



Classified Index: TU473.1

U.D.C: \_\_\_\_\_



Dissertation for the Master Degree in Engineering

**EXPERIMENTAL STUDY ON  
APPLICATION OF CFG PILE IN  
QINGDAO**

<b>Candidate:</b>	LIU Xin-sheng
<b>Supervisor:</b>	Prof. ZHANG Ming-yi
<b>Academic Degree Applied for:</b>	Master of Engineering
<b>Specialty:</b>	Geotechnical Engineering
<b>Date of Oral Examination:</b>	June 2010
<b>University:</b>	Qingdao Technological University



# 硕士学位论文

## 青岛地区 CFG 桩的应用试验研究

学位论文答辩日期: 2010. 6. 20

指导教师签字: 张明文

答辩委员会成员签字: 刘红东

王树军

李明

王红伟

郭伟

\_\_\_\_\_



# 目 录

摘    要 .....	I
Abstract .....	II
第一章 绪 论 .....	1
1.1 引言 .....	1
1.2 研究现状 .....	2
1.3 本文研究的目的和内容 .....	7
1.3.1 研究的主要内容 .....	7
1.3.2 研究目的 .....	7
第二章 青岛地区风化岩地基上的 CFG 桩的理论研究 .....	8
2.1 风化岩的理论划分 .....	8
2.1.1 强风化带 .....	8
2.1.2 中风化带 .....	9
2.1.3 微风化带—未风化带 .....	10
2.2 青岛地区风化岩性质 .....	11
2.2.1 青岛地区的地形、地貌及区域地质构造 .....	11
2.2.2 青岛风化岩的风化形式 .....	12
2.2.3 青岛地区风化岩类型 .....	13
2.3 岩基上的嵌岩 CFG 桩的作用机理研究 .....	15
2.3.1 嵌岩桩的划分 .....	15
2.3.2 嵌岩桩的竖向荷载传递机理分析 .....	16
2.3.2.1 桩端岩石的强度准则 .....	16
2.3.2.2 桩端岩石的破坏过程 .....	18
2.3.2.3 嵌岩桩的荷载传递机理 .....	19
2.3.2.4 嵌岩桩的竖向承载力确定方法 .....	20
2.4 本章小结 .....	27
第三章 CFG 桩在岩基上的性状试验研究 .....	28
3.1 A 工地试验 .....	28
3.1.1 A 工地试验概要 .....	28
3.1.2 试验设备 .....	29
3.1.3 试验方法 .....	29
3.1.4 试验结果及分析 .....	31
3.2 B 工地试验 .....	37

3.2.1 B 工地试验概要 .....	37
3.2.2 试验设备 .....	38
3.2.3 试验方法 .....	38
3.2.4 试验结果及分析 .....	39
3.3 A、B 两工地试验结果对比分析 .....	41
3.4 本章小结 .....	42
<b>第四章 与 CFG 桩有关的基础方案的优化 .....</b>	<b>43</b>
4.1 工程概况 .....	43
4.1.1 地形、地貌 .....	43
4.1.2 地层结构及其物理力学性质 .....	44
4.2 原地基处理方案 .....	47
4.3 理论研究 .....	47
4.3.1 CFG 桩复合地基承载力 .....	47
4.3.2 地基土的承载力 .....	48
4.4 方案的优化 .....	53
4.4.1 承载力的计算 .....	53
4.4.1.1 地基承载力的计算 .....	53
4.4.1.2 CFG 桩复合地基承载力的计算 .....	54
4.4.2 地基土静载试验验证 .....	54
4.4.2.1 静载试验方法及结果 .....	54
4.4.2.2 CFG 桩的静载试验 .....	56
4.4.3 基础方案的经济比较 .....	57
4.5 本章小结 .....	58
<b>第五章 结论与建议 .....</b>	<b>59</b>
5.1 结论 .....	59
5.2 对进一步研究工作的建议 .....	60
<b>参考文献 .....</b>	<b>61</b>
<b>攻读硕士学位期间发表的学术论文及科研工作 .....</b>	<b>64</b>
<b>致 谢 .....</b>	<b>65</b>

## 摘 要

风化岩在我国分布较为广泛,各地风化层厚度不一,青岛地区风化岩埋藏较浅,完整性较好,稳定性较高,压缩性低,承载力高,因此常作为桩基础的持力层。以往研究重点集中在各种特殊地基土上的 CFG 桩的工程性质,对风化岩地基上的 CFG 桩工程特性研究较少。

本文收集、整理、分析大量文献资料,在前人研究成果的基础上,结合现场试验,对青岛地区 CFG 桩的一些工程特性进行了初步研究。主要取得了如下认识和成果:

1.对青岛市崂山区的两个工地的 CFG 桩复合地基进行了竖向静载试验:(1)青岛地区风化岩埋藏较浅,稳定性高,压缩性低,以风化岩地基为持力层的 CFG 桩没有下刺入,沉降很小。(2)通过静载试验的验证,以风化岩地基为持力层的 CFG 桩复合地基在进行桩的设计时,可以采用较稀疏的布桩方式即可满足建筑物的承载力要求。

2.对胶州市某工程进行了地基土和 CFG 桩复合地基的静载试验:(1)对地基土承载力进行计算时,要进行深度修正,当存在超载时,可将超载折算成土层厚度作为基础埋深。(2)根据勘察资料,对地基土承载力进行重新计算,利用静载试验验算,对原来的设计方案进行了优化,为工程节省了造价,节约了工期。

**关键词:** 风化岩地基; CFG 桩; 方案优化; 承载力; 超载



## Abstract

Weathered rock distributes very widely in our country. It bears the following characteristics: the weathering depth varies in different places, mantle of rock are buried shallowly in Qingdao, the integrity is perfect, the stable degree is great, the compressibility is low, and supporting capacity is high, so often as a pile foundation bearing stratum. Previous studies used to be concentrated on the following aspects like the nature of the works of the CFG pile on a variety of special foundation, on the weathered rock foundation is less.

By collecting and analysing a large amount of data and relevant literature, the author gives a brief account of former investigations in this field, and conducts a preliminary study on the nature of the works of the CFG pile in Qingdao based on field tests. The major productions are as follows:

1. Throught experiments made about the vertical static load test of the CFG pile composite foundation of two sites in Laoshan district of Qingdao City: (1) mantle of rock are buried shallowly in Qingdao, the stable degree is great, the compressibility is low, and the CFG piles based on the weathered rock foundation are not pierced to the Under layer, just have a small settlement. (2) by static load test verification, more sparse pile can be used to meet the bearing capacity of the building in the CFG pile design, as is based on the weathered rock foundation.

2. Throught experiments made about the vertical static load test of the soil and the CFG pile composite foundation of a certain Jiaozhou project: (1) In the calculations to the bearing capacity of the soil, it's need to conduct the depth of the amendment, when there is overload, the overload can be converted into soil thickness as a basis for depth. (2) According to the survey information, re-calculating the bearing capacity of the foundation soil, using the static loading test to check to the original design, the optimization for the project can save cost and the time limit.

**Key words:** Weathered rock foundation; the CFG pile; optimization; bearing capacity; overload

# 第一章 绪论

## 1.1 引言

随着我国经济的快速发展,地基处理技术得到了飞速的发展。当简单的条形基础、片筏基础等浅基础不能满足建筑物承载力和变形要求时,就会采取一些地基处理措施,形成复合地基。

复合地基<sup>[1]</sup>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。根据地基中增强体的方向又可分为水平向增强体和竖向增强体复合地基。

水平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。竖向增强体习惯上称为桩,竖向增强体复合地基通常称为桩体复合地基。桩体复合地基根据竖向增强体的性质又可分为三类:散体材料桩复合地基、柔性桩复合地基和刚性桩复合地基。

CFG 桩复合地基<sup>[2]</sup>是由 CFG 桩、桩间土和褥垫层一起构成的刚性桩复合地基,其设计思想是由中国建筑科学研究院黄熙龄院士首先提出。CFG 桩复合地基作为最早的刚性桩复合地基是由中国建筑科学研究院地基基础研究所于 1992 年开发成功的,其通过改变桩长、桩距、褥垫层厚度和桩体配合比来满足建筑物对承载力及沉降变形的要求。CFG 桩桩身通长不配筋,且材料采用了粉煤灰,能够大量地消耗工业废料,在降低工程成本的同时,也保护了环境。CFG 桩复合地基在荷载作用下,桩身的压缩变形很小,通过在桩顶铺设一定厚度的砂石褥垫层,以利于桩顶的向上刺入,能够充分发挥土的承载力,保证了桩土的共同作用。1994 年,CFG 桩复合地基技术被列为建设部全国重点推广项目,被国家科委列为国家级重点推广项目。1997 年,CFG 桩复合地基被列为国家级工法,并制定了中国建筑科学研究院企业标准。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”国家重点公关项目,1999 年 12 月通过了国家验收,现已列入国家行业标准《建筑地基处理技术规范》。经过十几年的应用,CFG 桩复合地基在我国基本建设中起到了非常重要的作用,但其理论研究仍落后于工程实践。

CFG 桩具有以下工作特性:

(1) 提高地基承载力幅度大,且承载力具有可调性,可以通过调节桩的长度、桩间距来调节复合地基的承载力;

(2) 适用范围广。在基础形式方面,可用于条形基础、独立基础、片筏基础和箱型基础;在地基土性方面,可用于填土、饱和与非饱和粘性土、粉土和砂性土,可用于挤密效果较好的土层,也可用于挤密效果较差的土层。

(3) 具有刚性桩的某些性状。可全桩长发挥侧阻作用,将荷载向地层深处传递,桩端落在较好的土层上具有明显的端承作用;

(4) 时间效应。施工过程中将会对桩间土产生扰动,松散的饱和粉(砂)土在振动过程中有可能产生液化,灵敏性高的土会使其结构破坏,强度降低,施工结束后,随着恢复期的增长,超孔隙水压力消散,松散的饱和粉(砂)土密实度增加,高灵敏度的土的结构强度会有所恢复。

(5) 复合地基稳定,沉降量小。CFG 桩相当于在天然土中加入了竖向增强体,地基复合模量大,上部荷载相同条件下其地基变形相对较小。

(6) 褥垫层是复合地基的核心,它保证桩土共同承担上部荷载;调整桩土应力比;减少基础地面的应力集中,防止基础的剪切破坏;调整水平荷载的分担,保证桩在水平荷载作用下不会断裂。

## 1.2 研究现状

高化彬<sup>[3]</sup>研究介绍了 CFG 桩复合地基在地质条件复杂的岩溶地区的应用。在岩溶地基上建造高层建筑,由于以往复合地基经验少,从安全角度考虑,基础形式一般采用桩基础,为此需要面对一系列特殊的问题,如持力层的稳定、溶槽、溶洞处理、同一承台下长桩与短桩的应力应变协调问题等。CFG 桩复合地基的成功应用,为以后岩溶地区高层建筑地基基础的设计提供了有益的借鉴作用。

丁晓红<sup>[4]</sup>结合省道 S101 工程,具体分析了 CFG 桩处理加固泥炭土地基的作用机理,并采用 CFG 单桩复合地基静载试验来检验其加固效果。

文晓芳<sup>[5]</sup>等通过工程实例介绍了广西桂林地区采用 CFG 桩处理红粘土的施工方案和技术要求,同时阐述了怎样有效地控制施工质量。

周永胜<sup>[6]</sup>详细叙述了 CFG 桩复合地基的承载机理和特性,结合郑西客运专线工程实例,通过现场原位试验,验证了 CFG 桩复合地基在处理湿陷性黄土上的效

果。

郑军锋<sup>[7]</sup>通过温福铁路连江车站软土地基试验段的软土地基加固实例,介绍了 CFG 桩在海相淤泥质软基处理中的应用,对“桩网结构”的加固机理进行探讨,并通过现场试验分析、验证,提出了 CFG 桩在深厚软土层中合理的施工方法、工艺参数及质量控制手段。

薛卫文<sup>[8]</sup>针对溶岩地区的地基复杂性,阐述了 CFG 桩处理地基的基本原理,通过工程实例介绍了 CFG 桩在溶岩地区高层建筑中的应用。

宋庆彦<sup>[9]</sup>等结合成都某污水处理厂工程构筑物地基处理设计实例,通过三种方案的比较,最终选择了以 CFG 桩复合地基加固处理可液化地基,并详细探讨了其加固机理和设计方法。

彭志鹏<sup>[10]</sup>通过 CFG 桩处理中等压缩性土地基的现场试验,对中等压缩性土基本特性、CFG 桩施工工艺及质量检测、CFG 桩复合地基和桩筏基础沉降变形特性、荷载分担规律等进行了研究,得出了京沪高速铁路中等压缩性土地基工程特性、CFG 桩施工工艺及质量检验方法以及 CFG 桩复合地基和桩筏基础的设计原则。

董道洋<sup>[11]</sup>从理论角度介绍了一种桩土应力比计算方法,并指出在 CFG 桩复合地基设计中,应针对不同的地质情况,结合结构计算对地基的要求,计算桩土应力比  $n$  值,然后进行复合地基设计方案比选,确定最佳布桩间距,同时可以根据计算所得的桩周土顶面的竖向压力  $p$  值,对设计方案进行验算。

郭明田<sup>[12]</sup>等通过对 CFG 桩复合地基的主要设计参数(桩径、桩长及桩间距)的正交试验计算,分析了其主要设计参数对地基处理效果的显著性影响水平,提出了 CFG 桩复合地基优化设计的可靠方法。

杨丽君<sup>[13]</sup>等探讨了褥垫层在 CFG 桩复合地基中的主要作用,并进一步分析了垫层厚度和垫层材料对复合地基作用机理的影响。

陈东佐<sup>[14]</sup>等对 CFG 桩复合地基的设计方法结合工程进行了简要阐述;采用有限元程序分析了 CFG 桩复合地基的应力传递特性;并对 CFG 桩体的强度和弹性模量进行了测试,对 CFG 桩体、CFG 桩复合地基进行了静载荷试验,对桩间土进行了标准贯入试验。通过分析和试验得到变形比随面积置换率变化及 CFG 桩荷载传递的一些规律。

韩云山<sup>[15]</sup>等进行了两组载荷板下不同厚度和材料垫层条件下的 CFG 桩复合地基垂直静载荷试验,对桩土反力进行了测试;根据试验结果和复合地基桩土共同

作用的特性,研究了外荷载增加时不同厚度垫层条件下 CFG 桩复合地基桩土应力比、荷载分担比以及沉降的发展历程;认为垫层厚度和材料对 CFG 桩复合地基的承载力性状有很大影响,两者之间有个匹配问题;提出在 CFG 桩静载荷试验时,可以采用厚度为 50~150mm 的石屑+中粗砂、碎石+中粗砂或碎石+石屑垫层,桩间土的承载力发挥系数为 0.75~1.0。

王厚星<sup>[16]</sup>等以唐山市曹妃甸工业区某人工吹填土地基处理工程为例,详细介绍了采用 CFG 桩复合地基技术加固吹填土地基的设计方法及相应的施工工艺,并对 CFG 桩体及复合地基进行了工程质量检测,结果表明 CFG 桩复合地基承载力完全满足设计要求。

潘庆彪<sup>[17]</sup>对采用 CFG 桩改良处理山区填方区地基岩土进行了讨论和研究,详细介绍了 CFG 桩的加固机理和设计,并且在设计不同的构筑物基础和同一构筑物基础的不同部分采用了不同桩长的 CFG 桩。

高峰<sup>[18]</sup>等结合工程实例,将几种地基处理方案进行了对比,从施工速度、工程造价和技术的成熟程度进行比较,对方案进行了优化,选择了最合适的方案,为以后的工程方案优化提供了借鉴。

姜兵<sup>[19]</sup>等结合首钢搬迁工程对地基变形要求严格的实例,阐明了软土地基采用复合地基加固的技术要求,提供了该工程地基处理的多方案比选,因地制宜,重点结合当地的特点和工程的具体要求,选择了最优方案,并使其各项参数符合当地的实际。

韩蕊<sup>[20]</sup>结合工程实例,对于较软弱地基条件下的小高层框架结构,提出天然地基、复合地基、桩基础 3 种满足规范要求的设计方案,重点针对这 3 种方案中较适用的天然地基柱下条形基础、CFG 桩复合地基、挤扩支盘桩方案进行技术经济比选,力图设计找到一种在此种条件下的比较通用的最佳方案。

詹云刚<sup>[21]</sup>总结了刚性基础下 CFG 桩复合地基中褥垫层的作用机理,采用数值模拟的方法研究了柔性基础下褥垫层的不同工作特点,对褥垫层的合理设置提出建议。

赵本肖<sup>[22]</sup>结合河北某工程采用 CFG 桩复合地基处理软弱地基进行了详细的分析,针对工程中出现的承载力不足的问题进行了分析和讨论。

孔定娥<sup>[23]</sup>结合某 CFG 桩加固淤泥地基的工程实例对 CFG 桩进行试验分析,指出 CFG 桩处理地基效果良好,对其经济效益和环境效益进行了评价。

刘宇<sup>[24]</sup>等研究了 CFG 桩在处理饱和黄土中的应用,对 CFG 桩、桩间土和褥垫层的作用机理进行了详细分析,结合实际工程,介绍了场地地质概况,试验具体方法,以及试验结论和对 CFG 桩的展望。

王炳龙<sup>[25]</sup>等根据某 CFG 桩加固深厚层软土的试验成果,研究地基沉降规律、控制软土路基工后沉降的效果及 CFG 桩地基沉降的计算方法,结果表明,CFG 桩是一种处理深厚层软土、有效控制路基工后沉降的方法,研究成果为 CFG 桩在高速铁路深厚层软土路基上的设计和应用提供了依据。

Pells.Rowe 和 Turner(1980)<sup>[26]</sup>鉴于当时嵌岩桩侧阻取值的任意性,针对悉尼砂岩,进行了侧阻嵌岩桩室内模型试验研究,取得了一些有意义的结论:①桩岩界面的粗糙度是影响荷载位移曲线呈强化、弱化或屈服的主要因素,如果清孔彻底,那么节理、裂隙和不连续面的存在可以使界面的粗糙度增加;②桩岩交界面清洁程度对侧阻也有重要的影响,当界面光滑时,清洁程度决定了侧阻发挥的程度;③泥浆护壁钻孔灌注嵌岩桩的泥浆对侧阻会有所削弱,桩岩界面越光滑削弱的越严重;④对风化程度不太严重的岩石,可以建立极限侧阻与岩石极限抗压强度的相关关系。

Horvath、Kenney 和 Trow (1980)<sup>[27]</sup>在总结澳大利亚、美国、英国 50 多处嵌岩桩试桩资料的基础上,建立了桩侧阻力与岩石的饱和单轴抗压强度之间的关系。

Rowe 和 Pells(1982)<sup>[28]</sup>对影响桩岩界面剪应力—位移关系硬化、屈服或者软化的因素进行了弹塑性有限元理论研究,认为软岩中桩的侧阻更容易出现弱化现象,短桩比长桩桩侧阻力更容易出现弱化现象。

吴兰根(1997)<sup>[29]</sup>根据实测和试验资料总结出:嵌岩桩长径比  $L/D > 15$  以上,嵌岩深度达到  $3D \sim 5D$  时,竖向承载力主要受桩身强度控制,并建议确定嵌岩桩的竖向承载力,应以单桩静荷载试验为主。

赵明华(2004)<sup>[30]</sup>结合现场嵌岩桩试桩资料,深入分析了嵌岩桩的竖向承载机理,并提出了按桩顶沉降量控制嵌岩桩竖向承载力的设想及其相应的计算方法,该方法可充分考虑桩侧土(岩)阻力及桩端岩层阻力的发挥程度,尤其适用于超长嵌岩灌注桩竖向承载力的计算。

Rowe 和 Armitage (1987)<sup>[31]</sup>研究了试验方法对获得的桩侧极限阻力的影响。他们认为:对于粗糙度大的试桩,位移控制法和荷载控制法对测得的极限侧阻值影响不大,但对光滑交界面,荷载控制法会低估残余侧阻值。

Leong 和 Randolph (1994)<sup>[32]</sup>的研究得出以下结论:  $L/D$  增大, 桩侧摩阻力略有减小,  $D$  增大, 单位侧阻略有减小, 岩性越好, 桩侧极限阻力越大。

Hassan 和 O' Neill(1997)<sup>[33]</sup>针对泥质软岩, 通过有限元模拟研究发现: 剪胀角对泥质软岩中嵌岩桩的影响不大。对于桩岩界面较光滑情况, 界面极限侧阻与界面摩擦角之间的关系不大。

姜平<sup>[34]</sup>结合实际工程, 对 Y 型沉管灌注桩、深层搅拌桩、预应力管桩、塑料排水板等四种软土地基处理方式从安全性、经济型、适用性三方面进行分析比较, 进行方案优化。

唐维国<sup>[35]</sup>等阐述了 CFG 桩复合地基的原理, 包括它的构成、加固机理, 详细介绍了 CFG 桩复合地基的设计方法, 包括它的适用范围、设计计算及构造要求, 给出了几个实际工程不同基础形式与 CFG 桩进行经济比较的结果。

孟凡夫<sup>[36]</sup>等结合实际工程, 提出桩基础中的预制桩和灌注桩虽被大部分建筑所采用, 但并不一定完全适合于所有的工程, 应在基础施工前选择正确的基础形式, 以实现经济利益和技术效果的同步优化。

包红燕<sup>[37]</sup>等通过对工程基础设计中桩基持力层的不同选择以及比较, 提出确定单体工程桩基设计方案时应注意的问题, 不拘泥于通常做法, 仔细研究技术资料, 对得到的建议具体分析, 充分考虑各种因素进行方案优化。

李江<sup>[38]</sup>等对某工程拟采用的两种基础方案进行经济技术比较, 将复合载体夯扩桩技术与其他传统的地基处理技术比较, 充分发挥其承载力高, 造价低等优点, 使其在粘土地区使用时产生了很好的经济效益和环境效益。

欧莉<sup>[39]</sup>从高层建筑基础设计的实例中探讨了基础方案选型的经济性比较, 指出桩的长度和建筑物的高度是决定采用桩基还是筏基更经济的主要条件。

张倩<sup>[40]</sup>等从 DX 多节挤扩灌注桩的基本原理出发, 详细介绍了承载力的计算、完整性检测以及 DX 桩的发展过程和发展前景, 并通过一工程实例具体分析 DX 桩较人工挖孔桩在技术经济方面的优越性, 以探讨其具有推广应用的价值。

李亮<sup>[41]</sup>等依照技术经济学中的综合计算原理, 对基础工程设计方案的技术经济评价指标建立了包括经济、技术、环境三方面影响因素的数学模型, 并对基础的技术经济比较过程研制了计算机软件, 由计算机来自动确定一个综合指标最优的基础设计方案。

## 1.3 本文研究的目的和内容

### 1.3.1 研究的主要内容

(1) 青岛市市区大部分地区地层结构相对简单,第四系土层厚度较薄,一般为 0~15m,基岩面埋深较浅,裸露基岩主要为燕山晚期花岗岩,局部有后期侵入的煌斑岩、细粒花岗岩岩脉等,大部分建筑物都是以风化岩作为浅基础或桩基的持力层。CFG 桩复合地基作为青岛地区一些小高层的常用基础形式,桩以风化岩为持力层,呈现端承桩的性质,复合地基呈现刚性桩的性质,在青岛地区两个工程中分别进行复合地基静载试验,通过对静载资料的对比分析,研究 CFG 桩复合地基在青岛地区的区域性特点。

(2) 结合青岛地区某工程实例,针对当地的地质条件,通过标贯试验数据对地基土的承载力进行估算,然后通过静载试验数据对地基土的承载力进行验证,在深度修正过程中,对于主体周边的裙房采用荷载等效的办法来代替土层,同时对复合地基的静载资料进行认真分析,针对不同的建筑物形式,综合评价地基方案,对原有的方案进行优化。

### 1.3.2 研究目的

通过对青岛地区风化岩地基上的 CFG 桩的工程性质研究,得出一系列科学的、有实用价值的指导性结论及建议,能够有效地解决目前青岛地区工程建设存在的相关问题;由于国家性的建筑规范提供的计算方法、计算公式、参数范围等是面向全国来考虑的,各个地区的岩土工程性质差别较大,会给设计人员在采用公式和选用参数时造成不便,各地宜通过研究将国家规范和行业标准等细化,更适合于地方工程建设。国内许多地区都建立了自己的地基基础规范或指导性规程,比如南京市、重庆市、深圳市、福建省等,并且取得了良好的经济效益和社会效益。本研究也为地方性规范的建设提供科学、可靠的基础数据,服务于青岛地区工程建设,避免大量重复性试验和过于保守的工程设计方案,节约大批人力、物力,为建设节约型社会做出一点贡献。



## 第二章 青岛地区风化岩地基上的 CFG 桩的理论研究

### 2.1 风化岩的理论划分

对风化岩体进行划分成带对于合理评价地基承载力、充分发挥不同的风化岩体自身的承载优势具有重大的现实意义和工程价值。所谓风化岩体的分带是指对风化岩体依据风化程度的不同划分成若干带，同一带中的风化岩体所表现出的风化特征具有相似性，不同带的风化岩体的特征有较明显的差异，各带的界限多数是渐变的。

不同风化程度的岩体在长期风化作用下，其成份和结构都发生一系列变化，因此分别具有相应的成份和结构特征。按照有关规范和传统的定性方法，根据静力触探、静力载荷试验、岩矿鉴定、容许承载力、高压旁压试验、岩体波速测试、岩石结构松散程度、次生矿物成份和含量、 $\gamma$ 射线分析、破碎后的物理状态、风化系数等，青岛地区的风化岩可以划分为强风化带（包括上亚带、中亚带和下亚带）、中风化带和微风化带—未风化带。

#### 2.1.1 强风化带

青岛地区花岗岩分为中粗粒和细粒两种，其中以前者为主。由于它们结构上的差异导致其抗风化能力也存在着较大的差别。细粒花岗岩抗风化能力强，结构致密，形成时间相对较晚，因此强风化带较薄或不存在；而中粗粒花岗岩较细粒花岗岩抗风化能力相对较差，结构相对较弱，形成时间相对较早，因此处于强风化带的岩石，其矿物成分显著改变，组织结构大部分已被破坏，长石及暗色矿物风化成次生矿物。位于此带的风化岩依据风化程度的差异，自上而下可划分为 3 个亚带，各亚带之间呈渐变关系。

（1）上亚带—砂土状花岗岩。厚 0.2~0.4m，棕黄色，除石英以外，长石等矿物已大部分高岭土化，可见长石晶体假象，尚能辨认出原岩结构构造，风化物用手可以捻碎，呈砂土状，具有一定的塑性。此亚带分布不稳定，主要分布于局部凹形坡、缓坡地段。

（2）中亚带—砂状花岗岩。厚 0.5~6.0m，土褐色，黄褐色，呈中—粗粒结构，块状构造。主要组成矿物有长石和石英，其中前者占 60%~70%，且大部分已高岭

土化，暗色矿物甚少，有铁质析出，因绿泥石化而呈暗绿色。岩石结构较松散，手捻呈砂状，易碎且不能复原，风化裂隙完全发育，且大部分被以蒙脱石、高岭土为主的粘土所填充。该亚带矿物蚀变以褐铁矿渲染，蒙脱石化、高岭土化和绢云母化为主要表现形式，自上而下蚀变矿物越来越少。

(3) 下亚带一角砾状花岗岩。厚 5.0~8.0m，肉红色，黄褐色，呈中—粗粒结构，块状构造，原岩结构保存清晰，矿物蚀变减弱，粘土矿物含量大减，岩石用手可以掰碎但不易捻碎，碎后呈砾状、块状见图 2-1<sup>[42]</sup>。



图 2-1 粗粒强风化花岗岩芯样

青岛地区的分化岩处于强风化带的煌斑岩，长石已完全被高岭土化，黑云母绿泥石化，无泵钻进时可取到完整岩芯，具有可塑性。

### 2.1.2 中风化带

青岛地区的中风化程度岩体比较发育，见于不同岩相条件、不同结构的岩体之中，尤其以深成相的粗粒、中粗粒岩体为主，中粒岩体次之。在一些浅成相的细粒岩体中是直接由强风化带过渡到微风带，基本上无中风化带。

(1) 中风化煌斑岩：多数呈浅黄褐色—褐色，少数呈灰绿色，斑状结构，块状构造。斑状结构，斑晶占 25%，基质为微晶结构，主要矿物为斜长石和黑云母，其中斜长石占 50%~60%，黑云母占 40%~50%，斑晶周边存在风化迹象，其风化主要沿结构面产生，黑云母斑晶多已绿泥石化。

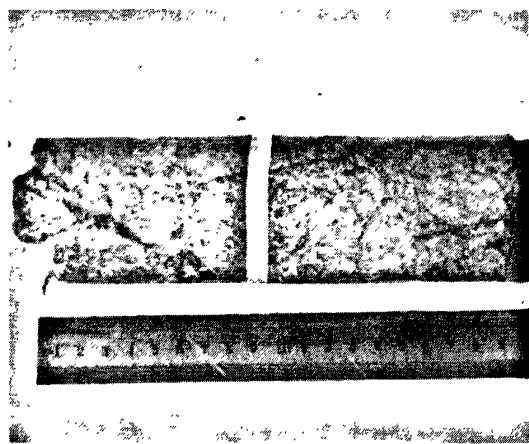


图 2-2 粗粒中风化花岗岩样

(2) 中风化花岗岩：浅黄褐—浅粉红色，以褐色为主见图 2-2，原岩结构、构造清晰，风化面比较粗糙。少部分长石颗粒表面有不同程度的高岭土化现象，暗色矿物弱绿泥石化。岩体不可用镐挖掘，岩块不可用手掰碎、可锤击碎，碎后呈块状，可复原，呈中—粗粒花岗岩结构，主要矿物有石英、斜长石、钾长石、黑云母，副矿物主要有磁铁矿和榍石。石英呈它形粒状，波状消光明显，长石周边存在风化迹象，黑云母均已绿泥石化，并有磁铁矿析出<sup>[43]</sup>。

### 2.1.3 微风化带—未风化带

青岛地区的微风化程度的岩体分布较广，其埋深变化受岩性和构造的影响较大。位于该风化带的岩体，保持完好的原岩结构、构造之特征，有的沿裂隙面有铁染现象或者在个别长石角顶部有弱高岭土化斑点，部分暗色矿物稍有褪色。

(1) 微风化花岗岩：肉红色，块状结构，图 2-3~2-4 所示为花岗结构，主要矿物有石英、斜长石和钾长石，并且含有较少的暗色物质。石英呈它形粒状，粒径 5~6mm 左右，含量占 25%，有明显波状消光的性质；斜长石呈半自形条板状，粒径 6mm 左右，含量占 30%，简单双晶和聚片双晶发育；钾长石以粒状为主，充填于其他矿物之间，粒径 5~8mm，含量占 40%，格子双晶发育；黑云母周边有些绿泥石化。

(2) 微风化煌斑岩：呈灰绿色，块状构造，斑状结构，主要矿物为斜长石、黑云母。基质为细晶结构，主要为斑晶斜长石和晶斑黑云母，前者呈自形一半自形板条状，含量为 50%~60%，以简单双晶和聚片双晶形式发育；后者呈自形片状，含量为 40%~50%，周边有些绿泥石化。

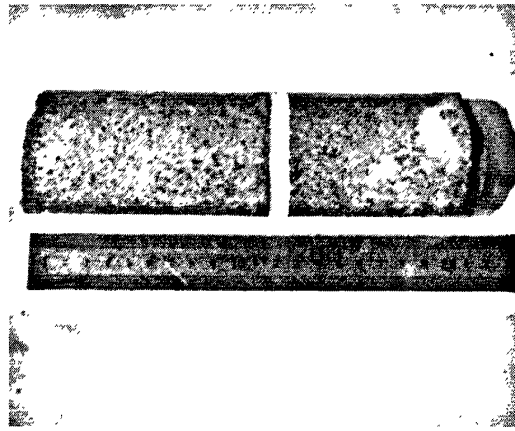


图 2-3 微风化粗粒花岗岩

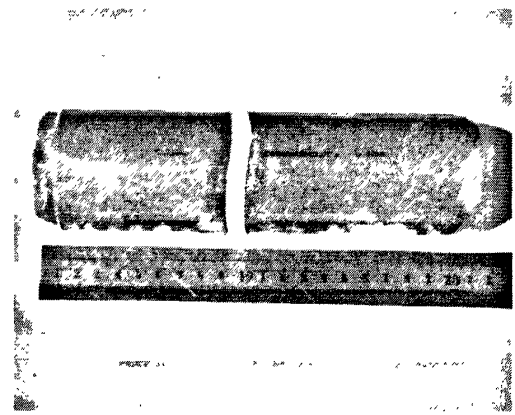


图 2-4 微风化细粒花岗岩

(3) 微风化花岗斑岩：呈肉红色，岩体结构以块状构造、斑状结构为主，主要矿物为石英、斜长石、钾长石，基质为花岗质，花岗结构为细粒，含较少暗色矿物。斑晶含量占 25%，主要组成矿物有石英，有明显的溶蚀作用和波状消光性质，含量占 10%~15%；斜长石，呈自形一半自形条板状，含量 45%~50%，粒径 6~7mm，发育形式为简单双晶和聚片双晶；钾长石，以自形—它形为主，含量 45%~50%，粒径 5~8mm，以格子双晶的形式发育<sup>[44]</sup>。

## 2.2 青岛地区风化岩性质

### 2.2.1 青岛地区的地形、地貌及区域地质构造

青岛是一个海滨丘陵城市，位于胶东半岛的西南部，东南濒临黄海。陆地总面积为 10654km<sup>2</sup>（其中市区 1102 km<sup>2</sup>），拥有 730km 的海岸线。全市呈现东高西低，中间凹陷，南北两侧隆起的地形特点，其中东南部有海拔 1132.7m 的崂山主峰，其脉向沿西南方向延伸至青岛市区，沿向北方向至即墨东北部。现代市区地貌轮廓是在经历新生代以来的燕山晚期强烈的断裂和岩浆活动，在构造—侵蚀—

剥蚀—堆积等内外地质营力共同作用下形成的，其成因类型多、形态类型也较复杂，以低山、丘陵、准平原、洼地为其主要地貌单元。按成因类型及形态特征可将区内地貌划分为以下四种类型，即构造剥蚀地形、剥蚀构造地形、堆积地形和剥蚀堆积地形<sup>[42]</sup>。

青岛市区地形主要是以胶州湾作底，呈半封闭的盆状地形景观，其是在长期地质构造活动的基础上经现代构造运动改造而成，市区的陆地区域除基岩裸露~半裸露外约有 55% 的区域被第四系所覆盖。

青岛地区地处华北地台，“青岛—海阳”断块凸起的 V 级构造单元的南部，自中生代燕山晚期以来，以深成相似斑状中粗粒黑云母花岗岩为主要组成的稳固花岗岩岩基形成，其是由于区域性构造活动强烈，发生大规模、区域性酸性岩浆侵入而成。随后受到华夏式构造体系的影响，以 NE 向为主的压扭性断裂构造形成，较大断裂有沧口断裂、王哥庄—山东头断裂和劈石口—浮山所断裂，呈从西到东排列。其后，由于酸性~中基性岩浆的入侵，辉绿岩、煌斑岩和细粒花岗岩等浅成相岩脉形成，与花岗岩岩基一起组成复合岩体。由于它们属于同源异相的岩浆岩类硬质岩石，并且无后期沉积夹层、溶洞等不良地质作用，因此能够形成复合岩体。燕山晚期稳固的花岗岩体在漫长的地壳抬升、剥蚀、风化、夷平作用的反复作用下，在地表或地下一定深度内以基底形式存在，并且在长期风化作用下形成了一定厚度的风化带，厚度不一的第四纪松散堆积物沉积于其上<sup>[44][45]</sup>。

根据前人的研究成果，上述断裂均生于中生界燕山晚期，止于第四纪晚更新世，呈现出压扭性断裂特征，但自从全新世以来，已无活动迹象，因此属于非全新活动断裂，基本不影响区域的稳定性<sup>[46]</sup>。但是断裂带的缓慢蠕动将引起对地面建筑物会产生巨大的破坏作用的地面张拉变形或不均匀沉降，因此对断裂带还应该有足够的重视。

### 2.2.2 青岛风化岩的风化形式

根据青岛地区的具体特点，可将青岛地区的风化岩分为层状风化、球状风化、碎块状风化、裂隙状风化和碎屑状风化 5 种风化形式。

(1) 层状风化。层状风化是指产生于砂页岩互层区、流纹构造发育区及古老变质岩区的岩体沿岩脉及缓倾角、夹层的构造面，并且具有一定强度、厚度与周围岩体相差较大的层状风化带。

(2) 球状风化。对于具有几组相互交割的较规则节理发育的厚层块状岩体, 风化沿裂隙发育, 最易风化破坏的棱角处由内层向外层剥落, 而中心比较新鲜且仍保留圆球形的岩石, 形成球状风化。在青岛地区的花岗岩中球状风化广泛发育, 一系列的大块石在地表形成, 在地下常呈层分布, 呈现出高度不均匀性的岩石风化程度。

(3) 碎块状风化。构造、卸荷作用对于碎块状风化的形成有着重要的作用。风化层中裂隙发育, 通过结构面风化营力渗入岩体内, 使岩体被切割成棱角明显、体积较小的块体。此种风化形式能够使岩体完整性和均一性受到较大破坏。

(4) 裂隙状风化。此种风化的风化作用轻微, 对岩体性质影响不大, 仅存在于裂隙表面, 因此岩体仍比较完整致密。

(5) 碎屑状风化。此种风化的风化程度严重, 裂隙极其发育, 岩体成细小颗粒状, 厚度一般小于 1m, 主要分布在局部凹形坡、缓坡地段。

### 2.2.3 青岛地区风化岩类型

青岛风化岩地基主要由燕山晚期花岗岩体组成, 其次含有后期酸性—中基性脉岩。区域华夏式构造体系 II 级北东走向的主断裂带及其伴生与派生构造控制着岩体的形态、规模、性状、边界轮廓, 沿着主断裂面岩体南侧延伸, 中部膨大, 似半椭圆形, 俗称“青岛花岗岩基”。

青岛市区的基岩按组成岩体所形成的岩相条件可分为深成相岩和浅成相脉岩, 按成因可以划分为火山岩、变质岩、沉积岩和侵入岩, 按岩石强度可以分为硬质岩石和软质岩石, 二者以岩石饱和单轴抗压强度 30MPa 为划分边界。岩石的物理力学性质由于基岩的形成成因、成分组成及结构和构造的不同有很大的差别。青岛地区各类岩基的特点和分布情况按照成因的不同说明如下<sup>[42]</sup>。

#### (1) 火山岩

火山岩, 属溢流相和火山喷发相, 主要分布于白垩系青山群的地层中, 呈层状产出, 主要岩性为玄武岩、流纹岩、火山角砾岩及安山岩、集块岩。

① 玄武岩: 属于微风化—新鲜岩石, 力学性质较好, 属硬质岩石, 灰黑色, 气孔状、杏仁状构造, 斑状结构, 主要组成成分有橄榄石、辉石、角闪石、斜长石。强风化带呈紫红色, 土状, 厚度一般为 2.0~5.0m; 中风化带风化裂隙发育, 呈角砾状;

② 流纹岩：属于微风化—新鲜岩石，硬质岩石，一般为紫红色，流纹状构造，斑状结构，主要组成成分有长石、石英。强风化带为棕黄色，呈砂土状及角砾状，厚度一般为 3.0~5.0m；中等风化带呈块状，风化裂隙发育完全，厚度为 2.0~6.0m；

③ 安山岩：属于微风化—新鲜岩石，硬质岩石。颜色为灰绿色或紫灰色，块状构造，斑状结构，主要组成成分有角闪石、斜长石。强风化带一般呈棕红色，土状，厚度为 1.0~2.0m；中等风化带一般呈块状、角砾状，风化裂隙发育，厚度为 3.0~5.0m。

## (2) 变质岩

变质岩，出露面积约为 170km<sup>2</sup>，存在于太古—元古界胶南群地层中。在经历了漫长的地质历史时期和多次的构造运动之后，变质岩的岩石裂隙充分发育，其主要岩性为斜长角闪岩、云母片麻岩、云母片岩、变粒岩、大理岩。风化带厚度较大，一般强风化带厚 10.0~20.0m，上部呈砂土状或为土状，其承载力标准值  $f_k=300.0\sim500.0\text{kPa}$ ，中下部呈块状、角砾状，其承载力标准值  $f_k=600.0\sim1000\text{kPa}$ 。

① 斜长角闪岩：呈块状构造，颜色为灰绿色，粗粒变晶结构，主要组成成分有斜长石、角闪石，属次硬质岩石。

② 云母片麻岩：呈片麻状构造，颜色为灰白色，中—粗粒变晶结构，主要组成成分为长石、石英，含少量白云母和黑云母，新鲜岩石饱和单轴抗压强度 80.0~90.0MPa，属硬质岩石。

③ 云母片岩：为片状构造，颜色为灰白色，呈鳞片变晶结构，云母呈明显的定向排列，主要组成成分为白云母、黑云母、石英、长石，单轴抗压强度低，属软质岩石。

④ 变粒岩：呈块状构造，颜色为灰白色，中—粗粒变晶结构，主要组成成分为长石、石英，含少量白云母、黑云母，属硬质岩石。

## (3) 沉积岩

沉积岩主要由莱阳群和王氏群构成。莱阳群和王氏群主要分布于营房村西部和马戈庄乡一带，莱阳群的岩性以粉砂岩、石英砂岩、砾岩为主，夹薄层页岩及泥灰岩，颜色多为灰绿色和黄褐色，石英砂岩、砾岩属硬质岩石，抗风化能力较强，强风化带较薄，一般厚 1.0~2.0m，呈砂土状；王氏群的岩性以粉砂岩，粘土岩、砾岩为主，岩石以砖红色、暗红色为特征，粉砂岩、页岩、粘土岩，属软质岩石，抗风化能力较弱，强风化带厚 3.0~5.0m，呈粘土状，承载力标准值

$f_k=300\sim400\text{kPa}$ 。

#### (4) 侵入岩

青岛地区分布于沧口断裂带以东的侵入岩总面积约  $750\text{km}^2$ ，主要形式有深成相和浅成相，深成相包括粗粒花岗岩和细粒花岗岩，浅成相包括花岗斑岩、正长岩、煌斑岩、细晶岩。

① 花岗岩：属硬质岩石，由粗粒到细粒，有较为明显的区域接触带，呈现肉红色或灰白色，块状构造，斑状、似斑状结构，主要组成成分有钾长石、斜长石、石英组成，以岩基形式产出。

② 正长岩：属硬质岩石，结构由中粒到粗粒，肉红色，块状构造，主要组成成分为钾长石，含有少量斜长石、石英，以岩脉或岩株形式产出。

③ 煌斑岩：属硬质岩石，颜色为灰绿色，风化后呈灰黄色，块状构造，黄斑结构，主要组成成分为黑云母、斜长石和角闪石，以脉状形式产出<sup>[47]</sup>。

## 2.3 岩基上的嵌岩 CFG 桩的作用机理研究

### 2.3.1 嵌岩桩的划分

虽然嵌岩桩在工程应用和工作性状的理论研究方面已有了很长的历史，但是关于嵌岩桩的定义至今没有一个确定的答案。在国外，一些学者认为嵌岩桩就是桩端嵌入岩体中的桩；在国内，一些学者认为只要桩端嵌入岩体中，不论是硬岩还是软岩，不管是强风化、中风化还是微风化，都应称为嵌岩桩。《建筑桩基技术规范》(JGJ94—94)中虽然对嵌岩桩没有明确的定义，但是在 5.2.11 条及其说明中表达出了嵌入强风化、中风化、微风化、新鲜岩石中的桩称为嵌岩桩。

国内学者按照桩端、桩侧分担荷载比例的不同，将嵌岩桩分为三类：侧阻嵌岩桩、端承嵌岩桩和全阻嵌岩桩。在桩长较长、孔壁粗糙或桩端下存在较厚的沉渣等情况下，桩侧阻力几乎与作用在桩顶的荷载相等，桩端所承担的荷载可以忽略，此种嵌岩桩称为侧阻嵌岩桩；相反，在桩长较短、孔壁光滑、清孔较好的情况下，桩端基本上全部承担了桩顶荷载，而侧阻很小或很难发挥出来，此种嵌岩桩称为端承嵌岩桩；不论端阻、侧阻发挥的程度和先后次序不同，但都起到分担荷载的作用，此种类型的嵌岩桩称为全阻嵌岩桩。

青岛地区风化岩地基上的 CFG 桩属于长螺旋钻（冲）孔灌注桩，由于青岛地



区岩基上覆土层较薄,所以 CFG 桩的桩长一般都比较短,侧阻很难发挥出来,按照上述分类方法应该属于端承嵌岩桩。长螺旋钻孔灌注 CFG 桩有着一般嵌岩桩的特点,以岩石为持力层,能够很好的发挥端阻力,但是它也有自己的特点,钻孔工艺能够使得桩有更大的嵌岩深度,能更好的发挥持力层的端承作用,灌注 CFG 桩使得桩身强度很高,与桩周土的强度差异变大,更多的承担上部荷载,与此同时与持力层的强度差异变小,能够更好的传递上部荷载,且产生较小的桩身变形。

## 2.3.2 嵌岩桩的竖向荷载传递机理分析

### 2.3.2.1 桩端岩石的强度准则

(1) 莫尔强度准则。

莫尔强度理论,即为剪应力强度理论,这种强度理论是将材料看作为完整、连续、均匀的介质,能够全面反映岩石的强度特性,既适用于塑性岩石,也适用于脆性岩石的剪切破坏。在莫尔强度理论中,材料破坏与否可以直观地判断,即在同一直角平面坐标系  $\sigma-\tau$  中绘制莫尔应力圆和强度曲线,若强度曲线位于莫尔应力圆之外,则材料不破坏;若强度曲线与莫尔应力圆相切,则材料处于极限平衡状态或即将破坏。因此,判别材料破坏与否的强度准则即为强度曲线是否与莫尔应力圆相切。

① 直线型强度曲线的破坏判据表达式:

$$\sin \varphi \leq \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \cot \varphi} \quad (2-1)$$

或则:  $\tau \geq \sigma \tan \varphi + c \quad (2-2)$

② 双曲线型强度曲线的破坏判据表达式:

$$\tau^2 \geq (\sigma + \sigma_i)^2 \tan \eta + (\sigma + \sigma_i) \sigma_i \quad (2-3)$$

③ 抛物线型强度曲线的破坏判据表达式:

$$\tau^2 \geq \sigma_i (\sigma + \sigma_i) \quad (2-4)$$

其中:  $\tan \eta = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{\sigma_c}{\sigma_i} - 3};$

$\sigma_c$ —为岩石单轴抗压强度。

(2) 格里菲斯强度准则。该强度理论是由 A.A.Griffith 首先提出的。在该理论中, 他根据许多细微裂纹或裂隙存在于材料内部, 在力的作用下, 应力集中于裂隙周围, 有时其应力可以达到所施加应力的 100 倍, 在这种情况下材料的破坏与否将不再以强度为控制标准, 而是取决于其内部裂隙周围的应力状态, 从裂隙端部材料开始破坏, 并通过裂隙扩展而导致完全破坏。

① 采用  $\sigma_y$  和  $\tau_{xy}$  表示的强度准则:

$$2\sigma_t \leq \sigma_y + \sqrt{\sigma_y^2 + \tau_{xy}^2} \quad (2-5)$$

或者:

$$\tau_{xy}^2 \geq 4\sigma_t(\sigma_t - \sigma_y) \quad (2-6)$$

② 采用  $\sigma_1$  和  $\sigma_3$  表示的强度准则:

$$\text{当 } \sigma_1 + 3\sigma_3 \geq 0 \text{ 时 } \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)^2}{\sigma_1 + \sigma_3} \geq -8\sigma_t; \quad (2-7)$$

$$\text{当 } \sigma_1 + 3\sigma_3 < 0 \text{ 时 } |\sigma_3| \geq |\sigma_t|. \quad (2-8)$$

(3) 库伦—纳维叶岩石破坏经验准则。该准则是纳维叶在库伦的基础上进行了修正, 该准则只适用于低围压条件下的岩石的应力状态, 以最大、最小主应力  $\sigma_1$  和  $\sigma_3$  来表示正应力  $\sigma$  和剪应力  $\tau$ , 得到了以岩石的内摩擦系数  $K$ 、最大主应力  $\sigma_1$  和最小主应力  $\sigma_3$  三个参数表示的强度准则:

$$2\tau_0 = (\sqrt{K^2 + 1} - K)\sigma_1 + (\sqrt{K^2 + 1} + K)\sigma_3 \quad (2-9)$$

(4) 霍克—布朗岩石破坏准则。该准则是由 Hoere 和 Brown 提出的, 他们以大量岩石抛物线型破坏包络线的系统研究结果为基础, 提出了岩石破坏的经验判据, 该判据不仅简单, 而且与实测结果相一致, 适用于各向同性且结构完整的均质岩石及各向异性而非均质的岩体等。

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sqrt{m\sigma'_c\sigma'_3 + s\sigma_c^2} \quad (2-10)$$

其中:  $\sigma'_1$ —破坏是最大有效主应力;

$\sigma'_3$ —破坏是最小有效主应力;

$\sigma_c$ —结构完整的连续介质岩石材料单轴抗压强度<sup>[48]</sup>。

2.3.2.2 桩端岩石的破坏过程

在工作荷载作用下，桩端以下的岩层一般可由弹性变形、弹塑性变形和压密 3 个工作阶段组成。弹性阶段，变形可以恢复，曲线基本呈直线；弹塑性阶段，在荷载作用下岩石除了产生弹性变形之外还产生不可逆的塑性变形；压密阶段是指在外力作用下闭合了存在于岩石内的微裂隙。由于岩体结构与岩基承载力有密切关系，我们可以根据岩基的承载力而将岩基的破坏划分为弹性破坏、冲切破坏、劈裂破坏、剪切破坏和单轴压缩破坏 5 种破坏模式，其变化过程如图 2-5 所示。

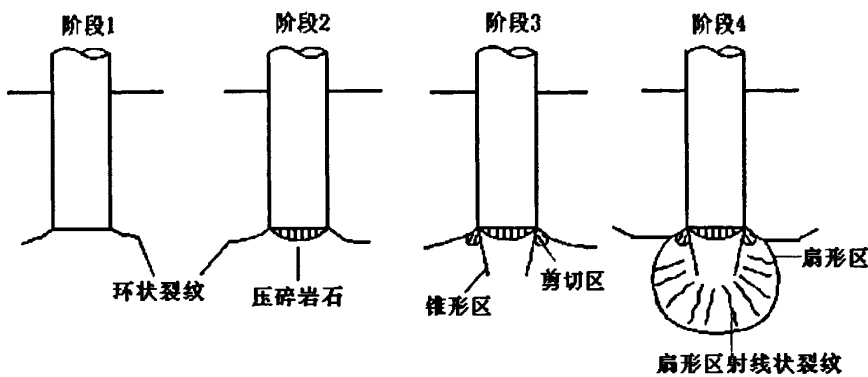


图 2-5 桩端岩石破坏过程示意图

桩底岩石的破坏过程根据桩端岩石破坏曲线可以分为 4 个阶段<sup>[49]</sup>见图 2-5：

(1)线弹性变形阶段，在该阶段变形与荷载成比例增大；

(2)屈服前塑性变形阶段，在该阶段产生了明显裂纹，且其随荷载加大而不断得到发展，而变形却是慢速增长；

(3)岩石屈服后的变形阶段，裂纹随荷载的加大而不断扩展与增大，与此同时变形速率也逐渐加大；

(4)桩底岩石破坏阶段，变形速度随荷载增加很快，最后荷载随变形增大反而下跌。

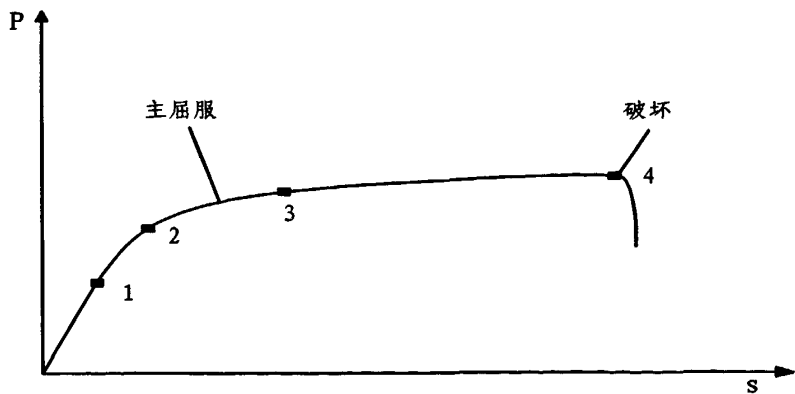


图 2-6 典型的桩端岩石破坏曲线

对比图 2-5 和图 2-6 可以发现,破坏曲线与桩底岩石的破坏过程相吻合。在荷载较小时,桩底周围首先产生了弹性变形,之后,裂纹随荷载增加而出现于桩底周围,其变形曲线变成了明显的非线性,环状裂缝进一步得到发展;随着荷载的继续增加,桩底产生了压碎锥形区,部分岩石被压碎;进一步加荷,主屈服产生后,随着荷载的进一步增大,剪切区在锥体和早期形成的环状裂缝间形成,岩石变形逼近破坏点,锥形体外面的剪应力区快速扩展成为剪切扇形区域,环状裂缝贯穿并上行;至最后阶段,径向裂缝产生,桩端岩体发生突然破坏,因此承载力急剧下降。

### 2.3.2.3 嵌岩桩的荷载传递机理

在竖向荷载作用下,首先嵌岩桩的桩身产生弹性压缩变形,桩侧土与桩产生相对位移,其对桩身产生了向上的桩侧摩阻力。桩顶荷载沿桩身向下传递,由于存在向上的桩侧摩阻力,因此桩身截面轴向力随深度增加而逐渐减小,当桩侧摩阻力小于竖向荷载时,竖向荷载就会传递到嵌岩段,嵌岩段的截面轴向力就等于桩顶荷载减去桩土之间的桩侧总摩阻力,与承载力大小相等、方向相反。桩身混凝土弹性模量与岩石弹性模量相近,使得桩端与桩端岩石形成了一个共同受力的整体结构。当桩侧摩阻力不足以抵抗上部荷载时,荷载则是通过桩与岩石间的剪切强度来抵抗,且其力远大于桩土间的摩擦阻力<sup>[50]</sup>。嵌岩桩受荷后的变形可以分为以下几个阶段:首先在嵌岩桩桩岩接触面的上端产生剪压带,之后剪压带扩展至桩附近,进而在桩底形成压缩核。压缩核随着荷载的增加而不断扩大,在径向方向上下部剪压带逐渐加宽,进而沿桩侧剪压带逐渐形成贯通,在桩底压缩核边缘处产生了裂隙,嵌岩桩持续下沉,最终嵌岩桩丧失了承载力<sup>[51]</sup>。

通过对嵌岩桩的大量理论研究及工程应用得知影响嵌岩桩的荷载传递和破坏特性的主要因素有长径比、覆盖土层性质与厚度、嵌岩段的岩性、嵌入深度及成桩工艺等。上覆土层提供的侧摩阻力与嵌岩段侧阻力及端阻力共同构成了嵌岩桩的承载力,当桩径比非常小、以新鲜或微风化基岩为持力层、清底良好,上覆土层侧摩阻力一般很少得到发挥,因此,当存在一定厚度的非软土上覆土,如果忽略上覆土的侧摩阻力,将会使承载力取值偏低,从而使设计过于保守,如桩径过大、桩过密、嵌岩深度不适当加长、扩底等;对于长径比  $L/D > 15 \sim 20$  的泥浆护壁钻(冲)孔嵌岩桩,无论是以风化岩还是完整岩石为持力层,其都具有摩擦桩的特性,

端阻力所占比例一般不超过 20%。当  $L/D > 40$  时, 覆盖土层为非软弱土层时, 嵌岩桩的端承作用则较小, 即使桩端嵌入中微风化或新鲜基岩也不会对桩的承载性状有太大的影响, 因此, 对于强风化层很厚仍将桩端嵌入中微风化层的设计, 只会导致材料浪费、工期拖延及施工难度的增加, 对提高承载力作用不大; 对于  $L/D \leq 5$ 、清底良好的嵌岩桩, 端阻力起主要作用, 且先于桩侧阻力发挥, 体现端承桩的承载特性。

#### 2.3.2.4 嵌岩桩的竖向承载力确定方法

嵌岩桩的竖向承载力确定方法主要有以下几种:

##### 1. 经验公式法

经验公式法是利用经验公式估算单桩承载力的一种方法, 适用于各种桩型, 其参数都是利用土性和岩性指标换算而来, 然后通过静载资料进行统计、对比分析和调整。

(1) 《建筑桩基技术规范》(JGJ94-94)<sup>[52]</sup>

《建筑桩基技术规范》(JGJ94-94) 中规定, 嵌岩单桩的极限承载力标准值  $Q_{uk}$  是由桩周土总侧阻力  $Q_{sk}$ 、嵌岩段总侧阻力  $Q_{rk}$  和总端阻力  $Q_{pk}$  部分组成 (见图 2-7), 按下式计算:

$$Q_{uk} = Q_{sk} + Q_{rk} + Q_{pk} \quad (2-11)$$

$$Q_{sk} = u \sum \zeta_{si} q_{sik} l_i \quad (2-12)$$

$$Q_{rk} = u \zeta_r f_{rc} h_r \quad (2-13)$$

$$Q_{pk} = \zeta_p f_{pc} A_p \quad (2-14)$$

式中:  $q_{sik}$  — 嵌岩段以上桩侧第  $i$  层土的极限侧阻力标准值;

$f_{rc}$  — 岩石饱和单轴抗压强度标准值, 对于粘土质岩取天然湿度单轴抗压强度标准值;

$\zeta_r, \zeta_p$  — 嵌岩段侧阻力和端阻力修正系数, 与嵌岩深径比  $h_r/D$  有关,

按表 2-1 采用。

表 2-1  $\zeta_r, \zeta_p$  与  $h_r/D$  的关系表

嵌岩深度比 $h_r/D$	0	0.5	1	2	3	4	$\geq 5$
侧阻修正系数 $\zeta_s$	0	0.025	0.055	0.070	0.065	0.062	0.050
端阻修正系数 $\zeta_p$	0.5	0.5	0.40	0.30	0.20	0.10	0

注：当嵌岩段为中等风化岩，表中数值乘以 0.9 折减。

此外，该规范指出确定单桩竖向极限承载力标准值尚需满足下列规定：

- ① 1 级建筑桩基应采用现场静载荷试验，并结合静力触探、标准贯入等原位测试方法综合确定；
- ② 2 级建筑桩基应根据静力触探、标准贯入、经验参数等估算，并参照地质条件相同的试桩资料综合确定。无可参照的试桩资料或地质条件复杂时，应由现场静载荷试验确定；
- ③ 3 级建筑桩基，如无原位测试资料，可利用承载力经验参数估算。

该公式仅适用于中等风化、微风化和新鲜岩基，对于强风化岩在该规范 5.2.11 的说明中指出：对于桩端置于强风化岩中的嵌岩桩，由于强风化岩不能取样成型，其强度不宜通过单轴抗压强度试验确定，其承载力参数标准可根据岩体的风化程度按砂土、碎石类土取值。

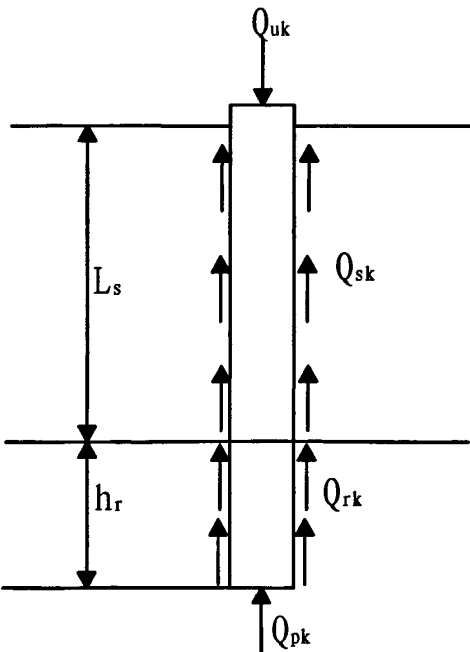


图 2-7 嵌岩桩承载力构成示意图

(2)《建筑地基基础设计规范》(GB50007-2002)<sup>[53]</sup>

《建筑地基基础设计规范》中规定初步设计时单桩承载力特征值可用下式估算:

$$R_a = q_{pa}A_p + \mu_p \sum q_{sia}l_i \quad (2-15)$$

式中:  $R_a$ —桩端岩石承载力特征值;

$q_{pa}, q_{sia}$ —桩端阻力、桩侧阻力特征值, 由当地载荷试验结果统计分析

算得;

$A_p$ —桩底端横截面面积;

$\mu_p$ —桩周长度;

$l_i$ —第  $i$  层土的厚度。

当桩端嵌入完整及较完整的硬质岩中时可按式(2-16)估算单桩竖向承载力特征值:

$$R_a = q_{pa}A_p \quad (2-16)$$

式中:  $R_a$ —桩端岩石承载力特征值。

《建筑地基基础设计规范》同时规定嵌岩灌注桩桩端以下 3 倍桩径范围内应无软弱夹层断裂破碎带和洞穴分布并应在桩底应力扩散范围内无岩体临空面。

(3) 青岛地区经验公式

青岛勘察测绘研究院<sup>[44]</sup>在考虑了不同的地质条件以及其他某些因素的影响, 提出了推荐公式如下:

$$R_k = \frac{2}{3} R_{cm} A_p + \frac{28}{300} R_{cm} u_p h_r \sum_{i=1}^n q_{si} l_i \quad (2-17)$$

式中:  $R_k$ —嵌岩桩单桩承载力标准值;

$R_{cm}$ —岩石准抗压强度 ( $R_{cm} = K_u R_c$ );

$K_u$ —岩体完整性系数;

$R_c$ —岩石单轴极限抗压强度;

$q_{si}$ —第  $i$  层土桩侧阻力标准值;

$A_p$ —桩底端横截面面积;

$\mu_p$ —桩周长度;

$h_r$ —桩端入岩深度;

$l_i$ —第  $i$  层土的厚度。

## 2. 静载荷试验法

静载荷试验是确定单桩承载力最可靠、最直观的方法,能够真实反映桩的承载力。按试验时加载方式的不同可以分为慢速维持荷载法、快速维持荷载法、等贯入速率法、等时间间隔加载法以及循环加载法等。其中慢速维持荷载法是工程中最常用的,对于工程桩的检验性试验,也可采用快速维持荷载法。

### (1) 静载荷试验加载装置及方法

试验装置主要由加荷稳压、提供反力和沉降观测 3 部分组成(图 2-8),油压千斤顶对桩顶施加压力,其反力由压重平台的重力、锚桩或用若干根地锚组成的伞状装置来平衡。安装在基准梁上的百分表或电子位移计用于量测桩顶的沉降。加载方法可分为锚桩法、堆载法和二者联合法三种方法。

(2) 试验加载应分级进行。加载级数不应小于 8 级,每级加载量宜为预估单桩极限承载力的  $1/8 \sim 1/10$ 。

### (3) 终止加载条件

当出现下列情况之一时即可终止加载:

- ①某级荷载下,桩顶沉降量为前一级荷载下沉降量的 5 倍;
- ②某级荷载下,桩顶沉降量大于前一级荷载下沉降量的 2 倍,且经 24h 尚未达到相对稳定;

③已达到锚桩最大抗拔力或压重平台的最大重量时。

### (4) 单桩竖向极限承载力的确定

根据静载荷试验的结果,确定单桩极限承载力的方法较多,《建筑地基基础设计规范》(GB50007-2002)<sup>[53]</sup>的方法如下:

- ① 作  $Q-s$  曲线和其他辅助分析所需的曲线;
- ② 当陡降段明显时,取相应陡降段起点的荷载值;



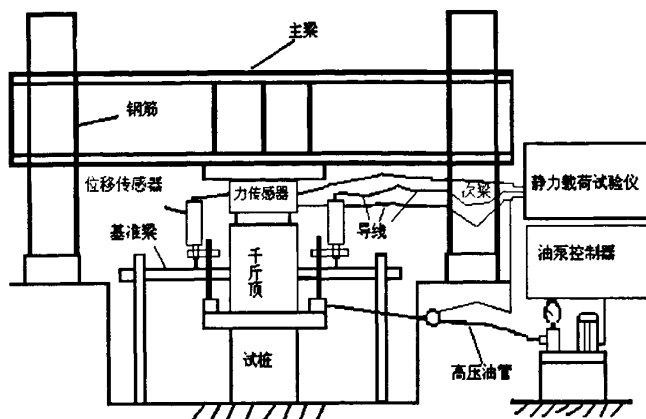
③ 当出现  $\frac{\Delta s_{n+1}}{\Delta s_n} \geq 2$ ，且经 24h 尚未达到稳定情况，可取前一级荷载值；

④  $Q-s$  曲线呈缓变型，桩顶总沉降量  $s=40\text{mm}$  所对应的荷载值；

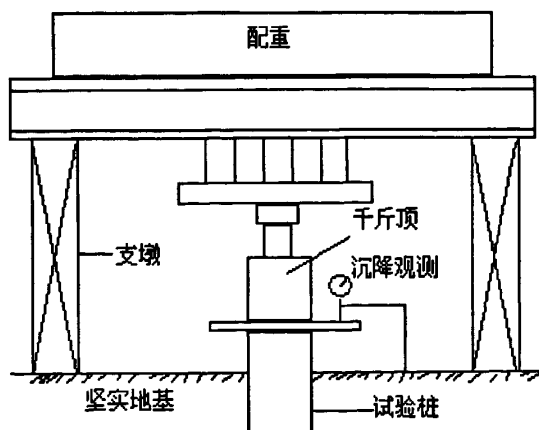
⑤ 按上述方法判断有困难时，可结合其他辅助分析方法综合判定，对沉降有特殊要求时，应根据具体情况选取；

⑥ 参加统计的试桩，当满足级差不超过平均值的 30% 时，可取其平均值为单桩竖向极限承载力。当满足级差超过平均值的 30% 时，宜增加试桩数量并分析级差过大的原因，结合工程具体情况确定极限承载力；

⑦ 将单桩极限承载力除以安全系数 2，为单桩竖向承载力特征值。



(A) 锚桩横梁反力装置



(B) 压重平台反力装置

图 2-8 单桩静荷载试验的加载装置示意图

### 3. 桩身强度法

根据《混凝土结构设计规范》(GB50010-2002)<sup>[54]</sup>，按材料强度确定单桩竖向承载力时，可将钢筋混凝土桩视为轴心受压杆件采用公式 (2-18) 计算：

$$R = \varphi(\psi_c f_c A_p + f'_y A_g) \quad (2-18)$$

、式中：R—混凝土桩的单桩轴向承载力设计值；

$\varphi$ —混凝土构件稳定系数。对低承台桩基，考虑土的侧向约束可取 0；但穿

过很厚软粘土层和可液化土层的端承桩或高承台桩基，其值应小于 1.0。

若桩的自由长度较大或桩周有厚度较大的软弱土层，或桩周有较厚的可液化土层，应考虑桩身弯曲的影响；

$f_c$ —混凝土轴心抗压强度设计值；

$A_p$ —桩横截面面积；

$f'_y$ —纵向钢筋抗压强度设计值，kPa；

$A_g$ —纵向钢筋的横截面面积；

$\psi_c$ —施工工艺系数。考虑到灌注桩的混凝土质量不像预制桩那样易于保证，

设计时应将轴心抗压强度设计值和弯曲抗压强度设计值乘以系数  $\psi_c$ ，

对挖孔灌注桩  $\psi_c=0.9$ ；其他各类灌注桩  $\psi_c=0.8$ ；对于混凝土预制桩

$\psi_c=1.00$ 。

#### 4. 荷载传递函数法

荷载传递函数法是由 Seed 和 Reese 于 1955 年首次提出的，该法的基本原理是把桩假定为由许多弹性单元体组成，由于桩土界面的应力-应变关系为非线性，所以用一非线性弹簧来代替单元体与土体之间侧阻力，非线性弹簧的力与位移之间的关系即为桩侧阻力与桩土间相对位移的关系。桩底土也用一非线性弹簧代替，这一非线性弹簧的力与位移的关系表示桩端阻力与桩端沉降的关系<sup>[32]</sup>，模型示意图见 2-9。

在桩身任意深度处取一微分桩段，由平衡条件可得：

$$T(z)Udz + Q(z) + dQ(z) = Q(z) \quad (2-19)$$

则：

$$T(z) = -\frac{1}{U} \frac{dQ(z)}{dz} \quad (2-20)$$

式中：T(z)—深度为 z 时桩侧阻力；

$U$ —桩身周长;

$Q(z)$ —深度为  $z$  时桩身轴力。

若加于桩顶荷载为  $Q_0$ , 则深度为  $z$  时桩身轴力  $Q(z)$  为:

$$Q(z) = Q_0 - U \int_0^z T(z) dz \quad (2-21)$$

桩微分段产生的弹性变形为:

$$dS(z) = -\frac{Q(z)}{AE} dz \quad (2-22)$$

即:

$$Q(z) = -AE \frac{dS(z)}{dz} \quad (2-23)$$

式中:  $A$ —桩身截面面积;

$E$ —弹性模量。

将 (2-23) 代入 (2-22) 可得:

$$T(z) = \frac{AE}{U} \frac{d^2 S(z)}{dz^2} \quad (2-24)$$

式 (2-24) 即为桩土体系荷载传递的基本微分方程, 可用于进行荷载传递的分析和计算, 其求解取决于荷载传递函数的形式。

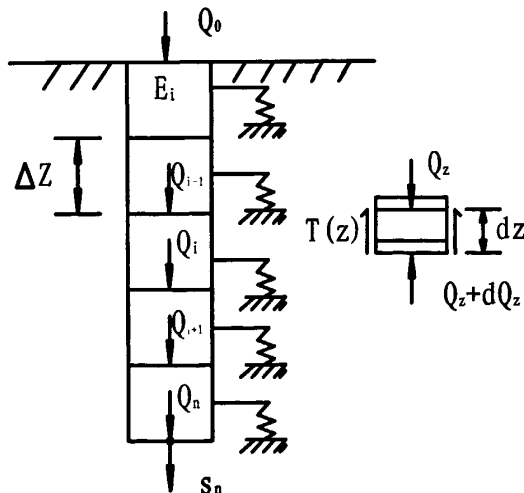


图 2-9 桩-土共同作用模型

根据国内外大量的试验资料证明, 荷载传递的双曲线模型与土的实际变形状态相吻合, 尤其是对于大直径桩而言, 众多研究表明其荷载—沉降关系呈缓变型曲线, 其结果与双曲线荷载传递函数分析得到的结果相一致。因此, 用双曲线模

型分析大直径桩的荷载—沉降关系比较合理。

桩端阻力采用 A.M. Coyle 等提出的双曲线荷载传递函数计算, 即:

$$Q_b = \frac{A_b S_b}{a + b S_b} \quad (2-25)$$

式中:  $Q_b$ —桩端阻力;

$S_b$ —桩端沉降量;

$A_b$ —桩端横截面积。

$a$ 、 $b$  为试验所得的经验参数, 即桩端土的荷载传递参数, 可据试验资料通过反分析得到。对于大直径桩, 考虑桩端直径  $D$  的尺寸效应, 对桩端承载力进行修正, 修正系数  $\xi = \frac{0.8}{D}$ , 则<sup>[55]</sup>:

$$Q_b = \frac{\xi A_b S_b}{a + b S_b} \quad (2-26)$$

$$Q_b = \frac{0.8 A_b S_b}{D(a + b S_b)} \quad (2-27)$$

## 2.4 本章小结

本章针对青岛地区风化岩的工程性质, 在以往研究成果的基础上补充了最新的现场测试资料, 首先参照有关规范和传统的定性方法, 将青岛地区的风化岩进行了分带, 划分为强风化带 (包括上亚带、中亚带和下亚带)、中风化带和微风化带—未风化带, 并对各带的矿物组成、物理特性等进行了详细的研究; 分析了青岛地区的风化岩的类型及分布特征: 大面积分布的花岗岩构成了青岛风化岩地基的主体, 其主要由燕山晚期花岗岩体组成, 青岛市区的基岩按成因可以划分为沉积岩、变质岩、侵入岩和火山岩四种; 最后对风化岩上的 CFG 嵌岩桩进行了全面研究, 参照有关规范和传统方法, 对嵌岩桩桩端岩石的强度准则和破坏过程进行了研究, 详细分析了嵌岩桩的荷载传递机理, 并对嵌岩桩的竖向承载力的确定进行了研究。

## 第三章 .CFG 桩在岩基上的性状试验研究

青岛地区地层结构简单,第四系土层较薄,基岩埋深较浅,座落于岩基上的 CFG 桩承载力相当大,常达数百吨至几千吨,在这种情况下做静载试验费时、费力且价格昂贵,考虑到本论文的试验测试工作量大,故与实际工程结合进行试验研究。

本文试验结合青岛崂山区两个工程进行,工程中的 CFG 桩都是以风化岩作为持力层,区别于在其他地基中的 CFG 桩,呈现明显的端承性,具有一定的代表性和研究价值,所以结合该两个工程进行了研究风化岩上的 CFG 桩的试验。

### 3.1 A 工地试验

#### 3.1.1 A 工地试验概要

A 工地位于青岛市崂山区,共拟建 8 栋楼,皆为高层住宅建筑。由于天然地基较为软弱,采用水泥粉煤灰碎石桩(CFG 桩)复合地基处理。场地的试验桩头位置在地面以下约 4 米多深的基坑内(截桩后),表层桩间土为粉质粘土,可塑状态,CFG 桩桩端位于风化岩土层。

CFG 桩设计参数如下:56、57、58、59 号楼的参数相同,桩直径 0.45m,正方形排列,中心距 1.6m。设计要求处理后复合地基承载力特征值 350kPa;69-1、69、70、71 号楼的参数相同,桩直径是 0.45m,正方形排列,中心距 2.0m。设计要求处理后复合地基承载力特征值 290kPa。

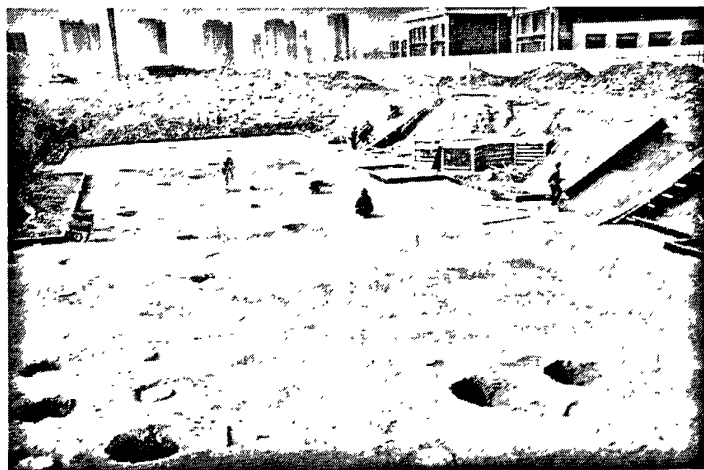


图 3-1 A 工地现场某楼座全景图

《建筑桩基技术规范》(JGJ94-94)<sup>[52]</sup>中规定:采用现场静载荷试验确定单桩竖向极限承载力标准值时,在同一条件下的试桩数量不宜小于总桩数的 1%,且不应小于 3 根,工程总桩数在 50 根以内时不应小于 2 根。针对设计要求,进行了试桩和按照规范选取的一定数量的工程桩的静载荷试验,以便确定合理的桩距、桩长、桩径,与此同时,结合本工地的静载试验进行了岩基上的 CFG 桩的分析研究。

### 3.1.2 试验设备

试验使用的设备为武汉岩海公司生产的 RS-JYB 静载试验成套设备,主要有:主机、中继器、控载箱、5000kN 千斤顶、位移传感器等;另外还有钢梁、承压板等,如图 3-2 所示。

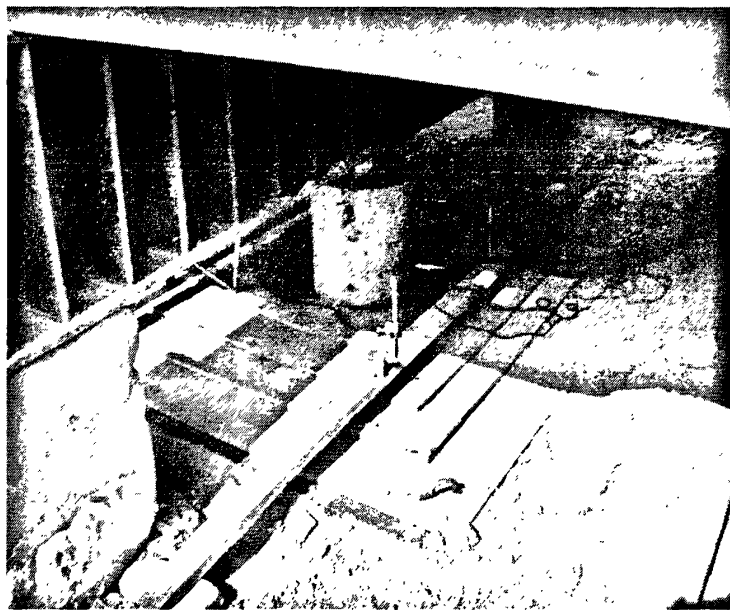


图 3-2 试验设备实图

### 3.1.3 试验方法

载荷试验采用单桩复合地基载荷试验的方法,采用配重式反力装置,重物主要为钢筋混凝土配重块。

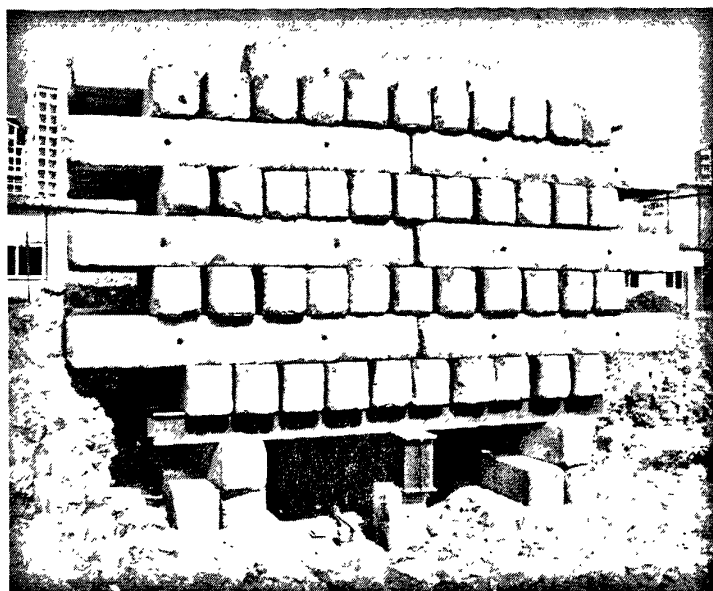


图 3-3 A 工地静载试验全景图

试验步骤如下:

(1) 开挖基坑至设计标高, 铺设砂垫层 50mm, 以试桩为中心, 在其上安装承压板、千斤顶、钢梁并对中;

(2) 以千斤顶为中心, 将荷载堆放好, 56、57、58、59 号楼的试验要求荷载的总重量大于 2100kN, 69-1、69、70、71 号楼的试验要求荷载的总重量大于 2500kN, 并且使荷载的重心尽量与桩身轴线重合;

(3) 安装基准梁和百分表;

(4) 试验采用快速维持荷载法, 56、57、58、59 号楼试验采用的承压板尺寸为  $1.6 \times 1.6\text{m}$ , 69-1、69、70、71 号楼试验采用的承压板尺寸为  $2.0 \times 2.0\text{m}$ ;

(5) 分级加荷载: 56、57、58、59 号楼的试验加荷级数为 8 级, 每级荷载增量为 87.5kPa, 每级加荷时间为 2 小时, 69-1、69、70、71 号楼的试验加荷级数为 8 级, 每级荷载增量为 72.5kPa, 每级加荷时间为 2 小时;

(6) 沉降观测: 加荷后间隔 5 分、10 分、15 分、15 分、15 分.....读数;

(7) 稳定标准: 连续两个小时沉降不超过  $0.1\text{mm/h}$ , 即可加下一级荷载;

(8) 终止加载条件: 沉降急骤增大, 土被挤出或压板周围出现明显的裂缝; 累计的沉降量已经大于承压板边长的 6% (56、57、58、59 号楼的试验最大沉降量限值是 96mm, 69-1、69、70、71 号楼的试验最大沉降量限值是 120mm); 总加载量已为设计要求的 2 倍;

(9) 卸载: 卸载我们分四级等量进行。

3.1.4 试验结果及分析

表 3-1 24 个点位试验结果汇总表

楼号	桩号	桩径	试验类型	最大荷载	最终沉降	承载力特征值	对应沉降
56	76	450	单桩复合	700	22.67	350	8.72
56	161	450	单桩复合	700	19.14	350	6.45
56	326	450	单桩复合	700	21.50	350	7.72
57	35	450	单桩复合	700	24.88	350	7.61
57	161	450	单桩复合	700	16.50	350	5.28
57	355	450	单桩复合	700	32.73	350	9.51
58	35	450	单桩复合	700	19.81	350	5.58
58	129	450	单桩复合	700	23.25	350	4.84
58	186	450	单桩复合	700	24.58	350	7.04
59	102	450	单桩复合	700	23.10	350	8.30
59	94	50	单桩复合	700	18.45	350	3.52
59	47	450	单桩复合	700	26.73	350	4.47
69	60	450	单桩复合	580	14.85	290	5.28
69	111	450	单桩复合	580	36.77	290	13.61
69	147	450	单桩复合	580	40.00	290	13.29
69-1	186	450	单桩复合	580	21.26	290	6.53
69-1	21	450	单桩复合	580	24.58	290	8.36
69-1	129	450	单桩复合	580	23.05	290	8.65
70	35	450	单桩复合	580	29.58	290	10.37
70	96	450	单桩复合	580	42.25	290	14.38
70	132	450	单桩复合	580	29.49	290	9.59
71	23	450	单桩复合	580	24.74	290	9.47
71	15	450	单桩复合	580	19.10	290	7.03
71	40	450	单桩复合	580	15.48	290	4.61

静载荷试验得到的 P-S 曲线如图 3-4、3-5、3-6、3-7 所示，图中对个别异常数据点进行了平滑处理。



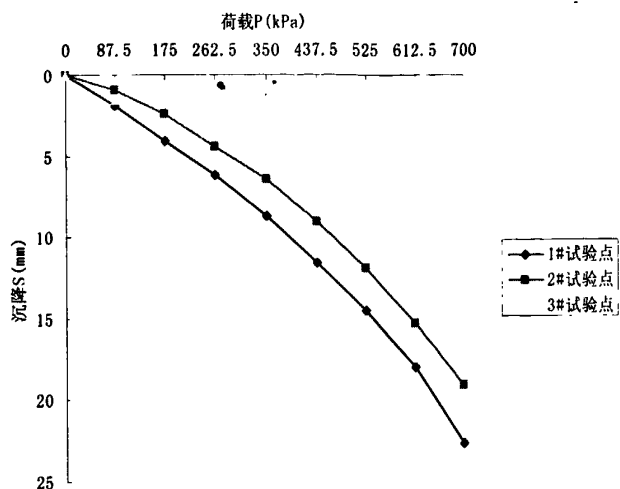


图 3-4 56 号楼 3 根试验桩的荷载-沉降曲线

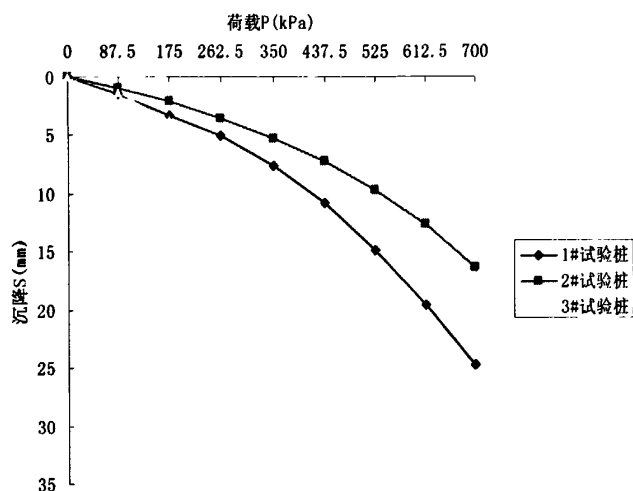


图 3-5 57 号楼 3 根试验桩的荷载-沉降曲线

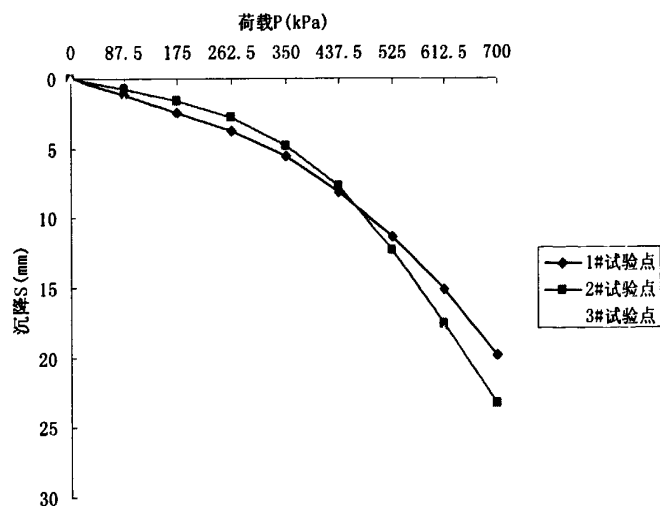


图 3-6 58 号楼 3 根试验桩的荷载-沉降曲线

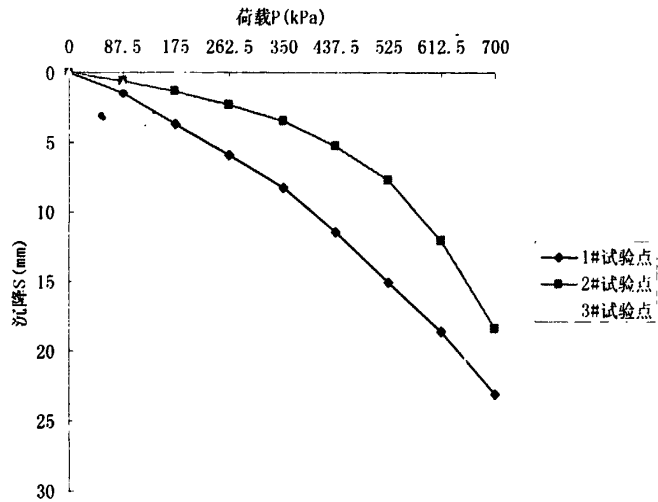


图 3-7 59 号楼 3 根试验桩的荷载-沉降曲线

以上四图分别为 56、57、58、59 号楼座试验桩的荷载-沉降曲线，从图中可以看出，所有试验桩的最终沉降量都是在 20mm 左右，沉降量不大，其中 57 号楼座的第 3 根试验桩的沉降量为 32.73mm，比其他试验桩的沉降有所偏大，这主要是因为对该桩试验前下过雨，桩周土的承载力有所降低，所以试验结果有所偏大。

如图 3-8 所示，CFG 桩复合地基的沉降主要是由于 CFG 桩的上刺入和下刺入产生的，上刺入是指 CFG 桩向上进入褥垫层，通过褥垫层，使得桩和桩周围的土共同作用承担上部荷载，充分发挥了土的作用，因此当桩周土的承载力下降时，静载荷试验的沉降量也会有所增大；下刺入是指相对刚性的 CFG 桩插入相对柔性的持力层。以风化岩岩层为持力层的 CFG 桩复合地基由于岩体的弹性模量很大，所以下刺入非常小，几乎可以忽略，所以岩基上的 CFG 桩的沉降相比于其他地基土上的 CFG 桩的沉降会小很多。

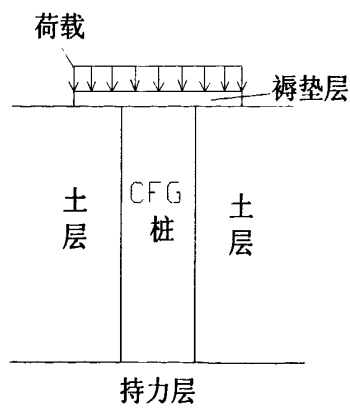


图 3-8 CFG 桩静载荷试验剖面图

依据建筑地基处理技术规范<sup>[53]</sup>规定，对于复合地基承载力特征值的确定，当

复合地基为水泥粉煤灰碎石桩或夯实水泥土桩复合地基，以粘性土、粉土为主的地基时，统一取容许沉降  $S=0.01b$  对应的压力(当该压力大于最大加载值的一半时，取最大加载值的一半)为各承载力的特征值。56、57、58、59 四个楼座的承压板均为边长为 1.6m 的正方形板，由上述四图可知， $S=16\text{mm}$  所对应的压力大于最大加载值的一半，因此该四个楼座的复合地基承载力特征值为 350kPa，满足地基承载力设计要求。

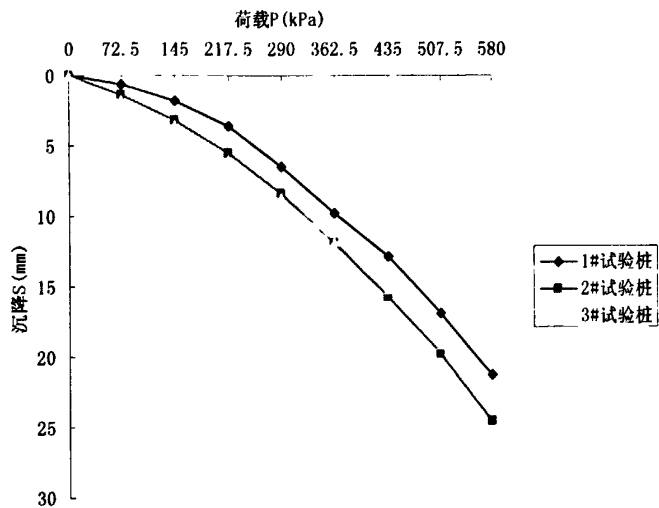


图 3-9 69 号楼 3 根试验桩的荷载-沉降曲线

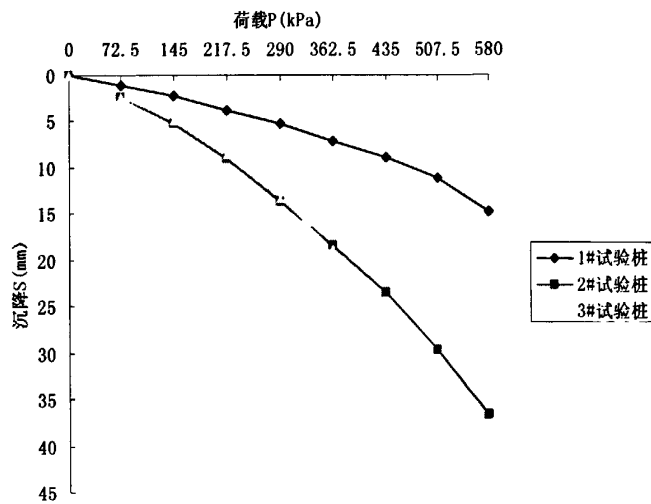


图 3-10 69-1 号楼 3 根试验桩的荷载-沉降曲线

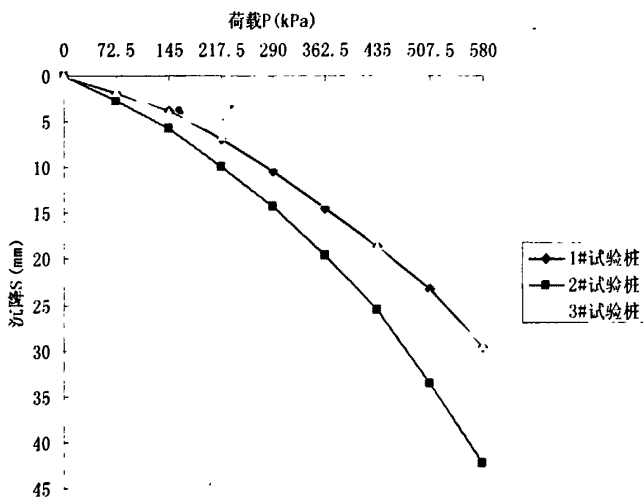


图 3-11 70 号楼 3 根试验桩的荷载-沉降曲线

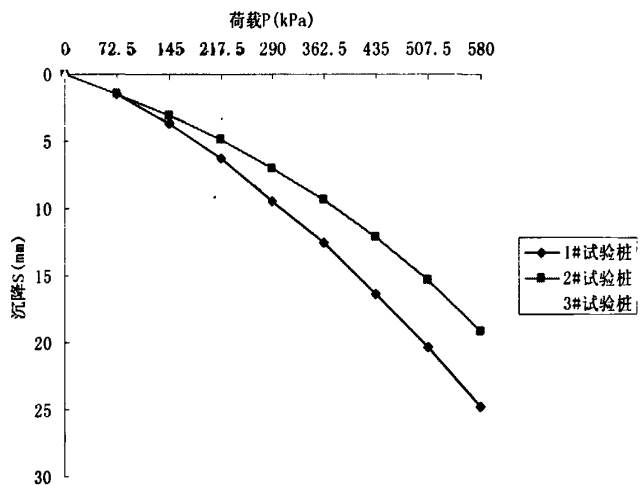


图 3-12 71 号楼 3 根试验桩的荷载-沉降曲线

以上四图分别为 69、69-1、70、71 号楼座试验桩的荷载-沉降曲线，从图中可以看出，这四个楼座的荷载-沉降曲线与前四个楼座的基本差不多，总沉降量也不是很大，但是明显可以看出，69-1 号楼的第 2 个试验桩和 70 号楼的第 2 个试验桩沉降量达到 40mm，相比于其他试验桩大，这主要是由两方面原因引起的，一是测试当天下过雨，导致桩周土的承载力有所下降；二是这两个楼座局部地基土为淤泥。

依据《建筑地基处理技术规范》<sup>[53]</sup>，69、69-1、70、71 四个楼座的承压板边长为 2.0m 的正方形板，由上述四图可知， $S=20\text{mm}$  所对应的压力也大于静载荷试验最大加载值的一半，所以这四个楼座的复合地基承载力特征值取 290kPa，满足地基承载力设计要求。

8 个楼座的 24 根桩的承载力特征值汇总见下表。

表 3-2 24 个试验点位承载力特征值汇总表 (kPa)

试验 编号	楼座 编号	桩号	取 $S=0.01b$ 时	取极限荷载或最大加载值 的一半时	综合最终 取值
1	56	76	>350	350	350
2	56	161	>350	350	350
3	56	326	>350	350	350
4	57	35	>350	350	350
5	57	161	>350	350	350
6	57	355	>350	350	350
7	58	35	>350	350	350
8	58	129	>350	350	350
9	58	186	>350	350	350
10	59	102	>350	350	350
11	59	94	>350	350	350
12	59	47	>350	350	350
13	69-1	60	>290	290	290
14	69-1	111	>290	290	290
15	69-1	147	>290	290	290
16	69	186	>290	290	290
17	69	21	>290	290	290
18	69	129	>290	290	290
19	70	35	>290	290	290
20	70	96	>290	290	290
21	70	132	>290	290	290
22	71	23	>290	290	290
23	71	15	>290	290	290
24	71	40	>290	290	290

复合地基承载力特征值的确定：表 3-2 中，前 12 个试验点位的 CFG 桩复合地基承载力平均值为 350 kPa，极差 0 kPa，小于平均值的 30%。故该复合地基承载力的特征值可取用平均值，为 350 kPa；后 12 个试验点位的 CFG 桩复合地基承载力平均值为 290 kPa，极差 0 kPa，小于平均值的 30%。故该复合地基承载力的特征值可取用平均值，为 290 kPa。

《建筑地基基础处理规范》<sup>[53]</sup>中规定,在 CFG 桩的设计中,桩距应根据设计要求的复合地基承载力、土性、施工工艺等确定,易取 3-5 倍桩径,56、57、58、59 四个楼座 CFG 桩的桩径为 0.45m,桩间距为 1.6m,69、69-1、70、71 四个楼座 CFG 桩的桩径为 0.45m,桩间距为 2.0m,桩间距与桩径之比能达到 4,相对而言,CFG 桩分布较稀。可见,岩基上的 CFG 桩在分布较稀的情况下即可满足地基承载力的设计要求。

## 3.2 B 工地试验

### 3.2.1 B 工地试验概要

B 工地位于青岛市崂山区大埠东,共拟建 2 个楼座,皆为高层住宅建筑。因天然地基较为软弱,采用水泥粉煤灰碎石桩(CFG 桩)复合地基处理。场地自天然地面向下的主要土层主要有回填土(基坑开挖已挖除)、粉质粘土、粉细砂等,CFG 桩的桩端坐落于含碎石粘性土土层上。

CFG 桩设计参数如下:6 号楼的 CFG 桩桩径 0.5m,正方形排列,桩的中心距为 1.2m,桩长 3-7m,总桩数 713 根,筏形基础。设计要求所测地基处理后复合地基承载力的特征值 430kPa;7 号楼的 CFG 桩桩径 0.5m,正方形排列,桩的中心距为 1.2m,桩长 7-8m,总桩数 580 根,筏形基础。设计要求所测地基处理后复合地基承载力的特征值 450kPa。



图 3-13 B 工地某楼座现场全景图



图 3-14 笔者在试验现场

### 3.2.2 试验设备

试验使用的设备为武汉岩海公生产的 RS-JYB 静载试验成套设备,主要有:主机、中继器、控载箱、2000kN 千斤顶、位移计等;另外还有钢梁、承压板等。

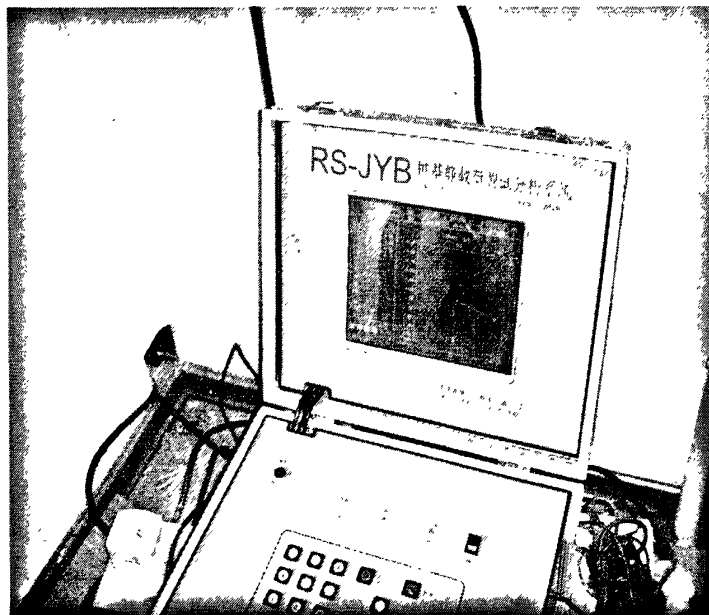


图 3-15 静载试验所用的 RS-JYB 设备

### 3.2.3 试验方法

载荷试验采用单桩复合地基载荷试验的方法,采用配重式反力装置,重物主

要为钢筋混凝土配重块。

试验步骤如下:

- (1) 开挖基坑至设计标高, 铺设砂垫层 50mm, 以试桩为中心, 在其上安装承压板、千斤顶、钢梁并对中;
- (2) 以千斤顶为中心, 将荷载堆放好, 两楼的试验要求荷载的总重量大于 1550kN, 并且使荷载的重心尽量与桩身轴线重合;
- (3) 安装基准梁和百分表;
- (4) 试验采用快速维持荷载法, 6 号楼试验采用的方形承压板边长为 1.21m, 7 号楼试验采用的方形承压板边长为 1.2m;
- (5) 分级加荷载: 6 号楼的试验加荷级数为 9 级, 每级荷载增量为 95kPa, 每级加荷时间为 2 小时, 7 号楼的试验加荷级数为 9 级, 每级荷载增量为 100kPa, 每级加荷时间为 2 小时;
- (6) 沉降观测: 加荷后间隔 5 分、10 分、15 分、15 分、15 分、15 分.....读数;
- (7) 稳定标准: 连续两个小时沉降不超过 0.1mm/h, 即可加下一级荷载;
- (8) 终止加载条件: 沉降急骤增大, 土被挤出或压板周围出现明显的裂缝; 累计的沉降量已经大于承压板边长的 6% (6、7 号楼的试验最大沉降量限值均是 7.2mm); 总加载量已为设计要求的 2 倍;
- (9) 卸载: 卸载我们分四级等量进行。

3.2.4 试验结果及分析

表 3-3 6、7 号楼 7 个试验点位的试验结果汇总表

桩号	桩长	桩径	试验类型	最大荷载	最终沉降	承载力特征值	对应沉降
569	3.5	500	单桩复合	855	4.30	430	1.49
486	3.3	500	单桩复合	855	7.14	430	2.16
390	5.6	500	单桩复合	855	8.71	430	3.73
306	3.8	500	单桩复合	855	4.21	430	2.05
224	7.3	500	单桩复合	900	7.60	450	3.09
461	7.4	500	单桩复合	900	11.76	450	5.22
335	7.6	500	单桩复合	900	5.88	450	2.55



载荷试验得到的 P-S 曲线如下，图中对个别异常数据点进行了平滑处理。

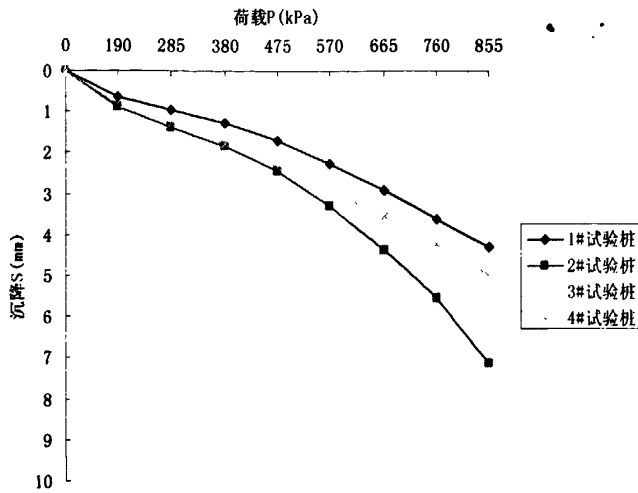


图 3-16 6 号楼 4 根桩的荷载-沉降曲线

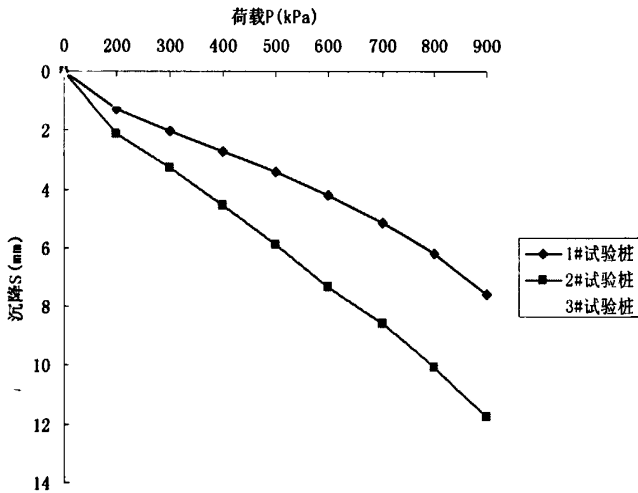


图 3-17 7 号楼 3 根桩的荷载-沉降曲线

上述两图分别为 6、7 号楼的 7 个试验点的试验曲线，从图中可以看出，7 个试验点的总沉降量都是非常小的，P-S 曲线呈现出明显的端承性。依据《建筑地基处理技术规范》<sup>[53]</sup>规定，对于复合地基承载力特征值的确定，当复合地基为水泥粉煤灰碎石桩或夯实水泥土桩复合地基，以粘性土、粉土为主的地基时，统一取容许沉降  $S=0.01b$  对应的压力（当该压力大于最大加载值的一半时，取最大加载值的一半）为各承载力的特征值。6 号楼座的承压板采用边长为 1.21m 的正方形板，而 7 号楼座的承压板采用边长为 1.2m 的正方形板，由图可知， $S=12\text{mm}$  所对应的压力大于最大加载值的一半，因此 6 号楼座的复合地基承载力特征值为 430kPa，7 号楼座的复合地基承载力特征值为 450kPa，均满足地基承载力设计要求。

2 个楼座的 7 根桩的承载力特征值汇总表见表 3-4。

表 3-4 东盛花园 6、7 号楼承载力特征值汇总表

试验 编号	楼座 编号	桩号	桩长	桩径	取 $S=0.01b$ 时	取极限荷载或最大加载值 的一半时	综合最终 取值
1	6	569	3.5	500	>960	430	430
2	6	486	3.3	500	>960	430	430
3	6	390	5.6	500	>960	430	430
4	6	306	3.8	500	>960	430	430
5	7	224	7.3	500	>900	450	450
6	7	461	7.4	500	>900	450	450
7	7	335	7.6	500	>900	450	450

复合地基承载力特征值的确定：

6 号楼的 4 个试验点位的 CFG 桩复合地基承载力平均值为 430kPa，极差 0kPa，不大于平均值的 30%，故该复合地基承载力的特征值取用平均值为 430kPa。7 号楼的 3 个试验点位的 CFG 桩复合地基承载力平均值为 450kPa，极差 0kPa，不大于平均值的 30%，故该复合地基承载力的标特征值取用平均值为 450kPa。

3.3 A、B 两工地试验结果对比分析

1. 由以上各 P-S 曲线可知，各试验桩均未加载到破坏（即最终沉降小于承压板边长的 0.06 倍），比较 A 工地和 B 工地的试验结果可以看出，以风化岩岩层为持力层的 CFG 桩的沉降都很小，这主要是因为岩基上的 CFG 桩复合地基没有下刺入，沉降主要是由上刺入产生的。

2. 通过比较 A 工地试验的 P-S 曲线与 B 工地试验的 P-S 曲线，可以发现有明显的不同之处，B 工地桩的总沉降量比 A 工地桩的总沉降量更小，前者的 P-S 曲线表现为前缓后陡，在低荷载阶段 P-S 曲线为直线段，说明该阶段是桩侧摩阻力发挥了作用，随着荷载的增大，单级荷载的沉降差也逐步增大，曲线开始逐渐变陡，此时每一级荷载的增加逐渐转化为是由桩底岩体来承担，后者的 P-S 曲线无明显的直线段，造成这种差异的主要原因是因为前者工地的桩比后者的桩长，桩长较长时在桩顶受荷的初期主要是桩侧摩阻力承担上部荷载，后期端承力逐渐发挥作用，而且岩基上的 CFG 桩最终是以端承力为主；桩长较短时，桩端岩基强度

高且嵌岩不深，桩底没有沉渣，混凝土等级高，桩顶受荷后，桩身弹性压缩较小，桩与岩土体之间的相对位移较小，不能使桩侧摩阻力充分发挥，即使发挥，由于桩长较短，侧摩阻力也有限，而桩端阻力则在较小的位移下就能发挥出来，故桩顶大部分荷载很快就能传递到桩端，使该类桩表现出端承型的承载特性，可以认为该种短桩为端承嵌岩桩。

### 3.4 本章小结

本章结合青岛市崂山区的 A、B 两个工地的静载试验，分析了以风化岩为持力层的 CFG 桩复合地基的荷载-沉降关系和极限承载力，得出了以下结论：

(1) 根据试验得出的结果，与一般的土层不同，以强风化岩为持力层的 CFG 桩复合地基沉降量很小；由于 CFG 桩的桩身刚度较大，因此桩长越短，端阻力发挥作用越大，沉降越小。

(2) 通过静载试验验证了岩基上的 CFG 桩复合地基在设计时可以采用较稀疏的布桩方式就能够满足承载力和沉降要求。

(3) 复合地基的沉降是由桩和土共同受荷载作用组成的，外界条件导致的含水率的变化及土层的改变都会改变静载实验的最终结果。

第四章 与 CFG 桩有关的基础方案的优化

4.1 工程概况

本试验研究是以胶州市某工程为依托。该工程拟建 11 栋高层住宅楼和地下车库，具体建筑物概况如表 4-1 所示。

表 4-1 建筑物结构形式汇总表

建筑物名称	结构类型	基础形式	层数	地下层数	平面尺寸	基础砌置深度	基底压力(考虑基础重量)
1#楼	剪力墙	筏板	17	1	59.0×15.4m	7.15m	330kPa
2#楼	剪力墙	筏板	17	1	44.0×15.1m	7.15m	330kPa
3#楼	剪力墙	筏板	28	1	44.0×15.1m	7.15m	530kPa
4#楼	剪力墙	筏板	30	1	44.0×15.1m	7.15m	550kPa
5#楼	剪力墙	筏板	30	1	47.0×15.5m	7.15m	550kPa
6#楼、7#楼	剪力墙	筏板	17+1	1	59.1×18.3m	7.15m	330kPa
8#、9#、10#、11#楼	剪力墙	筏板	17	1	29.1×15.0m	7.15m	330kPa
会所	砖混	独立	1	\		6.35m	单柱 2500kN
地下车库	框架	独立	\	1		6.35m	单柱 2500kN

4.1.1 地形、地貌

场区地形较平坦，地面高程在 6.25m~7.69m 之间，主地貌单元属冲洪积平原。

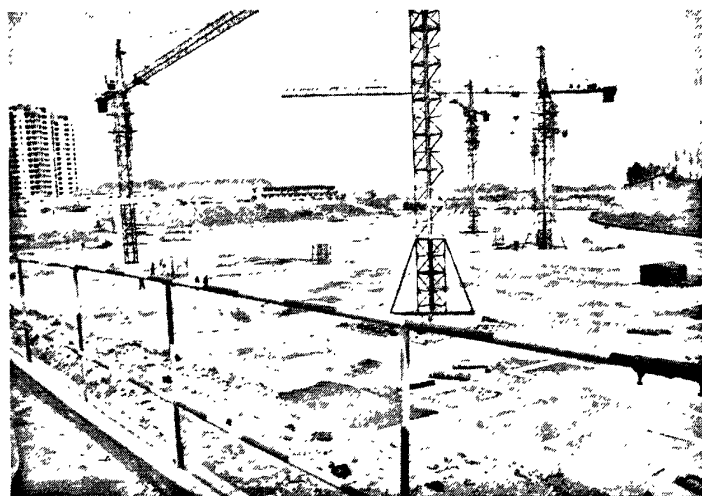


图 4-1 施工现场全景图



图 4-2 笔者于试验现场安装仪器

#### 4.1.2 地层结构及其物理力学性质

勘察揭露主要地层为杂填土、粉质粘土、细砂、砾砂以及泥岩，分述如下：

①层杂填土( $Q_4^{ml}$ ): 灰褐色，松散，稍湿，主要由建筑垃圾(碎砖块、灰渣)组成，含回填粉质粘土。厚度 0.90m~3.20m，平均 2.20m。层底标高 3.59m~6.09m，平均 4.78m。

②层细砂( $Q_4^{al+pl}$ ): 黄褐色，松散-稍密，湿-饱和，级配一般，主要颗粒成份为长石和石英，偶见小蜗牛壳。该层场区普遍分布，厚度 1.20m~3.20m，平均 2.00m；层底标高 0.79m~4.89m，平均 2.71m。该层进行标准贯入试验 41 次，实测击数 6.0~

15.0 击, 平均 10.3 击。

③层粉质粘土( $Q_4^{al+pl}$ ): 灰黑色-灰绿色, 可塑~硬塑, 切面光滑, 稍有光泽, 含少量砾石<5%, 稍有异味, 干强度中等, 韧性中等。该层场区普遍分布, 厚度 0.50~2.60m, 平均 1.10m。层底标高-0.01~2.57m, 平均 1.48m。

③A 层粉土( $Q_4^{al+pl}$ ): 黄褐色, 密实, 湿~很湿, 较均质, 摇振反应迅速, 干强度低, 该层个别孔揭露, 主要分布在剖面 14 以南 71~79#孔, 揭露厚度为 0.50~1.80m。

④层粉质粘土( $Q_4^{al+pl}$ ): 黄褐色, 可塑~硬塑, 切面较光滑, 稍有光泽, 含姜石、砾石约 10%, 粒径 1cm 左右, 含约 20%灰白色粘土矿物, 干强度中等, 韧性中等。该层场区普遍分布, 厚度 2.00~7.90m, 平均 5.30m。层底标高-6.03~-3.25m, 平均-4.36m; 其物理力学性质见表 4-2:

④A 层中砂( $Q_4^{al+pl}$ ): 黄褐色-灰白色, 稍密~中密, 饱和, 主要颗粒成分为长石和石英, 级配一般, 含粘土矿物约 10%, 该层部分孔揭露, 主要分布在剖面 4 以南、剖面 22 以西, 25#、26#、28#、40~42#、48~79#孔。揭露厚度 0.60~3.70m, 平均 1.4m, 层底标高-2.93~0.19m, 平均-1.28m。该层进行标准贯入试验 11 次, 实测击数 11.0~22.0 击, 平均 14.8 击。

⑤层砾砂( $Q_3^{al+pl}$ ): 黄褐色-肉红色, 密实, 饱和, 级配一般, 主要颗粒成分为长石和石英, 含粒径 2-10cm 卵石约 5%。该层场区普遍分布, 厚度 4.70m~8.00m, 平均-10.46m。该层进行标准贯入试验 74 次, 实测击数 31.0~49.0 击, 平均 37.5 击。

⑥层强分化泥岩(K): 灰白色~灰黑色~灰褐色, 泥质结构, 层状构造, 岩芯呈土状, 干燥即裂为碎块状。属极软岩, 较破碎, 岩体基本质量等级 V 级。该层场区普遍分布, 大部分孔未揭穿, 揭露厚度-27.42m~-10.51m, 平均-13.82m。

⑦层中分化泥岩(K): 灰褐色, 泥质结构, 层状构造, 岩心呈短柱状, 裂隙较发育, 小锤敲击易碎。属极软岩, 较完整, 岩体基本质量等级 V 级。该层场区普遍分布, 各孔均未揭穿, 揭露厚度 1.60m~6.00m, 平均 3.40m。天然抗压强度 0.19~4.73MPa。该层进行标准贯入试验 12 次, 均反弹。

表 4-2 粉质粘土物理性质汇总表

指 标 统 计 项 目	含水量 $w$ (%)	重度 $\gamma$ $kN/m^3$	孔隙比 $e$	饱和度 $S_r$ %	塑性 指数 $I_p$	液性 指数 $I_L$	压缩 系数 $a_{1-2}$ $MPa^{-1}$	压缩 模量 $E_{s-2}$ $MPa$	剪切试验				标贯实 测击数 $N$ (击)
									粘聚力 $C_u$ ( $kPa$ ) ( $C_q$ )	内摩擦角 $\phi$ ( $^\circ$ ) ( $C_q$ ) $_{uv}$	粘聚力 $C_{11}$ ( $kPa$ ) ( $UU$ ) $_{uv}$	内摩擦角 $\phi$ ( $^\circ$ ) ( $UU$ ) $_{uv}$	
统计个数 $n$	60	60	59	59	60	60	49	49	24	24	22	22	73
范围小值	17.2	17.7	0.539	77	10.4	0.10	0.11	3.48	21.0	8.6	18.5	13.6	7.0
范围大值	39.2	20.5	0.867	100	16.7	0.55	0.50	15.10	48.0	26.8	44.5	19.1	16.0
平均值 $\mu$	23	19.4	0.667	91	12.5	0.28	0.26	7.06	31.8	16.1	32.4	15.4	10.6
标准值 $\sigma$	4.1	0.6	0.067	6	1.3	0.10	0.07	2.06	7.1	4.0	5.3	1.5	2.2
变异系数 $\delta$	0.18	0.03	0.10	0.06	0.11	0.35	0.27	0.29	0.22	0.25	0.16	0.09	0.21
标准值 $f_k$	23.9	19.3	0.707		0.30		0.27	6.57	29.4	14.8	30.4	14.9	10.2

4.2 原地基处理方案

该工程原拟定方案认为天然地基不满足强度要求，将 11 个楼座和会所及地下车库的地基全部采用 CFG 桩复合地基，成桩方式采用长螺旋超流态，按正方形布桩，桩径 400mm，以⑥层风化泥岩为桩端持力层，具体桩数据见表 4-3。

表 4-3 桩资料统计表

项 目 楼 号	桩长（m）	桩端埋深（m）	桩距（m）	单桩竖向承载力特征值 （kPa）
1#楼（17F）	12.35	19.5	1.8	763.3(78#孔为例)
2#楼（17F）	12.55	19.7	1.8	757(65#孔为例)
3#楼（28F）	12.35	19.5	1.3	782.8(52#孔为例)
4#楼（30F）	11.15	18.3	1.2	686.7(28#孔为例)
5#楼（30F）	11.35	18.5	1.2	672.3(11#孔为例)
6#楼（18F）	10.55	17.7	1.6	633.3(14#孔为例)
7#楼（18F）	11.35	18.5	1.7	663.5(17#孔为例)
8#楼（17F）	11.25	18.4	1.7	681.7(37#孔为例)
9#楼（17F）	11.15	18.3	1.7	694.9(46#孔为例)
10#楼（17F）	11.35	18.5	1.7	715.6(56#孔为例)
11#楼（17F）	11.45	18.6	1.7	655.9(68#孔为例)

4.3 理论研究

4.3.1 CFG 桩复合地基承载力

根据《建筑地基处理技术规范》（JGJ79-2002）<sup>[53]</sup>，CFG 桩复合地基承载力按下式计算：

$$f_{spk}=m\frac{R_a}{A_p}+\beta(1-m)f_{sk}$$
(4-1)

$$R_a=U_p\sum_{i=1}^nq_{si}l_i+q_p\bullet A_p$$
(4-2)



$$f_{cu} \geq 3 \frac{R_a}{A_p} \quad (4-3)$$

$m$ —面积置换率,  $m = d^2/d_e^2$

$d$ —桩身直径 (m)

$d_e$ —一根桩分担的处理地基面积的等效圆直径 (m),  $d_e = 1.13s$

$s$ —正方形布桩的桩间距, 取 1.2m~1.8m

$R_a$ —单桩竖向承载力特征值 (kN)

$A_p$ —桩的截面积 (m<sup>2</sup>)

$\beta$ —桩间土承载力折减系数, 考虑到采用泥浆护壁成孔引起地基土扰动  $\beta$  取小值 (0.75)

$f_{sk}$ —处理后桩间土承载力特征值 (kPa)

$U_p$ —桩的周长 (m)

$q_{si}$ —桩周第  $i$  层土的侧阻力特征值

$l_i$ —第  $i$  层土厚度 (m)

$q_p$ —桩端端阻力特征值 (kPa)

### 4.3.2 地基土的承载力

根据《建筑地基基础设计规范》(GB50007-2002)<sup>[53]</sup>, 当基础宽度大于 3m 或埋置深度大于 0.5m 时, 从载荷试验或其他原位测试、经验值等方法确定的地基承载力特征值, 尚应按式 4-4 修正:

$$f_a = f_{ak} + \eta_b \gamma (b - 3) + \eta_d \gamma_m (d - 0.5) \quad (4-4)$$

$f_a$ —修正后的地基承载力特征值;

$f_{ak}$ —地基承载力特征值, 规范中规定地基承载力特征值可由载荷试验或其他原位测试、公式计算、并结合工程实践经验等方法综合确定;

$\eta_b$ 、 $\eta_d$ —基础宽度和埋深的地基承载力修正系数, 按基底下土的类别查表 4-4;

表 4-4 承载力修正系数

土 的 类 别		$\eta_b$	$\eta_d$
淤泥和淤泥质土		0	1.0
人工填土		0	1.0
e 或 $I_L$ 大于等于 0.85 的粘性土			
红粘土	含水比 $\alpha_w > 0.8$	0	1.2
	含水比 $\alpha_w \leq 0.8$	0.15	1.4
大面积压实填土	压实系数大于 0.95、粘粒含量 $\rho_c \geq 10\%$ 的粉土	0	1.5
	最大干密度大于 $2.1t/m^3$ 的级配砂石	0	2.0
粉土	粘粒含量 $\rho_c \geq 10\%$ 的粉土	0.3	1.5
	粘粒含量 $\rho_c \leq 10\%$ 的粉土	0.5	2.0
e 及 $I_L$ 均小于 0.85 的粘性土		0.3	1.6
粉砂、细砂(不包括很湿与饱和时的稍密状态)		2.0	3.0
中砂、粗砂、砾砂和碎石土		3.0	4.4

注：（1）强风化和全风化的岩石，可参照所风化成的相应土类取值，其他状态下的岩石不修正；

（2）地基承载力特征值深层平板载荷试验确定时  $\eta_d$  取 0。

当偏心距 e 小于或等于 0.033 倍基础底面宽度时，根据土的抗剪强度指标确定地基承载力特征值可按式计算，并应满足变形要求：

$$f_a = M_b \gamma b + M_d \gamma_m d + M_c c_k \tag{4-5}$$

式中  $f_a$ —由土的抗剪强度指标确定的地基承载力特征值；

$M_b$ 、 $M_d$ 、 $M_c$ —承载力系数，按表 4-5 确定；

表 4-5 承载力系数  $M_b$ 、 $M_d$ 、 $M_c$

土的内摩擦角标准值 $\varphi_k$ (°)	$M_b$	$M_d$	$M_c$
0	0	1.00	3.14
2	0.03	1.12	3.32
4	0.06	1.25	3.51
6	0.10	1.39	3.71
8	0.14	1.55	3.93
10	0.18	1.73	4.17
12	0.23	1.94	4.42
14	0.29	2.17	4.69
16	0.36	2.43	5.00
18	0.43	2.72	5.31
20	0.51	3.06	5.66
22	0.61	3.44	6.04
24	0.80	3.87	6.45
26	1.10	4.37	6.90
28	1.40	4.93	7.40
30	1.90	5.59	7.95
32	2.60	6.35	8.55
34	3.40	7.21	9.22
36	4.20	8.25	9.97
38	5.00	9.44	10.80
40	5.80	10.84	11.73

注：  $\varphi_k$ —基底下一倍短边宽深度内土的内摩擦角标准值。

$b$ —基础底面宽度，大于 6m 时按 6m 取值，对于砂土小于 3m 时按 3m 取值；

$c_k$ —基底下一倍短边宽深度内土的粘聚力标准值。

按《高层建筑岩土工程勘察规程》（JGJ72-2004）<sup>[56]</sup>计算地基承载力特征值：

$$f_a = f_u / K \tag{4-6}$$

$$f_u=0.5N_\gamma\xi_\gamma b\gamma+N_q\xi_q\gamma_0d+N_c\xi_cc_k\tag{4-7}$$

式中  $f_u$ —地基极限承载力(kPa)；

$N_\gamma$ 、 $N_q$ 、 $N_c$ —地基承载力系数，根据地基持力层代表性内摩擦角标准值  $\varphi_k$  (°)，按表 4-6 取值；

表 4-6 极限承载力系数表

$\varphi_k$ (°)	$N_\gamma$	$N_q$	$N_c$	$\varphi_k$ (°)	$N_\gamma$	$N_q$	$N_c$
0	5.14	1.00	0.00	26	22.25	11.85	12.54
1	5.38	1.09	0.07	27	23.94	13.20	14.47
2	5.63	1.20	0.15	28	25.80	14.72	16.72
3	5.90	1.31	0.24	29	27.86	16.44	19.34
4	6.19	1.43	0.34	30	30.14	18.40	22.40
5	6.49	1.57	0.45				
6	6.81	1.72	0.57	31	32.67	20.63	25.99
7	7.16	1.88	0.71	32	35.49	23.18	30.22
8	7.53	2.06	0.86	33	38.64	26.09	35.19
9	7.92	2.25	1.03	34	42.16	29.44	41.06
10	8.35	2.47	1.22	35	46.12	33.30	48.03
11	8.80	2.71	1.44	36	50.59	37.75	56.31
12	9.28	2.97	1.69	37	55.63	42.92	66.19
13	9.81	3.26	1.97	38	61.35	48.93	78.03
14	10.37	3.59	2.29	39	67.87	55.96	92.25
15	10.98	3.94	2.65	40	75.31	64.20	109.41
16	11.63	4.34	3.06	41	83.86	73.90	130.22
17	12.34	4.77	3.53	42	93.71	85.38	155.55
18	13.10	5.26	4.07	43	105.11	99.02	186.54
19	13.93	5.80	4.68	44	118.37	115.31	224.64
20	14.83	6.40	5.39	45	133.88	134.88	271.76
21	15.82	7.07	6.20	46	152.10	158.51	330.35

$\varphi_k(^{\circ})$	$N_{\gamma}$	$N_q$	$N_c$	$\varphi_k(^{\circ})$	$N_{\gamma}$	$N_q$	$N_c$
22	16.88	7.82	7.13	47	173.64	187.21	403.67
23	18.05	8.66	8.20	48	199.26	222.31	496.01
24	19.32	9.60	9.44	49	229.93	265.51	613.16
25	20.72	10.66	10.88	50	266.89	319.07	762.86

注： $N_q = e^{\tan \varphi_k} \tan^2 \left( 45^{\circ} + \frac{\varphi_k}{2} \right) N_c = (N_q - 1) \cot \varphi_k \quad N_r = 2(N_q + 1) \tan \varphi_k$

$\zeta_{\gamma}$ 、 $\zeta_q$ 、 $\zeta_c$ —基础形状修正系数，按表 4-7 取值；

表 4-7 基础形状系数

基础形状	$\zeta_{\gamma}$	$\zeta_q$	$\zeta_c$
条形	1.00	1.00	1.00
矩形	$1 - 0.4 \frac{b}{l}$	$1 + \frac{b}{l} \tan \varphi_k$	$1 + \frac{b}{l} \frac{N_q}{N_c}$
圆形或方形	0.60	$1 + \tan \varphi_k$	$1 + \frac{N_q}{N_c}$

$b$ 、 $l$ —分别为基础（包括箱形基础和筏形基础）底面的宽度与长度，当基础宽度大于 6m 时，取  $b=6m$ ；

$\gamma_0$ 、 $\gamma$ —分别为基底以上和基底组合持力层的土体平均重力密度（ $kN/m^3$ ）；位于地下水位以下且不属于隔水层的土层取浮重力密度；当基底土层位于地下水位以下但属于隔水层时， $\gamma$ 可取天然重力密度；如基底以上的地下水与基底高程处的地下水之间有隔水层，基底以上土层在计算 $\gamma_0$ 时可取天然重力密度；

$d$ —基础埋置深度（m），应根据不同情况按下列规定选取：（1）一般自室外地面高程算起；对于地下室采用箱型或筏形基础时，自室外天然地面起算，采用独立柱基或条形基础时，从室内地面起算；（2）在填方整平地区，可自填土地面起算；但若填方在上部结构施工后完成时，自填方前的天然地面起算；（3）当高层建筑周边附属建筑为超补偿基础时，宜分析和考虑周边附属建筑基底压力低于土层自重压力的影响；

$c_k$ —地基持力层代表性粘聚力标准值 (kPa)。

## 4.4 方案的优化

### 4.4.1 承载力的计算

#### 4.4.1.1 地基承载力的计算

在原地基方案中，④层粉质粘土及④A 层中砂的地基承载力特征值取为 180kPa，笔者根据勘察报告对地基承载力特征值进行了重新计算。在勘察报告中④层粉质粘土及④A 层中砂的标贯击数分别为 10.2 击和 14.8 击，由表 4-8 采用插值法可得，④层粉质粘土及④A 层中砂的地基承载力标准值分别为 262kPa 和 365.5kPa，进行地基承载力计算时取小值，即 262kPa，由表 4-9 采用插值法进行触探杆长修正可得，地基承载力特征值为 235.8kPa。

表 4-8 标贯击数与地基承载力换算表

N	3	5	7	9	11	13	15	17	19	21	23
$f_k$	105	145	190	235	280	325	370	430	515	600	680

表 4-9 触探杆长度校正系数表

触探杆长度 (m)	≤3	6	9	12	15	18	21
d	1.00	0.92	0.86	0.81	0.77	0.73	0.70

由式(4)进行地基承载力的修正时，首先要对深度进行修正，《建筑地基基础设计规范》<sup>[53]</sup>5.2.4 条条文解释“当超载宽度大于基础宽度两倍时，可将超载折算成土层厚度作为基础埋深，基础两侧超载不等时，取小值”。在此工程中，将地下一层的框架结构的车库作为超载，其自身荷载为 40kN/m<sup>2</sup>，上部土层的加权容重为 10.2kN/m<sup>3</sup>，将超载等效为土层，厚度为 3.9m，地下车库的基础埋深与主体楼座的基础埋深相差 0.8m，所以埋置深度 d 取 4.7m。由式（4-4）可知，

$$f_a=f_{ak}+\eta_b\gamma(b-3)+\eta_d\gamma_m(d-0.5)$$

查表得  $\eta_b=0.3$ 、 $\eta_d=1.6$ ， $\gamma=9.3$ ， $\gamma_m=13.8$ ， $b=6$ ，代入上式得，

$$f_a=332\text{kPa}。$$

由式（4-6）和式（4-7）可得

$$f_a = f_u / K$$

$$f_u = 0.5N_\gamma \xi_\gamma b \gamma + N_q \xi_q \gamma_0 d + N_c \xi_c c_k$$

其中  $N_\gamma=2.65$ ,  $N_q=3.94$ ,  $N_c=10.98$ ,  $\xi_\gamma=0.86$ ,  $\xi_q=1.09$ ,  $\xi_c=1.12$ ,  $b=6\text{m}$ ,  $\gamma=9.3$ ,  $\gamma_0=13.8$ ,  $d=4.7\text{m}$ ,  $c_k=30.2$ ,  $K=2$ , 代入上两式得,

$$f_a=356.8\text{kPa}$$

由此可见,天然地基的承载力能够满足 1#、2#、6#、7#、8#、9#、10#、11# 楼座及会所与地下车库的强度要求,因此提出对楼座的天然土地基进行静载荷试验,对原有设计方案进行了修改,只对 3#、4#、5#号楼座采用 CFG 桩复合地基。

#### 4.4.1.2 CFG 桩复合地基承载力的计算

在计算各楼座的 CFG 复合地基承载力时按代表性钻孔来计算估算值,由式 (4-1)、式 (4-2)、式 (4-3) 得,

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

$$R_a = U_p \sum_{i=1}^n q_{si} l_i + q_p \bullet A_p$$

$$f_{cu} \geq 3 \frac{R_a}{A_p}$$

其中  $d=0.4\text{m}$ ,  $A_p=0.1256\text{m}^2$ ,  $f_{sk}=235.8\text{kPa}$ , 代入上式, 3#、4#、5#号楼分别以 52#、28#、11#孔为代表性钻孔,将这些钻孔的参数代入上式得三个楼座的复合地基承载力特征值分别为 591.6kPa、605.5kPa、593.5kPa。经计算可知,CFG 桩的设计参数满足要求。

### 4.4.2 地基土静载试验验证

#### 4.4.2.1 静载试验方法及结果

本工程采用现场静载荷试验的目的是在已有勘察资料的基础上,借助载荷试验进一步查清拟建建筑物持力层的地基承载力,优化地基基础设计。共进行了 11 个楼座 22 个点位的平板载荷试验,每个楼座选点的原则是在长度中心线上三分点处。

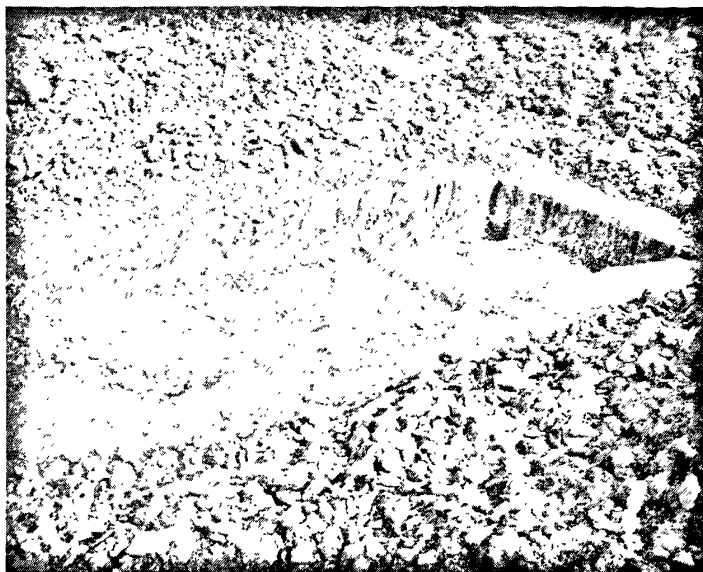


图 4-3 土的静载试验点位现场

本工程静载试验所用仪器为武汉岩海公生产的 RS-JYB 静载试验成套设备, 主要有: 主机、中继器、控载箱 500kN 千斤顶、位移传感器等; 另外还有钢梁、承压板等, 与 A 工地的复合地基静载试验相同, 载荷板尺寸为  $0.707 \times 0.707\text{m}$ , 采用配重式反力装置, 加载方式采用维持荷载法, 即逐级加荷, 加荷后每隔 15 分钟读数, 每级加荷时间不少于 2 小时。每小时沉降量小于  $0.1\text{mm}$  (半小时  $0.05\text{mm}$ ) 即判为稳定。地基加荷级数为 8 级以上, 每级荷载增量为  $60\text{kPa}$ 。按《建筑地基基础设计规范》(GB50007-2002) [53] 中浅层平板载荷试验要点, 试验的终止加荷条件如下:

- (1) 承压板周围的土明显侧向挤出;
- (2) 沉降  $s$  急剧增大, 荷载沉降曲线出现陡降段;
- (3) 在某一级荷载下, 24 小时内沉降速率不能达到稳定;
- (4) 沉降量大于等于  $0.06b \approx 42\text{mm}$  ( $b=707\text{mm}$ , 为承压板边长);

当满足前 3 种情况之一时, 其对应的前一级荷载为极限荷载。

地基承载力特征值的确定, 按规范规定:

- (1) 当 P-S 曲线上能够确定比例极限时, 取该比例极限对应的荷载值;
- (2) 当极限荷载小于对应比例极限的 2 倍时, 取极限荷载的一半;

(3) 当不能按以上两条要求确定承载力时, 取容许沉降  $S = (0.01-0.015)b = (7.0-10.5\text{mm})$  对应的压力作为地基承载力的特征值, 本工程取  $S=0.012b=8.2\text{mm}$  对应的荷载。



以 1#楼的试验点为例，静载试验结果如图 4-4:

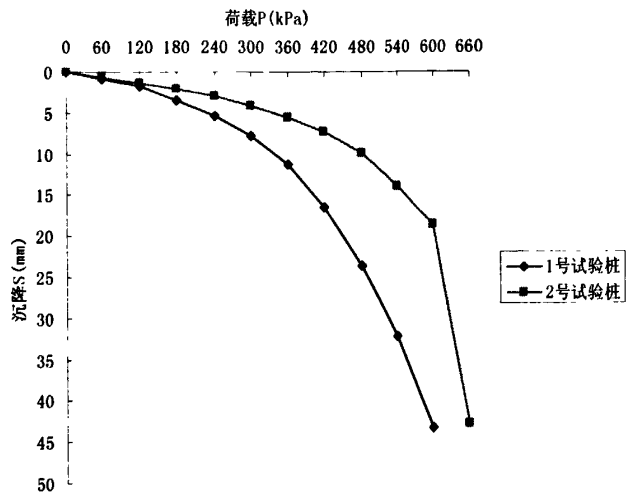


图 4-4 土静载试验点荷载-沉降曲线

由 P-S 曲线可以看出，两根试验桩都不存在比例极限，1 号试验桩和 2 号试验桩在沉降为 8.2mm 时所对应的荷载分别 >300 和 >420，都大于最大加载值的一半，所以最终取值为最大加载值的一半，即分别为 270kPa 和 300kPa。

综合分析 11 个楼座 22 个试验点的试验结果，得出如下结论：

(1) 1 号楼、5 号楼、6 号楼、7 号楼、8 号楼、9 号楼、10 号楼、11 号楼共 16 个试验点位，地基承载力的特征值为 250kPa。

(2) 2 号楼、3 号楼、4 号楼共 6 个试验点位，地基承载力的特征值为 290kPa。

通过土的静载试验得到的地基承载力的特征值大于利用标贯试验数据得到的地基承载力特征值，因此除 3#、4#、5#号楼之外的其余楼座的地基承载力完全满足要求。

4.4.2.2 CFG 桩的静载试验

本工程对 3#、4#、5#号楼座进行了 CFG 桩复合地基静载试验，选点原则为随机选择，试验所用仪器与试验步骤同 A、B 两个工地。

以 5#楼的试验点为例，静载试验结果如图 4-5:

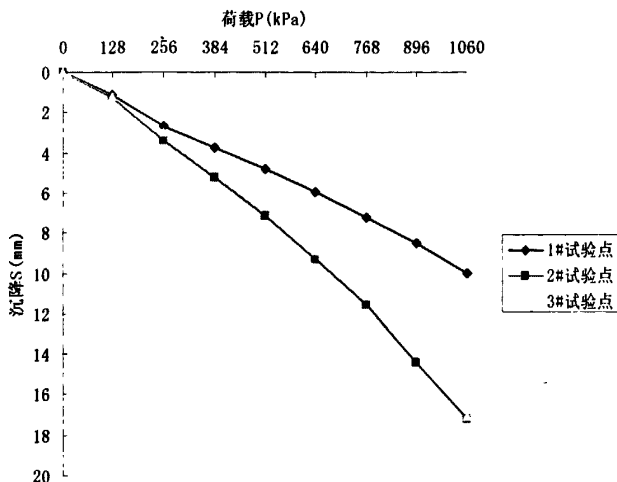


图 4-5 5#楼 3 根桩的荷载-沉降曲线

由 P-S 曲线可以看出，三根试验桩都不存在比例极限，1 号试验桩、2 号试验桩和 3 号试验桩在沉降为 13mm 时所对应的荷载都>530kPa，都大于最大加载值的一半，所以最终取值为最大加载值的一半，即为 530kPa。

综合分析 3#、4#、5#三个楼座的静载试验结果，复合地基的承载力特征值满足要求，所以对 3#、4#、5#号楼座的 CFG 桩设计满足要求，设计合理。

#### 4.4.3 基础方案的经济比较

由勘察资料可知，1#楼座和 2#楼座的平面尺寸分别为 59.0m×15.4m 和 44.0m×15.1m，6#、7#号楼座的平面尺寸相同，为 59.1m×18.3m，8#、9#、10#、11#四个楼座的平面尺寸相同，为 29.1m×15.0m。在原地基处理方案中，1#楼座和 2#楼座的桩距设计为 1.8m，两个楼座的平面面积分别为为 908.6 m<sup>2</sup>和 664.4m<sup>2</sup>，两个楼座需打桩的总数分别为 281 根和 205 根；6#和 7#两个楼座的平面面积都为 1081.5 m<sup>2</sup>，6#楼座和 7#楼座的桩距设计分别为为 1.6m 和 1.7m，需打桩的总数分别为 423 根和 375 根；8#、9#、10#、11#四个楼座的平面面积都为 436.5 m<sup>2</sup>，四个楼座的设计桩距都为 1.7m，四个楼座需打桩的总数分别都为 151 根。在原地基处理方案中，1#、2#、6#、7#、8#、9#、10#、11#8 个楼座的桩的设计桩长分别为 12.35m、12.55m、10.55m、11.35m、11.25m、11.15m、11.35m、11.45m，设计桩径为 400mm，8 个楼座的单根桩的灌注混凝土量分别为 1.55m<sup>3</sup>、1.58m<sup>3</sup>、1.33m<sup>3</sup>、1.43m<sup>3</sup>、1.41m<sup>3</sup>、1.4m<sup>3</sup>、1.43m<sup>3</sup>、1.44m<sup>3</sup>，8 个楼座的总的灌注混凝土量为 2719m<sup>3</sup>，桩的设计总长度为 21588m。

根据青岛本地行情，灌注桩以混凝土立方量为计量单位，单价为 450 元/m<sup>3</sup>，

施工速度约为 250m/台班, 所以 8 个楼座的桩的总的造价约为 122 万, 施工工期约为 90 天。

因此, 优化后的方案在保证满足承载力要求的前提下, 较原基础方案节约工程造价约 122 万, 节约工期约 90 天。

## 4.5 本章小结

(1) 本章首先介绍了青岛市胶州市某工地的工程地质情况, 详细叙述了各个地层的物理力学性质, 并进行了地基土承载力和复合地基承载力的理论研究。

(2) 利用勘察报告中的标贯击数来重新估算地基土的承载力和 CFG 桩复合地基的承载力, 据此对原地基处理方案提出了修改意见, 对原地基处理方案进行了优化。

(3) 通过对现场的土和复合地基进行静载试验, 验证了修改方案在承载力方面的可行性, 并对修改方案相对于原来方案节省的工程量进行了详细的计算, 确定了优化方案在造价和工期方面的巨大优势。

(4) 针对本工程中地下车库与主楼基础同时开挖的情况, 利用将超载等效为土层的方法来计算基础埋置深度, 对地基土承载力特征值进行修正。

## 第五章 结论与建议

### 5.1 结论

青岛地区风化岩地基上的 CFG 桩的工程性质研究是一项既有理论学术价值，又有工程实用意义的课题。通过研究得出一系列科学的、有实用价值的指导性结论与建议，能够有效地解决目前青岛地区工程建设存在的相关问题，同时也为地方性规范的建设提供了科学、可靠的基础数据，服务于青岛地区的工程建设，对避免大量重复性试验和过于保守的工程设计方案具有借鉴意义。本文收集、整理了前人的研究成果和工程经验，并在此基础上进行了理论分析和计算，通过现场试验、工程实例的对比与分析对关键问题进行了具体讨论。通过以上工作得到以下结论：

1. 青岛地区地层结构较简单，风化岩埋藏较浅，完整性好，承载力高，压缩性低，稳定性高，各风化层物理力学指标有着明显的地域性，是良好的基础持力层。

2. 通过对 A 工地和 B 工地的长螺旋钻孔灌注 CFG 桩的竖向静载荷试验，得到以下结论：

(1) 桩端位于强风化岩上的长螺旋钻孔灌注 CFG 桩承载力较高，由其组成的复合地基在承受 3000kN 荷载时的桩顶沉降只有 20mm 左右，沉降很小，可以满足建筑物的承载力和沉降要求，且具有一定的安全储备，是安全可靠的。

(2) 以强风化岩为持力层的 CFG 桩组成的复合地基，可以以较稀疏的布桩方式就能满足建筑物的强度和沉降要求。

(3) CFG 桩的桩身刚度较大，桩长越短，端阻力发挥作用越大，复合地基总的沉降量越小。

3. 通过对胶州市某工程进行方案优化的研究，得到以下结论：

(1) 主体楼座与周边同时进行基坑开挖时，对地基承载力特征值进行深度修正，当超载宽度大于基础宽度两倍时，可将超载折算成土层厚度然后计算基础埋深。

(2) 利用勘察资料对地基土承载力进行重新估算，对原始方案提出修改意见，

然后通过静载试验验算其合理性，能够合理确定布桩区域及布桩方式，完成对方案的优化，获得节约造价、缩短工期的巨大经济效益。

## 5.2 对进一步研究工作的建议

（1）本文虽然在实践和理论方面对青岛地区的 CFG 桩进行了有效的研究，但是如果能结合一些有限元分析软件，对影响岩基上的 CFG 桩的各个因素有更好的考虑，可以对 CFG 桩的性状有更全面的反应，这将是我今后工作的重点。

（2）本文研究的资料毕竟还是有一定的局限性，如果能够有更充分更全面的青岛地区的 CFG 桩资料，那么就能够对青岛地区的 CFG 桩复合地基进行更好的研究，得到更多有用的结论和建议。

## 参考文献

- [1] 焦晓南. 复合地基理论及工程应用[M]. 北京: 中国建筑工程出版社, 2002.
- [2] 闫明礼, 张东刚. CFG 桩复合地基技术及工程实践[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2001, 45.
- [3] 高化彬, 朱名, 耿春明. 浅谈 CFG 桩在岩溶地区高层建筑中的应用[J]. 山东煤炭科技, 2008, 2: 110-111.
- [4] 丁晓红. CFG 桩处理泥炭土地基工程技术研究[J]. 交通世界, 2009, 9: 196-197.
- [5] 文晓芳, 陈万怀. CFG 桩地基处理方法在红粘土层的应用及探讨[J]. 科技资讯, 2008, 3: 16.
- [6] 周永胜. CFG 桩复合地基处理湿陷性黄土地基的应用[J]. 河南建材, 2009, 1: 51-52.
- [7] 郑军锋. CFG 桩在海相淤泥质软基中的应用与质量控制[J]. 山西建筑, 2008, 15, (34): 79-80.
- [8] 薛卫文. CFG 桩在溶岩地区高层建筑中的应用[J]. 山西建筑, 2009, 1 (35): 116-117.
- [9] 宋庆彦, 赵远清, 伍茂. CFG 桩处理水池地基土的可液化问题[J]. 西南给排水, 2009, 3 (31): 39-41.
- [10] 彭志鹏. CFG 桩处理中等压缩性土地基试验研究[J]. 铁道建筑, 2009, 7: 13-18.
- [11] 董道洋. CFG 桩复合地基桩土应力比的理论计算方法[J]. 四川建筑, 2003, 23(6):30-31.
- [12] 郭明田, 丁勇. 利用正交试验分析进行 CFG 桩复合地基优化设计[J]. 岩土工程技术, 2003, (4):233-236.
- [13] 杨丽君, 顾晓林. CFG 桩复合地基中褥垫层的作用研究[J]. 四川建筑, 2005, 25(2):50-53.
- [14] 陈东佐, 梁仁旺. CFG 桩复合地基的试验研究[J]. 建筑结构学报, 2002, 23(4):71-74.
- [15] 韩云山, 白晓红, 梁仁旺. 垫层对 CFG 桩复合地基承载力评价的影响研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(2):3498-3503.
- [16] 王厚星, 孙聪付. CFG 桩复合地基在人工吹填土处理中的应用[J]. 岩土工程界, 2008, 12 (6): 26-28.
- [17] 潘庆彪. CFG 桩在山区建筑中的设计应用[J]. 中国西部科技, 2009, 20 (8): 9-11.
- [18] 高峰, 李启城, 王晓莉. 某办公楼地基处理方案对比[J]. 科技信息, 2009, 13: 322-323.
- [19] 姜兵, 张玲玲. 软土地基中加固方案的选择[J]. 山西建筑, 2009, 18 (35): 83-84.
- [20] 韩蕊. 较软弱地基基础设-VP 方案技术经济比选[J]. 铁路工程造价管理, 2009, 1: 35-38.

- [21]詹云刚. CFG 桩复合地基褥垫层工作性状研究[J]. 探矿工程(岩土钻掘工程), 2004, (8):1-3.
- [22]赵本肖. CFG 复合桩在软弱地基处理中的应用[J]. 中国煤炭地质, 2008, 20(5):50-52.
- [23]孔定娥. CFG 桩法处理淤泥地基[J]. 安徽水利水电职业技术学院学报, 2008, 1: 19-26.
- [24]刘宇, 高峰. CFG 桩处理饱黄土地基试验研究[J]. 甘肃科技, 2008, 24 (2): 124-126.
- [25]王炳龙, 杨龙才, 周顺华, 孙宏林. CFG 桩控制深厚层软土地基沉降的试验研究[J]. 铁道学报, 2006, 28(6): 112-116.
- [26]H Pells, P.J.N.,Rowe.R.K.,and Turner, R.M.(1980)An experimental investigation into sides hear for socketed piles in sandstone[J].Proceedings of International Conference on Structural Foundation on Rock.Sydney.Vo LI
- [27]Rowe, R.K. and Pells, P.J.N.(1980) A theoretical study of pile-rock socketbeh avior[J]. Proceedings of International Conferenceon Structural Foundations on Rock Sydney.V olL I
- [28]Horvath, R.G., Kenney, T.C., and Trow, W.A.(1980) Results of tests to determ in eshaft resistance of rock-socketed drilled piers.Proceedings ofInternational C onference on Structural Foundation on Rock.Sydney.Vol.I.
- [29]吴兰根, 孙建荣. 嵌岩灌注桩的竖向承载力研究[J]. 南京建筑工程学院学报, 1997, 2 (41):74-78.
- [30]赵明华, 曹文贵, 刘齐建, 杨明辉. 按桩顶沉降控制嵌岩桩竖向承载力的方法[J]. 岩土工程学报, 2004, 26(1):67-71.
- [31]Rowe, R.K.,and Armitage, H.H.(1987a) Theoretical solutions for axial deformat ion of drilled in rock.C an.G eotech.J . eotech.J .24.
- [32]Leong, E.C., and Randolph, M.F.(1994) Finite element modelling of rock socketed piles[J].Int.J.for Numericaland Analytical Methodsin Geomechanics.VO I. 18
- [33]Hassan ,K.M.,and ONeill,M.W.(1997) Side load-tranfer mechanisms in drilled shafts in soft argillaceous rock[J]. Journal of Geotech and Geoenvironmental.E ngineering,V ol.12 3.ppl45-152.
- [34]姜平. 高速公路软基处理方法技术经济比较[J]. 工程建设与管理, 229-230.
- [35]唐维国, 张兴武. CFG 桩复合地基的原理设计及经济比较[J]. 岩土工程界, 2001, 1(4):24-27.
- [36]孟凡夫, 张雷, 周艳俊. 浅谈预制桩和灌注桩的技术经济比较[J]. 林业科技情报, 2008, 3(40):134-135.
- [37]包红燕, 侯善民, 江韩. 南京图书馆新馆桩基选型分析[J]. 江苏建筑, 2007, 5: 38-40.
- [38]李江, 袁茫. 东川·时尚雅居基础方案经济比较[J]. 沈阳大学学报, 2005, 6(17):19-22.

- [39]欧莉. 高层建筑基础设计的经济比较[J]. 株洲工学院学报, 2002, 4(16):66-67.
- [40]张倩, 丁建伍, 方巍. DX 桩的设计探讨及与人工挖孔桩的技术经济比较[J]. 江苏建筑, 2002, 4: 57-62.
- [41]李亮, 潘伯林. 高层建筑基础设计方案的技术经济比较[J]. 长沙铁道学院学报, 1999, 4(17):41-45.
- [42]贾永刚, 谭长伟, 刘红军. 青岛城市工程地质[M]. 青岛海洋大学出版社, 1995.
- [43]周志濂, 贾信远, 俞萍. 青岛市区花岗岩风化带的划分及其容许承载力的确定[J]. 工程勘察, 1989, (6): 8~13.
- [44]青岛大剧院岩土工程勘察报告[R]. 青岛市勘察测绘研究院, 2005.
- [45]危伟. 全长粘结式锚杆传力模型及应用研究[D]. 浙江大学硕士学位论文, 2006.
- [46]王震. 青岛市区域地壳稳定性评价研究[D]. 青岛理工大学硕士学位论文, 2006.
- [47]鞍山东路 108 号地块住宅小区岩土工程勘察报告[R]. 山东省地矿工程勘察院, 2005.
- [48]Revost J H, Hu Ghes T J R. Finite element solution of elastic-plastic boundary value problems [J]. Journal of Applied Mechanics, 1984, 48 (1): 68—76.
- [49]刘利民, 舒翔, 熊巨华. 桩基工程的理论进展与工程实践[M]. 中国建材工业出版社, 2002.
- [50]蒋忠信. 拉力型锚索锚固段剪应力分布的高斯曲线模式[J]. 岩土工程学报, 2001, 23(6):696-699.
- [51]叶玲玲. 嵌岩灌注桩轴向承载力传递函数数值计算理论及其实际运用[D]. 同济大学博士学位论文, 1994.
- [52]建筑桩基技术规范 JGJ 94-94[S]. 中国建筑工业出版社, 1994.
- [53]建筑地基处理技术规范 JGJ 79-2002[S]. 中国建筑工业出版社, 2003.
- [54]混凝土结构设计规范 GB50010-2002[S]. 中国建筑工业出版社, 2003.
- [55]Wei D G, Randolph M F. Rationality of load transfer approach for pile analysis [J]. Computers and Geotechnics, 1998, 34(2, 3): 85-112.
- [56]高层建筑岩土工程勘察规程 JGJ72-2004[S]. 中国建筑工业出版社, 2004.



## 攻读硕士学位期间发表的学术论文及科研工作

### 1. 发表的学术论文

- (1) 常雪梅, 刘新胜. 浅谈工程成本管理. 青岛理工大学学报(已录用)
- (2) 刘新胜, 罗萍, 张吉坤, 白晓宇. 浅谈 CM 桩复合地基技术. 价值工程(已录用)
- (3) 罗萍, 黄子春, 刘新胜, 白晓宇, 张吉坤, 李鹏. 微型钢管桩—锚杆联合支护工程应用实例分析. 价值工程(已录用)
- (4) 白晓宇, 闫楠, 刘新胜, 罗萍, 张吉坤. 钙质砂地基桩侧摩阻力影响因素分析. 价值工程(已录用)
- (5) 张吉坤, 寇海磊, 刘新胜, 罗萍, 白晓宇. 桩基施工振动对周围环境的影响及防治. 价值工程(已录用)

### 2. 科研工作

青岛国际贸易中心微型钢管桩的试验研究(横向项目)

青岛地区风化岩地基的工程性质研究(青岛市建委项目)

新型材料腰梁的试验与研究(国家“十一五”科技支撑项目)

胶州湾白泥治理项目(横向项目)

静压桩贯入阻力模拟计算及其承载力时间效应的试验研究(国家自然科学基金项目)

## 致 谢

首先感谢我的恩师张明义教授,三年的研究生生活,在张老师的悉心指导和不断鼓励下我成长了很多。张老师严谨求实的治学态度、谦和质朴的师德风范,使我初步懂得了治学之道;导师才思隽永的学术思想、深邃敏锐的科研洞察力、孜孜不倦追求真理的精神,是激励学生在人生的道路上不断进取、永远学习的楷模;张老师崇高的品德、乐观豁达的处世态度,使学生受益终身;师从张老师的三年,不仅是掌握科研方法的过程,也是自信心成长的过程,同时深刻体会到了做科研的艰辛和进步的喜悦,能得到张老师的指导,而不以我愚钝,是我的幸运。师恩情重,难以言表,值此论文完成之际,谨向导师张明义教授表示深深的谢意!在我写论文期间,从论文的选题、课题的研究、现场试验到论文的撰写以及定稿,张老师都倾注了大量的心血和精力。

感谢青岛理工大学的于广明教授、时伟教授、左宏伟副教授和章伟副教授,在硕士学习期间给予的指导,使学生受益匪浅。

在论文完成之际,感谢我的师母马老师在生活上给予的关心和照顾!感谢青岛理工大学工程质量检测鉴定中心的马振国工程师给予的帮助,永远难忘与马哥一起渡过的岁月。感谢我的同门罗萍、张吉坤、白晓宇以及师弟康文、寇海磊、单永涛、徐津祥、董林伟和师妹谢芸芸、李红梅在我学习和生活方面的帮助!感谢同窗刘爽爽硕士、闫楠硕士、王丽红硕士、匡顺勇硕士、贾玉跃硕士、李新源硕士、王全征硕士、廖天辉硕士、刘星伟硕士、杨文辉硕士、佟显能硕士,祝你们一路走好!。

在论文中,参考了大量的文献资料,向这些文献的作者表示感谢!

最后,我要深深感谢父母、哥嫂、叔叔、阿姨及全家人,他们的关心、鼓励是我完成硕士学业的动力;特别感谢我的女朋友刘静女士,感谢她的理解、帮助和对我所做出的无私奉献,感谢她在我困难时候与我一起分担;不管我做出了什么选择,他们永远都是我最坚强的后盾,他们给了我最有力的支持,也让我懂得了珍惜!

刘新胜

2010-4-2 于青岛理工大学

