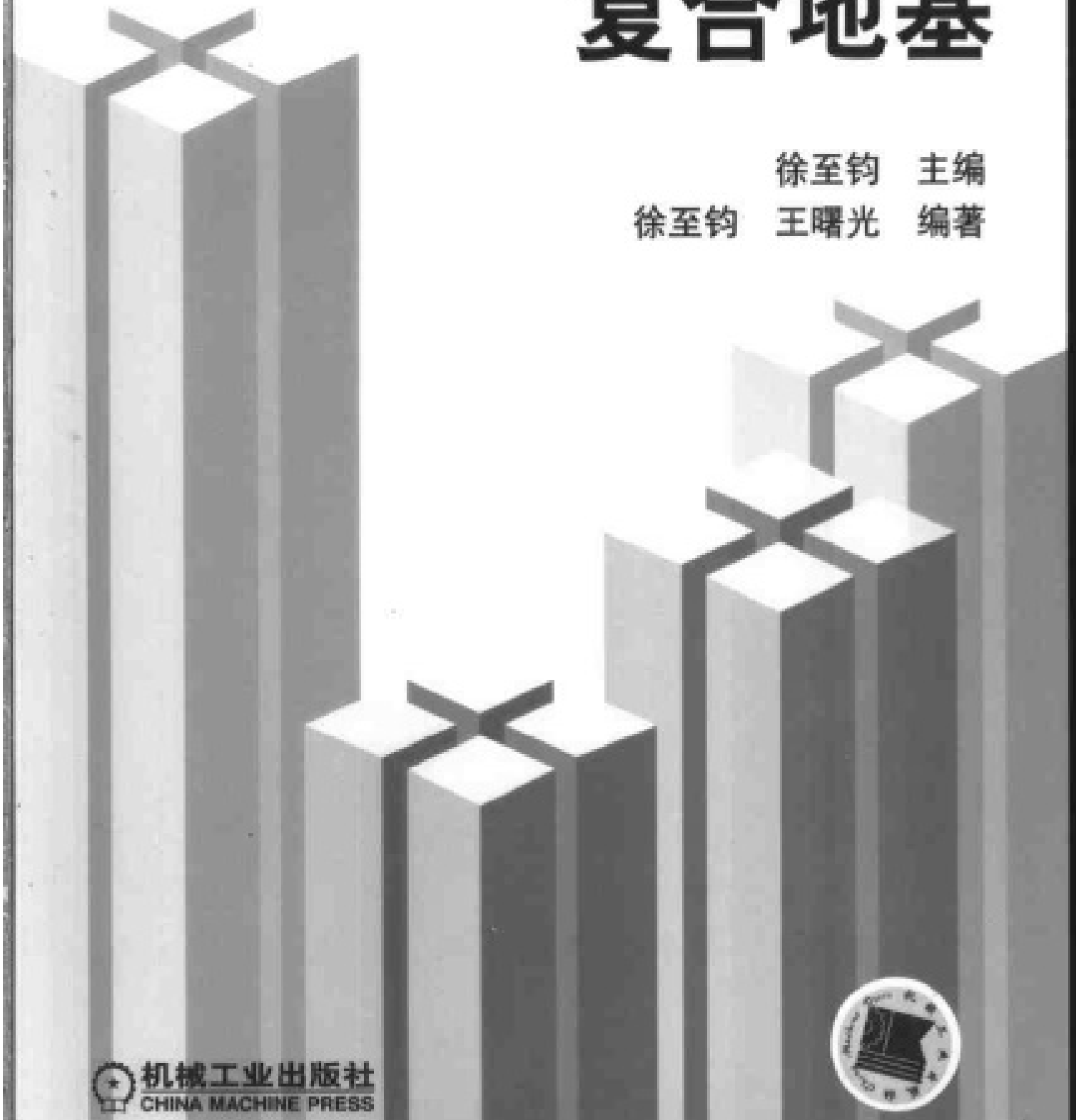
建筑地基处理技术丛书

水泥粉煤灰碎石桩复合地基

徐至钧　主编
徐至钧　王曙光　编著



机械工业出版社
CHINA MACHINE PRESS

● ISBN 7-111-13743-4/TU-3391

封面设计：姚毅

ISBN 7-111-13743-4

9 787111 137436 >

定价：22.00元

地址：北京市百万庄大街22号　邮政编码：100037
联系电话：(010) 68326294　网址：http://www.cmpbook.com
E-mail:online@cmpbook.com

建筑地基处理技术丛书

水泥粉煤灰碎石桩复合地基

徐至钧　主编
徐至钧　王曙光　编著

机 械 工 业 出 版 社

《建筑地基处理技术规范》(JGJ79—2002)已由建设部2002年第64号文发布，自2003年1月1日起实施。为了便于有关单位的工程技术人员更好地掌握和应用新规范，本书针对新规范中水泥粉煤灰碎石桩复合地基的内容，深入介绍这种地基处理的设计、施工经验，地基处理的应用范围、质量检验及验收，技术经济分析等，并收集了工程应用实例十二例，以便帮助读者加深对新规范的理解和推广使用。

本书可供设计施工工程技术人员在推广新技术中参考，也可供高等院校教师和研究生参考。

图书在版编目(CIP)数据

水泥粉煤灰碎石桩复合地基/徐至钧，王曙光编著。
—北京：机械工业出版社，2004.1
(建筑地基处理技术丛书)
ISBN 7-111-13743-4

Ⅰ.水… Ⅱ.①徐…②王… Ⅲ.人工地基
Ⅳ.TU472

中国版本图书馆CIP数据核字(2003)第122529号

机械工业出版社(北京市百万庄大街22号 邮政编码 100037)
责任编辑：何文军 版式设计：冉晓华 责任校对：张晓蓉
封面设计：姚 毅 责任印制：施 红

北京铭成印刷有限公司印刷·新华书店北京发行所发行

2004年3月第1版第1次印刷
890mm×1240mm A5·9印张·262千字
0001—4000册
定价：22.00元

凡购本书，如有缺页、倒页、脱页，由本社发行部调换
本社购书热线电话(010)68993821、88379646
封面无防伪标均为盗版

前　言

《建筑地基处理技术规范》（JGJ79—2002）已由建设部2002年第64号文发布，自2003年1月1日起实施。为了便于有关单位的工程技术人员更好地掌握和应用新规范，徐至钧组织编写了“建筑地基处理技术丛书”，针对新规范的主要内容，分成七个专题，深入地介绍各种地基处理的设计、施工经验和地基处理的应用范围等，并收集了大量工程应用实例，以帮助读者加深对新规范的理解和应用。

本书是丛书中的一本，主要介绍水泥粉煤灰碎石桩复合地基的地基处理概论、复合地基的性状、垂直荷载作用下水泥粉煤灰碎石桩复合地基的性状、材料配合比及其力学性能、褥垫层的作用、复合地基的设计计算和施工、质量检验及验收等，并收集了各类有代表性的工程应用实例共十二例。最后通过实例分析技术经济效益，说明采用水泥粉煤灰碎石桩复合地基的工程费用比预制方桩节省54.8%，比ϕ600mm灌注桩节省53.6%，比采用ϕ400mm的预应力管桩节省65.6%，比各类桩基平均可节约工程费用58%，而施工工期仅为其他桩施工工期的15%，具有明显的经济优势和缩短工期的效益，在合适的土质中可以推广应用。

本书可供设计施工工程技术人员在推广新技术中参考，也可供高等院校教师和研究生在工作中参考。

本书由教授级高级工程师徐至钧主编，深圳粤地建设工程有限公司董事长、总经理王曙光硕士协助编写，并得到中国建筑科学研究院阎明礼研究员大力支持，为全书提供了大量的工程应用资料，谨表谢意。

在编写过程中还有深圳市地质建设公司李景博士和深圳张亦农、杨瑞清、郭晰娥、徐斐、周作仁、宋宏伟、陈月娓、吕会云、周超宏等参加了部分编写和提供实例等工作，在此一并表示感谢。

由于编者水平有限，本书难免有欠妥和错误之处，敬请读者不吝赐教。

编著者

2003 年 9 月于深圳

目　　录

前言

第一章　概论 …… 1

一、地基处理技术的发展 …… 1

二、各类地基处理技术发展简况 …… 4

三、地基处理方法分类及应用范围 …… 10

四、对今后地基处理发展的几点意见 …… 15

五、地基处理的基本原则 …… 16

第二章　复合地基的性状 …… 18

一、纵向增强体复合地基承载力计算模式 …… 18

二、刚性桩极限承载力计算公式 …… 22

三、柔性桩极限承载力计算 …… 22

四、散体材料桩极限承载力计算 …… 23

五、桩间土极限承载力计算 …… 27

六、复合地基加固区下卧层承载力验算 …… 30

第三章　垂直荷载作用下水泥粉煤灰碎石桩复合地基的性状 …… 32

一、水泥粉煤灰碎石桩一般规定 …… 33

二、水泥粉煤灰碎石桩的作用机理 …… 34

三、桩、土受力特性 …… 37

四、复合地基变形特性 …… 43

五、边载对水泥粉煤灰碎石桩复合地基承载特性的影响 …… 53

第四章　水泥粉煤灰碎石桩材料的配合比及性能 …… 60

一、水泥粉煤灰碎石桩材料配合比及其力学性能 …… 60

二、振动沉管成桩工艺桩体材料的性状 …… 62
三、长螺旋钻管内泵压灌注成桩工艺桩体材料的性状 …… 65

第五章 褥垫层的作用 …… 71
一、褥垫层技术 …… 71
二、褥垫层的作用 …… 71
三、褥垫层的合理厚度 …… 76
四、褥垫层在刚性桩复合地基中的作用 …… 77

第六章 水泥粉煤灰碎石桩复合地基设计计算 …… 83
一、水泥粉煤灰碎石桩复合地基设计对勘察的要求 …… 83
二、土的分类 …… 84
三、土的变形和强度特性 …… 85
四、水泥粉煤灰碎石桩 …… 89
五、《建筑地基处理技术规范》(JGJ79—2002)的规定 …… 93
六、水泥粉煤灰碎石桩复合地基变形计算 …… 96
七、水泥粉煤灰碎石桩复合地基设计 …… 104
八、复合地基中桩体间距的设计计算 …… 112
九、复合地基单桩载荷试验推算大型载荷试验的方法 …… 120
十、当前对水泥粉煤灰碎石桩使用中的误区必须纠正 …… 131

第七章 水泥粉煤灰碎石桩复合地基施工 …… 133
一、水泥粉煤灰碎石桩施工技术发展简况 …… 133
二、《建筑地基处理技术规范》(JGJ79—2002)对施工的要求 …… 136
三、振动沉管水泥粉煤灰碎石桩施工工艺 …… 139
四、长螺旋钻管内泵压水泥粉煤灰碎石桩施工工艺 …… 150
五、清土及水泥粉煤灰碎石桩桩头处理 …… 162
六、褥垫层铺设及质量控制 …… 164
七、水泥粉煤灰碎石桩复合地基冬季施工措施 …… 166

第八章 施工质量检验及验收 …… 169

一、水泥粉煤灰碎石桩施工中易出现的问题及解决措施 …… 169
二、施工质量检测 …… 170
三、《建筑地基处理技术规范》(JGJ79—2002)对质量检验的要求 …… 171
四、水泥粉煤灰碎石桩复合地基施工验收 …… 172

第九章　工程应用实例 …… 173
工程实例一　山东省德州地区医药管理局综合住宅楼地基处理工程 …… 173
工程实例二　航天部621所35、36号住宅楼地基处理工程 …… 177
工程实例三　浦镇车辆厂生活区住宅楼地基处理工程 …… 179
工程实例四　华亭嘉园小区超高层建筑地基处理工程 …… 188
工程实例五　嘉和丽园A、B、C座楼地基处理工程 …… 207
工程实例六　望京新城A4区Ⅱ组团6栋高层建筑地基处理工程 …… 217
工程实例七　北京大屯慧忠北里三塔3～5号楼地基处理工程 …… 229
工程实例八　南京造纸厂地基处理工程 …… 235
工程实例九　仪征化纤厂涤纶长丝主车间地基处理工程 …… 241
工程实例十　天津盘山发电厂冷却塔地基处理工程 …… 246
工程实例十一　CFG桩在高速公路软基加固中的应用 …… 249
工程实例十二　山东黄岛某油库10万m^3油罐基础采用CFG桩 …… 252

第十章　水泥粉煤灰碎石桩复合地基加固地基后的技术经济对比 …… 257
一、水泥粉煤灰碎石桩长螺旋成孔泵送混凝土成桩复合地基在沧州的应用 …… 257
二、从多种地基基础处理方式的住宅楼沉降实测分析看水泥粉煤灰碎石桩的技术经济效益 …… 262

附录A　复合地基载荷试验要点 …… 272

附录B　国家地基规范对建筑物变形允许值的规定 …… 274

参考文献 …… 276

第一章 概 论

一、地基处理技术的发展

近些年来，基本建设规模不断扩大，在建筑、水利、交通和铁道等土木工程建设中，人们愈来愈多地遇到不良地基问题，各种不良地基需要进行地基处理才能满足建造构筑物的要求。地基处理是否恰当关系到整个工程质量、进度和投资。合理地选择地基处理方法和基础形式是降低工程造价的重要途径之一。地基处理日益得到人们重视。

自第五届全国土力学及基础工程学术讨论会(厦门,1987 年)以来，国内在各种地基处理技术的普及和提高两个方面都得到了较大的发展，积累了丰富的经验。在此期间，召开了多次全国性和区域性、综合性或专项地基处理技术学术讨论会。中国土木工程学会土力学及基础工程学会于 1989 年在烟台召开了第二届全国地基处理学术讨论会，收入讨论会论文集论文 131 篇；中国建筑学会地基基础学术委员会于 1989 年在南京召开了全国地基基础新技术学术会议，收入论文集的论文地基处理方面占 1/3 以上；1990 年在承德市召开了复合地基会议，收入论文集论文 77 篇，还有其他兄弟学会召开了各种形式的地基处理学术讨论会。1988 年中国建筑工业出版社出版了由地基处理学术委员会组织编写的《地基处理手册》，受到广大同行的欢迎。中国土木工程学会学术部以及有关单位还在全国各地举办了各种类型的地基处理技术研讨班。这些活动对地基处理技术的推广和普及起了很好的作用。中国建筑科学研究院会同有关高校和科研单位，组织编写了两版《建筑地基处理技术规范》(JGJ79—91)(JGJ79—2002)。上海、天津、深圳、浙江、福建等地已经编制了地区性地基和地基处理规范，根据各自的情况，因地制宜，把一些地基处理方法编入规范。应广大同行的要求，中国土木工程学会土力学及基础工程学会地基处理学术委员会和浙江大学土木工程学系共同主办《地基处理》刊物为同行

们提供了推广、交流地基处理新技术的园地。

近几年来，地基处理的发展主要表现在以下几个方面：

（1）对各种地基处理方法的适用性和优缺点有了进一步的认识，在根据工程实际选用合理的地基处理方法上减少了盲目性。能够注意从实际出发，因地制宜，选用技术先进、确保质量、经济合理的地基处理方案。对有争议的问题，能够采取科学的态度，注意调查研究，开展试验研究，在确定地基方案时持慎重态度。能够注意综合应用多种地基处理方法，使选用的地基处理方案更加合理。

（2）地基处理能力的提高。一方面，已有的地基处理技术本身的发展，如施工机具、工艺的改进，使地基处理能力提高。另一方面，近年来，各地在实践中因地制宜发展了一些新的地基处理方法，取得了很好的社会经济效益。各类地基处理技术的发展情况将在第二部分介绍。

（3）复合地基理论的发展。随着地基处理技术的发展和各种地基处理方法的推广使用，复合地基概念在土木工程中得到愈来愈多的应用。工程实践要求加强对复合地基基础理论的研究。然而对复合地基承载力和变形计算理论的研究还很不够，复合地基理论正处于发展之中，还不够成熟，甚至对什么是复合地基无论是学术界还是工程界尚无统一认识。

复合地基是指天然地基在地基处理过程中部分土体得到增强，或被置换，或在天然地基中设置加筋材料，加固区是由基体（天然地基土体）和增强体两部分组成的人工地基。加固区整体是非均质和各向异性的。根据地基中增强体的方向又可分为纵向增强体和横向增强体复合地基。纵向增强体复合地基根据纵向增强体的性质，可分为散体材料桩复合地基和柔性桩复合地基。复合地基的分类如下：

- 复合地基
  - 纵向增强体复合地基
    - 散体材料桩复合地基：如碎石桩复合地基、砂桩复合地基等
    - 柔性桩复合地基：如深层搅拌桩复合地基、旋喷桩复合地基、水泥粉煤灰碎石桩（CFG桩）复合地基等
  - 横向增强体复合地基：主要包括由各种加筋材料，如土工聚合物、金属材料格栅等，形成的复合地基

横向增强体复合地基、散体材料桩复合地基和柔性桩复合地基它们荷载传递机理是不同的，应该分别加以研究。国内也有人狭义地只把通过以桩柱形式置换形成的由填料与地基土相互作用并共同承担荷载的地基定义为复合地基。

复合地基有两个基本特点：①它是由基体和增强体组成的，是非均质和各向异性的；②在荷载作用下，基体和增强体共同承担荷载的作用。后一特征使复合地基区别于桩基础。一般说来，对桩基础，荷载是先传给桩，然后通过桩侧摩擦阻力和桩底端承力把荷载传递给地基土体的。若钢筋混凝土摩擦桩桩径较小，桩距较大，形成所谓疏桩基础，桩土共同承担荷载，也可视为复合地基，应用复合地基理论来计算。

人工地基中有均质地基、双层地基和复合地基等。事实上，对人工地基进行精确分类是很困难的。大家知道，天然地基也不是均质的、各向同性的半无限体，天然地基往往是分层的，而且对每一层土，土体的强度和刚度也是随着深度变化的。天然地基需要进行地基处理时，被处理的区域在满足设计要求的前提下尽可能小，以求较好的经济效果。各种地基处理方法在加固地基的原理上又有很大差异。因此，将形成的人工地基进行精确分类是很困难的。然而，上述的分类有利于我们对各种人工地基的承载力和变形计算理论的研究。按照上述的思路，常见的各种地基，包括天然地基和人工地基粗略地大致上可分为均质地基、双层地基(或多层地基)、复合地基和桩基四大类。以往对均质地基和桩基础的承载力和变形计算理论研究较多，而对双层地基和复合地基的计算理论研究较少。特别是对复合地基，其承载力和变形计算的一般理论尚未形成，需加强研究。

各国学者对碎石桩复合地基研究较多，通过载荷试验积累了不少资料，并提出了多个碎石桩复合地基承载力计算公式。随着深层搅拌法和高压喷射注浆法形成的水泥土桩的应用，人们开始注意柔性桩复合地基的研究。小桩技术的应用还促使人们注意小桩复合地基设计计算方法的研究。复合地基承载力计算应以增强体和天然地基土体共同作用为基础。对桩体复合地基，人们不仅注意散体材料桩和柔性桩的承载力研究，还注意桩间土承载力的研究。起初用天然地基承载力作

为桩间土承载力，现在则已开始考虑由固结引起强度增长、周围桩体的围护、成桩过程中的挤压以及扰动等因素对桩间土承载力的影响。近年来对桩土应力比的确定及影响因素开展了大量研究。试验资料分析表明，桩土应力比与桩体性质、桩距、天然地基承载力、复合地基强度发挥度等因素密切相关，还与施工方法、质量控制等因素有关。桩土应力的确定通常采用现场载荷试验，其测定值也受荷载板尺寸的影响。近几年来，各类复合地基承载力与变形计算的研究工作愈来愈得到人们的重视。然而复合地基计算理论的发展，还远远不能满足工程实践的要求。

二、各类地基处理技术发展简况

1. 强夯法和强夯置换法

强夯法处理地基首先由法国 Menard 技术公司于20世纪60年代末创用。我国于1978年引进，交通部第一航务工程局科研所及协作单位在天津首先开展试验研究。由于该法设备简单、效果显著、经济和施工快，很快得到推广。除强夯挤密外，近年来，强夯置换得到不少应用。强夯置换和强夯挤密在加固机理上是不同的，应用范围也不相同。强夯挤密法常用来加固碎石土、砂土、低饱和度的粘性土、素填土、杂填土、湿陷性黄土等各类地基。对于饱和度较高的粘性土等地基，如有工程经验或试验证明采用强夯法有加固效果的也可采用。通常认为强夯挤密法只适用于塑性指数 $I_P \leqslant 10$ 的土。对于设置有竖向排水系统的软粘土地基，是否适用强夯法处理目前尚有不同看法。对于厚度小于6m的软粘土层采用强夯置换法处理，边夯边填碎石等粗粒料形成深度为3～6m，直径为2m左右的碎石桩体与周围土体形成复合地基，也已取得较好的加固效果。

强夯法至今还没有一套成熟的理论和设计计算方法，还需要在实践中总结和提高。

强夯施工主要设备包括夯锤、起重机、脱钩器和门架等部分。工程实践表明，施工机具和工艺直接影响加固效果和经济效益。近几年来人们重视强夯机具装置的科学化、系列化和规格化的研究。

强夯置换对厚度小于6m的较弱土层，边夯边填碎石，形成深度

3～6m，直径为2m左右的碎石桩体与周围土体形成复合地基。

强夯造成的振动、噪声等公害也应引起足够的重视。

2. 排水固结法

排水固结法又称预压法，适用于淤泥质土、淤泥、冲填土等饱和粘性土地基。饱和软粘土在荷载作用下，孔隙中的水慢慢被排出，土的孔隙比减小，随着超静孔隙水压力消散，有效应力提高，土的强度增加。通过排水固结法处理地基可以使地基沉降在加载预压期间大部或基本完成，减少建筑物在使用期间的沉降和沉降差，也可提高地基承载力。排水固结法是由排水系统和加压系统两部分共同组合而成的。排水系统通常有普通砂井、袋装砂井和塑料排水带等；加压系统通常有堆载预压法、真空预压法、降低地下水位法、电渗法和联合法。近几年来，排水系统采用塑料排水带和袋装砂井较多，加压系统采用堆载预压和真空预压法较多，也有采用真空加堆载联合预压法，以及利用建筑自重加载法。

袋装砂井和塑料排水带的长细比大，井阻影响得到人们的重视。近年来非理想井的固结理论得到发展，谢康和和曾国熙(1989年)为非理想井的设计提供了简易曲线和设计方法。为了消除地基在使用荷载下的主固结变形，减小或消除次固结变形，可以采用超载预压。所谓超载预压就是在预压过程中采用比使用荷载大的预压荷载预压。宁波机场和温州机场都建筑在深厚的软粘土地基上，为满足场道对地基变形和回弹模量的严格要求，采用超载预压处理均取得良好效果。

真空预压法一般能够取得相当于78～92kPa的等效荷载，为了进一步提高加固效果，可采用真空-堆载联合预压法。几年来根据工程要求已获得相当于130kPa的等效荷载。真空-堆载联合预压法先后在天津、上海和福州等地得到应用。对真空预压法的有效加固深度学术界看法不一致，有的学者认为有效深度在10m以内，有的则认为可达20m，甚至更深。真空预压的有效深度需引起重视和进一步研究。袋装砂井也存在一个有效深度问题，有的日本学者认为袋装砂井有效深度在15m以内。对于超软弱地基，要注意防止地基固结过程中塑料排水带或袋装砂井的折断问题。要研制柔性塑料排水带以满足工程需要。

3. 振冲法

利用振动和水冲加固地基的方法叫做振冲法。振冲法由德国S.Steuerman在1939年提出，我国应用始于1977年。由于大量工业民用建筑、水利和交通工程地基抗震加固的需要，该法得到迅速推广。振冲法早期用来振密松砂地基，后来也应用于粘性土地基，振冲法演变成两类：振冲密实法和振冲置换法。振冲密实法的加固原理是一方面依靠振冲器的强力振动使饱和砂层发生液化，砂颗粒重新排列，孔隙减少，另一方面依靠振冲器的水平振动力，在加回填料情况下还通过填料使砂层挤压加密。振冲置换的加固原理是利用振冲器在高压水流下边振边冲，在软弱粘性土地基中成孔，再在孔内分批填入碎石等坚硬材料，制成一根根桩体，碎石桩体和原地基构成碎石桩复合地基，以提高地基承载力，减小地基沉降。振冲密实法适用于颗粒含量小于10%的松砂地基；振冲置换法适用于不排水抗剪强度大于20kPa的粘性土、粉土和人工填土等地基，有时还可用来处理粉煤灰地基。

振冲法施工需要大量水，并在施工过程中排放泥浆，污染现场。为了克服这一缺点，干法振动加固地基技术得到应用。利用干法振动成孔器在软弱地基中设置碎石桩，干法振动加固地基技术主要适用于松散的非饱和粘土、杂填土和素填土，以及二级以上非自重湿陷性黄土。

另外，各地还因地制宜应用沉管干夯挤密碎石桩、干振道渣石屑桩、钢渣桩加固地基。为了提高碎石桩桩体本身的刚度，发展了水泥粉煤灰碎石桩技术和低标号混凝土桩技术。这类低标号柔性桩形成的复合地基具有承载力提高幅度大、变形模量高的特点，是一种有发展潜力的地基处理技术。

4. 石灰桩、土桩、灰土桩法

石灰加固地基的传统方法受到了国内外岩土工程工作者的重视。1989年3月我国在上海召开了一次石灰加固软弱地基的专题学术讨论会，交流论文25篇。1989年7月第二届全国地基处理学术讨论会上又作了进一步的交流和讨论，会上对石灰桩法加固地基技术的现状和展望作了较全面的综述和总结。

石灰桩法工艺简单，不需复杂的施工机具，应用较广泛。其加固

机理包括：打桩时挤密、石灰吸水、膨胀、升温、离子交换、胶凝、碳化和置换等，但基本加固作用则可归纳为打桩挤密、桩周土脱水挤密和桩身的置换作用。从提高承载能力看，在正常情况下置换作用占的份额最大。经验与实践证明，只要填充石灰达到必要的密实度则不会出现软心现象。另外、采用粉煤灰等适宜的掺合料也有助于避免发生软心现象。杭州和湖北两地挖出的工程桩桩身的抗压强度分别达到750kPa 和 564kPa。桩土应力比是衡量置换作用的主要指标。要满足一般工程要求，不需追求过高的应力比。当需要提高应力比时除了要保证桩身具有较高强度外，桩还必需打穿软土层以免桩尖刺入降低应力比。

目前在实用概念上认为，若加固着眼点为石灰的吸水与膨胀作用，则必须采用新鲜生石灰且不加掺和料，最好采用细桩径小桩距。若放弃石灰熟化的吸水脱水作用(此作用提高地基承载力不超过5%)则用熟石灰亦能取得好的加固效果，掺入粉煤灰可节约石灰并可达到与不掺粉煤灰相近的效果，最高掺和量可达 80% ~ 90%，此时称为二灰桩。

当被加固的渗透系数太小时不利于软土脱水固结，脱水加固效果很小；若被加固土的渗透性太大，孔中充水，石灰难予密实，效果不好；工程实例中发生过浓酸碱腐蚀损坏灰土的实例。在考虑采用石灰桩法加固地基时，应注意石灰桩法的适用条件，以及正确的施工方法。采用石灰桩加固地基有成功的经验，但也有些达不到预期效果。

此外 Broms (1987 年)还指出，当用石灰桩处理软土时，如果遇有透水砂层或粉土层时则石灰的膨胀比粘土地基的固结来得快，桩体积增加将会产生软粘土地基的隆起而不是固结和含水量的减小。

砂桩法于 19 世纪 30 年代起源于欧洲、50 年代引进我国。起初砂桩法用于处理松散砂地基，视施工方法不同，又可分为挤密砂桩和振密砂桩。后来，也有用来加固软弱粘性土地基，通过砂桩的置换作用，形成砂桩复合地基，对其进行加载预压，也可加快地基固结。

土桩和灰土桩法在我国西北和华北地区得到广泛应用。土桩和灰土桩适用于地下水位以上的湿陷性黄土、杂填土和素填土等地基。

在采用土桩和灰土桩加固地基时，近几年来重视工业废料的利

用，如采用石灰和粉煤灰二灰桩处理粉煤灰地基和杂填土地基等。为了利用城市渣土，北京地区发展了渣土桩专利技术。它不但消除了渣土对环境的污染，而且为地基处理提供了廉价的原材料。在挤密桩施工中，除了打管挤密、爆扩挤密和冲击锥挤密外，还发展了采用橄榄锤锤击挤密成桩法，该法具有设备简单、施工方便和不需三材等优点。

5. 深层搅拌法和高压喷射注浆法

深层搅拌法是通过特制机械沿深度将固化剂与地基土强制搅拌就地成桩加固地基的方法，当固化剂(水泥或石灰)为粉体时又称粉体喷射搅拌法。深层搅拌适用于处理淤泥、淤泥质土和含水量较高的地基及承载力标准值不大于120kPa的粘性土、粉土等软土地基。当处理泥炭土或地下水具有侵蚀性时宜通过试验确定其适用性，冬季施工应注意负温对处理效果的影响。

深层搅拌法目前在国外特别是日本和美国应用很广，国内近些年发展较快，在房屋地基加固、开挖工程代替板桩支护、铁路软基加固等方面，有大量的工程实践，对整套技术已有一定经验。在机械设备上虽然分别由冶金工业部建筑研究总院和交通部规划设计研究院、天津机械化施工公司和交通部第一航务工程局科研所、浙江大学岩土工程研究所等单位研制成了双搅拌轴中心管输浆及单轴搅拌叶片输浆的浆体深层搅拌专用机械，铁四院和上海探矿机械厂研制成深层粉喷搅拌专用机械，但与国外同类型机械相比还有一定的差距。深层搅拌法可以根据工程需要做块状、格子状、壁状和圆柱状等形状的加强体，同时具有施工中无振动、无噪声、无地面隆起、不排污、对相邻建筑不会产生有害的影响等优点，该法较受工程界欢迎。深层搅拌桩地基的设计可按复合地基考虑。许多工程实测资料表明，在正确设计和施工的情况下，深层搅拌法处理的地基沉降较小。

高压喷射注浆法是将带有特殊喷嘴的注浆管置于土层预定深度，以高压喷射流使固化浆液与土体混合、凝固硬化加固地基土体的方法。它适用于淤泥、淤泥质土、粘性土、粉土、黄土、砂土、人工填土和碎石土等地基。当土中含有较多的大粒径块石、坚硬粘性土、大量植物根茎或有过多的有机质时，应根据现场试验结果确定其适用程

度。遇地下水流速过大和已涌水的工程应慎重使用。注浆形式分旋喷、定喷和摆喷，施工分单管法、二重管法及三重管法。

高压喷射注浆法用于处理新建和原有建筑的地基处理的作为深基挡土结构、坑底加固、防止管涌与隆起、处理隧道坍方和修建地下防水帷幕等都有很多工程实例。例如，1989 年曾成功地应用高压喷射注浆法处理了 18 层近 68m 高的威海大厦软弱地基，经观测该建筑下沉均匀，沉降量仅 0.7 ~ 1.3cm。哈尔滨松花江江堤应用高压喷射注浆法修建板墙防渗工程 2km 多，深 25 ~ 30m，板墙面积达 5.1 万 m^2。

为适应隧道、地下工程及深基井挖等施工的需要，水平高压喷射及灌浆加固技术在意大利、日本和联邦德国得到较快的发展。意大利 Radio 公司还开发了可同时在钻进中检测地层土质、机器控制和自动调节设计浆量并收集反馈信息的机械，国内也很重视并已进行过一些探索性试验。

6. 灌浆法和化学处理

灌浆法是沿用至今的一种传统方法，它用于处理黄土、砂土以及洞穴、裂缝等均能获得很好的效果。近些年在改进浆液材料如用超细水泥和其他新掺合剂，以及灌浆对环境的污染等方面做了不少工作。

实践证明，在渗透性差的粘土地基中灌浆液难以有效地灌入，加固效果常不理想。新的压密灌浆法(Compaction grouting)的应用，使灌浆加固粘土获得了新的生命力。压密灌浆与一般灌浆法不同之处是采用的浆液稠度大、灌浆压力高，浆液通过挤压形成浆泡，或填充裂隙使土体强化。这种方法始于 20 世纪 50 年代，之后不断得到完善(Brown 和 Warner, 1969 年)，近些年受到重视。美国和法国已有很多工程实例，在第十二届国际土力学会上法国提出三篇论文讨论了这种灌浆方法的适用条件和工程实例，国内在石油勘探方面与采油方面大量应用这种方法作为压裂岩扩大采油量的有效手段。在铁路上用以加固黄土和软土地基的试验取得了效果。早在 20 世纪 70 年代铁路上曾用类似的方法加固桥基：一处由于软土深度大加固后虽初期有效，但长期却未能解决下沉的问题；另一处为浅层处理，因发生地面隆起影响了加固的效果。可见应用这种方法还必须考虑其适用条件。

7. 水泥粉煤灰碎石桩法

水泥粉煤灰碎石桩(CFG 桩)是在碎石桩基础上加进一些石屑、粉煤灰和少量水泥，加水拌和，用振动沉管打桩机或长螺旋钻管内泵压成桩机具制成的一种具有一定粘结强度的桩，桩和桩间通过褥垫层形成复合地基。

当前由于城市环境治理，大城市烟囱烧煤大量减少，一般烧天然气，所以粉煤灰产量减少，价格上涨，粉煤灰价格接近水泥的价格，所以有的部门用低标号素混凝土桩代替(即 LCG 桩)。

8. 桩锤冲扩桩法

桩锤冲扩法宜用直径 50～120cm，长度 150～300cm，质量 8～20t 的柱状锤进行，孔内可分多次填入碎砖和碎石或生石灰，边冲击边将填料挤入孔内，复打冲击成孔和桩，加固机理有在成孔及成桩过程对原土的动力挤密作用，动力固结冲扩充填置换作用，当填生石灰时的水化和胶凝作用等

近些年来，不少建筑物因地基问题而出现事故，其中很多与勘测资料不足或不准确，设计、施工不当有关，值得注意。

综上所述，地基加固方法种类很多，而且还在不断发展，这里不可能对所有的地基处理方法一一加以介绍。

三、地基处理方法分类及应用范围

地基处理方法的分类有多种多样。如按时间可分临时处理和永久处理；按处理深度可分为浅层和深层处理；按土性对象可分为砂性土处理和粘性土处理、饱和土处理和非饱和土处理；也可按照地基处理的作用机理进行分类。应该认为，按地基处理的作用机理进行的分类方法较为妥当，它体现了各种处理方法的主要特点。

地基处理的基本方法，无非是置换、夯实、挤密、排水、胶结、加筋等方法，这些方法是千百年以前以至迄今仍然是有效的方法。值得注意的是，很多地基处理的方法具有多种处理的效果。如碎石桩具有置换、挤密、排水和加筋的多重作用；石灰桩又挤密又吸水，吸水后又进一步挤密等。因而一种处理方法可能具有多种处理效果，现将各种地基处理方法汇总于表 1-1。

表 1-1 各种地基处理方法汇总

名称	方法	地基处理的原理	适宜的土类
换土垫层法	垫层法	其基本原理是挖除浅层软弱土或不良土，分层碾压或夯实土、按回填的材料可分为砂(或砂石)垫层、碎石垫层 粉煤灰垫层、干渣垫层、土(灰土、二灰)垫层等。干渣分为分级干渣、混合干渣和原状干渣；粉煤灰分为湿排灰和调湿灰。换土垫层法可提高持力层的承载力，减少沉降量；消除或部分消除土的湿陷性和胀缩性；防止土的冻胀作用及改善土的抗液化性，常用机械碾压、平板振动和重锤夯实进行施工	浅层较弱地基及不均匀地基的处理
	强夯挤密法	采用边强夯边填碎石边挤密的方法，在地基中形成碎石墩体，可提高地基承载力和减小变形	高饱和度粉土与软塑至流塑的粘性土等
振密挤密法	表层压实法	采用人工或机械夯实、机械碾压或振动对填土、湿陷性黄土、松散无粘性土等软弱或原来比较疏松表层土进行压实，也可采用分层回填压实加固	浅层较弱地基及不均匀地基
	重锤夯实法	利用重锤自由下落时的冲击能来夯击浅层土，使其表面形成一层较为均匀的硬壳层	浅层土填土、疏松无粘性土、非饱和粘性土、湿陷性黄土
	强夯法	利用强大的夯击能，迫使深层土液化和动力固结，使土体密实，用以提高地基土的强度并降低其压缩性，消除土的湿陷性，胀缩性和液化性	处理碎石土、砂土、低饱和度的粉土与粘性土、湿陷性黄土、素填土和杂填土等
	振冲挤密法	振冲挤密一方面依靠振冲器的强力振动使饱和砂层发生液化，颗粒重新排列，孔隙比减少；另一方面依靠振冲器的水平振动力，形成垂直孔洞，在其中加入回填料，使砂层挤压密实	处理砂土、粉土、粉质粘土、素填土和杂填土等
	二(或灰土、粉煤灰加石灰)桩法	是利用打入钢套管(或振动沉管、炸药爆破)在地基中成孔，通过“挤”压作用，使地基土得到加“密”，然后在孔中分层填入素土(或灰土、粉煤灰加石灰)后夯实而成土桩(或灰土桩二灰桩)	地下水位以上的湿陷性黄土、杂填土、素填土等，地下水位以下则宜采用水泥土桩

（续）

名称	方　法	地基处理的原理	适宜的土类
振密挤密法	砂桩	在松散砂土或人工填土中设置砂桩，能对周围土体或产生挤密作用，或同时产生振密作用，可以显著提高地基强度，改善地基的整体稳定性，并减少地基沉降量	松散砂土、粉土、粘性土、素填土、杂填土等
	爆破法	利用爆破产生振动使土体产生液化和变形，从而获得较大密实度，用以提高地基承载力和减小沉降	饱和净砂、非饱和的但经灌水饱和的砂、粉土、湿陷性黄土
排水固结法	堆载预压法	在建造建筑物以前，通过临时堆填土石等方法对地基加载预压，达到预先完成部分或大部分地基沉降，并通过地基土固结提高地基承载力，然后撤除荷载，再建造建筑物 临时的预压堆载一般等于建筑物的荷载，但为了减少由于次固结而产生的沉降，预压荷载也可大于建筑物荷载，称为超载预压 为了加速堆载预压地基固结速度，常可与砂井法或塑料排水带法等同时应用，如粘土层较薄，透水性较好，也可单独采用堆载预压法	处理淤泥质土、淤泥和冲填土等饱和粘性土地基
	砂井法	在软粘土地基中，设置一系列砂井，在砂井之上铺设砂垫层或砂沟，人为地增加土层固结排水通道，缩短排水距离，从而加速固结，并加速强度增长。砂井法通常辅以堆载预载压，称为砂井堆载预压法	对深厚软粘土地基设塑料排水带或砂井等排水竖井
	真空预压法	在粘土层上铺设砂垫层，然后用薄膜密封砂垫层，用真空泵对砂垫层及砂井抽气和抽水，使地下水位降低，同时在大气压力作用下加速地基固结	适用于能形成加固区、稳定负压边界条件的软土地基
	降低地下水位法	通过降低地下水位使土体中的孔隙水压力减小，从而增大有效应力，促进地基固结	适用于地下水位接近地面而开挖深度不大，特别适用于饱和粉、细砂地基
	电渗排水法	在土中插入金属电极并通以直流电，由于直流电场作用，土中的水从阳极流向阴极，然后将水从阴极排除，且不让水在阳极附近补充，借助电渗作用可逐渐排除土中水。在工程上常利用它降低粘性土中的含水量或降低地下水位来提高地基承载力或边坡的稳定性	适用于饱和软粘土地基

（续）

名称	方 法	地基处理的原理	适宜的土类
置换法	振冲置换法	碎石桩法是利用一种单向或双向振动的冲头，边喷高压水流边下沉成孔，然后边填入碎石边振实，形成碎石桩，桩体和原来的粘性土构成复合地基，以提高地基承载力和减小沉降	适用于处理砂土、粉土、粉质粘土、素填土和杂填土等地基
	石灰桩法	在软弱地基中用机械成孔，填入作为固化剂的生石灰并压实形成桩体，利用生石灰的吸水、膨胀、放热作用以及土与石灰的物理化学作用，改善桩体周围土体的物理力学性质，同时桩与土形成复合地基，达到地基加固的目的	处理饱和粘性土、淤泥、淤泥质土、素填土和杂填土等地基
	强夯置换法	对厚度小于6m的软弱土层，边夯边填碎石，形成深度3～6m，直径为2m左右的碎石柱体，与周围土体形成复合地基	高饱和度的粉土与软塑～流塑的粘性土等地基
	水泥粉煤灰碎石桩（CFG桩）、低标号素混凝土桩（LCG桩）	是在碎石桩基础上加进一些石屑、粉煤灰和少量水泥，加水拌和，用振动沉管打桩机或其他成桩机具制成的一种具有一定粘结强度的桩。桩和桩间土通过褥垫层形成复合地基 当无粉煤灰时可用低标号水泥代替	适用于处理粘性土、粉土、砂土和已自重固结的素填土等地基
加筋法	土工聚合物	利用土工聚合物的高强度、韧性等力学性能，扩散土中应力，增大土体的抗拉强度，改善土体或构成加筋土以及各种复合土工结构	适用于砂土、粘性土和软土，或用做反滤、排水和隔离作用
	加筋土	把抗拉能力很强的拉筋埋置在土层中，通过土颗粒和拉筋之间的摩擦力形成一个整体，用以提高土体的稳定性	适用于人工填土的路堤和挡墙结构
	土层锚杆	土层锚杆是依赖于土层与锚固体之间的粘结强度来提供承载力的，它使用在一切需要将拉应力传递到稳定土体中去的工程结构，如边坡稳定、基坑围护结构的支护、地下结构抗浮、高耸结构抗倾覆等	适用于一切需要将拉应力传递到稳定土体中的工程
	土钉	土钉技术是在土体内放置一定长度和分布密度的土钉体，与土共同作用，用以弥补土体自身强度的不足，不仅提高了土体整体刚度，又弥补了土体的抗拉和抗剪强度的弱点，显著提高了整体稳定性	适用于开挖支护和天然边坡的加固

（续）

名称	方　法	地基处理的原理	适宜的土类
加筋法	树根桩法	在地基中沿不同方向，设置直径为75～250mm的细桩，可以是竖直桩，也可以是斜桩，形成如树根状的群桩，以支撑结构物，可用以挡土，稳定边坡	适用于淤泥、淤泥质土、粘性土、粉土、砂土、碎石土、黄土和人工填土等地基
胶结法	注浆法	其原理是用压力泵把水泥或其他化学浆液注入土体，以达到提高地基承载力、减小沉降、防渗、堵漏等目的	适用于处理砂土、粉土、粘性土和人工填土等地基
	高压喷射注浆法	将带有特殊喷嘴的注浆管，通过钻孔置入要处理土层的预定深度，然后将水泥浆液以高压冲切土体，在喷射浆液的同时，以一定的速度旋转、提升，形成水泥土圆柱体；若喷嘴提升而不旋转，则形成墙状固结体，可以提高地基承载力，减少沉降，防止砂土液化、管涌和基坑隆起	适用于处理淤泥、淤泥质土、流塑软塑或可塑粘性土、粉土、砂土、黄土、素填土和碎石土等地基
	水泥土搅拌法	利用水泥、石灰或其他材料作为固化剂的主剂，通过特别的深层搅拌机械，在地基深处就地将软土和固化剂（水泥或石灰的浆液或粉体）强制搅拌，形成坚硬的拌和柱体，与原地层共同形成复合地基	适用于处理正常固结的淤泥与淤泥质土、粉土、饱和黄土、素填土、粘性土以及无流动地下水的饱和松散砂土等地基
其他	柱锤冲扩法	柱锤冲扩法宜用直径50～120cm、长度150～300cm，质量8～20t的柱状锤进行，孔内可分多次填入碎砖和碎石或生石灰，边冲击边将填料挤入孔壁及孔底，冲击复打成孔，成为加固后的复合地基	适用于处理杂填土、粉土、素填土和黄土、块石填土等地基
	锚杆静压桩	是结合锚杆和静压桩技术而发展起来的，它是利用建筑物的自重作为反力架的支承，用千斤顶把小直径的预制桩逐段压入地基，在将桩顶和基础紧固成一体后卸荷，以达到减少建筑物沉降的目的	适用于加固处理淤泥质土、粘性土、人工填土和松散粉土
	沉降控制复合桩基	是指桩与承台共同承担外荷载，按沉降要求确定用桩数量的低承台摩擦桩基。目前上海地区沉降控制复合桩基中的桩，宜采用桩身截面边长250mm，长细比在80左右的预制混凝土小桩，同时工程中实际应用的平均桩距一般为5～6倍桩径	适用于较深厚较弱地基土，以沉降控制为主八层以下多层建筑

四、对今后地基处理发展的几点意见

随着基本建设规模的发展，人们将愈来愈多地遇到不良地基的处理问题。笔者认为在今后地基处理发展中应重视下述几个方面的问题：

（1）地基处理的设计和施工应符合技术先进、确保质量、安全适用和经济合理的要求。各种地基处理方法都有一定的适用范围，在选用时一定要特别重视。提倡用多因素法优选地基处理方案。根据前些年发展情况看，因地制宜特别重要。对大、中型工程，要强调通过现场试验提供设计参数，检验处理效果。

（2）注意发展能消纳工业废料的地基处理技术，把地基处理和工业废料的消纳结合起来。在地基处理中注意环境保护，向因地制宜、充分利用废料、减小环境污染的方向发展。

（3）注意研究基本建设中遇到的新的地基处理问题。例如：城市改建中的地基处理问题，工业区粉煤灰地基的利用问题，城市垃圾处理问题等。

（4）重视复合地基理论的研究。与均质地基的桩基承载力和变形计算理论相比，复合地基计算理论还很不成熟，正在发展之中。为了满足工程实践的要求，应重视复合地基一般理论的研究，开展复合材料以及各类复合土体基本性状的研究。

（5）在发展地基处理技术理论的同时，还应重视研制先进的地基处理机械设备，开发多功能的地基加固机械。因地制宜，广泛发展适用于各地、各种条件下地基处理施工技术，避免片面性。

（6）进一步重视地基处理过程中的监测工作，进行质量控制，保证地基处理施工质量。努力研究开发新的可靠的检测地基处理效果的方法。

（7）在地基处理的研究工作中应重视科研、高校、设计和施工单位的协作，共同努力，不断提高地基处理水平。

（8）既要重视普及工作，又要重视在普及基础上提高。今后应结合执行《建筑地基处理技术规范》(JGJ79—2002)进一步做好普及教育工作。提高从事地基处理工作队伍的整体素质，特别是乡镇企业施工

队伍。提高不仅包括人们对现有地基处理技术的认识，还包括现有各种地基处理技术的发展，包括机具、施工工艺的提高，还包括新的地基处理技术的发展。

五、地基处理的基本原则

地基处理的核心是处理方法的正确选择与实施。而对某一具体工程来讲，在选择处理方法时需要综合考虑各种影响因素，如建筑物的体型、刚度、结构受力体系、建筑材料和使用要求，荷载大小、分布和种类，基础类型、布置和埋深，基底压力、天然地基承载力、稳定安全系数、变形容许值；地基土的类别、加固深度、上部结构要求、周围环境条件、材料来源、施工工期、施工队队伍技术素质与施工技术条件、设备状况和经济指标等。对地基条件复杂、需要应用多种处理方法的重大项目，还要详细调查施工区内地形及地质成因、地基成层状况、软弱土层厚度、不均匀性和分布范围、持力层位置及状况、地下水情况及地基土的物理和力学性质；施工中需考虑对场地及邻近建筑物可能产生的影响、占地大小、工期及用料等。只有综合分析上述因素，坚持技术先进、经济合理、安全适用、确保质量的原则拟定处理方案，才能获得最佳的处理效果。

地基处理方案的确定可按下列步骤进行：

(1) 搜集详细的工程地质、水文地质及地基基础的设计资料。

(2) 根据结构类型、荷载大小及使用要求，结合地形地貌、地层结构、土质条件、地下水特征、周围环境和相邻建筑物等因素，初步选定几种可供考虑的地基处理方案。另外，在选择地基处理方案时，应同时考虑上部结构、基础和地基的共同作用；也可选用加强结构措施(如设置圈梁和沉降缝等)和处理地基相结合的方案。

(3) 对初步选定的各种地基处理方案，分别从处理效果、材料来源及消耗、机具条件、施工进度、环境影响等方面进行认真的技术经济分析和对比，根据安全可靠、施工方便、经济合理等原则，从而因地制宜地选择最佳的处理方法。值得注意的是，每一种处理方法都有一定的适用范围、局限性和优缺点。没有一种处理方法是万能的。必要时也可选择两种或多种地基处理方法组成的综合方案。

(4) 对已选定的地基处理方法，应按建筑物重要性和场地复杂程度，可在有代表性的场地进行相应的现场试验和试验性施工，并进行必要的测试以验算设计参数和检验处理效果。如达不到设计要求时，应查找原因，采取措施或修改设计以达到满足设计的要求为目的。

(5) 地基土层的变化是复杂多变的，因此，确定地基处理方案，一定要有经验的工程技术人员参加，对重大工程的设计一定要请专家们参加。当前有一些重大的工程中由于设计部门的缺乏经验和过分保守，往往使很多方案确定得不合理，浪费也是很严重的，必须引起有关领导十分重视。

第二章　复合地基的性状

复合地基是由两种刚度(模量)不同的材料(即桩体和桩间土)组成，两者共同分担上部荷载，并协调变形。碎石桩、灰土桩、砂桩、水泥粉煤灰碎石桩(CFG 桩)及低标号素混凝土桩(LCG 桩)等都属于复合地基范畴。复合地基虽然与桩基一样都是以桩的形式处理地基，但其与基础之间是通过褥垫层过渡的，仍属于复合地基处理技术。

复合地基(Composite subgrade, Composite foundation)**即部分土体被增强或置换形成增强体，由增强体和周围地基土共同承担荷载的地基**下面就复合地基的性状参考有关文献作理论上的初探。

一、纵向增强体复合地基承载力计算模式

纵向增强体复合地基承载力计算通常有二种思路：一种是先分别确定桩体的承载力和桩间土承载力，根据一定的原则叠加这二部分承载力得到复合地基的承载力；另一种是把桩体和桩间土组成的复合土体作为整体来考虑，如通过复合地基滑弧稳定分析法确定复合地基极限承载力。前一种承载力计算公式又可分为二类：面积比公式和应力比公式；后一种稳定分析法，土体强度指标的选用分桩体强度指标与桩间土强度指标，和统一选用复合土体复合指标两种。下面分别加以介绍：

1. 面积比公式

复合地基的极限承载力 p_{cf}可用下式表示：

$$p_{cf} = k_1 \lambda_1 m p_{pf} + k_2 \lambda_2 (1 - m) p_{sf} \tag{2-1}$$

式中　p_{pf}——桩体极限承载力(kPa)；

p_{sf}——天然地基极限承载力(kPa)；

k_1——反映复合地基中桩体实际极限承载力的修正系数，一般大于 1.0；

k_2——反映复合地基中桩间土实际极限承载力的修正系数，

其值视具体工程情况，可能大于1.0，也可能小于1.0；

λ_1——复合地基破坏时，桩体发挥其极限强度的比例，可称为桩体极限强度发挥度。若桩体先达到极限强度，引起复合地基破坏，则 $\lambda_1 = 1.0$。若桩间土比桩体先达到极限强度，则 $\lambda_1 < 1.0$；

λ_2——复合地基破坏时，桩间土发挥其极限强度的比例，可称为桩间土极限强度发挥度。一般情况下，复合地基中往往桩体先达到极限强度，λ_2 通常在0.4～1.0之间；

m——复合地基置换率，$m = A_p/A$，其中 A_p 为桩体面积，A 为对应的加固面积。

复合地基中的桩体实际极限承载力一般比单桩荷载试验得到的数值要大。其原因主要是作用在桩间土上的荷载和作用在邻桩上的荷载两者对桩间土的作用造成了桩间土对桩体的侧压力增加，从而使桩体极限承载力提高。对散体材料桩，其影响效果更大。式(2-1)中系数 k_2 的影响因素很多，如：桩的设置过程中对桩间土结构的扰动；成桩过程中对桩间土的挤密作用；桩体对桩间土的侧限作用；某些桩体材料，如生石灰、水泥粉与桩间土的物理-化学作用，还有桩间土在荷载作用下固结引起土的抗剪强度的提高等。上述影响因素中除对土结构扰动为不利因素外，其他均能不同程度地提高桩间土的极限承载力。

若能有效地确定复合地基中桩体和桩间土的实际极限承载力，而且破坏模式是桩体先破坏引起复合地基全面破坏，则承载力计算式(2-1)可改写为

$$p_{cf} = mp_{pf} + \lambda\ (1 - m)\, p_{si} \tag{2-2}$$

式中 p_{pf}——桩体极限承载力(kPa)；

p_{si}——桩间土极限承载力(kPa)；

m——复合地基置换率；

λ——桩体破坏时，桩间土极限强度发挥度。

复合地基的容许承载力 p_{cc} 计算式为

$$p_{cc} = \frac{p_{cf}}{K} \tag{2-3}$$

式中 K——安全系数。

2. 应力比公式

若能测定复合地基中在荷载作用下桩土应力比 n 值，复合地基的极限承载力 p_{cf}的表达式如下式所示：

$$p_{cf} = k_2 p_{sf}[1 + m(n-1)] \tag{2-4a}$$

$$p_{cf} = k_1 \frac{p_{pf}}{n}[1 + m(n-1)] \tag{2-4b}$$

式中 p_{sf}——天然地土基极限承载力(kPa)；

p_{pf}——桩体极限承载力(kPa)；

m——复合地基置换率；

n——桩土应力比，$n = \sigma_p/\sigma_s$，其中 σ_p为桩顶荷载，σ_s为作用在桩间土面上的平均荷载；

k_1——反映复合地基中桩体实际极限承载力的修正系数；

k_2——反映桩间土实际极限承载力的修正系数。

若复合地基破坏模式是桩间土先发生破坏，此时桩土应力比为 n，土中竖向应力 $\sigma_s = p_{sf}$，桩体中竖向应力 $\sigma_p = n\sigma_s = np_{sf} < p_{pf}$，复合地基极限承载力采用式(2-4a)计算。若复合地基破坏模式是桩体首先发生破坏，此时，$\sigma_p = p_{pf}$，$\sigma_s = \sigma_p/n = p_{pf}/n < p_{sf}$，复合地基极限承载力采用式(2-4b)计算。桩体和桩间土同时发生破坏是极其偶然的，此时，$n = \sigma_p/\sigma_s = p_{pf}/p_{sf}$，复合地基极限承载力采用式(2-4a)或式(2-4b)两者计算均可。在实际工程中，大多数情况破坏模式为桩体首先发生破坏。因此，用式(2-4b)计算复合地基极限承载力在实际工程中应用较多。确定极限承载力后，可利用式(2-3)计算复合地基容许承载力。

3. 稳定分析法

复合地基的极限承载力也可采用稳定分析法计算，稳定分析方法很多，通常采用圆弧分析法计算，圆弧分析法计算原理如图 2-1 所示。在圆弧分析法中，假设地基土的滑动面呈圆弧形，在圆弧滑动面上，总剪切力记为 T，总剪力记为 S，则沿该圆弧滑动面发生滑动破

坏的安全系数 K 为

$$K = \frac{S}{T} \tag{2-5}$$

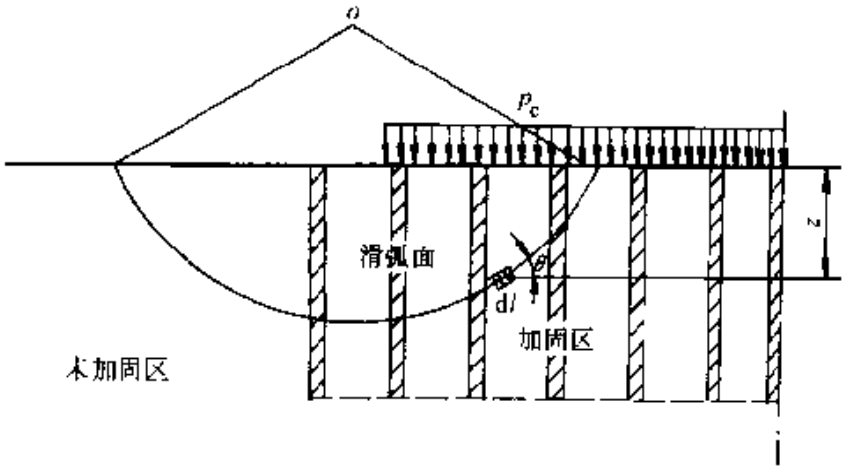


图 2-1　圆弧分析法

取不同的圆弧滑动面，可得到不同的安全系数值，通过试算可以找到最危险的圆弧滑动面，确定最小的安全系数值。通过圆弧分析法即可根据要求的安全系数计算地基承载力，也可按确定的荷载计算地基在该荷载作用下的安全系数。

在圆弧分析法计算中，假设的圆弧滑动面往往经过未加固区，地基土的强度应分区计算。加固土和未加固土采用不同的强度指标　未加固区采用天然地基土体强度指标。加固区土体强度指标可采用复合土体综合指标，也可分别采用桩体和桩间土的强度指标计算。

复合土体的剪切抗力 τ_c 表达式可用下式表示：

$$\begin{aligned}\tau_c &= (1-m)\tau_s + m\tau_p \\ &= (1-m)[c + (\mu_s p_c + \gamma_s z)\cos^2\theta\tan\varphi_s] \\ &\quad + m(\mu_p p_c + \gamma_p z)\cos^2\theta\tan\varphi_p\end{aligned} \tag{2-6}$$

式中　τ_s——桩间土剪切抗力；

τ_p——桩体剪切抗力；

m——复合地基置换率；

c——桩间土内聚力；

p_c——复合地基上作用荷载；

μ_s——应力降低系数，$\mu_s = \frac{1}{1+(n-1)m}$；

μ_p——应力集中系数，$\mu_p = \frac{n}{1+(n-1)m}$；

γ_s，γ_p——分别为桩间土体和桩体的重度；

φ_s，φ_p——分别为桩间土体和桩体的内摩擦角；

θ——滑弧在地基某深度处剪切面与水平面的夹角，如图 2-1 中所示。

复合地基体综合强度指标可采用面积比法计算。复合土体内聚 c_c 和内摩擦角 φ_c 表达式可用下式表示：

$$c_c = c_s(1-m) + mc_p \tag{2-7}$$

式中 c_s——桩间土的内聚力；

c_p——桩体的内聚力。

$$\tan\varphi_c = \tan\varphi_s(1-m) + \tan\varphi_p \cdot m \tag{2-8}$$

式中 φ_s——桩间土的内摩擦角；

φ_p——桩体的内摩擦角。

二、刚性桩极限承载力计算公式

$$p_{pf} = \frac{1}{A_p}[\sum fS_a L_i + R] \tag{2-9}$$

式中 f——桩周土摩擦力极限值；

S_a——桩身周边长度；

A_p——桩身横断面积；

R——桩端土极限承载力；

L_i——按土层划分的各段桩长。

按上式计算承载力外，尚需对桩身进行强度验算。

三、柔性桩极限承载力计算

桩体相对刚度较小的桩称为柔性桩。柔性桩的荷载传递规律尚不清楚，其承载力计算理论尚不成熟，正处于发展之中。目前工程常采用简化的实用计算方法。对水泥土桩等柔性桩根据下述两种情况计算

确定桩的承载力：①根据桩身材料强度计算承载力；②根据侧摩阻力和桩端端阻力计算承载力。二者中取较小值为桩的承载力。

根据桩身材料强度计算单桩极限承载力

$$p_{pf} = q \tag{2-10}$$

式中 q——桩体极限抗压强度。

根据桩侧摩阻力和桩端端阻力计算单桩极限承载力

$$p_{pf} = \frac{1}{A_p}[\sum f S_a L_i + R] \tag{2-11}$$

式中符号说明同式(2-9)。

四、散体材料桩极限承载力计算

与柔性桩、刚性桩不同，散体材料桩是依靠周围土体的侧限阻力保持其形状并承受荷载的。散体材料的承载能力除与桩身材料的性质及紧密程度有关外，主要取决于桩周土体的侧限能力。在荷载作用下，散体材料桩的存在将使桩周土体从原来主要是垂直向受力的状态改变为主要是水平向受力的状态。桩周土可能发挥的对桩体的侧限能力对散体材料桩复合地基的承载能力起关键作用。各国学者结合具体工程已提出了许多承载力计算方法，特别是对碎石桩极限承载力的研究。除了经验的计算图表和通过载荷试验确定单桩承载力外，按照桩周土对桩体的侧限力的计算方法可以分为二大类：

(1) 侧向极限应力法 散体材料桩在荷载作用下，桩体发生鼓胀，桩周进入塑性状态，通过计算桩间土侧向极限应力计算单桩极限承载力的方法。其一般表达式可用下式表示：

$$p_{pf} = \sigma_{ru} K_p = (\sigma_{z0} + \alpha C_u) K_p = \alpha' C_u K_p \tag{2-12}$$

式中 σ_{ru}——侧向极限应力，目前已有几种不同计算方法，其一般表达式如式中所示；

σ_{z0}——深度 z 处的初始总侧向应力；

C_u——桩周土不排水抗剪强度；

α——系数，与计算方法有关；对碎石桩，据 Ranjan (1989) 统计，其值一般为 3～5；

α'——另一个系数，与计算方法有关；

K_p——桩体材料的被动土压力系数。

(2) 被动土压力法 在该类方法中，通过计算桩周土中的被动土压力计算桩周土对散体材料桩的侧限力。桩体承载力表达式为

$$p_{pt} = [(\gamma z + q) K_{ps} + 2 C_u \sqrt{K_{ps}}] K_p \tag{2-13}$$

式中 γ——土的重度；

z——桩的鼓胀深度；

q——桩间土荷载；

C_u——土的不排水抗剪强度；

K_{ps}——桩间土的被动土压力系数；

K_p——桩体材料被动土压力系数。

关于碎石桩的承载力计算方法各国学者已进行了一系列研究，其成果同样可适用于一般散体材料桩情况。现择其主要方法介绍。

1. Brauns (1978)计算式

Brauns (1978)计算式是为计算碎石桩承载力提出的，其原理及计算式也适用于一般散体材料桩情况。Brauns 认为，在荷载作用下，桩体产生鼓胀变形。桩体的鼓胀变形使桩周土进入被动极限平衡状态，桩周土极限平衡区如图 2-2 所示。在计算中，Brauns 作了下述几条假设：①桩周土极限平衡区位于桩顶附近，滑动面成漏斗形，桩体鼓胀破坏段长度等于 $2r_0\tan\delta_p$，其中 r_0 为桩体半径，$\delta_p = 45° + \varphi_p/2$，$\varphi_p$ 为松散材料桩桩体材料的内摩擦角；②桩周土与桩体间摩阻力 $\tau_M = 0$，极限平衡土体中环向应力 $\sigma_\theta = 0$；③不计地基土和桩体的自重。在上述假设的基础上，作用在图 2-2a 中阴影部分土体上力的多边形如图 2-2b 所示。图中 f_M、f_h 和 f_a 分别表示阴影部分所示的平衡土体的桩周界面、滑动面和地表面的面积。根据力平衡，可得极限荷载作用下，桩周土上极限应力为

$$\sigma_{ru} = \left(\sigma_s + \frac{2C_u}{\sin 2\delta}\right)\left(\frac{\tan\delta_p}{\tan\delta} + 1\right) \tag{2-14}$$

式中 C_u——桩间土不排水抗剪强度；

δ——滑动面与水平夹角；

σ_s——桩周土表面荷载，如图 2-2 所示；

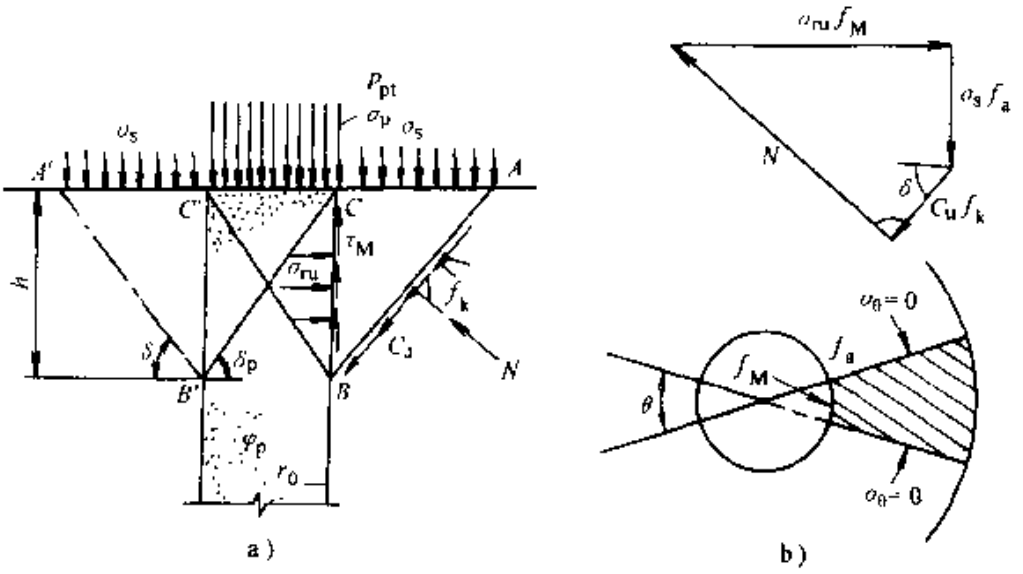


图 2-2 Brauns (1978)计算图式

δ_p——桩体材料内摩擦角。

根据桩体极限平衡可得桩体极限承载力为

$$p_{pf} = \sigma_{ru}\tan^2\delta_p = \left(\sigma_s + \frac{2C_u}{\sin 2\delta}\right)\left(\frac{\tan\delta_p}{\tan\delta} + 1\right)\tan^2\delta_p \tag{2-15}$$

滑动面与水平面的夹角 δ 可按下式用试算法求出：

$$\frac{\delta_s}{2C_u}\tan\delta_p = -\frac{\tan\delta}{\tan 2\delta} - \frac{\tan\delta_p}{\tan 2\delta} - \frac{\tan\delta_p}{\sin 2\delta} \tag{2-16}$$

当 $\delta_s = 0$ 时，式(2-15)可改写为

$$p_{pf} = \frac{2C_u}{\sin 2\delta}\left(\frac{\tan\delta_p}{\tan\delta} + 1\right)\tan^2\delta_p \tag{2-17}$$

夹角 δ 可按下式用试算法求得

$$\tan\delta_p = \frac{1}{2}\tan\delta\ (\tan^2\delta_p - 1) \tag{2-18}$$

设桩体材料内摩擦角 $\varphi_p = 38°$(碎石内摩擦角常取为 38°)则 $\delta_p = 64°$，由式(2-18)可试算求得 $\delta = 61°$，代入式(2-17)，可得

$$p_{pf} = 20.8C_u \tag{2-19}$$

这就是计算碎石桩极限承载力的 Brauns 理论简化计算式。

2. 圆筒形孔扩张理论计算式

在荷载作用下，散体材料桩桩体发生鼓胀变形，对桩周土产生挤

压作用。该法将桩周土体的受力过程视为圆筒形孔扩张课题，采用Vesic圆孔扩张理论求解。图2-3为圆孔扩张理论计算模式，土体在圆孔扩张力作用下，圆孔周围土体从弹性变形状态逐步进入塑性变形状态。随着荷载增大，塑性区不断发展。极限状态时，塑性区半径为r_{pu}，圆孔半径由r_0扩大到r_u，圆孔扩张压力为p_u。此时，散体材料桩的极限承载力为

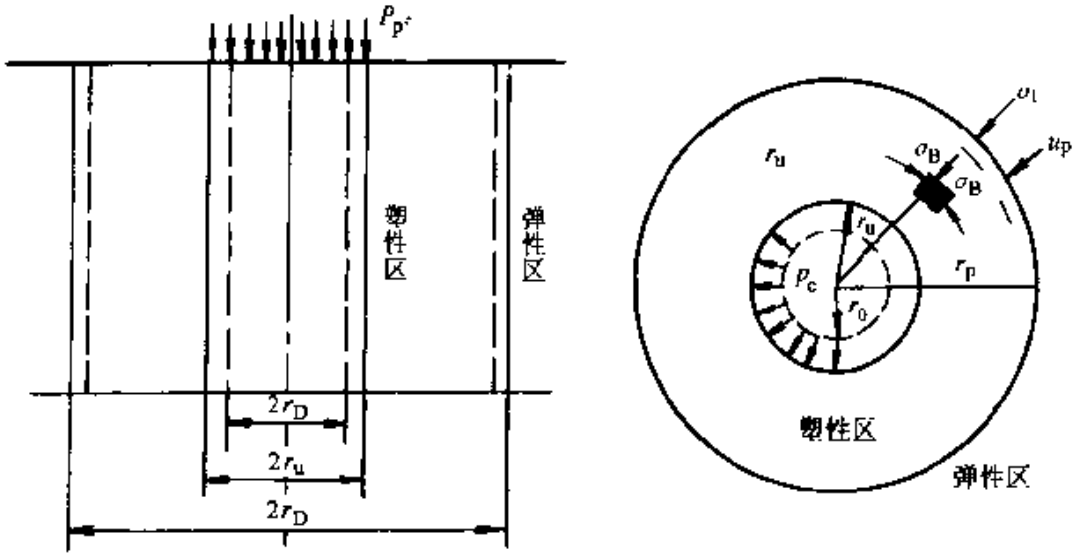


图2-3　圆孔扩张理论计算模式

$$p_{pf} = p_u \tan^2\left(45° + \frac{\varphi_p}{2}\right) \tag{2-20}$$

$$P_u = C_u(\ln I_r + 1) \tag{2-21}$$

式中　C_u——桩周土不排水抗剪强度；

I_r——刚度指标，$I_r = G/C_u$；

G——桩周土剪切模量；

φ_p——碎石的内摩擦角。

3. Wong，H.Y.(1975)计算式

Wong(1975)采用计算挡土墙上被动土压力的方法计算作用在桩体上的侧限压力，则桩的承载力计算式为

$$p_{pf} = (K_{ps}\sigma_{so} + 2C_u\sqrt{K_{ps}})\tan^2\left(45° + \frac{\varphi_p}{2}\right) \tag{2-22}$$

式中　σ_{so}——桩间土上竖向荷载；

φ_p——桩体材料内摩擦角；

K_{ps}——桩间土的被动土压力系数；

C_u——桩间土不排水抗剪强度。

4. Hughes-Witgers (1974)计算式

Hughes-Witgers (1974)用极限平衡理论分析，建议按下式计算单桩的极限承载力 p_{pf}

$$p_{pf} = (p_o^1 + u_o + 4C_u)\tan^2\left(45° + \frac{\varphi_p}{2}\right) \tag{2-23}$$

式中　p_o^1、u_o——分别为初始径向有效应力和超孔隙水压力，从原型观测资料分析认为 $p_o^1 + u_o = 2C_u$，故式(2-23)可改写为

$$p_{pf} = 6C_u\tan^2\left(45° + \frac{\varphi_p}{2}\right) \tag{2-24}$$

式中　C_u——桩间土不排水抗剪强度；

φ_p——桩体材料内摩擦角。

对碎石桩，一般取 $\varphi_p = 38°$，则式(2-24)可进一步简化为

$$p_{pf} = 25.2C_u \tag{2-25}$$

Broms (1979)推荐上式计算碎石桩极限承载力。

五、桩间土极限承载力计算

根据天然地基载荷板试验结果，或根据其他室内外土工试验资料可以确定天然地基极限承载力。桩间土极限承载力与天然地基极限承载力密切相关，但两者并不完全相等。在地基中设置纵向增强体，使桩间土极限承载力不同于天然地基承载力。两者的差别随纵向增强体的性质、增强体设置方法不同而不同。有的情况下两者区别很小，或者虽有一定区别，但桩间土极限承载力比天然地基极限承载力大，而且又较难计算时，在工程实用上，常用天然地基极限承载力值作为桩间土极限承载力。

使桩间土极限承载力有别于天然地基极限承载力的主要影响因素有下列几个方面：在桩的设置过程中对桩间土的挤密作用，采用振动

挤密成桩法影响是明显的；在软粘土地基中，桩体设置过程中由于振动、挤压、扰动等原因，使桩间土中出现附加孔隙水压力，土体强度有所降低，但复合地基完成后，一方面随着时间原地基土的结构逐渐恢复，另一方面孔隙水压力消散，桩间土中有效应力增大，抗剪强度提高，这两部分作用使桩间土承载力大于天然地基承载力；桩体材料性质有时影响也很大，例如石灰桩的设置，由于石灰的吸水、放热，以及石灰与周围土体的离子交换等物理化学作用，使桩间土承载力比原天然地基承载力有较大的提高，又如碎石桩和砂桩等具有良好透水性的桩体的设置，有利于桩间土排水固结，抗剪强度提高，使桩间土承载力得到提高。以上影响因素大多是使桩间土极限承载力高于天然地基极限承载力。

通常桩间土极限承载力取相应的天然地基极限承载力值，有时要考虑桩体设置造成的影响。天然地基极限承载力除了直接通过载荷试验，以及根据土工试验资料，查阅有关规范确定外，常采用 Skepton 极限承载力公式进行计算。Skepton 极限承载力公式为

$$p_{uf} = C_u N_c \left(1 + 0.2\frac{B}{L}\right)\left(1 + 0.2\frac{D}{L}\right) + \gamma D \tag{2-26}$$

式中 D——基础埋深；

C_u——不排水抗剪强度；

N_c——承载力因素，当 $\varphi = 0$ 时，$N_c = 5.14$；

B——基础宽度；

L——基础长度。

桩体设置引起桩间土承载力的提高可以根据不同情况分别加以考虑，现分几种情况加以介绍。

先介绍考虑桩间土排水固结抗剪强度增长，桩间土极限承载力的计算方法：

设在成桩或加荷过程中，桩间土中超孔隙水压力等于 Δu。随着超孔隙水压力向散体材料桩逐渐消散，土体固结，土体强度增长。抗剪强增长可用下式表示：

$$\Delta C_u = K \Delta C_u U_t \tag{2-27}$$

式中 ΔC_u——抗剪强度增量；

K——系数，$K=\dfrac{\sin\varphi_s\cdot\cos\varphi_s}{1+\sin\varphi_s}$；

φ_s——土体内摩擦角；

U_t——平均固结度。

则桩间土抗剪强度为

$$C_u = C_{uo} + \Delta C_u \tag{2-28}$$

式中　C_{uo}——原天然地基土体不排水抗剪强度。

将由式(2-28)计算所得的 C_u 值代入式(2-26)，则可得到考虑固结引起强度增长的桩间土极限承载力值。

对于石灰桩复合地基桩间土的极限承载力可通过计算石灰桩的设置引起的桩间土脱水、孔隙比减小来估计。桩间的脱水量可通过下式计算：

$$\Delta w = \frac{1+w_o/100\times m}{\gamma_f}\left[h\gamma_c+\left(\frac{n'_p}{100}\right)\left(1+\frac{\varepsilon_o}{100}\right)\left(\frac{S'_r}{100}\gamma_w\right)\right]\times 100 \tag{2-29}$$

式中　$\Delta w = w_0 - w'$；

w_0——天然地基含水量(%)；

w'——加固后地基的平均含水量(%)；

γ_f——天然地基的重度(kN/m^3)；

m——石灰桩的置换率；

γ_w——孔隙水的重度，其值近似等于 10kN/m^3；

h——生石灰桩的化学吸水当量，一般取 0.28；

γ_c——生石灰桩的充填重度，一般为 13.0kN/m^3；

n'_p——消化后生石灰桩的孔隙率(%)，一般取 65%；

ε_o——生石灰桩的膨胀率(%)，一般取 80%；

S'_r——消化后生石灰桩的饱和度(%)，一般取 85%。

上式右边有二项，前项实际上表示生石灰水化反应所需要的水，后者则是水化后桩体孔隙继续吸水的部分。

当地基土为饱和时，孔隙比的降低量用下式计算：

$$\Delta e = G_s\times\Delta w/100 \tag{2-30}$$

式中 Δe——$e_0 - e'$；

e_0——天然地基土的孔隙比；

e'——加固后地基土的孔隙比；

G_s——土颗粒密度；

Δw——含水量降低值。

已知桩间土的平均含水量、孔隙比等物理指标查有关规范可得桩间土承载力。

桩体设置引起桩间土极限承载力提高也可通过原位测试来测定。当桩体设置完成后，可采用原位十字板试验或静力触探试验等原位测试手段来评价桩间土极限承载力的提高。

六、复合地基加固区下卧层承载力验算

当复合地基加固区下卧层为软弱土层时，在设计中尚需对下卧层承载力进行验算。要求作用在下卧层顶面处附加应力 p_0 和自重应力 σ_z 之和 p 不超过下卧层土的容许承载力 $[R]$，即

$$p = p_0 + \sigma_z \leqslant [R] \tag{2-31}$$

确定附加应力 p_0，可以用双层地基中附加应力分布理论或数值分析方法计算，但比较复杂，为了简化起见，实用上可以采用应力扩散角的概念来计算。

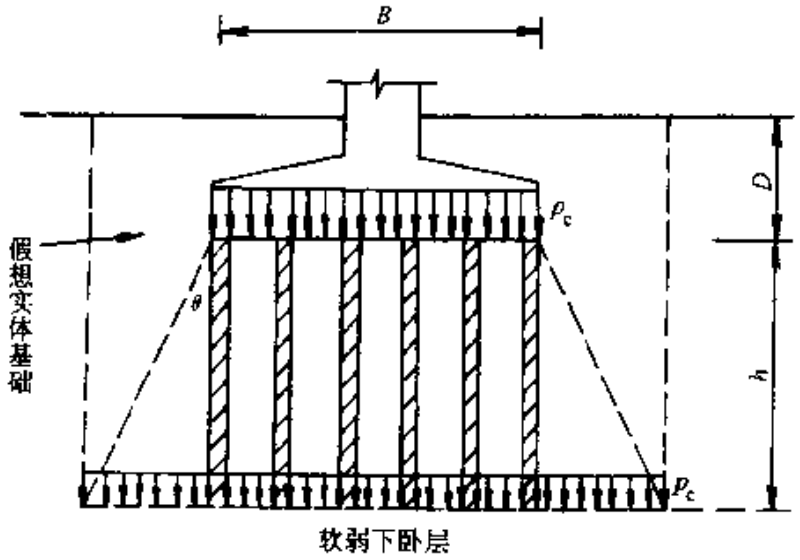


图 2-4 下卧层荷载计算模式

计算简图如图 2-4 所示。复合地基上荷载 p_c 按扩散角 θ 向外扩散，并均匀分布在扩散后的面积上。根据扩散前、扩散后总应力相等的条件，得

$$p_0 = \frac{p_c \cdot B \cdot L}{(B + 2h\tan\theta)(L + 2h\tan\theta)} \tag{2-32}$$

式中　B、L——分别为矩形基础底面宽度和长度；

h——加固区厚度；

θ——扩散角，与加固土和下卧层土性质有关。

对条形基础、仅考虑宽度方向扩散，则式(2-32)可改写为

$$p_c = \frac{Bp_c}{B + 2h\tan\theta} \tag{2-33}$$

作用在下卧层顶面处的总荷载 p 按下式计算：

$$p = p_0 + \gamma(h + D) \tag{2-34}$$

式中　D——基础埋深；

γ——下卧层底面以上复合地基和承台的平均重度，地下水位以下应取浮重度。

下卧层土的容许承载力[R]应视为假想实体基础土的容许承载力，选用时需经深度和宽度修正，可按《地基基础设计规范》(GB50007—2001)采用。

第三章　垂直荷载作用下水泥粉煤灰碎石桩复合地基的性状

水泥粉煤灰碎石桩、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。尽管有时水泥粉煤灰碎石桩体强度等级与桩基中桩的强度等级相同，但由于在水泥粉煤灰碎石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、土受力和水泥粉煤灰碎石桩复合地基中的桩、土受力有着明显的不同。

水泥粉煤灰碎石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。

水泥粉煤灰碎石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。

水泥粉煤灰碎石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》(JGJ79—2002)，该规范现已正式出版。

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，由于水泥粉煤灰碎石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

筑地基处理采用了水泥粉煤灰碎石桩加固技术，其中绝大多数为20～30层，31～35层的超高层建筑有15幢。由于水泥粉煤灰碎石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。

水泥粉煤灰碎石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20世纪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方面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。

一、水泥粉煤灰碎石桩一般规定

水泥粉煤灰碎石桩是由水泥、粉煤灰、碎石、石屑或砂加水拌和形成的高粘结强度桩(简称CFG桩)，桩、桩间土和褥垫层一起构成复合地基。

水泥粉煤灰碎石桩(CFG桩)法适用于处理粘性土、粉土、砂土和已自重固结的素填土等地基。对淤泥质土应按地区经验或通过现场试验确定其适用性。

水泥粉煤灰碎石桩应选择承载力相对较高的土层作为桩端持力层。

水泥粉煤灰碎石桩复合地基设计时应进行地基变形验算。

水泥粉煤灰碎石桩系高粘结强度桩，需在基础和桩顶之间设置一定厚度的褥垫层，保证桩、土共同承担荷载形成复合地基。

水泥粉煤灰碎石桩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。

水泥粉煤灰碎石桩复合地基具有承载力提高幅度大，地基变形小等特点，并具有较大的适用范围。就基础形式而言，既可适用于条基、独立基础，也可适用于箱基、筏基；既有工业厂房，也有民用建筑。就土性而言，适用于处理粘土、粉土、砂土和正常固结的素填土等地基。对淤泥质土应通过现场试验确定其适用性。

水泥粉煤灰碎石桩不仅用于承载力较低的土，对承载力较高(如承载力 f_{ak} = 200kPa)但变形不能满足要求的地基，也可采用水泥粉煤灰碎石桩以减少地基变形。

目前已积累的工程实例，用水泥粉煤灰碎石桩处理承载力较低的地基多用于多层住宅和工业厂房。比如南京浦镇车辆厂厂南生活区24幢6层住宅楼，原地基土承载力特征值为60kPa的淤泥质土，经处理后复合地基承载力特征值达240kPa，基础形式为条基，建筑物最终沉降多在4cm左右。

对一般粘性土、粉土或砂土，桩端具有好的持力层，经水泥粉煤灰碎石桩处理后可作为高层或超高层建筑地基，如北京华亭嘉园35层住宅楼，天然地基承载力特征值为 f_{ak} = 200kPa，采用水泥粉煤灰碎石桩处理后建筑物沉降3～4cm。对可液化地基，可采用碎石桩和水泥粉煤灰碎石桩多桩型复合地基，一般先施工碎石桩，然后在碎石桩中间打沉管水泥粉煤灰碎石桩，既可消除地基土的液化，又可获取很高的复合地基承载力。

水泥粉煤灰碎石桩具有较强的置换作用，其他参数相同，桩越长、桩的荷载分担比(桩承担的荷载占总荷载的百分比)越高。设计时须将桩端落在相对好的土层上，这样可以很好地发挥桩的端阻力，也可避免场地岩性变化大可能造成建筑物沉降的不均匀。

目前国内许多地区发生的建筑物倾斜、开裂等事故，由地基变形不均匀所致占了较大的比例。特别对于地基土岩性变化大，若只按承载力控制进行设计，将会出现变形过大或严重不均匀，影响建筑物正常使用。规范规定水泥粉煤灰碎石桩复合地基应进行地基变形验算，是与现行国家标准《建筑地基基础设计规范》(GB50007—2001)强调按变形控制的设计思想相一致的。

二、水泥粉煤灰碎石桩的作用机理

同其他复合地基形式一样，水泥粉煤灰碎石桩也有多种作用机理，诸如桩体作用、垫层作用、排水加速固结作用、振动挤密作用等等。

1. 桩体作用

与碎石桩一样，因为材料本身的强度与软土地层强度不同，在荷载作用下，水泥粉煤灰碎石桩的压缩性明显比桩间土小，因此基础传给复合地基的附加应力，随地层的变形逐渐集中到桩体上，出现了应力集中现象。大部分荷载将由桩体承受，桩间土应力相应减小，于是复合地基承载力较原有地基承载力有所提高，即图 3-1 中的 $\sigma > \sigma_s$，沉降量亦减小，随着桩体刚度增加，桩体作用发挥更加明显。这一点正是碎石桩与水泥粉煤灰碎石桩受力情况不同的根本点。因为碎石桩桩体材料是松散碎石，自身无粘结强度，依靠周围土体约束才能承受上部荷载。而水泥粉煤灰碎石桩桩身具有一定的粘结强度，在荷载作用下，不会出现压胀变形，桩承受的荷载通过桩周摩擦阻力和桩端阻力传至深层地基中，其复合地基承载力提高幅度也较碎石桩为大，如图 3-2 所示。

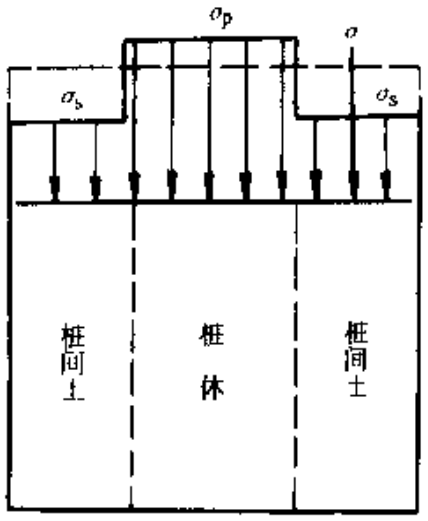


图 3-1　复合地基承载力示意图

图中 σ_p、σ、σ_s 分别为桩体承受、基础附加、桩间土承受的三种应力

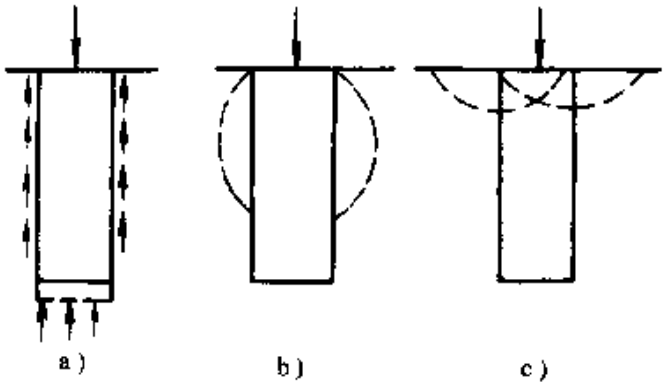


图 3-2　复合地基承载力提高幅度示意图

a）水泥粉煤灰碎石桩常发生的刺入破坏

b）、c）碎石桩常发生的压胀破坏和整体剪切破坏

有资料表明，碎石桩复合地基桩、土应力比一般为 $n = 2.2 \sim 4.1$、承载力提高幅度为 50% ~ 100%，而且其面积置换率 m 较大，

一般为0.2～0.4；而水泥粉煤灰碎石桩的 $n \geqslant 30$ 倍，复合地基承载力提高幅度最大达300%，且其面积置换率一般为10%～20%，正是在此意义上水泥粉煤灰碎石桩较碎石桩更有优越性和先进性，更有推广应用的价值。

2. 垫层作用

与其他复合地基一样，水泥粉煤灰碎石桩亦备有垫层。这里所说的垫层不是一般的桩基础下设的10～30cm厚混凝土垫层，而是由颗粒材料组成的散体垫层，如图3-3所示。

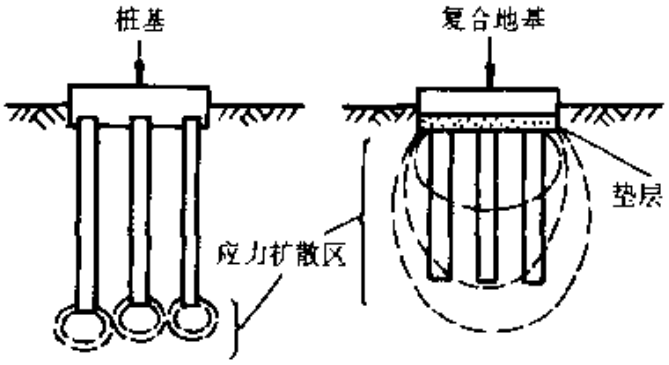


图3-3 复合地基垫层作用示意图

复合地基和桩基虽然都是以桩的形式处理地基，但桩基中基础与桩、桩间土直接接触，在给定荷载作用下，桩承受较多的荷载，随着时间延长，桩发生一定沉降，荷载向土体转移，土承载随时间增加逐渐增加，桩承载则逐渐减少。而复合地基因为桩和基础不是直接接触，其间有一层碎石褥垫层(一般厚度为30cm左右)，为桩向上刺入提供了条件，并通过垫层材料的流动补偿，使桩间土与基础始终保持接触，在桩、土共同作用下，地基土的强度得到一定程度的发挥，相应地减少了对桩的承载力的要求。

3. 排水加速固结作用

与一般碎石桩复合地基一样，采用沉管灌注施工水泥粉煤灰碎石桩，在施工和成桩后的一段时期内，都会在不同程度上降低地层中地下水的含量，最终达到改善地基土物理、力学性质的目的。

在饱和的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压力。在上层有相对隔水层时，施工完毕的最初水泥粉

煤灰碎石桩因其本身材料的性质决定了它将是一个良好的排水通道，如图 3-4 所示，孔隙水将沿着桩体向上排出，直到水泥粉煤灰碎石桩体硬结为止。这样的排水过程还包括水泥粉煤灰碎石桩体坍落度小，含水量很小的混凝土类材料水解吸水的过程。有资料证明，这一系列排水作用对减少孔压引起地面隆起(粘性土层)和沉陷(砂性土层)，对增加桩间土的密实度和提高复合地基承载力极为有利。

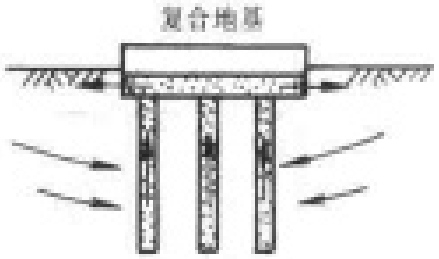


图 3-4　复合地基排水加速固结示意图

4. 振动挤密作用

水泥粉煤灰碎石桩采用振动沉管法施工时，由于振动和挤压作用使桩间土得到挤密，特别是在砂层中这一作用更为显著。砂土在强烈的高频振动下，产生液化并重新排列致密，而且在桩体粗骨料(碎石)填入后挤入土中，使砂土的相对密实度增加，孔隙率降低，干密度和内摩擦角增大，改善土的物理力学性能，抗液化能力也有所提高。

三、桩、土受力特性

1. 桩、土受力时程曲线

图 3-5 给出了由摩擦桩构成的桩基和水泥粉煤灰碎石桩复合地基的受力时程曲线。

对桩基(图 3-5a)，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。

对水泥粉煤灰碎石桩复合地基，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。

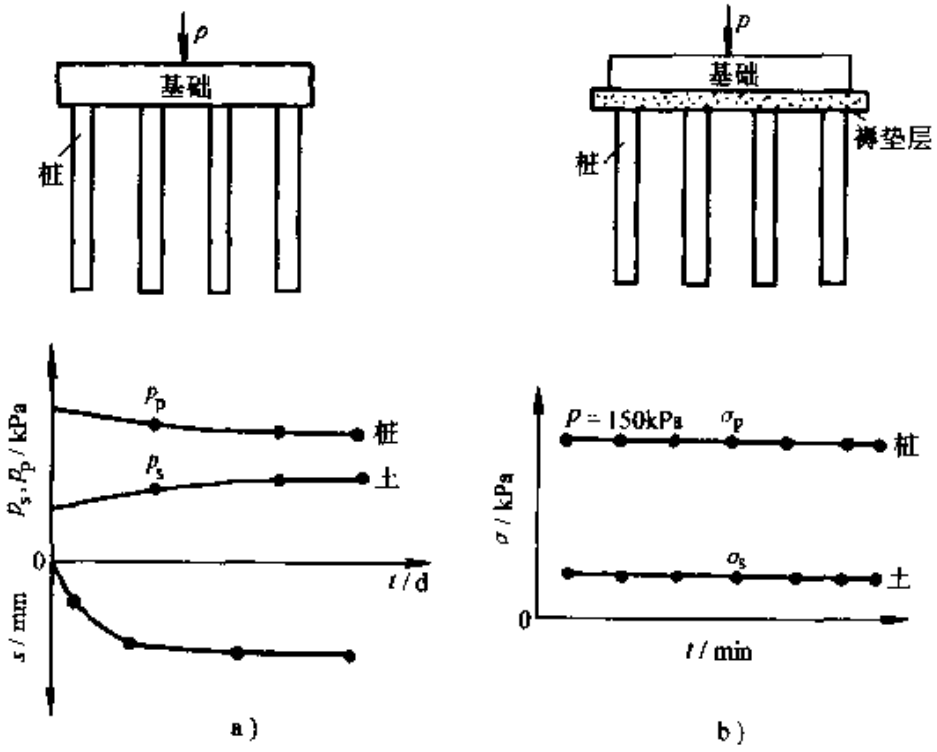


图 3-5 桩基和复合地基桩、土受力时程曲线示意图

a) 桩基 b) 水泥粉煤灰碎石桩复合地基

图 3-5b 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 3-6a 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 则逐渐减小。

水泥粉煤灰碎石桩复合地基(图 3-6b)与桩基正好相反，随着荷载的增加，桩承担的荷载的百分比 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 3-1 和图 3-7 给出了刚性基础下不同桩长水泥粉煤灰碎石桩复合地基桩、土荷载分担比随荷载水平的变化。

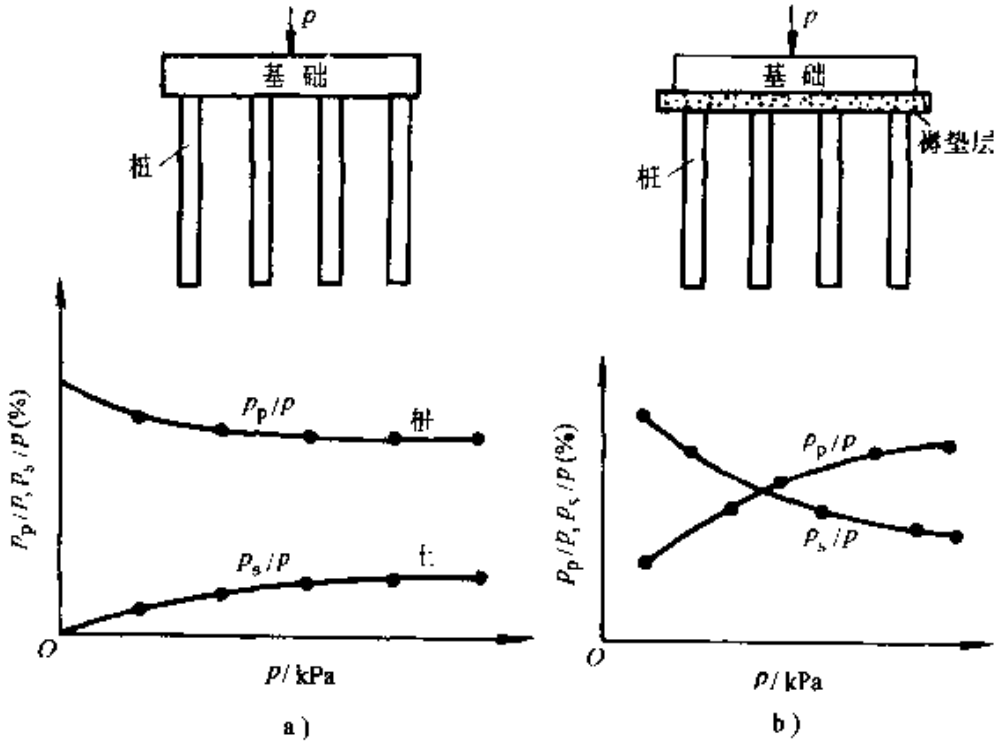


图 3-6　桩基、水泥粉煤灰碎石桩复合地基桩、土荷载分担示意图

a）桩基　b）水泥粉煤灰碎石桩复合地基

表 3-1　水泥粉煤灰碎石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

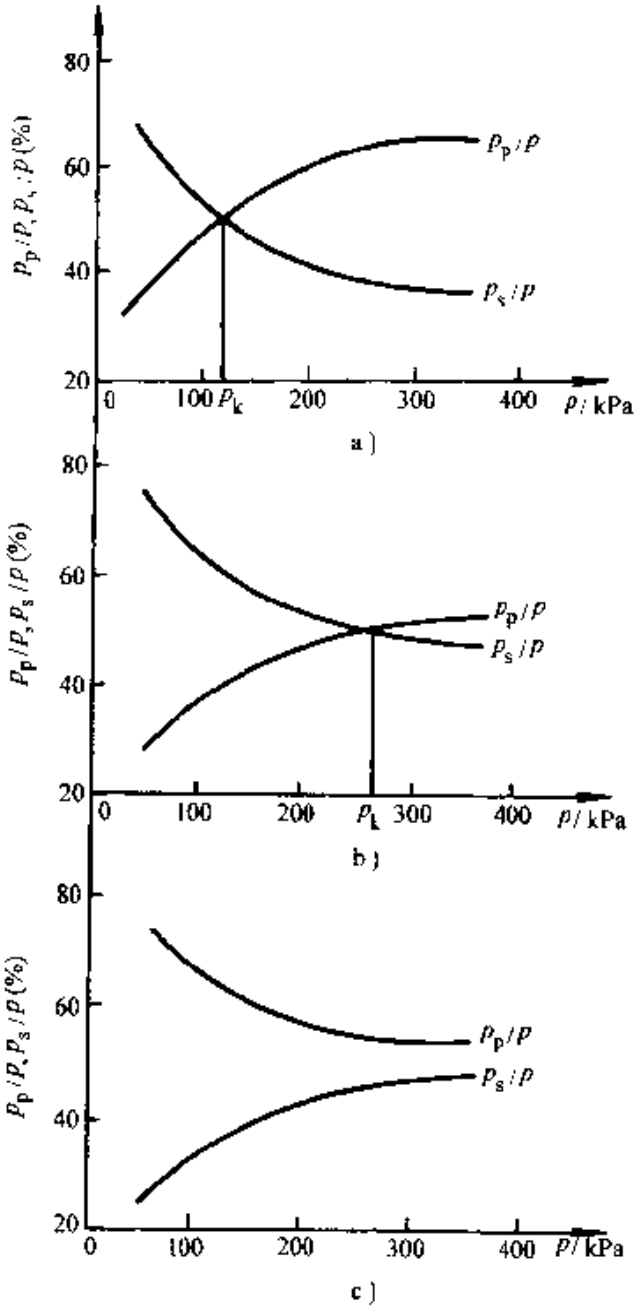


图 3-7 桩土荷载分担比随荷载的变化

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 = 16cm；

桩距 $s = 3.5d$

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 = 120kPa；桩长 1.2m 时桩承担的荷载值小于桩间土承担的荷载。

荷载一定，其他条件相同时，p_f/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_f/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 3-8)。一般是角桩受力最大，边中桩次之，中心桩最小。

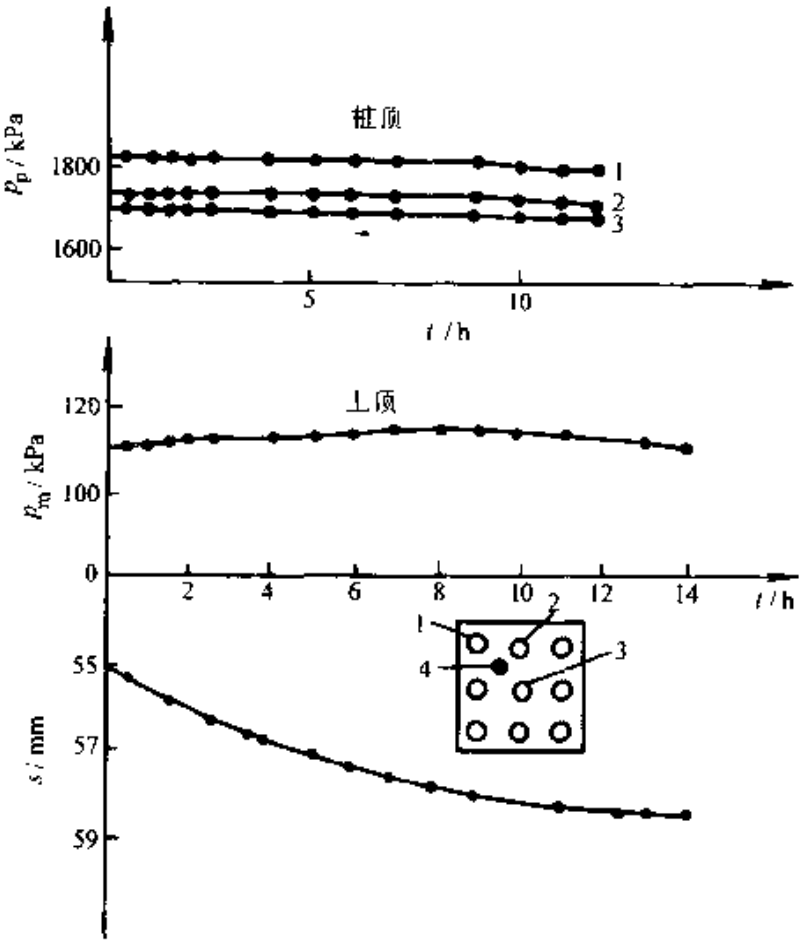


图 3-8　桩土受力时程曲线及不同桩位的受力比较

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。

水泥粉煤灰碎石桩复合地基则不同，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 3-9 所示。

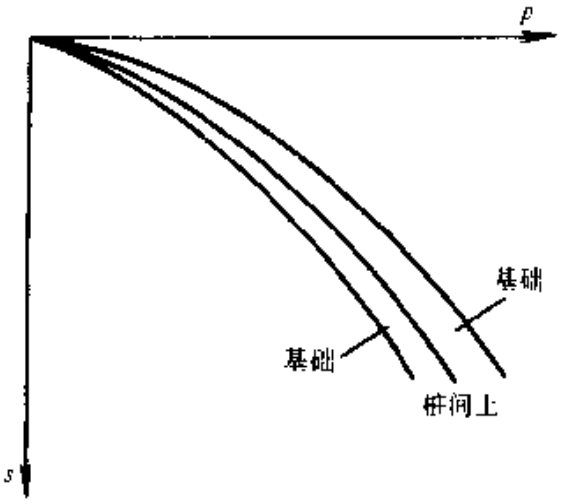


图 3-9　桩、土及基础 p-s 曲线

在某一深度 z_0 范围内，土的位移大于桩的位移(见图 3-10)。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 3-11)。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擦力。

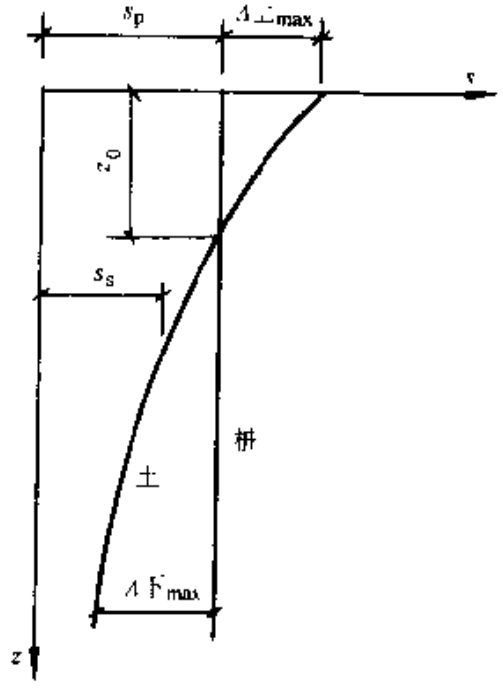


图 3-10　桩、土位移示意图

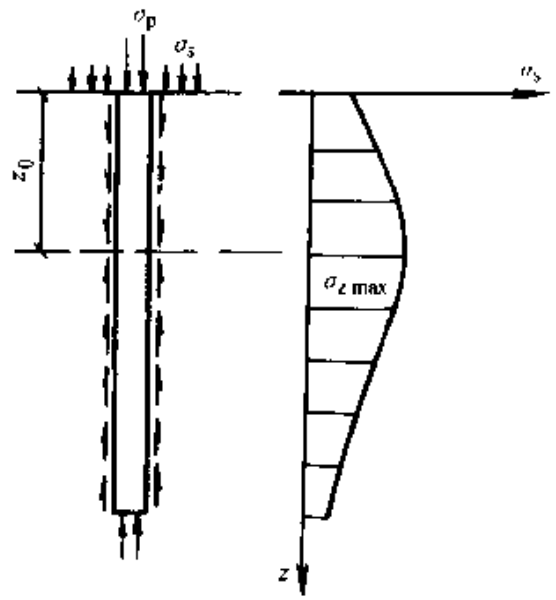


图 3-11　桩的轴力随深度的变化示意图

在中性点以上，桩的轴向应力随着深度的增加而增大，中性点以

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，从加载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。而水泥粉煤灰碎石桩复合地基上对桩的负摩擦作用，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 3-12 所示，在基础边缘应力较大，在基础中间部分比较小。如按图 3-12 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。

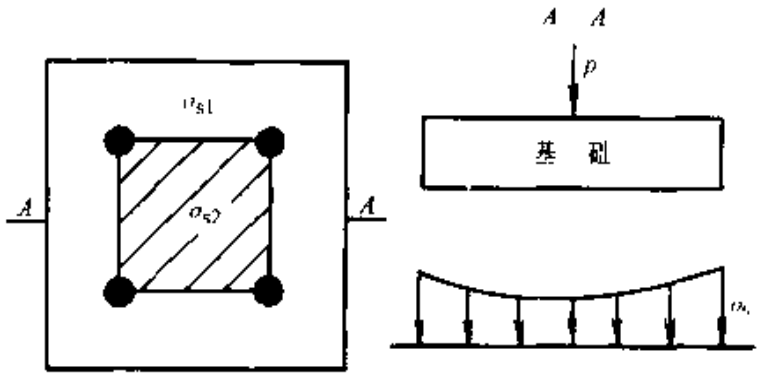


图 3-12　刚性基础下桩间土应力分布

四、复合地基变形特性

1. 变形模式

图 3-13 给出了复合地基变形示意图。图 3-13a 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 $s'_p = s_p$。桩端处土的位移

用 s'_s 表示。

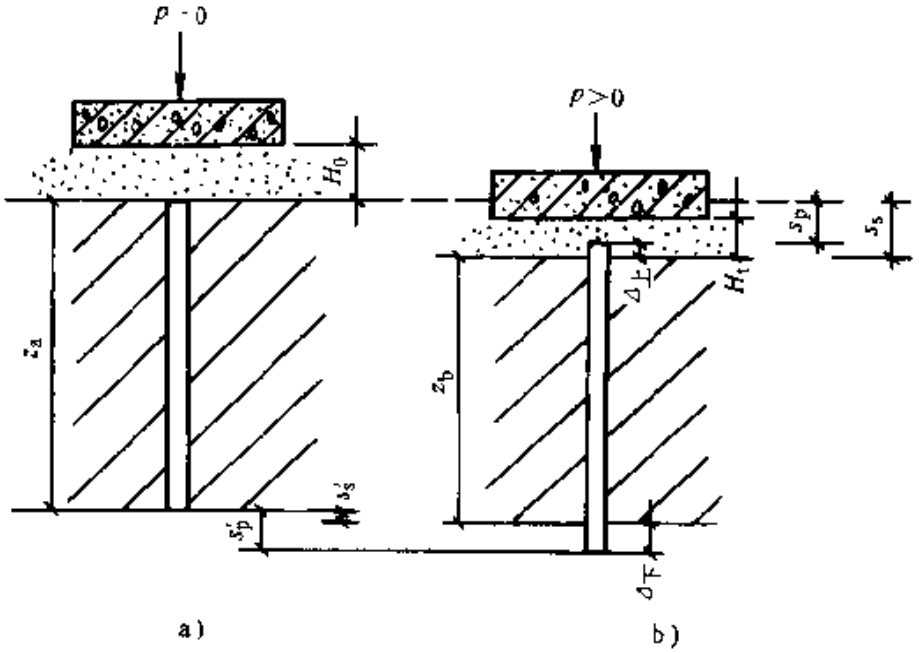


图 3-13　复合地基变形示意图

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，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($s_3 = H_0 - H_t$)，则基础总的沉降量为

$$s = s_1 + s_2 + s_3$$

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 3-14 和图 3-15 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。

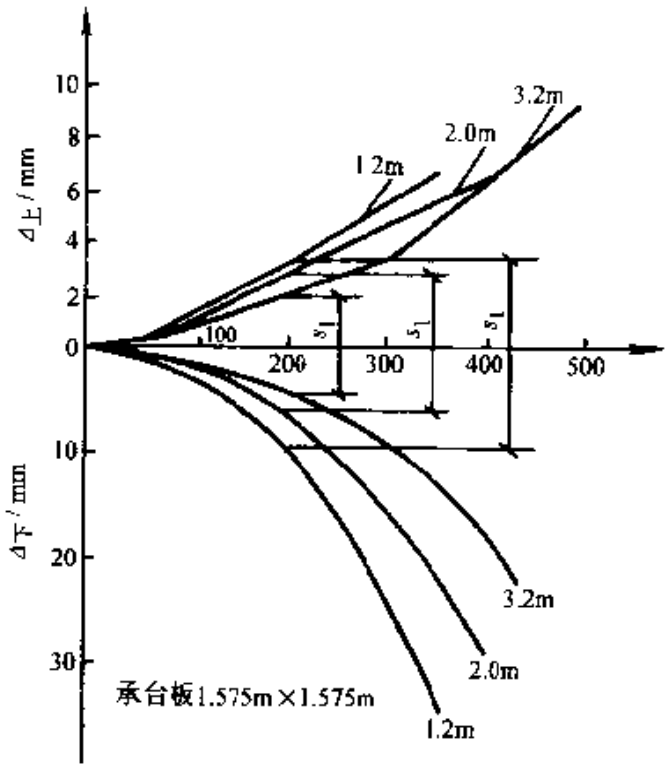


图 3-14　桩长 $\Delta_{上}$ 与 $\Delta_{下}$ 关系

由表 3-1 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、下刺入变形有很大影响。褥垫层越薄，桩承担的荷载越多，$\Delta_{上}$ 也就越小；下卧层土越硬，桩向下刺入困难，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 3-15b、c 所示。

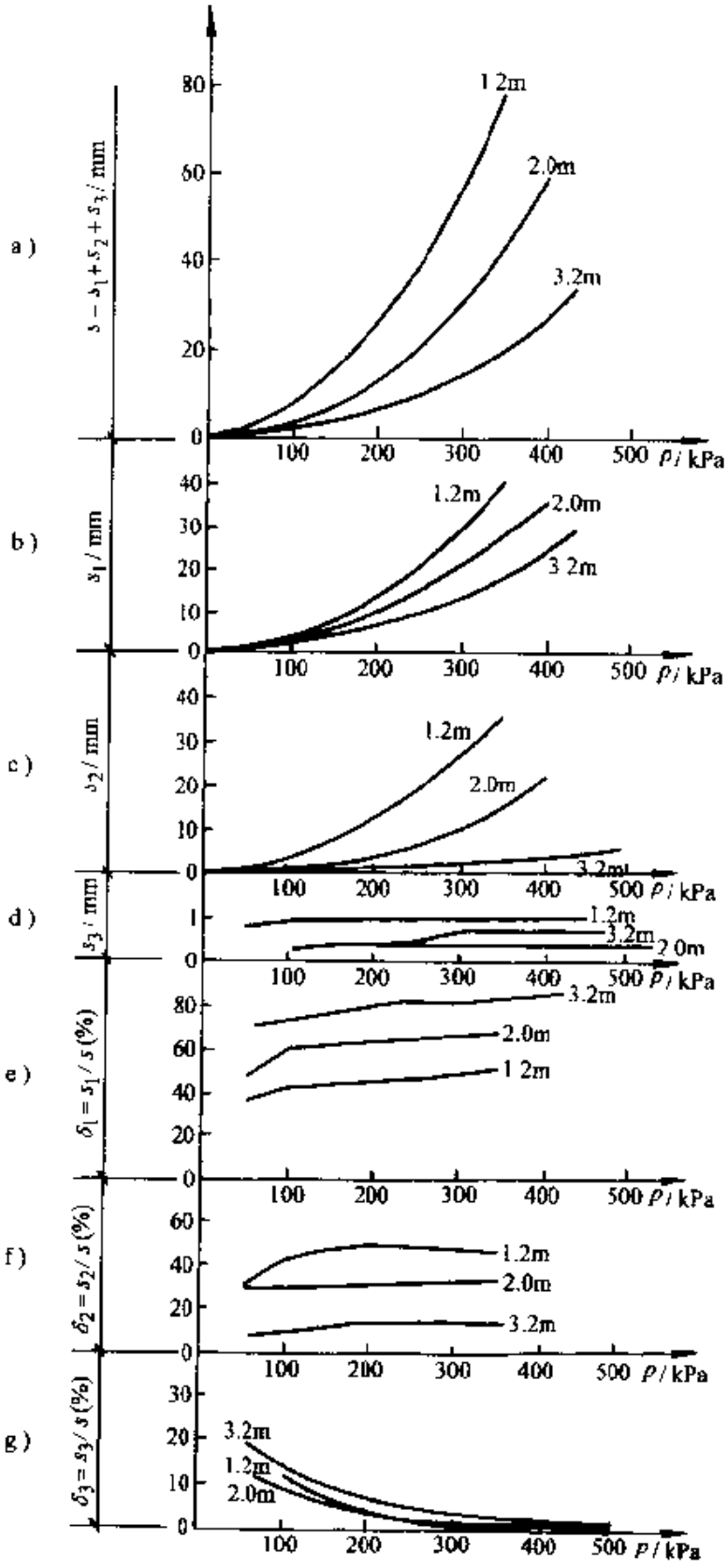


图 3-15 不同桩长的荷载—变形关系

(9 桩，桩径 16cm，荷载板 1.575m × 1.575m)

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 3-15e、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，下卧层压缩变形量的比例越小。

由于褥垫层的厚度不大，压缩变形量很小(图 3-15 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

$$s = s_1 + s_2$$

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 3-16 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 3-17 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。

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

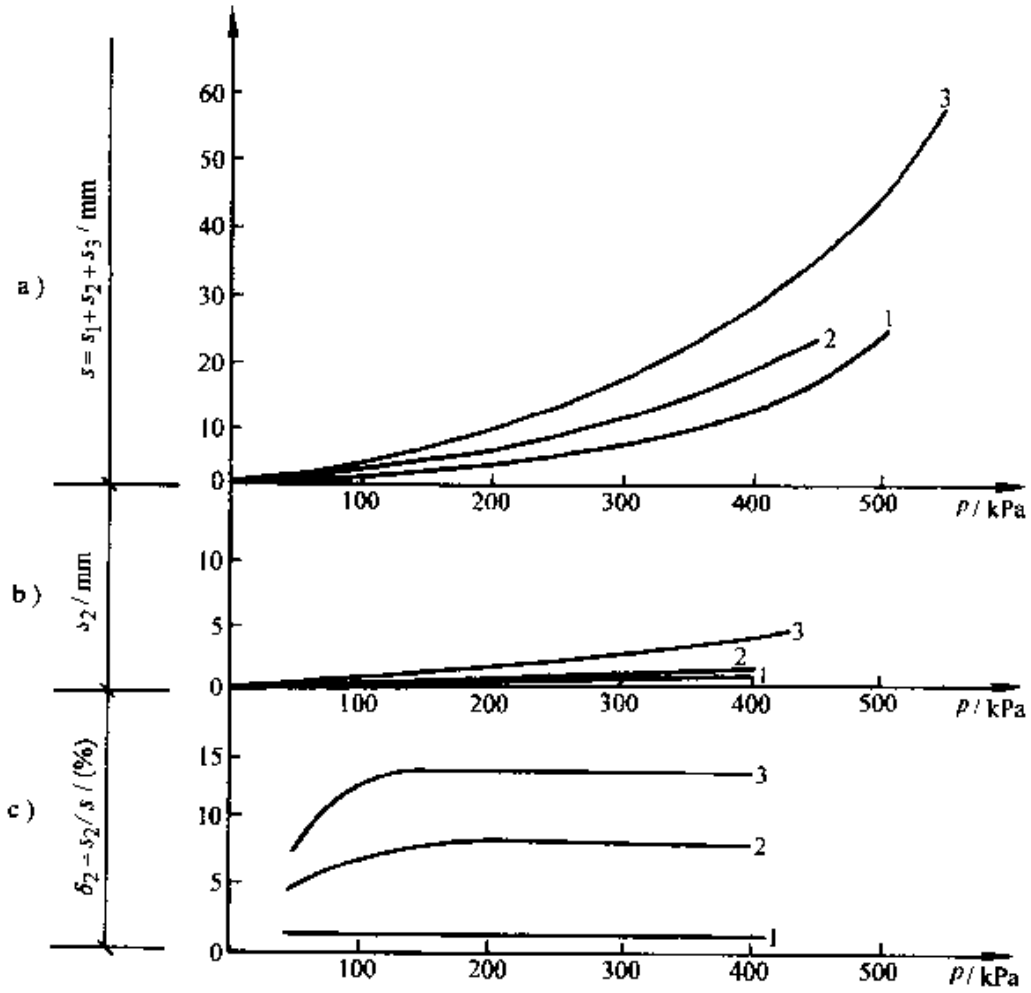


图 3-16 总沉降量、下卧层变形与 L/b 的关系(桩长 $L=3.2$m)

1—$L/b=6$ 2—$L/b=3$ 3—$L/b=2$

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 3-18、图 3-19、图 3-20 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。

复合地基和天然地基 σ_s-s_s 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

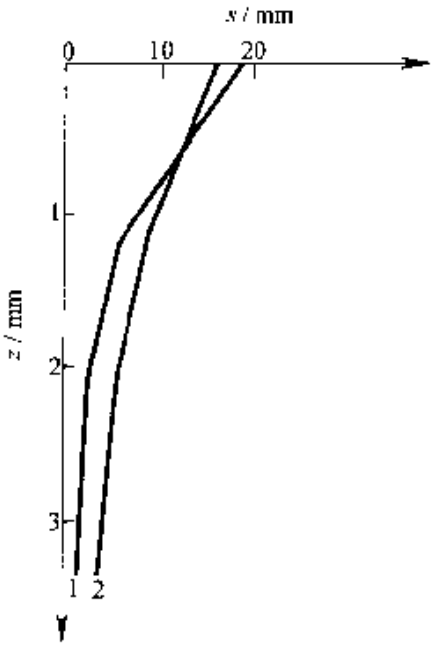


图 3-17　不同深度土体位移
1—天然地基　2—复合地基

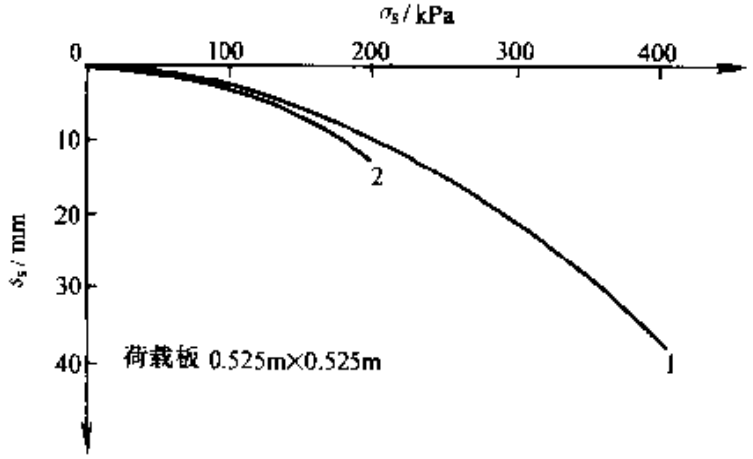


图 3-18　单桩复合地基 σ_s-s_s 曲线
1—天然地基　2—复合地基(桩长 3.2m)

阻作用发挥较小，桩侧阻力是主要的。桩对桩间土产生的应力分布如图 3-21a 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 3-21b)，桩对桩间土产生的总体效应是使桩间土变形增大。在这

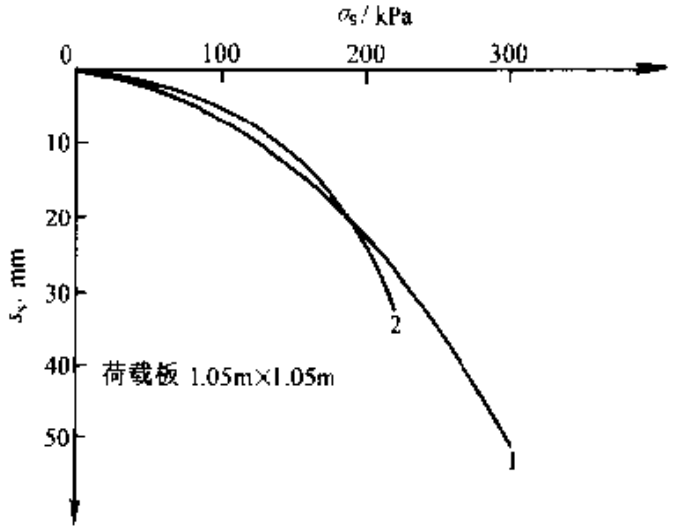


图 3-19 四桩复合地基 σ_s-s_s 曲线

1—天然地基 2—复合地基(桩长 3.2m)

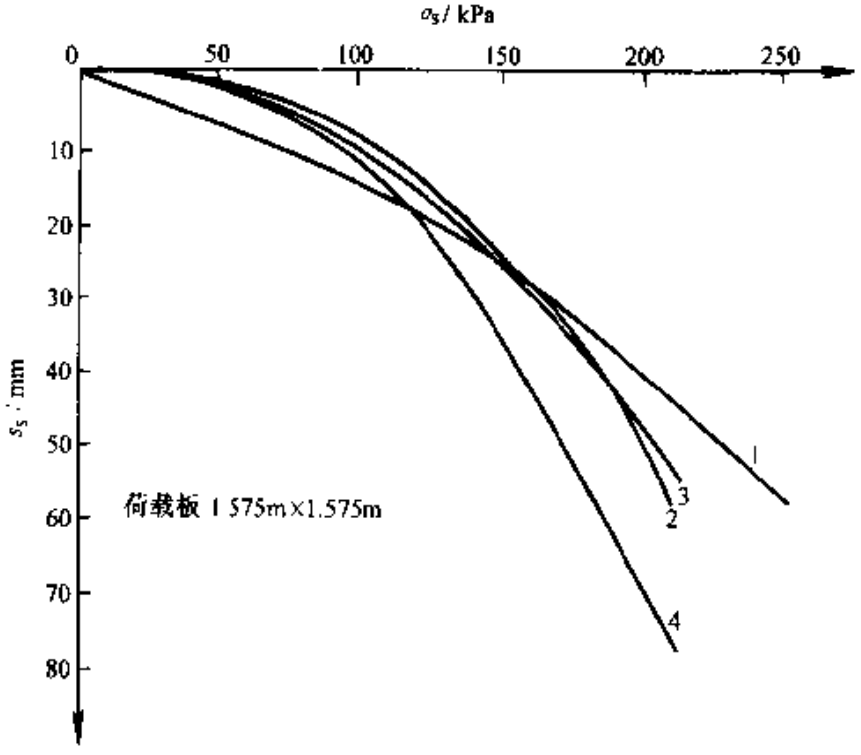


图 3-20 9 桩复合地基 σ_s-s_s 曲线

1—天然地基 2—桩长 1.2m 3—桩长 2.0m 4—桩长 3.2m

一阶段复合地基变形要比和桩间土应力 σ_s 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_s 不超过桩间土承载力时，用 σ_s 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 3-22 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 3-23 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

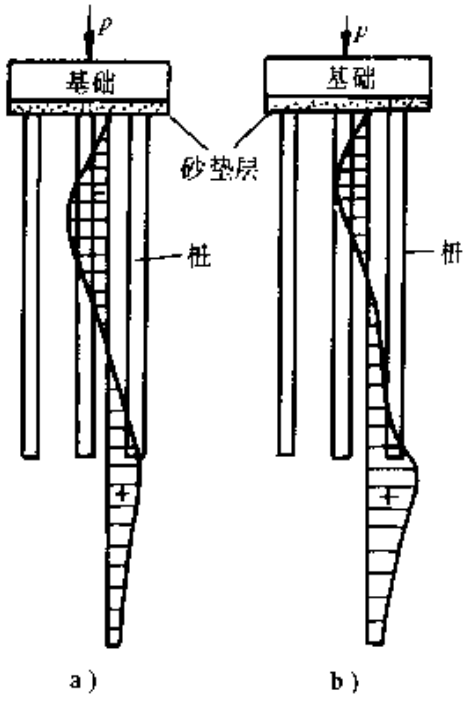


图 3-21　桩荷载对土变形的影响示意图

a) p = 100kPa　b) p = 450kPa

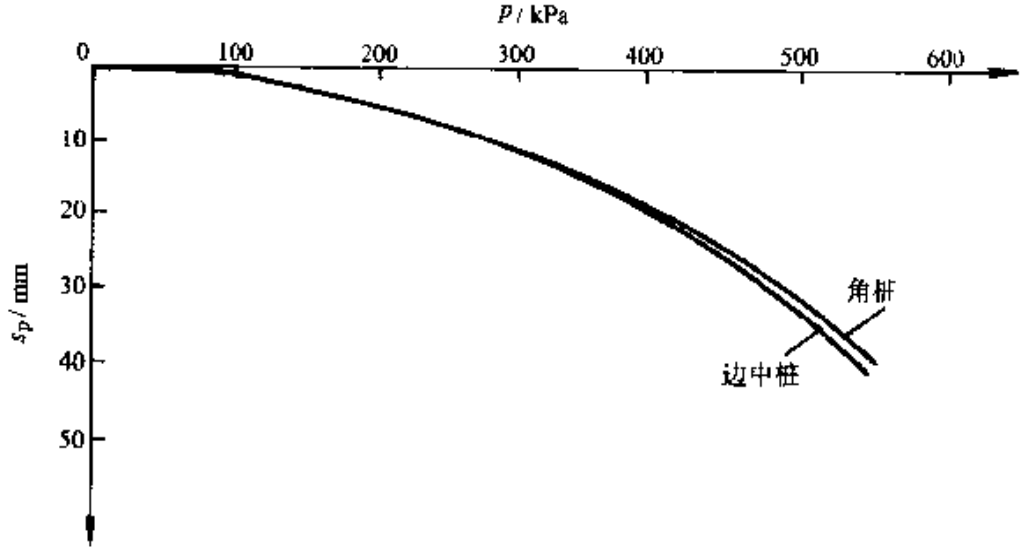


图 3-22　桩的沉降曲线

（桩长 3.2m，荷载板 1.575m × 1.575m）

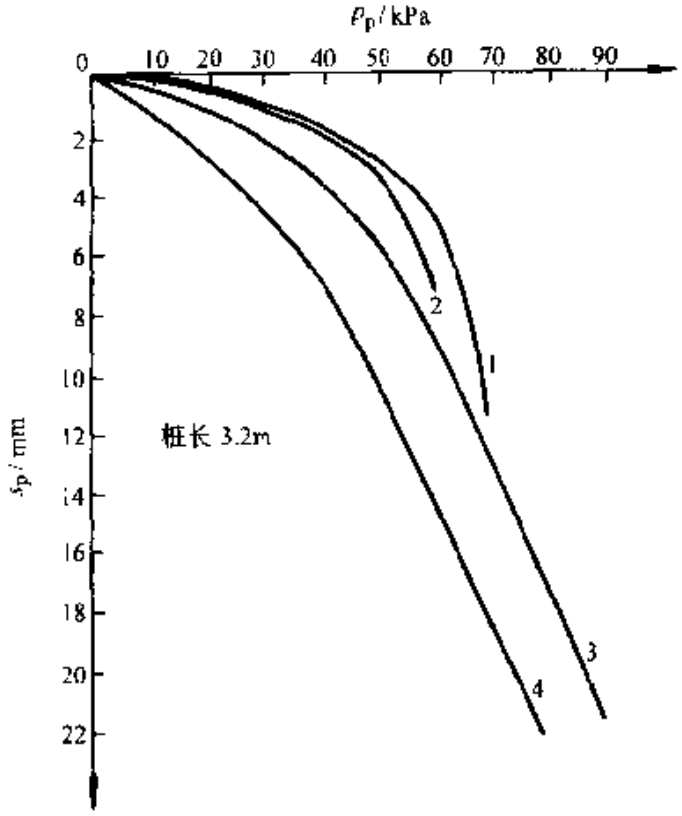


图 3-23 复合地基桩的 p_p-s_p 曲线与单桩试验的比较

1—单桩 2—单桩复合地基

3—4 桩复合地基 4—9 桩复合地基

之所以比自由单桩的变形大，除了复合地基群桩效应，其他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他桩荷载应力叠加的影响，负摩擦对桩的作用是主要的。

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_p 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。

五、边载对水泥粉煤灰碎石桩复合地基承载特性的影响

20 世纪 80 年代末，水泥粉煤灰碎石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。

1. 试验概况

为了解有无边载条件下水泥粉煤灰碎石桩复合地基性状的差异，在中国建筑科学研究院的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 = 15cm，桩间距 $s = 3.5d$，桩长 L = 2.5m，如图 3-24a 所示。

（2）有边载条件复合地基静载试验(试 2)。试验在边载 q = 120kPa (约相当于 6m 埋深)条件下进行。其余条件与试 1 相同，如图 3-24b 所示。

地基土的物理力学指标见表 3-2，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 3-2　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 (%)	$\alpha_{1\text{-}2}$ /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
粉土	≥2.5	2.73	2.01	1.67	24.4	0.670	37.5	20.2	17.3	0.160	10.4

2. 试验结果分析

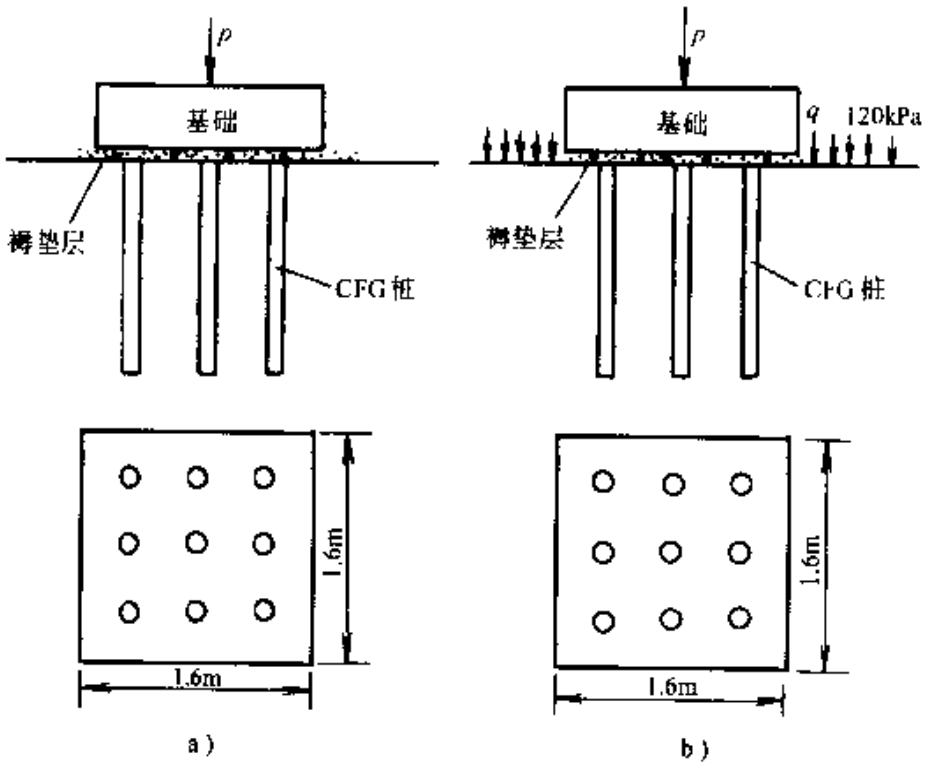


图 3-24　试验加载示意图

a）无边载试验　b）有边载试验

（1）复合地基承载力和变形性状　有无边载条件下，水泥粉煤灰碎石桩复合地基荷载试验的 Q-s 曲线如图 3-25 所示。边载作用使得水泥粉煤灰碎石桩复合地基承载力有较大提高。同一荷载作用下，有

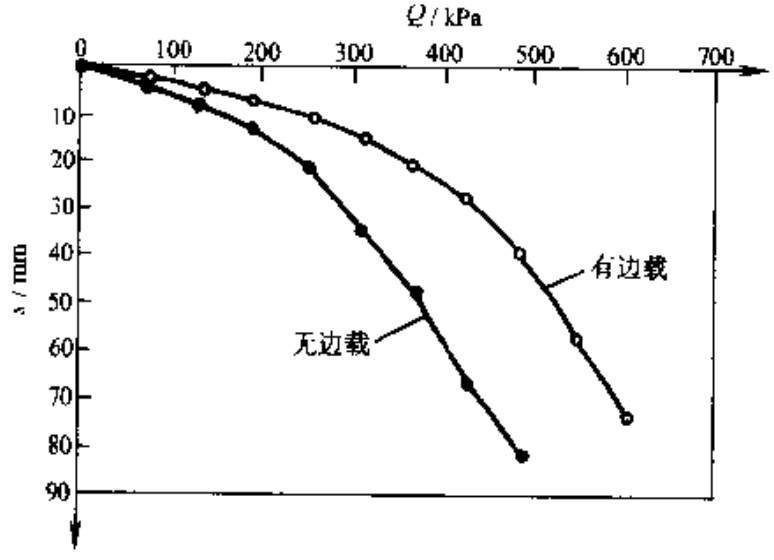


图 3-25　有边载和无边载条件下的 Q-s 曲线对比

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 $f_{sp,k}=210kPa$；有边载条件下复合地基承载力标准值 $f_{sp,k}=310kPa$，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，绘制的水泥粉煤灰碎石桩复合地基中各深度的变形曲线如图 3-26 所示。

从图 3-26 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降起，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 3-27a 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 3-27b 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 3-28 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 3-28 是可以看出，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

将有无边载条件下水泥粉煤灰碎石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 3-29)，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

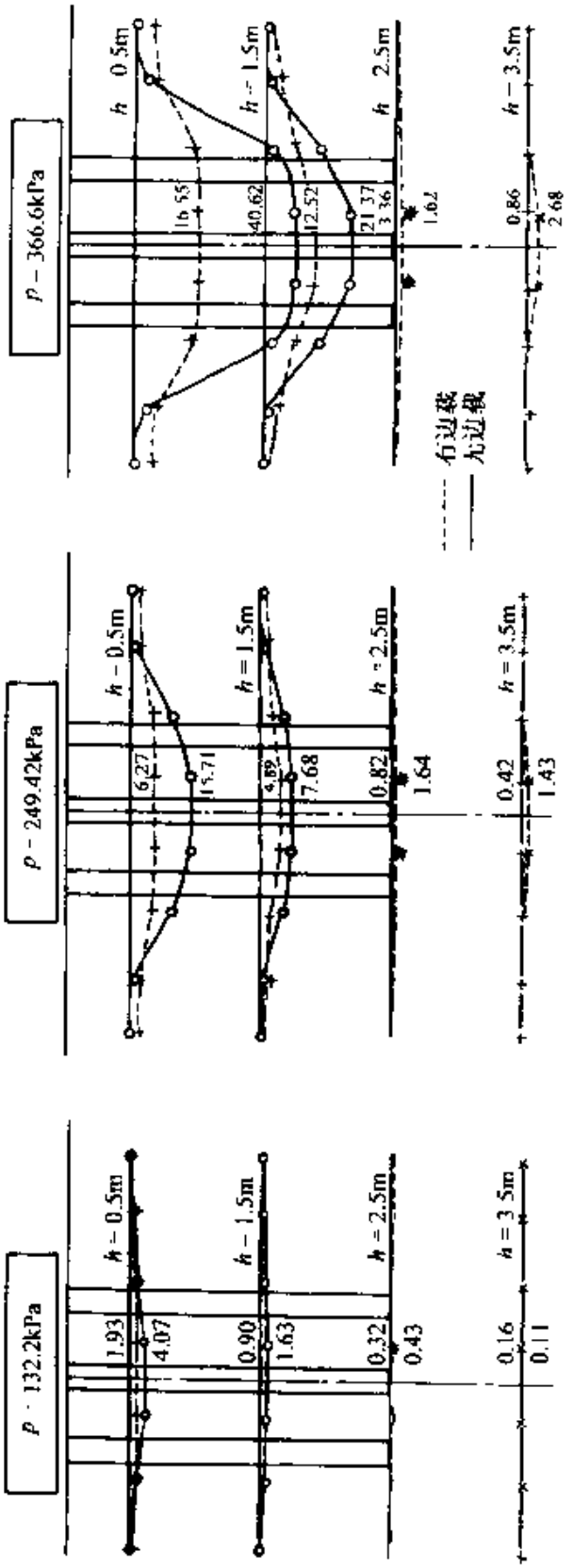


图 3-26 有无边载时水泥粉煤灰碎石桩复合地基不同深度的变形曲线

（图中所注数值为对应点的变形量，单位 mm）

条件下桩间土的承载力。

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

表3-3 和图 3-30 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。

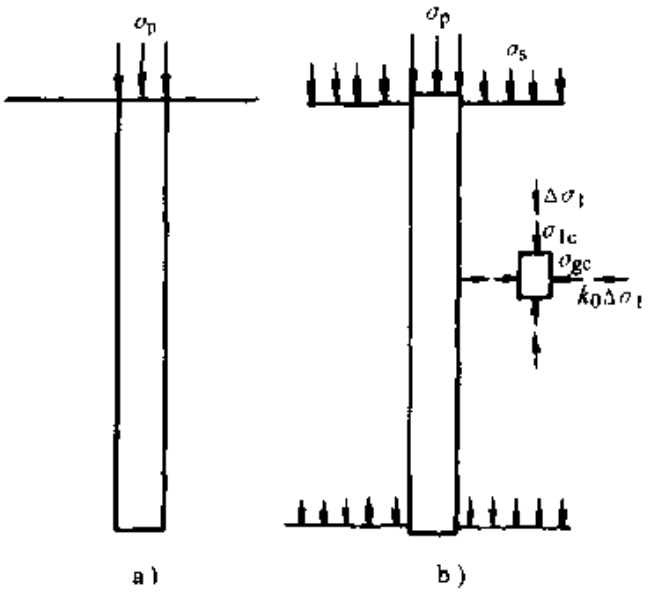


图 3-27　复合地基中单桩与自由单桩的受力对比

a）自由单桩　b）复合地基中单桩

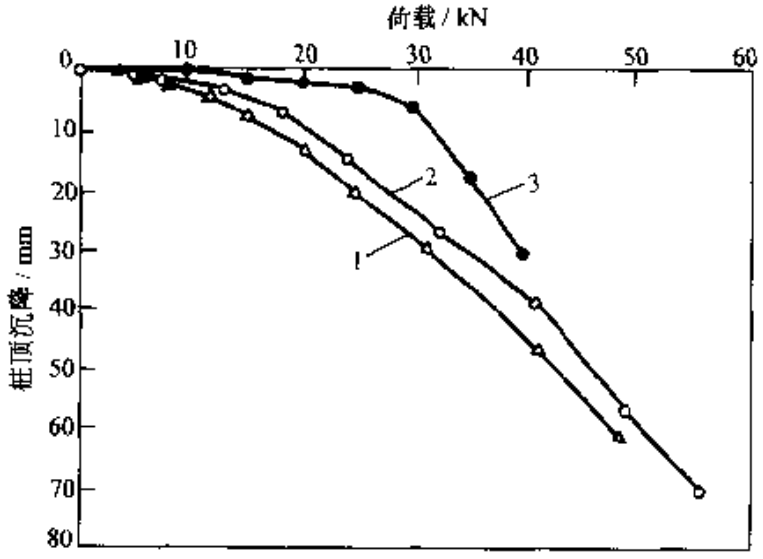


图 3-28　复合地基中的桩与自由单桩荷载-沉降曲线

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

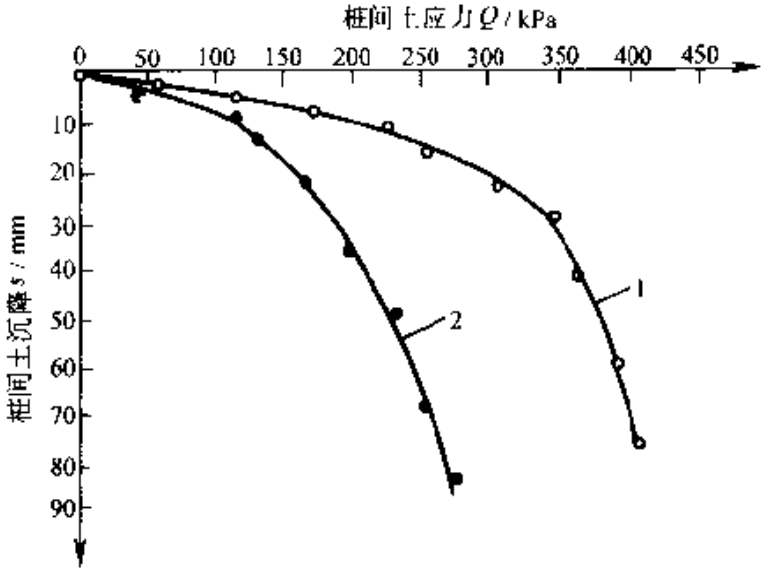


图 3-29 有无边载条件下复合地基桩间土 Q-s 曲线的对比

1—边载等于 120kPa 2—无边载

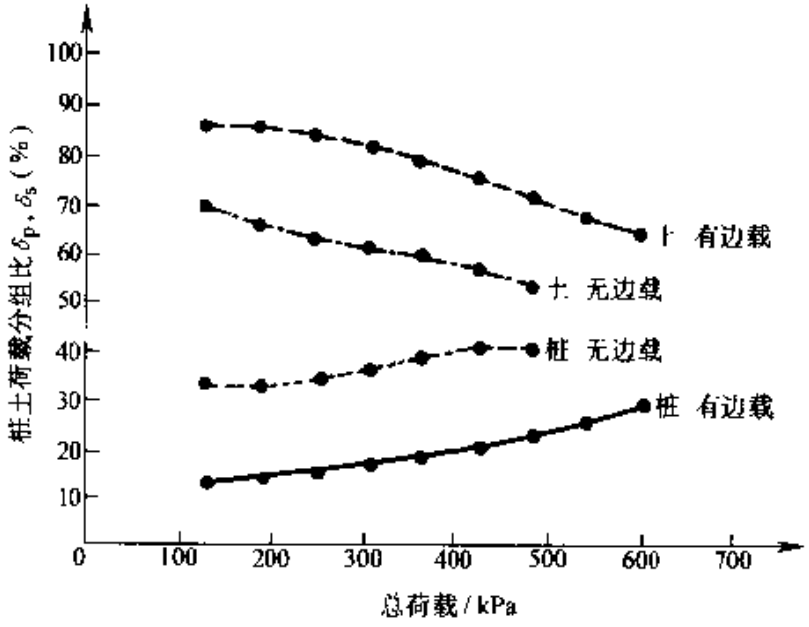


图 3-30 桩土荷载分担比随总荷载的变化

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。

表 3-3　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
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

第四章　水泥粉煤灰碎石桩材料的配合比及性能

水泥粉煤灰碎石桩始于20世纪80年代末至90年代初，水泥粉煤灰碎石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水泥粉煤灰碎石桩混合料成桩工艺，并且迅速在全国推广。水泥粉煤灰碎石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。

一、水泥粉煤灰碎石桩材料配合比及其力学性能

1. 概述

水泥粉煤灰碎石桩简称CFG桩，是在碎石桩基础上加进一些石屑、粉煤灰和少量水泥，加水拌和制成的一种具有一定粘结强度的桩，也是近年来新开发的一种地基处理技术。这种地基加固方法吸取了振冲碎石桩和水泥搅拌的优点。第一，施工工艺与普通振动沉管注桩一样，工艺简单，与振冲碎石桩相比，无场地污染，振动影响也较小。第二，所用材料仅需少量水泥，便于就地取材，基础工程不会与上部结构争“三材”，这也是比水泥搅拌桩优越之处。第三，受力特性与水泥搅拌桩类似。它与一般碎石桩的差异，如表4-1所示。

2. 材料配合比及其力学性能

水泥粉煤灰碎石桩是将水泥、粉煤灰、石子、石屑加水拌和形成的混合料灌注而成，它们各自成分含量的多少对混合料的强度、和易性都有很大影响，可由室内外配比及其力学性能试验确定。

(1) 混合料的物理化学性能

① 粉煤灰：粉煤灰是燃煤发电厂排出的一种工业废料。它是磨至一定细度的粉煤灰在煤粉炉中燃烧(1100～1500℃)后，由收尘器收

集的细灰(简称干灰)。其主要化学成分有 SiO_2、Al_2O_3、Fe_2O_3、CaO 和 MgO 等，其中粉煤灰的活性决定于各种粒度 Al_2O_3 和 SiO_2 的含量，CaO 对粉煤灰的活性也极为有利。粉煤灰的粒度组成是影响粉煤灰质量的主要指标，一般粉煤灰越细，球形颗粒越多，因而水化及接触界面增加，容易发挥粉煤灰的活性。

表 4-1　碎石桩与水泥粉煤灰碎石桩的对比

桩型 / 对比值	碎石桩	水泥粉煤灰碎石桩
单桩承载力	桩的承载力主要靠桩顶以下有限场地范围内桩周土的侧向约束，当桩长大于有效桩长时，增加桩长对承载力的提高作用不大。以置换率 10% 计，桩承担荷载占总荷载的百分比为 15%～30%	桩的承载力主要来自全桩长的摩擦阻力及桩端承载力，桩越长则承载力越高，以置换率 10% 计，桩承担荷载占总荷载的百分比为 40%～75%
复合地基承载力	加固粘性土复合地基承载力的提高幅度较小，一般为 0.5～1 倍	承载力提高幅度有较大的可调性，可提高 4 倍或更高
变形	减少地基变形的幅度较小，总的变形量较大	增加桩长可有效地减少变形，总的变形量小
三轴应力应变曲线	应力应变曲线不呈直线关系，增加围压，破坏主应力差增大	应力应变曲线呈直线关系，围压对应力应变曲线没有多大影响
适用范围	多层建筑物地基	多层和高层建筑物地基

用湿法排灰所得的粉煤灰称为显排灰。由于部分活性组成先行水化，所以其活性也较干排灰低。

② 石子、石屑、水泥：水泥粉煤灰碎石桩的骨料为碎石，掺入石屑是填充碎石的孔隙，使其级配良好。在水泥掺量不高的混合料中掺加石屑是配比试验中的重要环节。掺加石屑后使级配良好，接触比表面积增大，提高了桩体抗剪强度。

表 4-2 为某项材料配比试验中的石子、石屑的物理性能指标。水泥一般采用 425 号普通硅酸盐水泥。

表 4-2 石子、石屑的物理性能指标

材料 \ 指标	粒径 /mm	密度 /(t/m³)	松散密度 /(t/m³)	含水率 (%)
石子	20～50	2.70	1.39	0.96
石屑	2.5～10	2.70	1.47	1.05

混合料的密度一般为 2.10～2.20t/m³。

(2) 力学性能 通过混合料的力学性能试验获得立方抗压强度、劈裂抗拉强度、轴心抗压强度、静力受压弹性模量等试验结果如下：

① 立方抗压强度：28d 龄期的立方抗压强度为 6.3～7.3MPa，平均抗压强度为 6.7MPa；

② 劈裂抗拉强度：龄期 80d 的劈裂抗拉强度为 0.50～0.59MPa，平均抗拉强度为 0.54MPa；

③ 轴心抗压强度：龄期 80d 的轴心抗压强度为 3.5～6.3MPa，平均值为 4.3MPa；约为立方抗压强度的 0.64；

④ 静力受压弹性模量：静力受压弹性模量为 8.4×10^3～9.8×10^3MPa，平均值为 8.8×10^3MPa。

根据室内配比试验结果，石屑掺量、水泥掺量、粉煤灰掺量、不同龄期和养护条件等因素对力学性能均有较大影响。

当采用低标号素混凝土桩(LCG 桩)时，其材料配合比及其力学性能按国标《混凝土结构设计规范》(GB50010—2002)有关规定参照执行。

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。

二、振动沉管成桩工艺桩体材料的性状

1. 桩体材料

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

振动沉管水泥粉煤灰碎石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作为掺和料。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，粉煤灰的化学成份也各异，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作为参考。

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：

$$\lambda = \frac{G_1}{G_1 + G_2} \tag{4-1}$$

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 28d 强度与水泥标号和灰水比有如下关系：

$$f_{cu} = 0.366 R_c^b (C/W - 0.71) \tag{4-2}$$

式中　f_{cu}——混合料 28d 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：

$$W/C = 0.187 + 0.791 F/C \tag{4-3}$$

混合料密度一般为 2.2～2.3g/cm^3。

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 28d 强度为 8MPa 的配比，对配比设计步骤作一说明。

(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 = 189kg。

（2）水泥用量 C　选用 $R_c^b = 42.5\text{MPa}$ 的普通水泥，由式(4-2)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(4-3)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 2.2g/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

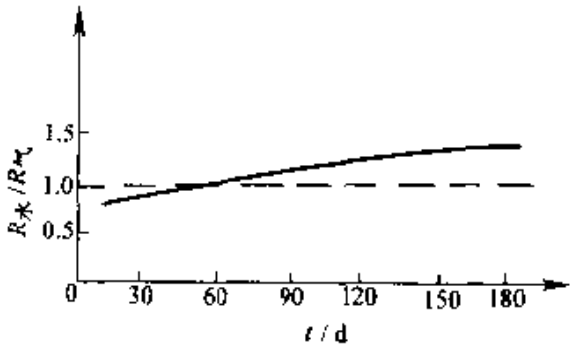


图 4-1　养护条件对试块强度的影响

$R_水$ －水中养护强度　$R_气$－标准养护强度

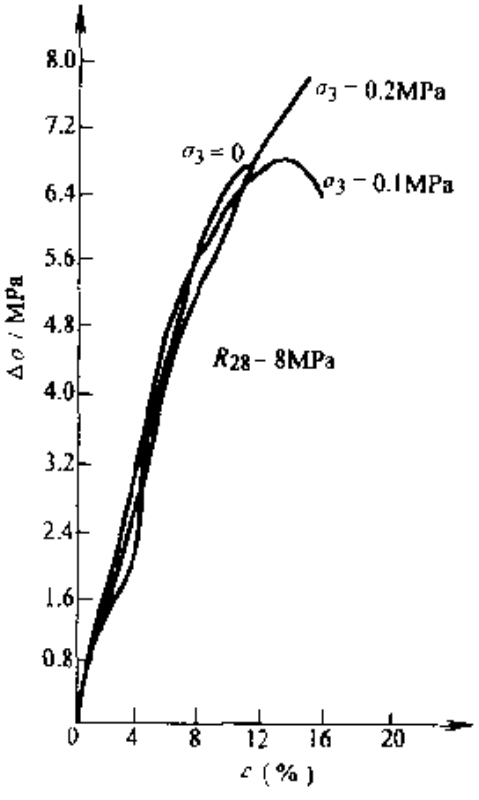


图 4-2　桩体应力应变曲线

图 4-1 是相同配比试样在水中养护与标准养护的比较。龄期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

将水泥粉煤灰碎石桩体材料制成三轴试验的圆柱体试件，在静三轴仪中作不同围压下的三轴压缩试验，可得到如图 4-2 所示的应力应变曲线。从图 4-2 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。

三、长螺旋钻管内泵压灌注成桩工艺桩体材料的性状

长螺旋钻管内泵压水泥粉煤灰碎石桩桩体混合料由水泥、卵石(或碎石)砂、Ⅱ级及Ⅲ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。长螺旋管内泵压水泥粉煤灰碎石桩混合料，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。

用于高层的水泥粉煤灰碎石桩强度等级一般为 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他技术性能。

实际工程中，水泥粉煤灰碎石桩施工速度很快，一般基础面积 1000m^2 的单体建筑地基处理，水泥粉煤灰碎石桩施工在 10～15d。水泥粉煤灰碎石桩施工结束后由检测部门作静载检验，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

长螺旋钻管内泵压水泥粉煤灰碎石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水泥粉煤灰碎石桩，粗骨料粒受输送管内径、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 4-3)在相同配比条件下的试块强度如图 4-3 所示。从图 4-3 中可以看出，其他条件相同时，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 4-3 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)	松散重度 /(kN/m³)	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

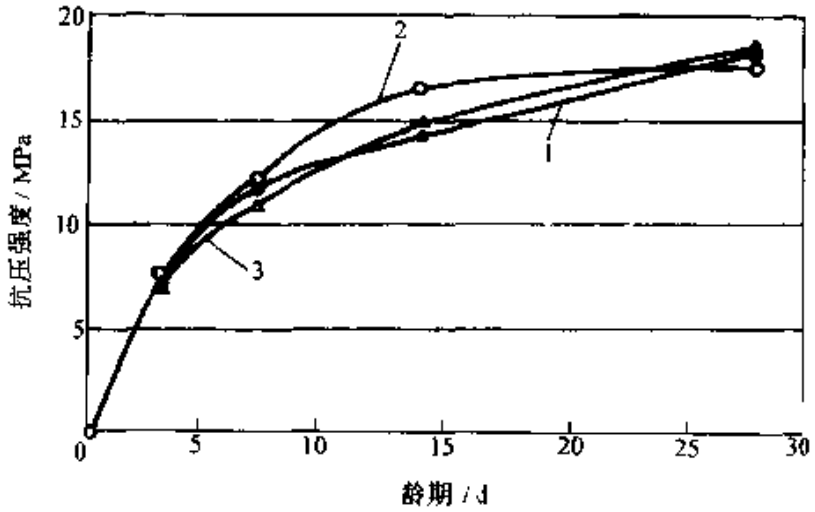


图 4-3 不同粗骨料混合料试块抗压强度与龄期关系

1—小碎卵石 2—碎石 3—大碎卵石

3. 粉煤灰

长螺旋钻管内泵压水泥粉煤灰碎石桩混合料所用的粉煤灰与振动沉管水泥粉煤灰碎石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Ⅲ级或Ⅲ级以上等级的粉煤灰；后者则是电厂收集的粗灰。

水泥粉煤灰碎石桩混合料中掺入粉煤灰，除了本身火山灰活性作用外，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。

粉煤灰掺量按 GBJ146—1990《粉煤灰混凝土应用技术规范》中的超量限代法配合比计算，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。对水泥粉煤灰碎石桩混合料，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% ~ 2.5%。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% ~ 2.5%。

(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 4-4 给出了一些国内生产厂家生产的泵送剂，可供选用参考。

表 4-4 泵送剂的主要生产厂

泵送剂	生产厂研制单位
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水泥粉煤灰碎石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%)，选用不同掺量作了 7d、28d 抗压强度试验，结果如图 4-4 所示。从图 4-4 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，7d 强度甚至降到 0。因此，工程中要严禁超量掺入泵送剂。

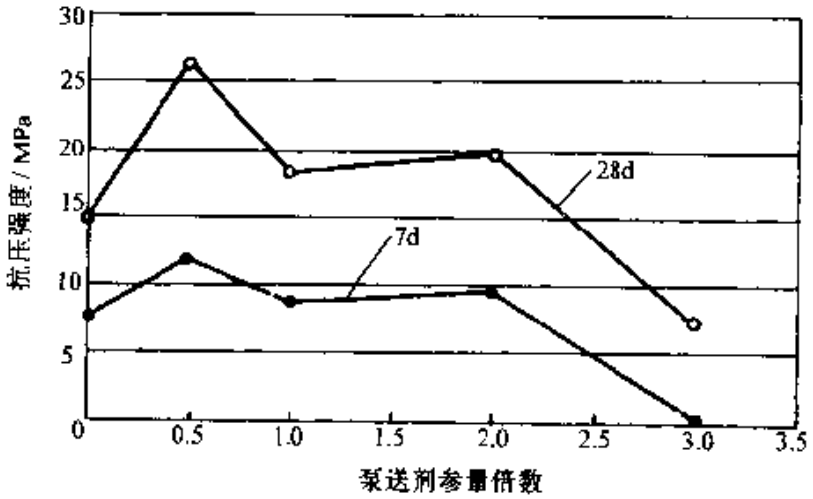


图 4-4 抗压强度与泵送剂掺量关系

(混合料试配强度等级 C15)

5. 混合料坍落度

泵送水泥粉煤灰碎石桩混合料坍落度，既要满足试块强度要求，又要满足可泵性的要求。

表 4-5、表 4-6 和图 4-5、图 4-6 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。

表 4-5　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	3d		7d		14d		28d	
	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 4-6　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	3d		7d		14d		28d	
	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

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，水泥粉煤灰碎石桩混合料坍落度最好控制在16～20cm，且尽量取低值。

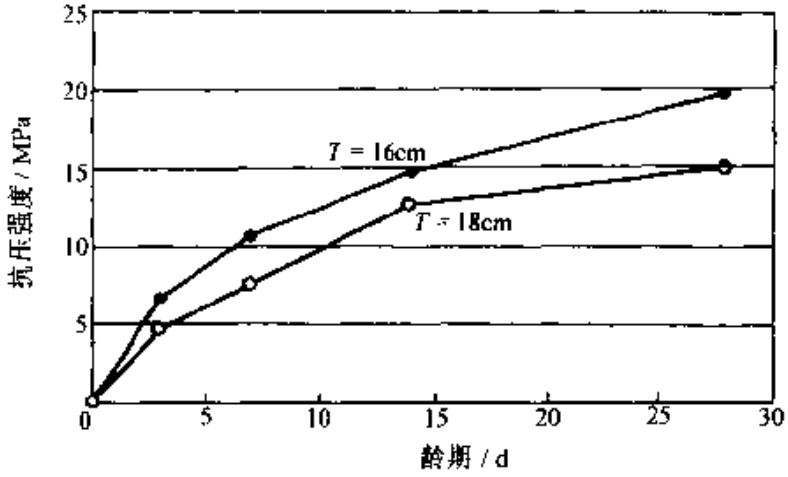


图 4-5 不同坍落度试块抗压强度与龄期之间关系
(混合料试配强度等级 C15)

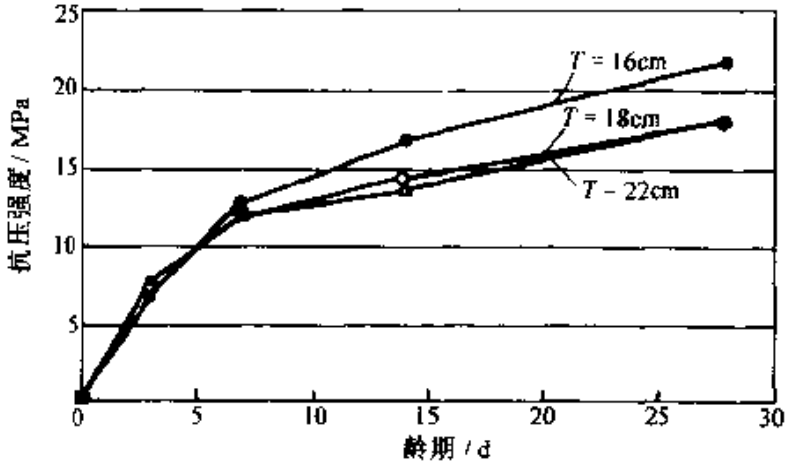


图 4-6 不同坍落度试块抗压强度与龄期之间关系
(混合料试配强度等级 C20)

第五章　褥垫层的作用

一、褥垫层技术

由级配砂石、粗砂、碎石等散体材料组成的褥垫层技术是 CFG 桩中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。

二、褥垫层的作用

1. 保证桩、土共同承担荷载

若基础下面设置褥垫层，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。在给定荷载作用上，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，见图 5-1、图 5-2。

2. 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 5-3 a 所示。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 5-3 b)，桩、土应力比接近于 1。此时桩的荷载分担比很小，并有 $\delta_p \approx m$。

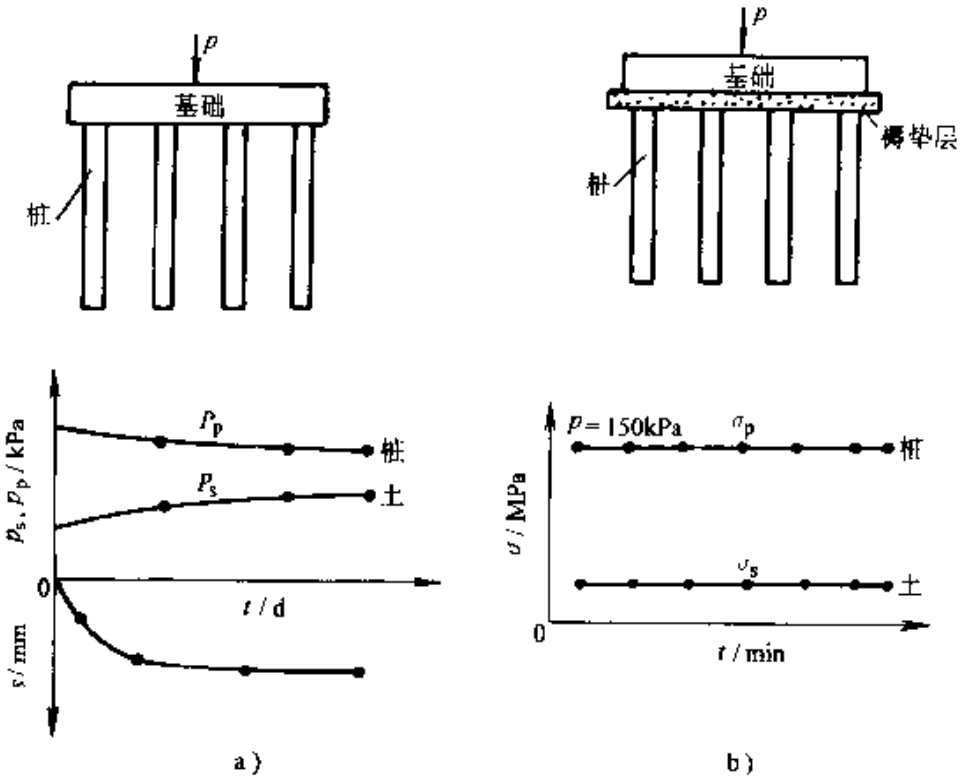


图 5-1　桩基和复合地基桩、土受力时程曲线示意图

a）桩基　b）CFG 桩复合地基

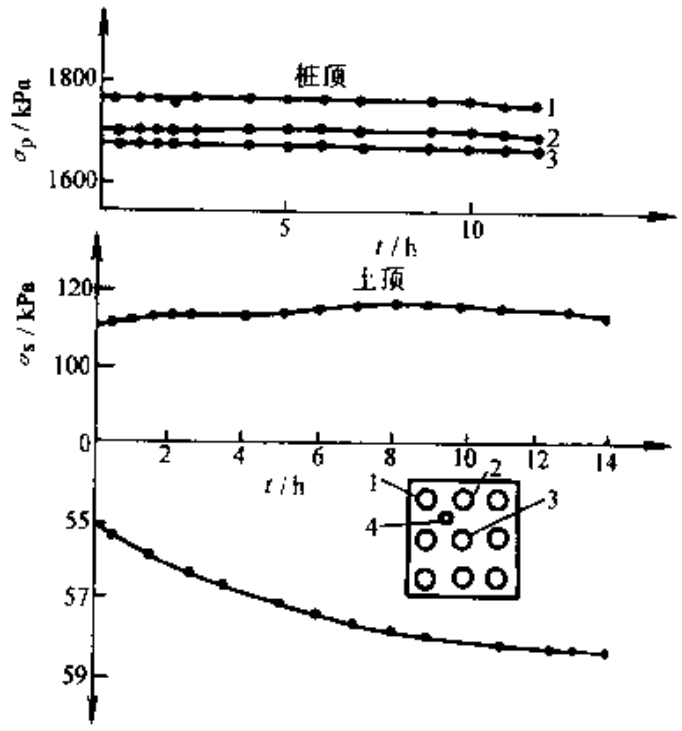


图 5-2　不同桩位的受力比较

1—边桩　2—边中桩　3—中心桩　4—桩间土

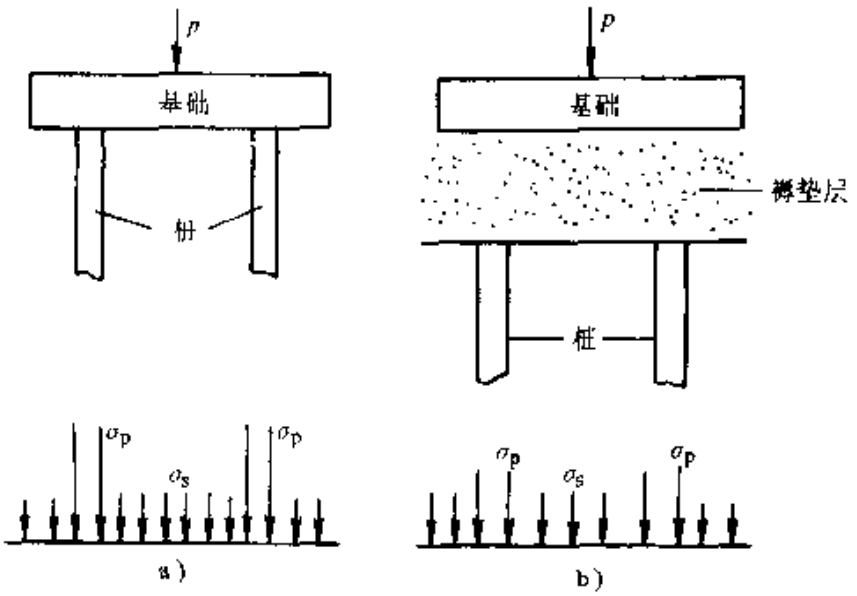


图 5-3　桩、土应力比随褥垫厚度的变化示意图

表 5-1 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 5-1　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	

3. 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 大到一定的程度后，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之比用 β 表示（$\beta = \sigma_{Rp}/\sigma_{Rs}$），$\beta$ 值随褥垫厚度 ΔH 的变化如图 5-4 所示。当褥垫厚度大于 10cm 时，桩对基础底面产生的应力集中已显著降低，当 ΔH 为 30cm 时，β 值已经很小。

4. 调整桩、土水平荷载的分担

CFC 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 CFC 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。

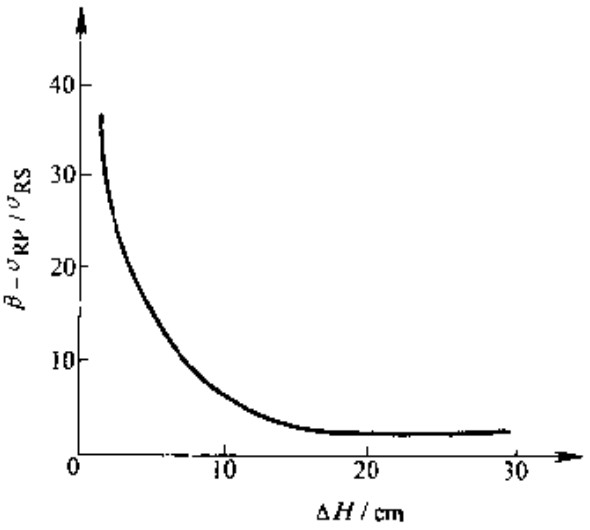


图 5-4　β 值与褥垫层厚度关系曲线

（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 5-5），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。

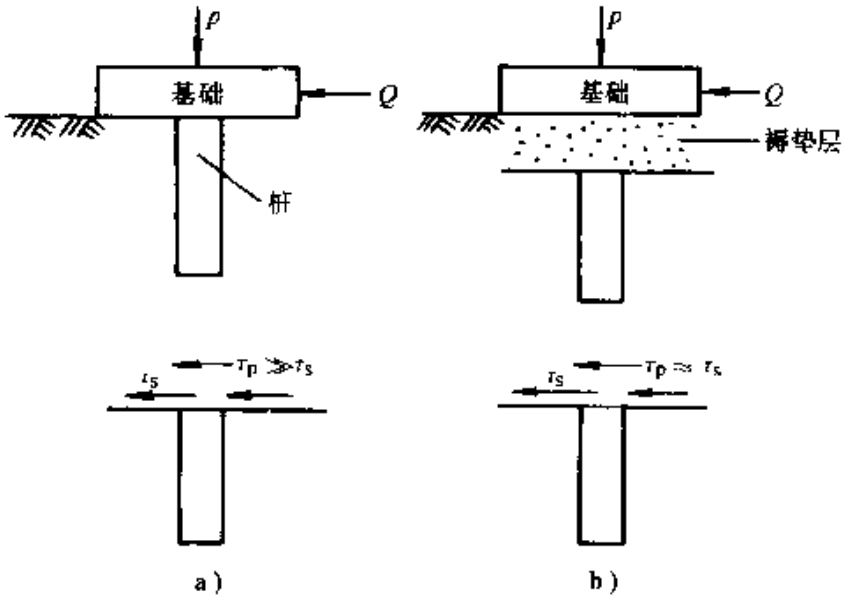


图 5-5　桩、土剪应力示意图

a）$\Delta H=0$　b）ΔH 很大

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

$$Q = Q_p + Q_s \tag{5-1}$$

又

$$Q_s = \mu p_s \tag{5-2}$$

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。

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(见图 5-5 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切应力 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 为桩顶切应力）占水平荷载的比例大体与面积置换率 m 相当(图 5-2 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 5-6 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。

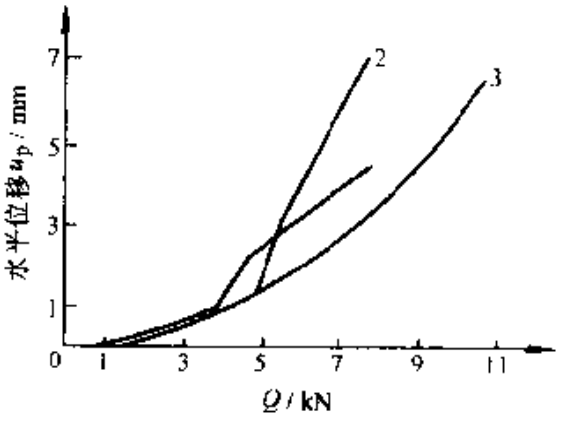


图 5-6　单桩 Q-u_p 曲线

(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 5-7 给出了基础受水平荷载 Q 时，不同褥垫厚 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。

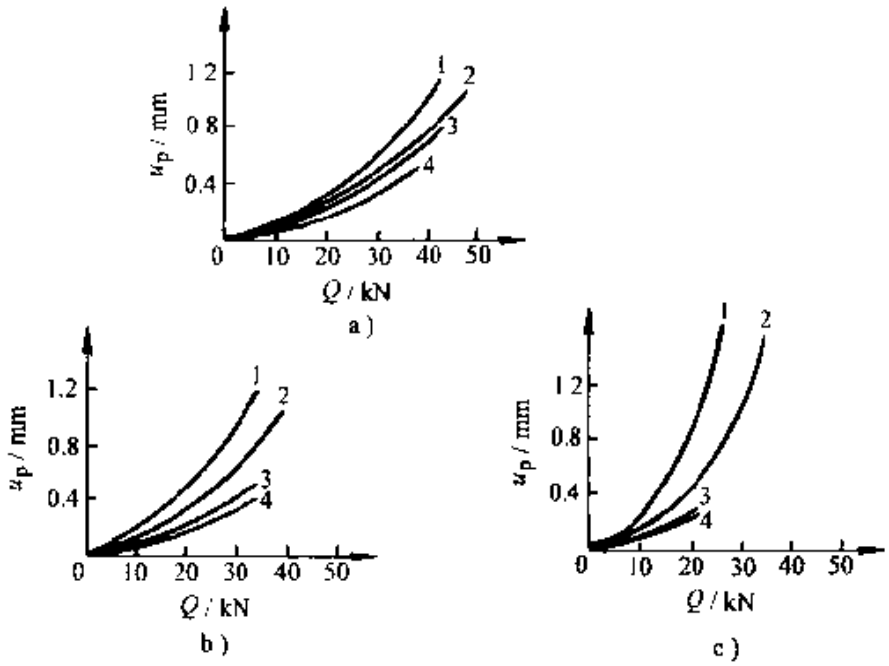


图 5-7 不同 ΔH 时的 Q-s_p 曲线

（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

三、褥垫层的合理厚度

根据《建筑地基处理技术规范》(JGJ79—2002)要求桩顶和基础之间应设置褥垫层，褥垫层厚度宜取 150 ~ 300mm，当桩径大或桩距大时褥垫层厚度宜取高值。褥垫层材料宜用中砂、粗砂、级配砂石或碎石等，最大粒径不宜大于 30mm。

褥垫层在复合地基中具有如下的作用：

(1) 保证桩、土共同承担荷载，它是水泥粉煤灰碎石桩形成复合地基的重要条件。

(2) 通过改变褥垫厚度，调整桩垂直荷载的分担，通常褥垫越薄桩承担的荷载占总荷载的百分比越高，反之亦然。

(3) 减少基础底面的应力集中。

(4) 调整桩、土水平荷载的分担，褥垫层越厚，土分担的水平荷载占总荷载的百分比越大，桩分担的水平荷载占总荷载的百分比

越小。

工程实践表明，褥垫层合理厚度为 100～300mm，考虑施工时的不均匀性，褥垫层厚度取 150～300mm，当桩径大，桩距大时宜取高值。

褥垫层材料宜用中砂、粗砂、级配砂石和碎石，最大粒径不宜大于 30mm。不宜采用卵石，由于卵石咬合力差，施工时扰动较大，褥垫厚度不容易保证均匀。

由前面的讨论可知，褥垫层厚度过小，桩对基础将产生很显著的应力集中，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。

由于褥垫层厚度过小，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。

四、褥垫层在刚性桩复合地基中的作用

本节通过对刚性桩复合地基不同厚度褥垫层的静荷载对比试验，进一步验证褥垫层在刚性桩复合地基中的作用。

1. 引言

复合地基是人工地基的一种，是在天然地基中设置一定数量的增强体，由原土和增强体共同承担由基础传来的建筑物荷载。增强体由强度和模量高于原地基土的材料组成，常用的有砂、碎石、水泥土、CFG 混合料、混凝土等。根据增强体的方向可分为竖向增强体复合地基和水平向增强体复合地基两类，竖向增强体一般称为桩。

复合地基作为一种人工地基在工程实践中得到越来越多的应用，其特点是适用条件广泛，加固机理明晰，地基强度增加幅度大等。随着高层建筑的日益增多，对地基承载力的要求越来越高，于是用于大幅度提高地基承载力的刚性桩复合地基应运而生，而褥垫层技术是刚性桩复合地基的一个核心技术。复合地基褥垫层是由粒状材料组成的散体垫层．一般厚 10～30cm。复合地基的许多承载特性都与褥垫层有关。

2. 褥垫层的作用

(1) 保证桩、土共同承担荷载　刚性桩复合地基通过设置褥垫层，在上部荷载作用下，桩体一定程度“刺入”褥垫层中，使桩间土充分发挥作用，保证桩、土共同承担荷载。如不设置褥垫层，在桩体沉降很小的情况下，上部荷载主要由桩体本身承担，与桩基作用机理相近，桩间土不能充分发挥作用。

(2) 调整桩、土应力比　随着褥垫层厚度的增大，复合地基桩、土应力比变小，直至接近于 1。

(3) 减小基础底面积的应力集中　当不设置褥垫层或褥垫层较薄时，桩对基础的应力明显集中，需考虑桩对基础的冲切破坏，因此必须对基础有一定结构要求。

当褥垫层厚度大到一定程度，基础反力接近天然地基的反力分布，已不存在基础底面的应力集中，无需考虑桩体对基础的冲切破坏作用。

(4) 调整桩、土水平荷载的分担　刚性桩复合地基不设置褥垫层时，水平荷载主要由桩来分担。随着褥垫层的设置和增厚，桩顶承受的水平荷载逐渐变小。当褥垫层厚度大到一定程度时，水平荷载主要由桩间土承担，这样桩体发生水平折断的可能性就很小，桩在复合地基中失去工作能力的机会就很小。

3. 工程实例

(1) 工程概况　某麦芽厂贮麦仓呈圆形，半径 8.70m，采用筏形基础。基底下有淤泥质、粉质粘土，承载力 120kPa，场地土层性质及参数见表 5-2，设计要求地基经处理后承载力标准值不小于 250kPa。拟采用 CFG 桩法进行加固处理。

表 5-2　土的物理性质及桩基参数

土层名称	桩身范围土层厚度/m	含水量 w（%）	液性指数 I_L	塑性指数 I_p	孔隙比 e	承载力标准值 f_k/kPa	桩设计参数 q_s/kPa	桩设计参数 q_p/kPa
粉质粘土	0.40	23.88	0.48	13.76	0.662	170	51	
粉质粘土	0.60	27.51	0.67	12.71	0.794	145	39	
淤泥质粉质粘土	5.00	30.04	0.86	11.73	0.821	120	20	
细砂	0.80							2 200

（2）设计计算

① 单桩承载力标准值 R_k 估算：

桩设计参数：ϕ400，桩长 6.8m，桩端持力层为细砂。

$$R_k = \frac{1}{\gamma_{sp}}\left(U_p \sum_{i=1}^{n} q_{si} L_i + q_p A_p\right) = 308\text{kN}$$

式中　R_k——单桩承载力标准值；

U_p——桩身周边长度；

q_{si}——桩端桩侧阻力特征值；

q_p——桩端端阻力特征值；

A_p——桩底端横截面面积；

L_i——第 i 层岩石的厚度；

γ_{sp}——抗力分项系数。

② 复合地基承载力标准值估算：

桩间距 4m 正方形布置。

$$f_{sp,k} = m\frac{R_k}{A_p} + \beta(1-m)f_{s,k}$$

令：置换率 $m = 0.063$；

桩间土承载力标准值取 $f_{sp,k} = 120\text{kPa}$；

桩间土强度发挥系数 $\beta=0.9$。

则 $f_{sp,k}=0.063\times\frac{308}{0.1256}+0.9\times(1-0.063)\times120=255.7\text{kPa}>250\text{kPa}$

(3) 布桩方案 每个贮麦仓半径 $R=8.7\text{m}$，面积 $S=237.7\text{m}^2$；置换率 $m=0.063$；则桩顶面积 $S'=m\cdot S=15.0\text{m}^2$；每个贮麦仓布置桩数 $n=\frac{S'}{A_p}=\frac{15}{0.1256}\approx120$ 根；采用 1.40m 等距正方形满堂布桩。

(4) 桩体强度

$$f_{cu}\geq3\frac{R_k}{A_p}=7.357\text{MPa}$$

取 CFG 桩体强度等级为 C10。

(5) 褥垫层厚度及材料 根据建筑物荷载和基底土质情况，确定褥垫层厚度为 200mm (经试验进一步确定)，褥垫层材料采用级配粗砾砂或级配碎石。

(6) 复合地基检测 28d 后进行复合地基检测，复合地基或单桩静载试验不小于 5 个试验点。

4. 褥垫层作用对比试验

(1) 为了检验褥垫层的作用，并确定合理的符合工程实际的褥垫层厚度，在工程结束 28d 后，对 CFG 桩复合地基进行了不同褥垫层厚度的对比性静荷载试验，试验方案如下：

选择两个仓，每个仓选相邻两点，设置不同厚度的级配碎石褥垫层，施加相同级别荷载，绘出 Q-s 曲线进行对比。

(2) 复合地基荷载试验 Q-s 曲线

① A 仓 48 号桩褥垫层厚度 200mm Q-s 曲线，见图 5-8。

② A 仓 50 号桩没有设置褥垫层 Q-s 曲线，见图 5-9。

③ B 仓 52 号桩褥垫层厚度 300mm Q-s 曲线，见图 5-10。

④ B 仓 54 号桩褥垫层厚度 100mm Q-s 曲线，见图 5-11。

5. 小结

通过设置不同褥垫层厚度进行对比载荷试验，得出如下结论：

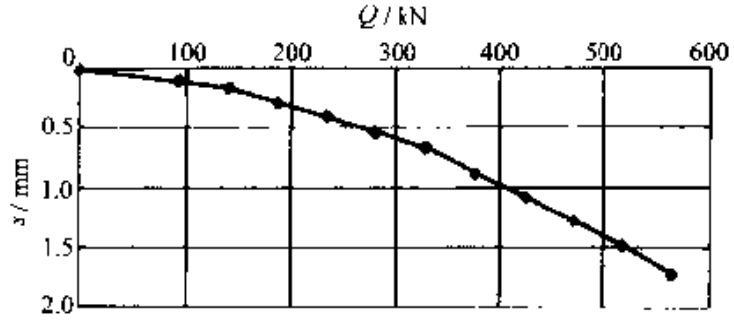


图 5-8　褥垫层为 200mm 的 *Q-s* 曲线

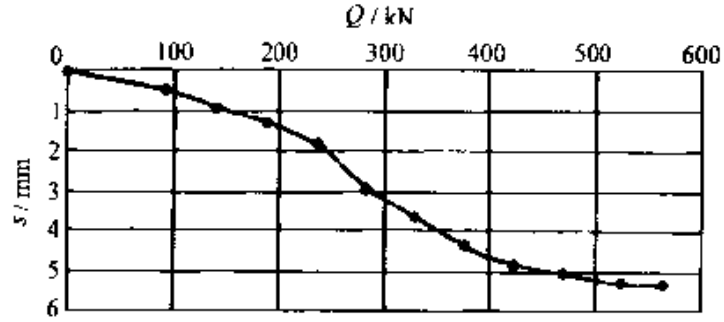


图 5-9　未设褥垫层的 *Q-s* 曲线

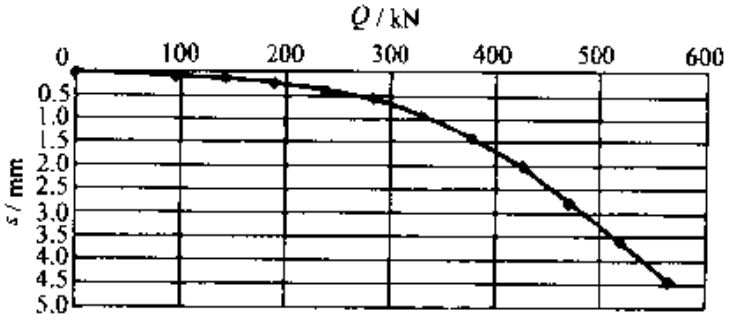


图 5-10　褥垫层为 300mm 的 *Q-s* 曲线

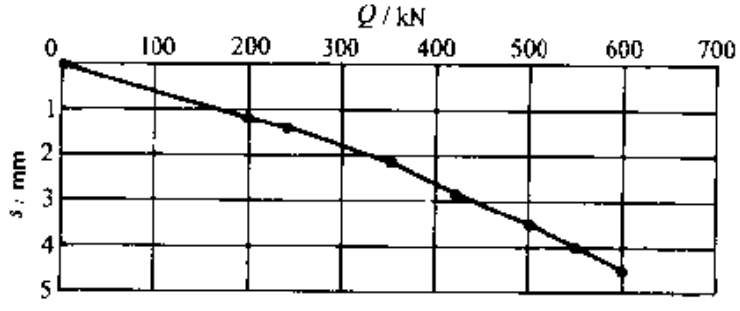


图 5-11　褥垫层为 100mm 的 *Q-s* 曲线

（1）不设置褥垫层时，桩体对荷载板有明显的应力集中。当施加荷载后，大部分或全部由桩体承担，沉降量明显大于设置褥垫层一组。当沉降量达到一定程度(约为5mm)，沉降速率变缓，说明桩间土开始分担部分荷载，设置褥垫层试验 Q-s 曲线没有明显的拐点，其时程曲线近似为一常值。

设置一定厚度的褥垫层能够保证桩、土共同承担荷载，充分发挥桩间土的作用，提高复合地基承载能力。

（2）设置的褥垫层厚度不同，复合地基承载特性也不同，选择适宜的褥垫层厚度能够更好地发挥复合地基的承载力。

第六章　水泥粉煤灰碎石桩复合地基设计计算

一、水泥粉煤灰碎石桩复合地基设计对勘察的要求

按照国家标准《岩土工程勘察规范》(GB50021—2001)进行工程地质勘察和提供勘察报告。

1. 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。

2. 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。

3. 勘探深度

应取勘探总数的 1/3～1/2 作为控制孔，深度为桩尖以下基础宽度的 1～1.5 倍。

4. 室内试验

作土的物理力学常规试验。

对基础底面以上的土层作灵敏度试验。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”。

5. 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，作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。

二、土的分类

土是不同岩石受物理化学作用的产物。由于岩石矿物成分的不同，土在自然界经历剥蚀、搬运、分选、堆积的过程不同，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的，承受来自基础的全部荷载的这部分土层，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，建工部门按《建筑地基基础设计规范》(GB5007—2001)和《岩土工程勘察规范》(GB50021—2001)对土进行分类，即将土分为：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。

粘性土分五个亚类：塑性指数 $I_p > 17$ 为粘土；$10 < I_p \leq 17$ 为粉

质粘土。

粉土是塑性指数小于或等于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，其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中生成的，具有特殊的物理学力学性质，这些土称为特殊土，如软土、膨胀土、湿陷性黄土、多年冻土、盐渍土等。山区地基土也有许多与一般土不同的工程性质。

三、土的变形和强度特性

1. 应力应变关系非线性、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6-1中*OA*段。

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。

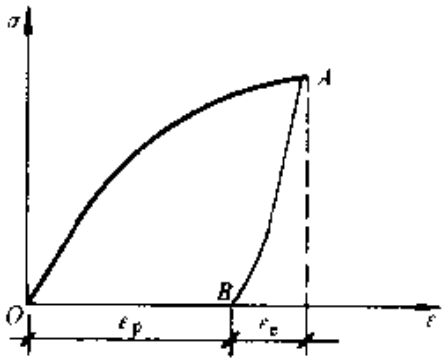


图6-1　应力应变曲线

2. 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

$$\left.\begin{aligned}\varepsilon_v &= f_1(p)\\ \gamma &= f_2(q)\end{aligned}\right\} \tag{6-1}$$

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。

$$\left.\begin{aligned}\varepsilon_v &= f_1(p、q)\\ \gamma &= f_2(q、p)\end{aligned}\right\} \tag{6-2}$$

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，剪应力引起积减少称为剪缩性。

剪应变也是由两部分组成，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。

3. 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 $\Delta\varepsilon_z > 0$，侧向应力增量 $\Delta\varepsilon_r > 0$。

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，参看图 6-2。

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

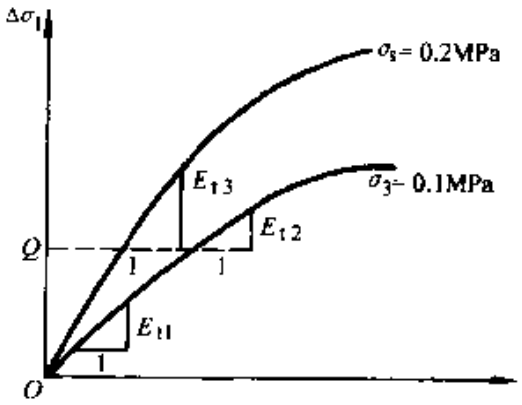


图 6-2 三轴试验结果

在固定结仪条件下，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 $E_{s2} > E_{s1}$，（参看图6-3）。

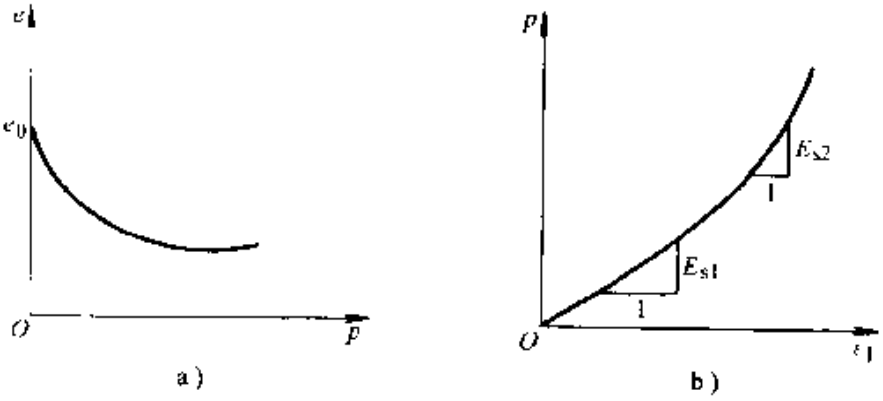


图 6-3　固结试验结果

三轴压缩试验与固结仪试验不同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。

4. 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：

$$\tau_s = c + \sigma \tan\varphi \tag{6-3}$$

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°平面上。

当 $\varphi \neq 0$ 时，如图6-4所示，剪应力在 σ_1 所在平面为零，$\tau = 0$；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 $\tau = 0$。

抗剪强度在 σ_1 的在平面最大 $\tau_s = \tau_{smax}$；在与成45°平面上，$\tau_s =$

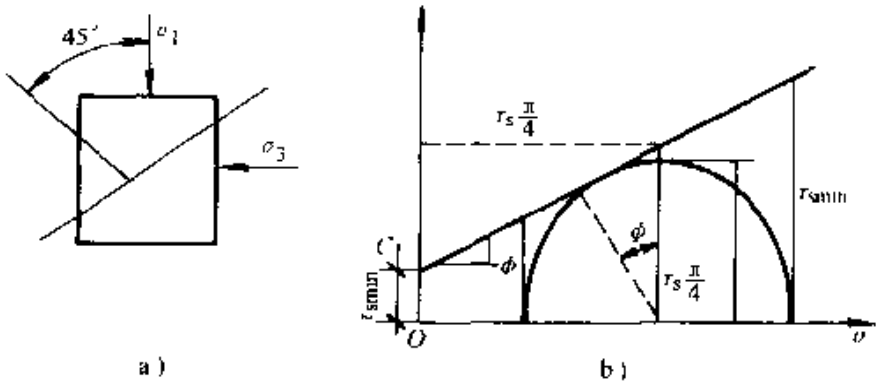


图 6-4 单元体受力和莫尔圆对应关系

$\tau_s\frac{\pi}{4}$；在 σ_3 所在平面 $\tau_s=\tau_{smin}$，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。

通过上面的讨论着重理解土的抗剪强度如下的特点：

(1) 土的抗剪强度不仅是土体本身的性质，而且与外荷有关。式(6-3)的实质是 $\tau_s=f(\sigma)$。

(2) 对 $\varphi\neq0$ 时土体单元，断面不同，其上的正应力不同，抗剪强度也不同。土的抗剪强度随断面的不同而异。

5. 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使颗粒或颗粒集合体之间产生一定的连接强度，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，在地震荷载或其他动荷载作用下，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。随着时间的延续，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，地震荷载或其他动荷载可使土的结构强度降低和土的密度减小，导致土的承载能力下降。

四、水泥粉煤灰碎石桩

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，水泥粉煤灰碎石桩复合地基承载力可用下面的公式进行估算：

$$f_{sp,k} = m\frac{R_k}{A_p} + \alpha\beta(1-m)f_k \tag{6-4}$$

或

$$f_{sp,k} = [1 + m(n-1)]\alpha\beta f_k \tag{6-5}$$

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——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——单桩承载力标准值(kN)。

R_k 可按下式计算：

$$R_k = (U_p \sum q_{sik} h_i + q_{pk} A_p)/K \tag{6-6}$$

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，可按表 6-1 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，无当地区经验值时，可按表 6-2 取值；

K——安全系数，取 2.0。

表 6-1 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
	$0.75 < I_L \leq 1$	34 ~ 48	28 ~ 40	34 ~ 48
	$0.50 < I_L \leq 0.75$	48 ~ 64	40 ~ 52	48 ~ 62
	$0.25 < I_L \leq 0.5$	64 ~ 78	52 ~ 63	62 ~ 76
	$0 < I_L \leq 0.25$	78 ~ 88	63 ~ 72	76 ~ 86
	$I_L \leq 0$	88 ~ 98	72 ~ 80	86 ~ 96
红粘土	$0.7 < a_w \leq 1$	12 ~ 30	10 ~ 25	12 ~ 30
	$0.5 < a_w \leq 0.7$	30 ~ 70	25 ~ 68	30 ~ 70

（续）

土的名称	土的状态	水下钻孔桩	沉管灌注桩	干作业钻孔桩
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. α_w 为含水比，$\alpha_w=w/w_L$。

表 6-2　桩的极限端阻力标准值 q_{pk}(kPa)

（引自 JGJ94—1994《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	
		5	10	15	>15	5	10
粘性土	$0.75<I_L\leqslant 1$	400～600	600～750	750～1000	1000～1400	200～400	400～700
	$0.50<I_L\leqslant 0.75$	670～1100	1200～1500	1500～1800	1800～2000	420～630	740～950
	$0.25<I_L\leqslant 0.50$	1300～2200	2300～2700	2700～3000	3000～3500	850～1100	1500～1700
	$0<I_L\leqslant 0.25$	2500～2900	3500～3900	4000～4500	4200～5000	1600～1800	2200～2400
粉土	$0.7<e\leqslant 0.9$	1200～1600	1600～1800	1800～2100	2100～2600	600～1000	1000～1400
	$e<0.75$	1800～2200	2200～2500	2500～3000	3000～3500	1200～1700	1400～1900
粉砂	稍密	800～1300	1300～1800	1800～2000	2000～2400	500～900	1000～1400
	中密、密实	1300～1700	1800～2400	2400～2800	2800～3600	850～1000	1500～1700
细砂	中密、密实	1800～2200	3000～3400	3500～3900	4000～4900	1200～1400	1900～2100
中砂		2800～3200	4400～5000	5200～5500	5500～7000	1800～2000	2800～3000
粗砂		4500～5000	6700～7200	7700～8200	8400～9000	2900～3200	4200～4600

（续）

L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	
		5	10	15	>15	5	10
砾砂	中密、密实	5000～8400				3200～5300	
角砾、圆砾		5900～9200					
碎石、卵石		6700～10000					

七名称	桩型二的状态	干作业钻孔桩入土深度/m	水下钻孔桩入土深度/m			
		15	5	10	15	$h>30$
粘性土	$0.75<I_L\leqslant 1$	700～950	100～150	150～250	250～300	300～450
	$0.50<I_L\leqslant 0.75$	950～1200	200～300	350～450	450～550	550～750
	$0.25<I_L\leqslant 0.50$	1700～1900	400～500	700～800	800～900	900～1000
	$0<I_L\leqslant 0.25$	2600～2800	750～850	1000～1200	1200～1400	1400～1600
粉土	$0.7<e\leqslant 0.9$	1400～1600	250～350	300～500	450～650	650～850
	$e<0.75$	1600～2100	550～800	650～900	750～1000	850～1000
粉砂	稍密	1500～1700	200～400	350～500	450～600	600～700
	中密、密实	1700～1900	400～500	700～800	800～900	900～1100
细砂	中密、密实	2200～2400	550～650	900～1000	1000～1200	1200～1500
中砂		3300～3500	850～950	1300～1400	1600～1700	1700～1900
粗砂		4900～5200	1400～1500	2000～2200	2300～2400	2300～2500
砾砂	中密、密实	3200～5300	1500～2500			
角砾、圆砾			1800～2800			
碎石、卵石			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。

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：

$$R_k=\frac{R_u}{K} \tag{6-7}$$

经水泥粉煤灰碎石桩处理后的地基，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。经深度修正后水泥粉煤灰碎石桩复合地基承载力标准值 f_a 为

$$f_a = f_{sp.k} + \gamma_0(d - 1.5) \tag{6-8}$$

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。

水泥粉煤灰碎石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：

$$p_k \leqslant f_a \tag{6-9}$$

式中　p_k——相当于荷载效应标准组合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：

$$p_{kmax} \leqslant 1.2 f_a \tag{6-10}$$

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。

五、《建筑地基处理技术规范》(JGJ79—2002)的规定

水泥粉煤灰碎石桩桩径宜取 350～600mm，桩径过小，施工质量不容易控制；桩径过大，需加大褥垫层厚度才能保证桩土共同承担上部结构传来的荷载。

水泥粉煤灰碎石桩可只布置在基础范围内，对可液化地基、基础内可采用振动沉管水泥粉煤灰碎石桩、振动沉管碎石桩间作的加固方案，但基础外一定范围内须打设一定数量的碎石桩。

桩距应根据设计要求的复合地基承载力、建筑物控制沉降量、土性、施工工艺等确定，宜取 3～5 倍桩径。

设计的桩距首先要满足承载力和变形量的要求。从施工角度考虑，尽量选用较大的桩距，以防止新打桩对已打桩的不良影响。

就土的挤(振)密性而言，可将土分为：

(1) 挤(振)密效果好的土，如松散粉细砂、粉土、人工填土等；

(2) 可挤(振)密土，如不太密实的粉质粘土；

(3) 不可挤(振)密土、如饱和软粘土或密实度很高的粘性土、砂土等。

施工工艺可分为两大类：

一是对桩间土产生扰动或挤密的施工工艺，如振动沉管打桩机成孔制桩，属挤土成桩工艺。

其二是对桩间土不产生扰动或挤密的施工工艺，如长螺旋钻孔灌注成桩、属非挤土成桩工艺。

对挤土成桩工艺和不可挤密土宜采用较大的桩距。

在满足承载力和变形要求的前提下、可以通过调整桩长来调整桩距，桩越长，桩间距可以越大。

《建筑地基处理技术规范》(JGJ79—2002)的规定，水泥粉煤灰碎石桩复合地基承载力特征值，应通过现场复合地基载荷试验确定，初步设计时也可按式(6-11)估算：

$$f_{spk} = m\frac{R_a}{A_p} + \beta(1-m)f_{sk} \tag{6-11}$$

式中 f_{spk}——复合地基承载力特征值(kPa)；

m——面积置换率；

R_a——单桩竖向承载力特征值(kN)；

A_p——桩的截面积(m^2)；

β——桩间土承载力折减系数，宜按地区经验取值，如无经验时可取0.75～0.95，天然地基承载力较高时取大值；

f_{sk}——处理后桩间土承载力特征值(kPa)，宜按当地经验取值，如无经验时，可取天然地基承载力特征值。

当采用非挤土成桩工艺时，f_{sk}可取天然地基承载力特征值。

当采用挤土成桩工艺时，对结构性土，如淤泥质土等，施工时因受扰动强度降低，施工完后随着恢复期的增加，土体强度会有所恢复，土性不同，强度恢复的程度和所需的时间也不同。比如南京造纸厂工程，地基土为淤泥质粉质粘土，天然地基承载力特征值为f_{sk}=87kPa，采用振动沉管打桩机施工，施工后不同恢复期地基承载力特征值如表6-3所示。

表 6-3　施工后不同恢复期地基承载力特征值

恢复期/d	14	34	36	42	53
承载力特征值 f_{ak}/kPa	49	92	96	99	105

恢复期超过 32d，桩间土承载力大于原天然地基承载力。而天津塘沽地区的淤泥质粘土，成桩后 120d 后才能恢复到原土强度。

考虑到地基处理后，上部结构施工有一个过程，应考虑荷载增长和土体强度恢复的快慢来确定 f_{ak}。

对可挤密的一般粘性土，f_{sk}可取 1.1 ~ 1.2 倍天然地基承载力特征值，即 $f_{sk} = (1.1 \sim 1.2) f_{ak}$，塑性指数小，孔隙比大时取高值。

对不可挤密土，若施工速度慢，可取 $f_{sk} = f_{ak}$；对不可挤密土，若施工速度快，宜通过现场试验确定 f_{sk}；对挤密效果好的土，由于承载力提高幅值的挤密分量较大，宜通过现场试验确定 f_{sk}。

单桩竖向承载力特征值 R_a 的取值，应符合下列规定：

（1）当采用单桩载荷试验时，应将单桩竖向极限承载力除以安全系数 2；

（2）当无单桩载荷试验资料时，可按下式估算：

$$R_a = u_p \sum_{i=1}^{n} q_{si} L_i + q_p A_p \tag{6-12}$$

式中　u_p——桩的周长(m)；

n——桩长范围内所划分的土层数；

q_{si}、q_p——桩周第 i 层土的侧阻力、桩端端阻力特征值(kPa)，可按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》(GB50007)有关规定确定；

L_i——第 i 层土的厚度(m)。

桩体试块抗压强度平均值应满足下式要求：

$$f_{cu} \geqslant 3 \frac{R_a}{A_p} \tag{6-13}$$

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(kPa)。

六、水泥粉煤灰碎石桩复合地基变形计算

1. 复合地基变形研究现状

(1) 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：

$$\sigma_{zd} = \frac{p_{pd}}{L^2} K_d \tag{6-14}$$

桩侧阻力为矩形分布时：

$$\sigma_{zr} = \frac{p_{pr}}{L^2} K_r \tag{6-15}$$

桩侧阻力为三角形分布时：

$$\sigma_{zt} = \frac{p_{pt}}{L^2} K_t \tag{6-16}$$

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。

(2) 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。

(3) 复合地基变形计算经验公式　当前，复合地基在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。

第一、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：

$$E_{sp}=\frac{f_{sp,k}}{f_k}E_s \tag{6-17}$$

具体说明详见本书第二章。

② 按桩间土应力计算变形：

该方法是考虑水泥粉煤灰碎石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，桩体不发生上下刺入，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。水泥粉煤灰碎石桩复合地基加固区变形计算方法通常采用前面两种方法。

第二、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。

2. 水泥粉煤灰碎石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 6-5)，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。

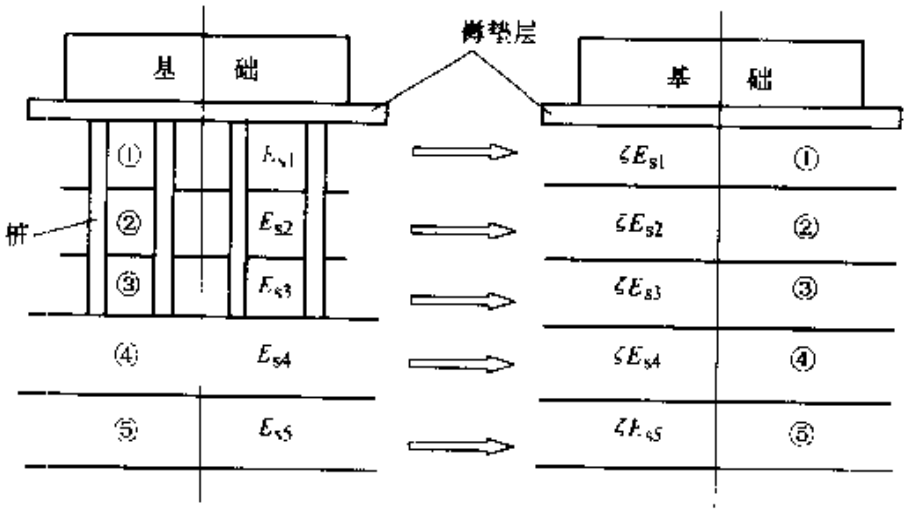


图 6-5　各土层复合模量示意图

复合地基最终变形量可按下式计算：

$$S_c = \Psi\left[\sum_{i=1}^{n_1}\frac{p_0}{\zeta E_{si}}(z_i\bar{\alpha}_i - z_{i-1}\bar{\alpha}_{i-1}) + \sum_{i=n_1+1}^{n_2}\frac{p_0}{E_{si}}(z_i\bar{\alpha}_i - z_{i-1}\bar{\alpha}_{i-1})\right] \tag{6-18}$$

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_0——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)；

α_i、α_{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，可查表计算；

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

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 6-4 的数值。

表 6-4　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 6-4 中，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：

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

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。

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：

$$\Delta s'_n\leqslant 0.025\sum_{i=1}^{n_2}\Delta s'_i \tag{6-19}$$

式中　s'_i——在计算深度范围内，第 i 层土的计算变形值；

s'_i——在计算深度向上取厚度为 Δz 的土层计算变形值，Δz 见图 6-6，并按表 6-5 确定。

表 6-5　Δz 值

b/m	$\leqslant 2$	$2<b\leqslant 4$	$4<b\leqslant 8$	$8<b$
Δz/m	0.3	0.6	0.8	1.0

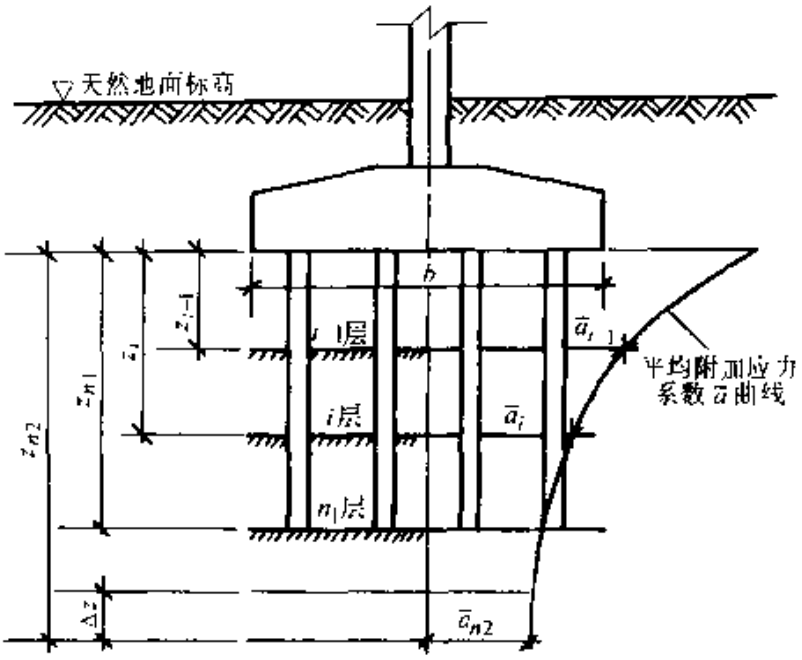


图 6-6 复合地基沉降计算分层示意图

如确定的计算深度下部仍有较软土层时，应继续计算。

3. 变形计算应注意的几个问题

(1) 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

$$\alpha_v = \frac{e_i - e_{i-1}}{p_{i-1} - p_i} \tag{6-20}$$

式中 α_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

$$E_s = \frac{1 + e_0}{\alpha_v} \tag{6-21}$$

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 $E_{s1\text{-}2}$、$E_{s2\text{-}3}$、$E_{s3\text{-}4}$、……；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 $E_{spo\sim po+100}$、$E_{spo\sim po+200}$、$E_{spo\sim po+300}$、$E_{spo\sim po+400}$、……

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 $E_{s2\text{-}3}$；当自重压力与附加压力之和为 350kPa 时，取 $E_{s2\text{-}3}$还是取 $E_{s2\text{-}4}$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 $e\text{-}p$ 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。

(2) 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_0。根据《建筑地基基础设计规范》(GB5007—2001)，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，这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（见图 6-7）。

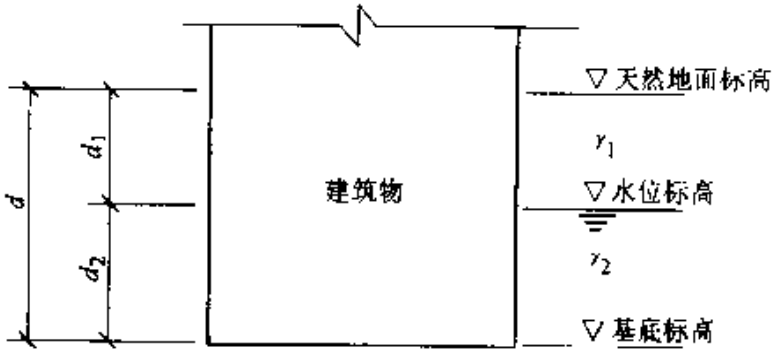


图 6-7　水位对附加压力 p_0 计算的影响

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：

$$p_0 = p - \gamma_0 d \tag{6-22}$$

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(6-19)，得附加压力 p_0 为

$$p_0 = p - \gamma_0 d = q - \gamma_w d_2 - + (\gamma_1 d_1 + \gamma'_2 d_2)$$
$$= q - [\gamma_1 d_1 + (\gamma'_2 + \gamma_w) d_2] = q - (\gamma_1 d_1 + \gamma_2 d_2) \tag{6-23}$$

从式(6-23)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。

显然这两种计算方法得到的结果是相同的。

4.《建筑地基处理技术规范》(JGJ79—2002)对复合地基变形计算要求

地基处理后的变形计算应按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB50007 的有关规定执行。复合土层的分层与天然地基相同，各复合土层的压缩模量等于该层天然地基压缩模量的 ζ 倍，ζ 值可按下式确定：

$$\zeta = \frac{f_{spk}}{f_{ak}} \tag{6-24}$$

式中　f_{ak}——基础底面下天然地基承载力特征值(kPa)。

变形计算经验系数 ψ_s 根据当地沉降观测资料及经验确定，也可采用表 6-6 数值。

表 6-6　变形计算经验系数 ψ_s

$\bar{E}_s$/MPa	2.5	4.0	7.0	15.0	20.0
ψ_s	1.1	1.0	0.7	0.4	0.2

注：为 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：

$$\bar{E}_s = \frac{\sum A_i}{\sum \frac{A_i}{E_{si}}} \tag{6-25}$$

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地上层的压缩模量取值。

地基变形计算深度应大于复合土层的厚度，并符合现行国家标准《建筑地基基础设计规范》(GB50007)中地基变形设计深度的有关规定执行。但有两点需作说明。

(1) 复合地基的分层与天然地基分层相同，大量工程实践表明当荷载接近或达到复合地基承载力时，各复合土层的压缩模量可按该层天然地基压缩模量的 ζ 倍计算。

工程中应由现场试验测定的 f_{spk}，和天然地基承载力 f_{ak} 确定 ζ。

若无试验资料时，初步设计可由地质报告提供的地基承载力特征值 f_{ak}，以及计算得到的满足设计要求的复合地基承载力特征 f_{spk}，按式(6-24)计算 ζ。

(2) 变形经验系数 ψ_s，对不同地区可根据沉降观测资料及经验确定，也可按表 6-6 取值，表 6-6 取自现行的国家标准《建筑地基基础设计规范》(GB50007)表中的基底附加压力 $p_0 \leqslant 0.75 f_{ak}$ 的一栏。

复合地基变形计算过程中，在复合土层范围内，压缩模量很高时，可能满足下式：

$$\Delta s'_n \leqslant 0.025 \sum_{i=1}^{n} \Delta s'_i \tag{6-26}$$

若计算到此为止，就漏掉了桩端以下土层的变形量，因此，计算时计算深度必须大于复合土层厚度。

七、水泥粉煤灰碎石桩复合地基设计

1. 设计思路

当水泥粉煤灰碎石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，并经常问及水泥粉煤灰碎石桩不放钢筋、在水平荷载作用下如何工作等一些问题；为此，讨论一下水泥粉煤灰碎石桩复合地基与桩基的区别显然是必要的。

桩基是大家熟悉的一种基础型式，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足扬其长，承受水平荷载则是用其短。

水泥粉煤灰碎石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 6-8 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_t；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。

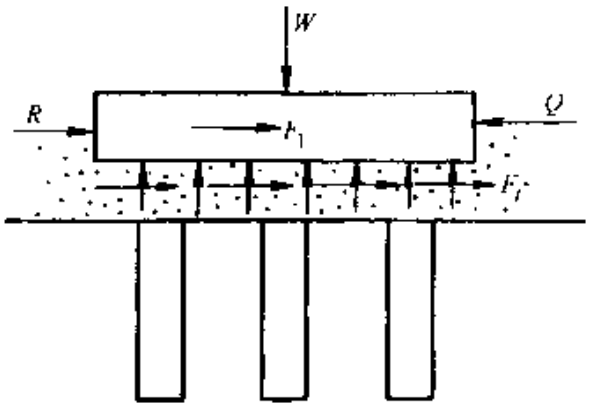


图 6-8　基础受力示意图

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

基底摩阻 F_t 传递到和桩间土上，桩顶剪应力为 τ_p、桩间土剪应力为 τ_s。由于水泥粉煤灰碎石桩复合地基置换率一般不大于 10%，则有不低于 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层厚度调整桩土水平荷载分担比。

按这一设计思路，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路。

如图 6-9 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。

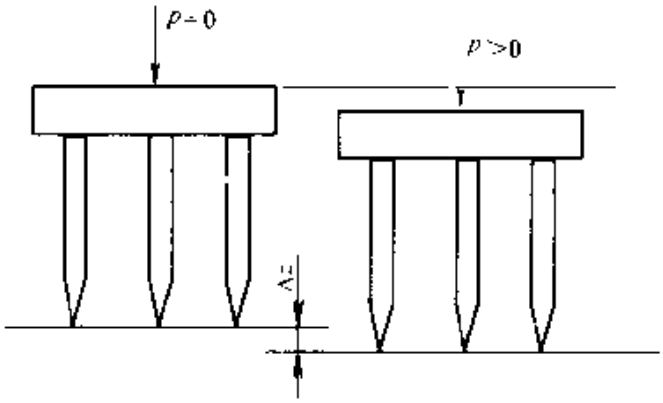


图 6-9 桩基沉降变形示意图

水泥粉煤灰碎石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，不足的部分由水泥粉煤灰碎石桩来承担。由于水泥粉煤灰碎石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，才是水泥粉煤灰碎石桩应承担的荷载。显然，与传统的桩基设计思想相比，桩的数量可以大大减少，再加上水泥粉煤灰碎石桩不配筋，桩体利用工业废料粉煤灰作为掺加料或低标号素混凝土桩，大大降低了工程造价。

需要特别指出的是，水泥粉煤灰碎石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者说变形不能满足要求，就可以用水泥粉煤灰碎石桩进行加固处理。如本书第九章工程应用实例嘉和丽园 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，均采用了水泥粉煤灰碎石桩进行加固处理。

在设计中，水泥粉煤灰碎石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，甚至水泥粉煤灰碎石桩与其他桩型组合，如水泥粉煤灰碎石桩与夯实水泥土桩、碎石桩等间作，形成多桩型复合地基。

根据《建筑地基基础设计规范》(GB50007—2001)，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主一级、二级和部分三级建筑物，均应按地基变形进行设计，《建筑地基处理技术规

范》(JGJ79—2002)，对于水泥粉煤灰碎石桩复合地基也明确提出必须进行变形验算，可见变形是水泥粉煤灰碎石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、结构形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B给出了水泥粉煤灰碎石桩参考规范对变形允许值的规定，供设计时参考。

2. 设计需要具备的资料

水泥粉煤灰碎石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，勘察单位应提供水泥粉煤灰碎石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 基础平面图和剖图，对于具有转换层或地下大空间等复杂结构形式的建筑，还应具备基础平面图和剖面图以外的其他结构图。

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(不应计入风荷载和地震荷载作用)时的基底压力。

3. 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，水泥粉煤灰碎石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他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他因素，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，在水泥粉煤灰碎石桩施工前，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声的施工工艺，如长螺旋钻管内泵压水泥粉煤灰碎石桩工法；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，水泥粉煤灰碎石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空间结构，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。

水泥粉煤灰碎石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6-10所示。

① 桩长 L：水泥粉煤灰碎石桩复合地基要求桩端落在好的土层上，这是水泥粉煤灰碎石桩复合地基设计的一个重要原则。因此，桩长是水泥粉煤灰碎石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(6-6)计算单桩承载力。

② 桩径 d：水泥粉煤灰碎石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 $s=(3\sim5)d$，桩间距的大小限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公式(6-13)要求。

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厚。

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)。

4. 布桩

原则上，水泥粉煤灰碎石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6-11)，在偏心荷载作用下，可采用沿轴线非对称布桩。

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

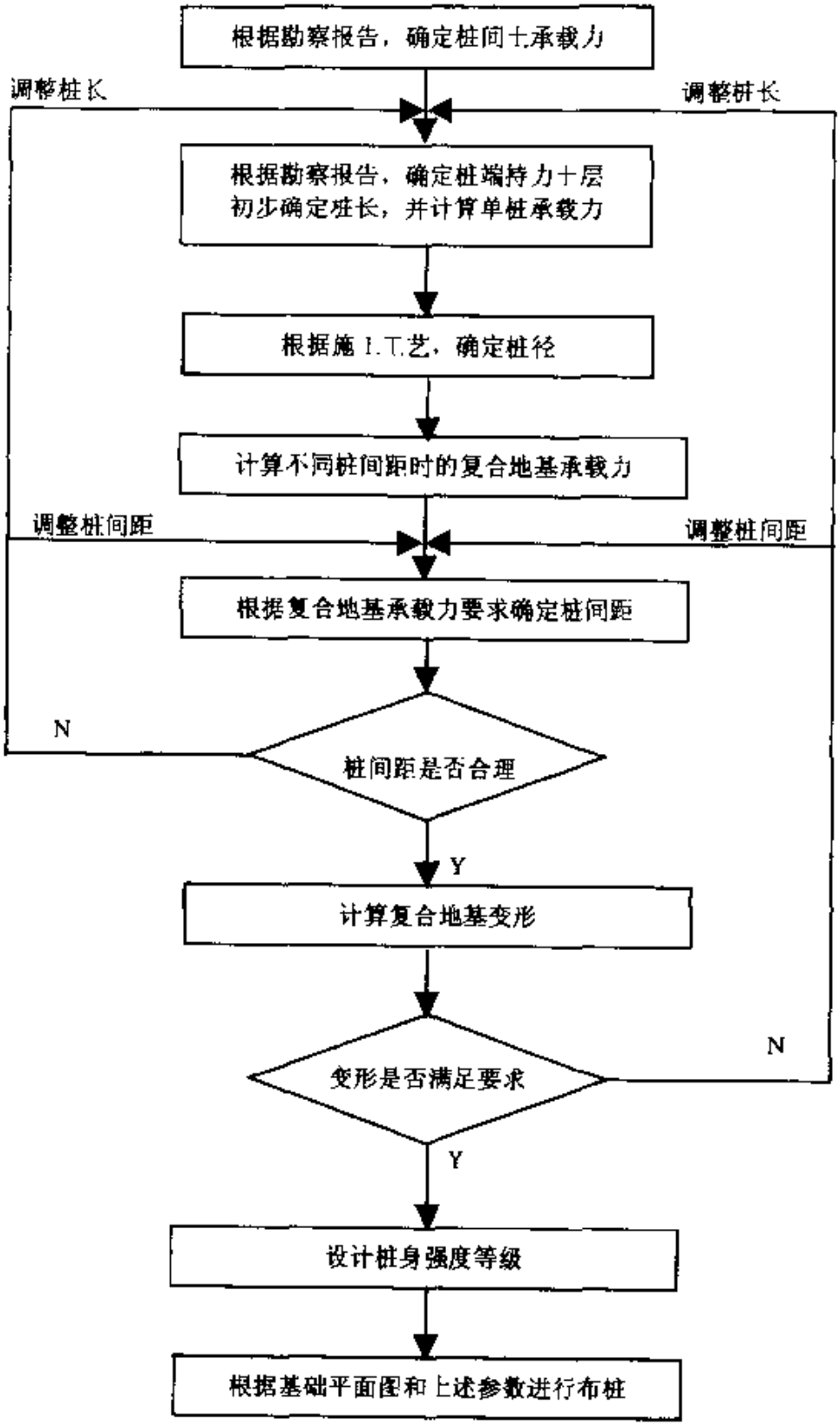


图 6-10 水泥粉煤灰碎石桩复合地基设计流程图

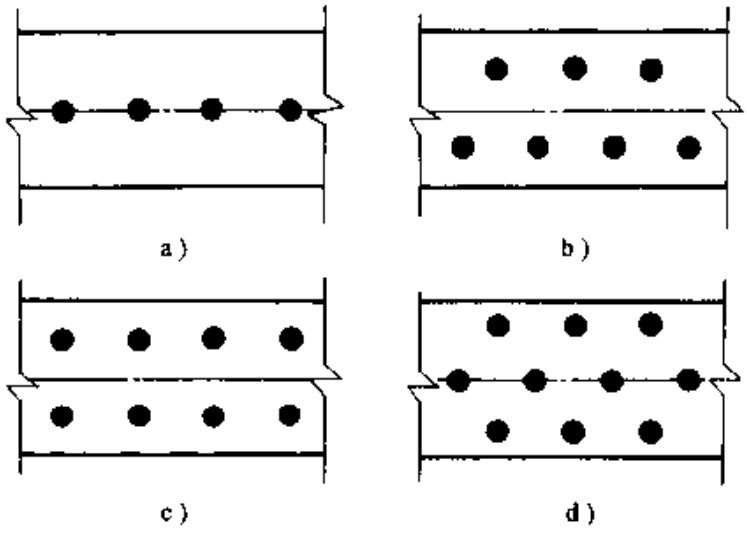


图 6-11　条形基础布桩示意图

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 6-12 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 6-12 b，但不宜采用图 6-12 c 的布桩方法。

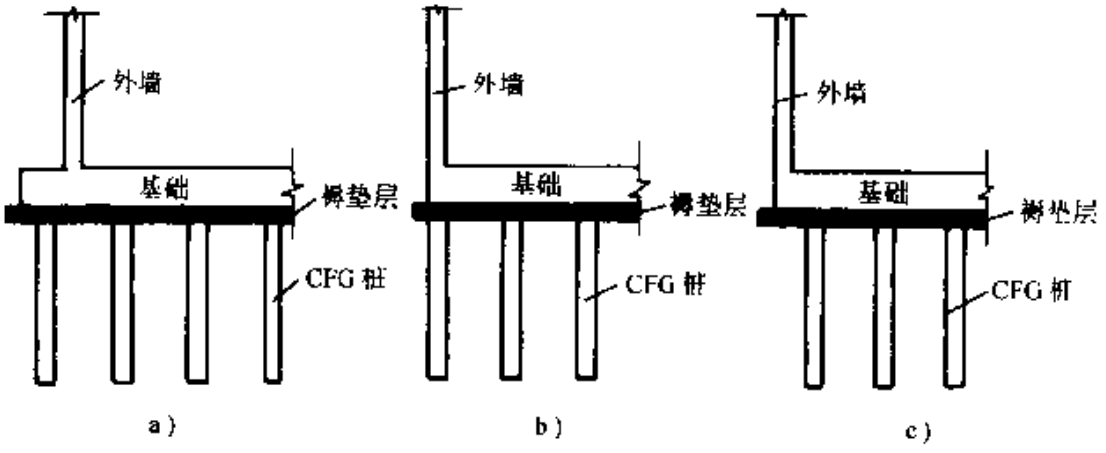


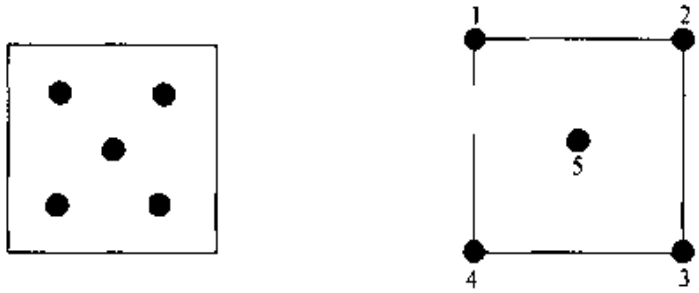
图 6-12　筏板边桩布桩示意图

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。这些考虑都是有一定道理的。

对于桩(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 6-13 a 所示的桩均布在基础内，桩的受力是比较合理的；图 6-13 b 中，除 5 号桩外，其他各桩只有基础下的少部有 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。



a)　　b)

图 6-13　基础布桩示意图

八、复合地基中桩体间距的设计计算

水泥粉煤灰碎石桩的设计桩距，除了满足承载力和变形要求以外，主要从施工角度考虑，尽量选用较大的桩距，以防止新打桩对已打桩的不良影响，所以桩间距取 3～5 倍桩径，没有太多的理论依据。本节根据复合地基的工作原理与特性，结合场地工程地质条件与地基处理的主要目的，对复合地基中桩体间距的设计计算原则进行分析探讨，提出可基本通用的几种计算方法和公式，可供设计应用。

1. 概述

复合地基是由基体和增强体两部分组成的人工地基。基体指原地基土体或经过原位加密的地基土，通常称为桩间土；竖向增强体可分

别由密实的素土、砂石、灰土、水泥及混凝土等材料构成，习惯上称为桩或桩体。复合地基的基本特点是：地基加固区由基体和增强体两部分组成，是非均质的各向异性的；由基体和增强体共同承担上部荷载。桩体材料性状不同，其在复合地基中作用的机理亦不相同。在素土、砂石等散体材料作桩的复合地基中，桩体的承载力虽与桩体材料的强度指标有关，但起决定因素的是周围土体的围箍作用，松软的桩周土难以使其形成具有增强作用的桩体。散体材料桩在荷载作用下的沉降主要发生于约 2～3 倍桩径深度范围内桩体的压缩变形和侧向鼓胀位移。灰土、水泥土等具有一定的胶凝强度，但在复合地基中桩顶应力往往处于塑性变形阶段，桩顶沉降主要是 6～12 倍桩径的深度范围内桩体的压缩变形，超过一定深度后，桩体应力已很小并与桩周土体趋于一致，即使桩已被压裂，在此深度以下的桩体也很少产生变形，桩体的承载力决定于桩体材料的强度与刚度，此即柔性桩的特点。以混凝土等材料制成的刚性桩复合地基，在荷载作用下，桩顶最大应力约为其极限抗压强度的 35%，桩体应力通常处于弹性阶段，桩体的压缩变形很小，桩顶沉降与桩端沉降量无明显差异，其承载力决定于桩周土的侧阻力与桩底土的端阻力。各类材料桩体在极限荷载作用下的分层沉降量与深度的关系如图 6-14 所示，从中可明显看出

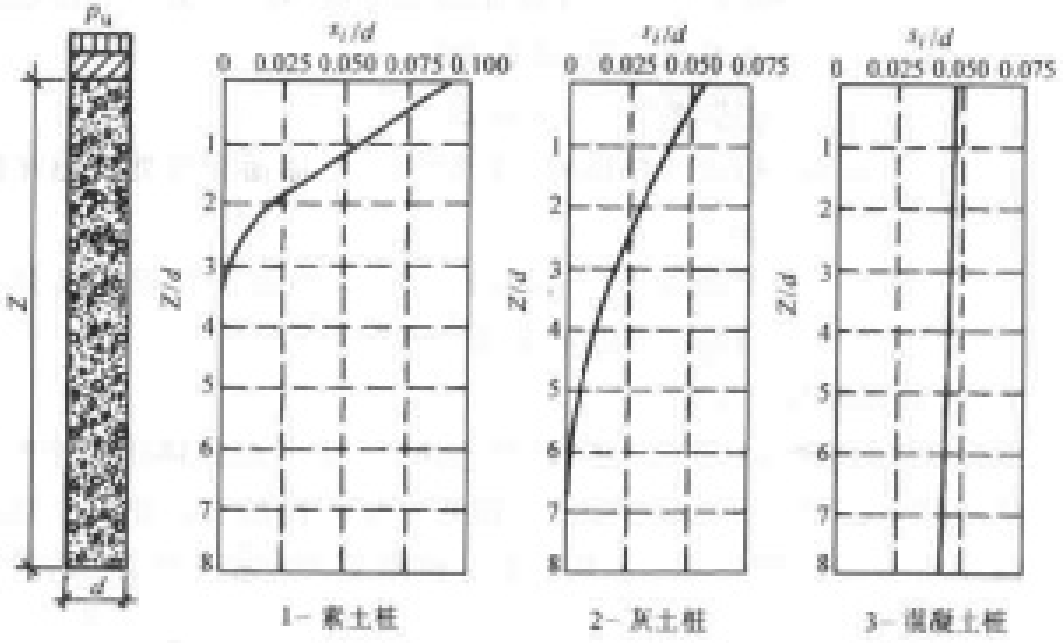


图 6-14　各类材料桩体在极限荷载下的分层沉降量(s_i/d)

不同类材料桩体的变形特征与其作用机理。

作为增强体，在各类复合地基中的桩体均要求具有较高的承载力和变形模量，同时还需要相当的桩土面积比。复合地基中桩体的面积置换率(简称置换率)，是指在地基处理平面范围内，桩的面积与处理面积之比。置换率是复合地基中的一个重要技术参数，它与桩的排列方式及桩距大小密切相关，所以桩距的设计计算是各类复合地基设计的一项主要内容。关于复合地基中桩体间距的设计计算，在不少规范和文献中已有所规定和论述，但其中还存在许多尚不明确之处，往往使设计人员难以适从。由此造成在有些复合地基设计中，盲目选用桩间距的情况时有发生，直接影响了地基处理工程的质量或效益。针对这一情况，本节结合场地工程地质条件与地基处理的主要目的，探讨适用于各类复合地基中桩间距设计的原则，并提出可基本通用的几种计算方法与公式，供参考应用。为论述方便，下面先列出文中采用主要符号及其含意：

d_0、d 及 k——预钻孔(非挤土)直径、桩体直径及扩径系数 $k=d/d_0$；

s、h 及 n——桩(中心)距、桩的(中心)排距及排距系数 $n=h/s$；

λ_c(η_c)及 ρ_{dmax}——桩间土的压实(挤密)系数及土的最大干密度 ρ_{dmax}；

ρ_d、ρ_{d1}——挤密前后土的平均干密度，$\bar{\rho}_{d1}=\lambda_c\cdot\rho_{dmax}$(或 $\eta_c\cdot\rho_{dmax}$)；

$f_{s,k}$、$f_{p,k}$、$f_{sp,k}$——桩间土、桩体的承载力标准(特征)值及复合地基承载力标准(特征)值；

α——桩距系数，$\alpha=s/d$；

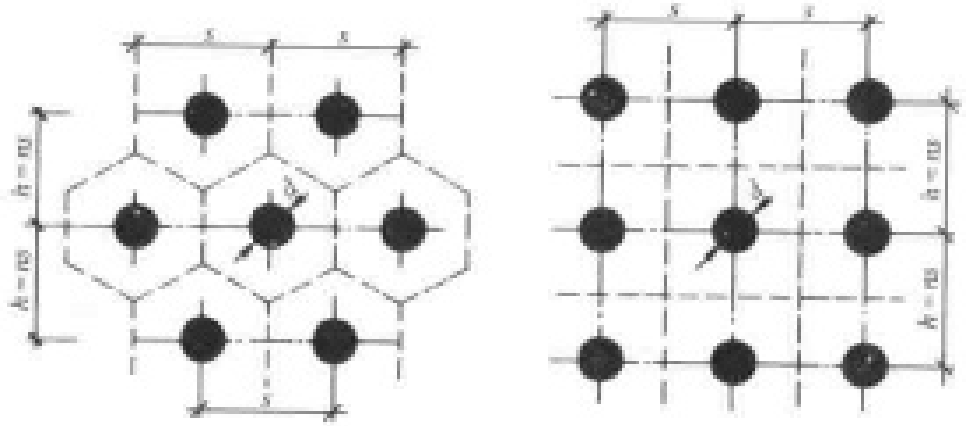
m——桩面积置换率(置换率)，桩体面积与处理地基面积之比；

Δz、Z 及 ε——由振动作用引起的地面下沉量、处理深度振密(桩长)及振沉系数 $\varepsilon=Z-\Delta z/Z$。

2. 桩的排列与置换率

在各类竖向增强体(即桩体)复合地基中，常见的桩体排列方式为三角形或方形，如图 6-15 所示。当按正三角形排桩时，单桩分担的处理范围为正六边形，各桩间距相等，桩间土的挤密效果及桩的作用比较均匀。当按正方形排桩时，单桩分担的处理范围为正方形，布桩与施工较为方便。因此，正三角形(即等边三角形)布桩最为常用，有

时因基础尺寸所限或为了布桩简便，也可采用等腰三角形或矩形布桩。无论采用何种三角形或矩形布桩，可由图 6-15 看出，在任意相邻四个桩中心线连成的四边形中，其四个夹角合计为 360°，亦即其中均包含一根桩体的面积。显然，一根桩分担的处理面积 a 均等于该四边形的面积，即



a)　　b)

图 6-15　挤密桩桩位布列图

a) 三角形　b) 矩形

$$a = sh = ns^2 = n\,(ad)^2 \tag{6-27}$$

按一根桩分担的处理面积，即可计算出复合地基的置换率 m，即

$$m = \frac{\pi/4d^2}{sh} = \frac{0.783d^2}{ns^2} = \frac{0.785}{na^2} \tag{6-28}$$

由式(6-28)可以看出，置换率 m 与桩径大小无关，而与桩距系数 a^2 成反比。

当按正三角形布桩时，排距系数 $n = h/s = 0.866$，则置换率 m 为

$$m = \frac{0.907d^2}{s^2} = \frac{0.907}{a^2} \tag{6-29}$$

当按正方形布桩时，排距系数 $n = h/s = 1.0$，则置换率 m 为

$$m = \frac{0.785d^2}{s^2} = \frac{0.785}{a^2} \tag{6-30}$$

表 6-7 中列出了几种情况下的换算公式。

表 6-7 桩径 d、桩距 s、排距 h 与单桩分担面积 A_e、置换率 m 等的换算公式

项目 / 布桩方式	排距系数 n	单桩分担面积 A_e	等效圆柱板直径 d_e	面积置换率 m
等腰三角形	h/s	ns^2	$1.129\sqrt{ns}$	$0.785d^2/ns^2$
矩形		$n(ad)^2$	$1.129\sqrt{nad}$	$0.785/na^2$
正三角形	0.866	$0.866s^2$	$1.051s$	$0.907d^2/s^2$
		$0.866(ad)^2$	$1.051ad$	$0.907/a^2$
正方形	1.0	$1.000s^2$	$1.129s$	$0.785d^2/s^2$
		$1.000(ad)^2$	$1.129ad$	$0.785/a^2$

注：正三角形布桩时 $n=0.866$；正方形布桩时 $n=1.0$。

3. 按加密桩间土计算桩的间距

湿陷性黄土、人工填土和液化砂土地基，由于自然土体处于欠压密和松散状态，干密度小，孔隙率高，这是产生湿陷性和液化性等不良工程性质的主要原因。实践证明，只要将这类地基土加密到一定程度，使其孔隙率降低即可达到消除上述不良工程性质的目的。采用加密法特别是原位深层挤(振)密法处理这类地基，是一种行之有效又十分经济的方法。下面分别介绍湿陷性黄土、人工填土以及液化砂土地基，采用挤密桩法或振动挤密桩法时桩距的设计计算。

(1) 湿陷性黄土和人工填土地基挤密桩桩距的计算：

湿陷性黄土和人工填土地基深层处理，常用土桩或灰土桩挤密法，近几年也有采用预钻孔夯扩挤密法。参见图 6-15，同时考虑预钻孔的情况，取任意四根桩中心线连成的四边形作为挤密单元，按照挤密前后桩间土质量不变的原则，可列出下面的公式：

$$\left(ns^2-\frac{\pi}{4}d_0^2\right)\bar{\rho}_d=\left[ns^2-\frac{\pi}{4}d^2\right]\bar{\rho}_{d1}$$

设扩孔系数 $k=d/d_0$，排距为 h，排距系数 $n=h/s$ 将上式整理后得出：

$$s = \frac{0.886}{\sqrt{n}} \sqrt{\frac{\bar{\rho}_{d1} - \rho_d / \overline{k^2}}{\rho_{d1} - \rho_d}} d \tag{6-31}$$

若不预先钻孔，即 $d_0 = 0$，$k = \infty$，上式中分子后一项为 0，可得：

$$s = \frac{0.886}{\sqrt{n}} \sqrt{\frac{\bar{\rho}_{d1}}{\bar{\rho}_{d1} - \bar{\rho}_d}} \cdot d \tag{6-32}$$

式(6-32)是常见的一般挤密桩桩距计算公式。预钻孔工艺仅适用于地基土含水量偏高或桩孔较深的场地，因其挤密效果低而置换率又高，一般不宜采用。

当按正三角形布桩时，排距系数 $n = 0.866$，式(6-32)变为

$$s = 0.952 \sqrt{\frac{\rho_{d1}}{\bar{\rho}_{d1} - \bar{\rho}_d}} d \tag{6-33}$$

当按正方形布桩时，排距系数 $n = 1.0$，式(6-32)变为

$$s = 0.886 \sqrt{\frac{\bar{\rho}_{d1}}{\bar{\rho}_{d1} - \bar{\rho}_d}} d \tag{6-34}$$

式中 $\bar{\rho}_{d1} = \lambda_c$（或 η_c）$\cdot \bar{\rho}_{dmax}$，压实(挤密)系数 λ_c（或 η_c）可取 0.93。

若按等腰三角形或矩形布桩时，$n = s/h$ 应按实际 n 值计算，可用式(6-31)或式(6-32)计算其桩距。桩距系数 $\alpha = s/d$ 即以上四式中右边除了 d 以外的各项。

(2) 液化砂土地基振动挤密桩桩距的计算：

对液化砂土地基的处理，常用振密砂石桩法或振冲桩法。砂性土在振动作用下将引起振密下沉。若桩长(处理深度)为 Z，由于振动作用引起地面下沉量为 Δz（见图 6-16），设振沉系数 $\varepsilon = Z - \Delta z / Z$，而成桩的同时还有挤密作用。由此可见，对砂土地基采用振密桩法处理时，同时具有振密与挤密的双重加密效果，同理按照振动挤密前后桩间砂土质量不变的原则，参照图 6-15 及图 6-16 可列出下式：

$$Z(ns^2)\rho_d = (Z - \Delta z)\left(ns^2 - \frac{\pi}{4}d^2\right)\bar{\rho}_{d1}$$

整理后可得：

$$s = \frac{0.886}{\sqrt{n}} \sqrt{\frac{\varepsilon\bar{\rho}_{d1}}{\varepsilon\bar{\rho}_{d1} - \varepsilon\rho_d}} d \tag{6-35}$$

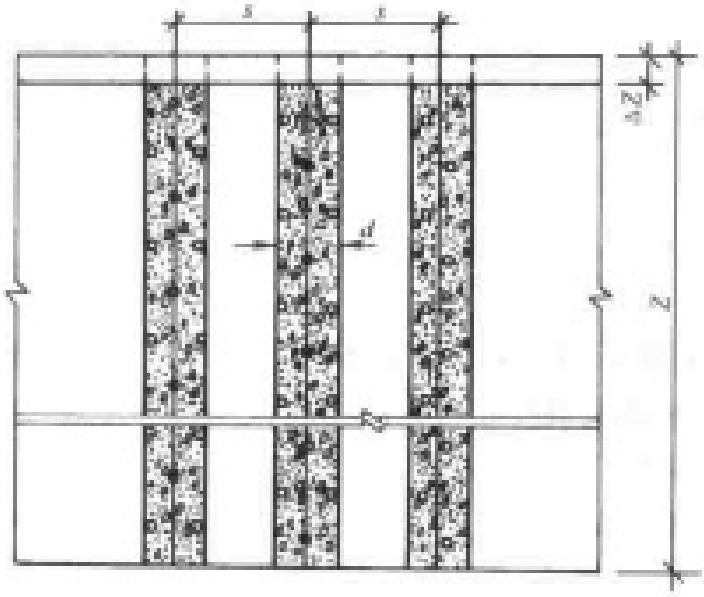


图 6-16　振密引起地基下沉示意图

式(6-35)与式(6-32)有着相似的形式，唯其中 $\bar{\rho}_{d1}$ 前多了一项 ε，振沉系数 ε 可通过现场试验或经验确定。

当采用正三角布桩时：
$$s = 0.952\sqrt{\frac{\varepsilon\bar{\rho}_{d1}}{\varepsilon\bar{\rho}_{d1} - \bar{\rho}_d}}\,d \tag{6-36}$$

当采用正三角布桩时：
$$s = 0.886\sqrt{\frac{\varepsilon\bar{\rho}_{d1}}{\varepsilon\bar{\rho}_{d1} - \bar{\rho}_d}}\,d \tag{6-37}$$

以上三式也可改为砂土地基的以孔隙比表示的形式，则式(6-35)为：

$$s = \frac{0.886}{\sqrt{n}}\sqrt{\frac{\varepsilon(1+\bar{e}_0)}{\varepsilon(1+\bar{e}_0) - (1+\bar{e}_1)}}\,d \tag{6-38}$$

式中　$\bar{e}_0$、$\bar{e}_1$——挤(振)密前、后砂土平均孔隙比；$\bar{e}_1 = e_{max} - D_r(e_{max} - e_{min})$，$e_{max}$、$e_{min}$是砂土的最大、最小孔隙比，$D_r$是地基挤(振)密后要求的相对密度，可取 $D_r = 0.70 \sim 0.85$。

4. 按提高地基承载力计算桩的间距

对于软土、饱和黄土、较密实的一般粘土或人工填土地基，通常不宜或不需要对土体进行加密，此类地基处理的主要目的是提高其承载力和变形模量。因此，在设计复合地基的桩距时应按提高地基的承

载力进行计算。

出复合地基较通用的承载力计算公式

$$f_{sp,k} = mf_{p,k} + \beta(1-m)f_{s,k}$$

推出　$m = \dfrac{f_{sp,k} - \beta f_{s,k}}{f_{p,k} - \beta f_{s,k}}$　　(6-39)

同时由式(6-35)和式(6-36)知　$m = \dfrac{0.785d^2}{ns^2}$　　(6-40)

令以上二式相等即可得　$s = \dfrac{0.886}{\sqrt{n}}\sqrt{\dfrac{f_{p,k} - \beta f_{s,k}}{f_{sp,k} - \beta f_{s,k}}}\,d$　　(6-41)

当按三角形布桩时　$s = 0.952\sqrt{\dfrac{f_{p,k} - \beta f_{s,k}}{f_{sp,k} - \beta f_{s,k}}}\,d$　　(6-42)

当按正方形布桩时　$s = 0.886\sqrt{\dfrac{f_{p,k} - \beta f_{s,k}}{f_{sp,k} - \beta f_{s,k}}}\,d$　　(6-43)

上列各式中的 β 为桩间土承载力折减系数，可根据桩体材料的性状、桩底土性及桩间土承载力 $f_{s,k}$ 测试的方法等因素参照当地经验确定。通常取 $\beta = 0.4 \sim 1.0$。

5. 复合地基桩间距的计算公式

(1) 表 6-8 列出了不同处理目的时，复合地基桩距 s 的计算公式。

表 6-8　复合地基桩(中心)距 s 的计算公式

类　别	施工工艺	桩(中心)距 s	置换率 m
按加密桩间土	单纯挤密	$\dfrac{0.866}{\sqrt{n}}\sqrt{\dfrac{\bar{\rho}_{d1}}{\bar{\rho}_{d1} - \bar{\rho}_d}}\,d$	$\dfrac{\bar{\rho}_{d1} - \bar{\rho}_d}{\rho_{d1}}$
	预钻孔夯扩挤密	$\dfrac{0.866}{\sqrt{n}}\sqrt{\dfrac{\bar{\rho}_{d1} - \bar{\rho}_d/k^2}{\bar{\rho}_{d1} - \bar{\rho}_d}}\,d$	$\dfrac{\bar{\rho}_{d1} - \bar{\rho}_d}{\bar{\rho}_{d1} - \bar{\rho}_d/k^2}$
	砂土振动挤密	$\dfrac{0.866}{\sqrt{n}}\sqrt{\dfrac{\varepsilon\bar{\rho}_{d1}}{\varepsilon\bar{\rho}_{d1} - \bar{\rho}_d}}\,d$； $\dfrac{0.866}{\sqrt{n}}\sqrt{\dfrac{\varepsilon(1+\bar{e}_0)}{\varepsilon(1+\bar{e}_0) - (1+\bar{e}_0)}}\,d$	$\dfrac{\varepsilon\bar{\rho}_{d1} - \bar{\rho}_d}{\varepsilon\bar{\rho}_{d1}}$； $\dfrac{\varepsilon(1+\bar{e}_0) - (1+\bar{e}_0)}{\varepsilon(1+\bar{e}_0)}$

（续）

类 别	施二工艺	桩(中心)距 s	置换率 m
按提高承载力	……	$\frac{0.866}{\sqrt{n}}\sqrt{\frac{f_{p,k}-\beta f_{s,k}}{f_{sp,k}-\beta f_{s,k}}}d$	$\frac{f_{sp,k}-\beta f_{s,k}}{f_{p,k}-\beta f_{s,k}}$

注：1. $n=h/s$（h 为桩的排距，n 为排距系数），当按正三角形布桩时，$n=0.866$，$\frac{0.866}{\sqrt{n}}=0.952$；当按正方形布桩时，$n=1.000$，$\frac{0.886}{\sqrt{n}}=0.886$。

2. $k=d/d_0$（d_0 为预钻孔(非挤土)直径，k 为扩径系数），宜定 $k\approx1.38$。

3. $\varepsilon=\frac{Z-\Delta z}{Z}$（$Z$ 为振密桩长，Δz 为由振动引起的地面下沉量，ε 为振沉系数），ε 应由现场试验确定，一般为振动与挤密作用总效果的 1/3 到 1/2，在某工程通过试验实测振沉系数 $\varepsilon=0.966$；桩距可增大 10%左右。

4. β 为桩间土承载力折减系数，可根据桩体材料的性状、桩底土性及桩间土承载力测试方法等因素或参照当地经验确定，通常取 $\beta=0.4\sim1.0$。

(2) 复合地基桩间距的设计计算，应根据地基土的性状和地基处理的主要目的进行，本节介绍几种计算方法和公式可供参考应用。在设计时，盲目套用其他工程的桩距，容易影响地基处理的质量或经济效益，因而是不妥当的。

(3) 地基土属于自然产物，具有一定的不均匀性和变异性，计算公式中的各项参数也难免与实际情况有差异，因此，在缺乏经验的地区或在重要的与大中型工程中，应在计算的基础上通过现场试验确定合理的桩距和其他相关设计资料。

九、复合地基单桩载荷试验推算大型载荷试验的方法

本节分析了单桩在复合地基中的工作性质，指出试验单桩与实际单桩的不同，认为松软地基水平附加应力对 CFG 桩体具有围护作用，从而得出实际单桩的承载力及沉降量计算式。由单桩的 Q-s 曲线，须从修正承载力和沉降量两方面入手，工程实例表明，计算结果与实测结果接近。

1. 概述

振冲碎石桩、水泥粉煤灰碎石桩加固松软地基的方法，已取得了广泛应用，技术经济效果也十分显著。国内外曾多次举行有关碎石桩

和水泥粉煤灰碎石桩的专题讨论会，就其设计理论和实际经验作了探讨和总结。许多工作者对复合地基的强度和沉降计算方法进行了深入的研究，并建立了计算公式。这些理论性的工作均以现场载荷试验为依据。

复合地基载荷试验一般分为群桩大型载荷试验和单桩小型载荷试验。从经济角度来看，前者所需费用比后者要高得多，测试时间也较长，表 6-9 为两种试验的比较。

表 6-9　大型载荷试验与单桩载荷试验比较

比较项目	大型载荷试验	单桩载荷试验
主要设备	荷载板 6～15t 吊车 10～25t 一台	荷载板 0.05～0.2t 吊车 5t 一台
一组试验需要载荷量	300～800t	20～100t
一组试验需要时间	120～190h	48h 左右
中等工程一次试验费用	10～50 万元	0.5～2.0 万元

对于整个振冲碎石桩和水泥粉煤灰碎石桩加固范围而言，群桩大型载荷试验同单桩小型载荷试验相似，仍是一个加固点。如图 6-17 所示，a 是正方形载荷板压四根桩及相应桩间土，b 是长方形载荷板压二根桩及桩间土，c 是正方形载荷板压一根桩及桩间土。三种型式下的面积置换率 A_s 相同，工程实例表明，三种型式的载荷试验结果(如 Q-s 曲线)是不一样的。究竟何种型式的载荷试验更能代表复合地基的实际情况，目前尚未见到这方面的报道。如果从复合地基中取出一个单元来研究，如图 6-17 c 所示，为一根桩和相应桩间土体组成的单元复合地基，其试验结果显然可以推广到整个复合地基。单元复合地基的载荷试验可以分为单桩载荷试验及桩间土载荷试验。因此，用单桩载荷试验来取代群桩载荷试验，是可行的。有人根据试验资料认为，单桩的沉降量 s' 小于复合地基的沉降量 s，由一种经验关系，利用 s' 求出 s，但这样计算所得 s 值往往偏大。

本节首先根据试验单桩与实际单桩的工作状态之间的不同，考虑了土体对桩体的围护作用，提出修正后单桩承载力公式和复合地基的沉降量计算式。工程实例表明，计算值与实测值接近。

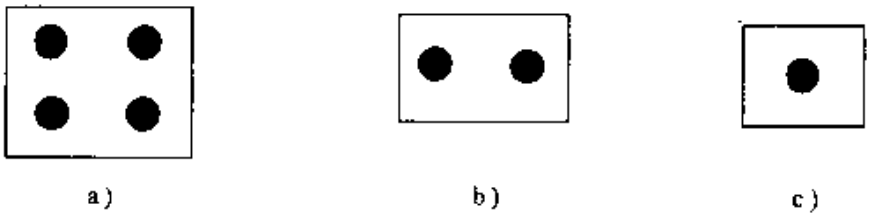


图 6-17　复合地基载荷试验的几种形式

2. 水泥粉煤灰碎石桩和碎石桩的工作性质及公式推求

（1）工作性质　由于水泥粉煤灰碎石桩或振冲碎石桩的压缩性明显小于周围土体的压缩性，因此，上部荷载传给复合地基的附加应力随着桩、土变形的协调发展而逐渐集中到桩体上，此现象称为应力集中。说明水泥粉煤灰碎石桩或振冲碎石桩具有“桩”的作用。地基土体在基底压力 σ_s 作用下，将产生竖向的附加应力沉降，但由于水泥粉煤灰碎石桩或振冲碎石桩的约束，这种沉降了受到限制。于是在土体中产生水平方向的附加应力，从而使整个复合地基形成不能分开的整体“土层”。

图 6-18 为单根水泥粉煤灰碎石桩或振冲碎石桩(单元复合地基)的受力情形，土体水平附加应力 $K_{a2}\sigma_s$ 对桩体具有围护作用。在试验情形下，因 $\sigma_s=0$，故桩体没有受到土体附加应力引起的围护作用，而仅仅受到土体自重应力的围护，这就是试验单桩与实际单桩受力状态的不同。因而试验求得的承载力及沉降量与实际情况相比也是不同的。

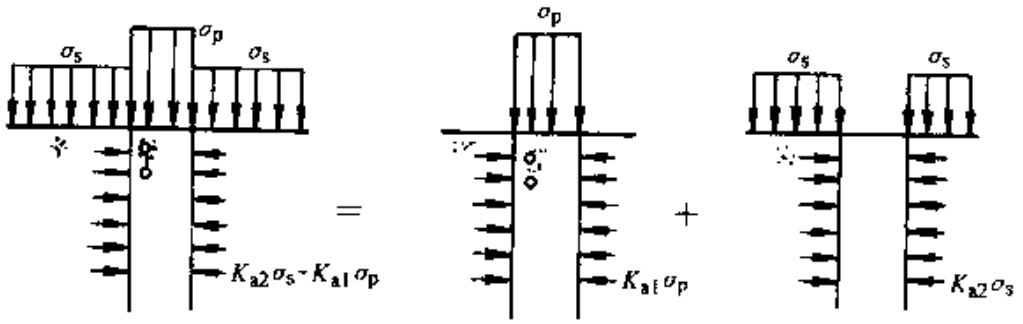


图 6-18　单元复合地基受力情形

（2）公式推导　一般认为，桩柱体达到极限承载力时，桩周土体亦

达到了极限平衡状态，此时水平围护压力 $K_{a2}\sigma_s$ 最大，围护压力对桩体起着推迟破坏的作用，因而提高了桩体本身的承载力。图 6-19 为桩体单元受力情形，桩柱体在极限状态下的应力圆如图 6-20 所示。从图可知：

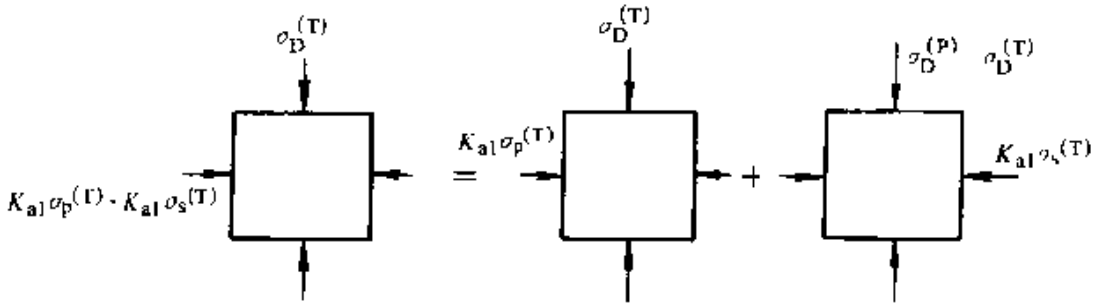


图 6-19　桩体单元受力图

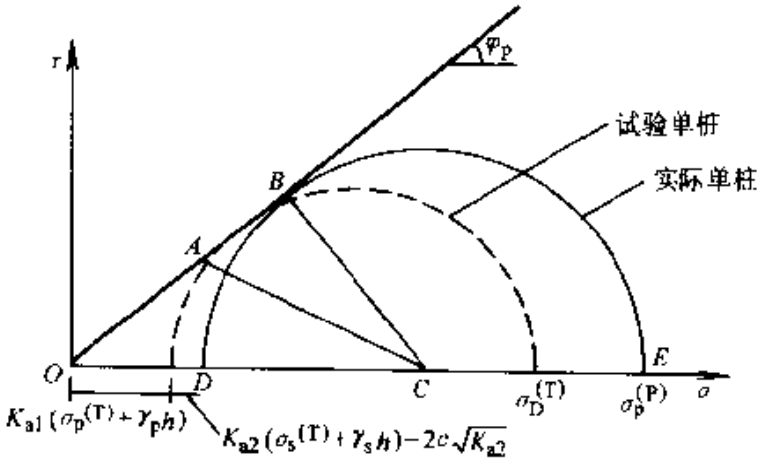


图 6-20　水泥粉煤灰碎石桩极限应力圆

$$\overline{AD} = \overline{OD} \cdot \tan\varphi_p$$

$$\overline{CD} = \tan(45° + \varphi_p/2) \cdot \overline{AD} = \overline{OD} \cdot \tan(45° + \varphi_p/2) \cdot \tan\varphi_p$$

而 $\overline{CD} = \frac{1}{2}(\overline{OE} - \overline{OD})$

即 $\overline{OE} = \overline{OD}(1 + 2 \cdot \tan(45° + \varphi_p/2) \cdot \tan\varphi_p)$

因 $\overline{OE} = \sigma_p^{(p)}$

$$\overline{OD} = K_{a1}(\sigma_p^{(T)} + r_p \cdot h) + K_{a2}(\sigma_p^{(T)} + r_s h) - 2 \cdot c\sqrt{K_{a2}}$$

所以

$$\sigma_p^{(p)} = K_A \cdot \sigma_p^{(T)} = K_B \cdot \sigma_s^{(T)} + n_c \cdot h - K_D \cdot c \qquad (6\text{-}44)$$

以上各式中 K_A——桩体本身的压力系数，$K_A=\frac{1-\sin\varphi_p}{1+\sin\varphi_p}\cdot[1+2\cdot\tan(45°+\varphi_p/2)\cdot\tan\varphi_p]\equiv 1.0$，$\varphi_p$ 为桩的内摩擦角；

$\sigma_p^{(p)}$——实际单桩的承载力(kPa)，脚标(p)表示实际单桩的情形；

$\sigma_p^{(T)}$——试验单桩的承载力(kPa)，脚标(T)表示实验单桩的情形；

$\sigma_s^{(T)}$——桩间土的承载力(kPa)，显然 $\sigma_s^{(T)}=\sigma_s^{(p)}$；

K_B——土对桩的压力系数，$K_B=K_{a2}\cdot\left[1+2\cdot\tan\left(45°+\frac{\varphi_p}{2}\right)\tan\varphi_p\right]$，$K_{a2}=K\cdot\frac{1-\sin\varphi_s}{1+\sin\varphi_s}$ 其中 K 为修正系数，一般取0～1，因为土对桩的压力不能完全等同于土对墙背的压力，K 值的选取视具体土性而定，土质软者，取大值，土质硬者，取小值，令取 $K=0.5$；

φ_s——土的内摩擦角；

n_s——桩、土性质参数(kN/m^3)；

$n_s=K_{a1}\cdot\gamma_p+K_{a2}\cdot\gamma_s$；

γ_p，γ_s——桩、土重度(kN/m^3)；

h——桩柱的破坏段长度(m)；

K_D——土压力系数，$K_D=2\sqrt{K\cdot\frac{1-\sin\varphi_s}{1+\sin\varphi_s}}$；

c——土的凝聚力(kPa)。

不计桩，土自重时：

$$\sigma_p^{(T)}=\sigma_p^{(T)}+K_B\cdot\sigma_s^{(T)}-K_D\cdot c \tag{6-45}$$

对于砂性地基，取 $c=0$，则

$$\sigma_p^{(p)}=\sigma_p^{(T)}+K_B\cdot\sigma_s^{(T)} \tag{6-46}$$

由式(6-45)

$$\frac{\sigma_p^{(p)}}{\sigma_s^{(T)}}=\frac{\sigma_p^{(p)}}{\sigma_s^{(T)}}+K_B-\frac{K_D\cdot c}{\sigma_s^{(T)}} \tag{6-47}$$

式中　$\dfrac{\sigma_p^{(p)}}{\sigma_s^{(T)}} = \omega^{(p)}$——实际应力比(群桩应力比)；

$\dfrac{\sigma_p^{(p)}}{\sigma_s^{(T)}} = \omega^{(T)}$——试验应力比(单桩应力比)。

即
$$\omega^{(p)} = \omega^{(T)} + K_B - \frac{K_D \cdot c}{\sigma_s^{(T)}} \tag{6-48}$$

事实上，振冲加固的地基大都是松软地基，其 c 值较小，即 $K_D \cdot c/\sigma_s^{(T)}$ 也小，可以略而不计，

或
$$\left.\begin{aligned}\omega^{(p)} &= \omega^{(T)} + K_B \\ \omega^{(p)} - \omega^{(T)} &= K_B\end{aligned}\right\} \tag{6-49}$$

图 6-21 为 K_B 与 φ_p、φ_s 关系曲线，从上述推导可知，实际应力比与试验应力比是不相同的，两者的差异与桩、土的力学性质有关。

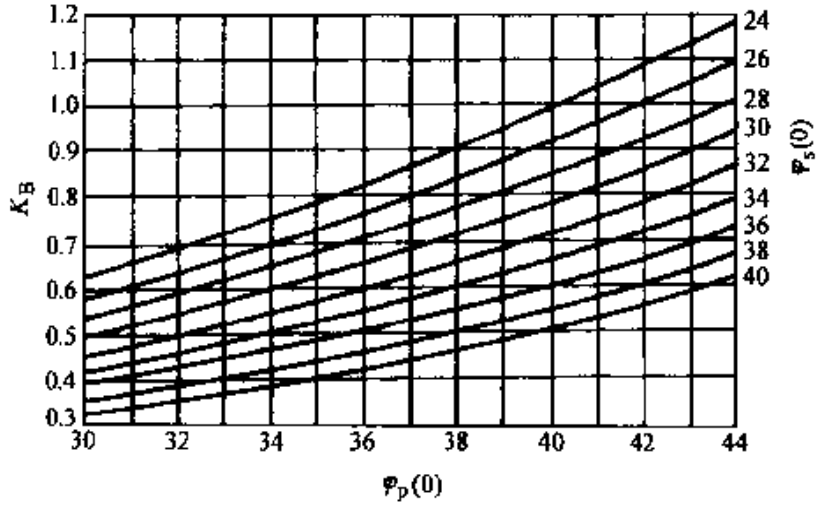


图　6-21

(3) 复合地基承载力公式：

a. 按面积加权的计算式：
$$\sigma_{ps} = a_s \cdot \sigma_p^{(p)} + (1 - a_s) \cdot \sigma_s^{(p)} \tag{6-50}$$

式中　σ_{ps}——复合地基的承载力(kPa)；

a_s——面积置换率；

$\sigma_p^{(p)}$——实际单桩承载力(kPa)，由式(6-45)和式(6-46)计算；

$\sigma_s^{(p)}$——地基土的承载力(kPa)，$\sigma_s^{(p)} = \sigma_s^{(T)}$。

b. 按应力比的计算式：

$$\sigma_{ps} = \sigma_p^{(p)}\left[\frac{1 + (\omega^{(p)} - 1)\ \alpha_s}{\omega^{(p)}}\right] \tag{6-51}$$

或 $$\sigma_{ps} = \sigma_s^{(p)}\ [1 + (\omega^{(p)} - 1)\ \cdot \alpha_s]$$

式中 $\omega^{(p)}$——实际应力比。

其余符号意义同前。

(4) 推求复合地基 Q-s 曲线的方法。根据复合地基中碎石桩和桩间土变形协调的关系，可以采用如下的计算方法推求复合地基的 Q-s 计算曲线：

某一截面桩柱的应变：

$$\varepsilon_p^{(p)} = \frac{\sigma_p^{(p)}}{E_p} \tag{6-52a}$$

$$\varepsilon_p^{(T)} = \frac{\sigma_p^{(p)}}{E_p} \tag{6-52b}$$

桩间土的应变：

$$\varepsilon_s^{(T)} = \frac{\sigma_s^{(T)}}{E_s} \tag{6-52c}$$

式中 E_s、E_p——桩间土、桩的变形模量(kPa)。

$$\frac{\varepsilon_p^{(T)}}{\varepsilon_s^{(T)}} = \frac{\sigma_p^{(T)}}{\sigma_s^{(T)}} \cdot \frac{E_s}{E_p} \tag{6-53a}$$

或

$$\frac{E_s}{E_p} = \frac{\varepsilon_p^{(T)}}{\varepsilon_s^{(T)}} \cdot \frac{\sigma_p^{(T)}}{\sigma_s^{(T)}} \tag{6-53b}$$

在碎石桩、桩间土的载荷-沉降曲线上，同一下沉量的应变相等，即

$$\varepsilon_s^{(T)} / \varepsilon_p^{(T)} = 1.0$$

故单桩应力集中比

$$\omega^{(T)} = \frac{E_p}{E_s} = \frac{\sigma_p^{(T)}}{\sigma_s^{(T)}} \tag{6-54}$$

由式(6-52)和式(6-45)得

$$\varepsilon_p^{(p)} = \varepsilon_p^{(T)} + \frac{K_B}{\omega^{(T)}} \cdot \varepsilon_s^{(T)} - \frac{K_D \cdot c}{E_p} \tag{6-55}$$

$\frac{K_D \cdot c}{E_p}$很小，有

$$\varepsilon_p^{(p)} = \varepsilon_p^{(T)} + \frac{K_B}{\omega^{(T)}} \cdot \varepsilon_s^{(T)} \tag{6-56}$$

$$\varepsilon_p^{(p)} = \varepsilon_p^{(T)} \left(1 + \frac{K_B}{\omega^{(T)}} \right) \tag{6-57}$$

改用沉降量表示：

$$s^{(p)} = s^{(T)} \left(1 + \frac{K_B}{\omega^{(T)}} \right) \tag{6-58}$$

式中　$s^{(p)}$——实际单桩的下沉量(mm)；

$s^{(T)}$——试验单桩的下沉量(mm)；

$\omega^{(T)}$——对应于 $s^{(T)}$ 的单桩应力比。

上式可写成：

$$s^{(p)} = \frac{\omega^{(p)}}{\omega^{(T)}} \cdot s^{(T)} \tag{6-59}$$

因此，通过式(6-45)、式(6-46)、式(6-50)、式(6-51)、式(6-58)和式(6-59)可由单桩及桩间土的载荷试验曲线推求复合地基大型载荷试验曲线。

单桩的载荷试验常采用圆形板，推广到复合地基大型载荷试验时，σ_{ps} 须用形状系数 λ_B 修正，一般取 $\lambda_B = \frac{4}{\pi} \cdot \frac{1}{\frac{a}{b} + \frac{b}{a}}$（$a$、$b$ 为大型载荷试验方形板边长）。

3. 工程实例对比分析

(1) 咸阳某烤烟厂工程，振冲碎石桩按 2.0m 的间距等边三角形布置。在天然砂基、桩间土、碎石桩位上采用直径为 79.8cm 的圆形载荷板，在复合地基上采用等于一根碎石桩的有效加固面积为 3.46m^2 的正方形压板，试验结果如表 6-10 所列。已知面积置换率 $\alpha_s = 0.144$，砂土的内摩擦角 $\varphi_s = 30°$，碎石桩 $\varphi_p = 38°$，则 $K_B = 0.7$。采用本节提出的方法推求复合地基的 Q-s 曲线，计算过程列入表 6-11，图 6-22 为复合地基的实测曲线和计算曲线，可见两者吻合尚好。

表 6-10 咸阳某烤烟厂载荷试验实测值

桩间土		碎石桩体		复合地基	
圆板 $D=79.8$cm		圆板 $D=79.8$cm		方板 186×186cm^2	
荷载 $\sigma_s^{(T)}$/kPa	沉降量 $s_s^{(T)}$/cm	荷载 $\sigma_p^{(T)}$/kPa	沉降量 $s_p^{(T)}$/cm	荷载 $\sigma_p^{(T)}$/kPa	沉降量 $s_p^{(T)}$/cm
50	0.16	100	0.08	50	0.18
100	0.33	200	0.16	100	0.37
150	0.49	300	0.24	150	0.55
200	0.66	400	0.32	200	0.74
250	0.82	500	0.40	250	0 92
300	0.99	600	0.48	300	1.10
350	1.15	700	0.56		
400	1.31	800	0 64		
450	1.48	900	0.72		
500	1.64	1000	0.80		

表 6-11 咸阳某烤烟厂载荷试验实测沉降与计算沉降对比

实测沉降 $s^{(T)}$/cm	$\sigma_s^{(T)}$ /kPa	$\sigma_p^{(T)}$ /kPa	单桩应力比 $\omega^{(T)}$	实际应力比 $\omega^{(p)}$	$\sigma_p^{(p)}$ /kPa	σ_{ps} /kPa	$\lambda_B\cdot\sigma_{ps}$ /kPa	计算沉降 s_{ps}/cm
0.16	50	200	4.00	4.70	235	76.7	49	0.186
0.24	73.5	300	4.08	4.78	351.4	114	72	0 28
0.32	100	400	4.00	4.70	470	153	97	0.37
0.40	125	500	4.00	4.70	588	192	122	0.46
0.48	150	600	4.00	4.70	705	230	146	0.56
0.56	170.6	700	4.10	4.80	819.4	264	168	0.65
0.64	193	800	4.14	4.84	935	300	191	0.74
0.72	219	900	4.11	4.81	1053.3	339	216	0.84
0.8	244	1000	4.10	4.80	1171	378	241	0.94

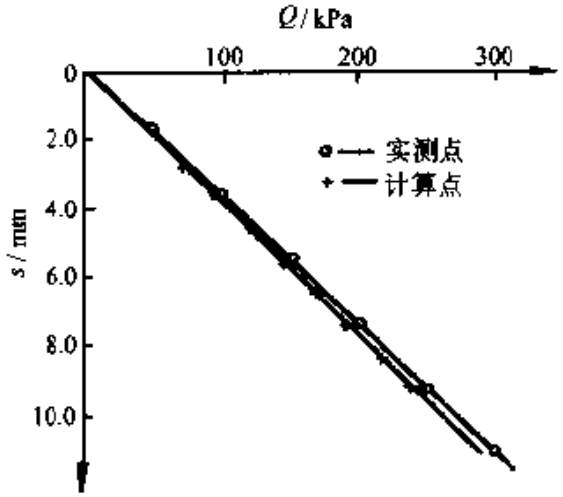


图 6-22　咸阳某烤烟厂工程复合地基 Q-s 曲线

表 6-12　某工程载荷试验实测值表

单桩试验		桩间土试验		复合地基试验	
圆板 $D=0.8$cm		圆板 $D=0.8$cm		方板 3×3cm^2	
$\sigma_s^{(T)}$/kPa	$s^{(T)}$/mm	$\sigma_s^{(T)}$/kPa	$s^{(T)}$/mm	$\sigma_s^{(T)}$/kPa	$s^{(T)}$/mm
200	2	100	2	52.5	2.25
340	4	190	4	95	3.7
470	6	280	6	158	5.0
590	8	360	8	215	7.5
700	10	430	10	270	10.5
810	12	500	12	326	13 5
900	14	570	14	381	16.5
990	16	630	16	431	20
1080	18	700	18	492	23
1120	20	760	20	550	26.2
				602.5	28.1

（2）某工程地基表层约 2m 为人工堆填的中粗砂，下面厚 1.5～2.0m 为亚粘土，再往下为中粗砂，振冲碎石桩长 8m，间距 1.5m，正方形布置加固后作了单桩和桩间土载荷试验。圆形载荷板，直径 D

=0.8m，试推算 3m×3m 方形荷载板复合地基大型载荷试验的 Q-s 曲线。根据地基土体的性质，先取 $\varphi_s=17°$，$\varphi_p=30°$，$\alpha_s=0.223$，$K_B=0.821$，$\lambda_B=2/\pi$，载荷试验结果如表 6-12 所列；计算过程列于表 6-13，图 6-23 为复合地基实测值与计算值的点绘曲线，两者非常符合。

表 6-13 某工程载荷试验实测值沉降与计算沉降对比表

实测沉降 s'/mm	试验单桩 $\sigma_p^{(T)}$/kPa	桩间土 $\sigma_s^{(T)}$/kPa	单桩应力比 $\omega^{(T)}$	实际单桩 $\sigma_p^{(p)}$/kPa	实际应力比 $\omega^{(p)}$	计算的 σ_{ps}/kPa	$\lambda_B\cdot\sigma_{ps}$ /kPa	计算沉降 s/mm
2	200	100	2.0	282	2.821	141	89.8	2.8
4	340	190	1.70	496	2.611	258	164.2	5.8
6	470	280	1.58	700	2.501	374	238	8.9
8	590	360	1.64	885	2.461	477	303.7	12.0
10	700	430	1.63	1053	2.451	569	362.2	15.0
12	810	500	1.62	1220	2.441	661	420.8	18.1
14	900	570	1.58	1368	2.401	748	476.2	21.3
16	990	630	1.57	1507	2.391	826	525.9	24.4
18	1080	700	1.54	1655	2.361	914	581.9	27.6
20	1120	760	1.47	1744	2.291	981	624.5	31.2

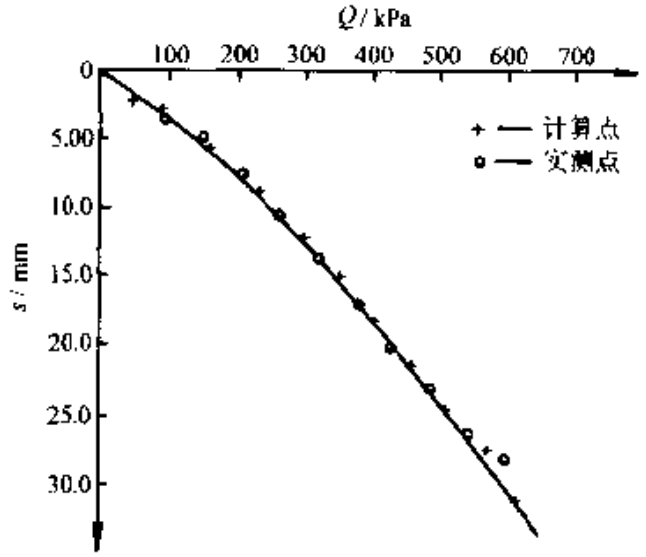


图 6-23 某工程复合地基 Q-s 曲线

表 6-14　相同沉降下承载力实测与计算对比

沉降/mm	1.80		3.70		5.50		7.40		9.20		
实测值/kPa	50		100		150		200		250		算例(一)
计算值/kPa	48.5		97.5		143		192		224		
相对误差	+0.03		+0.025		+0.046		+0.04		+0.024		
沉降/mm	2.25	3.7	5.0	7.5	10.5	13.5	16.5	20	23	26.2	
实测值/kPa	52.5	95	158	215	270	326	381	431	492	550	算例(二)
计算值/kPa	65	103	140	203	270	330	386	446	495	550	
相对误差	+0.24	−0.08	+0.11	+0.05	0	−0.01	−0.01	−0.03	−0.006	0	

(3) 复合地基承载力实测值与计算值比较。表 6-14 为相同沉降量下的承载力实测值与计算值的比较，相对误差 δ 由下式计算：

$$\delta = \frac{\sigma_{pa}(\text{实测}) - \sigma_{pa}(\text{计算})}{\sigma_{pa}(\text{实测})}$$

δ 的变化范围为 $\pm(0 \sim 0.24)$之间，$\delta = \pm(0 \sim 0.05)$之间的占 80%，可见计算值与实测值相当接近。

4. 小结

利用单桩载荷试验计算复合地基大型载荷试验的方法，无论在经济上还是技术上都是有价值的。本节提出的计算方法，通过对几个工程实例的分析计算，认为是可行的，值得今后在实际工程中加以应用推广。

十、当前对水泥粉煤灰碎石桩使用中的误区必须纠正

(1) 粉煤灰供应量。由于环境治理烧煤烟囱改为烧气(天然气)烟囱逐步增多，这就减少了粉煤灰供应量，再加上粉煤灰的价格上涨，所以不少施工部门改用低标号水泥，但桩的标号应该是 C15 ~ C20 而

目前有的单位用到 C25～C30，这同低标号素混凝土桩(LCG 桩)要求不相一致。

(2) 有的设计和施工部门在使用水泥粉煤灰碎石桩时，取消了褥垫层，将桩与基础底板或承台用钢筋锚固，改变了水泥粉煤灰碎石桩复合地基的受力性状。

(3) 有的部门在施工水泥粉煤灰碎石桩中，施工时在桩中加进构造钢筋。

(4) 有的将碎石用砾石代料。

上述几条在使用中的误区，必须引起设计施工单位重视。

第七章　水泥粉煤灰碎石桩复合地基施工

一、水泥粉煤灰碎石桩施工技术发展简况

目前水泥粉煤灰碎石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，水泥粉煤灰碎石桩复合地基设计，就承载力而言不会有太大的问题，可能出现的问题是水泥粉煤灰碎石桩的施工质量。了解水泥粉煤灰碎石桩施工技术的发展、不同工艺的特点，可使设计人员对水泥粉煤灰碎石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。

水泥粉煤灰碎石桩复合地基于1988年提出并用于工程实践，首先选用的是振动沉管水泥粉煤灰碎石桩施工工艺。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。

振动沉管水泥粉煤灰碎石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。采用振动沉管水泥粉煤灰碎石桩施工工艺施工的水泥粉煤灰碎石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。振动沉管水泥粉煤灰碎石桩施工工艺为水泥粉煤灰碎石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，该工艺依然是水泥粉煤灰碎石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，振动沉管打桩成桩也有缺点，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水泥粉煤灰碎石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，对水泥粉煤灰碎石桩复合地基成套技术在全国的推广起了重要的作用。

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，或者采用其他成桩工艺。

(2) 振动及噪声污染严重。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，振动和噪声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沉管打桩机施工。

(3) 在临近已有建筑物时，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。

鉴于振动沉管水泥粉煤灰碎石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——长螺旋钻管内泵压水泥粉煤灰碎石桩施工工艺的研究，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水泥粉煤灰碎石桩施工设备和施工工艺趋于完善。该工艺具有以下优点：

① 低噪声，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。

长螺旋钻管内泵压水泥粉煤灰碎石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水泥粉煤灰碎石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)有16栋。

除上述两种常用的水泥粉煤灰碎石桩施工工艺外，水泥粉煤灰碎石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，除采用单一的水泥粉煤灰碎石桩施工工艺外、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振裂或振断；为提高地基承载力和消除液化，可采用水泥粉煤灰碎石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，可采用水泥粉煤灰碎石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。

二、《建筑地基处理技术规范》(JGJ79—2002)对施工的要求

水泥粉煤灰碎石桩的施工，应根据设计要求和现场地基土的性质、地下埋深、场地周边是否有居民、有无对振动反应敏感的设备等多种因素选用下列施工工艺。

(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、素填土、中等密实以上的砂土；

(2) 长螺旋钻孔、管内泵压混合料灌注成桩，适用于粘性土、粉土、砂土，以及对噪声或泥浆污染要求严格的场地；

(3) 振动沉管灌注成桩，适用于粉土、粘性土及素填土地基。

采用长螺旋钻孔、管内泵压混合料灌注成桩施工和振动沉管灌注成桩施工除应执行国家现行有关规定外，尚应符合下列要求：

(1) 施工前应按设计要求由试验室进行配合比试验，施工时按配合比配制混合料。长螺旋钻孔、管内泵压混合料成桩施工的坍落度宜为160～200mm，振动沉管灌注成桩施工的坍落度宜为30～50mm，振动沉管灌注成桩后桩顶浮浆厚度不宜超过200mm。

(2) 长螺旋钻孔、管内泵压混合料成桩施工在钻至设计深度后，应准确掌握提拔钻杆时间，混合料泵送量应与拔管速度相配合，遇到饱和砂土、饱和粉土层，不得停泵待料；沉管灌注成桩施工拔管速度应按匀速控制，拔管速度应控制在1.2～1.5m/min左右，如遇淤泥或淤泥质土，拔管速度应适当放慢。

(3) 施工桩顶标高宜高出设计桩顶标高不少于0.5m。

(4) 成桩过程中，抽样做混合料试块，每台机械一天应做一组(3块)试块(边长为150mm的立方体)，标准养护，测定其立方体抗压

强度。

冬期施工时混合料入孔温度不得低于5℃，对桩头和桩间土应采取保温措施。

若地基土是松散的饱和粉细砂、粉土，以消除液化和提高地基承载力为目的，此时应选择振动沉管打桩机施工；振动沉管灌注成桩属挤土成桩工艺，对桩间土具有挤(振)密效应。但振动沉管灌注成桩工艺难以穿透厚的硬土层、砂层和卵石层等。在饱和粘性土中成桩，会造成地表隆起，挤断已打桩，且振动和噪声污染严重，在城市居民区施工受到限制。在夹有硬的粘性土时，可采用长螺旋钻机引孔，再用振动沉管打桩机制桩。

长螺旋钻孔灌注成桩适用于地下水位上的粘性土、粉土、素填土、中等密实以上砂土，属非挤土成桩工艺，该工艺具有穿透能力强、无振动、低噪声、无泥浆污染等特点，但要求桩长范围内无地下水，以保证成孔时不塌孔。

长螺旋钻孔、管内泵压混合料成桩工艺，是国内近几年来使用比较广泛的一种新工艺、属非挤土成桩工艺，具有穿透能力强、低噪声、无振动、无泥浆污染、施工效率高及质量容易控制等特点。

长螺旋钻孔灌注成桩和长螺旋钻成孔、管内泵压混合料成桩工艺，在城市居民区施工，对周围居民和环境的不良影响较小。

水泥粉煤灰碎石桩施工除应符合国家现行有关规范外，尚应符合下列要求：

(1) 当用振动沉管灌注成桩和长螺旋钻孔灌注成桩施工时，桩体配比中采用的粉煤灰可选用电厂收集的粗灰；当采用长螺旋钻孔、管内泵压混合料灌注成桩时，为增加混合料和易性和可泵性，宜选用细度(0.045mm方孔筛筛余百分比)不大于45%的Ⅲ级或Ⅲ级以上等级的粉煤灰。

(2) 长螺旋钻孔、管内泵压混合料成桩施工时每方混合料粉煤灰掺量宜为70～90kg，坍落度应控制在160～200mm，这主要是考虑保证施工中混合料的顺利输送。坍落度太大，易产生泌水、离析，泵压

作用下，骨料与砂浆分离，导致堵管。坍落度太小，混合料流动性差，也容易造成堵管。振动沉管灌注成桩若混合料坍落度过大，桩顶浮浆过多，桩体强度会降低。

(3) 长螺旋钻孔、管内泵压混合料成桩施工，应准确掌握提拔钻杆时间，钻孔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，待钻杆内管及输送软、硬管内混合料连续时提钻。若提钻时间较晚，在泵送压力下钻头处的水泥浆液被挤出，容易造成管路堵塞。应杜绝在泵送混合料前提拔钻杆，以免造成桩端处存在虚土或桩端混合料离析、端阻力减小。提拔钻杆中应连续泵料，特别是在饱和砂土、饱和粉土层中不得停泵待料，避免造成混合料离析、桩身缩径和断桩，目前施工多采用2台0.5m^{3}的强制式搅拌机，可满足施工要求。

振动沉管灌注桩成桩施工应控制拔管速度，拔管速度太快易造成桩径偏小或缩颈断桩。在南京浦镇车辆厂工地作了三种拔管速度的试验：①拔管速度为1.2m/min时，成桩后开挖测桩径为38cm(沉管为ϕ377mm管)；②拔管速度2.5m/min，沉管拔出地面后，有大约0.20 m^{3}的混合料被带到地表，开挖后测桩径为36cm；③拔管速度为0.8m/min时，成桩后发现桩顶浮浆较多。经大量工程实践认为，拔管速率控制在1.2～1.5m/min是适宜的。

(4) 施工中桩顶标高应高出设计桩顶标高，留有保护桩长。保护桩长的设置是基于以下几个因素：

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 桩顶一般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。增大混合料表面的高度即增加了自重压力，可提高抵抗周围土挤压的能力。

冬期施工时，应采取措施避免混合料在初凝前遭到冻结，保证混合料入孔温度大于5℃，根据材料加热难易程度，一般优先加热拌合水，其次是砂和石。混合料温度不宜过高，以免造成混合料假凝无法

正常泵送施工。泵头管线也应采取保温措施。施工完清除保护土层和桩头后，应立即对桩间土和桩头采用草帘等保温材料进行覆盖，防止桩间土冻胀而造成桩体拉断。

长螺旋钻成孔、管内泵压混合料成桩施工中存在钻孔弃土。对弃土和保护土层清运时如采用机械、人工联合清运，应避免机械设备超挖，并应预留至少50cm用人工清除，避免造成桩头断裂和扰动桩间土层。

褥垫层材料多为粗砂、中砂或碎石，碎石粒径宜为8～20mm，不宜选用卵石。当基础底面桩间土含水量较大时，应进行试验确定是否采用动力夯实法，避免桩间土承载力降低。对较干的砂石材料，虚铺后可适当洒水再行碾压或夯实。

褥垫层铺设宜采用静力压实法，当基础底面下桩间土的含水量较小时，也可采用动力夯实法，夯填度(夯实后的褥垫层厚度与虚铺厚度的比值)不得大于0.9。

清土和截桩时，不得造成桩顶标高以下桩身断裂和扰动桩间土。

施工垂直度偏差不应大于1%；对满堂布桩基础，桩位偏差不应大于0.4倍桩径；对条形基础，桩位偏差不应大于0.25倍桩径，对单排布桩桩位偏差不应大于60mm。

三、振动沉管水泥粉煤灰碎石桩施工工艺

1. 施工设备

图7-1是振动沉管机示意图。图7-2a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7-1、表7-2给出了瑞安建筑机械厂生产的锤头的主要技术指标。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分扩桩施工；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。

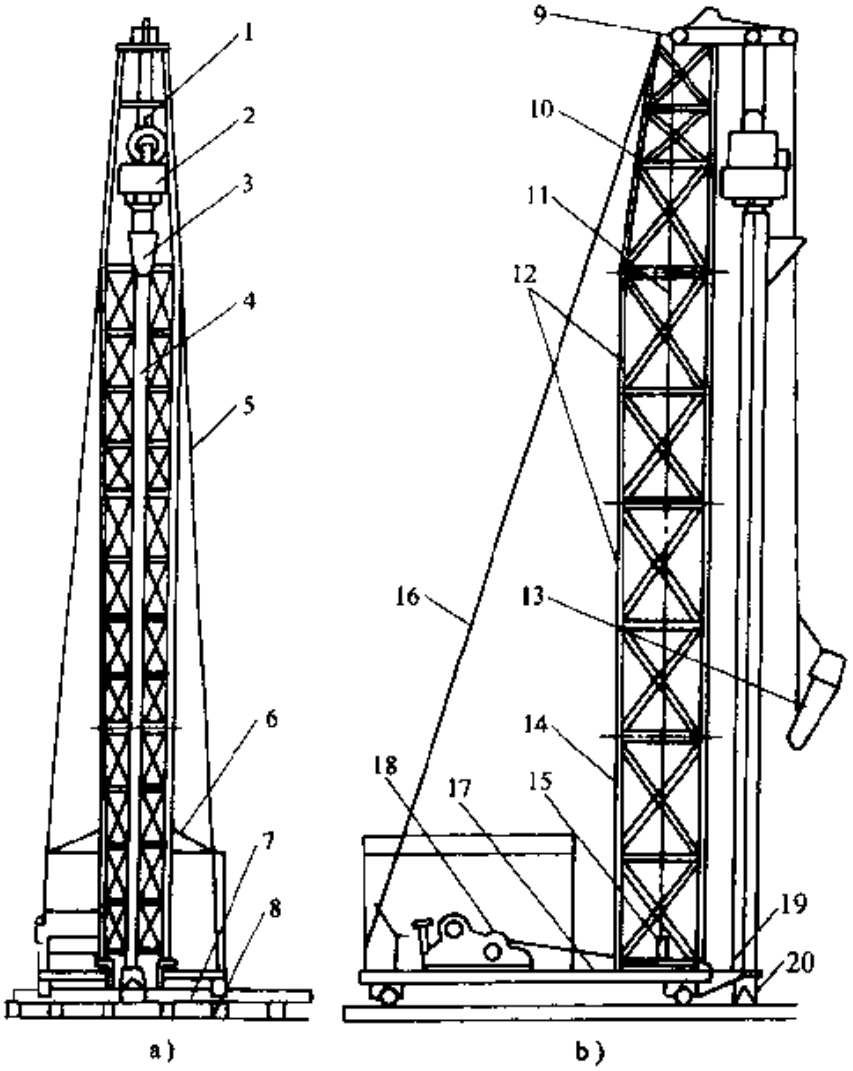


图 7-1 振动沉管机示意图

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

表 7-1 DZ 系列振动打桩锤主要技术参数

项 目	DZ11	DZ22	DZ30	DZ40		DZ45	DZ55	DZ60	
电动机功率/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

（续）

项　目	DZ11	DZ22	DZ30	DZ40		DZ45	DZ55	DZ60	
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	
电源(100m内)/(kV·A)	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 × 1969	1240 × 1580 × 1975	1240 × 1580 × 2140	

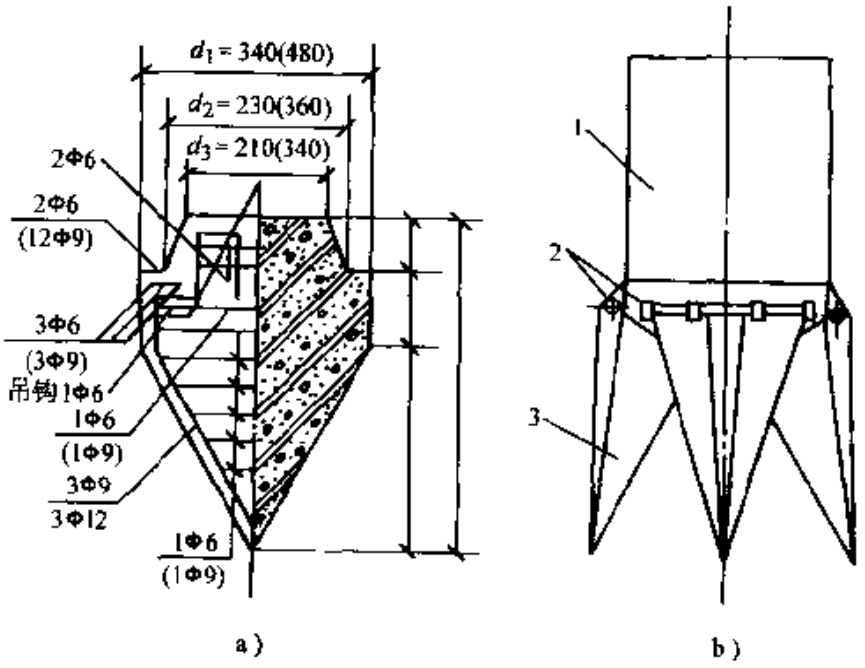


图 7-2　桩尖示意图

a）混凝土桩尖　b）活瓣桩尖

1—桩管　2—锁轴　3—活瓣

表 7-2 DZKS、DZJ 系列振动锤主要技术参数

项 目	DZ45KS	DZ60KS	DZJ37	DZJ60
电动机功率/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)/kV·A	150	175	125	175
外形尺寸/mm	1900×1240×1745	2054×1250×1850	1466×1149×1936	1500×1250×2100

表 7-3 是兰州通用机械总厂生产的低噪声振动锤头的技术指标。

表 7-3 普通型振动打桩锤主要技术参数

项 目	型号												
	DZ90 VM_2—5000E Ⅱ	DZ120 KM_6—6000E	DZ120 VM_2—7000E	DZ150 VM_4—10000A Ⅱ			DZ90 KM_2—1200M Ⅱ	DZ120 KM_2—17000A Ⅱ	DZ150 VM_2—25000A Ⅱ			
	参数												
电动机功率/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

（续）

项　　目	型　　号						
	DZ90 VM_2—5000EⅡ	DZ120 KM_6—6000E	DZ120 VM_2—7000E	DZ150 VM_4—10000AⅡ	DZ90 KM_2—1200MⅡ	DZ120 KM_2—17000AⅡ	DZ150 VM_2—25000AⅡ
	参　　数						
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
外形尺寸/mm 长 L	1523	2350	1720	1370	1160	1468	1722
外形尺寸/mm 宽 B	1413	1150	1130	1320	1199	1296	1425

2. 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 水泥粉煤灰碎石桩布桩图。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、水泥粉煤灰碎石桩的轴线定位点，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寸标记，并以米为单位。

(2) 水泥粉煤灰碎石桩施工　由于大多采用振动沉管机施工，以下就振动成桩工艺作一介绍。

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 起动电动机，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 起动电动机，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，抽样做混合试块，一般一个台班做一组(3 块)，试块尺寸为 15cm×15cm×15cm，并测定 28d 抗压强度。

3. 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，作复合地基静载试验，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。

4．施工工艺方法的研究

（1）拔管速率　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。除起动后留振 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—变速器系统来实现。

(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，其他条件相同时，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。

基础形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 7-4 为振动沉管机施工的桩距选用表，可供设计参考。

表 7-4　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

注：d 为桩径。

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 7-3a 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 7-3b 所示，先打 1、3、5、……，后打 2、4、6、……。

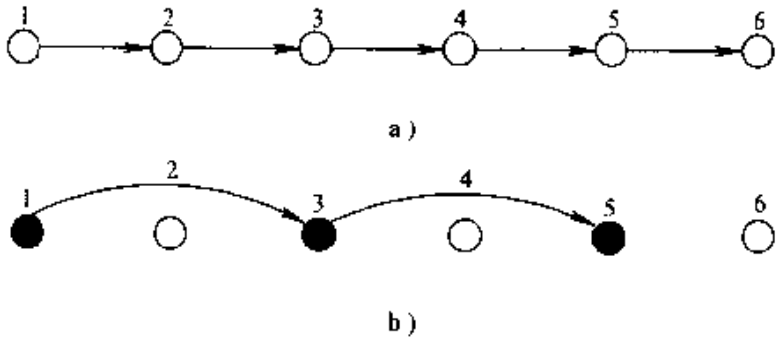


图 7-3　桩的施打顺序示意图

a）连续施打　b）隔桩施打

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，断桩的可能性增加。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，无论桩如何设计施打顺序，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。

5. 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，并需做如下的两种观测：

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静桩也很成功。

6. 静压振拔技术

所谓静压振拔就是沉管时不起动电动机，借助桩机自身的重量，将沉管沉至预定标高。填满料后再起动电动机振动拔管。

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。

四、长螺旋钻管内泵压水泥粉煤灰碎石桩施工工艺

（一）施工设备及施工程序简介

1. 施工设备

长螺旋钻管内泵压水泥粉煤灰碎石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 7-4）。其中长螺旋钻机是该工艺设备的核心部分，图 7-5 是螺旋钻机示意图。目前长螺旋钻机根据其成孔深度分为 12m、16m、18m、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。

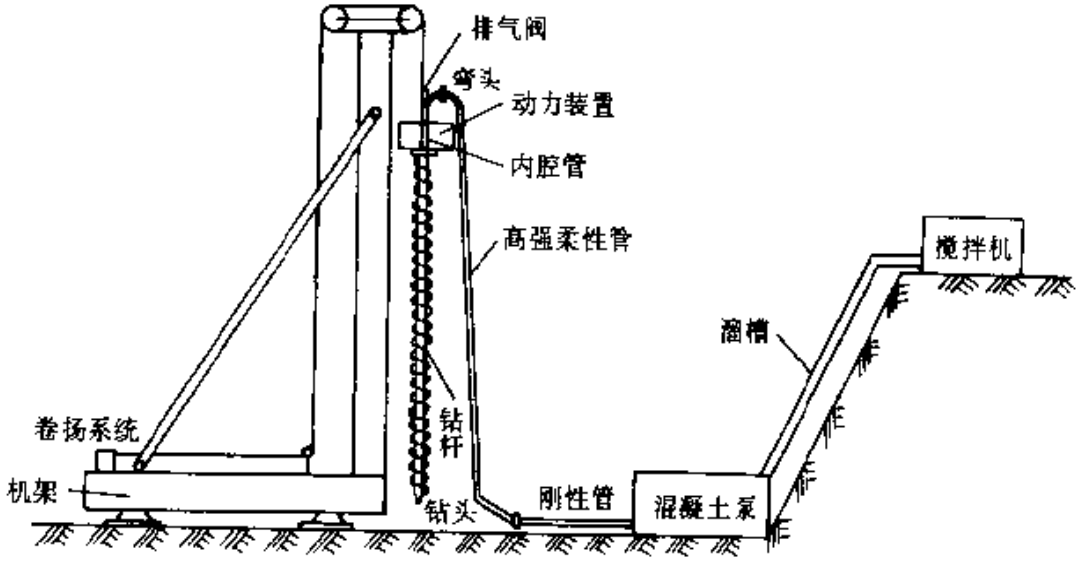


图 7-4 长螺旋钻管内泵压水泥粉煤灰碎石桩施工工艺流程图

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

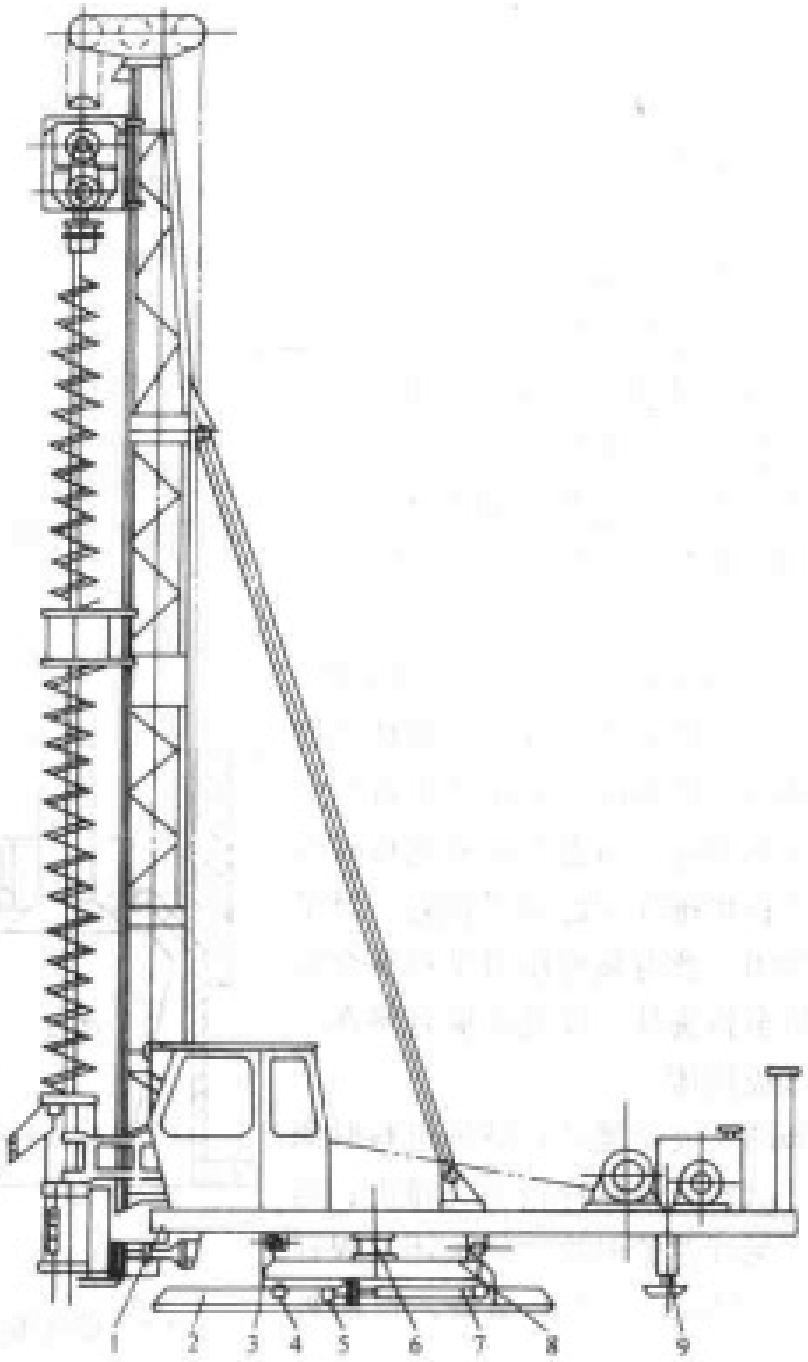


图 7-5　步履式长螺旋钻机示意图

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—行走液缸　8—中盘　9—支腿

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，如图 7-6 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。

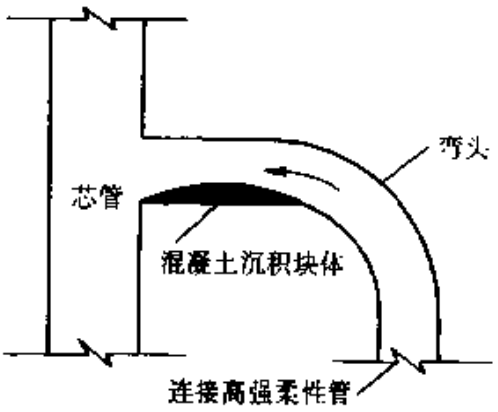


图 7-6　不合理的弯头与芯管连接示意图

(3) 排气阀(见图 7-7)　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。

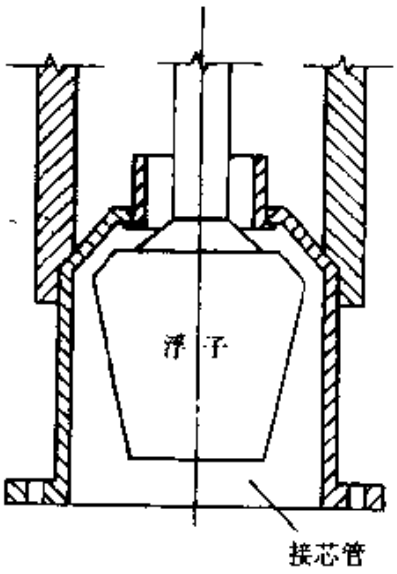


图 7-7　排气阀示意图

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。

2. 施工程序

当设备、材料和人员进场后，需按图 7-8 的程序进行一系列准备工作。在这些准备工作完成后进入水泥粉煤灰碎石桩施工阶段。长螺旋钻管内泵压水泥粉煤灰碎石桩复合地基施工流程见图 7-9。

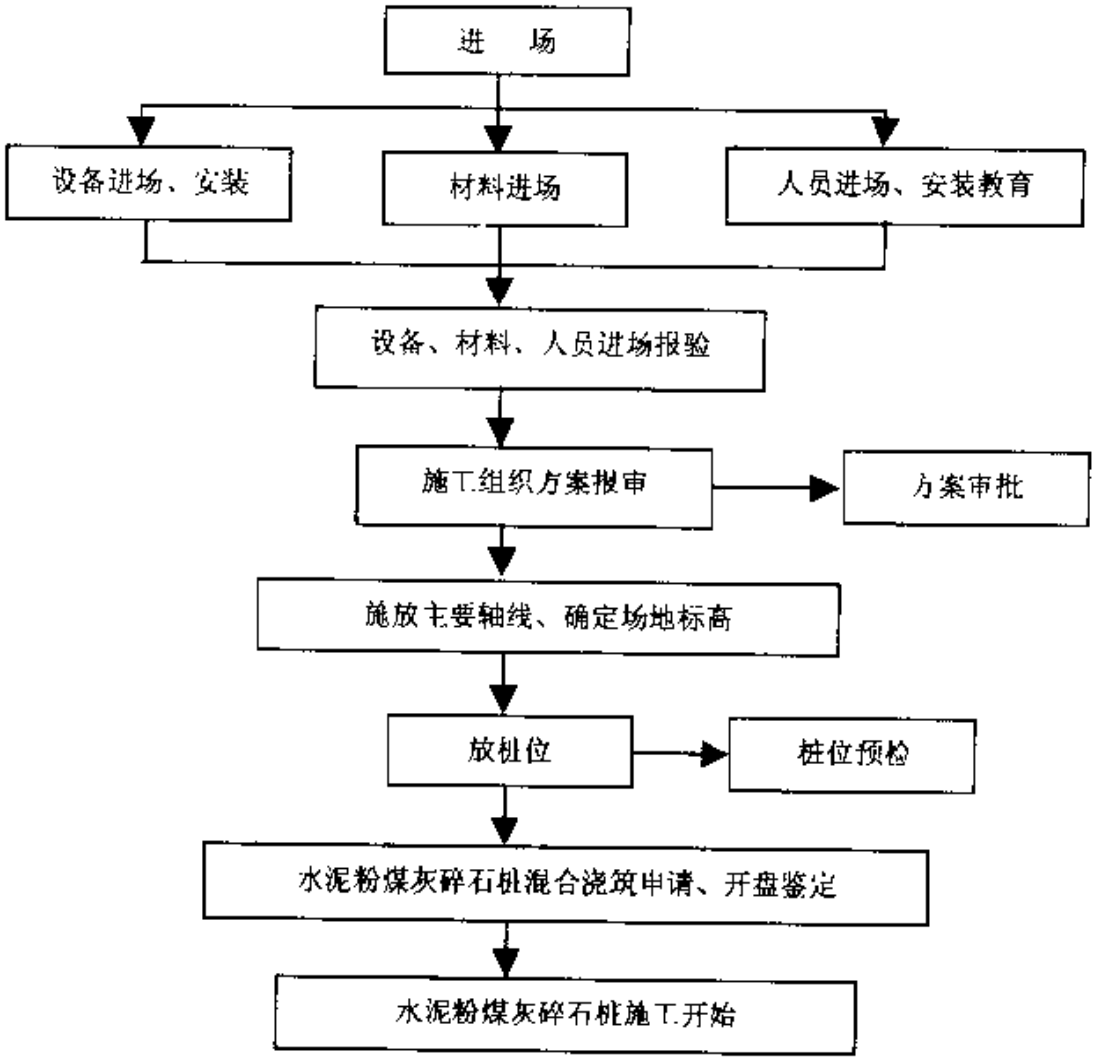


图 7-8　水泥粉煤灰碎石桩施工开始程序

（二）施工准备

1. 材料

水泥粉煤灰碎石桩原材料包括砂、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作混合料配合比试验。

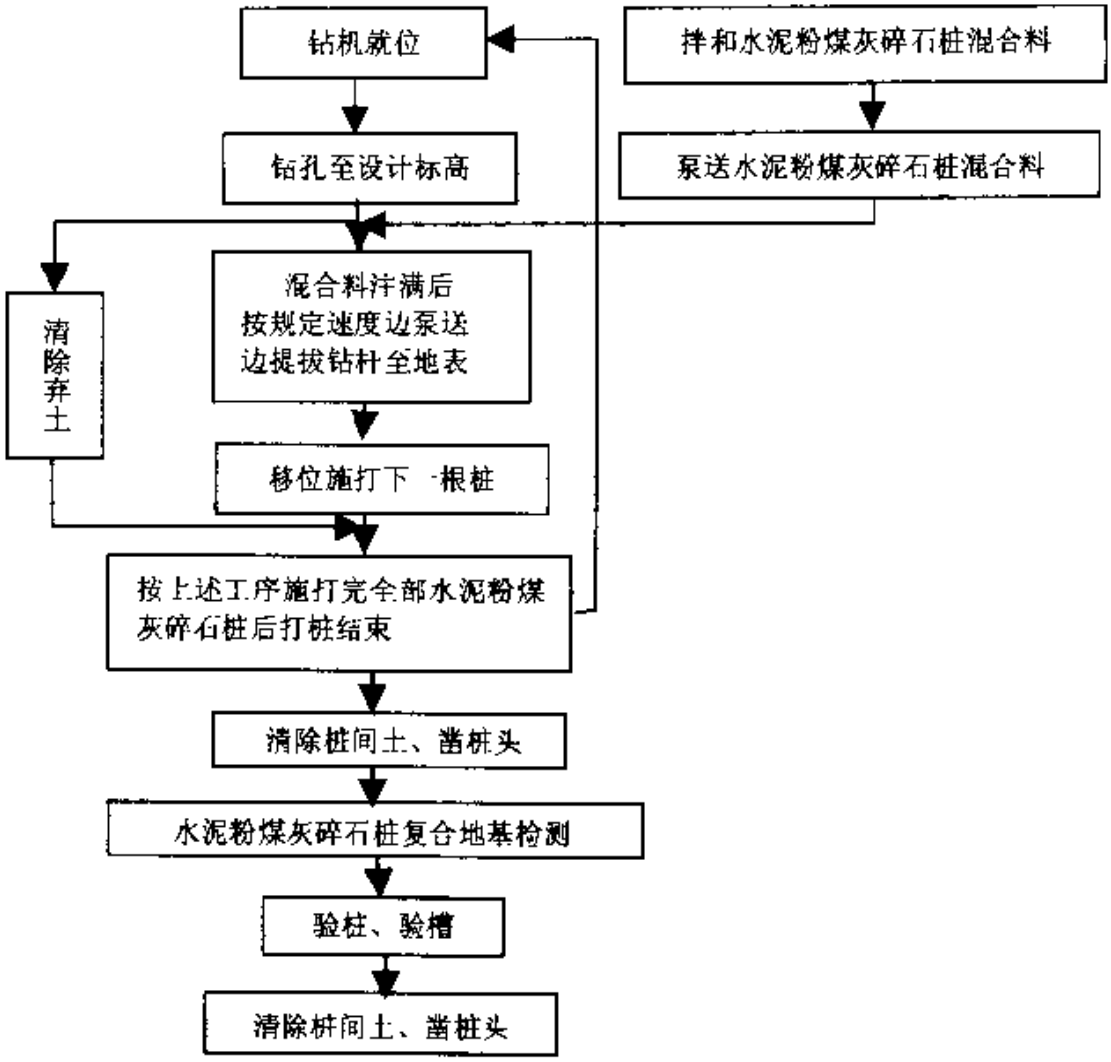


图 7-9 长螺旋钻管内泵压粉煤灰碎石桩复合地基施工流程图

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Ⅱ级、Ⅲ级粉煤灰；

泵送剂。

2. 施工现场

施工前场地的降水、开挖、水、电等需满足水泥粉煤灰碎石桩施工要求。

(1) 降水 水泥粉煤灰碎石桩施工要求地下水位降至基底标高下 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　当水泥粉煤灰碎石桩在基坑内施工时，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：开挖范围需考虑水泥粉煤灰碎石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，坡道表面需作适当硬化处理。

（3）施工道路及料场　通往坡道、料场的道路及料场的表面需作适当硬化，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，要求所用的水对水泥粉煤灰碎石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　在水泥粉煤灰碎石桩施工前就根据设计图样，确定建筑物的控制轴线，并将水泥粉煤灰碎石桩的准确位置施放到水泥粉煤灰碎石桩作业面上。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。

3. 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) 水泥粉煤灰碎石桩复合地基施工图。

(6) 施工中各种记录、报审、报验表格。

(三) 水泥粉煤灰碎石桩施工

1. 钻机就位

水泥粉煤灰碎石桩施工时，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，确保水泥粉煤灰碎石桩垂直度容许偏差不大于1%。

2. 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。

3. 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，起动电动机钻进，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。

4. 灌注及拔管

水泥粉煤灰碎石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。若施工中因其他原因不能连续灌注，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。

5. 移机

当一根桩施工完毕后，钻机移位，进行下一根桩的施工。施工时由于水泥粉煤灰碎石桩排出的土较多，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）水泥粉煤灰碎石桩施工中常见的问题及质量控制措施

1. 堵管

堵管是长螺旋钻管内泵压水泥粉煤灰碎石桩成桩工艺常遇到的主要问题之一。它直接影响水泥粉煤灰碎石桩的施工效率，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，使已搅拌的水泥粉煤灰碎石桩混合料失水结硬，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。对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　在水泥粉煤灰碎石桩施工过程中，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 7-10 所示。

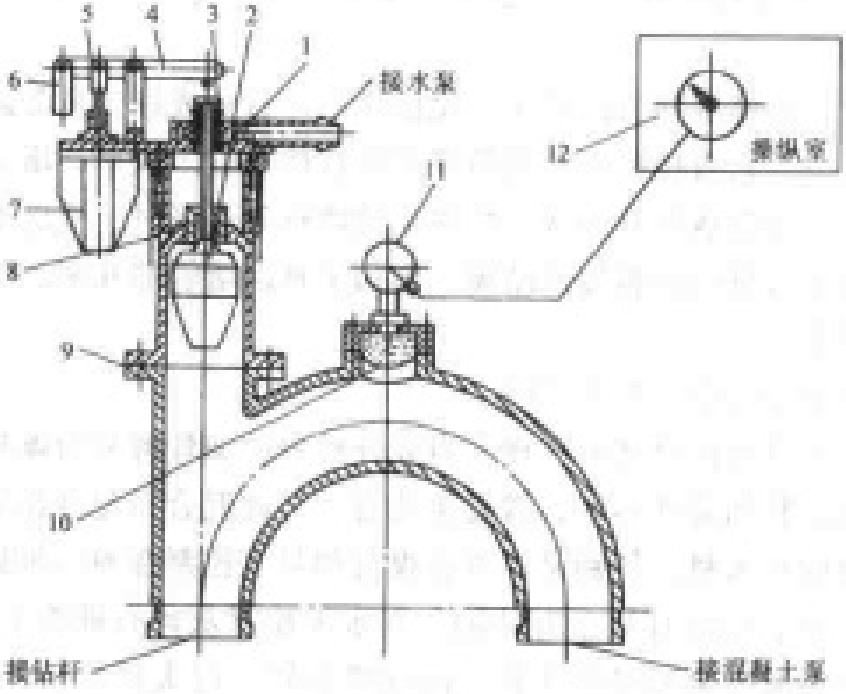


图 7-10　正确的弯头连接示意图

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

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，在钻头阀门外形成碎石散体，堵塞阀门，也无法保证混合料从阀门处下落。

（4）冬季施工措施不当　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。

冬季施工经常采用加热水的办法来提高混合料的出口温度。通常是直接用火加热储水箱，水温不能很好控制，一旦温过高，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。

2. 窜孔

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 号时，随着钻杆的钻进，发现已打完尚未结硬的 1 号桩桩突然下落，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）对于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，连接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，就某两个工程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他桩相同，满足设计要求。

3. 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形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。

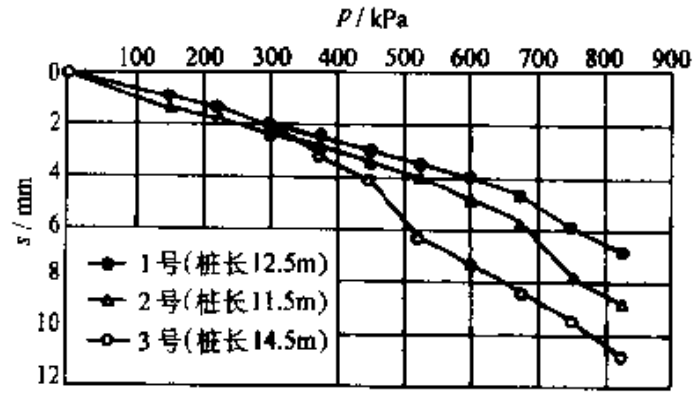
4. 桩体上部存气

截桩头时，发现个别桩桩顶部存在空间不大的空心。主要是施工过程中，排气阀不能正常工作所致。

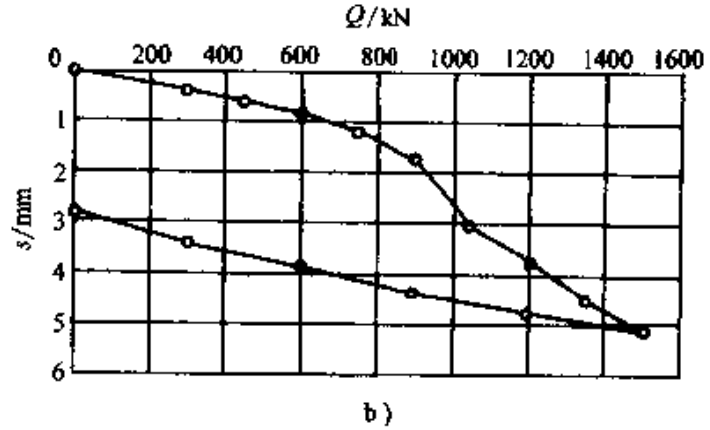
众所周知，空气无孔不入，钻杆成孔钻进时，管内充满空气，钻孔到预定标高开始泵混合料，此时要求排气阀工作正常能将管内空气排出。若排气阀被混合料浆液堵塞，不能正常工作，钻杆管内空气无法排出，就会导致桩体存气并形成空洞。

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。

5. 先提钻后泵料



a)



b)

图 7-11　某工程复合地基和单桩载荷试验曲线

a）水泥粉煤灰碎石桩复合地基 p-s 曲线

b）水泥粉煤灰碎石单桩 Q-s 曲线

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水泥粉煤灰碎石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7-11)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。

五、清土及水泥粉煤灰碎石桩桩头处理

1. 弃土清运

水泥粉煤灰碎石桩施工工艺不同，其清土内容也不同。本节主要讲述长螺旋钻管内泵压水泥粉煤灰碎石桩施工清土，对振动沉管水泥粉煤灰碎石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水泥粉煤灰碎石桩施工工艺，清土包括水泥粉煤灰碎石桩钻孔弃土清运和保护土层清运两部分。在水泥粉煤灰碎石桩施工中，由于采用排土成桩工艺，其排出的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水泥粉煤灰碎石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，用升降机装弃土运至基坑上。

(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0.5m³的小挖掘机将弃土装入小运土车中，通过坡道运至基坑上。

对于水泥粉煤灰碎石桩桩长较长、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）水泥粉煤灰碎石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，可使其与桩身断开，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。

2. 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距，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 7-12 所示。注意在接桩头过程中保护好桩间土。

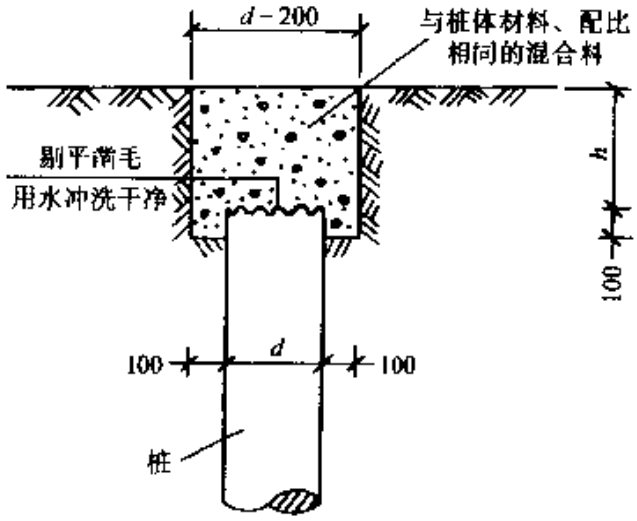


图 7-12　接桩头示意图

六、褥垫层铺设及质量控制

桩间土保护土层和水泥粉煤灰碎石桩桩头清除至桩顶设计标高，水泥粉煤灰碎石桩复合地基检验(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留在褥垫层内即可。

斜面上的褥垫层的铺设可采用下几种处理方法：

（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，将基坑斜面改为垂直的(见图 7-13)，在现场施工时，垂直面宜避开水泥粉煤灰碎石桩位。

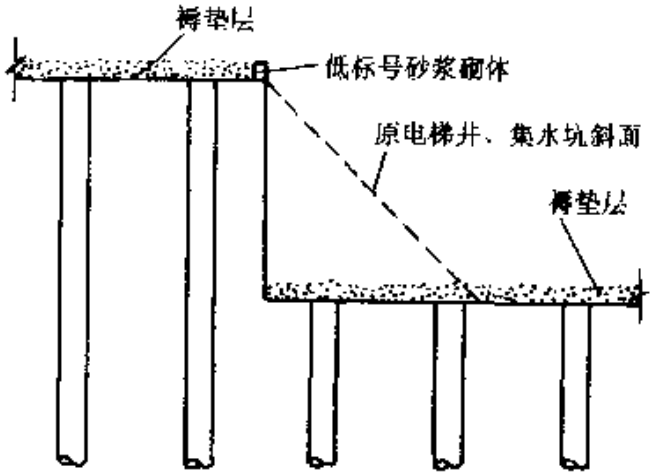


图 7-13　电梯井、集水坑斜边褥垫层铺设方法一

（2）当坑较深时，可将斜面改为台阶型(见图 7-14)，水泥粉煤灰碎石桩宜位于台价的踏面中间，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。

（3）斜面的褥垫层的铺设亦可采用对斜面上的水泥粉煤灰碎石桩桩头直接处理，处理方法如图 7-15 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。

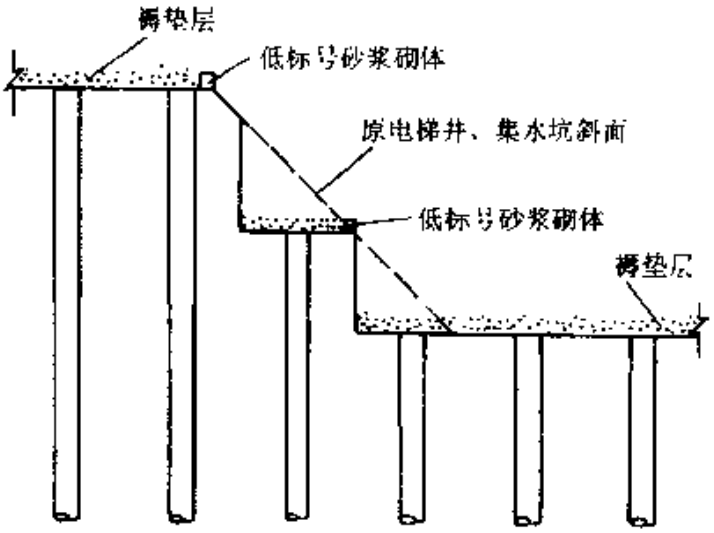


图 7-14 电梯井、集水坑斜边褥垫层铺设方法二

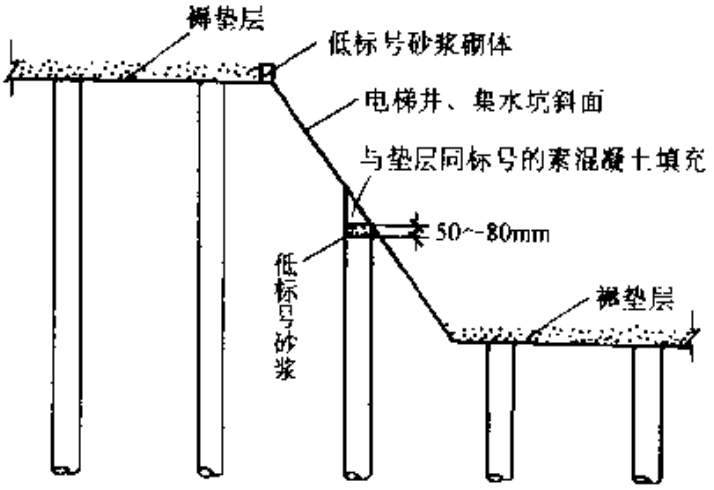


图 7-15 电梯井、集水坑斜边褥垫层铺设方法三

七、水泥粉煤灰碎石桩复合地基冬季施工措施

根据 JGJ104—97《建筑工程冬季施工规程》规定，冬季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 5d 低于 5℃即进入冬季施工，当室外日平均气温连续 5d 高于 5℃时解除冬季施工。

（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）水泥粉煤灰碎石桩冬季施工要求

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　拌制水泥粉煤灰碎石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　拌制水泥粉煤灰碎石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。常用的冬季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，和水同时投入进行搅拌。

（4）保温材料　水泥粉煤灰碎石桩复合地基冬季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. 水泥粉煤灰碎石桩混合料原材料加热、搅拌

水泥粉煤灰碎石桩冬季施工对原材料的要求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，即直接用明火对储水箱进行加热提高水的温度。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，否则会造成混合物假凝无法正常泵送施工。工程实践证明，在北京地区冬季施工时，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℃。当水温度超过60℃时，混合料坍落度损失很快，在泵送过程中易造堵管，从而影响正常施工。

冬季施工中为了加强水泥粉煤灰碎石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

水泥粉煤灰碎石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管头的保温。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。弯头的保温是冬季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）水泥粉煤灰碎石桩和桩间土成品保护

水泥粉煤灰碎石桩施工完毕，保护土层和桩头清除至桩顶标高后，应立即对桩间土和水泥粉煤灰碎石桩采用草帘、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季水泥粉煤灰碎石桩强度增长较慢，检测需考虑这一因素。

第八章　施工质量检验及验收

一、水泥粉煤灰碎石桩施工中易出现的问题及解决措施

1. 施工过程中的扰动使土、桩强度降低

振动沉管工艺与土的性质有密切关系，松散填土、粉土、砂土等有较好挤密性；非饱和粘性土、塑性指数不大的松散粉质粘土挤密性则次之；而塑性指数高的饱和软粘土和淤泥质土就不可挤密，振动沉管反而会使其强度降低，恢复也较慢。对于该类地层，则要在选择施工方案和设计时就要慎重考虑，区别对待。

其次，水泥粉煤灰碎石桩桩身材料有类似混凝土的性质，其固结达到一定硬度需要一定时间。在此期间应避免振动影响和开挖，要求在施工过程中根据地层情况、桩距等安排合理的施工顺序和作业间隙期。

2. 桩身缩颈与断桩

在饱和软土中成桩，桩机振动力较小。但当采用连打作业时，后施作的桩对已完成的桩的作用表现为挤压，使已打桩被挤成扁状、椭圆状或不规则形状，严重的会造成缩径、断桩。

在上部有较硬的土层或中间夹有硬土层中成桩，桩机振动力大，会对已打成但未凝固的桩造成振动破坏。

以上两项也要求采取合理的施工顺序和作业间隙期。

3. 桩体强度不均匀

桩管提升速度太快或太慢都会产生桩体强度不均匀。国产桩机卷扬系统提升速率都较快，若采用控制平均速率(如 1.5m/min)的方法，一般都是提升一段距离，停拔管留振一段时间。但拔管速度太快可能导致缩径或断桩；反之拔管太慢或留振时间过长，使桩的端部桩体水泥含量较少，桩顶浮浆过多，而且混合料易离析，造成桩体强度不均匀。

4. 水泥粉煤灰碎石桩桩身土、料混合

当采用活瓣桩尖成桩时，可能出现桩靴开口打开宽度不够，混合料下落不充分，而拔管速度过快，造成桩端与土接触不密实(俗称吊脚桩)或桩端一段桩径较小，不利于单桩承载力的提高。

若采用反插法施工，由于桩管垂直度很难保证，反插容易使土与桩体材料混合，导致桩身掺土之类的缺陷。解决此类问题要求在施工前试桩，施工中严格按试桩确定的参数进行施工。

二、施工质量检测

水泥粉煤灰碎石桩施工完毕，一般28d后对水泥粉煤灰碎石桩和水泥粉煤灰碎石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：静载荷试验数量取水泥粉煤灰碎石桩总桩数的0.5%~1.0%，但不少于3点；低应变检验数量一般取水泥粉煤灰碎石桩总桩数的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. 水泥粉煤灰碎石桩的检测

水泥粉煤灰碎石桩单桩静载荷试验按《建筑桩基技术规范》(JCJ94—1994)“单桩竖向抗压静载试验”执行。

水泥粉煤灰碎石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，但应采用其他方法进一步确认可用性的桩；

Ⅳ类桩：有严重缺陷或断桩。

2. 水泥粉煤灰碎石桩复合地基的检测

水泥粉煤灰碎石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《建筑地基处理技术规范》(JGJ79—2002)"复合地基试验要点"(见本书附录A)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 $s/b=0.01$ 对应的荷载作为水泥粉煤灰碎石桩复合地基承载力标准值

三、《建筑地基处理技术规范》(JGJ79—2002)对质量检验的要求

施工质量检验主要应检查施工记录、混合料坍落度、桩数、桩位偏差、褥垫层厚度、夯填度和桩体试块抗压强度等。

水泥粉煤灰碎石桩地基竣工验收时，承载力检验应采用复合地基载荷试验。

水泥粉煤灰碎石桩地基检验应在桩身强度满足试验荷载条件时，并宜在施工结束28d后进行。试验数量宜为总桩数的0.5%～1%，且每个单体工程的试验数量不应少于3点。

应抽取不少于总桩数的10%的桩进行低应变动力试验，检测桩身完整性。

施工中应对每根桩成桩时间、投料量、桩长、发生的特殊情况等进行真实、详细的记录。

复合地基载荷试验是确定复合地基承载力、评定加固效果的重要依据。进行复合地基载荷试验时必须保证桩体强度，满足试验要求。进行单桩载荷试验时为防止试验中桩头被压碎，宜对桩头进行加固。在确定试验日期时，还应考虑施工过程中对桩间土的扰动，桩间土承载力和桩的侧阻端阻的恢复都需要一定的时间，一般在冬季检测时桩和桩间土强度增长较慢。

复合地基载荷试验所用载荷的面积应与受检测桩所承担的处理面积相同。选择试验点时应本着随机分布的原则进行。

四、水泥粉煤灰碎石桩复合地基施工验收

水泥粉煤灰碎石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) 桩竣工平面图。

(4) 水泥粉煤灰碎石桩施工原始记录。

(5) 设计变更通知书和事故处理记录。

(6) 复合地基静载试验检测报告。

(7) 施工技术措施。

桩的施工容许偏差满足下列要求：

(1) 桩长允许偏差不大于 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。

第九章　工程应用实例

CFG桩复合地基是中国建筑科学院地基所近年开发的地基处理新技术，是建设部全国重点推广项目，是国家级全国重点推广项目，目前已在全国推广应用。特别是近三年来该技术已在北方地区的高层建筑地基处理时得到应用，仅就目前北京市和河北省不完全统计，有180多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20～32层。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，不存在噪声和泥浆污染等优点，目前已成为北京地区应用最普遍的地基处理技术。现将工程应用实例介绍如下：

工程实例一　山东省德州地区医药管理局综合住宅楼地基处理工程

（一）概况

山东省德州地区医药管理局综合住宅楼为三栋17层高层住宅楼群，每栋住宅楼建筑面积约10000m^{2}左右，上部为框剪结构，箱形基础，基底面积750m^{2}左右。建筑物场地平坦，属河流冲积平原地貌单元，上部为填土，下部为粉土及粉质粘土和少量薄层粘土。地质情况及各土层物理指标见表9-1。

表9-1　地质描述及土层物理性质指标

层次	地质描述	层厚/m	e	w（%）	N/击	Es/MPa	c/MPa	φ/(°)	f_s/kPa	q_p/kPa
Ⅰ层	填土，素填土，尽杂填土，下部部分有淤泥	西：0.5～1.5 东：2.0～3.5								
Ⅱ层	粉质粘土，棕褐色，可塑、部分硬塑，局部为粘土夹层	2.5～3.0	0.71	30.5	2～6	6.21	0.013	11.7	85	17

（续）

层次		地质描述	层厚/m	e	w（%）	N /击	E_s /MPa	c /MPa	φ /(°)	f_k /kPa	q_s /kPa
Ⅲ层		粉土，棕黄色，饱和，松散、部分稍密	1.6～2.5	0.64	28.7	3～13	15.60	0.044	20.38	110	26
Ⅳ层	Ⅳ1	粘土，棕褐色，饱和，可塑至硬塑	0.55～1.0			5～6					
	Ⅳ2	粉质粘土，灰褐色，可塑	1.12～2.58	0.6～0.9		5～11	5.542	0.025	10.96	120	24
	Ⅳ3	粘土，棕褐色，可塑	0.61～2.01	0.82～0.97		7～13					
Ⅴ		粉土，灰黄色，稍密至中密	2.00～3.10	0.68		7～26	12.690	0.029	21.2	140	30
Ⅵ		粉质粘土，灰褐色，可塑至硬塑，局部夹粉土及粘土	3.10～4.99	0.86	23.65～38.2	6～22	6.173	0.028	11.08	160	28
Ⅶ		粉土，灰黄色，饱和，中密，可塑，局部含砾石	1.50～3.25		26.09		11.904	0.022	21.13	160	35
Ⅷ		粉质粘土，灰褐色，可塑，饱和	1.05～2.01	0.79	31.03		5.763	0.037	10.025	140	34
Ⅸ		粉土，灰褐色，可塑，中密，局部为粘土夹层，部分含碎石	未穿透	0.63	24.06		8.89	0.018	24.06	170	35

（二）CFG桩设计

建筑物基底落在第Ⅲ层土上，1#、3#楼一层地下室，基底距自

然地表 3.0m 左右，2# 楼基底距自然地表 4.1m 左右。基底天然地承载力标准值为 110kPa，设计要求 1#、3# 楼 $f_{sp} \geqslant 300$kPa，2# 楼 f_{sp} = 310～320kPa。CFG 桩布桩形式为等边三角形，桩距 1.40～1.45m，每幢楼布桩 440 根，有效桩长 1#、3# 楼为 12.0m，2# 楼为 13.5m，桩尖落在第Ⅶ、Ⅷ层土上。桩径为 360～380mm，桩体标号按 C10 配制，褥垫层采用级配砂石，厚 25cm。

（三）CFG 桩施工简况

该工程 CFG 桩施工采用振动沉管桩机，1 台型号为 ZD60 型，1 台为 ZD40 型。工期从 1992 年 5 月 8 日至 1992 年 7 月 1 日，共 54d。

（1）桩尖　桩尖采用钢筋混凝土预制桩尖，放线后预埋桩尖。

（2）施打顺序　本工程施打顺序采用隔两排连打法，桩机走三遍完成整栋楼桩的施工，见示意图 9-1。每遍间隔时间不少于 5d，第 1、2 遍直接沉管成桩，第三遍施打前预引孔，防止土体隆起和横向挤桩，引孔深 8.0m，直径 ϕ300mm。

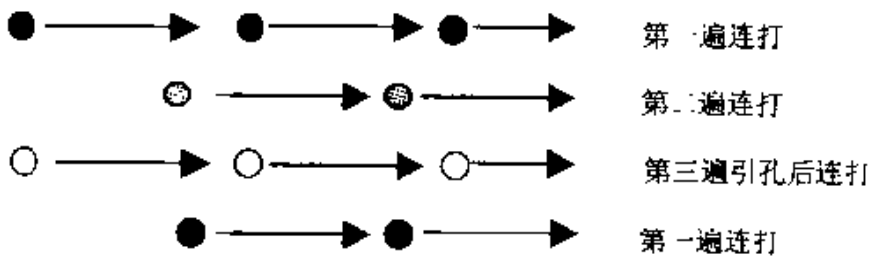


图 9-1　施打顺序示意图

（3）拔管速度　拔管速度由提升卷扬机系统控制，原系统拔管速度快。施工中改装慢速电动机，拔管速度控制在不大于 1.5m/min，匀速提升，不进行反插。

（4）保护桩长　该工程桩顶标高距自然地面较深，且又在地下水位以下（地下水位距自然地表 2.1m 左右），根据保护桩长的设置原则和现场试验分析，保护桩长为 1.5m（高出地下水位 60cm），上部用粘性土封顶。

（四）试打桩及施工监测

（1）正式施工前，为了观察施打新桩时对已打桩的影响，进行了连打和跳打的试验，施打桩如图 9-2 所示。10#、11# 桩连打，11#、

13#桩跳打，13#、14#、15#连打，施打新桩时，观察已打桩桩顶上浮情况，结果发现，对于跳打桩、施打13#桩时对11#桩影响甚微。对于连打桩，当施打11#桩时，10#桩桩顶混合料液面上浮9cm，施打15#桩时，14#桩上浮8cm，可见连打对已打桩影响较大。

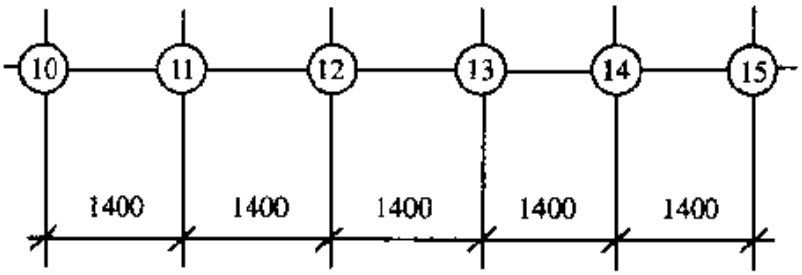


图9-2 试打桩施工平面图

（2）对本场地情况，在CFG桩施工中，对场地土是否产生隆起变形，作了试验观察。

对场地土隆起变形，在每遍施打完毕后，用随机抽样的方法，用水平仪测量场地标高，每次测量抽样随机点每栋楼不少于15个，观测结果见表9-2。

表9-2 每遍施打后的场地标高

楼号	原场地标高/m	每一遍施打完场地标高/m	第二遍施打完场地标高/m	竣工后场地标高/m
1#	+19.997		+20.043	+20.013
2#	+20.084	+20.068	+20.097	+20.114
3#	+19.728		+19.734	+19.730

从表中看出，3栋楼场地竣工后，地表隆起均不超过3cm，由此看出，对本场地土，施工产生的地表隆起，对桩的影响很小。

竣工后，作了4台静载试验，结果表明复合地基承载力不低于320kPa，满足设计要求，三栋住宅楼已投入使用。建筑物沉降量均未超过4cm。

（五）经济分析

根据山东省德州地区经济指标进行测算，本工程若采用预制桩方案，每幢楼的地基处理费用约90万元；若采用灌注桩（或夯扩桩）方

案，每幢地基处理费用 60～70 万元；而采用 CFG 桩复合地基方案每幢楼地基处理造价仅 30 万左右(包括方案咨询设计、施工监理、检测费用)，仅仅是预制桩方案造价的 1/3，是灌注桩(如夯扩桩)方案造价的 1/2 左右。

工程实例二 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、洪各成因的粉质粘土、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)：黑色至灰黑色，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 $e=0.85\sim1.13$，液性指数 $I_L=0.37\sim1.15$，压缩系数 $\alpha_{1-2}=0.25\sim0.46MPa^{-1}$，$f_k=60kPa$。

④ 粉质粘土：黑灰色，含较多有机质；可塑，湿，稍密至中密，厚度 0.5～2.3m。孔隙比 $e=1.03\sim1.90$，液性指数 $I_L=0.92\sim1.14$，压缩系数 $\alpha_{1-2}=0.54\sim1.39MPa^{-1}$，$f_k=60kPa$。

⑤ 粉质粘土：灰色至褐灰色，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 $e=0.61\sim0.88$，液性指数 $I_L=0.42\sim0.50$，压缩系数 $\alpha_{1-2}=0.22\sim0.42MPa^{-1}$，$f_k=180kPa$。

⑥ 粉土：褐黄色至褐灰色，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 $e=0.58\sim0.73$，液性指数 $I_L=0.37\sim0.63$，压缩系数 $\alpha_{1-2}=0.11\sim0.27MPa^{-1}$，$f_k=$

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 5d 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 9-3 所示。

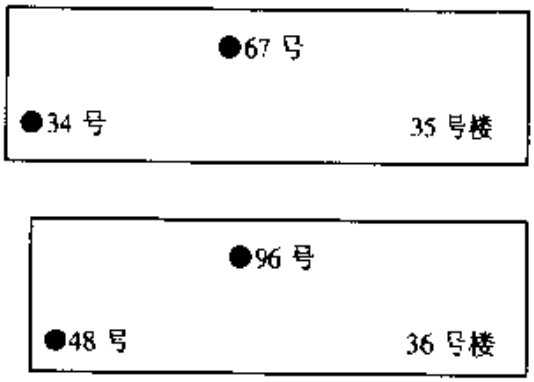


图 9-3 试桩平面布置图

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 9-4 所示。

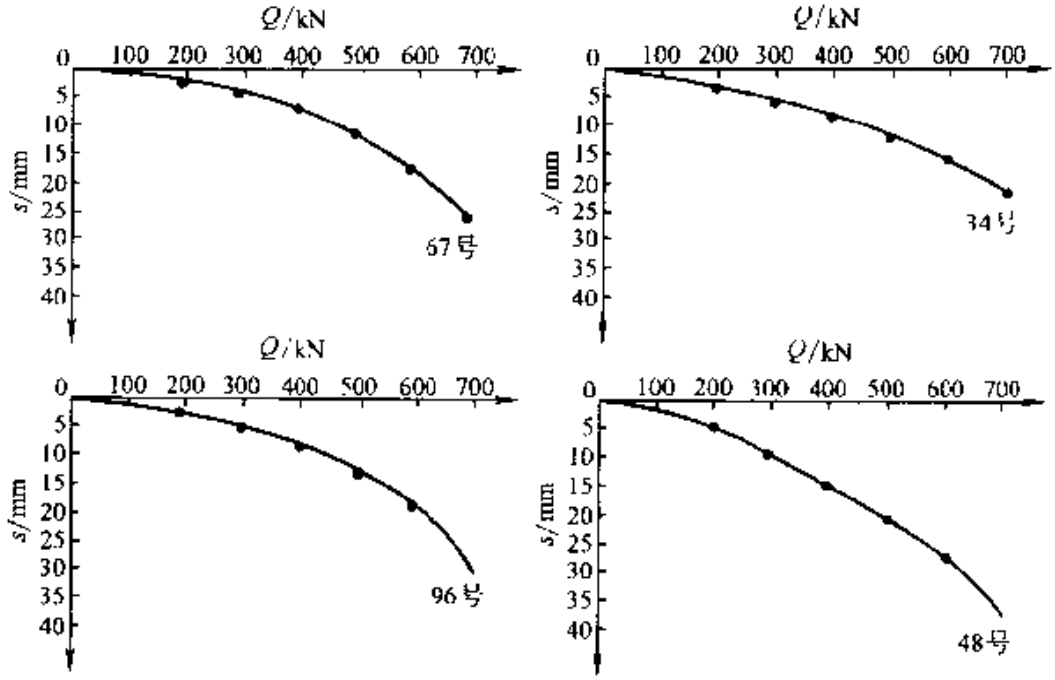


图 9-4　单桩 Q-s 曲线

从图 9-4 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 $R_K > 350$kN。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混结构，节约投资约 40 万元；下部的预制桩基改为 CFG 桩加固，节约费用约 14 万元。两幢共节约投资约 54 万元。

工程实例三　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，需作地基加固处理。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桩或低标号混凝土桩(LCG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。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9-3，场地土的柱状图见图9-5和图9-6。

表9-3 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	灵敏度 S	各层土承载力标准 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
②$_3$粉土	32	18.7	0.90	1.43	8.00	13		135
Ⓓ粉土	36	18.9	0.93	1.20	3.50			100
②$_4$粉土质粘土	33	18.7	0.94	1.23	4.62			110

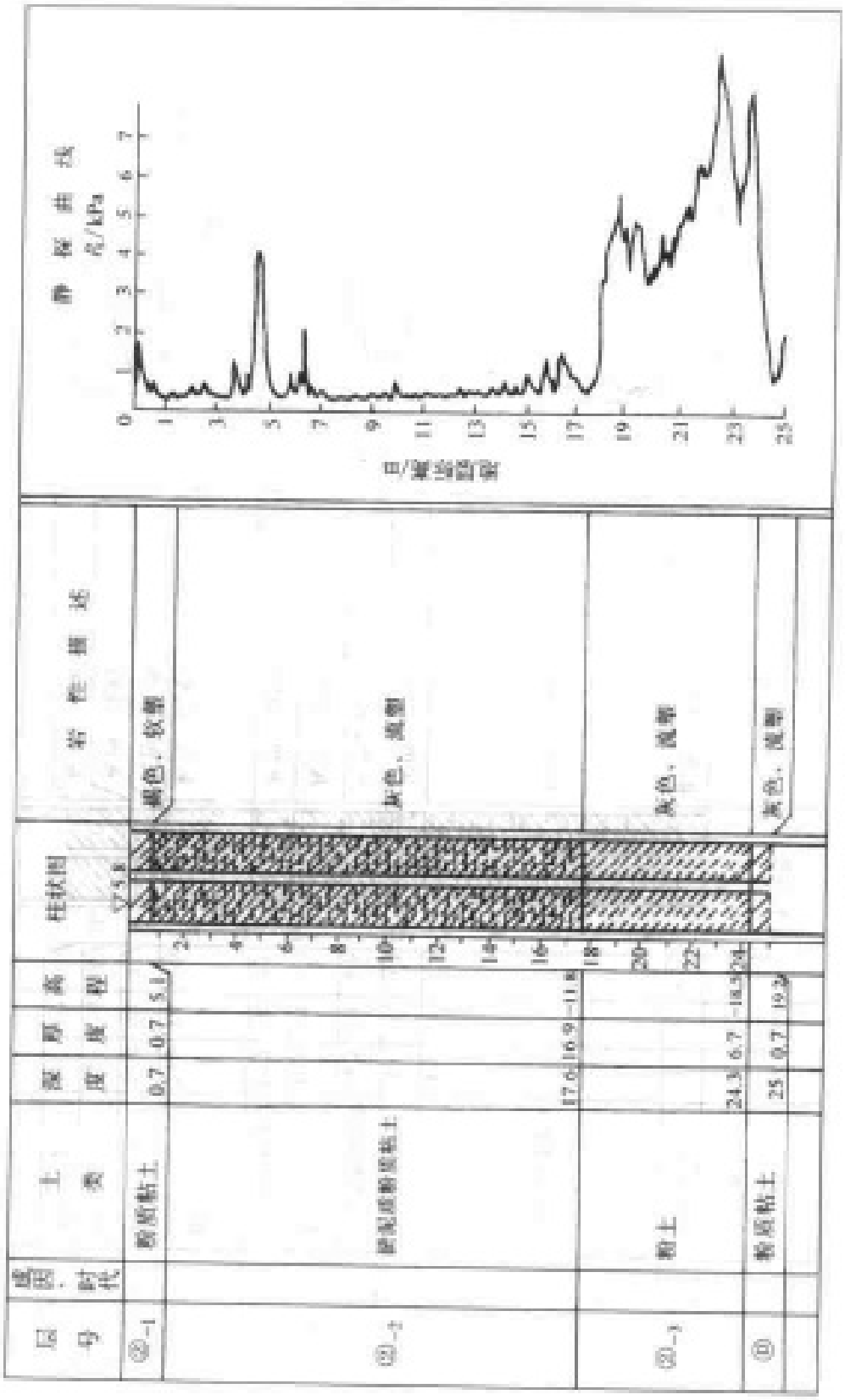


图 9-5　PZ—1 试验区钻孔柱状图

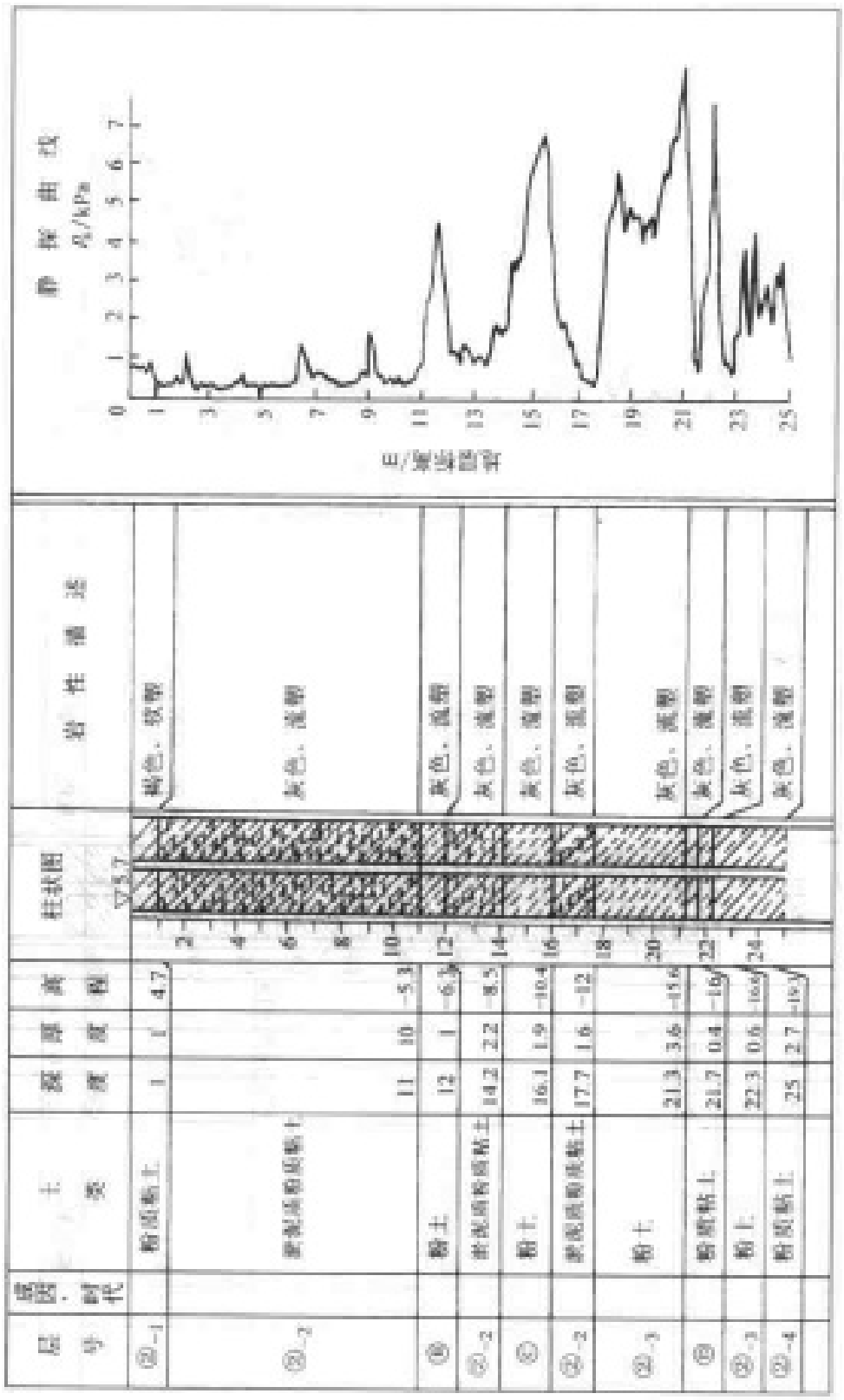


图 9-6　PZ—2 试验区钻孔柱状图

（二）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⑥上，PZ—2 试验区桩端下没有透镜体。一两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 9-7），试验参数见表 9-4。

表 9-4　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/kPa
试 1	天然地基	2.0×3.6	达透镜体	—	70
试 2	六桩复合地基	2.0×3.6	达透镜体	图 9-7c	320
试 3	四桩复合地基	2.2×2.4	未达透镜体	图 9-7b	175
试 4	单桩复合地基	1.2×1.2	达透镜体	图 9-7a	315
试 5	单桩复合地基	1.2×1.2	未达透镜体	图 9-7a	205
试 6	CFG 单桩	—	达透镜体	—	250
试 7	素混凝土单桩	-	达透镜体	-	250

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 9-7c），四个深标点 A、B、C、D 深度分别为 2.5m、5m、10m、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 1.5m、3m 和 5m（见图 9-7b），同时还设置了桩顶沉降标来测量桩顶的变形。

图 9-8 所示为 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 9-9 所示为 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 9-10 为 1.2m×1.2m 单桩复合地基载荷试验。图中试 4、试 5 分别为桩端达透镜体和桩端未达透镜体的试验曲线。从图 9-8～图 9-10 中可以看出，无论对于单桩复合地基还是多桩复合地基，桩

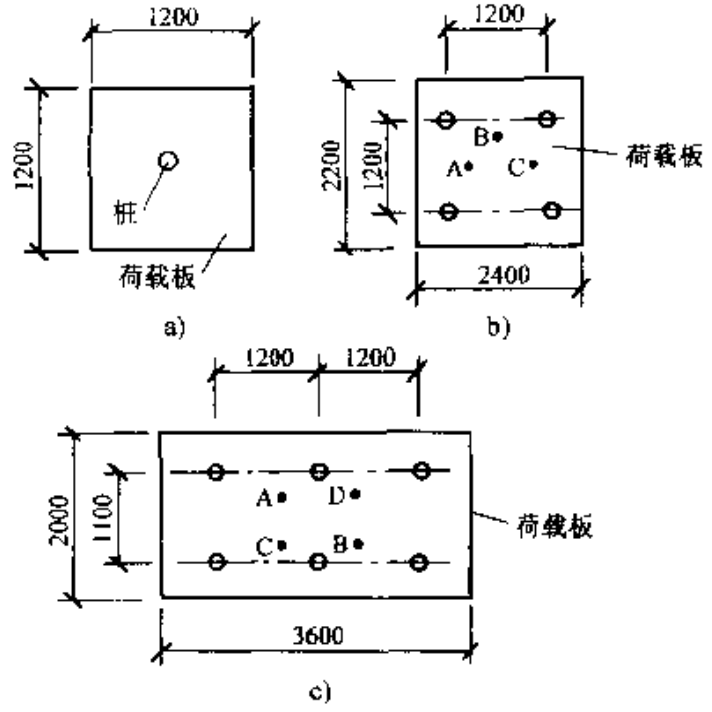


图 9-7　复合地基载荷试验和深标点布置

a）单桩复合地基　b）四桩复合地基　c）六桩复合地基

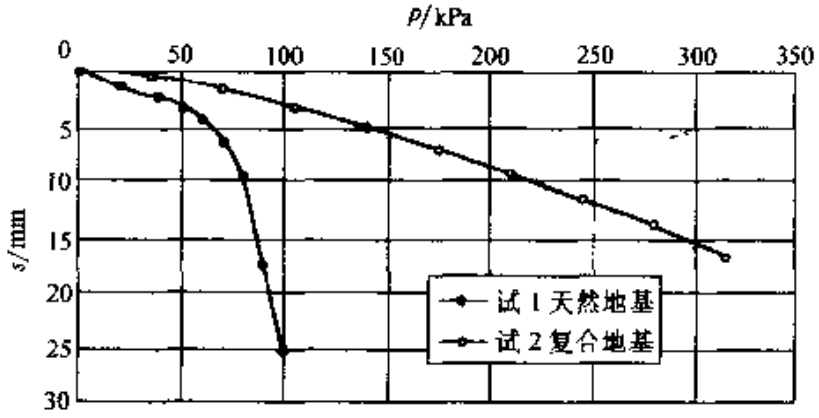


图 9-8　2m×3.6m 载荷板天然地基和复合地基 p-s 曲线

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 9-11 为素混凝土（LCG）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（LCG）桩无明显

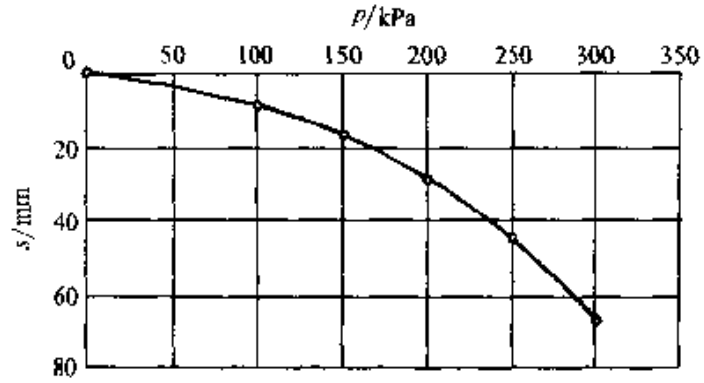


图 9-9　四桩复合地基 p-s 曲线

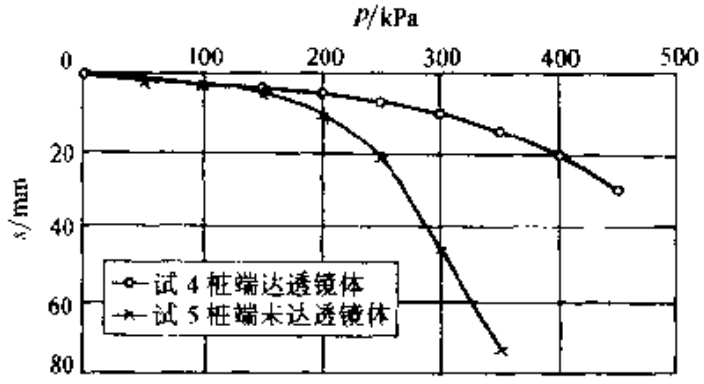


图 9-10　单桩复合地基 p-s 曲线

差别，承载能力完全相同。

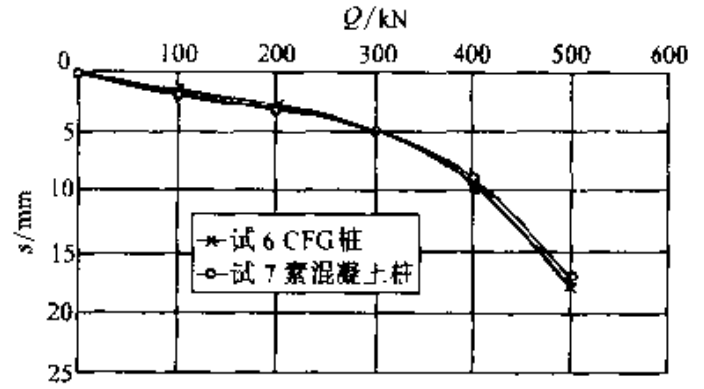


图 9-11　单桩试验 Q-s 曲线

图 9-12 所示为 2m × 3.6m 载荷板六桩复合地基深标曲线，图 9-13 为 2.2m × 2.4m 载荷板四桩复合地基深标曲线。从图 9-12 和图 9-13 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桩间土上部压缩变形幅度大于下部；④桩存在负摩擦区。

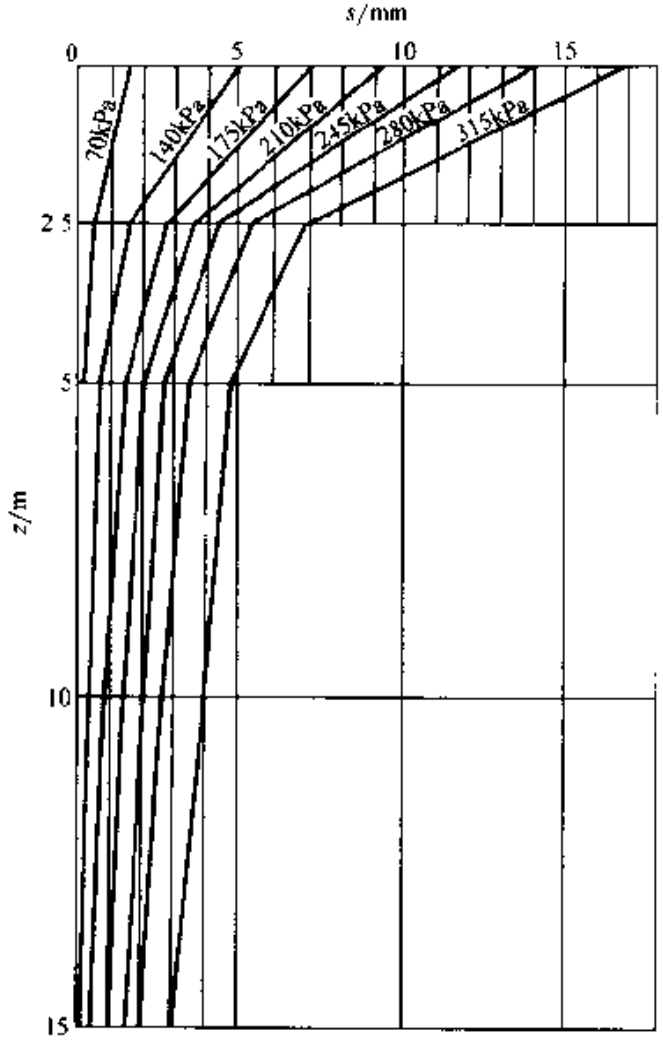


图 9-12 六桩复合地基深标试验 *s-z* 曲线

从 PZ—1 和 PZ—2 试验研究可以看出，经桩长 15.5m 的 CFC 桩或素混凝土(LCG)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(LCG)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 CFC 桩复合地基进行加固，另一栋楼采用素混凝土(LCG)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 9-14)。布桩时

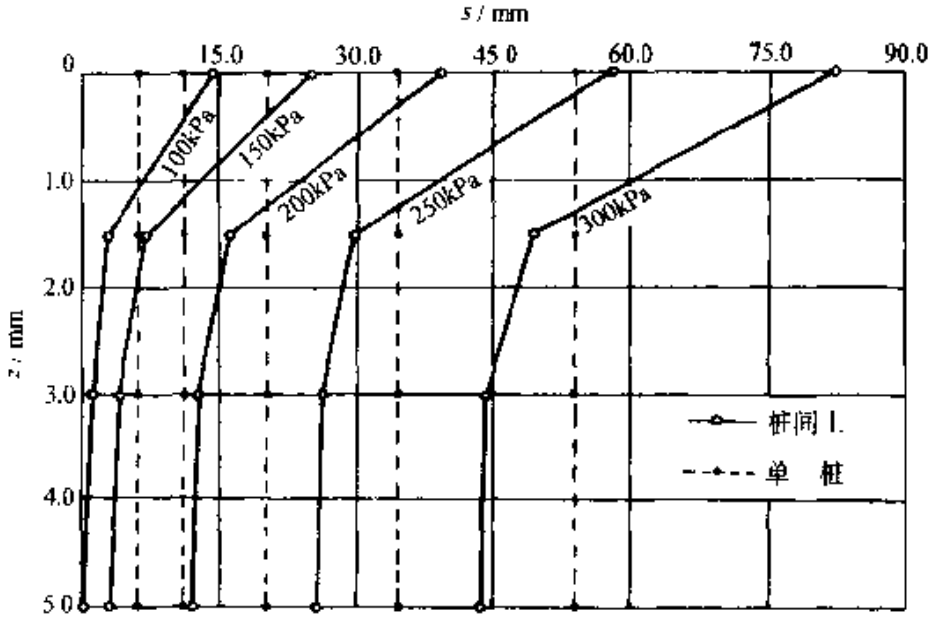


图 9-13　四桩复合地基 s-z 曲线

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。

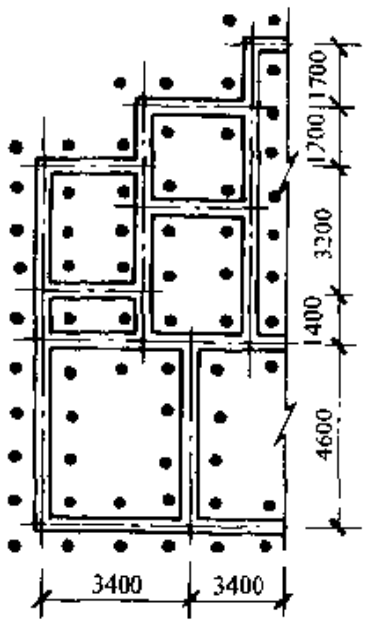


图 9-14　CFG 桩和 LCG 桩布置图

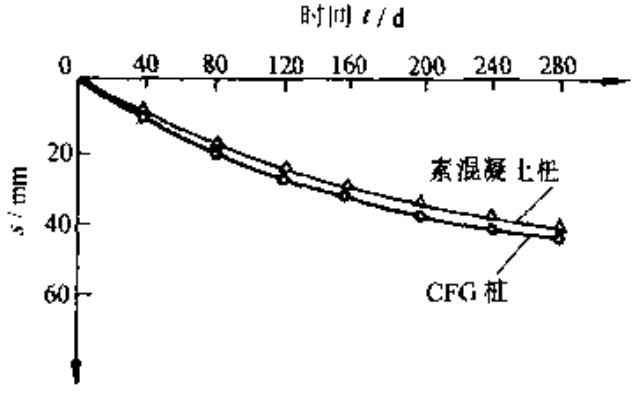


图 9-15　沉降-时间曲线

（四）加固效果

施工过程中，对 CFG 桩和素混凝土桩复合的基上的建筑物进行

了沉降观测(见图 9-15)，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，建筑物沉降显著减少。

(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(LCG)桩复合地基的处理费用相比较，CFG 桩单方造价与素混凝土(LCG)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(LCG)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。

工程实例四 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 9-16)，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结构。A～F 楼工程概况见表 9-5。

表 9-5 华亭嘉园各楼座工程概况

楼号	层数/地下室(层)	建筑面积/m²	底板面积/m²	±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

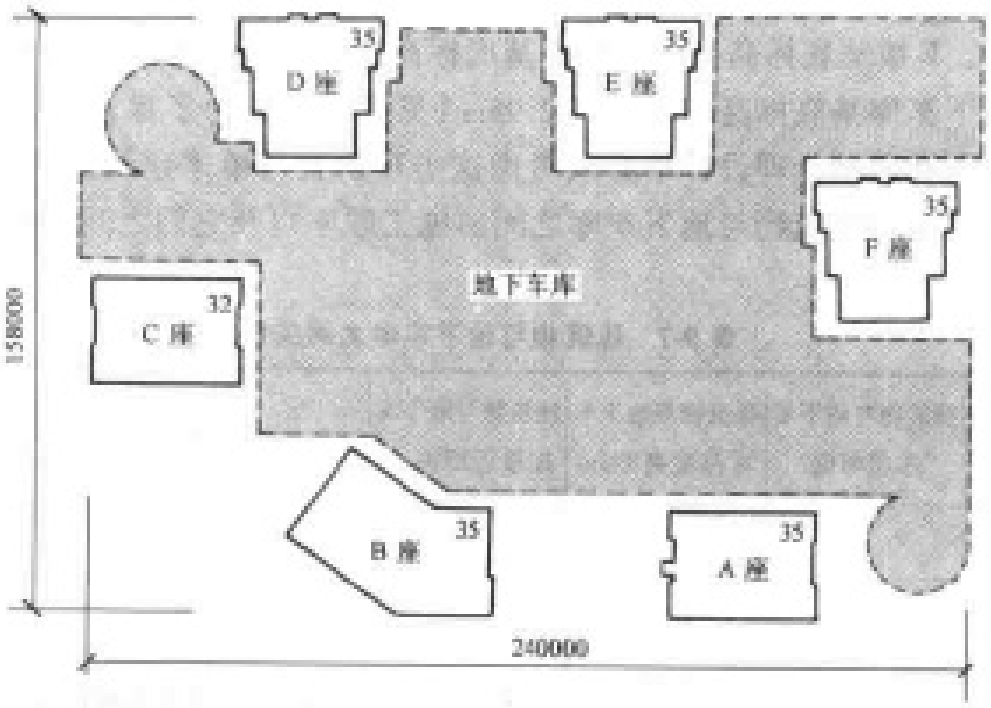


图 9-16 华亭嘉园平面位置图

（二）工程特点和土的物理力学性质

1. 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：

（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 9-6），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 9-6 复合地基设计条件

楼座	承载力要求	变形要求
C	$f_k \geq 500kPa$	1. 最大沉降量 ≤ 100mm 2. 基础倾斜 ≤ 1.5‰
B	$f_k \geq 550kPa$	
D	$f_k \geq 500kPa$	
A	$f_k \geq 550kPa$	
E	$f_k \geq 550kPa$	
E	$f_k \geq 580kPa$	

(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9-7)。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9-7 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声污染，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30d左右。

2. 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他楼座不同。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9-8，基底以下各土层的物理力学指标详见表9-9～表9-12，各楼座的典型剖面见图9-17。

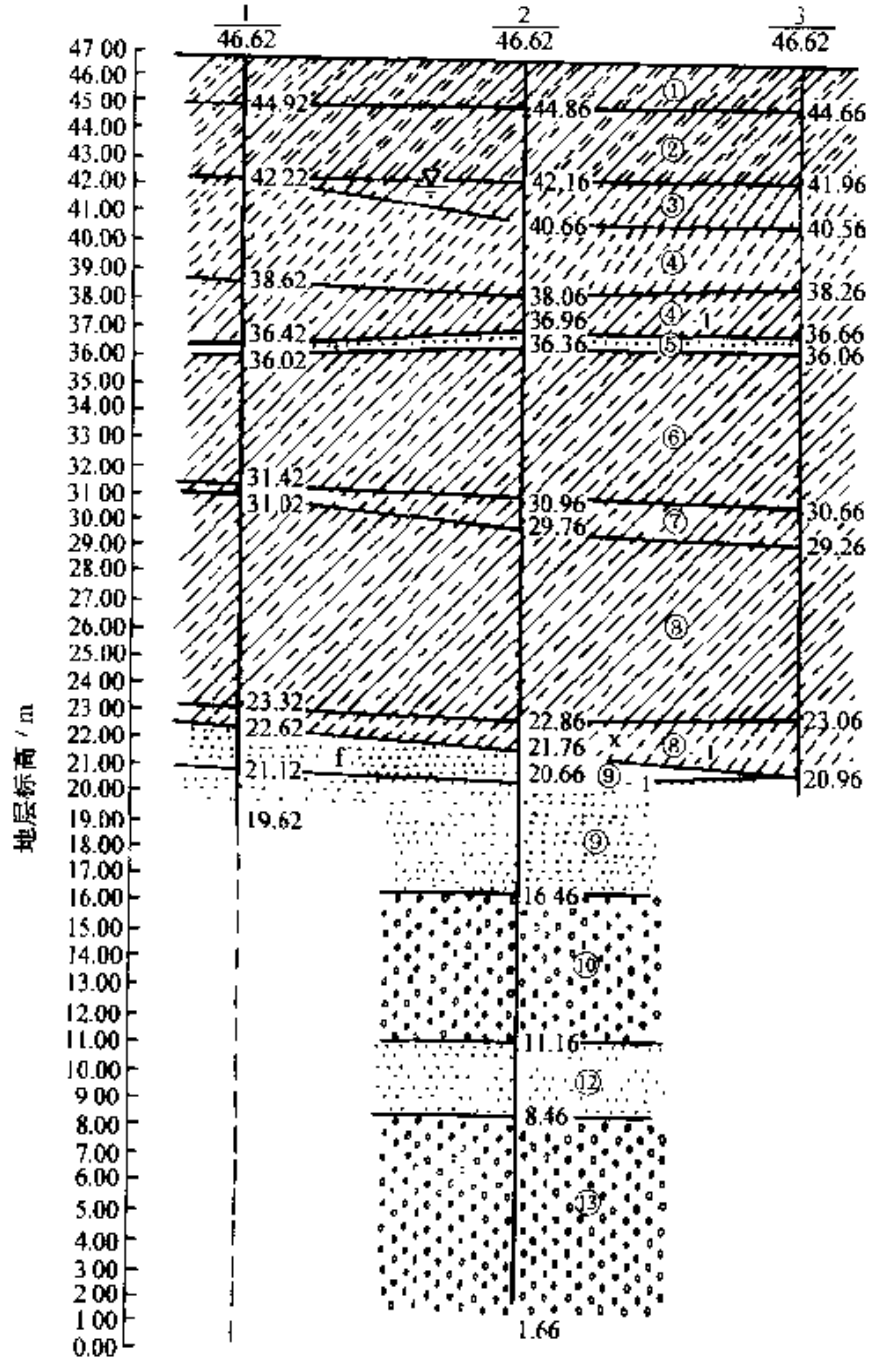


图 9-17 场地典型地质剖面图(C 座楼)

表 9-8 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 土层名称	承载力标准值/kPa	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
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

注：* 圆砾层在C座楼勘察报告中为⑨层。

表 9-9 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/m^3)	孔隙比 e	液性指数 I_L	压缩模量 E_s/MPa p_0～p_0+100	p_0～p_0+200	p_0～p_0+300	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
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 9-10　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
					$p_0 \sim p_0+100$	$p_0 \sim p_0+200$	$p_0 \sim p_0+300$			
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	7.14	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

注：地质剖面见图 9-18。

表 9-11　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	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
				$p_0 \sim p_0+100$	$p_0 \sim p_0+200$	$p_0 \sim p_0+300$			
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
⑤$_2$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

注：地质剖面见图 9-19。

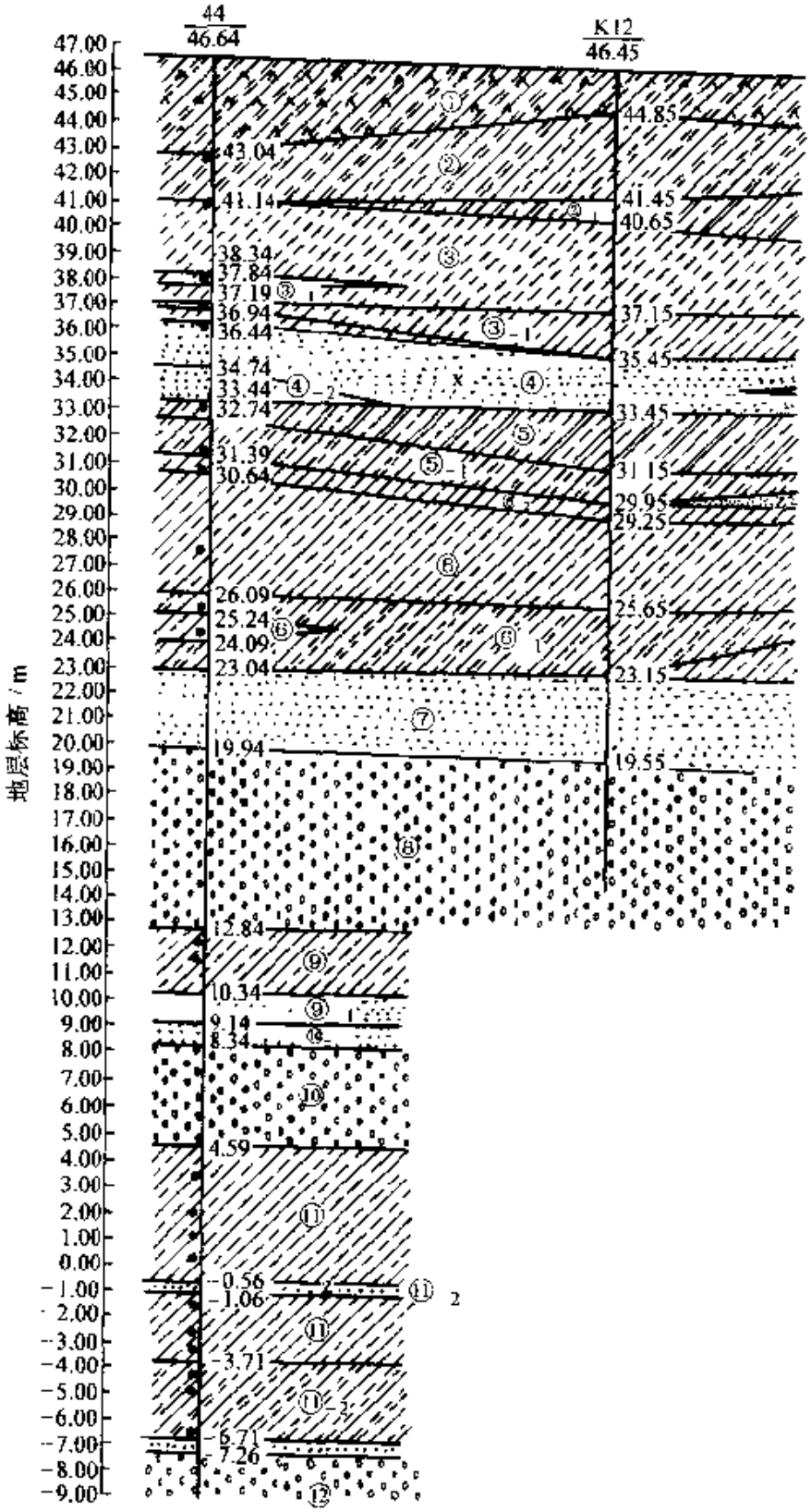


图 9-18 场地典型地质剖面图(8 座楼)

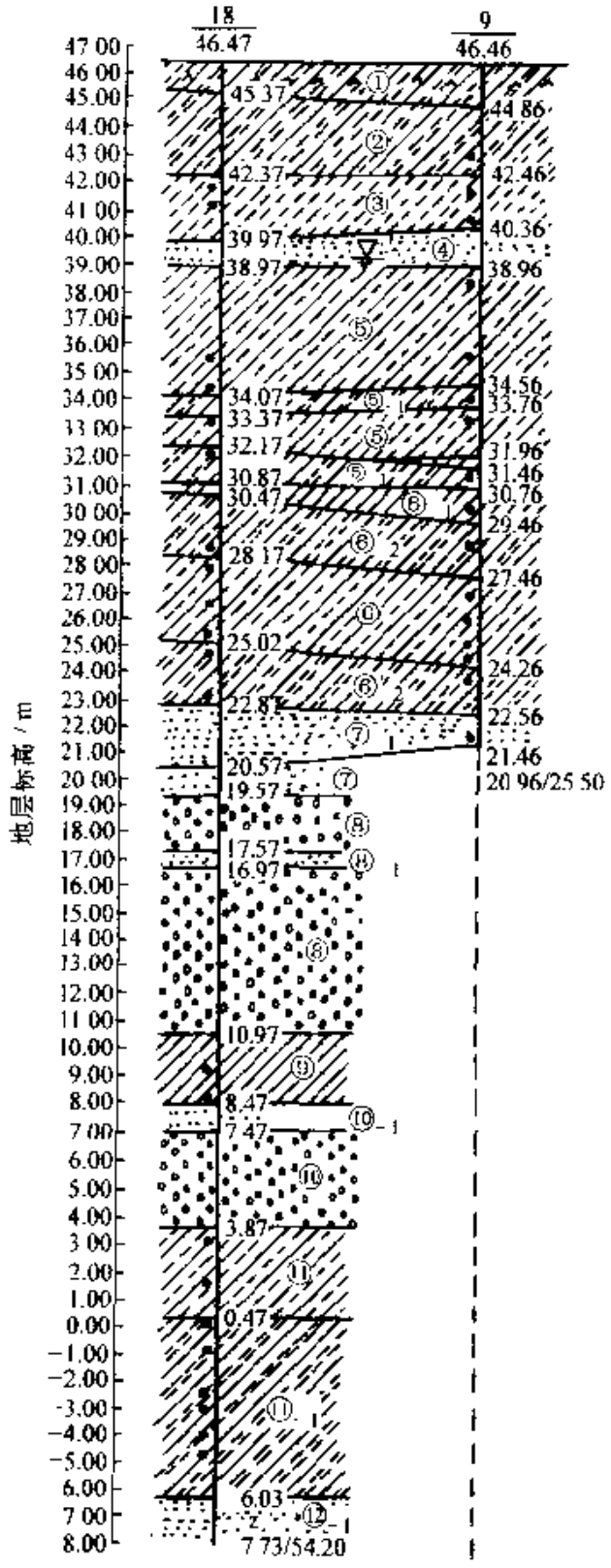


图 9-19　场地典型地质剖面图(D 座楼)

表 9-12 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 Es/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
					$p_0 \sim p_0+100$	$p_0 \sim p_0+200$	$p_0 \sim p_0+300$			
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

注：地质剖面见图 9-20～图 9-22。

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。

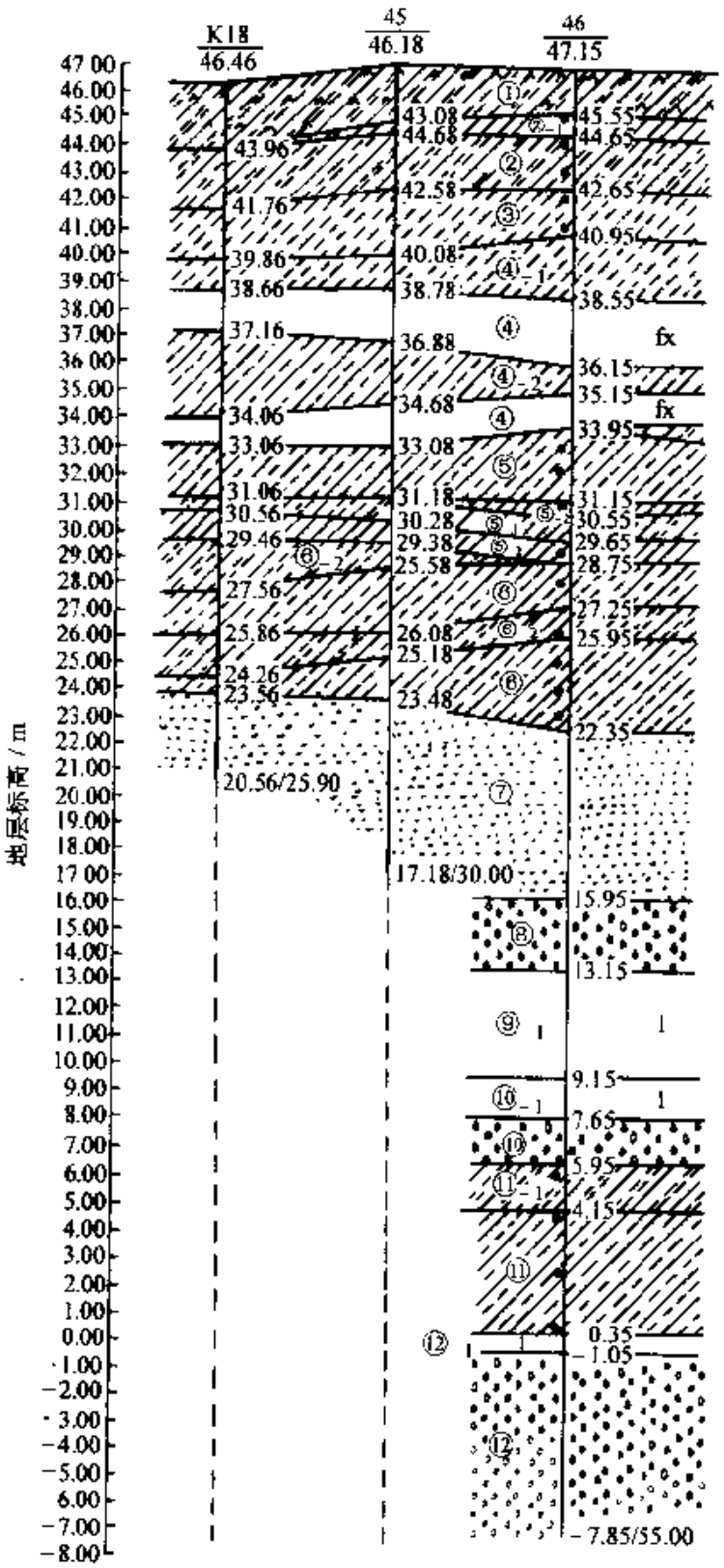


图 9-20　场地典型地质剖面图(A 座楼)

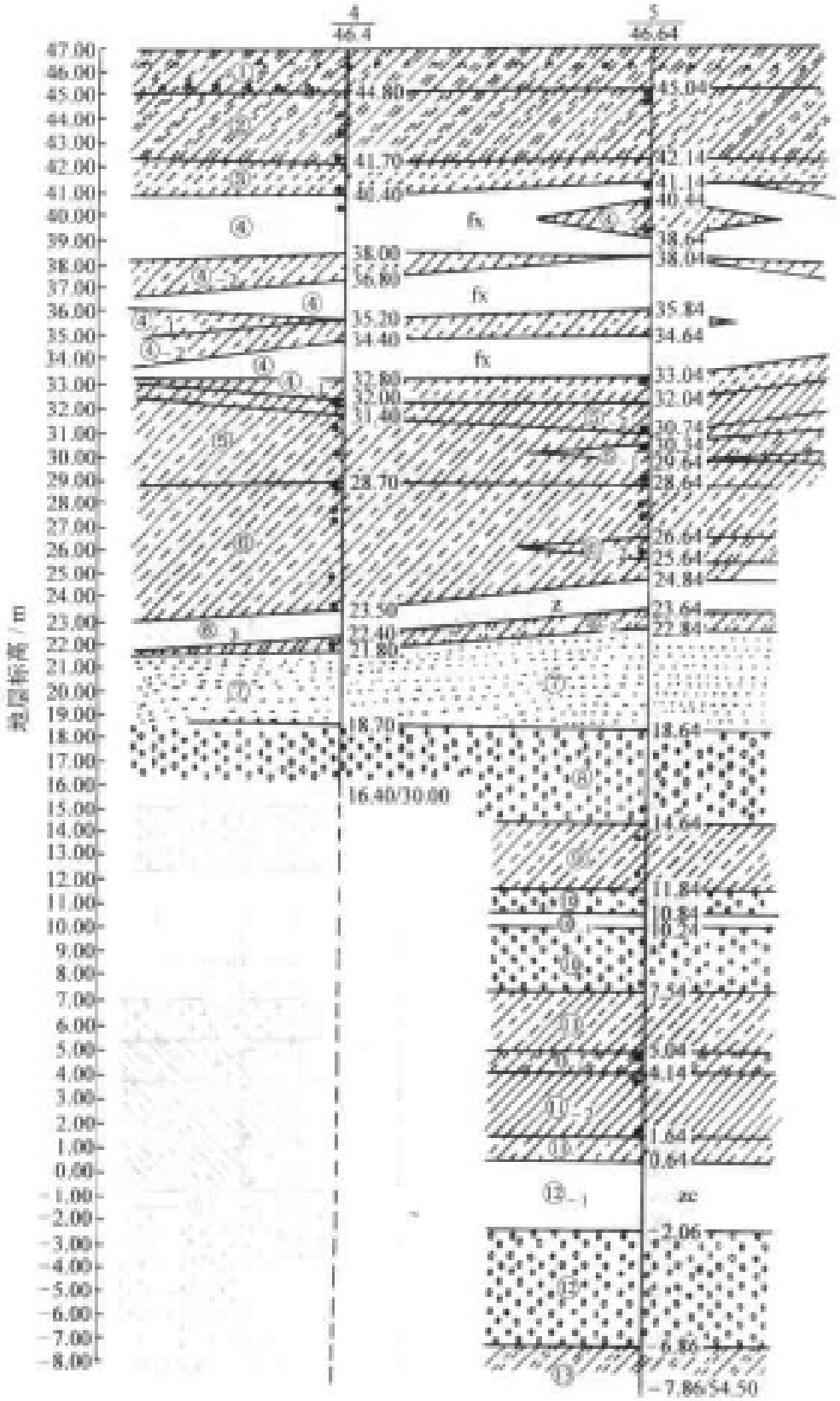


图 9-21 场地典型地质剖面图(E 座楼)

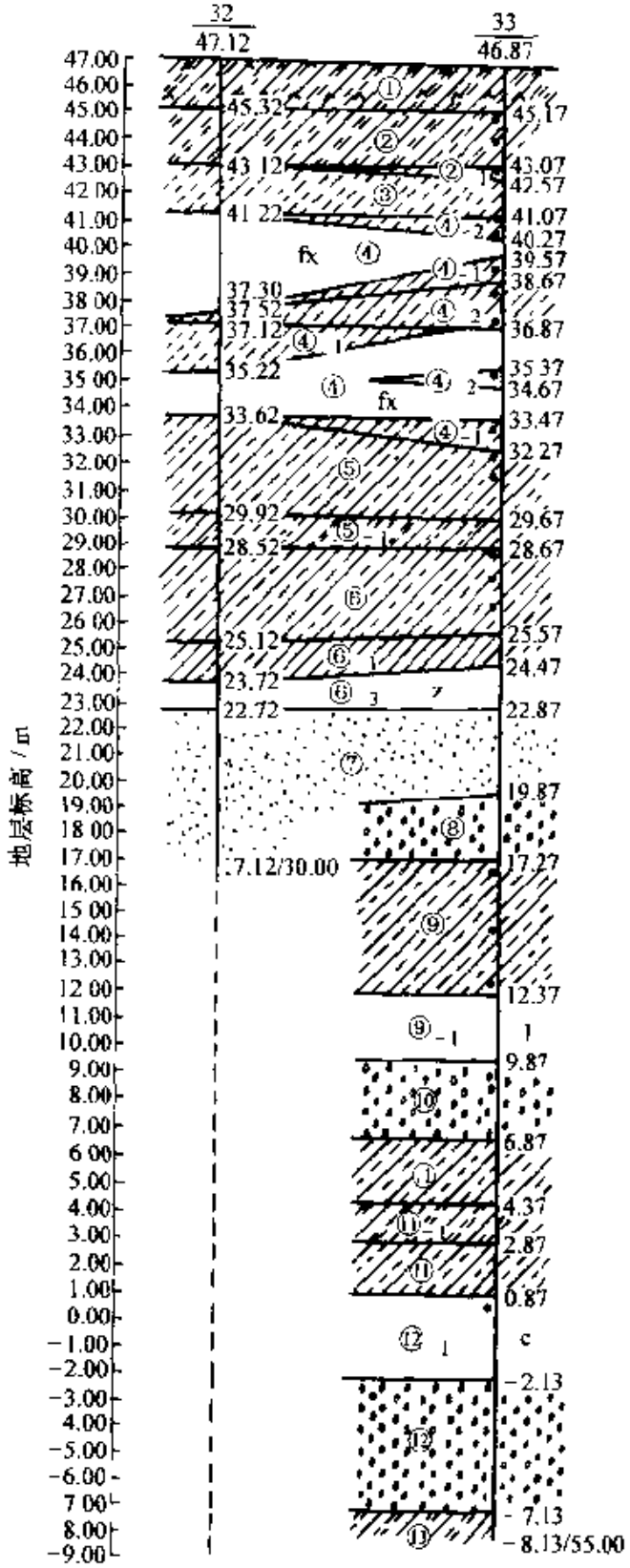


图 9-22　场地典型地质剖面图(F 座楼)

（二）CFG桩复合地基设计

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，影响复合地基承载力的发挥。

④ 存在严重的振动和噪声污染。

（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层圆砾层为桩端持力层。各楼座的设计参数见表9-13。

表9-13 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

（续）

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
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座楼采用支持桩外，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。

（四）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，应用下式计算承载力：

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

或 $f_{sp,k} = [1 + m(n-1)]\cdot\beta f_k$ 两者取小值。

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}为加固定后桩间

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)，按单桩静载荷试验确定

$$R_k = \frac{K_u}{K}$$

计算的复合地基承载力标准值，计算结果见表 9-14。从中可以看出，各楼座复合地基承载力均满足设计要求。

表 9-14 各楼座复合地基承载力计算

楼座	桩条/m	桩端进入圆砾②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

按公式对华亭嘉园各楼座进行沉降计算，计算结果如表 9-15 所示。从中可以看出沉降计算值比建筑物沉降实测值偏大。

表 9-15 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	

在这里对沉降计算值比实测值偏大作一分析。

（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贡献对变形的影响，而这一影响是十分显著的。图 9-23 为不同的结构刚度对基底反力和沉降影响的示意图。

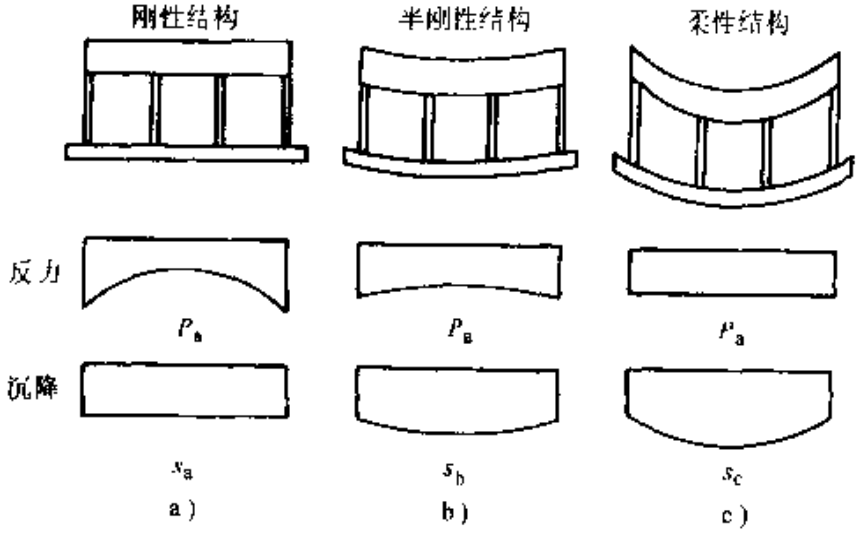


图 9-23　上部结构刚度对基础的影响

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采用承载值求出基底压力，再求出附加压力，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 9-15 中各楼座的沉降量，除 C 座楼外，其他楼座荷载还没有达到设计荷载。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。

（五）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 9-16。

表 9-16　CFG 桩施工情况

楼座	施工开始日期	施工结束日期	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

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：

（1）进深判断 在钻进行过程中，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9-16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。

（六）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9-17），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。

表9-17 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/kPa	在使用荷载下平均沉降量/mm	备注
C	650	2.63	单桩试验
B	550	5.35	单桩复合地基试验
D	500	5.26	
A	550	8.39	
E	550	6.26	
F	580	7.73	

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各楼座进行了沉降观测，目前楼座已经全部入住，各楼座的沉降观测成果见表9-15，沉降曲线见图9-24。可以看出，各楼座沉降已有稳定的趋

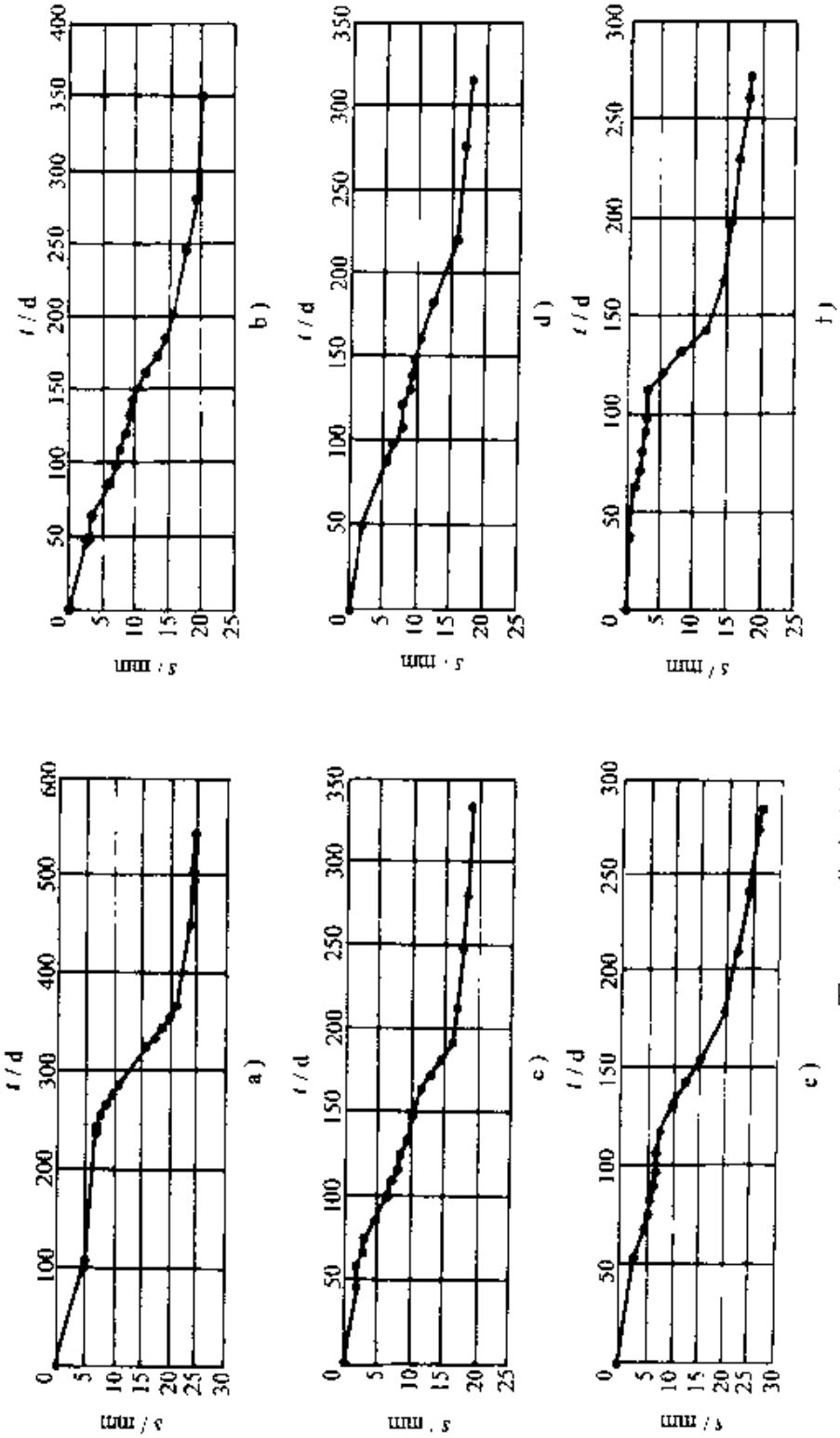


图 9-24 华亭嘉园 A～F 座楼沉降-时间曲线

a) C 座楼 b) B 座楼 c) A 座楼 d) D 座楼 e) E 座楼 f) F 座楼

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。

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。

工程实例五　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9-25)，总建筑面积为86468m^2。塔楼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

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9-26)：

(1) 三座塔楼基础不是连成一个大板，而是各自独立，塔楼之间调协沉降缝。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



图 9-25　嘉和丽园平面位置图(单位:m)

座、C座楼裙房悬挑较小，分别为7.5m和3.5m。

(3) 荷载作用点存在偏心。A座楼和C座楼存在荷载偏心，偏心距分别为1.95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9-18的设计条件。

表 9-18　复合地基设计条件

楼座	基础底面处的平均压力标准值/(kN/m²)		变形要求
	塔楼	裙房	
A	610.0	117	1. 最大的沉降量不大于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	95～106	

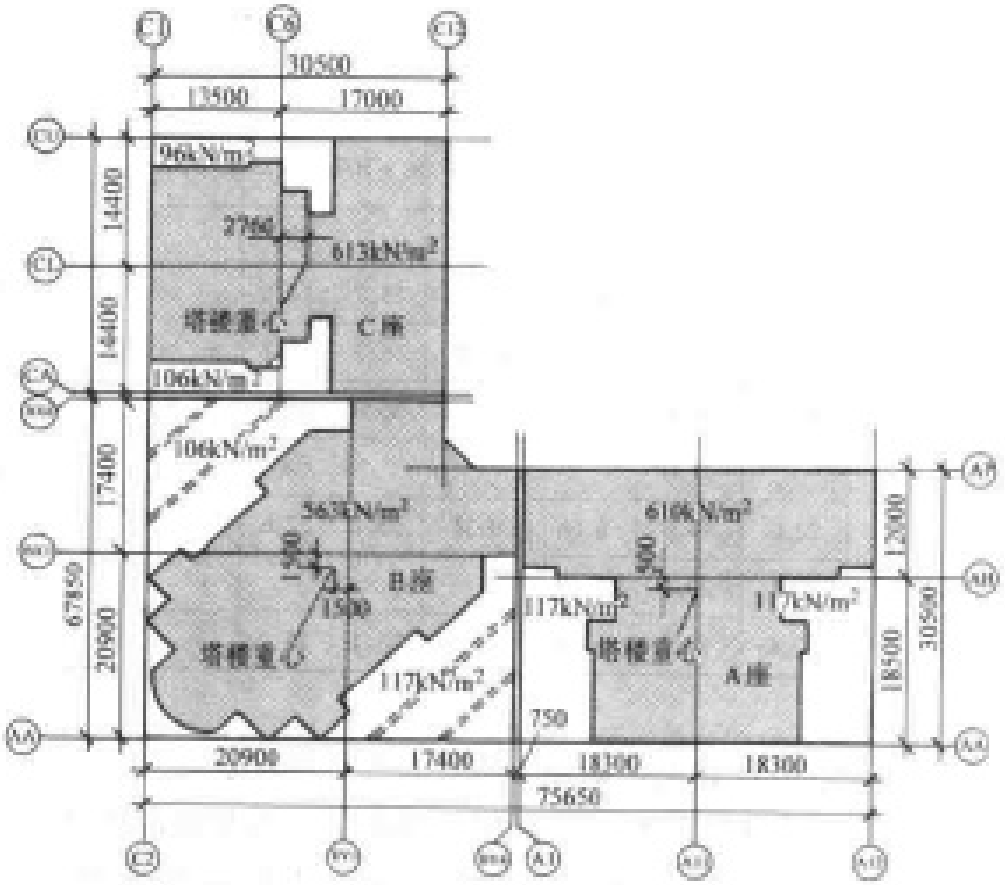


图 9-26　建筑物结构特点和荷载情况

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 9-19 和图 9-27 所示。

表 9-19　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_s ~ p_s+100	p_s ~ p_s+200	p_s ~ p_s+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

（续）

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 p_0～p_0+100	p_0～p_0+200	p_0～p_0+300	标准贯入试验锤击数 N	各层土承载力标准值/kPa
①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砂质粘土	19.1	20.1	0.59						
⑫粉质粘土	22.4	19.4	0.71	0.33	25.1	25.7			

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，属中密至密实土，承载力标准值为 $f_k=280$kPa。

（2）整个场地质均匀，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、①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

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9-20。

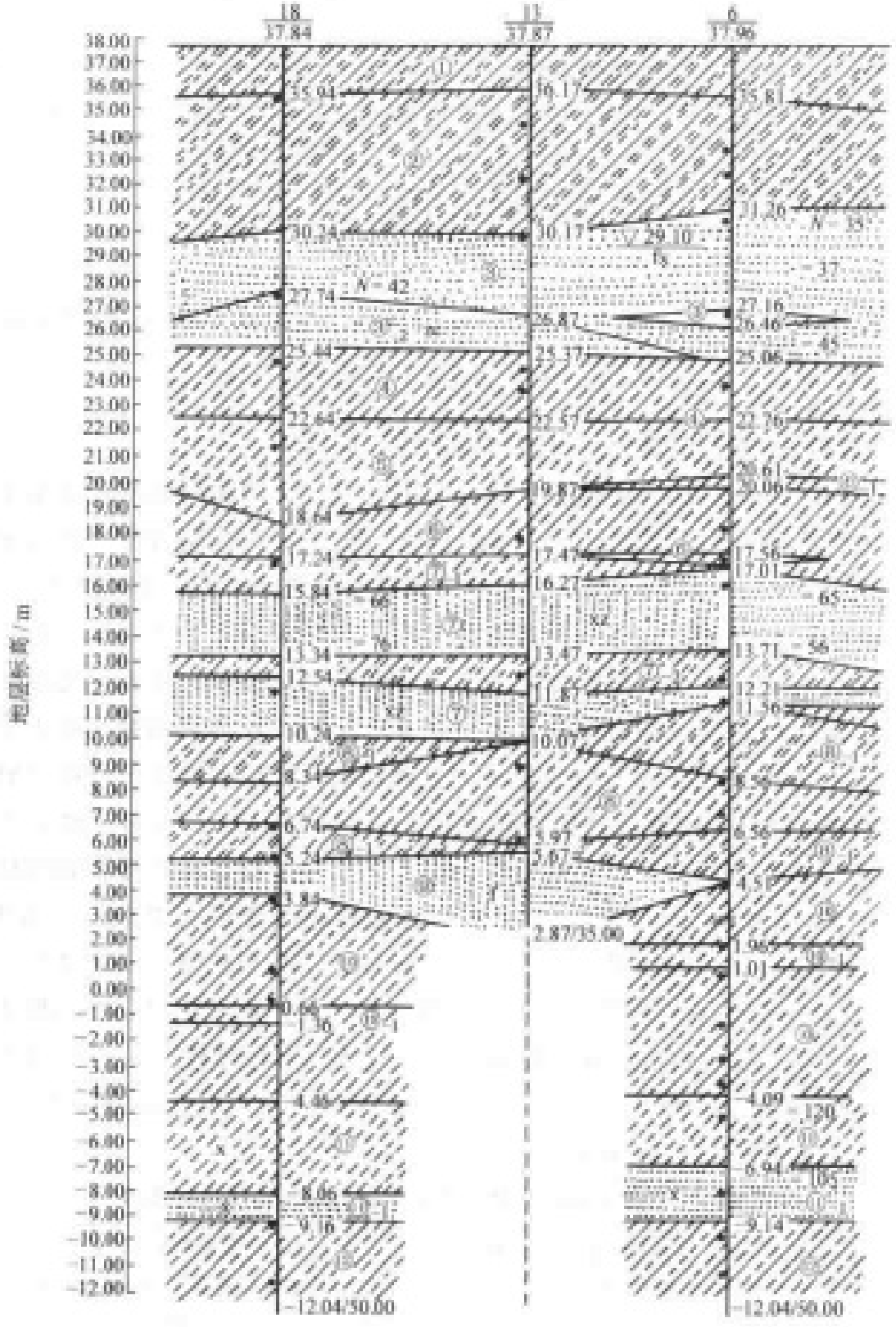


图 9-27　场地典型地质剖面图

表 9-20 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

注：*裙房范围内褥垫层厚度均为 20cm。

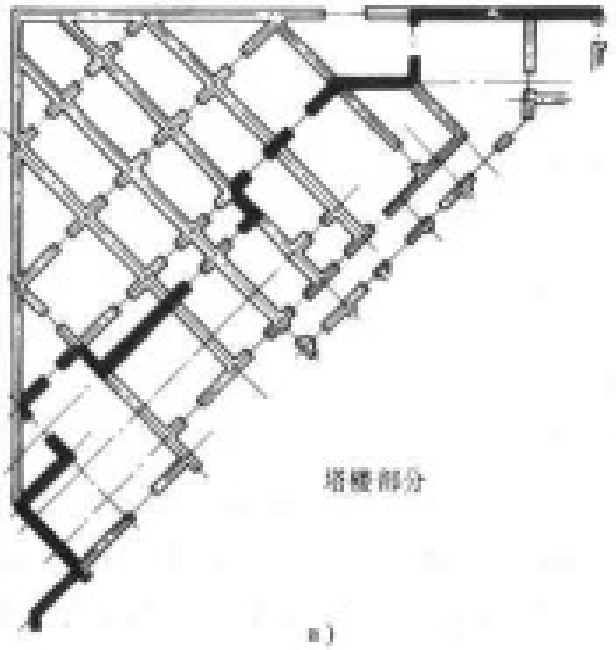
CFG 桩复合地基设计考虑了以下几方面因素：

（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 9-18 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。

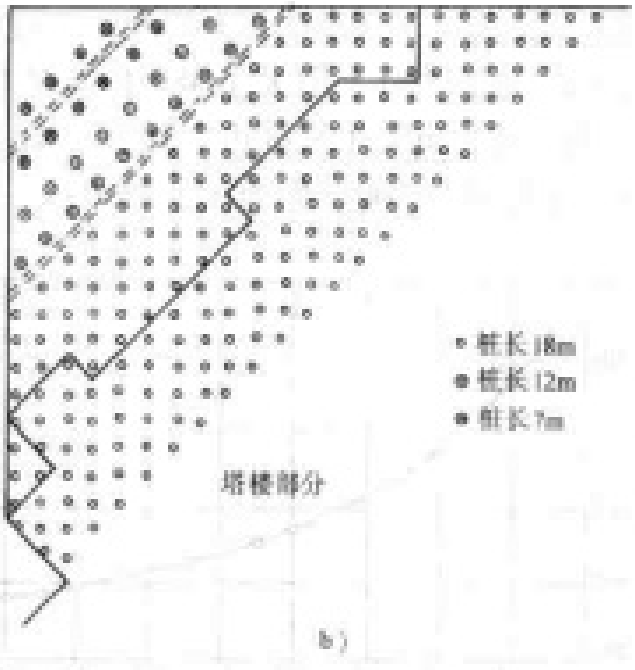
（2）裙房悬挑部分，根据有关文献的研究成果，当主楼地下室扩大部分与主楼整体现浇时，增大了基础荷载承担面积，可减少附加压力，降低建筑物的绝对沉降量。当扩大一跨时，在通常的结构要求情况下，可视基底反力为均匀分布。嘉和丽园 A、C 座楼裙房悬挑分别为 7.5m 和 3.6m，B 座楼裙房悬挑为 17m（见图 9-26）。对 B 座楼，由于地下结构悬挑部分有 6 道混凝土墙，其刚度能够保证塔楼荷载往裙房传递（图 9-28a）。考虑变形协调和底板对挠曲变形的要求，认为 B 座塔楼与其第一跨的基底反力为均匀分布，设计布桩时，从塔楼往外第一跨布桩形式与塔楼一致，第二跨桩长、桩间距和垫层厚度均作了调整，第三跨局部不布桩（图 9-28b）。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，各楼座的基底压力见表 9-21。

表 9-21 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



a)



b)

图 9-28　B 座楼悬挑部分结构布置

a）悬挑部分剪力墙布置　b）悬挑部分 CFG 桩布置

（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

$$p_{\substack{\max\\ \min}} = \frac{F+G}{Lb}\left(1 \pm \frac{6e}{L}\right)$$

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$(3\sim5)d$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9-27的地质剖面图和表9-19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，按公式计算的深度修正后复合地基承载标准见图9-29。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。

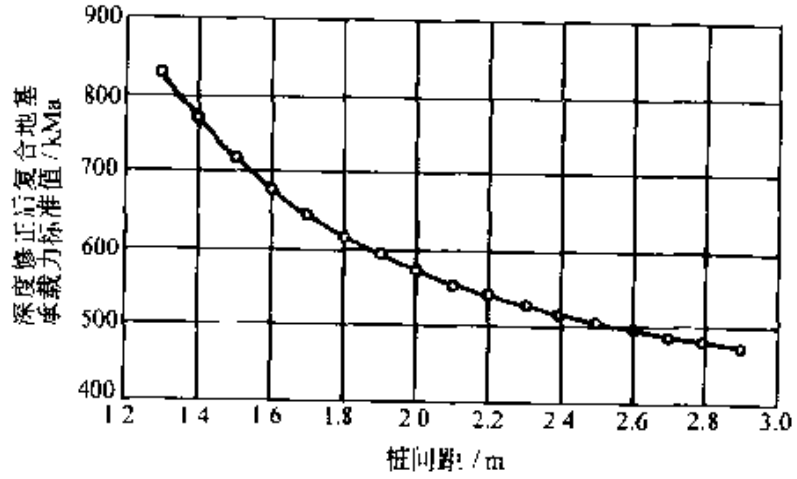


图9-29　复合地基承载力和桩间距的关系

（2）变形计算　按计算公式对嘉和丽园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9-22。

表 9-22　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 轴交处计算值和实测值
	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和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 25d，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、中下密的粉细砂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，如因其他原因必须停顿时，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 9-30。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 桩复合地基载力满足设计要求。

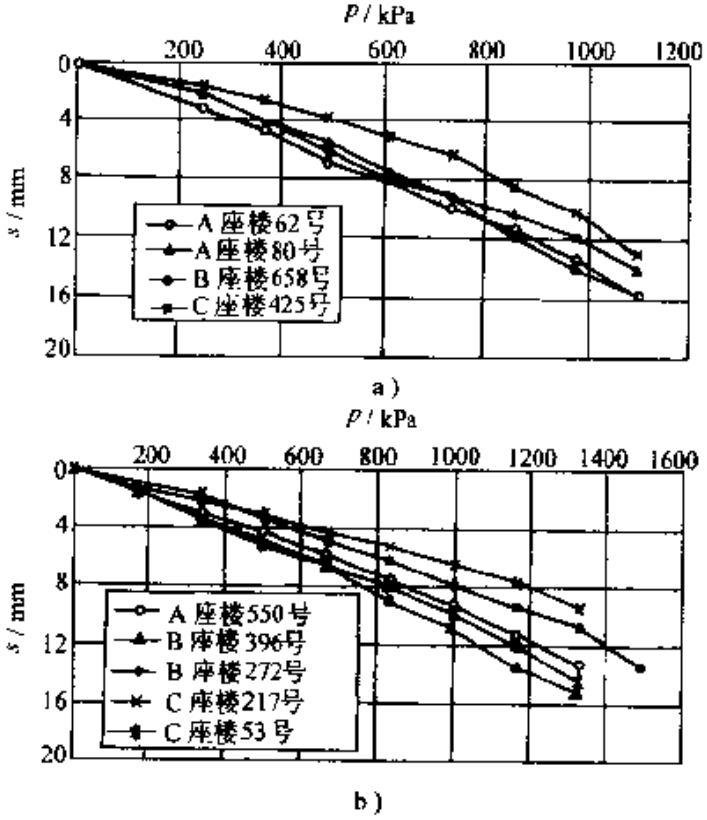


图 9-30　CFG 桩单桩复合地基 p-s 曲线

a）1.2m × 1.2m 载荷板　b）1.4m × 1.4m 载荷板

A、B、C 三座楼 CFG 桩低应变检测各抽检了 10%。A 座楼抽检了 70 根桩，Ⅰ类桩 65 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9-22。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。

工程实例六　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9-31所示。

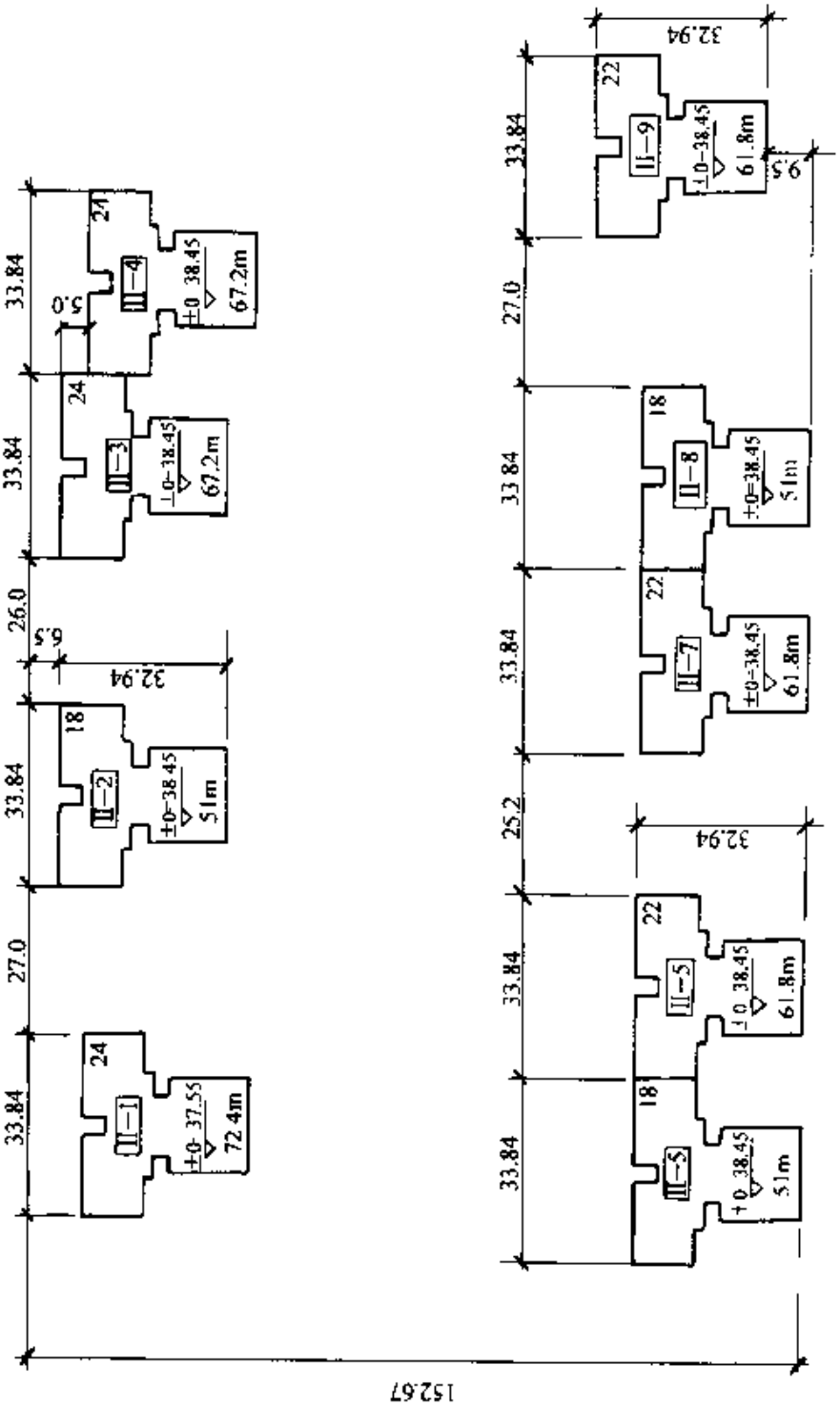


图 9-31　望京新城 A4 区 II 组团平面位置图

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9-23。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。

表9-23 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

（二）工程特点和土层分析

1. 工程特点

望京新城A4区Ⅱ组团6栋楼具有如下特点：

(1) 望京新城A4区Ⅱ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对倾斜。

(2) 望京新城A4区Ⅱ组团6栋楼设计条件见表9-24。

表 9-24 复合地基设计条件

楼座	基础底面处的平均压力标准值/(kN/m²)	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对倾斜
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，《北京地区建筑地基基础勘察设计规范》(DBJ01—501—1992)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 0.002。

2. 地基土物理力学性质

望京新城 A4 区Ⅱ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，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 9-25，典型的地质剖面见图 9-32。

表 9-25 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			标准贯入试验击数 N	重型动力触探击数 $N_{63.5}$	各层土承载力标准值/kPa
					$p_0\sim p_0+100$	$p_0\sim p_0+200$	$p_0\sim p_0+300$			
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

（续）

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$_2$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-圆砂									100	
⑨重分质粘土	28.4	19.5	0.83	0.62	17.6	18.1				
⑨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，承载力标准值为 $f_k = 160 \sim 180\text{kPa}$。

（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，场地内稍密至中密的砂土层、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

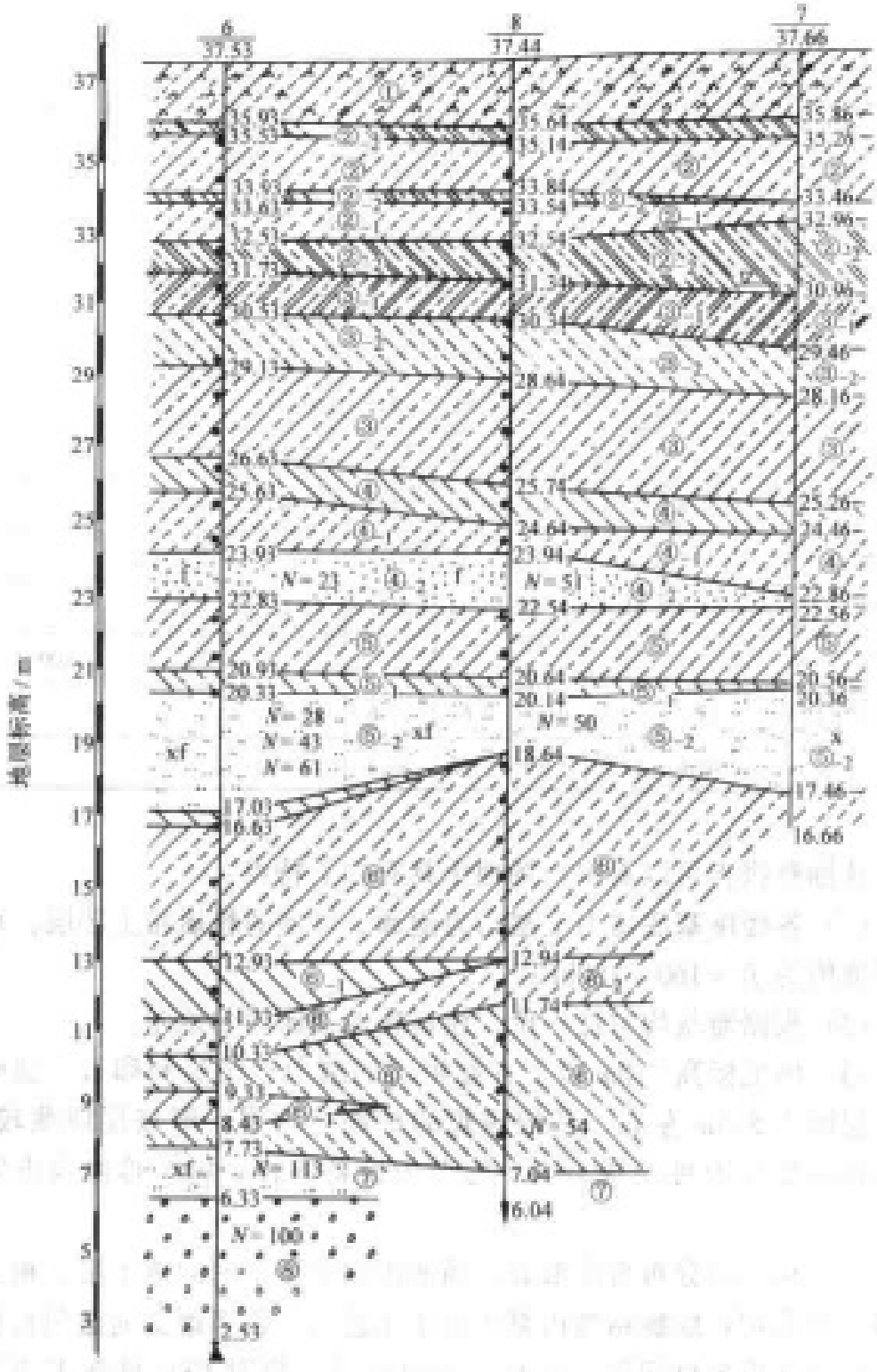


图 9-32　场地典型地质剖面图

根据图 9-32 的地质剖面图和表 9-23 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 9-26 和图 9-33。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 9-26　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

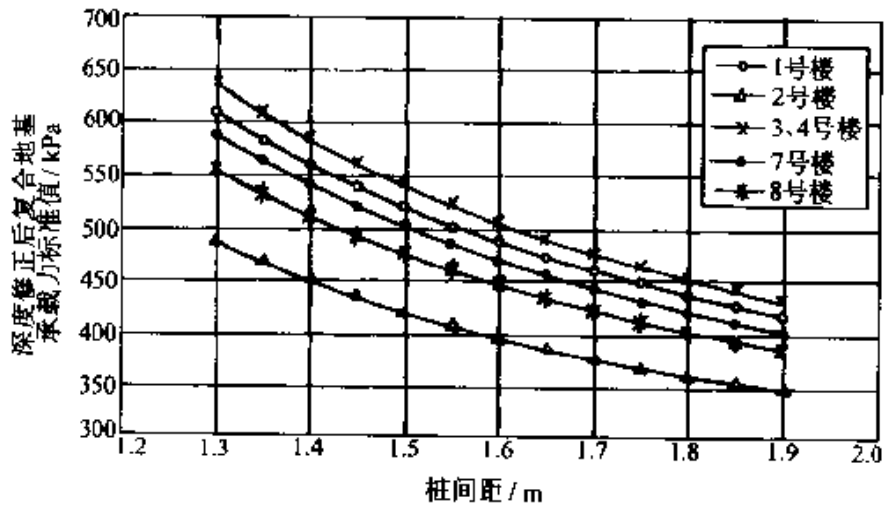


图 9-33　复合地基承载力和桩间距的关系

2. 变形计算

变形计算包括总沉降量计算和倾斜值两部分，对两相邻建筑物来说，主要是控制相对倾斜。若设计总沉降量控制在一个较小的量级

上，倾斜或相对倾斜也较易控制。

按公式对望京新城 A4 区Ⅱ组团各楼座变形进行计算，计算结果见表 9-27。

表 9-27 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	29.0	—	—	—	

根据承载力和变形分析，确定的各楼座设计参数见表 9-28。

表 9-28 各楼座 CFG 桩复合地基设计参数

楼座	桩长/m	桩径/m	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	16.1	415	1.5	423	15	C20

（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Ⅱ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 12d，平均每台设备每天成桩约 40 根。

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，打桩顺序主要以桩面操作便利来确定；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，且避免在砂土、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，按设计要求需铺整平至 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Ⅱ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 9-34 和表 9-29。

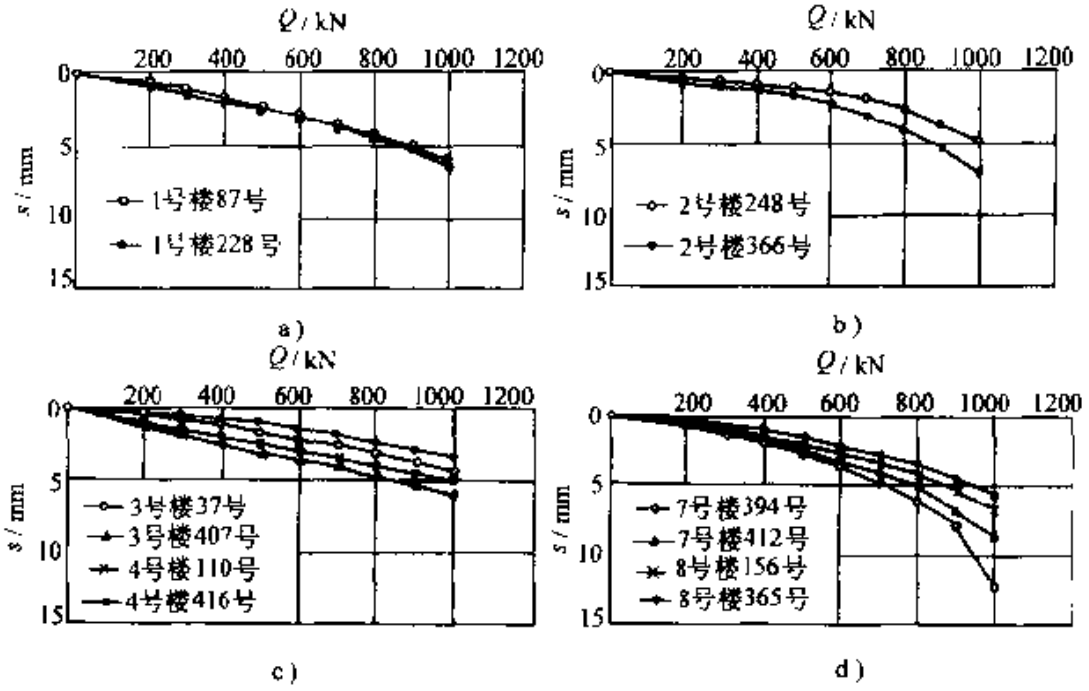


图 9-34 各楼座 CFG 桩单桩检测曲线

a) 1 号楼 b) 2 号楼 c) 3、4 号楼 d) 7、8 号楼

表 9-29 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	

各楼座 CFG 桩低应变检测各抽检了 10%，检测结果见表 9-30、

从表 9-30 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。

表 9-30 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	—	—

在 A4 区Ⅱ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 9-25，预计 3、4 号楼最终沉降量将在 40mm 以内。

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 号楼的相对倾斜，在封顶时相对倾斜分别为 0.166‰和 0.157‰。也就是说根据沉降观测资料计算，3、4 号楼在顶端各自移了 12.9mm 和 12.2mm，相对位移了 25.1mm。3、4 号楼是否真的存在相对倾斜和相对位移呢？为此勘察单位和沉降观测单位采用经纬仪和钢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。

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础施工工期和造价进行了对比，见图 9-35 和图 9-36。从图 9-35 中可以看出，望京地区 400mm × 400mm 预制方桩每栋楼施工工期为

51d，ϕ600mm 灌注桩每栋楼施工工期为 91d，ϕ400mm 预应力管桩每栋楼施工工期为 84d，A4 区 CFG 每栋楼平均施工工期为 12d，可见 CFG 桩比桩基施工在工期上具有明显的优势。

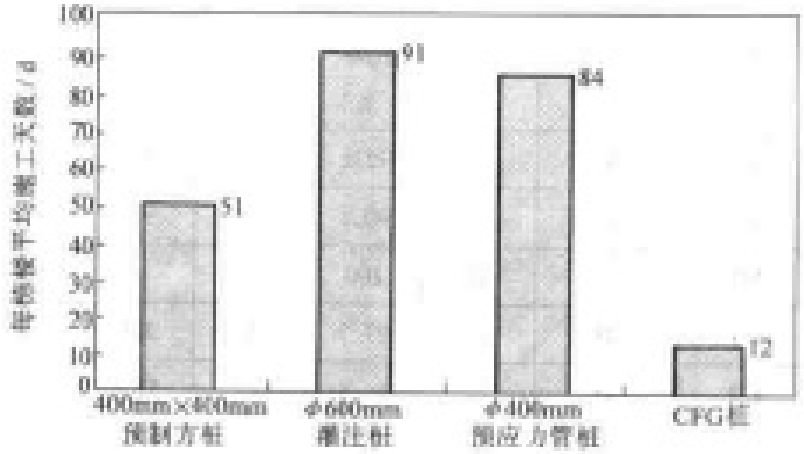


图 9-35　桩基和 CFG 桩施工工期对比

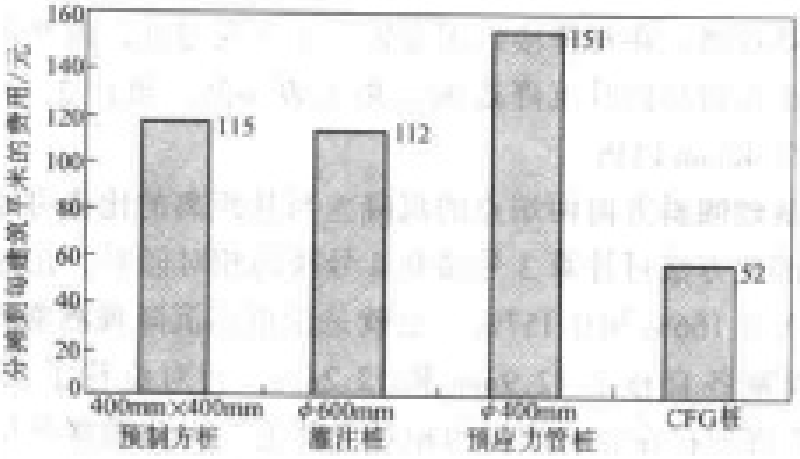


图 9-36　桩基和 CFG 桩复合地基费对比

从图 9-36 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 400mm × 400mm 预制方桩的 45.2%，是 ϕ600mm 灌注桩的 46.4%，是 ϕ400mm 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、Ⅱ、Ⅲ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。

工程实例七　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，天然地基上承载力标准值在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9-37所示，基底下各土层的物理力学指标见表9-31。

表9-31　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				标准贯入试验击数 N	重型动力触探击数 $N_{63.5}$	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	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

考虑了一种地基形式——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的发挥，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 9-32。按表中的参数计算的复合地基承载力和变形均满足设计参数。

表 9-32 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，CFC 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 桩于易穿透砂层，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，在现场作了大量工艺试验，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 370 根，如图 9-38 所示。施工期为 1996 年 2～4 月，共历时 74d。

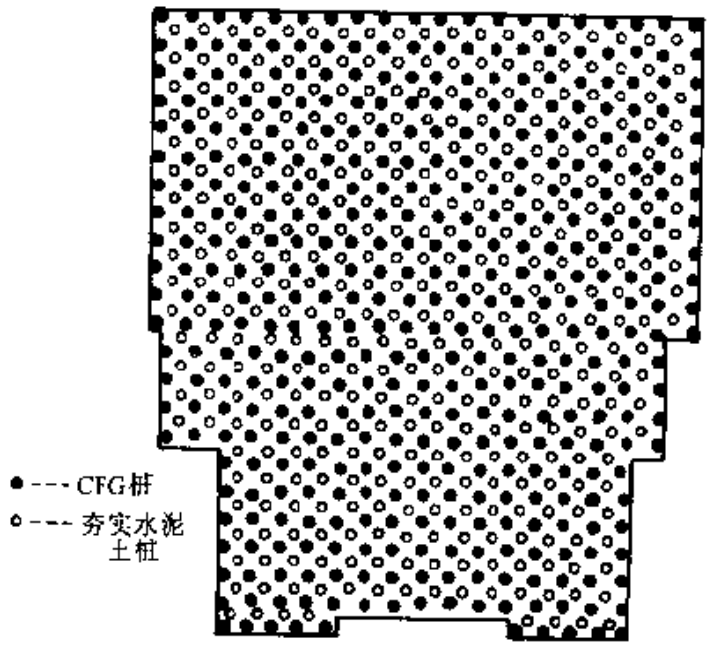


图 9-38 4、5 号楼桩位图

（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，分别作了三台单桩静载荷试验和一台单桩复合地基静荷试验，结果如图 9-39 所示。检测结果证明，该工程的 CFG 桩复合地基满足设计要求。

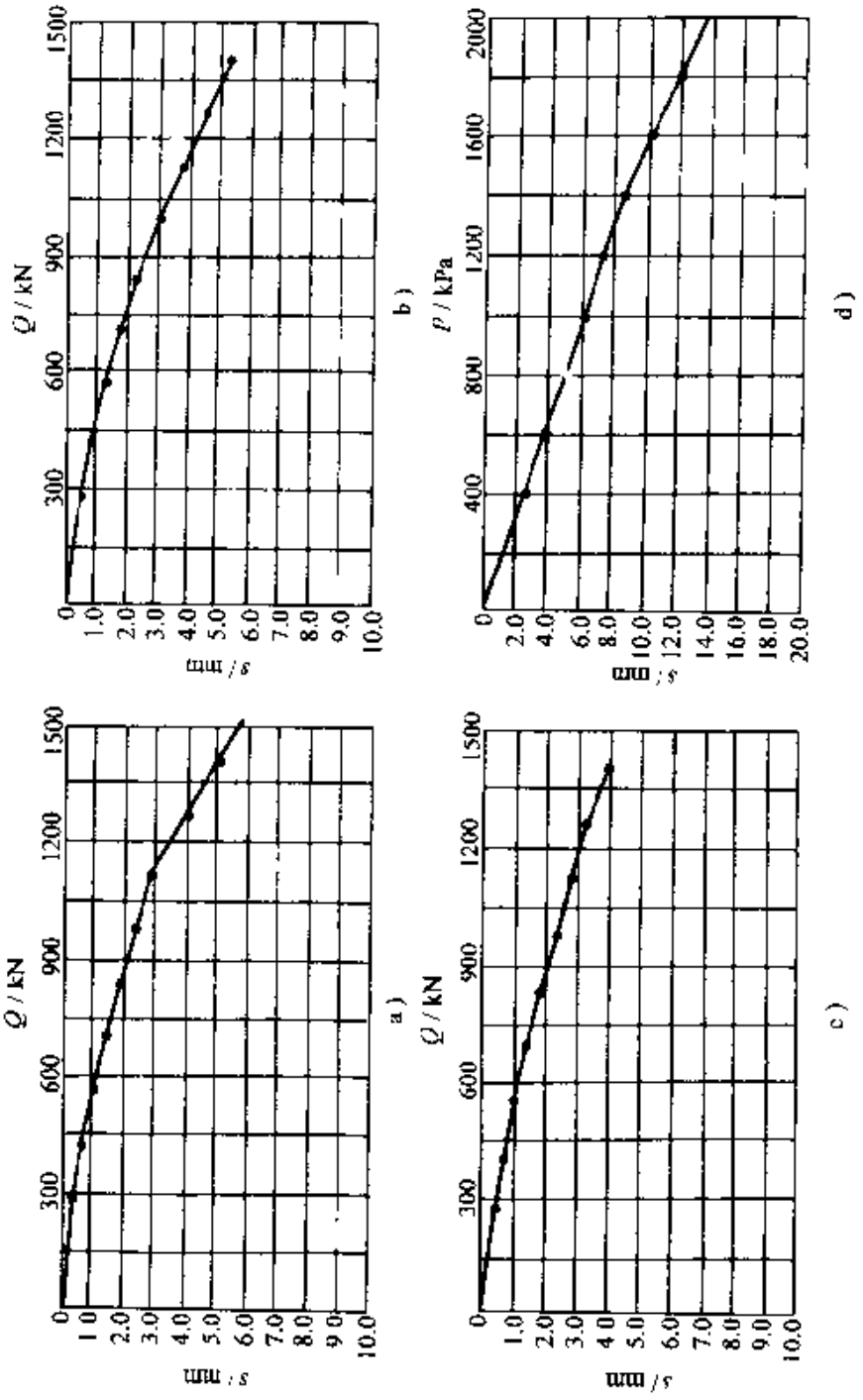


图 9-39　单桩和单桩复合地基检测试验曲线

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 区二塔 3 号楼(桩号 46 号)单桩检验

d）C 区二塔 5 号楼 CFG 桩(桩号 43 号)单桩复合地基检验

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 9-33 摘录的是截止到 1997 年 4 月的记录。

表 9-33　3、4、5 号楼沉降观测结果

层数	3 号楼					
	观测时间	绝对沉降量/mm				
		1 号	2 号	3 号	4 号	
首层	1996 年 8 月 20 日	1	2	1	1	
四层	1996 年 9 月 26 日	3	2	1	2	
七层	1996 年 10 月 17 日	5	4	3	5	
十层	1996 年 11 月 12 日	8	9	8	11	
十三层	1996 年 12 月 1 日	12	15	12	13	
十六层	1996 年 12 月 24 日	16	20	16	18	
十九层	1997 年 1 月 16 日	18	23	18	19	
二十二层	1997 年 3 月 4 日	21	25	22	23	
二十四层	1997 年 4 月 13 日	25	31	26	26	

层数	4 号楼					5 号楼				
	观测时间	绝对沉降量/mm				观测时间	绝对沉降量/mm			
		1 号	2 号	3 号	4 号		1 号	2 号	3 号	4 号
首层	1996 年 8 月 20 日	2	3	4	2	1996 年 8 月 28 日	0	0	0	0
四层	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 2 日	3	5	6	3	1996 年 11 月 1 日	5	1	1	1
十层	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 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 15 日	12	16.5	20	13	1997 年 1 月 18 日	16	11	15	14
十九	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 5 日	15	23	25	16.5	1997 年 4 月 2 日	18	18	24	24
二十四层	1997 年 3 月 19 日	16	26	26	20	1997 年 4 月 20 日	20	19	25	26

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 CFC 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%。

工程实例八　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 11600m^2，占地面积为 5580m^2，车间全长 240m。设计要求承载力 $f_k \geq 160$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 9-34。各土层描述如下：

表 9-34　土的物理力学性质指标

土层序号	土层名称	静力触探		标准贯入锤击数 N	天然含水量 w (%)	天然重度 γ /(kN/m^3)	天然孔隙比 e
		q_c/MPa	f_s/kPa				
①	填土	0.95	28				
②	淤泥质粉质粘土	0.64	24		41.8	17.8	1.178
③	粉砂	2.71	33	7.7	37.4	18.1	1.069
④	淤泥质粉质粘土	0.99	32		38.3	18.2	1.083
⑤	粉砂	3.73	43	10.4	33.6	18.6	0.936
⑥	淤泥质粉质粘土	1.16	24	6.8	35.0	18.1	1.026
⑦	粉砂	6.05	71	21.7	29.0	18.6	0.899
⑧	粉质粘土	1.09	17		34.8	18.5	1.004

（续）

土层序号	土层名称	静力触探		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
		q_c/MPa	f_s/kPa				
⑨	粉砂	5.70	74		28.0		
⑪	粉砂	8.17	96		29.3		

土层序号	土层名称	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)	水平 /(cm/s)
①	填土							
②	淤泥质粉质粘土	12.3	0.80	3.0	2.9	57	7.14×10^{-5}	3.44×10^{-5}
③	粉砂		0.37	4.0				
④	淤泥质粉质粘土	11.2	0.62	3.5	5.6	44		
⑤	粉砂		0.40	5.0			1.18×10^{-4}	2.64×10^{-4}
⑥	淤泥质粉质粘土	10.4	0.46	3.5				
⑦	粉砂		0.18	8.0				
⑧	粉质粘土	14.1	0.51	4.5				
⑨	粉砂			7.5				
⑩	粉砂			9.0				

土层序号	土层名称	颗粒组成(质量分数)(%)							桩尖承载力标准值 q_p /MPa	桩周侧压力标准值 q_s /kPa	承载力标准值 f_k /kPa	备注
		砂粒			粉粒			粘粒				
		粗	中	细	粗	细	极细					
		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	

（续）

土层序号	土层名称	颗粒组成（质量分数）（%）							桩尖承载力标准值 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	粗	细	极细					
		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				
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，青灰色，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。

（二）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9-40所示，所有测头都位于②层淤泥质粉质粘土层中。

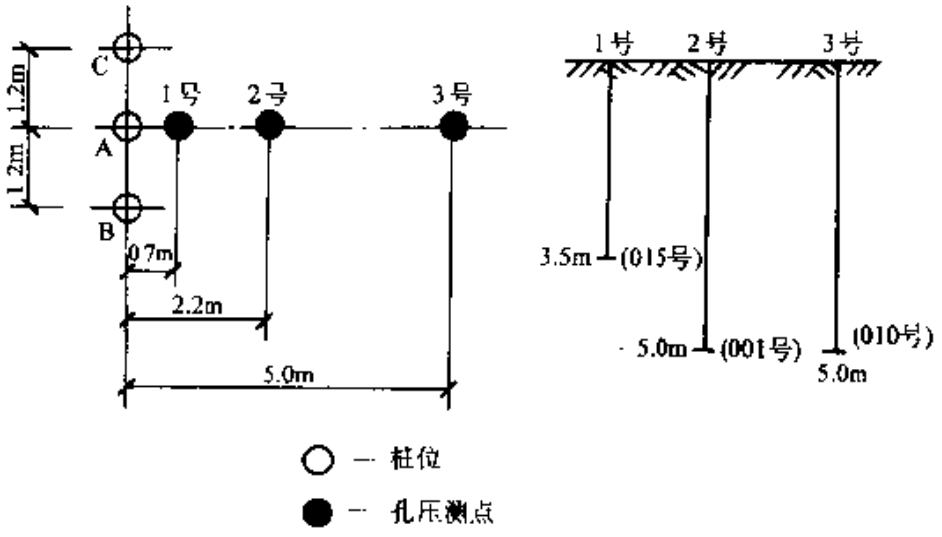


图9-40　孔压测头埋设图

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(见图9-41)。

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

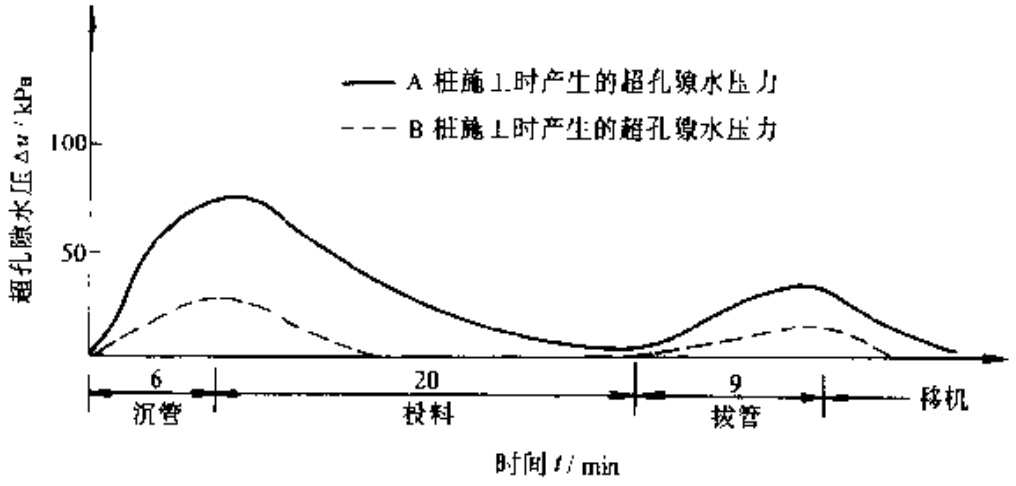


图 9-41　015 号测头量测的超孔隙水压力图

桩 0.7m，从图 9-41 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、拔管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 $\Delta u = 28\text{kPa}$；距桩 2.2m 处超孔隙水压力 $\Delta u = 0$。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、①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、水平两个方向和渗透系数均为 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土料出现上涌现象，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，因而桩顶浆液较小，对桩身质量有利。另外由配比试验得知，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9-35所示。

表9-35 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9-35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,条形基础及试验费)共163万元，比常用的钢筋混凝土桩基方案节约30%(60多万元)。

工程实例九 仪征化纤厂涤纶长丝主车间地基处理工程

(一) 工程概况及地质条件

东联集团仪征化纤股份有限公司涤纶长丝主车间，占地面积138m×224m=30912m^2，建筑面积58894m^2，建筑高度21.5m(局部四层框架)，最大柱网7.5m×16m，单柱下最大轴力5000kN，基础最大埋深3.8m，平面如图9-42所示。

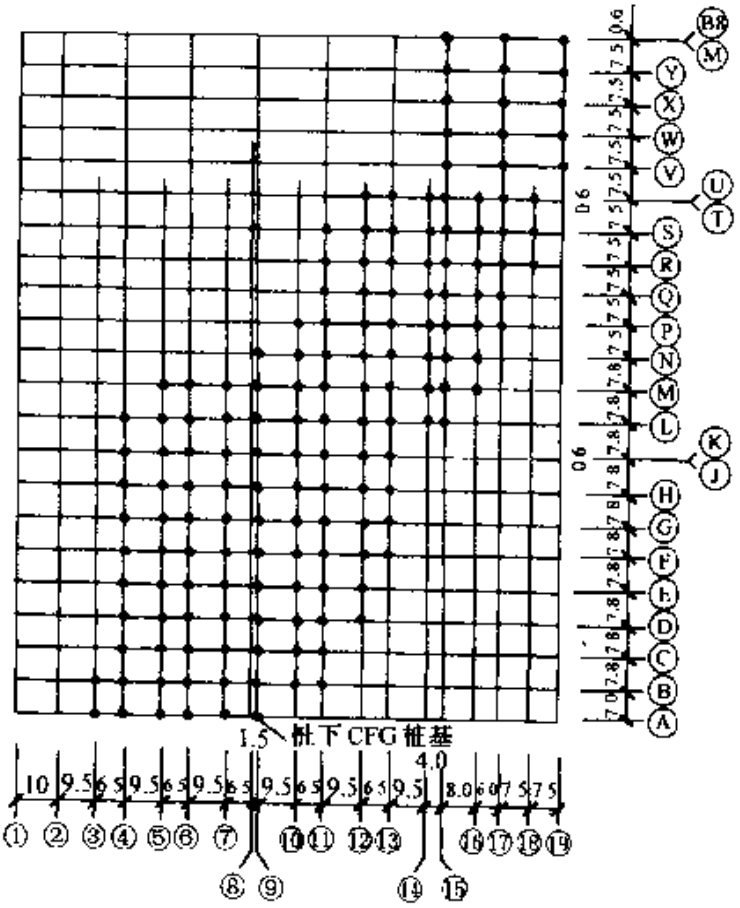


图9-42 基础平面图(单位:m)

该工程位于长江河谷堆积侵蚀的一级阶地，微地貌为坳沟—斜坡地形。勘察中发现拟建主车间位置有一条北东—南西走向的“古坳沟”贯穿，其面积占车间面积的33%左右。另外还存在暗塘等。该场地1983年进行过平整，整个场地较为平坦，地面标高在11.70～19.94m之间，土层断面之一如图9-43所示，各土层的物理力学指标见表9-36。

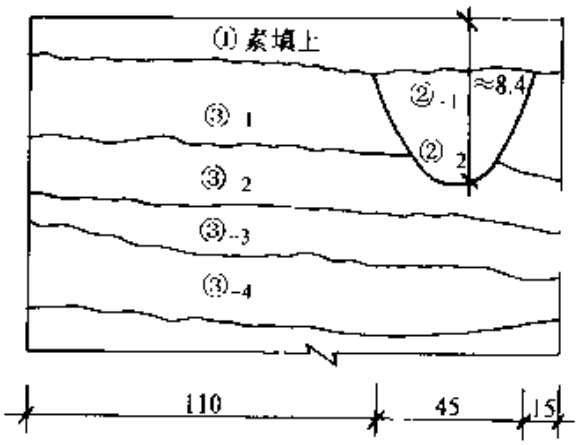


图9-43　土层断面(单位:m)

表9-36　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	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

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。

（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：

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 9-44、图 9-45 所示。

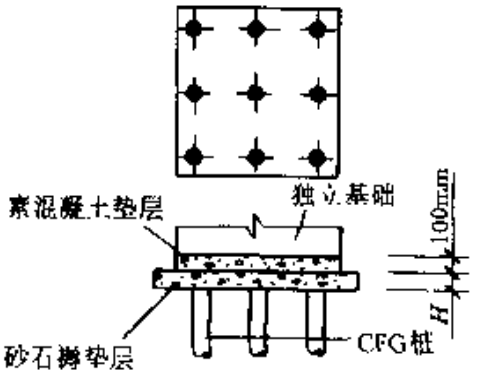


图 9-44　布桩情况示意图

CFG 桩复合地基是由桩与桩间共同承担上部荷载。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。

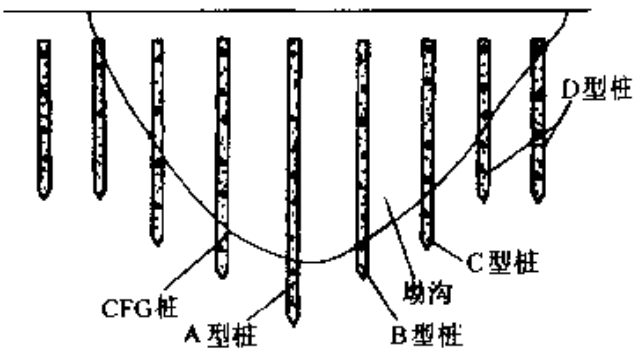


图 9-45　冲沟布桩分布示意图

在独立基础下的 CFG 桩复合地基中，桩长是影响地基承载力及变形的一个重要因素。在满足承载力要求的前提下，桩长的变化直接导致变形量的变化。在本工程中，采用四种桩长(见表 9-37)。在冲沟中央的软弱地带，选用较长的桩，以减少该处的沉降量；沿其两侧向天然地基方向桩长逐步减少，最后在冲沟边缘独立基础下的复合地基中，桩长减少为 6.5m，以此协调 CFG 复合地基与天然地基的变形。

表 9-37　复合地基设计参数

桩型	桩长 /m	褥垫层厚度 /cm	桩径 /mm	桩数 /根	独立基础承台数 /个
A	11.5	10	400	347	35
B	10.0	15	400	391	38
C	8.0	25	400	447	42
D	6.5	40	400	189	43

褥垫层在 CFG 桩复合地基中起到非常重要的作用。一方面它作为一个过渡层，使桩与桩间土共同作用；另一方面改变褥垫层的厚度可以在一定的范围内调整桩土应力比，从而影响复合地基的承载力及变形。一般情况下，褥垫层厚度越小，桩发挥的作用越大，桩土应力比也越大，从而产生的变形也越小；反之，褥垫层厚度越大，桩发挥的作用越小，相应的变形会适度加大。

在该工程设计中，采用了四种褥垫层厚度，分别为 10cm、15cm、25cm 和 40cm。在冲沟中央处，复合地基的褥垫层厚度为 10cm，从冲

沟中央向两侧，在 B、C、D 区分别为 15cm，25cm，40cm。

另外通过调整桩距，使各个基础下复合地基的桩数发生变化　冲沟中央处桩数较多，沉降较小。冲沟两侧桩数减小，使沉降适当增大，从而也达到调整沉降差的目的。

通过调整桩长、桩数以及褥垫层的厚度，最终将差异沉降控制在 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

为检测 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 9-38。

表 9-38　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	累计沉载 /kPa	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23d。比采用灌注桩等方案节省工期45d，节约投资500多万元，取得了良好的经济和社会效益。

工程实例十　天津盘山发电厂冷却塔地基处理工程

（一）工程概况

盘山发电厂位于天津市蓟县。该厂一期工程建设6500m^{2}冷却塔两座，为钢筋混凝土薄壁塔，塔身±0.00标高处直径105.0m，塔高132.0m。拟建场地原为耕地，地形平坦，地基土层自上而下分布为：

（1）耕土层：厚度约0.5m。

（2）粉质粘土层：可塑，中密，中等压缩性土，承载力标准值180kPa，平均厚度2.0m。

（3）软弱粉质粘土层：软塑至流塑，稍密至中密，强度不均，承载力标准值约120kPa，平均厚度约4.5m。

（4）粘土、粉质粘土层：可塑至硬塑，中密，中压缩性土，承载力标准值200kPa，平均厚度约4.0m。

（5）11.0m以下为安山岩

地下水位于地表下3.0～4.0m。

冷却塔基础原设计为ϕ800mm和ϕ600mm的钻孔灌注桩，桩尖支承于强风化或中等风化的安山岩上。根据初步设计方案，于1987年10月～1988年2月，做了三组共6根静力试桩，其结果在表9-39中列出。

表 9-39 水塔区单桩静载试验结果汇总

试桩号	桩径/mm	有效桩长/m	桩尖入持力层/m	垂直承载力			水平承载力	
				承载力/kN	对应 s/mm	安全系数 K	位移 6mm 对应水平力/kN	位移 10mm 对应水平力/kN
水—1	800	11.30	强风化 1.6	2260	5.0	2		
水—2	800	12.10	强风化	1850	8.8	2	190	240
水—3A	600	11.70	强风化	1600	7.3	2	90	130
水—4A	600	13.60	强风化	1600	2.6	2	100	130
水 -3B	600	10 16	强风化 0.7 中风化 0.45				110	130
水—4B	300	12.75	强风化 2.55				190	230

根据场地地质条件和试桩结果分析，以上原桩基础方案有下列不合理处：

（1）该场地地基土的承载力较高，而且比较均匀。根据计算，如不用桩基础，做条形基础，则要求地基的垂直与水平承载力分别为220kPa 和 48kPa。在该场地中，虽然原天然地基无法满足上述要求，但即使是地基中的软弱粉质粘土层，其垂直承载力也达到 120kPa。原桩基础方案几乎不考虑土的作用，因而不经济。

（2）由于冷却塔的上部结构荷载水平分力较大，水平分力与垂直分力之比为 0.218（48kPa/220kPa），而桩基础的水平承载力偏小，根据表 9-39 结果，其水平承载力与垂直承载力之比为 0.056～0.13，因此桩基础设计是由桩的水平承载力控制的。

鉴于以上原因，经研究后决定，冷却塔采用条形基础(基础宽 5.5m)地基用 CFG 桩复合地基加固。上部结构对复合地基的要求为：

（1）复合地基的垂直承载力标准值为 220kPa。

（2）水平承载力标准为 48kPa。

（3）差异沉降量小于等于 0.5‰。

（二）设计与施工概况

该工程地基处理设计的主要特点是要求复合地基的均匀性好，水

平承载力高，地基的差异变形量小。CFG 桩的设计参数如下：

1. CFG 桩强度

考虑到冷却塔塔身最大直径达 105m，塔高 132m，而塔身最薄处仅 160mm，其整体刚度极弱，因此桩的强度应较高。另一方面，桩身强度过高，对于发挥桩间土的作用不利。综合考虑后，确定 CFG 桩强度为 C13，设计单桩承载力 300kN。

2. 桩长

根据地质资料，桩长确定为 7.8～10.0m，施工中通过激振电流和贯入度控制。

3. 桩径与桩距

CFG 桩采用常规振动沉管桩机施工，成桩直径约 380mm。为确保复合地基的均匀性，采用三角形密排布桩原则，桩距 1.3m。每塔按圆周划分为 280 等分，径向每排 5 根，4 根间隔，共布桩 1260 根，参见图 9-46。

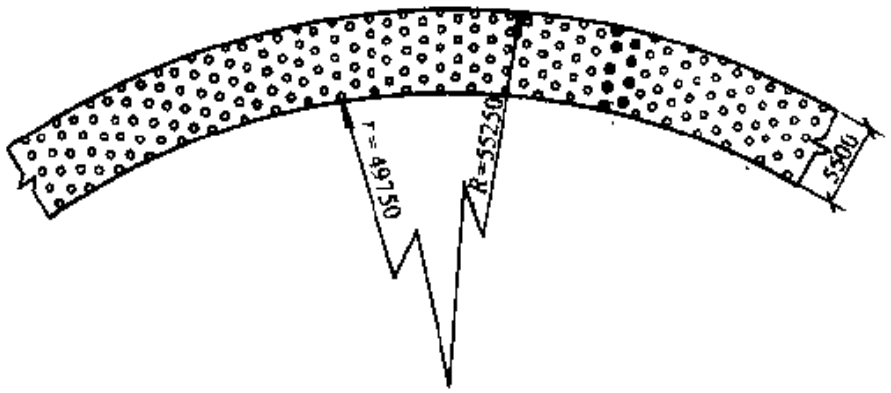


图 9-46 冷却塔复合地基桩位图(局部)

施工中采用隔排隔桩跳打工艺，以避免对相邻桩的挤压影响。施工从 1990 年 9 月至 1990 年 11 月，历时约 75d。

(三) 效果及评价

该工程竣工后，于 1990 年 12 月至 1991 年 2 月分别在现场抽查了 16 根桩作单桩和单桩复合地基垂直静载荷检验，检验结果复合地基承载力标准值为 260kPa，符合上部结构设计要求。冷却塔于 1992 年底建成投产，截止 1995 年底的沉降观测资料，复合地基的绝对沉降量不超过 10mm，差异沉降量亦小于设计要求值。采用 CFG 桩复合地

基的总造价(包括方案论证前的大型现场试验费用)仅为原桩基础方案的1/3。

工程实例十一 CFG桩在高速公路软基加固中的应用

在高速公路建设和老路改造工程中，常会遇到软基路段需进行加固处理的问题。若采用常规的排水固结法(如袋装砂井加垫层的堆载预压法)，不仅处理施工工期长，且处理后新老路堤之间存在明显的不均匀沉降，易导致路面发生开裂，影响处理质量；若采用粉喷桩复合地基处理方法，由于在沉降稳定、有效长度、承载强度和施工质量控制等方面均存在不足使其使用范围受到限制。为此进行了CFG桩的系统试验和研究，并取得了成效。本例介绍CFG在高速公路软基路段加固处理中的应用。

(一) CFG桩的特点

CFG桩由水泥、粉煤灰、碎石、石屑、砂(也可不加砂)加水拌和形成的混合料灌注而成，它具有一定的粘结强度。通过调整水泥掺量及配合比，可使桩体强度在8~30MPa间变化。CFG桩的特点如下。

1. 桩体作用显著

CFG桩单桩复合地基的桩土应力比为24.3~29.4；四桩复合地基桩土应力比为31.4~35.2；而碎石桩复合地基的桩土应力比为2.2~4.1。在复合地基中CFG桩应力集中现象明显，桩体作用显著。

2. 挤密作用明显

CFG桩采用振动沉管法施工，由于振动和挤压作用使桩间土得到挤密，经加固后地基土的含水量、孔隙比、压缩系数均有所减小；密度、压缩模量均有所增加，说明经加固后桩间土已挤密。

3. 复合地基承载能力提高幅度大

据地基处理试验结果，CFG桩取桩径为350mm，桩长10m，桩顶以下6倍桩径范围内桩体强度等级为C12，余下桩体强度等级为C8。试验桩施工完毕28d后进行荷载试验，根据Q-s曲线，CFG桩复合地基承载力比天然地基(承载力87kPa)提高2~3倍，可见CFG桩复合地基承载力提高幅度大，加固效果显著。

4. 复合地基变形小，沉降稳定快

据5个CFG桩荷载试验数据统计分析，发现CFG桩复合地基10级荷载的总时间不超过24h，此时的总沉降量在20mm左右，且每级荷载加后1h沉降量均占本级荷载总沉降量的90%以上。说明采用CFG桩可提高加载速度，减少沉降量，缩短施工工期。

综上所述，CFG桩具有承载力强，施工速度快，易控制，造价较低，同时兼有竖向排水的特点。

（二）工程前景及施工方案

基于新台高速公路建设的总体需要，牛湾收费站需变更至主线上，原主线软基路段需进行加宽处理。经综合分析考虑该工程的地质条件、施工工期、处理质量、技术经济及收费站施工和营运荷载等方面因素，采用图9-47的CFG桩复合地基处理设计方案。其中，碎石垫层伸出坡脚1.0m；CFG桩四边形布置，间距1.5m，桩径400mm；H为填土高度，h为碎石垫层厚度，取20 cm。

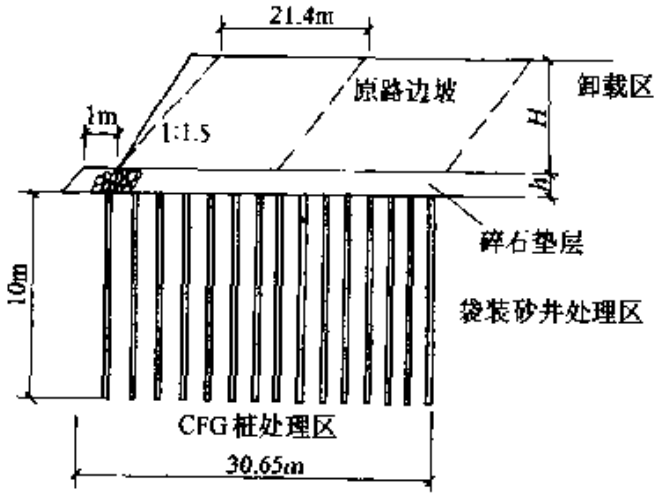


图9-47 CFG桩处理区横断面示意图

（三）现场试验分析

CFG桩施工于21d后完成。为检验桩体的承载力和完整性，在现场按1%的比例随机抽取一些CFG桩进行静载和抽芯试验。

根据计算结果，静载试验分两种荷载(600kN和500kN)进行。试验结果在600kN荷载下，总沉降量为49.68mm，卸载后回弹变形7.65mm，回弹系数15.11%；在500kN荷载下，总沉降量为45.53mm，卸载后回弹变形16.20mm，回弹系数35.58%，符合设计要求。抽芯

主要的目的是查明桩身粗细骨料组成及均匀情况、有无断桩现象、校核桩长、检查桩尖是否进入持力层等，结果显示桩体的连续性良好，未出现断桩现象。

为进一步了解 CFG 桩在处理软基加宽路段的实际质量，在近 6m 高的路堤填土期间(12d)和路面施工完成后，进行了现场沉降观测，结果显示路堤填筑过程中软基的沉降量不大，在 9 个观测点中，最大的累积沉降量为 7.2cm，最小的为 5.6cm，平均累积沉降量 6.8cm。路面施工完成后 2 个月，3 个观测点的累积沉降量均在 1.0cm 以下，可见 CFG 桩加固后形成的复合地基，不仅可获得较高的承载力，且由于压缩模量增大显著降低了荷载作用下的变形，使沉降在短期趋向稳定。

(四) 技术经济比较

为体现 CFG 桩复合地基加固软基的优越性，将其与其他相关的复合地基处理方案进行技术经济比较，如表 9-40 所示。从表 9-40 可以看出，在桩间距相等的条件下，粉喷桩的承载能力明显低于 CFG 桩，往往不能满足高速公路堤的承载要求。

表 9-40 复合地基处理方案技术经济比较表

桩 型	单价 /(元/延米)	桩土应力比	承载能力 /(kPa/m²)	在淤泥层中成桩质量
CFG 桩 (桩径 700mm,间距 1.5m)	100	20～40	250	较好 (有效长度 20m 以上)
粉喷桩 (桩径 500mm,间距 1.5m)	55	3～12	150	一般 (有效长度 10m 左右)
碎石桩 (桩径 400mm,间距 1.5m)	40	2～6	130	较差 (有效长度 10m 左右)
旋喷桩 (桩径 700mm,间距 1.5m)	250(单管)	15～50	300	较好 (有效长度 20m 以上)

在承载能力基本相等的条件下，对加宽段采用 CFG 桩和粉喷桩进行经济对比，如表 9-41 所示。在同一路段 CFG 桩处理的总造价不仅比粉喷桩处理的总造价低(为粉喷桩处理总造价的 81%)，且用 CFG 桩处理过地基承载力明显比用粉喷桩处理过的地基承载力高。

表 9-41 CFG 桩和粉喷桩技术经济比较表

桩型	处理面积 /m^2	平均设计桩长/m	排列方式	间距 /m	单价 /(元/延米)	总造价 /万元
CFG 桩	1980	10	正四边形	1.5	100	88.0
粉喷桩	1980	10	正四边形	1.0	55	108.9

（五）结论

（1）CFG 桩由于具有承载力提高幅度大、沉降量小、施工方便等特点，且造价相对较低，可在高速公路软基处理中推广使用。

（2）CFG 桩处理过的地基承载力能在短时间内迅速提高，能大大缩短工期。特别适用于工期要求较紧的路段，如桥头段和滑塌段的处理。

工程实例十二 山东黄岛某油库 10 万 m^3 油罐基础采用 CFG 桩

1994 年用于山东黄岛某油库 10 万 m^3 储罐基础，山东黄岛油库是我国北方地区的一个大型原油和成品油储运设施。库内第一期工程建设三台 10 万 m^3 原油罐和 10 台 1 万 m^3 成品油罐及配套工程。库区占地 46 公顷，输油外管占地 2.3 公顷，共占地 48.3 公顷。

场地地貌单元属海岸平原，地势较平坦，微向海岸倾斜，西侧有剥蚀性堆积残丘，断续分布。场地地面标高一般在 1.6～4.5m 之间，库址西部为农田，沟渠较多，东部为海岸潮间带，多为养虾池。

1. 工程地质概况

场地工程地质勘察揭露地层如下：第 1 层(表土层)为第四纪全新洪积、海积的粉质粘土混沙，砂混粘性土层；第 2 层海相沉积的淤泥层；第 3 层为花岗岩内风化残积层；第 4 层～第 6 层为强风化、微风化～花岗岩层，并有中性—基性脉岩侵入体，基岩起伏变化较大。

场地上部第 1、第 2 层广泛分布的海相淤泥或淤泥质粉粘土，多为饱和流塑状态，灵敏性高，具有触变性，在振动荷载作用下，强度急骤下降，为典型不良地基，其地基承载力标准值 f_k = 46kPa，压缩模量 E_s = 8MPa，其土层厚度为 2.5～5m；第 3 层为花岗岩风化残积

土，矿物结晶，结构构造全部破坏，岩石全部风化成土及碎屑状松散体，性质完全改变，其地基土承载力标准值 f_k = 170kPa，压缩模量 E_s = 8kPa，其土层厚度为 1.0 ~ 4.5m；第 3 层中的砂质粘性土，其地基土承载力标准值 f_k = 190kPa，压缩模量 E_s = 15kPa，其土层厚度为 4 ~ 6m；第 3 层中的砂质粘性土，其地基承载力标准值 f_k = 300kPa，压缩模量 E_s = 25kPa，其土层厚度为 2 ~ 12.5m；第 4 层为花岗岩强风化层，可见原岩结构、裂隙、节理、岩块易破碎，局部为岩脉侵入体，其地基土承载力标准值 f_k = 500kPa，其厚度约为 1.5 ~ 30.2m。地下水属潜水，地表下 0.5m 可见。

2. 储罐的基础设计与地基处理

本库区是共 40 万 m^3 油品储量的油库，其中原油罐区 3 台 10 万 m^3 浮顶罐，成品油罐区有 4 台 1 万 m^3 内浮顶罐和 6 台 1 万 m^3 浮顶罐，其储罐尺寸与基础设计见表 9-42。

表 9-42　储罐尺寸与基础设计一览表

序号	储罐容积 /m^3	数量 /台	储罐尺寸/m		充水总重/t	环墙基础 /m		备　注
			直径 D	高度 H		高度 h	厚度	
1	10 万	3	81.75	22	105090	2.6	1.1	最高液位 20.2m
2	1 万	4	31.38	14.27	11044	2.3	0.4	最高液位 13.5m
3	1 万	6	28.0	17.86	10590	2.5	0.45	最高液位 16m

在软弱地基上建造 10 万 m^3 大型储罐，目前在国内还较少。通过调查研究，最后确定了地基处理方案。

（1）10 万 m^3 储罐基础地基处理　A 号储罐采用粉喷桩复合地基处理地基，利用水泥粉做固化剂，进行深层搅拌，对软土产生物理化学反应，使软土硬结成具有一定强度的水泥土桩，水泥土桩与桩间土共同作用形成复合地基。粉喷桩采用柱状布置，桩径 D = 50cm，正方形布桩，桩心距 65cm。设计要求粉喷桩单桩承载力标准值 R_k = 140kN，复合地基承载力标准值 $f_k \geq 300$kPa，压缩模量 $E_s \geq 15$MPa，桩端持力层为强风化岩。柔性垫层采用 50cm 碎石，粒径为 5 ~ 40mm，

碎石压实系数为 $\lambda_c \geqslant 0.95 \sim 0.97$。

B 号、C 号储罐采用碎石挤密与 CFG 桩双重复合地基，先用碎石密桩处理花岗岩风化的残积土以上的淤泥土层，使上部土层挤密形成排水通道，减小孔隙水压，提高软土承载力，然后用沉管法施工 CFG 桩，其桩端持力层为强风化岩，CFG 桩直径 $D = 40cm$，桩心距 130cm，桩体强度相当于 C18。由于 B 号储罐所在位置基岩顶标高差异较大(西高东低)，桩的布置分二个区，东区为无筋桩区，纵横间隔 3.9m 设一根配筋桩，以抵抗起伏岩面的滑移。桩顶上设碎石垫层，厚度 50cm。

(2) 10 台 1 万 m^3 储罐基础地基处理　采用碎石挤密桩，桩径 $D = 40cm$，桩心距 1.3m，桩端持力层为花岗岩强风化残积土以上的淤泥土层，经碎石挤密的碎石桩与土的复合地基承载力 $f_s = 80kPa$，CFG 桩用桩径 $D = 40cm$，桩心距 1.3m，桩端持力层为花岗岩强风化残积土，桩体强度 C15，CFG 桩单桩承载力标准值 $R_k = 450kN$，复合地基承载力标准值 $f_k \geqslant 260kPa$，压缩模量 $E_s \geqslant 15MPa$，桩顶以上采用 50cm 厚碎石垫层。

(3) CFG 桩施工与质量事故处理　10 万 m^3C 号罐地基处理先施工碎石桩，采用活瓣桩尖，振动沉管成孔，桩长约 5.5m。为达到 12%的置换率需二次沉管，第一次沉管灌小粒径石子，拔管速度控制为 1.5m/min，第二次沉管灌级配碎石，每拔管 1m 留振 5 ~ 10s，碎石桩施工完成后停歇两周，以利于孔隙水消散。CFG 桩采用隔排连打，当成桩 3344 根时，罐基南部开挖修整桩头至设计标高时，发现 CFG 桩有普遍断桩及严重缩颈现象，经检测 CFG 桩单桩承载力及复合地基的承载力均未到设计要求，最后采用在桩间增补水泥粉喷桩，加固后满足了设计要求。

10 万 m^3B 号罐基础碎石桩施工同 C 号罐，但桩的施工中西部没有嵌岩桩，为保证嵌岩桩的入岩深度，成孔前需先“引孔”再行沉管。由于 C 号罐出现缩颈和断桩，因此 B 号罐将 CFG 桩无筋改为配筋桩，钢筋按构造配置。第一遍桩配通长筋，第二遍桩配置穿透淤泥层的短筋。通过以上施工措施，经检测消除了缩颈和断桩现象，通过静载试验，单桩承载力标准值和复合地基承载力标准值均满足设计

要求。

10台1万 m^3 成品罐的桩基础施工，也由CFG桩改为配筋桩，也分为通长筋和短筋两种，经检测均满足设计要求。

3. 储罐基础沉降实测

3台10万 m^3 大型储罐和10台1万 m^3 储罐在充水试压阶段对基础沉降进行实测，其实测数据见表9-43。

表9-43 储罐基础实测沉降表

序号	储罐编号		储罐容积/m^3	最大沉降/mm	最大沉降差/mm	倾斜(‰)
1	A号		10万	48	31	3.8
2	B号		10万	74	18	2.2
3	C号		10万	41	37	4.5
4	成品罐	4台	1万	35	5	1.8
5		6台		42	20	7.1

4. 小结

在饱和软土中成桩，当桩机的振动力较小时，在采用连打作业时，新打桩对已施工桩的作用主要表现为挤压，使已打桩被挤扁成椭圆形或不规则形，严重的产生缩颈和断桩。C号储罐出现的质量事故，经分析同拔管速率的快慢也有直接关系，拔管速率太快将造成桩径变小或缩颈断桩，拔管速度很慢，会使桩端石子没能被水泥浆包住，使强度降低。经工程实践证明，拔管速率为1.2～1.5m/min是适宜的。

另外，罐区共成桩63498根，处理面积达23788m^2，每平方米设桩2.67根，桩密度太高说明桩距不能太小。试验与实践表明，当其他条件同时，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。另外桩距太小，新打桩对已打桩是否产生不良影响，在经济上是否合理，都值得分析和讨论，第二期工程又上1台10万 m^3 原油罐结果又出现断桩质量事故。

该项工程地基处理中的教训提醒人们，对于大型罐基础的地基处

理，设计一定要采取慎重态度，在设计前一定要对工程地质以及场地实况进行反复研究，设计方案一定要认真论证，CFG 桩本来是成功处理地基的方法，结果出了事故，今后要严禁杜绝为了市场竞争，采用压低工程造价办法确定施工队伍。大量工程实践证明，这样做不仅不会降低工程造价，反而还会给工程造成更大的经济损失，后果是严重的。

第十章　水泥粉煤灰碎石桩复合地基加固地基后的技术经济对比

通过大部分工程试验结果的分析和比较对水泥粉煤灰碎石桩(CFG桩)或低标号素混凝土桩(LCG桩)复合地基的承载特性和加固效果能得到如下几点认证：

(1) 水泥粉煤灰碎石桩和LCG桩复合地基承载力提高幅度较大，并以根据设计要求，通过改变设计参数值使承载力有较大的可调性。

(2) 水泥粉煤灰碎石桩和LCG桩都是通过桩周摩擦力和桩端承载作用的发挥来承受荷载的，所以可通过调整桩长将桩打到好土层上可提高承载力。

(3) 如当地能购买到便宜的粉煤灰，水泥粉煤灰碎石桩复合地基比LCG桩(低标号素混凝土桩)复合地基处理费用还可以节省，经济效益明显。

为了用实际工程对比更有说服力现例举如下两个实际工程来说明：

一、水泥粉煤灰碎石桩长螺旋成孔泵送混凝土成桩复合地基在沧州的应用

1. 长螺旋成孔泵送混凝土成桩的概况

长螺旋成孔泵送混凝土成桩复合地基技术是中国建筑科学研究院地基所20世纪90年代开发的一种新的地基加固技术，是水泥粉煤灰碎石桩的一种形式。水泥粉煤灰碎石桩1992年由建设部组织鉴定，专家一致认为具有国际领先水平，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》(JGJ79—2002)，该规范已颁布执行。

1997年长螺旋成孔泵送混凝土成桩复合地基技术首次引进河北省，在燕都大酒店主楼应用，取得了工期短，施工质量易保证、节省投资的效果。该工程原设计采用泥浆护壁钻孔灌注桩，造价600余万，采用长螺旋成孔泵送混凝土成桩复合地基技术造价147万元(含11万元检测费)该工程已竣工，沉降在设计允许范围之内。

长螺旋成孔泵送混凝土成桩1999年首次在沧州应用，到2001年底为止已有数十个工程应用。该法保持了长螺旋钻孔灌注桩施工进度快、质量易保证、干作业、无振动、无噪声的特点；该法与泥浆护壁灌注相比，施工进度快，无泥浆污染，施工质量易保证。该法提供的侧壁摩阻力和端承力大于泥浆护壁的灌注桩，因此其承载力也大于泥浆护壁灌注桩。

2. 水泥粉煤灰碎石桩长螺旋成孔泵送混凝土成桩复合地基在某化肥厂工程的对比试验

结合工程需要作了水泥粉煤灰碎石桩长螺旋成孔泵送混凝土成桩的桩与沧州常用的夯扩桩、泥浆护壁的灌注桩的单桩垂直承载力的对比试验。其试验情况如下：

(1) 沧州化工集团水泥厂位于黄骅市中捷盐场大丰庄村北侧，设计年产量28万吨。该工程的窑头、窑尾、联合储库采用夯扩桩，共进行了二组5根夯扩桩的实验，其中联合储库三根，其桩长8m，桩径42cm。窑头窑尾工程2根，其桩长20m一根，试桩长6.4m一根，桩径均为41cm。

料浆仓窑身采用长螺旋成孔泵送混凝土成桩复合地基。在料浆仓选取4根桩进行了静载试验，桩长24cm，桩径42cm。试桩详见表10-1。

表10-1 大化集团水泥厂静力试桩一览表

工程名称	成桩工艺	桩号	桩长/m	桩径/cm	结束试压时的荷载/kN	结束试压时的沉降/mm
料浆仓	水泥粉煤灰碎石桩长螺旋成孔泵送混凝土成桩	45	24	42	1300	5.39
		24	24	42	1300	2.75
		186	24	42	1300	40.69
		135	24	42	1300	5.07

（续）

工程名称	成桩工艺	桩号	桩长/m	桩径/cm	结束试压时的荷载/kN	结束试压时的沉降/mm
窑头、窑尾	夯扩桩	68	20	45	1800	50.51
		24	6.4	41	1020	7.58
联合储库	夯扩桩	16	8.0	41	1500	17.56
		92	8.0	41	1500	7.77
		88	8.0	41	1500	12.45

沧州化工集团水泥厂工程，属滨海软粘土；地基承载力非常低。天然地基不能满足设计要求，必须处理。

试验表明窑头、窑尾采用20m长的夯扩桩，联合储库采用8m长的夯扩桩都能满足设计要求。窑身和料浆仓采用24cm长的长螺旋成孔泵送混凝土成桩亦能满足设计要求。

从该工程可以看出，长螺旋成孔泵送混凝土成桩的桩与夯扩桩相比，如果桩长基本相同时，承载力略低，之所以有这种结果是因为夯扩桩桩端夯入一定量建筑垃圾，桩端土得到一定改进，承载力较大幅度提高。长螺旋成孔泵送混凝土成桩的桩，桩底没有虚土和沉渣，所以承载力也有一定程度提高，但没有改变桩端土质。所以夯扩桩的端承力比长螺旋成孔泵送混凝土成桩的承载力高，尤其是在粉土和砂土的地基。这两种桩型在成桩过程中都没有采用泥浆护壁，因此不会形成泥皮，所以侧壁摩阻力基本相同。

长螺旋成孔泵送混凝土成桩工艺比夯扩桩施工速度快得多。长螺旋成孔泵送混凝土成桩工艺每天成24m长的桩40根以上，而夯扩桩每天只能成8根。因此长螺旋成孔泵送混凝土成桩工艺的施工速度是夯扩桩的5倍。本节夯扩桩是指沧州地区某些单位研制的机具和工艺，成孔是采用福兰克桩工艺，桩端夯入一定量的粗粒径的建筑垃圾，每成一根桩夯锤在套管中夯击几十次，所以成孔成桩速度慢。另外该工艺有振动和噪声，限制了该法的推广应用，因此出现了长螺旋成孔泵送混凝土成桩工艺以后，夯扩桩在沧州的应用大幅度减少。

（2）沧州大化集团生活北区1#、2#、3#为七层四个单元居民

楼，原设计采用夯扩桩，施工进行到一半时，因其振动噪声干扰附近居民的正常生活，被迫改为长螺旋成孔泵送混凝土成桩的复合地基，夯扩桩桩长 4.5m、桩径 42.6cm。长螺旋成孔泵送混凝土成桩的桩长 12m，桩径 40cm。为了弄清楚这两种桩型的承载力的情况，进行了三组 10 根桩的静载对比试验，试验情况见表 10-2。

沧州大化集团生活北区 1#、2#、3#楼的地基属软弱粘性土地基。

从沧州大化集团生活北区夯扩桩与螺旋成孔泵送混凝土成桩的对比试验可以看出，这两种成桩工艺桩都能满足设计要求，承载力 640kN 时对应的沉降基本上都在 10mm 以内，但夯扩桩的施工速度仅是长螺旋成孔泵送混凝土成桩的 5 倍，且有振动和噪声，扰民严重，因此被迫改为长螺旋成孔泵送混凝土成桩工艺，每根长螺旋成孔泵送混凝土成桩的造价是夯扩桩的 80%。

表 10-2 大化集团生活北区 1#、2#、3#居民楼垂直静载试桩一览表

工程名称	成桩工艺	桩号	桩长/m	桩径/cm	结束试压时的荷载/kN	结束试压时的沉降/mm	单桩极限承载力标准值/kN
沧州大化集团生活北区1号楼	水泥粉煤灰碎石桩长螺旋成孔泵送混凝土成桩	56	12.0	40.0	640	1.87	>640
		76	12.0	40.0	640	4.35	>640
		63	12.0	40.0	640	3.83	>640
沧州大化集团生活北区2号楼	夯扩桩	51	4.5	42.6	640	4.92	>640
		55	4.5	42.6	640	9.19	640
	水泥粉煤灰碎石桩长螺旋成孔泵送混凝土成桩	81	12	40.0	640	7.87	>640
沧州大化集团生活北区3号楼	夯扩桩	219	4.5	42.6	640	9.71	640
		249	4.5	42.6	640	6.66	>640
	水泥粉煤灰碎石桩长螺旋成孔泵送混凝土成桩	141	12.0	40.0	640	11.36	640
		282	12.0	40.0	640	4.55	>640

在同一单体工程采用上述两种桩型的复合地基，通过变形计算控制和褥垫层调整取得了令人满意的效果，沉降观测证明采用两种桩的成桩工艺1#、2#、3#住宅楼的变形非常均匀，沉降差只有2～5mm，绝对沉降仅10mm。

3. 沧州大化集团三聚氰氨工程泥浆护壁灌注桩与长螺旋成孔泵送混凝土成桩对比试验

沧州大化集团三聚氰氨工程是该集团的重点工程，天然地基只有100kPa，设计承载力标准值250kPa，原设计采用泥浆护壁钻孔灌注桩复合地基，静力试桩的数据表明不如长螺旋成孔泵送混凝土成桩的复合地基，因此该工程采用了后者。

要该工程开始前先进行了两组6根静力试桩，试桩情况见表10-3。地基情况同沧州大化生活北区1#、2#、3#楼。

表10-3　垂直静载试桩一览表

工程名称	成桩工艺	桩号	桩长/m	桩径/cm	结束试压时的荷载/kN	荷载900kN时的沉降/mm	结束试压时的沉降/mm
沧州大化集团三聚氰氨	泥浆护壁钻孔灌注桩	1	15	0.50	1350	4.84	27.17
		2	15	0.50	1200	4.91	36.12
		3	15	0.45	1200	2.01	29.59
	水泥粉煤灰碎石桩长螺旋成孔泵送混凝土成桩	218	15	0.40	1200	5.13	10.96
		246	15	0.40	1200	3.39	6.53
		80	15	0.40	1200	4.56	9.18

从表10-3可以看出这两种桩桩长相同，桩径不同，设计荷载450kN，桩的极限承载要求等于或大于900kN。从表10-3中看出在两种桩的对应荷载900kN时，沉降相近，基本都少于5mm。但泥浆护壁灌注桩混凝土用量是长螺旋钻孔送混凝土成的1.56倍，桩侧表面积是1.20倍。泥浆护壁的1号试桩终止试验时荷载为1350kN，2号、3号试桩1200kN时已达极限，其对应的沉降分别为27.11mm、36.12mm、29.59mm。但三根长螺旋成孔泵送混凝土成桩的试桩在终止试验时荷载为1200kN，其对应沉降分别为10.96mm、6.53mm、9.18mm，后者

比前者沉降小得多。从以上分析可知，由于长螺旋成孔泵送混凝土成桩工艺桩侧没有泥皮，桩底没有沉渣，所以桩长相同而桩径不同：泥浆护壁的灌注桩直径为 50cm 和 45cm，长螺旋成孔泵送混凝土成桩直径为 40cm。但长螺旋成孔泵送混凝土成桩的承载力高于泥浆护壁的灌注桩。长螺旋成孔泵送混凝土成桩施工中没有泥浆污染环境的弊端。

二、从多种地基基础处理方式的住宅楼沉降实测分析看水泥粉煤灰碎石桩的技术经济效益

1. 引言

因为天然地基的承载力(强度)不够，或是因为建筑物的沉降(变形)过大，建筑物往往不能直接坐落于天然地基之上，为解决这一问题。工程界广泛采用的是桩基础或者复合地基的处理方法。

桩基础按照使用目的和设计原则的区别分为三类：①常规桩基础：上部结构的荷载完全由桩承担，按满足承载力要求的原则进行设计，设计时由上部结构的荷载确定桩长和桩数；②疏桩(亦称复合桩)基础：桩和基础板共同分担上部结构荷载，桩既要承担荷载同时也起到减少沉降的作用，按桩土共同工作的原则进行设计，设计时由上部结构的荷载与建筑物的沉降量共同确定桩长和桩数；③减少沉降桩基础：桩用于减少或控制沉降，上部结构的荷载主要由基础板承担，按控制沉降的原则进行设计，设计时主要由建筑物的沉降控制要求确定桩长和桩数。

复合地基是由两种刚度(模量)不同的材料(即桩体和桩间土)组成，两者共同分担上部荷载，并协调变形，与基础通过垫层过渡。砂石桩、灰土桩、深层搅拌桩等都属于复合地基的范畴。水泥粉煤灰碎石桩(Cement Fly-ash Gravel Pile)亦是复合地基的一种，全称为水泥粉煤灰碎石桩。它是在碎石桩的基础上发展起来的，即在碎石中加入石屑、粉煤灰、少量少泥、加水搅拌制成的一种具有一定粘结强度的桩，采用此法处理地基时，应根据工程需要可通过调整水泥掺量及配比，使桩体强度等级达到 C5～C70，是近年来新开发的一种地基处理技术。

在天津这样的软土地区，常规桩基础以其所能提供的高承载力、低沉降量得到最为广泛的应用，但其最为突出的一个缺点是造价过高，不经济。近几年发展起来的疏桩基础，由于其能够提供足够的承载力，显著地减小沉降量，同时又降低了工程造价，因而得到建设单位的普遍欢迎。自天津市耀华中学图书馆首例实践疏桩基础(1998年1月)至今，采用疏桩技术设计建成的建筑物已超过百万平方米。水泥粉煤灰碎石桩复合地基在北京等土质条件较好的地区得到广泛应用，在天津地区正处在收集、积累工程经验，逐步推广的阶段。

本节所介绍的某小区的几栋住宅楼，上部结构基本相同，分别处在土质条件差异较大的两种场地上，并且由于种种原因，分别采用了常规桩基础、疏桩基础和水泥粉煤灰碎石桩复合地基三种处理方式，现对三种处理方式的实测沉降结果进行分析比较，对其各自的适用性和优缺点进行评估，以期对今后工程设计方案的确定起到一定的参考和借鉴作用。

2. 工程概况

(1) 地质条件　该小区坐落于天津市河北区小关大街。岩土工程勘察报告根据地质情况，将该场地划分为甲区和乙区。其中，甲区位于原海河古河道之上，地层中有较深厚的淤泥质粘土，场地土层物理力学性质指标参见表10-4。乙区位于原海河古河道岸边，地层中没有淤泥或淤泥质土，取而代之的是较厚的中密状态的粉土层，场地土层物理力学性质指标参见表10-5。小区中的1号、2号、3号、4号及6号楼的B区(6号楼以沉降缝断开A区与B区)位于乙区，5号、6号楼的A区及7号楼位于甲区。

表10-4　甲区场地土层物理力学性质指标

土　层	层厚 /m	层底埋深 /m	天然重度 /(kN/m³)	压缩模量 /MPa	桩侧摩阻力 /kPa	桩端阻力 /kPa
1a 杂填土	2.5	2.5	18.5	4	20	
1b 素填土	2	4.5	18.9	6.4	22	
2a 粘土	0.8	5.3	18.8	4.2	32	
3 粉质粘土	5	10.3	17.2	2.2	20	

（续）

土　层	层厚 /m	层底埋深 /m	天然重度 /(kN/m³)	压缩模量 /MPa	桩侧摩阻力 /kPa	桩端阻力 /kPa
4a 粉土	1.3	11.6	18 6	12	40	
4b 粉质粘土	4.7	16.3	19	6.9	30	
5 粉质粘土	1	17.3	19.8	5.1	50	
6 粉质粘土	4.1	21.4	20.1	6.5	55	1800
7a 粉土	1.5	22 9	20.2	12.4		
7b 粉质粘土	2	24.9	20.1	6.5		
7c 粉土	1	25 9	20.2	17.5		
7d 粉质粘土	未钻透		20.5	7.7		

表 10-5　乙区场地土层物理力学性质指标

土　层	层厚 /m	层底埋深 /m	天然重度 /(kN/m³)	压缩模量 /MPa	桩侧摩擦阻力/kPa	桩端阻力 /kPa
1a 杂填土	2.75	2.75	18.5	4	20	
1b 素填土	1.75	4.5	18.9	6.4	22	
2a 粘土	1	5.5	18.8	4.2	32	
3 粉质粘土	1.9	7.4	19.3	6.6	42	
4a 粉土	4.05	11.45	19.1	13.5	52	1100
4b 粉质粘土	5.5	16.95	19	6.9		
5 粉质粘土	1	17.95	19.8	5.1		
6 粉质粘土	3.5	21.45	20.1	6.5		
7a 粉土	2	23.45	20.2	12.4		
7b 粉质粘土	1	24.45	20.1	6.5		
7c 粉土	5	29.45	20.2	17.5		
7d 粉质粘土	未钻透	—	20.5	7.7		

（2）地基基础处理方式　天津市建筑设计院岩土室负责该小区1、3、4、5、6号楼的桩基础设计。针对不同的场地地质情况，采取

了不同的设计方案。

1号、3号、4号楼采用疏桩设计方案，选择4a粉土层作为桩端持力层，桩长8m。5号楼采用疏桩设计方案，选择6粉质粘土层作桩端持力层，桩长17m。各栋住宅楼的基础埋深均为2m，因此基础底板坐落于1a杂填土层之上。该杂填土层基本由砖头、混凝土块等建筑垃圾组成，具有一定的承载力。根据静荷载实验结果，该土层的承载力基本值小于75kPa，设计计算时1号、3号、4号楼桩间土的承载力设计值取80kPa。考虑到5号楼场地地层中的淤泥质粘土承载偏低，采用65kPa作为5号楼桩间土的承载力设计值。桩型采用350mm×350mm的静压预制钢筋混凝土空心方桩。

6号楼采用常规桩基础设计方案。为节省造价，根据试桩结果确定桩长和承载力——A区(位于场地甲区)选用20m桩长，单桩极限承载力为1100kN；B区(位于场地甲区)选用9m桩，单桩极限承载力为750kN(根据岩土工程勘察报告提供数据计算所得单桩极限承载力不足600kN)。桩型亦采用350mm×350mm的静压预制钢筋混凝土空心方桩。

2号楼和7号楼采用CFG桩复合地基处理方式，是由其他单位负责设计的。其中，2号楼采用直径430mm，桩长分别为17m和9.5m；7号楼主要采用直径430mm，桩长为17m。桩间土承载力的设计值，两栋楼均采用70kPa。

3. 沉降观测结果分析

为使该小区各住宅楼施工顺利进行，掌握各住宅楼及建筑物各部位在施工过程中沉降情况，由天津市建业测绘有限责任事务所负责对该小区各栋住宅楼的沉降进行监测。其中，1号楼布设20个监测点，2号楼布设22个监测点，3号楼布设19个监测点，4号楼布设21个监测点，5号楼布设20个监测点，6号楼布设28个监测点，7号楼布设28个监测点。至竣工时，每栋楼监测次数不少于7次。监测结果及时提供给设计人员，为该工程建筑设计提供科学、可靠的决策依据，以确保施工的正常进行。

(1) 对平均沉降量控制效果的分析　为了能够清晰直观地进行分析比较，将随着施工进度上部荷载不断增加，各栋住宅楼的平均沉降

量(故且将某一住宅楼各监测点沉降量的平均值作为其平均沉降量)随荷载变化的情况绘制成图表。图 10-1 为同在乙区场地且位置毗邻，上部结构基本相同的 2 号楼与 4 号楼的沉降量随荷载增加而不断增大的对比图；图 10-2 为同在甲区场地(6 号楼 B 区除外)且位置毗邻，上部结构基本相同的 5 号楼、6 号楼与 7 号楼的沉降量随荷载增加而不断增大的对比图。

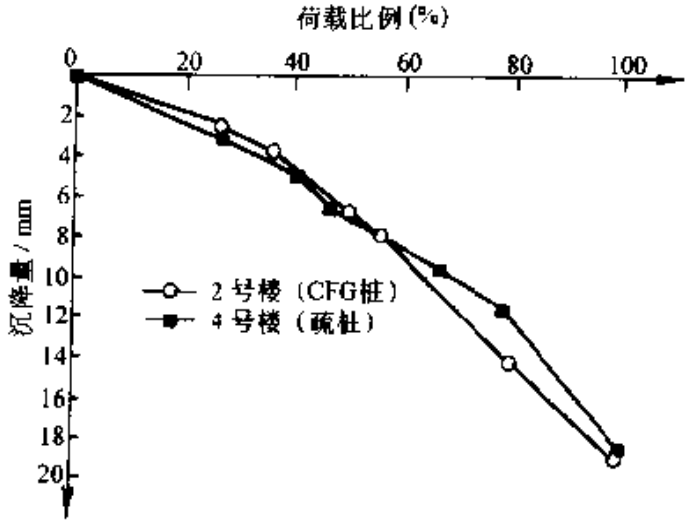


图 10-1 2 号楼与 4 号楼平均沉降量对比

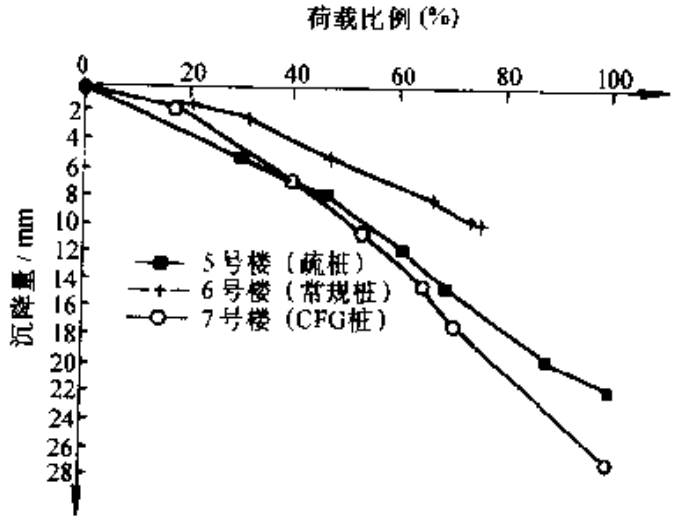


图 10-2 5 号楼、6 号楼与 7 号楼平均沉降量对比

从图 10-1 可以看出，在乙区场地上，随着荷载的不断增加，2 号

楼与4号楼的平均沉降量差异不大。而从图10-2可以看出，在甲区场地上，随着荷载的不断增加，5号楼、6号楼与7号楼的沉降量差异逐步扩大——7号楼的沉降量最大、5号楼次之，6号楼的沉降量最小。由此可以得出这样的结论：在土质条件较好的场地上，疏桩基础与水泥粉煤灰碎石桩复合地基两种处理方式可以得到基本相同的平均沉降量的控制效果；在土质条件较差的场地上，疏桩基础与水泥粉煤灰碎石桩复合地基两种处理方式所得到的平均沉降量的控制效果都不及常规桩基础，而疏桩基础处理方式所得到的平均沉降量的控制效果强于水泥粉煤灰碎石桩复合地基。

（2）对建筑物各部位沉降量控制效果的分析　比较疏桩基础与水泥粉煤灰碎石桩复合地基两种处理方式对同一建筑物各部位沉降控制的情况，亦即建筑物的沉降是否均匀，这对建筑物是否会产生裂缝起到至关重要的作用。以形状规则且长、宽、高完全相同的2号楼和4号楼为例。图10-3为这两栋住宅楼的沉降监测点布置图。图10-4与图10-5分别显示竣工后2号楼和4号楼沿两侧外纵墙分布的各监测点的沉降量。图中所示坐标系，以建筑物西侧角点位置为横坐起始点，横坐标与纵墙方向平行。

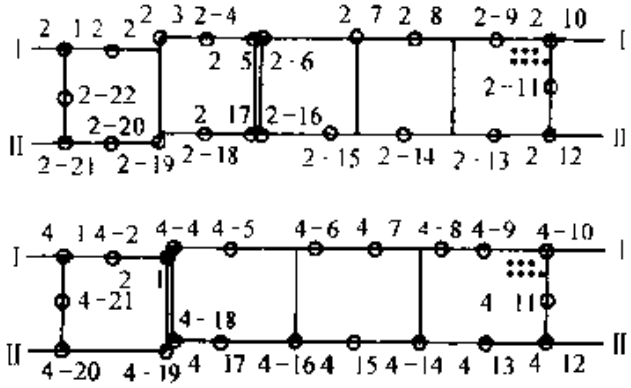


图10-3　2号及4号楼沉降监测点布置图

比较图10-4和图10-5可以看出，采用疏桩基础的4号楼各部位沉降要比采用水泥粉煤灰碎石桩复合地基的2号楼均匀。2号楼沉降量最大点处于建筑物中部拐角和沉降缝附近，而两端沉降量要小得多。这种沉降差异发展下去，很容易使建筑物产生裂缝。而4号楼各

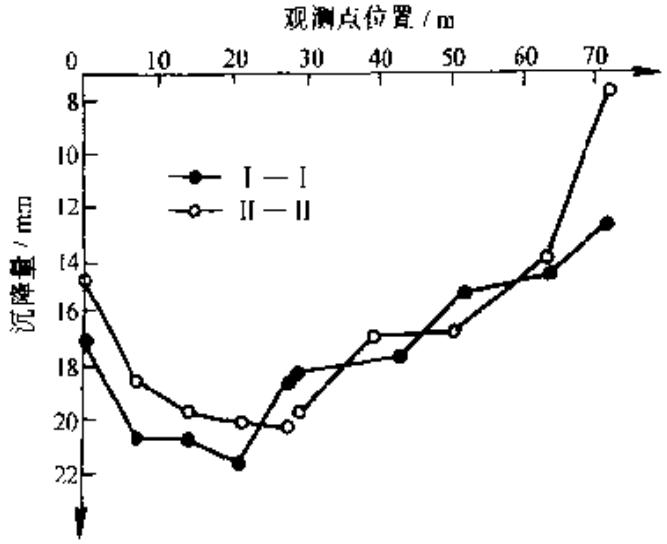


图 10-4 2 号楼沿外纵墙分布的各监测点沉降量

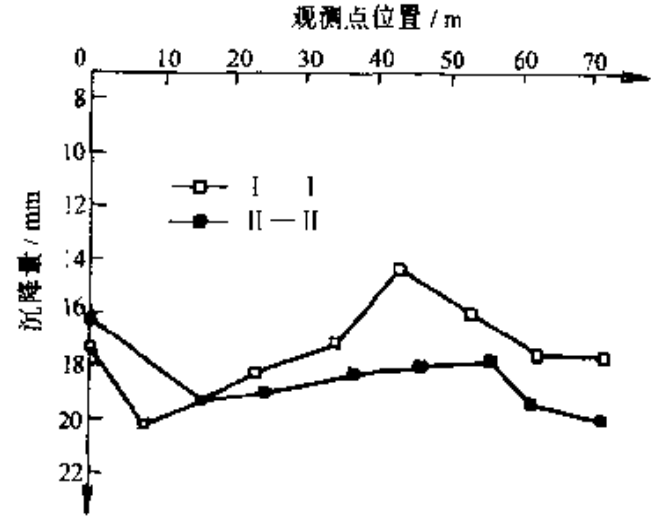


图 10 -5 4 号楼沿外纵墙分布的各监测点沉降量

点沉降差异较小，这种均匀的沉降趋势不易使建筑物产生裂缝。

当然，这两栋住宅楼沉降分布趋势的差别，不一定完全是由于分别采用疏桩基础与水泥粉煤灰碎石桩复合地基两种处理方式造成的。只不过在进行疏桩设计时，本着桩土共同工作的原则，除了要满足承载力的要求外，还要充分考虑建筑物的沉降问题。因此不论采用哪一种桩型处理地基，设计时都应该充分考虑由于不均匀沉降对建筑物的危害。

4. 经济效益比较

在市场经济的今天，性能价格比成为建设方选择某种地基基础处理方式的关键因素。因此，表 10-6 总结了该小区 7 栋住宅楼桩基础和复合地基方面的造价。

表 10-6 各栋住宅楼桩基础和复合地基造价

栋号	总建筑面积/m^2	处理方式	桩长×桩数	基桩单位造价	总造价/元	每平方米造价/(元/m^2)
1	5574.90	疏桩基础	8m×255	110 元/m	224400	40.25
2	6954.36	水泥粉煤灰碎石桩复合地基	17m×180+9.5m×42	650 元/m^3	336983	48.46
3	5126.93	疏桩基础	8m×202+11m×25	110 元/m	208010	40.57
4	6835.79	疏桩基础	8m×294	110 元/m	258720	37.85
5	5887.74	疏桩基础	17m×197+10m×2	110 元/m	370590	62.94
6	9477 67	常规桩基础	20m×251+9m×111	110 元/m	662090	69.86
7	10993.43	水泥粉煤灰碎石桩复合地基	17m×318+9.5m×17	650 元/m^3	541344	49.24

由表 10-6 可以看出，在土质条件较好的乙区场地，疏桩基础最为经济，平均每平方米造价仅为 40 元左右；而在土质条件较差的甲区场地，疏桩基础不及水泥粉煤灰碎石桩复合地基经济；虽然 6 号楼的常规桩基础是根据试桩结果确定桩长和承载力的，每平方米不到 70 元的造价在预制桩作为基桩的同类桩基础中是较为便宜的，但仍比疏桩基础和水泥粉煤灰碎石桩复合地基造价高；水泥粉煤灰碎石桩复合地基在土质条件较好的乙区场地和土质条件较差的甲区场地，其每平方米造价似乎没有区别，均为 49 元左右。

对于该小区的 7 栋住宅楼，如果不区分甲区和乙区场地而综合考虑各种处理方式的造价，则采用疏桩基础的 1、3、4 和 5 号楼平均造价为 45.32 元/m^2。这样一来，三种处理方式的综合平方米造价比例关系是：疏桩基础:水泥粉煤灰碎石桩复合地基:常规桩基础 = 100%:108%:154%。

值得注意的是，在本工程中，水泥粉煤灰碎石桩的成桩质量不是

很好，经小应变检测，其中的三、四类桩所占比例较大，尤其是在地层中存有较深厚的淤泥质粘土的甲区场地上的7号楼。而文中所统计的各住宅楼桩基础和复合地基方面的造价，并不包括桩体检测和补强方面的费用。

5. 小结

根据对该小区各栋住宅楼沉降量检测结果的分析，以及对其桩基础和复合地基造价的比较评估，总结前面所述三种地基基础处理方式各自的适用性和优缺点，可以得到以下几点结论：

（1）采用疏桩基础设计可以较好地减少建筑物的沉降量，通过合理地布桩技术调控建筑物各部位不均匀沉降，达到预防建筑物产生裂缝的目的。在土质较好的工程场地，采用疏桩基础设计是相当经济的，其性能价格比较高。同时采用预制桩作为疏桩基础的基桩，其桩身质量可靠，处理效果有保障。并且静压预制桩以其施工周期短，不污染环境，无噪声，不扰民等优点受到建设方的普遍欢迎。

（2）水泥粉煤灰碎石桩复合地基在土质较好的工程场地所起到的减少建筑物沉降量的作用，基本与疏桩基础相近，但其造价比疏桩基础高一些。在土质较差的工程场地，水泥粉煤灰碎石桩复合地基的造价较疏桩基础低，但其减少建筑物沉降量的效果不及疏桩基础。同时，在天津这样的软土地区，水泥粉煤灰碎石桩的成桩质量有待进一步试验总结。

（3）常规桩基础的设计规范比较成熟，在提供高承载力、低沉降量方面，常规桩基础确实比其他地基基础处理方式更胜一筹。但突出的是造价偏高，不够经济。当然，如果先于设计进行试桩，根据试桩结果确定桩长和承载力，并且正确选择基桩桩型，还可在一定程度上降低造价。

（4）该文所描述的某小区各栋住宅楼的沉降实测结果，均为建筑物施工至竣工期间所测得的。建筑物在竣工后的较长时间内，沉降仍将有所发展。这段时间内的沉降量也不容忽视，因此有待进一步监测、总结和分析。

从以上实际工程对比说明，水泥粉煤灰碎石桩在沉降量方面、施工进度、工程质量、造价等方面优越性较突出。

现将水泥粉煤灰碎石桩复合地基和北京地区常用的三种桩型的桩基施工和造价进行对比。从图 10-6 可以看出，北京地区 400mm × 400mm 预制方桩每栋楼施工工期为 51d，ϕ600mm 灌注桩每栋楼施工工期为 91d，ϕ400mm 预应力管桩每栋楼施工工期为 84d；CFG 桩施工每栋平均工期为 12d，可见水泥粉煤灰碎石桩比桩基础施工在工期上具有明显的优势。

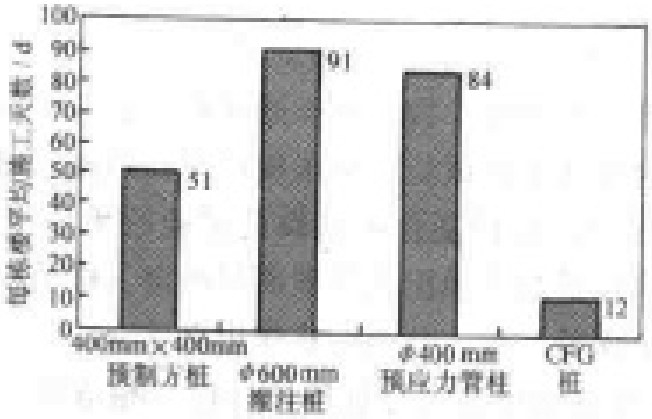


图 10-6　桩基础和水泥粉煤灰碎石桩每栋楼施工天数对比

北京地区采用的三种桩基和水泥粉煤灰碎石桩复合地基每平方米建筑面积分担的费用见图 10-7。从图中可以看出，水泥粉煤灰碎石桩复合地基每平方米建筑面积分担的费用是 400mm × 400mm 预制方桩的 45.2%，是 ϕ600mm 灌注桩的 46.4%，是 ϕ400mm 预应力管桩的 34.4%。水泥粉煤灰碎石桩复合地基比桩基础平均可节约费用 58%。

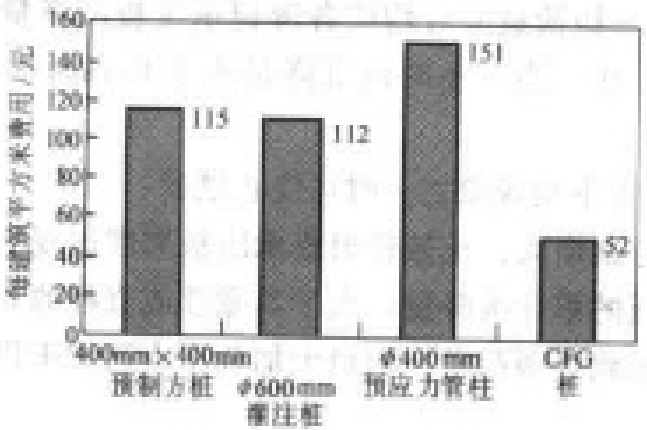


图 10-7　桩基础和水泥粉煤灰碎石桩复合地基每建筑平方米费用对比

附录 A　复合地基载荷试验要点

A.1　本试验要点适用于单桩复合地基载荷试验和多桩复合地基载荷试验。

A.2　复合地基载荷试验用于测定承载板下应力主要影响范围内复合土层的承载力和变形参数。复合地基载荷试验承压板应具有足够刚度。单桩复合地基荷载试验的承压板可用圆形或方形，面积为一根桩承担的处理面积；多桩复合地基载荷试验的承压板可用方形或矩形，其尺寸按实际桩数所承担的处理面积确定。桩的中心(或形心)应与承压板的中心保持一致，并与荷载作用点重合。

A.3　承压板底面标高应与桩顶设计标高相适应。承压板底面下宜铺设粗砂或中砂垫层，垫层厚度取 50～150mm，桩身强度高时宜取大值。试验标高处的试坑长度和宽度，应不小于承压板尺寸的 3 倍。基准梁的支点应设在试坑之外。

A.4　试验前应采取措施，防止试验场地地基土含水量变化或地基土扰动，以免影响试验结果。

A.5　加载等级可分为 8～12 级。最大加载压力不应小于设计要求压力值的 2 倍。

A.6　每加一级荷载前后均应各读记承压板沉降量一次，以后每半个小时读记一次。当一小时内沉降量小于 0.1mm 时，即可加下一级荷载。

A.7　当出现下列现象之一时可终止试验：

(1) 沉降急剧增大，土被挤出或承压板周围出现明显的隆起；

(2) 承压板的累计沉降量已大于其宽度或直径的 6%；

(3) 当达不到极限荷载，而最大加载压力已大于设计要求压力值的 2 倍。

A.8　卸载级数可为加载级数的一半，等量进行，每卸一级，间隔半小时，读记回弹量，待卸完全部荷载后间隔三小时读记总回

弹量。

A.9　复合地基承载力特征值的确定：

（1）当压力-沉降曲线上极限荷载能确定，而其值不小于对应比例界限的2倍时，可取比例界限；当其值小于对应比例界限的2倍时，可取极限荷载的一半。

（2）当压力-沉降曲线是平缓的光滑曲线时，可按相对变形值确定：

1）对砂石桩、振冲桩复合地基或强夯置换墩：以粘性土为主的地基，可取 s/b 或 s/d 等于0.015所对应的压力（s 为载荷试验承压板的沉降量；b 和 d 分别为承压板宽度和直径，当其值大于2m时，按2m计算）；以粉土或砂土为主的地基，可取 s/b 或 s/d 等于0.01所对应的压力。

2）对土挤密桩、石灰桩或柱锤冲扩桩复合地基，可取 s/b 或 s/d 等于0.012所对应的压力；对灰土挤密桩复合地基，可取 s/b 或 s/d 等于0.008所对应的压力。

3）对水泥粉煤灰碎石桩或夯实水泥土桩复合地基，当以卵石、圆砾、密实粗中砂为主的地基时，取 s/b 或 s/d 等于0.008所对应的压力；当以粘性土、粉土为主的地基时，可取 s/b 或 s/d 等于0.01所对应的压力。

4）对水泥搅拌桩或旋喷桩复合地基，可取 s/b 或 s/d 等于0.008所对应的压力。

5）对有经验的地基，也可按当地经验确定相对变形值。

按相对变形值确定的承载力特征值不应大于最大加载压力的一半。

A.10　试验点的数量不应少于3点，当满足其极差不超过平均值的30%时，可取其平均值为复合地基承载力特征值。

摘自《建筑地基处理技术规范》（JGJ79—2002）

附录 B　国家地基规范对建筑物变形允许值的规定

表 B-1　建筑物的地基变形允许值

摘自《建筑地基基础设计规范》(GB50007—2001)

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) 砌体墙填充的边排柱		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
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	
多层的高层建筑的整体倾斜	$H_g \leqslant 24$	0.004	
	$24 < H_g \leqslant 60$	0.003	
	$60 < H_g \leqslant 100$	0.0025	
	$H_g > 100$	0.002	
体型简单的高层建筑基础的平均沉降量/mm		200	
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	

（续）

变形特征		地基土类别	
		中、低压缩性土	高压缩性土
高耸结构基础的沉降量/mm	$H_g \leqslant 100$	400	
	$100 < H_g \leqslant 200$	300	
	$200 < H_g \leqslant 250$	200	

注：1. 本表数值为建筑物地基实际最终变形允许值；

2. 有括号者仅适用于中压缩性土；

3. 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)；

4. 倾斜指基础倾斜方向两端点的沉降差与其距离的比值；

5. 局部倾斜指砌体承重结构沿纵向 6～10cm 内基础两点的沉降差与距离的比值

参考文献

1 中华人民共和国标准：建筑地基基础设计规范(GB50007—2001)，北京：中国建筑工业出版社，2001

2 中华人民共和国行业标准：建筑地基处理技术规范(JGJ79—2002)．北京：中国建筑工业出版社，2002

3 阎明礼主编．地基处理技术．北京：中国环境科学出版社，1996年

4 阎明礼、张东刚．CFG桩复合地基技术及工程实践．北京：中国水利水电出版社，2001

5 龚晓南．复合地基引论：地基处理，1991(4)

6 梁军 复合地基单桩载荷试验推算大型载荷试验方法．地基处理，1991(4)

7 徐至钧，张国栋．新型桩挤扩支盘灌注桩设计与工程应用．北京：机械工业出版社，2003年

8 杨广君，李万有，王洪霞．褥垫层在刚性桩复合地基中的作用．地基基础工程，2002(4)

9 郑虹，宋昭煌，王思源．多种地基基础处理方式的住宅楼沉降实测分析．地基基础工程，2002(4)

10 中华人民共和国行业标准：建筑桩基技术规范(JGJ94—1994)．北京：中国建筑工业出版社，1995

11 “地基处理手册”编写委员会．地基处理手册．北京：中国建筑工业出版社，1988

12 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

13 叶观宝，叶书麟．地基加固新技术．北京：机械工业出版社，1999

14 杨鸿贵．复合地基中桩体间距的设计计算．地基处理，2003(12)

15 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(2)

16 唐建中，阎明礼，黄祥镛．CFG桩复合地基处理多层住宅地基的试验研究．地基处理，1991(2)

17 徐至钧．高塔基础设计与计算．北京：中国石化出版社，2002

18 徐至钧，许朝铨，沈珠江．大型储罐基础设计与地基处理．北京：中国石化出版社，1999

19 江一帆．CFG桩复合地基理论初探 地基基础工程，2000(3)

20 上海市标准：地基处理技术规范(DBJ08-40—94)．上海，1994

21 周云，曾昭炎，曹华先．现代建筑工程技术研究与应用．广州：华南理工大学出版社，2001

22 龚晓南．复合地基理论及工程应用．北京：中国建筑工业出版社，2002