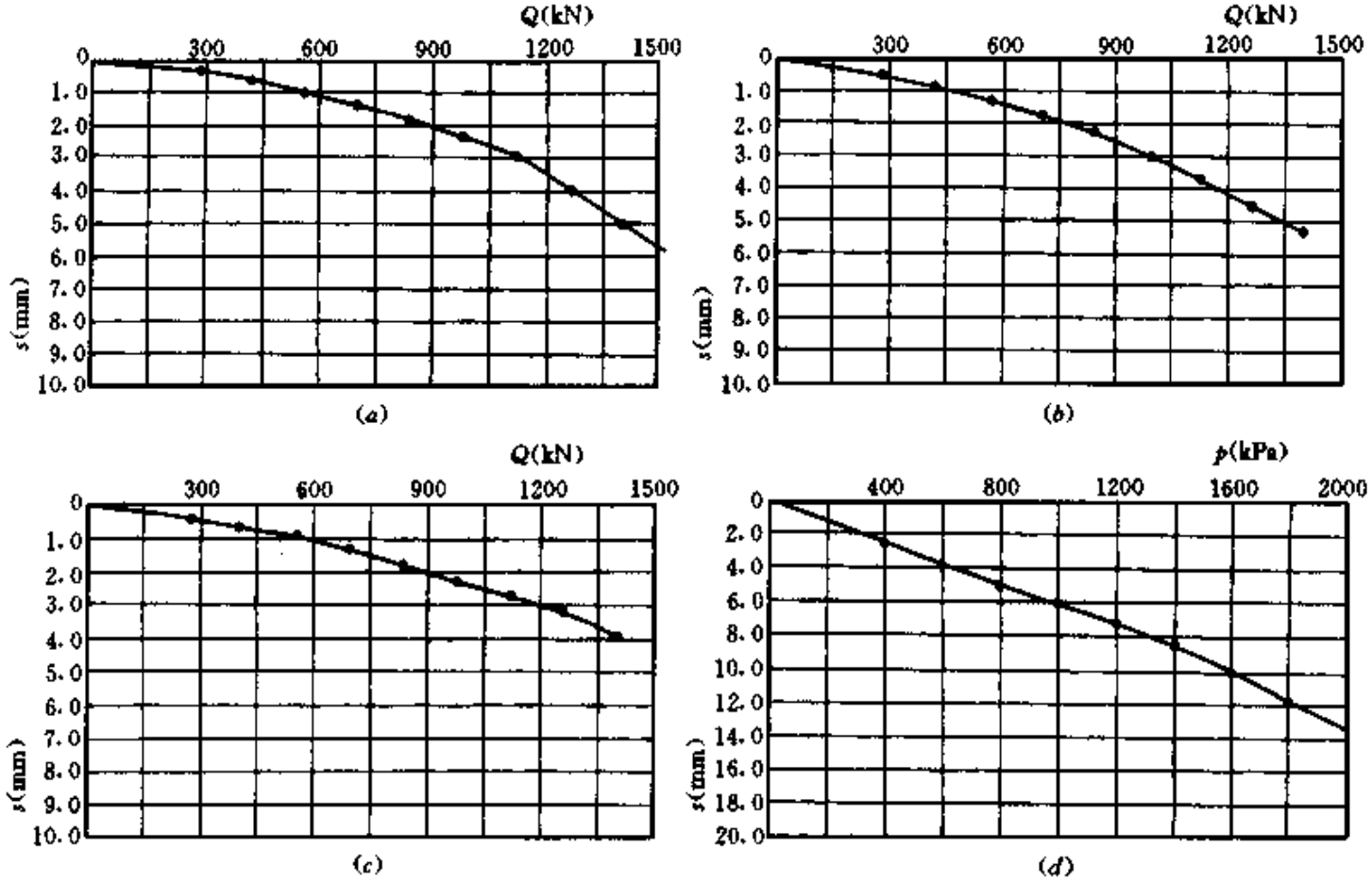


图 6-65　单桩和单桩复合地基检测试验曲线

(*a*)C 区三塔 5 号楼 CFG 桩(桩号 361 号)单桩检验；(*b*)C 区三塔 4 号楼 CFG 桩(桩号 360 号)单桩检验；(*c*)C 区三塔 3 号楼(桩号 46 号)单桩检验；(*d*)C 区三塔 5 号楼 CFG 桩(桩号 43 号)单桩复合地基检验

表 6-57　　3、4、5 号楼沉降观测结果

层数	3 号 楼					4 号 楼					5 号 楼				
	观测时间	绝对沉降量				观测时间	绝对沉降量				观测时间	绝对沉降量			
		1 号	2 号	3 号	4 号		1 号	2 号	3 号	4 号		1 号	2 号	3 号	4 号
首　层	1996 年 8 月 20 日	1	2	1	1	1996 年 8 月 5 日	2	3	4	2	1996 年 8 月 28 日	0	0	0	0
四　层	1996 年 9 月 26 日	3	2	1	2	1996 年 9 月 6 日	2	3	4	2	1996 年 9 月 25 日	1	1	0	0
七　层	1996 年 10 月 17 日	5	4	3	5	1996 年 10 月 2 日	3	5	6	3	1996 年 11 月 1 日	5	1	1	1
十　层	1996 年 11 月 12 日	8	9	8	11	1996 年 10 月 22 日	5	7	8	3	1996 年 12 月 10 日	6	1	1	1
十三层	1996 年 12 月 1 日	12	15	12	13	1996 年 11 月 15 日	9.5	13	16	9	1996 年 12 月 27 日	7	1	4	4
十六层	1996 年 12 月 24 日	16	20	16	18	1996 年 12 月 15 日	12	16.5	20	13	1997 年 1 月 18 日	16	11	15	14
十九层	1997 年 1 月 16 日	18	23	18	19	1997 年 1 月 5 日	14	22	24	14.5	1997 年 3 月 7 日	18	17	23	23
二十二层	1997 年 3 月 4 日	21	25	22	23	1997 年 3 月 5 日	15	23	25	16.5	1997 年 4 月 2 日	18	18	24	24
二十四层	1997 年 4 月 13 日	25	31	26	26	1997 年 3 月 19 日	16	26	26	20	1997 年 4 月 20 日	20	19	25	26

工程实例十六　山西煤炭机械施工公司机修车间、设备库、综合楼和住宅楼地基处理工程

一、工程和地质概况

山西某煤炭基地建筑工程占地 13500m²，拟建主要建筑包括机修车间、大型设备库、综合楼及住宅楼，其中机修车间、设备库等工业设施采用排架结构，独立基础，柱距 6.0m，跨度 20～24m，设计要求地基承载力标准值：机修车间、2 号设备库为 200kPa，1 号设备库为 160kPa；综合楼和住宅楼采用框架结构，筏形基础，设计要求地基承载力标准值为 130kPa。

拟建场地位于汾河一级阶地。住宅区和设备库段，场地平缓，地表长年积水，形成沼泽地貌景观，机修车间段回填土高 2.3m。场地范围内自上而下各土层及其物理力学指标见表 6-58，场地典型地质剖面见图 6-66。由于地基持力层②层粉质粘土承载力标准

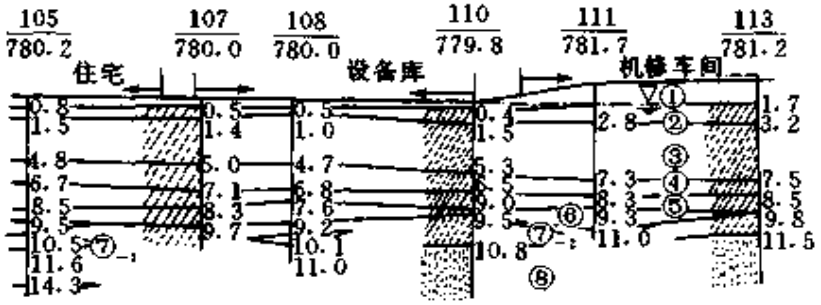


图 6-66　场地典型地质剖面图

值为 70kPa，下卧层③层粉土承载力标准值仅为 60kPa，不能满足设计要求，此外，该地区地震基本烈度为 8 度，粉土层顶覆盖厚度仅 1.0～2.2m，标准贯入试验锤击数小于液化判别标准贯入锤击数临界值 N_{cr}，局部地段液化指数达 37.9，最大液化深度达 7.5m。因此，必须进行地基加固处理。

二、地基处理方案的选择

根据场地的地质状况，对多种地基加固方案从经济上和技术上进行了分析和比较。

表 6-58　　住宅区和设备库段加固前地基土物理力学指标

层序	土层名称	土层平均厚度(m)	含水量 w(%)	重度 γ(kN/m³)	孔隙比 e	饱和度 S_r(%)	液限 w_L(%)	塑限 w_P(%)	塑性指数 I_P	液性指数 I_L	压缩系数 a_{1-2}(MPa⁻¹)	压缩模量 E_{s1-2}(MPa)	抗剪强度		粘粒含量(%)	十字板剪切强度 S_u(kPa)	灵敏度 S_t	承载力标准值 f_k(kPa)
													C(kPa)	φ(°)				
①	杂填土	0.4																80
②	粉质粘土	1.1	31.5	17.7	1.01	100	29.9	18.1	11.8	1.10	0.43	4.2	45	18		15	3.4	70
③	粉土	4.0	27.6	18.0	0.91	100	25.7	16.7	9.0	1.21	0.42	4.4	28	13	11	13	11.4	60
④	粉土	1.0	25.4	18.3	0.85	100	24.6	16.4	8.2	1.10	0.38	4.8	30	15	9	27.6	6.4	105
⑤	粉质粘土	1.4	26.8	18.7	0.84	97	30.0	18.1	11.9	0.73	0.49	3.1	20	18				120
⑥	粘土	1.4	28.7	19.6	0.80	100	43.8	23.7	20.1	0.25	0.21	8.4						190
⑦$_{-1}$	粉质粘土	2.4	24.3	19.2	0.67	100	28.1	17.4	10.8	0.55	0.18	9.0						220
⑦$_{-2}$	粘土	1.4	22.5	20.3	0.63	99	23.7	16.2	7.5	0.84	0.17	8.5						250
⑦$_{-3}$	粉质粘土	2.4	25.6	20.2	0.71	99	32.4	19.1	13.3	0.49	0.26	7.6						220
⑧	粉细砂	未穿透	19.9	19.8	0.62	87												230

1. 钢筋混凝土钻孔灌注桩加固方案

此方案安全可靠，能完全满足设计要求，但地基土的高灵敏度给施工带来极大困难，加之排污工作量大，施工费用过高。

2. 水泥粉体搅拌桩（或称粉喷桩）加固方案

粉喷桩是近年来对软弱地基加固处理的一种新方法，施工噪音低，无污染，水泥土桩复合地基承载力可满足设计要求，但不能消除地基液化。

3. 挤密碎石桩加固方案

碎石桩可使松散状的粉土挤密，消除土层的液化。但碎石桩桩体材料本身没有粘结强度，主要靠桩周土的约束来维持桩体并承受荷载，而饱和粘性土的灵敏度一般较高，由于成桩过程中对桩间土的扰动，使桩间土的结构性受到破坏，强度大大降低，对桩的约束作用在相当长的时间内大为削弱。在饱和粘性土中，碎石桩复合地基承载力比天然地基一般可提高 20%～60%左右，该场地的现场试验表明（见图 6-67），经碎石桩加固后，地基承载力由 60kPa 提高到 80kPa，不能满足地基承载力的设计要求。

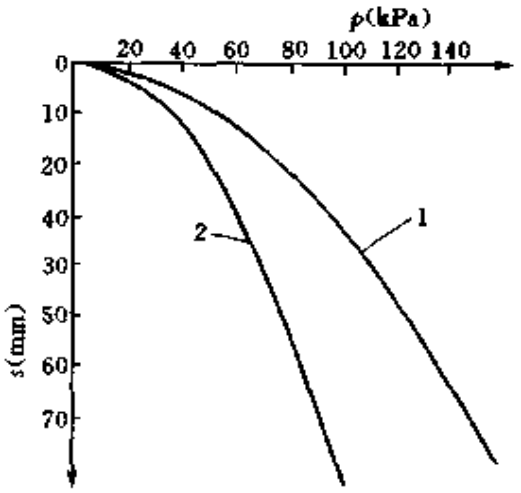


图 6-67　天然地基和碎石桩复合地基载荷试验曲线

1—6m 长的 ϕ400 碎石桩复合地基；2—天然地基

4. CFG 桩加固方案

CFG 桩具有较高的桩身强度，能承受较大份额的上部荷载，以往的加固经验表明，CFG 桩加固后复合地基承载力可较加固前提高 2～3 倍甚至更高，现场的 CFG 桩静载试验结果也表明（表 6-59），复合地基承载力可达 160～220kPa，单桩承载力可达 140～170kN，CFG 桩复合地基是可以满足设计要求的。

5. 挤密碎石桩与 CFG 桩联合加固方案

表 6-59　　CFG 桩单桩及复合地基载荷试验结果

试验编号	试验类型	载荷板尺寸 (cm)	桩长 (m)	桩径 (mm)	褥垫层厚度 (cm)	置换率 (%)	承载力基本值
试 1	单　桩		9.2	377			140kN
试 2	单　桩		9.4	377			170kN
试 3	单　桩		10.5	377			150kN
试 4	单桩复合	100×100	9.2	377	30	11.2	220kPa
试 6	单桩复合	100×100	10.5	377	20	11.2	162.5kPa

对场地可液化土层，采用挤密碎石桩可达到消除液化的目的。由于碎石桩本身具有良好的排水通道，可使施工产生的超孔隙水压力沿桩体排出。同时在成桩时对粉土、粉砂层的挤密作用也使地基承载力有一定的提高。由于该工程要求承载力提高幅度较大，采用碎石桩能够消除液化，但仍不能满足承载力要求，因此采用挤密碎石桩与 CFG 桩联合加固方案，基础外围采用碎石桩，主要消除液化，基础内采用碎石桩和 CFG 桩间作布桩方案，达到既消除粉土液化，又提高地基承载力的目的。

三、复合地基设计

首先对饱和粘土采用碎石桩加固，加固后场地地基承载力由原来的 60kPa 提高到 80kPa。然后在承载力 80kPa 的基础上布 CFG 桩，使 CFG 桩复合地基能够满足承载力的设计要求。

经计算，筏板基础下碎石桩桩间距为 1.2m 和 2.1m，桩长为 6.0～8.0m，穿透④层粉土层；CFG 桩桩间距为 1.2m 和 2.1m，桩长为 9.0～10.5m，桩端落在承载力较高的粉质粘土⑤层或粘土⑥层。

复合地基褥垫层厚度为 30cm，材料采用砂卵石。

四、施工

由于该场地的主要受力层③、④层粉土的灵敏度分别达 11.4 和 6.4，属高灵敏性土，但③、④层土具有较好的振密和挤密性。施工设计确定先采用锤击沉管法施工碎石桩，再以振动沉管法施工 CFG 桩。

碎石桩桩体材料采用75%的粒径在20～50mm间的碎石和25%的含泥量小于7%的石屑或中、粗砂的混合材料。碎石的干重度大于20kN/m³。

CFG桩桩体材料采用普通硅酸盐水泥、碎石、粉煤灰和中、粗砂混合料，桩体强度不得低于9.0MPa。

五、检测

施工结束一个月后，在现场分别进行了复合地基静载荷试验，桩间土的标准贯入试验和十字板剪切强度试验，以检验加固效果和施工质量。

1. 复合地基静载试验

加固处理后，分别在设备库、机修车间、综合楼和住宅楼选择土质较差的地段进行了静载荷试验，试验结果见表6-60。

表6-60　　复合地基静载试验结果

建筑名称	基础形式	桩径（mm）		桩间距（m）	设计要求承载力标准值（kPa）	复合地基承载力标准值（kPa）
		碎石桩	CFG桩			
1号设备库	独立基础	400	377	1.0	160	165
2号设备库	独立基础	400	377	1.0	200	352
机修车间	独立基础	400	400	1.0	200	332
综合楼	筏形基础	400	377	1.2	130	180
住宅楼	筏形基础	400	377	1.2	130	180

试验表明，经CFG桩和碎石桩联合加固处理后，地基承载力都满足了设计要求。

2. 标准贯入试验

对桩间土的标准贯入试验结果表明（表6-61），经碎石桩和CFG桩加固后，场地可液化土层的液化完全消除，桩间土得到挤密，承载力得到提高。

表6-61　　标准贯入试验锤击数

土　层	②	③	④	⑤
处理前	2		3	5
处理后	4	6	10	8
液化临界值		5.27	5.22	

3. 桩间土十字板剪切强度试验

加固后一个月进行了桩间土十字板剪切强度试验。试验结果表明，第②层粉质粘土和第③层粉土的十字板抗剪强度分别由加固前的 15kPa 和 13kPa 提高到加固后的 25kPa 和 36kPa，提高幅度分别为 66.7%和 176.9%。这说明桩体的排水作用加速了土体的固结，挤密作用使土的承载力得以提高，且粉土的提高幅度大于粉质粘土。

六、沉降观测

从主体结构基础施工起至综合楼、住宅楼竣工后的连续沉降观测结果表明，地基沉降极其平稳均匀，最终沉降值在 1.7～2.5cm，远小于规范的容许值，地基加固取得了满意的效果。

七、经济分析

按 1992 年年底的施工决算价，该工程总建筑面积为 15961m^2，地基处理单价费用为 58.8 元/m^2。采用挤密碎石桩与 CFG 桩联合加固的施工费用是粉喷桩施工费用的 58%，钢筋混凝土钻孔桩的 35%，经济效益良好。

附录一　桩的极限侧阻力标准值和极限端阻力标准值

附表 1-1　　桩的极限侧阻力标准值 q_{sik}（kPa）

（引自 JGJ94—94《建筑桩基技术规范》）

土的名称	土的状态	水下钻孔桩	沉管灌注桩	干作业钻孔桩
填　土		18～26	15～22	18～26
淤　泥		10～16	9～13	10～16
淤泥质土		18～26	15～22	18～26
粘性土	$I_L>1$	20～34	16～28	20～34
	$0.75<I_L\leqslant 1$	34～48	28～40	34～48
	$0.50<I_L\leqslant 0.75$	48～64	40～52	48～62
	$0.25<I_L\leqslant 0.5$	64～78	52～63	62～76
	$0<I_L\leqslant 0.25$	78～88	63～72	76～86
	$I_L\leqslant 0$	88～98	72～80	86～96
红粘土	$0.7<a_w\leqslant 1$	12～30	10～25	12～30
	$0.5<a_w\leqslant 0.7$	30～70	25～68	30～70
粉　土	$e>0.9$	22～40	16～32	20～40
	$0.7\leqslant e\leqslant 0.9$	40～60	32～50	40～60
	$e<0.75$	60～80	50～67	60～80
粉细砂	稍　密	22～40	16～32	20～40
	中　密	40～60	32～50	40～60
	密　实	60～80	50～67	60～80
中　砂	中　密	50～72	42～58	50～70
	密　实	72～90	58～75	70～90
粗　砂	中　密	74～95	58～75	70～90
	密　实	95～116	75～92	90～110
砾　砂	中密、密实	116～135	92～110	110～130

注　1. 对于尚未完成自重固结的填土和以生活垃圾为主的杂填土，不计算其侧阻力。

2. a_w 为含水比，$a_w=w/w_L$。

附表 1-2　　桩的极限端阻力标准值 q_{pk}（kPa）　　（引自 JGJ94—94《建筑桩基技术规范》）

土名称	桩型土的状态	沉管灌注桩入土深度(m)				干作业钻孔桩入土深度(m)			水下钻孔桩入土深度(m)			
		5	10	15	>15	5	10	15	5	10	15	h>30
粘性土	$0.75<I_L\leqslant 1$	400~600	600~750	750~1000	1000~1400	200~400	400~700	700~950	100~150	150~250	250~300	300~450
	$0.50<I_L\leqslant 0.75$	670~1100	1200~1500	1500~1800	1800~2000	420~630	740~950	950~1200	200~300	350~450	450~550	550~750
	$0.25<I_L\leqslant 0.50$	1300~2200	2300~2700	2700~3000	3000~3500	850~1100	1500~1700	1700~1900	400~500	700~800	800~900	900~1000
	$0<I_L\leqslant 0.25$	2500~2900	3500~3900	4000~4500	4200~5000	1600~1800	2200~2400	2600~2800	750~850	1000~1200	1200~1400	1400~1600
粉　土	$0.7<e\leqslant 0.9$	1200~1600	1600~1800	1800~2100	2100~2600	600~1000	1000~1400	1400~1600	250~350	300~500	450~650	650~850
	$e<0.75$	1800~2200	2200~2500	2500~3000	3000~3500	1200~1700	1400~1900	1600~2100	550~800	650~900	750~1000	850~1000
粉　砂	稍　密	800~1300	1300~1800	1800~2000	2000~2400	500~900	1000~1400	1500~1700	200~400	350~500	450~600	600~700
	中密、密实	1300~1700	1800~2400	2400~2800	2800~3600	850~1000	1500~1700	1700~1900	400~500	700~800	800~900	900~1100
细　砂	中密、密实	1800~2200	3000~3400	3500~3900	4000~4900	1200~1400	1900~2100	2200~2400	550~650	900~1000	1000~1200	1200~1500
中　砂		2800~3200	4400~5000	5200~5500	5500~7000	1800~2000	2800~3000	3300~3500	850~950	1300~1400	1600~1700	1700~1900
粗　砂		4500~5000	6700~7200	7700~8200	8400~9000	2900~3200	4200~4600	4900~5200	1400~1500	2000~2200	2300~2400	2300~2500
砾　砂	中密、密实	5000~8400				3200~5300			1500~2500			
角砾、圆砾		5900~9200							1800~2800			
碎石、卵石		6700~10000							2000~3000			

注　1. 砂土和碎石类土中桩的端阻力取值，要综合考虑土的密实度，桩端进入持力层的深度比 h_b/d 愈大，土愈密实，取值应愈高。

2. 表中沉管灌注桩系指带预制桩尖的沉管灌注桩。

附录二　平均附加应力系数 $\bar{a}$

基于 Boussinesq 解，可求得均布矩形荷载角点下的附加应力，其附加应力系数为

$$K_c=\frac{1}{2\pi}\left[\frac{lbz(l^2+b^2+2z^2)}{(l^2+z^2)(b^2+z^2)\sqrt{l^2+b^2+z^2}}+\arctan\frac{lb}{z\sqrt{l^2+b^2+z^2}}\right] \tag{1}$$

式中　l——基础长度，m；

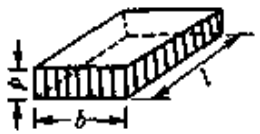
b——基础宽度，m；

z——计算点离基础底面垂直距离，m。

对（1）式沿深度进行积分，可求得在 z 深度范围内均布矩形荷载角点下的平均附加应力系数为

$$\begin{aligned}\bar{a}&=\frac{1}{z}\int_0^z K_c\mathrm{d}z\\&=\frac{1}{2\pi z}\left[z\arctan\frac{lb}{z\sqrt{l^2+b^2+z^2}}+l\cdot\ln\frac{(\sqrt{l^2+b^2+z^2}-b)(\sqrt{l^2+b^2}+b)}{(\sqrt{l^2+b^2+z^2}+b)(\sqrt{l^2+b^2}-b)}\right.\\&\quad\left.+b\cdot\ln\frac{(\sqrt{l^2+b^2+z^2}-l)(\sqrt{l^2+b^2}+l)}{(\sqrt{l^2+b^2+z^2}+l)(\sqrt{l^2+b^2}-l)}\right]\end{aligned} \tag{2}$$

按（2）式可编制计算机程序，亦可查附表 2-1 求矩形面积上均布荷载作用下角点的平均附加应力系数 $\bar{a}$。



附表 2-1　　矩形面积上均布荷载作用下角点的平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$

z/b \ l/b	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.4	2.8	3.2	3.6	4.0	5.0	10.0
0.0	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500
0.2	0.2496	0.2497	0.2497	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498
0.4	0.2474	0.2479	0.2481	0.2483	0.2483	0.2484	0.2485	0.2485	0.2485	0.2485	0.2485	0.2485	0.2485
0.6	0.2423	0.2437	0.2444	0.2448	0.2451	0.2452	0.2454	0.2455	0.2456	0.2455	0.2455	0.2455	0.2456
0.8	0.2346	0.2372	0.2387	0.2395	0.2400	0.2403	0.2407	0.2408	0.2409	0.2409	0.2410	0.2410	0.2410
1.0	0.2252	0.2291	0.2313	0.2326	0.2335	0.2340	0.2346	0.2349	0.2351	0.2352	0.2352	0.2353	0.2353
1.2	0.2149	0.2199	0.2229	0.2248	0.2260	0.2268	0.2278	0.2282	0.2285	0.2286	0.2287	0.2288	0.2289
1.4	0.2043	0.2102	0.2140	0.2164	0.2180	0.2191	0.2204	0.2211	0.2215	0.2217	0.2218	0.2220	0.2221
1.6	0.1939	0.2006	0.2049	0.2079	0.2099	0.2113	0.2130	0.2138	0.2143	0.2146	0.2148	0.2150	0.2152
1.8	0.1840	0.1912	0.1960	0.1994	0.2018	0.2034	0.2055	0.2066	0.2073	0.2077	0.2079	0.2082	0.2084
2.0	0.1746	0.1822	0.1875	0.1912	0.1938	0.1958	0.1982	0.1996	0.2004	0.2009	0.2012	0.2015	0.2018
2.2	0.1659	0.1737	0.1793	0.1833	0.1862	0.1883	0.1911	0.1927	0.1937	0.1943	0.1947	0.1952	0.1955
2.4	0.1578	0.1657	0.1715	0.1757	0.1789	0.1812	0.1843	0.1862	0.1873	0.1880	0.1835	0.1890	0.1895
2.6	0.1503	0.1583	0.1642	0.1686	0.1719	0.1745	0.1779	0.1799	0.1812	0.1820	0.1825	0.1832	0.1833
2.8	0.1433	0.1514	0.1574	0.1619	0.1654	0.1680	0.1717	0.1739	0.1753	0.1763	0.1769	0.1777	0.1784
3.0	0.1369	0.1449	0.1510	0.1556	0.1592	0.1619	0.1658	0.1682	0.1698	0.1708	0.1715	0.1725	0.1733
3.2	0.1310	0.1390	0.1450	0.1497	0.1533	0.1562	0.1602	0.1628	0.1645	0.1657	0.1664	0.1675	0.1685
3.4	0.1256	0.1334	0.1394	0.1441	0.1478	0.1508	0.1550	0.1577	0.1595	0.1607	0.1616	0.1628	0.1639
3.6	0.1205	0.1282	0.1342	0.1389	0.1427	0.1456	0.1500	0.1528	0.1548	0.1561	0.1570	0.1588	0.1595
3.8	0.1158	0.1234	0.1293	0.1340	0.1378	0.1408	0.1452	0.1432	0.1502	0.1510	0.1526	0.1541	0.1554

续表

z/b \ l/b	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.4	2.8	3.2	3.6	4.0	5.0	10.0
4.0	0.1114	0.1189	0.1248	0.1294	0.1332	0.1362	0.1408	0.1438	0.1459	0.1474	0.1485	0.1500	0.1516
4.2	0.1073	0.1147	0.1205	0.1251	0.1289	0.1319	0.1365	0.1396	0.1418	0.1434	0.1445	0.1462	0.1479
4.4	0.1035	0.1107	0.1164	0.1210	0.1248	0.1279	0.1325	0.1357	0.1379	0.1396	0.1407	0.1425	0.1444
4.6	0.1000	0.1070	0.1127	0.1172	0.1209	0.1240	0.1287	0.1319	0.1342	0.1359	0.1371	0.1390	0.1410
4.8	0.0967	0.1036	0.1091	0.1136	0.1173	0.1204	0.1250	0.1283	0.1307	0.1324	0.1337	0.1357	0.1379
5.0	0.0935	0.1003	0.1057	0.1102	0.1139	0.1169	0.1216	0.1249	0.1273	0.1291	0.1304	0.1325	0.1348
5.2	0.0906	0.0972	0.1026	0.1070	0.1106	0.1136	0.1183	0.1217	0.1241	0.1259	0.1273	0.1295	0.1320
5.4	0.0878	0.0943	0.0996	0.1039	0.1075	0.1105	0.1152	0.1186	0.1211	0.1229	0.1243	0.1265	0.1292
5.6	0.0852	0.0916	0.0968	0.1010	0.1046	0.1076	0.1122	0.1156	0.1181	0.1200	0.1215	0.1238	0.1266
5.8	0.0828	0.0890	0.0941	0.0983	0.1018	0.1047	0.1094	0.1128	0.1153	0.1172	0.1187	0.1211	0.1240
6.0	0.0805	0.0866	0.0916	0.0957	0.0991	0.1021	0.1067	0.1101	0.1126	0.1146	0.1161	0.1185	0.1216
6.2	0.0783	0.0842	0.0891	0.0932	0.0966	0.0995	0.1041	0.1075	0.1101	0.1120	0.1136	0.1161	0.1193
6.4	0.0762	0.0820	0.0869	0.0909	0.0942	0.0971	0.1016	0.1050	0.1076	0.1096	0.1111	0.1137	0.1171
6.6	0.0742	0.0799	0.0847	0.0886	0.0919	0.0948	0.0993	0.1027	0.1053	0.1073	0.1088	0.1114	0.1149
6.8	0.0723	0.0779	0.0826	0.0865	0.0898	0.0926	0.0970	0.1004	0.1030	0.1050	0.1066	0.1092	0.1129
7.0	0.0705	0.0761	0.0806	0.0844	0.0877	0.0904	0.0949	0.0982	0.1008	0.1028	0.1044	0.1071	0.1109
7.2	0.0688	0.0742	0.0787	0.0825	0.0857	0.0884	0.0928	0.0962	0.0987	0.1008	0.1023	0.1051	0.1090
7.4	0.0672	0.0725	0.0769	0.0806	0.0338	0.0865	0.0908	0.0942	0.0967	0.0988	0.1004	0.1031	0.1071
7.6	0.0656	0.0709	0.0752	0.0789	0.0820	0.0846	0.0889	0.0922	0.0948	0.0968	0.0984	0.1012	0.1054

续表

z/b \ l/b	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.4	2.8	3.2	3.6	4.0	5.0	10.0
7.8	0.0642	0.0693	0.0736	0.0771	0.0802	0.0828	0.0871	0.0904	0.0929	0.0950	0.0966	0.0994	0.1036
8.0	0.0627	0.0678	0.0720	0.0755	0.0785	0.0811	0.0853	0.0886	0.0912	0.0932	0.0948	0.0976	0.1020
8.2	0.0614	0.0663	0.0705	0.0739	0.0769	0.0795	0.0837	0.0869	0.0894	0.0914	0.0931	0.0959	0.1004
8.4	0.0601	0.0649	0.0690	0.0724	0.0754	0.0779	0.0820	0.0852	0.0878	0.0393	0.0914	0.0943	0.0938
8.6	0.0588	0.0636	0.0676	0.0710	0.0739	0.0764	0.0805	0.0836	0.0862	0.0882	0.0898	0.0927	0.0973
8.8	0.0576	0.0623	0.0663	0.0696	0.0724	0.0749	0.0790	0.0821	0.0846	0.0866	0.0882	0.0912	0.0959
9.2	0.0554	0.0599	0.0637	0.0670	0.0697	0.0721	0.0761	0.0792	0.0817	0.0837	0.0853	0.0882	0.0931
9.6	0.0533	0.0577	0.0614	0.0645	0.0672	0.0696	0.0734	0.0765	0.0789	0.0809	0.0825	0.0855	0.0905
10.0	0.0514	0.0556	0.0592	0.0622	0.0649	0.0672	0.0710	0.0739	0.0763	0.0783	0.0799	0.0829	0.0880
10.4	0.0496	0.0537	0.0572	0.0601	0.0627	0.0649	0.0686	0.0716	0.0739	0.0759	0.0775	0.0804	0.0857
10.8	0.0479	0.0519	0.0553	0.0581	0.0606	0.0628	0.0664	0.0693	0.0717	0.0736	0.0751	0.0781	0.0834
11.2	0.0463	0.0502	0.0535	0.0563	0.0587	0.0609	0.0644	0.0672	0.0695	0.0714	0.0730	0.0759	0.0813
11.6	0.0448	0.0486	0.0518	0.0545	0.0569	0.0590	0.0625	0.0652	0.0675	0.0694	0.0709	0.0738	0.0793
12.0	0.0435	0.0471	0.0502	0.0529	0.0552	0.0573	0.0606	0.0634	0.0656	0.0674	0.0690	0.0719	0.0774
12.8	0.0409	0.0444	0.0474	0.0499	0.0521	0.0541	0.0573	0.0599	0.0621	0.0639	0.0654	0.0682	0.0739
13.6	0.0387	0.0420	0.0448	0.0472	0.0493	0.0512	0.0543	0.0568	0.0589	0.0607	0.0621	0.0649	0.0707
14.4	0.0367	0.0398	0.0425	0.0448	0.0468	0.0486	0.0516	0.0540	0.0561	0.0577	0.0592	0.0619	0.0677
15.2	0.0349	0.0379	0.0404	0.0426	0.0446	0.0463	0.0492	0.0515	0.0535	0.0551	0.0565	0.0592	0.0650
16.0	0.0332	0.0361	0.0385	0.0407	0.0425	0.0442	0.0469	0.0492	0.0511	0.0527	0.0540	0.0567	0.0625
18.0	0.0297	0.0323	0.0345	0.0364	0.0381	0.0396	0.0422	0.0442	0.0460	0.0475	0.0487	0.0512	0.0570
20.0	0.0269	0.0292	0.0312	0.0330	0.0345	0.0359	0.0383	0.0402	0.0418	0.0432	0.0444	0.0468	0.0524

附录三　国家和一些地方规范对建筑物允许变形值的规定

一、GBJ7—89《建筑地基基础设计规范》

GBJ7—89《建筑地基基础设计规范》提出：

在计算地基变形时，应符合下列规定：

（1）由于建筑地基不均匀、荷载差异很大、体型复杂等因素引起的地基变形，对于砌体承重结构应由局部倾斜控制；对于框架结构和单层排架结构应由相邻柱基的沉降差控制；对于多层或高层建筑和高耸结构应由倾斜值控制。

（2）在必要情况下，需要分别预估建筑物在施工期间和使用期间的地基变形值，以便预留建筑物有关部分之间的净空，考虑连接方法和施工顺序。此时，一般建筑物在施工期间完成的沉降量，对于砂土可认为其最终沉降量已基本完成，对于低压缩粘性土可认为已完成最终沉降量的50%～80%，对于中压缩粘性土可认为已完成20%～50%，对于高压缩粘性土可认为已完成5%～20%。

建筑物的地基变形允许值，可按表附表3-1规定采用。对表中未包括的其他建筑物的地基变形允许值，可根据上部结构对地基变形的适应能力和使用上的要求确定。

附表3-1　　建筑物的地基变形允许值　（GBJ7--89表5.2.4）

变形特征	地基土类别	
	中、低压缩性土	高压缩性土
砌体承重结构基础的局部倾斜	0.002	0.003
工业与民用建筑相邻柱基的沉降差		
（1）框架结构	0.002l	0.003l
（2）砖石墙填充的边排柱	0.0007l	0.001l
（3）当基础不均匀沉降时不产生附加应力的结构	0.005l	0.005l

续表

变形特征		地基土类别	
		中、低压缩性土	高压缩性土
单层排架结构(柱距为6m)柱基的沉降量(mm)		(120)	200
桥式吊车轨面的倾斜(按不调整轨道考虑)			
纵向		0.004	
横向		0.003	
多层和高层建筑基础的倾斜	$H_g \leqslant 24$	0.004	
	$24 < H_g \leqslant 60$	0.003	
	$60 < H_g \leqslant 100$	0.002	
	$H > 100$	0.0015	
高耸结构基础的倾斜	$H_g \leqslant 20$	0.008	
	$20 < H_g \leqslant 50$	0.006	
	$50 < H_g \leqslant 100$	0.005	
	$100 < H_g \leqslant 150$	0.004	
	$150 < H_g \leqslant 200$	0.003	
	$200 < H_g \leqslant 250$	0.002	
高耸结构基础的沉降量(mm)	$H_g \leqslant 100$	(200)	400
	$100 < H_g \leqslant 200$		300
	$200 < H_g \leqslant 250$		200

注 1. 有括号者仅适用于中压缩性土。

2. l 为相邻柱基的中心距离(mm)；H_g 为自室外地面起算的建筑物高度(m)。

3. 倾斜指基础倾斜方向两端点的沉降差与其距离的比值。

4. 局部倾斜指砌体承重结构沿纵向6～10m内基础两点的沉降差与其距离的比值。

二、JGJ72—90《高层建筑岩土工程勘察规程》

高层建筑物和高耸构筑物地基容许变形按表附表3-2规定确定。

附表3-2　　地基容许变形值　　(JGJ72—90表6.2.8)

基础的容许倾斜			
高层建筑物		高耸构筑物	
$24 < H_g \leqslant 60$	0.003	$50 < H_g \leqslant 100$	0.005
$60 < H_g \leqslant 100$	0.002	$100 < H_g \leqslant 150$	0.004
$H_g > 100$	0.0015	$150 < H_g \leqslant 200$	0.003
		$200 < H_g \leqslant 250$	0.002

续表

基础的容许沉降量（mm）	
高耸构筑物	
$H_g \leqslant 100$	(200)、400
$100 < H_g \leqslant 200$	300
$200 < H_g \leqslant 250$	200

注 1. 高层建筑物大基础的容许沉降量按使用要求由设计确定，软土地区最终平均沉降计算值不宜大于 350mm。

2. 有括号者仅适用于中压缩性土。

（JGJ72—90 第 6.2.8 条）

三、DBJ01—501—92《北京地区建筑地基基础勘察设计规范》

DBJ01—501—92《北京地区建筑地基基础勘察设计规范》规定的建筑物地基变形许可值、时间下沉系数如下：

（1）对于荷载分布无显著不均匀的一般多层建筑物，当基础置于相同成因年代、基本均匀的土层时，地基变形许可值用建筑物长期最大沉降量 s_{max} 表示，并可按附表 3-3 规定采用。

附表 3-3　多层建筑物地基变形许可值　（DBJ01—501—92 表 6.2.1）

结构类型	基础类型	地基土类别	长期最大沉降量 s_{max}（mm）
框架结构、排架结构、砌体承重结构	独立基础、条形基础	一般第四纪砂质粉土及粉、细砂，新近沉积砂质粉土及粉、细砂，中低压缩性人工填土	30
		一般第四纪粘性土及粘质粉土，中等压缩性人工填土	50
		均匀的一般第四纪粘性土及粘质粉土，中密的新近沉积粘性土及粘质粉土，中高压缩性人工填土	80
		均匀的新近沉积软粘性土	120

注 表中人工填土系指已完成自重固结的素填土及变质炉灰。素填土指人工堆积层中成分为粉质粘土、粘质粉土、砂质粉土的填土。

（2）对于荷载分布无显著不均匀的高层建筑箱形基础或筏板基础，当基础宽度大于 10m，基础埋深大于 5m，置于相同成因年代、基本均匀的土层时，地基变形许可值可按附表 3-4 的规定采用。

附表 3-4　高层建筑地基变形许可值　（DBJ01—501—92 表 6.2.2）

结构类型	基础类型	变形特征	建筑物高宽比$\frac{H_g}{b}$及地基土类别	变形许可值
框架、框剪、框筒、剪力墙	箱形基础、筏板基础	倾　斜	$\frac{H_g}{b}\leqslant 3$	0.0020
			$3<\frac{H_g}{b}\leqslant 5$	0.0015
		长期最大沉降量 s_{max}（mm）	一般第四纪粘性土与粉土	160
			一般第四纪粘性土、粉土与砂、卵石互层	100
			一般第四纪砂、卵石	60

注　倾斜指基础宽度方向两端点的沉降差与基础宽度之比。

（3）为了预估建筑物施工及使用期间的沉降量，以便采用必要的结构、构造措施及施工顺序，附表 3-5 及附表 3-6 分别列出多层及高层建筑主体完工时的沉降量占最终沉降量的比值，即时间下沉系数 λ_t。

附表 3-5　多层建筑时间下沉系数 λ_t　（DBJ01—501—92 表 6.2.3-1）

土　类	人工填土		新近沉积土		一般第四纪沉积土	
	素填土	变质炉灰	粘性土及粉土	粉、细砂	粘性土及粉土	粉、细砂
时间下沉系数 λ_t	0.55	0.40	0.40～0.55	0.85	0.55～0.70	0.85

附表 3-6　高层建筑时间下沉系数 λ_t　（DBJ01—501—92 表 6.2.3.2）

$SGR_{0.5b}$ \ 基础底面附加压力 p_0（kPa）	50	100	150	200	250	300	350
0.0	0.65	0.50	0.45	0.40	0.40	0.35	0.35
0.3	0.70	0.55	0.45	0.40	0.40	0.40	0.35
0.5	0.70	0.55	0.50	0.45	0.40	0.40	0.40
0.8	0.80	0.65	0.60	0.55	0.50	0.50	0.50
1.0	0.95	0.80	0.70	0.65	0.65	0.60	0.60

注　$SGR_{0.5b}$系指在基础底面以下相当于 0.5 倍基础底面宽度深度范围内，砂、卵石层总厚度对该深度之比，此范围内其余土层为一般第四纪粘性土及粉土层。

（DBJ01—501—92 第 6.2.1 条～第 6.2.3 条）

四、TBJ1—88《天津市建筑地基基础设计规范》

建筑地基容许变形值可按附表 3-7 采用。

附表 3-7　　建筑地基容许变形值　　(TBJ1—88 表 4.3.3)

砖混承重结构	建筑物长高比	≤2	3	4
	沉降值（mm）	300～350	250～300	200～250
多层框架结构	现浇（沉降值 mm）	250～300		
	预制（沉降值 mm）	150～200		
单层工业排架结构	沉降值（mm）	200～250		
桥式吊车轨面倾斜（按不调整轨道考虑）	纵　向	0.004		
	横　向	0.003		
高层建筑基础倾斜	$H_g \leqslant 100$	0.002～0.004		
	$H_g > 100$	0.0015		
高耸构筑物基础倾斜和沉降值（mm）	$H_g \leqslant 100$	0.005～0.008		400
	$100 < H_g \leqslant 200$	0.003～0.004		300
	$200 < H_g \leqslant 250$	0.002		200

注　H_g 为室外地面算起建筑物或构筑物高度（m）。

(TBJ1—88 第 4.3.3 条)

五、浙江省标准 DBJ10—1—90《建筑软弱地基基础设计规范》

建筑物基础受地基变形影响的允许值，可按附表 3-8 规定采用。对表中未包括的其它建筑物，可根据上部结构对地基变形的适应能力和使用上的要求，确定地基变形影响的允许值。

附表 3-8　建筑物基础受地基变形影响的允许值　(DBJ10—1—90 表 5.2.4)

变　形　特　征	高压缩性土地基
砌体承重结构基础的局部倾斜	0.003
工业与民用建筑相邻柱基的沉降差	
(1) 框架结构	0.003l
(2) 砖石墙填充的边排柱	0.001l
(3) 当基础不均匀沉降时，不产生附加应力的结构	0.005l
单层排架结构（柱距为 6m）柱基的沉降值（mm）	200

续表

变　形　特　征	高压缩性土地基
桥式吊车轨面的倾斜（按不调整轨道考虑）	
纵向	0.004
横向	0.003
多层和高层建筑基础的倾斜	
$H_g \leqslant 24$	0.004
$24 < H_g \leqslant 60$	0.003
$60 < H_g \leqslant 100$	0.002
$H_g > 100$	0.0015
高耸结构基础的倾斜	
$H_g \leqslant 20$	0.008
$20 < H_g \leqslant 50$	0.006
$50 < H_g \leqslant 100$	0.005
$100 < H_g \leqslant 150$	0.004
$150 < H_g \leqslant 200$	0.003
$200 < H_g \leqslant 250$	0.002
高耸结构基础的沉降值（mm）	
$H_g \leqslant 100$	400
$100 < H_g \leqslant 200$	300
$200 < H_g \leqslant 250$	200

注　1. 局部倾斜系指砌体承重结构沿纵向 6～10m 内基础两点的沉降差与其距离的比值。

2. 倾斜系指基础倾斜方向两端点的沉降差与其距离的比值。

3. l 为相邻柱基的中心距离(mm)；H_g 为自室外地面算起的建筑物高度(m)。

(DBJ10—1—90 第 5.2.4 条)

六、DBJ13—07—91《福建省建筑地基基础勘察设计规范》

地基变形计算的容许值，应根据地区实测资料，结合工程的具体情况，参照附表 3-9 确定。

附表 3-9　建筑地基计算变形的容许值　(DBJ13—07—91 表 4.3.12)

建　筑　类　型		平均沉降（mm）		沉降差或倾斜（mm）	
		沉降均匀	沉降不均	非高压缩性土	高压缩性土
砌体承重结构基础	长高比＜1.5	≤400	＜300	0.002	纵向 0.003 横向 0.005
	1.5～2.5	≤300	＜250		
	＞2.5	≤250	＜200		
	长高比≤3 的箱基	≤400	＜350		

续表

建筑类型		平均沉降（mm）		沉降差或倾斜（mm）	
		沉降均匀	沉降不均	非高压缩性土	高压缩性土
高层建筑	天然地基 $24<H_g\leqslant 60$m	<300		0.004～0.003	
	$60<H_g\leqslant 100$m	200～300		0.003～0.0015	
	$H_g>100$m	—		≤0.0015	
	容许一定沉降的桩基	≤容许值		--	
单层排架结构柱基（柱距 6m）		≤200	<150	--	—
框架结构柱基		≤300	<200	0.002L	0.003L
高耸结构基础 $H_g\leqslant 20$m		—	—	0.008	
$20<H_g\leqslant 50$m		≤400	<300	0.006	
$50<H_g\leqslant 100$m		≤400	<300	0.005	
$100<H_g\leqslant 150$m		≤300	≤200	0.004	
$150<H_g\leqslant 200$m		≤300	≤200	0.003	
桥式吊车轨面，按不考虑调整轨道计	纵向	—	—	0.004	
	横向	—	—	0.003	
不因沉降产生附加应力的结构		—	—	0.005L	

注 1. L 为柱距；H_g 为建筑物高度；B 为房屋横向宽度。

2. 沉降均匀程度栏按荷载与地基及刚度分布的均匀性，根据经验综合确定。

3. 当有可靠依据或地区经验时，表列限值可适当从严控制或放宽。

4. 桩基容许沉降量应根据桩基的受力性质、桩基持力层和工程情况单独确定。

5. 采用本表规定应符合第四、五、七章（地基设计与计算、软弱地基的建筑结构处理、基础设计——编者注）的有关构造及其他设计要求。

（DBJ13—07—91 第 4.3.12 条）

参 考 文 献

1 GBJ7—89 建筑地基基础设计规范．北京：中国建筑工业出版社，1990

2 JGJ79—91 建筑地基处理技术规范．北京：中国计划出版社，1992

3 JGJ94—94 建筑桩基技术规范．北京：中国建筑工业出版社，1995

4 TJ7—74 工业与民用建筑地基基础设计规范．北京：中国建筑工业出版社，1974

5 GBJ202—83 地基与基础工程施工及验收规范．北京：中国建筑工业出版社，1984

6 《建筑地基基础设计规范》国家标准修正组，建筑地基基础设计规范（征求意见稿），2000

7 北京市勘察院，北京市建筑设计研究院．北京地区建筑地基基础勘察设计规范 DBJ01—501—92．1992

8 黄熙龄，秦宝玖等编．地基基础的设计与计算．北京：中国建筑工业出版社，1981

9 陈仲颐，叶书麟．基础工程学．北京：中国建筑工业出版社，1990

10 阎明礼．重塑饱和亚粘土应力应变关系的非线性模型，岩土工程学报．Vol．3 No．4．1981

11 阎明礼，刘国安．复合地基中桩型的合理选用．见：海峡两岸土力学及基础工程学术研讨会论文集．1994．西安

12 阎明礼，刘国安．复合地基中纵向增强体的合理设置．地基处理．1993（6）

13 阎明礼，张东刚．地基处理设计施工的质量控制．工程质量．1999（4）

14 水利电力部、交通部南京水利科学研究院．振动水冲法的原理和工程应用．1984．5

15 吴廷杰，杨志红等．干振碎石桩成桩工艺及设计计算研究．河北省建筑科学研究院．1992．7

16 刘亚庄．干法振动加固地基．北京：原子能出版社，1990

17 吴廷杰．干法振动加固地基技术的研究．工程勘察．1998（3）

18 吴廷杰．干法振动加固地基的试验及其应用．建筑技术．1988（2）
19 吴廷杰．干法振动成孔器，建筑机械．1987（11）
20 吴廷杰，任淑清．干法振动加固地基．工业建筑．1987（11）
21 黄熙龄．石灰粉煤灰桩及水泥粉煤灰碎石桩复合地基的变形．见：地基处理与桩基础国际学术会议论文集．1992
22 刘金砺．桩基础设计与计算．北京：中国建筑工业出版社，1990
23 陈平安，史美筠．生石灰粉煤灰桩加固软土地基的微观分析．见：石灰加固软弱地基学术讨论会论文集．1989
24 史美筠等．生石灰粉煤灰桩加固软弱地基的原理及应用．见：石灰加固软弱地基学术讨论会论文集．1989
25 周家宝，郭淳．石灰粉煤灰桩加固软弱地基试验研究．见：石灰加固软弱地基学术讨论会论文集．1989
26 袁内镇等．石灰桩复合地基的承载特性及承载力计算．见：第七届土力学及基础工程学术会议论文集．北京：中国建筑工业出版社，1994
27 袁内镇．石灰桩作用机理的新认识．见：第七届土力学及基础工程学术会议论文集．北京：中国建筑工业出版社，1994
28 周国钧等．深层搅拌法加固软粘土地基．岩土工程学报．1981（4）
29 叶观宝，叶书麟．深层搅拌桩加固软基的研究．见：地基处理与桩基础国际学术会议论文集．1992
30 张捷，韩杰，叶书麟．水泥土桩复合地基的固结特性分析．见：第七届土力学及基础工程学术会议论文集．北京：中国建筑工业出版社，1994
31 杨军．水泥土桩复合地基强度及变形的有限元分析．中国建筑科学研究院硕士研究生论文．1986
32 周同和等．水泥土桩复合地基新技术的应用研究．河南基础工程有限公司等．1997.7
33 阎明礼，滕延京，梁军等．夯实水泥土桩复合地基试验研究．中国建筑科学研究院地基所，河北省建筑科学研究院．1995.11
34 龚晓南．深层搅拌法在我国的发展．深层搅拌法设计施工经验交流会论文集．杭州：浙江大学出版社，1993
35 陈文豹，田培等．混凝土外加剂及其在工程中的应用．北京：煤炭工业出版社，1998
36 阎明礼主编．地基处理技术．北京：中国环境科学出版社，1996
37 黄熙龄，阎明礼．小桩复合地基试验研究．见：海峡两岸土力学及基础

工程学术研讨会论文集．西安．1994
38 黄熙龄．建筑地基基础规范（GBJ7—89）学术讲座，中国建筑西北设计院．1992.5
39 阎明礼等．CFG 桩复合地基在工程中的应用．见：中国建筑学会地基基础学术委员会复合地基学术讨论会论文集．1990
40 吴春林．CFG 桩及其复合地基特性的研究，中国建筑科学研究院硕士研究生论文．1990.9
41 张东刚．CFG 桩复合地基变形试验研究．中国建筑科学研究院硕士研究生论文．1991.9
42 李春灵．有边载条件下 CFG 桩复合地基性状研究．中国建筑科学研究院硕士研究生论文．1999
43 阎明礼，杨军，吴春林等．CFG 桩复合地基试验研究．中国建筑科学研究院地基所．1992.8
44 阎明礼，杨军，刘国安等．CFG 桩施工工艺及配套技术研究．中国建筑科学研究院地基所．1992.11
45 阎明礼等．CFG 桩复合地基设计．见：第四届地基处理学术讨论会论文集．1995
46 张东刚．复合地基变形计算及程序．中国建筑科学研究院青年基金课题．1995.12
47 杨军，阎明礼，唐建中等．褥垫层在复合地基中的作用．建筑科学．1991（2）
48 阎明礼，刘国安等．水平荷载作用下 CFG 桩复合地基性状．建筑科学．1994（4）
49 张东刚．CFG 桩复合地基 p—s 曲线特性的分析，地基处理．1992（12）
50 张东刚．CFG 桩复合地基变形计算分析．建筑科学．1993（4）
51 阎明礼，李春灵．有边载条件下 CFG 桩复合地基性状．地基处理．2000（9）
52 吴春林，阎明礼等．CFG 桩加固软粘土地基的特性及效果．工程勘察．1992（4）
53 吴春林，阎明礼等．CFG 桩复合地基的工程特性及应用．建筑技术．1991
54 张东刚．复合地基成桩及受力特性的分析．岩土工程师．1999（2）
55 阎明礼，滕延京，刘国安等．CFG 桩施工设备的工业性试验研究．中国

建筑科学研究院．1999.11
56 陈耀光，滕延京，阎明礼等．长螺旋钻孔管内泵压CFG桩承载力性状的对比试验分析．建筑科学．2000（4）
57 杨军，唐建中，陈耀光．CFG桩复合地基在高层建筑地基处理中的应用．见：岩土工程青年专家学术论坛文集．北京：中国建筑工业出版社，1998
58 张东刚，马骥，张震等．CFG桩复合地基设计计算．见：全国基桩、结构物无损检测及岩土工程新技术研讨会论文集．2000.9
59 阎雪峰．复合地基设计若干问题和沉降计算．天津大学硕士研究生论文．1999.6
60 阎雪峰．规范修订对复合地基设计的影响．建筑科学．2000（3）
61 龚晓南．复合地基．杭州：浙江大学出版社，1992
62 龚晓南．复合桩基与复合地基理论．地基处理．1999（3）
63 毛前，龚晓南．桩体复合地基柔性垫层的效用研究．岩土力学．1998（6）
64 杨涛，殷宗泽．复合地基沉降的复合本构有限元分析．岩土力学．1998（6）
65 张焕祥．复合地基设计中的几个问题的讨论．岩土工程师．1992（11）
66 楼国充．桩式复合地基承载特性的研究．岩土力学．1998（3）
67 阎雪峰，阎明礼．复合地基沉降计算的复合模量探讨．见：第六届地基处理学术讨论会暨第二届基坑工程学术讨论会论文集．西安：西安出版社，2000
68 唐建中，阎明礼等．CFG桩复合地基处理多层住宅的试验研究．地基处理．1991（6）
69 杜玉礼，张震．用CFG桩复合地基处理不均匀地基的差异沉降．建筑科学．1998（5）
70 董忠级，王建智．CFG桩在湿陷性黄土地基中的应用．工程勘察．1998（4）
71 袁勋．高层建筑局部竖向荷载作用下大底盘框架厚筏变形特性及基底反力研究．中国建筑科学研究院博士学位论文．1996.5
72 宫剑飞．多塔楼荷载作用下大底盘框筏基础反力及沉降计算．中国建筑科学研究院博士学位论文．1999.1
73 张东刚，马骥，阎明礼．CFG桩复合地基在华亭嘉园超高层建筑中的应

用．见：地基基础按变形控制设计的理论与实践．武汉：武汉理工大学出版社，2001

74 阎明礼，张东刚，马骥等．CFG 桩复合地基在大底盘高层建筑应用实例．见：地基基础按变形控制设计的理论与实践．武汉：武汉理工大学出版社，2001

75 袁勋，张东刚，阎明礼．多种地基处理方法组合加固不均匀地基．见：第六届地基处理学术讨论会暨第二届基坑工程学术讨论会论文集．西安：西安出版社，2000

76 张东刚，阎明礼，马骥．CFG 桩复合地基在北京望京高校小区高层建筑中的应用，建筑科学．2000（1）

77 李洪船，阎明礼．CFG 桩复合地基在望京新城高层建筑中的应用．地基处理．1999（6）

78 张震，马骥，张东刚等．望京新城 6 栋高层建筑地基处理工程．见：地基基础按变形控制设计的理论与实践．武汉：武汉理工大学出版社，2001

79 耿林，李辉，杨军．CFG 桩复合地基在北京慧忠北里 C 区高层住宅中的应用．见第五届全国地基处理学术讨论会论文集．1997．武夷山

80 王步云，赵秀芹．砂石桩与低强度混凝土桩组合型复合地基在软土地基中的应用．岩土工程技术．1997（1）

81 叶书麟主编．地基处理工程实例应用手册．北京：中国建筑工业出版社，1998

82 高大钊主编．岩土工程标准规范实施手册．北京：中国建筑工业出版社，1997

83 高大钊，徐超，熊启东．天然地基上的浅基础．北京：机械工业出版社，1999

84 刘景政，杨素春，钟冬波．地基处理与实例分析．北京：中国建筑工业出版社，1998

用．见：地基基础按变形控制设计的理论与实践．武汉：武汉理工大学出版社，2001

74 阎明礼，张东刚，马骥等．CFG 桩复合地基在大底盘高层建筑应用实例．见：地基基础按变形控制设计的理论与实践．武汉：武汉理工大学出版社，2001

75 袁勋，张东刚，阎明礼．多种地基处理方法组合加固不均匀地基．见：第六届地基处理学术讨论会暨第二届基坑工程学术讨论会论文集．西安：西安出版社，2000

76 张东刚，阎明礼，马骥．CFG 桩复合地基在北京望京高校小区高层建筑中的应用，建筑科学．2000（1）

77 李洪船，阎明礼．CFG 桩复合地基在望京新城高层建筑中的应用．地基处理．1999（6）

78 张震，马骥，张东刚等．望京新城 6 栋高层建筑地基处理工程．见：地基基础按变形控制设计的理论与实践．武汉：武汉理工大学出版社，2001

79 耿林，李辉，杨军．CFG 桩复合地基在北京慧忠北里 C 区高层住宅中的应用．见第五届全国地基处理学术讨论会论文集．1997．武夷山

80 王步云，赵秀芹．砂石桩与低强度混凝土桩组合型复合地基在软土地基中的应用．岩土工程技术．1997（1）

81 叶书麟主编．地基处理工程实例应用手册．北京：中国建筑工业出版社，1998

82 高大钊主编．岩土工程标准规范实施手册．北京：中国建筑工业出版社，1997

83 高大钊，徐超，熊启东．天然地基上的浅基础．北京：机械工业出版社，1999

84 刘景政，杨素春，钟冬波．地基处理与实例分析．北京：中国建筑工业出版社，1998

用．见：地基基础按变形控制设计的理论与实践．武汉：武汉理工大学出版社，2001

74 阎明礼，张东刚，马骥等．CFG 桩复合地基在大底盘高层建筑应用实例．见：地基基础按变形控制设计的理论与实践．武汉：武汉理工大学出版社，2001

75 袁勋，张东刚，阎明礼．多种地基处理方法组合加固不均匀地基．见：第六届地基处理学术讨论会暨第二届基坑工程学术讨论会论文集．西安：西安出版社，2000

76 张东刚，阎明礼，马骥．CFG 桩复合地基在北京望京高校小区高层建筑中的应用，建筑科学．2000（1）

77 李洪船，阎明礼．CFG 桩复合地基在望京新城高层建筑中的应用．地基处理．1999（6）

78 张震，马骥，张东刚等．望京新城 6 栋高层建筑地基处理工程．见：地基基础按变形控制设计的理论与实践．武汉：武汉理工大学出版社，2001

79 耿林，李辉，杨军．CFG 桩复合地基在北京慧忠北里 C 区高层住宅中的应用．见第五届全国地基处理学术讨论会论文集．1997．武夷山

80 王步云，赵秀芹．砂石桩与低强度混凝土桩组合型复合地基在软土地基中的应用．岩土工程技术．1997（1）

81 叶书麟主编．地基处理工程实例应用手册．北京：中国建筑工业出版社，1998

82 高大钊主编．岩土工程标准规范实施手册．北京：中国建筑工业出版社，1997

83 高大钊，徐超，熊启东．天然地基上的浅基础．北京：机械工业出版社，1999

84 刘景政，杨素春，钟冬波．地基处理与实例分析．北京：中国建筑工业出版社，1998

用．见：地基基础按变形控制设计的理论与实践．武汉：武汉理工大学出版社，2001

74 阎明礼，张东刚，马骥等．CFG 桩复合地基在大底盘高层建筑应用实例．见：地基基础按变形控制设计的理论与实践．武汉：武汉理工大学出版社，2001

75 袁勋，张东刚，阎明礼．多种地基处理方法组合加固不均匀地基．见：第六届地基处理学术讨论会暨第二届基坑工程学术讨论会论文集．西安：西安出版社，2000

76 张东刚，阎明礼，马骥．CFG 桩复合地基在北京望京高校小区高层建筑中的应用，建筑科学．2000（1）

77 李洪船，阎明礼．CFG 桩复合地基在望京新城高层建筑中的应用．地基处理．1999（6）

78 张震，马骥，张东刚等．望京新城 6 栋高层建筑地基处理工程．见：地基基础按变形控制设计的理论与实践．武汉：武汉理工大学出版社，2001

79 耿林，李辉，杨军．CFG 桩复合地基在北京慧忠北里 C 区高层住宅中的应用．见第五届全国地基处理学术讨论会论文集．1997．武夷山

80 王步云，赵秀芹．砂石桩与低强度混凝土桩组合型复合地基在软土地基中的应用．岩土工程技术．1997（1）

81 叶书麟主编．地基处理工程实例应用手册．北京：中国建筑工业出版社，1998

82 高大钊主编．岩土工程标准规范实施手册．北京：中国建筑工业出版社，1997

83 高大钊，徐超，熊启东．天然地基上的浅基础．北京：机械工业出版社，1999

84 刘景政，杨素春，钟冬波．地基处理与实例分析．北京：中国建筑工业出版社，1998

用．见：地基基础按变形控制设计的理论与实践．武汉：武汉理工大学出版社，2001

74 阎明礼，张东刚，马骥等．CFG 桩复合地基在大底盘高层建筑应用实例．见：地基基础按变形控制设计的理论与实践．武汉：武汉理工大学出版社，2001

75 袁勋，张东刚，阎明礼．多种地基处理方法组合加固不均匀地基．见：第六届地基处理学术讨论会暨第二届基坑工程学术讨论会论文集．西安：西安出版社，2000

76 张东刚，阎明礼，马骥．CFG 桩复合地基在北京望京高校小区高层建筑中的应用，建筑科学．2000（1）

77 李洪船，阎明礼．CFG 桩复合地基在望京新城高层建筑中的应用．地基处理．1999（6）

78 张震，马骥，张东刚等．望京新城 6 栋高层建筑地基处理工程．见：地基基础按变形控制设计的理论与实践．武汉：武汉理工大学出版社，2001

79 耿林，李辉，杨军．CFG 桩复合地基在北京慧忠北里 C 区高层住宅中的应用．见第五届全国地基处理学术讨论会论文集．1997．武夷山

80 王步云，赵秀芹．砂石桩与低强度混凝土桩组合型复合地基在软土地基中的应用．岩土工程技术．1997（1）

81 叶书麟主编．地基处理工程实例应用手册．北京：中国建筑工业出版社，1998

82 高大钊主编．岩土工程标准规范实施手册．北京：中国建筑工业出版社，1997

83 高大钊，徐超，熊启东．天然地基上的浅基础．北京：机械工业出版社，1999

84 刘景政，杨素春，钟冬波．地基处理与实例分析．北京：中国建筑工业出版社，1998

用．见：地基基础按变形控制设计的理论与实践．武汉：武汉理工大学出版社，2001

74 阎明礼，张东刚，马骥等．CFG 桩复合地基在大底盘高层建筑应用实例．见：地基基础按变形控制设计的理论与实践．武汉：武汉理工大学出版社，2001

75 袁勋，张东刚，阎明礼．多种地基处理方法组合加固不均匀地基．见：第六届地基处理学术讨论会暨第二届基坑工程学术讨论会论文集．西安：西安出版社，2000

76 张东刚，阎明礼，马骥．CFG 桩复合地基在北京望京高校小区高层建筑中的应用，建筑科学．2000（1）

77 李洪船，阎明礼．CFG 桩复合地基在望京新城高层建筑中的应用．地基处理．1999（6）

78 张震，马骥，张东刚等．望京新城 6 栋高层建筑地基处理工程．见：地基基础按变形控制设计的理论与实践．武汉：武汉理工大学出版社，2001

79 耿林，李辉，杨军．CFG 桩复合地基在北京慧忠北里 C 区高层住宅中的应用．见第五届全国地基处理学术讨论会论文集．1997．武夷山

80 王步云，赵秀芹．砂石桩与低强度混凝土桩组合型复合地基在软土地基中的应用．岩土工程技术．1997（1）

81 叶书麟主编．地基处理工程实例应用手册．北京：中国建筑工业出版社，1998

82 高大钊主编．岩土工程标准规范实施手册．北京：中国建筑工业出版社，1997

83 高大钊，徐超，熊启东．天然地基上的浅基础．北京：机械工业出版社，1999

84 刘景政，杨素春，钟冬波．地基处理与实例分析．北京：中国建筑工业出版社，1998

用．见：地基基础按变形控制设计的理论与实践．武汉：武汉理工大学出版社，2001

74 阎明礼，张东刚，马骥等．CFG 桩复合地基在大底盘高层建筑应用实例．见：地基基础按变形控制设计的理论与实践．武汉：武汉理工大学出版社，2001

75 袁勋，张东刚，阎明礼．多种地基处理方法组合加固不均匀地基．见：第六届地基处理学术讨论会暨第二届基坑工程学术讨论会论文集．西安：西安出版社，2000

76 张东刚，阎明礼，马骥．CFG 桩复合地基在北京望京高校小区高层建筑中的应用，建筑科学．2000（1）

77 李洪船，阎明礼．CFG 桩复合地基在望京新城高层建筑中的应用．地基处理．1999（6）

78 张震，马骥，张东刚等．望京新城 6 栋高层建筑地基处理工程．见：地基基础按变形控制设计的理论与实践．武汉：武汉理工大学出版社，2001

79 耿林，李辉，杨军．CFG 桩复合地基在北京慧忠北里 C 区高层住宅中的应用．见第五届全国地基处理学术讨论会论文集．1997．武夷山

80 王步云，赵秀芹．砂石桩与低强度混凝土桩组合型复合地基在软土地基中的应用．岩土工程技术．1997（1）

81 叶书麟主编．地基处理工程实例应用手册．北京：中国建筑工业出版社，1998

82 高大钊主编．岩土工程标准规范实施手册．北京：中国建筑工业出版社，1997

83 高大钊，徐超，熊启东．天然地基上的浅基础．北京：机械工业出版社，1999

84 刘景政，杨素春，钟冬波．地基处理与实例分析．北京：中国建筑工业出版社，1998

用．见：地基基础按变形控制设计的理论与实践．武汉：武汉理工大学出版社，2001

74 阎明礼，张东刚，马骥等．CFG 桩复合地基在大底盘高层建筑应用实例．见：地基基础按变形控制设计的理论与实践．武汉：武汉理工大学出版社，2001

75 袁勋，张东刚，阎明礼．多种地基处理方法组合加固不均匀地基．见：第六届地基处理学术讨论会暨第二届基坑工程学术讨论会论文集．西安：西安出版社，2000

76 张东刚，阎明礼，马骥．CFG 桩复合地基在北京望京高校小区高层建筑中的应用，建筑科学．2000（1）

77 李洪船，阎明礼．CFG 桩复合地基在望京新城高层建筑中的应用．地基处理．1999（6）

78 张震，马骥，张东刚等．望京新城 6 栋高层建筑地基处理工程．见：地基基础按变形控制设计的理论与实践．武汉：武汉理工大学出版社，2001

79 耿林，李辉，杨军．CFG 桩复合地基在北京慧忠北里 C 区高层住宅中的应用．见第五届全国地基处理学术讨论会论文集．1997．武夷山

80 王步云，赵秀芹．砂石桩与低强度混凝土桩组合型复合地基在软土地基中的应用．岩土工程技术．1997（1）

81 叶书麟主编．地基处理工程实例应用手册．北京：中国建筑工业出版社，1998

82 高大钊主编．岩土工程标准规范实施手册．北京：中国建筑工业出版社，1997

83 高大钊，徐超，熊启东．天然地基上的浅基础．北京：机械工业出版社，1999

84 刘景政，杨素春，钟冬波．地基处理与实例分析．北京：中国建筑工业出版社，1998

用．见：地基基础按变形控制设计的理论与实践．武汉：武汉理工大学出版社，2001

74 阎明礼，张东刚，马骥等．CFG 桩复合地基在大底盘高层建筑应用实例．见：地基基础按变形控制设计的理论与实践．武汉：武汉理工大学出版社，2001

75 袁勋，张东刚，阎明礼．多种地基处理方法组合加固不均匀地基．见：第六届地基处理学术讨论会暨第二届基坑工程学术讨论会论文集．西安：西安出版社，2000

76 张东刚，阎明礼，马骥．CFG 桩复合地基在北京望京高校小区高层建筑中的应用，建筑科学．2000（1）

77 李洪船，阎明礼．CFG 桩复合地基在望京新城高层建筑中的应用．地基处理．1999（6）

78 张震，马骥，张东刚等．望京新城 6 栋高层建筑地基处理工程．见：地基基础按变形控制设计的理论与实践．武汉：武汉理工大学出版社，2001

79 耿林，李辉，杨军．CFG 桩复合地基在北京慧忠北里 C 区高层住宅中的应用．见第五届全国地基处理学术讨论会论文集．1997．武夷山

80 王步云，赵秀芹．砂石桩与低强度混凝土桩组合型复合地基在软土地基中的应用．岩土工程技术．1997（1）

81 叶书麟主编．地基处理工程实例应用手册．北京：中国建筑工业出版社，1998

82 高大钊主编．岩土工程标准规范实施手册．北京：中国建筑工业出版社，1997

83 高大钊，徐超，熊启东．天然地基上的浅基础．北京：机械工业出版社，1999

84 刘景政，杨素春，钟冬波．地基处理与实例分析．北京：中国建筑工业出版社，1998

用．见：地基基础按变形控制设计的理论与实践．武汉：武汉理工大学出版社，2001

74 阎明礼，张东刚，马骥等．CFG 桩复合地基在大底盘高层建筑应用实例．见：地基基础按变形控制设计的理论与实践．武汉：武汉理工大学出版社，2001

75 袁勋，张东刚，阎明礼．多种地基处理方法组合加固不均匀地基．见：第六届地基处理学术讨论会暨第二届基坑工程学术讨论会论文集．西安：西安出版社，2000

76 张东刚，阎明礼，马骥．CFG 桩复合地基在北京望京高校小区高层建筑中的应用，建筑科学．2000（1）

77 李洪船，阎明礼．CFG 桩复合地基在望京新城高层建筑中的应用．地基处理．1999（6）

78 张震，马骥，张东刚等．望京新城 6 栋高层建筑地基处理工程．见：地基基础按变形控制设计的理论与实践．武汉：武汉理工大学出版社，2001

79 耿林，李辉，杨军．CFG 桩复合地基在北京慧忠北里 C 区高层住宅中的应用．见第五届全国地基处理学术讨论会论文集．1997．武夷山

80 王步云，赵秀芹．砂石桩与低强度混凝土桩组合型复合地基在软土地基中的应用．岩土工程技术．1997（1）

81 叶书麟主编．地基处理工程实例应用手册．北京：中国建筑工业出版社，1998

82 高大钊主编．岩土工程标准规范实施手册．北京：中国建筑工业出版社，1997

83 高大钊，徐超，熊启东．天然地基上的浅基础．北京：机械工业出版社，1999

84 刘景政，杨素春，钟冬波．地基处理与实例分析．北京：中国建筑工业出版社，1998

用．见：地基基础按变形控制设计的理论与实践．武汉：武汉理工大学出版社，2001

74 阎明礼，张东刚，马骥等．CFG 桩复合地基在大底盘高层建筑应用实例．见：地基基础按变形控制设计的理论与实践．武汉：武汉理工大学出版社，2001

75 袁勋，张东刚，阎明礼．多种地基处理方法组合加固不均匀地基．见：第六届地基处理学术讨论会暨第二届基坑工程学术讨论会论文集．西安：西安出版社，2000

76 张东刚，阎明礼，马骥．CFG 桩复合地基在北京望京高校小区高层建筑中的应用，建筑科学．2000（1）

77 李洪船，阎明礼．CFG 桩复合地基在望京新城高层建筑中的应用．地基处理．1999（6）

78 张震，马骥，张东刚等．望京新城 6 栋高层建筑地基处理工程．见：地基基础按变形控制设计的理论与实践．武汉：武汉理工大学出版社，2001

79 耿林，李辉，杨军．CFG 桩复合地基在北京慧忠北里 C 区高层住宅中的应用．见第五届全国地基处理学术讨论会论文集．1997．武夷山

80 王步云，赵秀芹．砂石桩与低强度混凝土桩组合型复合地基在软土地基中的应用．岩土工程技术．1997（1）

81 叶书麟主编．地基处理工程实例应用手册．北京：中国建筑工业出版社，1998

82 高大钊主编．岩土工程标准规范实施手册．北京：中国建筑工业出版社，1997

83 高大钊，徐超，熊启东．天然地基上的浅基础．北京：机械工业出版社，1999

84 刘景政，杨素春，钟冬波．地基处理与实例分析．北京：中国建筑工业出版社，1998

用．见：地基基础按变形控制设计的理论与实践．武汉：武汉理工大学出版社，2001

74 阎明礼，张东刚，马骥等．CFG 桩复合地基在大底盘高层建筑应用实例．见：地基基础按变形控制设计的理论与实践．武汉：武汉理工大学出版社，2001

75 袁勋，张东刚，阎明礼．多种地基处理方法组合加固不均匀地基．见：第六届地基处理学术讨论会暨第二届基坑工程学术讨论会论文集．西安：西安出版社，2000

76 张东刚，阎明礼，马骥．CFG 桩复合地基在北京望京高校小区高层建筑中的应用，建筑科学．2000（1）

77 李洪船，阎明礼．CFG 桩复合地基在望京新城高层建筑中的应用．地基处理．1999（6）

78 张震，马骥，张东刚等．望京新城 6 栋高层建筑地基处理工程．见：地基基础按变形控制设计的理论与实践．武汉：武汉理工大学出版社，2001

79 耿林，李辉，杨军．CFG 桩复合地基在北京慧忠北里 C 区高层住宅中的应用．见第五届全国地基处理学术讨论会论文集．1997．武夷山

80 王步云，赵秀芹．砂石桩与低强度混凝土桩组合型复合地基在软土地基中的应用．岩土工程技术．1997（1）

81 叶书麟主编．地基处理工程实例应用手册．北京：中国建筑工业出版社，1998

82 高大钊主编．岩土工程标准规范实施手册．北京：中国建筑工业出版社，1997

83 高大钊，徐超，熊启东．天然地基上的浅基础．北京：机械工业出版社，1999

84 刘景政，杨素春，钟冬波．地基处理与实例分析．北京：中国建筑工业出版社，1998

用．见：地基基础按变形控制设计的理论与实践．武汉：武汉理工大学出版社，2001

74 阎明礼，张东刚，马骥等．CFG 桩复合地基在大底盘高层建筑应用实例．见：地基基础按变形控制设计的理论与实践．武汉：武汉理工大学出版社，2001

75 袁勋，张东刚，阎明礼．多种地基处理方法组合加固不均匀地基．见：第六届地基处理学术讨论会暨第二届基坑工程学术讨论会论文集．西安：西安出版社，2000

76 张东刚，阎明礼，马骥．CFG 桩复合地基在北京望京高校小区高层建筑中的应用，建筑科学．2000（1）

77 李洪船，阎明礼．CFG 桩复合地基在望京新城高层建筑中的应用．地基处理．1999（6）

78 张震，马骥，张东刚等．望京新城 6 栋高层建筑地基处理工程．见：地基基础按变形控制设计的理论与实践．武汉：武汉理工大学出版社，2001

79 耿林，李辉，杨军．CFG 桩复合地基在北京慧忠北里 C 区高层住宅中的应用．见第五届全国地基处理学术讨论会论文集．1997．武夷山

80 王步云，赵秀芹．砂石桩与低强度混凝土桩组合型复合地基在软土地基中的应用．岩土工程技术．1997（1）

81 叶书麟主编．地基处理工程实例应用手册．北京：中国建筑工业出版社，1998

82 高大钊主编．岩土工程标准规范实施手册．北京：中国建筑工业出版社，1997

83 高大钊，徐超，熊启东．天然地基上的浅基础．北京：机械工业出版社，1999

84 刘景政，杨素春，钟冬波．地基处理与实例分析．北京：中国建筑工业出版社，1998

用．见：地基基础按变形控制设计的理论与实践．武汉：武汉理工大学出版社，2001

74 阎明礼，张东刚，马骥等．CFG 桩复合地基在大底盘高层建筑应用实例．见：地基基础按变形控制设计的理论与实践．武汉：武汉理工大学出版社，2001

75 袁勋，张东刚，阎明礼．多种地基处理方法组合加固不均匀地基．见：第六届地基处理学术讨论会暨第二届基坑工程学术讨论会论文集．西安：西安出版社，2000

76 张东刚，阎明礼，马骥．CFG 桩复合地基在北京望京高校小区高层建筑中的应用，建筑科学．2000（1）

77 李洪船，阎明礼．CFG 桩复合地基在望京新城高层建筑中的应用．地基处理．1999（6）

78 张震，马骥，张东刚等．望京新城 6 栋高层建筑地基处理工程．见：地基基础按变形控制设计的理论与实践．武汉：武汉理工大学出版社，2001

79 耿林，李辉，杨军．CFG 桩复合地基在北京慧忠北里 C 区高层住宅中的应用．见第五届全国地基处理学术讨论会论文集．1997．武夷山

80 王步云，赵秀芹．砂石桩与低强度混凝土桩组合型复合地基在软土地基中的应用．岩土工程技术．1997（1）

81 叶书麟主编．地基处理工程实例应用手册．北京：中国建筑工业出版社，1998

82 高大钊主编．岩土工程标准规范实施手册．北京：中国建筑工业出版社，1997

83 高大钊，徐超，熊启东．天然地基上的浅基础．北京：机械工业出版社，1999

84 刘景政，杨素春，钟冬波．地基处理与实例分析．北京：中国建筑工业出版社，1998

用．见：地基基础按变形控制设计的理论与实践．武汉：武汉理工大学出版社，2001

74 阎明礼，张东刚，马骥等．CFG 桩复合地基在大底盘高层建筑应用实例．见：地基基础按变形控制设计的理论与实践．武汉：武汉理工大学出版社，2001

75 袁勋，张东刚，阎明礼．多种地基处理方法组合加固不均匀地基．见：第六届地基处理学术讨论会暨第二届基坑工程学术讨论会论文集．西安：西安出版社，2000

76 张东刚，阎明礼，马骥．CFG 桩复合地基在北京望京高校小区高层建筑中的应用，建筑科学．2000（1）

77 李洪船，阎明礼．CFG 桩复合地基在望京新城高层建筑中的应用．地基处理．1999（6）

78 张震，马骥，张东刚等．望京新城 6 栋高层建筑地基处理工程．见：地基基础按变形控制设计的理论与实践．武汉：武汉理工大学出版社，2001

79 耿林，李辉，杨军．CFG 桩复合地基在北京慧忠北里 C 区高层住宅中的应用．见第五届全国地基处理学术讨论会论文集．1997．武夷山

80 王步云，赵秀芹．砂石桩与低强度混凝土桩组合型复合地基在软土地基中的应用．岩土工程技术．1997（1）

81 叶书麟主编．地基处理工程实例应用手册．北京：中国建筑工业出版社，1998

82 高大钊主编．岩土工程标准规范实施手册．北京：中国建筑工业出版社，1997

83 高大钊，徐超，熊启东．天然地基上的浅基础．北京：机械工业出版社，1999

84 刘景政，杨素春，钟冬波．地基处理与实例分析．北京：中国建筑工业出版社，1998

用．见：地基基础按变形控制设计的理论与实践．武汉：武汉理工大学出版社，2001

74 阎明礼，张东刚，马骥等．CFG 桩复合地基在大底盘高层建筑应用实例．见：地基基础按变形控制设计的理论与实践．武汉：武汉理工大学出版社，2001

75 袁勋，张东刚，阎明礼．多种地基处理方法组合加固不均匀地基．见：第六届地基处理学术讨论会暨第二届基坑工程学术讨论会论文集．西安：西安出版社，2000

76 张东刚，阎明礼，马骥．CFG 桩复合地基在北京望京高校小区高层建筑中的应用，建筑科学．2000（1）

77 李洪船，阎明礼．CFG 桩复合地基在望京新城高层建筑中的应用．地基处理．1999（6）

78 张震，马骥，张东刚等．望京新城 6 栋高层建筑地基处理工程．见：地基基础按变形控制设计的理论与实践．武汉：武汉理工大学出版社，2001

79 耿林，李辉，杨军．CFG 桩复合地基在北京慧忠北里 C 区高层住宅中的应用．见第五届全国地基处理学术讨论会论文集．1997．武夷山

80 王步云，赵秀芹．砂石桩与低强度混凝土桩组合型复合地基在软土地基中的应用．岩土工程技术．1997（1）

81 叶书麟主编．地基处理工程实例应用手册．北京：中国建筑工业出版社，1998

82 高大钊主编．岩土工程标准规范实施手册．北京：中国建筑工业出版社，1997

83 高大钊，徐超，熊启东．天然地基上的浅基础．北京：机械工业出版社，1999

84 刘景政，杨素春，钟冬波．地基处理与实例分析．北京：中国建筑工业出版社，1998