

目 次

**第七届全国地基处理学术讨论会专栏**

第七届全国地基处理学术讨论会在兰州召开.....

    中国土木工程学会土力学及岩土工程分会地基处理学术委员会..... (3)

中国土木工程学会土力学及岩土工程分会地基处理学术委员会第七届全国地基处理学术讨论会开幕词..... 龚晓南(5)

真空预压加固地基若干问题..... 龚晓南, 岑仰润(7)

上海地区软基处理的现状及其发展趋势..... 周国然, 高宏兴, 吴心怡(12)

锚杆静压桩地基加固新技术的现状与展望..... 周志道 (16)

兰州地区地基土的工程特性及地基处理..... 滕文川, 宋东伟(23)

填海工程地基处理..... 周洪涛 (29)

刚性桩复合地基承载力的确定问题..... 郑刚 (44)

中国土木工程学会土力学及岩土工程分会地基处理学术委员会第七届全国地基处理学术讨论会闭幕词..... 龚晓南 (56)

\*\*\*\*\*

振冲碎石桩加固防洪堤地基研究..... 余嘉澍 (58)

堆载预压法和真空预压法加固机理的比较研究..... 张志允, 翟国民, 张明晶(64)

塑料板排水充水预压法处理大型油罐软基..... 贾庆山 (68)

## 第七届全国地基处理学术讨论会在兰州召开\*

由中国土木工程学会土力学及岩土工程分会地基处理学术委员会主办、兰州有色金属建筑研究院协办的“第七届全国地基处理学术讨论会”于 2002 年 8 月 19 日~8 月 25 日在甘肃省兰州市西关国际大酒店召开。

本届会议是继第一届(上海宝钢,1986)、第二届(山东烟台,1989)、第三届(河北秦皇岛,1992)、第四届(广东肇庆,1995)、第五届(福建武夷山,1997)、第六届(浙江温州,2000)全国地基处理学术讨论会之后的又一次盛会。来自全国建筑、市政、铁路、交通、港口、水利、水电、地矿等部门和高等院校、科研院所以及有关厂家的 170 余位代表会聚一堂,共同交流地基处理方面的新成果、新经验,介绍新产品和新工艺的开发和应用。

8 月 20 日上午大会举行了开幕式,在主席台就座的有中国土木工程学会土力学及岩土工程分会地基处理学术委员会主任龚晓南教授、甘肃省土木建筑学会韩丽霞秘书长、甘肃省土木建筑学会地基处理学术委员会主任汪国烈教授、兰州有色金属建筑研究院何忠茂院长以及甘肃省建设厅有关领导。开幕式由地基处理学术委员会副主任叶观宝教授主持,首先由龚晓南教授致开幕词,接着甘肃省建设厅、甘肃省土木建筑学会、兰州有色金属建筑研究院的有关领导先后发言,最后大会宣读了上级学会中国土木工程学会土力学及岩土工程分会的贺信。

开幕式后进行大会报告,近 20 位专家学者应邀作了专题报告和论文报告,分别就当前地基处理领域中诸多难点、热点问题以及若干重大工程技术等问题进行了深入的交流和探讨。老中青济济一堂,学术气氛十分活跃。

大会应邀的专题报告有:

1. 软土超长水泥土桩复合地基破坏模式及承载力检验问题,天津大学土木工程系郑刚教授;
2. 上海地区软土地基处理现状及其发展趋势,上海港湾工程设计研究院高宏兴教授;
3. 兰州地区地基土的工程特征及地基处理,兰州有色金属建筑研究院滕文川总工;
4. 单桩竖向抗压静荷载试验自平衡测试法和传统测试法的对比,江苏省电力设计研究院沈锦儒教授;
5. 真空预压加固若干问题,浙江大学土木工程学系龚晓南教授;
6. 填海工程地基处理,深圳市工勘岩土工程有限公司周洪涛总工;
7. 高速公路软基处理优化设计,同济大学地下系叶观宝教授;
8. 锚杆静压桩加固新技术的现状与展望;上海华冶建筑危难工程技术开发公司周志道教授;
9. 山区地基处理及工程实例,后勤工程学院土木工程系陆新教授。

\* 收稿日期:2002 年 10 月

会议闭幕式由地基处理学术委员会副主任委员、铁道部建筑科学研究院史存林研究员主持,龚晓南教授致闭幕词。

会议期间还召开了地基处理学术委员会全体委员会议,龚晓南主任委员首先总结前阶段学会工作,接着各位委员对如何进一步更好地开展学会工作进行了讨论。会议决定下届会议于2004年在中南地区召开,并在2004年举行地基处理学术委员会成立20周年纪念活动。

会议共收到论文158篇,经审查后有118篇论文录入由中国水利水电出版社出版(龚晓南、俞建霖主编)的论文集。论文集内容包括:排水固结,振密、挤密(强夯、强夯置换、碎石桩),灌入固化物(深层搅拌法、高压喷射注浆法、灌浆法),加筋(土工合成材料),低强度桩复合地基和刚性桩复合地基,托换与纠倾,桩基,基坑围护,一般理论及其它共9个专题。论文集的内容反映了当前我国地基处理领域的主要成就和发展水平,可供同行们参考。

中国土木工程学会土力学及岩土工程分会  
地基处理学术委员会  
2002年10月

---

#### 新书介绍

### 《岩土工程有限元分析理论与应用》

谢康和 周健 编著

有限元理论在岩土工程分析中已得到广泛应用,近年来又有新的进展。本书结合作者多年从事的有关研究,较全面、系统、详细地介绍了岩土工程静力、动力和随机有限元分析理论、方法和应用。全书共分九章,包括绪论、岩土工程问题的边界条件、有限单元法基本理论、饱和土的静力有限元分析理论、饱和土的动力有限元分析理论、土的随机有限元理论、非饱和土的基本理论与有限元分析方法、岩土工程静力有限元分析程序 PDSS、有限元理论在岩土工程中的应用。

本书可供土建、水利、交通、铁道等部门从事勘察、设计、施工和科研的科技人员参考,也可作为高等院校相关专业本科生和研究生的参考教材。

2002年5月科学出版社出版,定价42元。

# 中国土木工程学会土力学及岩土工程分会地基处理 学术委员会第七届全国地基处理学术讨论会 开幕词

龚晓南

各位代表,各位领导,各位同行:

你们好!

首先让我代表中国土木工程学会土力学及岩土工程分会地基处理学术委员会、第七届全国地基处理学术讨论会组委会向来自全国各地的会议代表,向甘肃省、兰州市有关部门的各位领导前来参加、指导会议表示热烈的欢迎。同时也借此机会感谢各位专家、各位同行长期来对学会工作的支持和帮助,感谢诸位对我国地基处理技术发展所作的贡献。

下面让我向大家简略汇报一下地基处理学术委员会的工作。地基处理学术委员会自1984年成立以来,主要工作包括下述几个方面:

1. 定期组织全国地基处理学术讨论会,总结、交流地基处理领域的新鲜经验。1986年在上海,1989年在烟台,1992年在秦皇岛,1995年在肇庆,1997年在武夷山,2000年在温州,这次在兰州是第七届盛会。

2. 组织编写《地基处理手册》第一版、第二版,并已分别于1988年、2000年由中国建筑工业出版社出版。现正在组织编写《地基处理指南》。

3. 不定期组织专题技术讨论会。1993年在杭州召开《深层搅拌法设计与施工》专题讨论会,1996年召开《复合地基理论与实践》专题讨论会,1998年在无锡召开《高速公路软弱地基处理理论与实践》专题讨论会。

4. 自1990年起主办《地基处理》刊物。

5. 组织地基处理技术培训班,推广地基处理新技术。

6. 为加强地基处理领域同行之间的联系,组织了地基处理协作网。

7. 主办网站《中国土木》—[www.zgtm.com](http://www.zgtm.com)。在《中国土木》上设有网上建筑书店、土工合成材料交易网、土木工程设备仪器网等二级网站。

8. 组织专家参加技术咨询,解决工程建设中的技术难题。

上述各项工作是在全国各地地基处理同仁的积极参与、支持和帮助下完成的。许多在座的专家参加上述各项工作,作出很大贡献。请允许我代表学会再次向你们表示感谢。

这次会议自一号通知征文开始,就得到广大同行的支持。会议共收到论文158篇,经审查录用118篇,内容包括排水固结,振密、挤密,灌入固化物,加筋,低强度桩复合地基和刚性

桩复合地基,托换与纠倾,桩基,基坑工程,一般理论及其他等方面。论文集的内容反映了近年来我国地基处理领域的主要进步和发展水平。会议论文集在中国水利水电出版社出版。

这次会议在兰州西兰国际大酒店召开,得到甘肃省建设厅、甘肃省土木建筑学会,特别是作为会议协办单位兰州有色金属勘察研究院的大力支持和帮助。这次会议在经济上还得到不少单位的资助(详细单位名录见会议论文集),在此让我代表学会,代表到会代表向甘肃省建设厅等有关领导单位,协办单位兰州有色金属勘察研究院,向各资助单位表示衷心感谢。

预祝大会圆满完成各项任务,祝各位代表事业顺利,身体健康,阖家幸福。这次甘肃之行希望能给诸位留下一个美好的记忆。

谢谢诸位。

## 第六届全国“桩基工程技术”学术交流会 第1号通知(会议征文通知)

中国土木工程学会土力学及岩土工程学会桩基学术委员会与中国工程建设标准化协会地基基础委员会桩与深基础分委员会拟定于2003年3月(会议地点另定)召开第六届联合年会,议题为:1. 桩基工程理论与实践;2. 讨论《建筑桩基技术规范》JGJ94-94实施过程中的问题及修改意见。现在开始征集本届年会论文,论文包括下列内容:

### 1. 标准与规范

(1)桩基工程新编规范(国家、行业、地方标准)介绍;(2)对有关规范中强制性条文的执行和理解。

### 2. 基本理论及科研成果

(1)单桩、群桩承载性状;(2)桩负摩阻力的理论与实践;(3)桩基承载力、变形计算分析新理论、新方法;(4)室内外原型及模型试验成果分析。

### 3. 设计

(1)新桩型的应用及有关设计问题;(2)高层建筑桩基设计有关问题;(3)桩基工程质量事故处理,及复杂桩基典型工程设计实例;(4)桩基工程设计软件介绍。

### 4. 施工

(1)桩基施工新工艺、新工法;(2)桩基施工常见事故现场处理方法及实例;(3)复杂工程施工实例介绍;(4)大直径桩、超长桩施工经验。

### 5. 监理

(1)监理对提高桩基质量和施工技术水平的经验总结;(2)桩基施工监理方法、手段及施工监理应注意的问题;(3)工程监理大纲汇总。

### 6. 检测

(1)桩基检测新方法的探索与研究;(2)地区桩基静载试验资料分析和桩基动测经验总结;(3)动力检测中有关的经验参数及其选取方法;(4)桩基检测动静对比资料分析。

### 7. 施工设备和检测仪器

(1)桩基工程施工新设备介绍;(2)检测仪器原理及性能介绍;(3)检测新仪器介绍。

应征论文可用手稿或打印稿(格式不限),字数(含图表)不超过6000字,但要求文字及图表清晰,可供出版社编排。

征文一式3份,于2003年1月15日前寄:北京市北三环东路30号(100013),中国建筑科学研究院地基所 李大展收。论文经编委会审查合格后将及时通知作者。联系电话:010-84272233-2585

中国土木工程学会土力学及岩土工程学会桩基学术委员会  
中国工程建设标准化协会地基基础委员会桩与深基础分委员会  
2002年10月18日

# 真空预压加固地基若干问题\*

龚晓南 岑仰润

(浙江大学岩土工程研究所 杭州 310027)

**[摘要]** 在回顾真空预压法在国内外的历史基础上,对现有真空预压加固软土地基研究和工程实践情况进行了总结。比较分析了真空预压法和堆载预压法的异同。在室内柔性膜和刚性膜真空排水压缩试验的比较基础上,分析了抽真空加固软粘土试样的机理,并进一步探讨了真空预压法加固软土地基的机理。最后列举了一些学术界和工程界在真空预压加固软土地基方面关心的问题,对真空预压加固软土地基的研究作了若干分析及展望。

## 真空预压法的发展

真空预压最早由瑞典皇家地质学院杰尔曼(W. Kjellman)于 1952 年提出,1958 年美国费城机场首次采用真空井点降水与砂井相结合的工法,处理飞机跑道扩建工程的地基问题,随后日本、芬兰、苏联、法国、美国、瑞典等地都有该工法的应用报道,但由于抽真空设备效率、气水分离技术、密封技术等关键问题未能很好解决,很长一段时间该工法未能得到广泛应用。我国早在 50 年代就开始对该工法的研究,但当时也没能使之成功用于现场地基的加固。

20 世纪 80 年代,我国交通部一航局、天津大学、南京水利科学院土工所等单位对真空预压加固软土地基在施工工艺和设计方法等方面做了不少工作,使其在工程应用中取得成功,此后该工法得到很大的发展。从单一的真空预压法加固软基发展到真空联合堆载、真空联合电渗、真空联合降水、真空联合碎石桩加固软基地工法。特别是真空联合堆载加固软基工法,在软土地区高等级公路建设上具有相当优势,得到广泛应用。

在国外,原来制约该工法应用的关键问题也得到了相应的解决,形成了一些比较成熟的采用真空预压原理加固软基的技术,并在工程实践中得到了广泛应用,如法国 Menard 公司的真空固结法(Menard Vacuum Consolidation Method)和荷兰 IFCO 公司的 IFCO 真空强制固结法等。

目前,国内外真空预压加固软土地基应用日益增多,在机理研究、施工工艺、设计理论等方面也得到了一些发展,但理论研究却远远落后于工程实践,对真空预压加固软土地基有效深度的大小、抽真空作用强度对真空预压加固效果的影响、场地条件对真空预压加固效果的影响等问题无法很好解答,制约了该工法的进一步发展和工程应用,已引起学术界和工程界的普遍关注。

## 真空预压与堆载预压的比较<sup>[1]</sup>

\* 收稿日期:2002 年 10 月

真空预压与堆载预压在地基处理技术分类中同属排水固结法,但两者加固地基机理不同,因此在很多方面存在差异。表1从几个方面对真空预压和堆载预压进行了比较。

真空预压和堆载预压的比较

表1

	堆载预压	真空预压
1. 土中应力	总应力增加,随着超静孔隙水压力的消散而使有效应力增加	总应力不变,随着相对超静孔隙水压力的消散而使有效应力增加
2. 剪切破坏	加载过程中剪应力增加,可能引起土体剪切破坏	抽真空过程中,剪应力不增加,不会引起土体剪切破坏
3. 加载速率	需控制加载速率	不必控制加载速率
4. 侧向变形	加载时预压区土体产生向外的侧向变形	预压区土体产生指向预压区中心的侧向变形
5. 强度增长	土体固结,有效应力提高,土体强度增长,受剪切蠕变的影响	土体固结,有效应力提高,土体强度增长,无剪切蠕变影响
6. 固结速度	与土的渗透系数、竖向排水体以及边界排水条件有关	与土的渗透系数、竖向排水体以及边界排水条件有关
7. 处理深度	主要与堆载面积和荷载大小有关	与抽真空作用强度、竖向排水体、土体的孔隙分布情况以及相关边界条件有关
8. 地下水位	地下水位不变化	降低地下水位,地下水位的降低将使相关土层产生排水固结

### 柔性膜和刚性膜下真空排水压缩试验研究和理论分析<sup>[2]</sup>

在室内模拟刚性膜和柔性膜下的真空预压,进行刚性膜和柔性膜下真空排水压缩试验研究及加载压缩试验研究,以探讨抽真空加固软粘土试样的机理,试验结果如表2所示。

刚性膜和柔性膜下真空排水压缩试验及加载压缩试验成果

表2

试样 编号	含水量		密度		饱和度		孔隙比		微型十字板 抗剪强度	竖向 变形	
	%		g/cm <sup>3</sup>		%		-		kPa	10 <sup>-2</sup> mm	
	固结前	固结后	固结前	固结后	固结前	固结后	固结前	固结后	固结后	固结后	
刚性膜 情况下	G1	46.6	43.5	1.76	1.78	100	99	1.28	1.21	6.3	65
	G2	46.6	43.6	1.78	1.81	100	100	1.26	1.17	8.1	72
	G3	46.6	43.5	1.78	1.79	100	100	1.26	1.20	8.7	50
	G4	46.6	42.7	1.78	1.77	100	97	1.26	1.21	7.2	42
柔性膜 情况下	R1	46.6	31.4	1.80	1.88	100	94	1.24	0.92	26.0	28.5
	R2	46.6	38.3	1.79	1.87	100	100	1.25	1.03	22.0	194
	R3	46.6	30.8	1.78	1.89	100	94	1.25	0.90	27.0	313
	R4	46.6	31.7	1.77	1.83	100	89	1.27	0.97	23.0	259
加载 情况下	L1	46.6	36.4	1.78	1.95	100	100	1.26	0.92	13.0	297
	L2	46.6	36.1	1.79	1.95	100	100	1.25	0.91	14.0	303
	L3	46.6	39.4	1.79	1.89	100	100	1.25	1.02	8.0	202
	L4	46.6	37.0	1.78	1.90	100	100	1.26	0.98	13.0	254

注:(1)试验采用的试样为重塑萧山粘土,比重2.74;(2)真空泵抽气功率为4L/s;(3)加载压缩试验的荷载大小与真空排水压缩试验膜内外压差相同。

对试验过程进行分析,抽真空作用在四个方面对试样产生影响:

(1)抽真空作用会改变试样中孔隙水的毛细管势。大气与孔隙水表面存在的张力与膜下真空与孔隙水表面存在的张力有所不同,导致试样中孔隙水的毛细管势要发生变化。但一般来说,大气压力对孔隙水表面张力的影响很小,几乎可以忽略不计。

(2)抽真空作用可以吸出试样中的封闭气泡。封闭气泡的吸出使试样产生相应变形,并加速固结。由于试样基本上是饱和的,所以虽然不排除试样中仍存在少量的气泡,其影响也是非常小的。

(3)抽真空作用导致孔隙水产生汽化。在低压情况下,水的沸点降低,表3列出了不同温度下水的蒸气压值。从表3中可以看出,当真空度达到90kPa时,水完全汽化的温度需要40多度,仍远远高于常温。另外,水的蒸气压与液滴大小有关,液滴越小,相同温度下蒸气压越大,即越容易汽化。粘土中超微孔隙大小可达到 $10^{-8}$ m以下,因此同样温度下,其蒸气压要比表3所列出的蒸气压要小。Kelvin公式可以定性的说明液滴大小对蒸气压的影响,但对此进行定量的评价是困难的,而且其影响程度也是有限的。因此,一般情况下,真空预压过程中,孔隙水的完全汽化是不可能的。在室内真空排水压缩试验过程中,可以观察到两个现象:一个现象是真空泵出气口有较多的水珠凝结,另一个现象是压缩装置金属容器温度降低很多,大大低于室温,容器外壁有很多遇冷凝结的水珠。以上现象说明在抽真空过程中,虽然孔隙水的完全汽化是不可能的,但一定程度的孔隙水汽化现象是存在的。

不同温度下水的蒸气压

表3

水的沸点(T℃)	1	5	10	15	20	25	30	40	50	60	70	80	90	100
大气压力(kPa)	0.66	0.87	1.23	1.70	2.34	3.17	4.24	7.38	12.3	19.9	31.2	47.3	70.1	101

(4)抽真空在试样中产生负压。抽真空作用使试样中的孔压低于外界大气压,外界大气压的存在要求土中总应力场与外界大气压保持平衡,为满足平衡条件,土体压密,有效应力相应增加。

柔性膜下的真空排水压缩试验,抽真空作用在以上四个方面对试样产生影响。刚性膜下的真空预压,抽真空作用仅在前三个方面对试样产生影响。从室内对比试验可以看出,柔性膜下真空预压效果要远远好于刚性膜下的真空预压效果。所以说,真空预压下土体变形的最主要原因是抽真空作用使得试样中孔隙水压力低于大气压,而外界大气压的存在又要求试样总应力与外界大气压保持平衡,所以使土体压密,有效应力增加。

真空排水压缩试验中必须满足两个平衡条件:试样中孔压与负压边界的平衡和试样竖向总应力与大气压的平衡。刚性膜只需满足前一平衡条件,所以即使试样中孔压均为负值,也不直接导致有效应力的增加。而柔性膜必须同时满足两个平衡条件,因此当试样中孔压为负值而竖向总应力又必须与大气压保持平衡时,必然导致试样有效应力的增加。显然,两者的加固效果是不大一样的。

## 真空预压加固软土地基机理探讨

真空预压加固软土地基,相当于柔性膜下真空排水压缩试验。同样必须满足两个平衡条件:地基中孔压与负压边界的平衡及总应力与大气压的平衡。因此,由负压边界、抽真空作用强度、场地条件等因素决定的地基中最终稳定负压渗流场的大小和分布决定了真空预压作用下地基中增加的有效应力。真空预压下有效应力的增加、土体的变形、孔压的消散是

负压边界作用下的固结过程,同样适用太沙基及比奥固结理论,只是边界条件和初始条件不同。

真空预压加固软土地基,会导致场地内地下水位的下降,据大量工程实测显示,其下降值一般在1m~4m之间,下降大小与抽真空作用强度、场地条件等因素有关。地下水位的下降对地基相关土层有加固作用,其加固效果与纯粹由抽真空引起的加固效果可以叠加。

## 真空预压加固软土地基的工程问题

### (1)真空预压加固地基的两个基本问题

堆载预压加固地基有两个最基本的问题,一是最终效果问题,堆载预压的最终效果由附加应力场决定,附加应力场的计算采用弹性力学的理论;二是预压时变形、孔压、有效应力、强度参数等随时间变化情况,这属于一般情况下的固结问题,可以由太沙基及比奥固结理论为基础进行分析。同样,真空预压也有这两个最基本的问题需要解决。

国外进行的机理研究,侧重于解决真空预压的最终效果问题,W. Kjellman于1952年提出的一维问题最终效果,1973年美国的威廉等人用流网解二维问题,1983年苏联的Fer - Mertirosyan采用拉普拉斯方程求解,日本的小林正树用有限元解三维问题,所研究的都是最终效果问题,属于稳定渗流问题。国内在80年代以来对真空预压的研究,侧重于真空预压的固结问题,属于非稳定渗流问题,如负压下固结理论。该理论认为,真空预压加固软土地基时,地基土的固结是在负压条件下进行的,它和在正压条件下即堆载预压固结问题基本相同,只是边界条件有差别,因此负压下的固结可以沿用原有固结理论的所有方程。国内工程界较多使用等效荷载理论,即假定真空预压加固软土地基,就相当于在地基上作用等于膜内外压差的等效荷载。

在最终效果和固结这两个基本问题上,国内外学者对这两方面虽然开展了研究,但并未完全解决这两个基本问题,而且单纯从最终效果角度和固结角度研究真空预压均无法完整揭示其加固机理。只有从最终效果和固结两方面出发才能系统阐述真空预压加固软土地基的机理,正确建立相应的分析模型和计算理论,解决目前工程应用中提出的问题,如真空预压的有效加固深度、真空预压加固地基沉降估计等问题。

### (2)真空预压的室内试验和现场监测

真空预压的试验研究必须同时以室内试验和现场监测为基础。

真空预压的现场监测可以指导工程施工,并为真空预压研究和设计提供第一手的资料,是真空预压工法的重要组成部分。真空预压的监测项目较多,主要有表面沉降观测、分层沉降观测、水平位移观测、真空度观测(膜下真空度观测、竖向排水体内真空度观测及淤泥内真空度观测)、孔隙水压力观测及地下水位观测等。为检验真空预压加固效果,通常还进行钻孔取土的室内试验分析、现场十字板剪切试验、静力触探试验、静载荷试验等。近年来,随着真空预压加固软土地基工程的增加,报道了许多真空预压现场监测数据,为研究真空预压积累了一批资料。而现场监测资料大都缺乏系统性,往往难以说明问题。并且部分测试技术如深层真空度测试技术在测试原理上存在问题,使得测试结果难以反映实际情况。

真空预压现场监测方面的研究,应包括两个方面的内容。一是结合真空预压机理的研究,开展新的监测项目。二是对现场实测资料进行系统的研究分析,总结经验规律,为真空预压的机理研究提供实测依据。

### (3) 真空预压加固软土地基的数值分析

许多学者在真空预压加固软土地基数值分析方面做了研究,但仍有许多问题未得到很好解决。一是竖向排水体的处理:是将竖向排水体视为稳定负压边界,或是按一定规律分布的负压边界,或是仅仅作为渗透系数很大的介质,在真空预压数值分析中并未形成共识,也没有有效的理论和试验验证。二是地下水位下降的计算:现有数值分析方法均无法计算地下水位的下降,考虑地下水位下降在真空预压中的作用。三是抽真空能量对真空预压效果的影响:工程实践表明,在膜下真空度基本保持不变的情况下,射流泵使用越多,真空预压效果越好,将抽真空表面视为恒定负压边界的数值分析方法无法反映这一现象。

真空预压加固软土地基基本控制方程与堆载预压相同,数值分析的难点在于边界条件的界定和必须考虑地下水的影响。

### (4) 实用设计方法的研究

在我国,指导工程实践的主要是各行业及地区编制的相关规范及规程。现行有关真空预压法的规范较多,如《建筑地基处理技术规范》(JGJ79-91)、《港口工程地基规范》(JTJ250-98)、《上海市标准地基处理技术规范》(DBJ08-40-94)等。现行规范主要偏重于施工要求,对于真空预压法加固软土地基沉降及强度增长的计算,则基本上沿用了堆载预压法思路,或在其基础上用经验系数加以修正。对于真空预压的若干问题,如加固的有效影响深度、地下水对真空预压的影响等问题,均未能说明或未提及。工程实践表明,按照现有规范指导真空预压的设计和施工,在竖向排水体平面布置及深度、射流泵的配置、沉降的计算、施工时沉降速率的控制及真空预压施工终止的要求等方面,带有一定的盲目性和不易操作性。这些都是由于对真空预压机理认识不清而造成的,因此,在研究真空预压机理的基础上发展真空预压实用设计方法,对真空预压的发展具有十分重要的意义。

### (5) 真空预压加固软土地基工法的改进

典型的真空预压工法是在软土地基中打设竖向排水体,在表面设置水平向排水系统,然后覆盖薄膜,用射流泵抽气抽水以加固地基。其他形式的真空预压工法包括真空井点法、真空联合堆载法(膜上堆土或覆水)、真空预压结合降低地下水位法、真空预压结合电渗法、真空预压结合碎石桩法及IFCO工法(用砂墙作为竖向排水体)等。在深入了解真空预压法加固软土地基机理的基础上,针对不同工程要求,改进真空预压工法,或将真空预压工法与其他工法结合起来使用,可增加该工法的适用性和有效性。

## 结语

真空预压工法的发展方兴未艾。一般而言,在处理要求不是很高的情况下,真空预压法在大面积软土地基处理上具有相当优势。真空预压联合堆载预压法在高速公路软土地基处理上具有其优越性。随着真空预压机理研究的不断深入,真空预压设计水平和施工方法的不断提高,其适用性会更广。

## 参考文献

- 1 龚晓南,岑仰润,真空预压加固软土地基机理探讨,哈尔滨建筑大学学报,2002,35(2),7-10。
- 2 龚晓南,岑仰润,李昌宁,真空排水预压加固软土地基的研究现状及展望,第七届全国地基处理学术讨论会论文集,2002,兰州,3-7。

## 上海地区软基处理的现状及其发展趋势\*

周国然 高宏兴 吴心怡  
(上海港湾工程设计研究院 200000)

## 概述

上海地区属长江下游第四纪软土地带,软土层厚达 40 多米,特别是 25~30m 内的软土不适合作为持力层。地表下 8~10m 属粘性或粉(砂)质粘土, -5~-20m 为灰色高压缩性淤泥质粘土:天然含水量  $W=40\sim 59.6\%$ ,孔隙比  $e=1.12\sim 1.67$ ,压缩系数  $\alpha_{0.1-0.2}=0.55\sim 1.65\text{MPa}^{-1}$ ,压缩模量  $E_{0.1-0.2}=1.32\sim 3.58\text{MPa}$ ,  $C_{\text{固快}}=11.5\sim 15.7\text{kPa}$ ,  $\varphi_{\text{固快}}=8.5\sim 16.9^\circ$ ,无侧限抗压强度  $q_u=42\sim 77\text{kPa}$ ;30m 以下土的指标较好。总之,上海地区均处于压缩性较高的地基,土体强度较低,地基的承载力一般为 55~80kPa,特别是对淤泥质粘土层,有的为欠压密土,整个土层在一般荷载作用下将产生较大的沉降量或差异沉降量。如果不处理,地基的变形将延续几十年,甚至上百年。工程实践证明,未经处理的天然地基大都会不同程度地产生变形,有的还会造成结构破坏,因此,对一般工程地基都要进行加固处理。

地基处理的方法很多,有几十种,特别是近十年来,随着工程建设步伐的加快和建筑市场的发展,出现一些快速经济的地基处理方法,这些方法与过去惯用的堆载预压、桩基处理方法相比有很大的优点。表中列出了几种主要的软基处理方法的单位面积加固费用和时间比。

几种主要软基处理方法单位面积造价时间比

处理方法	堆载预压	桩基	化学法	强夯	真空预压	搅拌桩	振冲法
造价	1	3	3	0.3	0.7	1	0.5
时间	1	0.2	0.8	0.1	0.2	0.2	0.3

尽管表中所列方法是上海软基处理的成功经验,但各种方法单从造价和时间上相比就有较大的差异。如桩基费用较高,施工环保较差,对城市发展(如建造地铁)有影响,另外,由于负摩擦作用的影响沉降量仍然较大;堆载预压法造价最高,时间最长,不适应建设速度的发展需要。因此,80 年代后期出现了强夯、真空预压等一些新的经济实惠的地基处理方法,得到了工程界的迅速推广应用。

\* 收稿日期:2002 年 8 月

## 地基处理的现状

上海地区解放前一些老的高层建筑、码头、船坞基本上采用木桩基础,桩长9~35m,桩径20~50cm。对天然地基大都采用砂垫层改善地基的应力分布,作为对地基土性质的改善,基本没有什么合适的方法。

60年代在张华浜七泊位后方堆场做过砂化加固试验研究,加固的目的是使其作为挡土和承重地基,但由于加固费用较高,且对淤泥质粘土层加固效果不是很好,结果未被采用。另外,轻型井点是当时施工的主要措施,作为大面积地基加固,由于是开敞式井点降水,易产生漏气,很少采用。

70~80年代,由于工程建设快速发展,出现了强夯法、振动挤密砂桩法、大面积堆载(或积水)预压法加固地基。

79年上港十一区开展了大型现场强夯法加固的试验研究,该法由法国引进。试验成果是令人满意的:地基承载力提高了2~3倍,施工期完成最终沉降量的70~80%,加固时间是堆载预压法的1/3。该项技术当时为国内首次在粘土地基上应用,然后很快在上海和全国推广应用。目前,上海已有几十个大工程100多万平方米软基采用强夯法加固,均收到良好效果。强夯法加固特别适合大面积港口堆场,如张华浜九区、十区、十一区、十四区、外高桥二期和四期码头堆场,还有十六铺客运站生活楼地基均采用强夯法加固,地基承载力均达到150kPa以上,有的在200kPa以上,后期沉降量和差异沉降量大大减少。目前强夯法加固能量正在逐步加大,夯击工艺正在完善。

振动挤密砂柱 V. C. P. (Vibro Compaction Pile) 法加固,也取得了一定的成果,1974~1975年宝钢矿石堆场要求地基承载力为300~350kPa,当时从日本建机调、不动建设株式会社引进20多台设备,设计要求砂桩体加固后标准贯入击数  $N_{60.5} \geq 15$ ,当时也做过大型堆载试验,也取得一定的成果,为宝钢的工程建设作出了贡献。

90年代后,由于港口工程和民用工程的大发展,特别是浦东开发的需要,对上海软土地地区地基加固技术的研究达到了高潮,其主要应用成果如下:

1. 强夯加固地基得到进一步完善和推广应用 由于该技术经济实惠,系快速加固法,很容易被工程建设单位接受,同时由于大面积的应用过程也逐步完善了该技术,如小吊机改吊大锤的前支架方法;对锤型的改造形式有十几种,适应不同地基土质的应用,对不同土的地基采取不同的夯击工艺,如张华浜码头集装箱堆场做过多种大型的生产性试验,通过三个大型试验区的夯击,采用不同的能量,在不同的标高上和不同的位置上施工,进行大量的观测,得出一些较好的结论:在深厚粘土地基上采用二次夯击工艺,加固深度可达15m以上,比一次夯提高40%;二次夯比一次夯土体压缩量可提高50%。通过强夯振动要素、参数和土体孔隙水压力的观测,提出定量地计算强夯时岸坡稳定性的方法,首次为国内强夯施工环保理论计算提供了新的依据。上港十区在仓库地基中,在条形地基上采用方形插挡法,试验得出地基承载力大于170kPa,满足设计要求,该法代替桩基节约了大量资金。外高桥四期的低能量排夯法也取得较好的效果。为了提高加固深度,在远洋公司和十四区集装箱堆场采用打设排水塑料板(或袋装砂井)与强夯法结合加固,使加固深度提高了一倍,对法国 Menard Gambin 公式做了修正,并编入《上海地基基础设计规范》及《上海软土地基处理规范》和国家

有关规范。这段时间,中港三航局科研所对强夯法加固机理的研究也开展了大量的现场和室内模型试验研究工作,取得了一些可喜成果,对强夯的设计科研和施工方法起了指导作用。

2. 真空预压法加固地基 1985年在上港十四区码头集装箱堆场地基上,首次开展真空预压法加固地基的试验研究,为了提高加固深度,打入25m长,7cm直径的袋装砂井,并堆土(或充水)重约30kPa,通过60d的抽水预压,地基固结度达80%以上,承载力和变形均满足设计要求。

1991年上海港湾工程设计研究院总包了中科院上海分院脑研究所大楼的地基加固设计施工任务,这是上海首次在楼房地基中采用真空预压法加固代替原设计为桩基的工程,为提高加固深度,打入长17m间距为1.5m的排水塑料板,通过真空预压后,地基承载力和变形均满足设计要求,大大降低了工程造价。

1992年在上海石洞口电厂粉煤灰地基上也采用了真空预压法加固地基的试验研究,其试验成果同样令人满意。

3. 深层搅拌桩加固地基 90年代深层搅拌桩加固地基迅速得到推广应用,一般用单轴进行地基加固,形成复合地基,提高地基总的承载力。如肇嘉浜路某建筑住宅采用搅拌桩加固地基,搅拌桩长15m,间距为1m,加固后满足设计和使用要求。

目前,在基坑坑壁大量采用双轴搅拌桩形成重力式坑壁,如1991年在太阳广场基坑设计时,首次采用重力式搅拌桩结构,开挖深度为6.7m,搅拌桩长15m,重力式体宽为6.2m,此重力式体,既作为防渗结构,又作挡土结构,施工时开挖顺利,效果很好。另外较多的是用在复合式开挖坑壁,如与灌注桩或土钉联合使用形成复合式坑壁。浦东正大商业广场,基坑开挖深度为19m,与灌注桩形成良好的坑壁;徐家汇花苑,基坑开挖约6m,与土钉联合形成坑壁,施工开挖效果很好。另外,外高桥造船基地等工程中采用SMW(Soil Mixing Wall)工法,该法近几年在上海开始使用,有较好的防渗和抵抗水平力的作用。

4. 旋喷桩的应用 该方法70年代在宝钢工程中做过试验,近几年在浦东张扬路等工程中采用,效果良好,但由于费用较高,如大面积使用,难以被市场或业主接受。

5. 振动碾压与降水联合加固吹填砂质土法 近几年来大面积吹填形成港口码头堆场地基,如上港十四区、外高桥二期、四期等吹填的砂质土,有约100多万平方米,通过多种方法进行比较,采用振动碾压加降水联合加固法获得成功,满足设计要求。该法是个经济的方法,值得推广。

## 上海软土地基处理的发展趋势

上海地区地基问题很多,待加固处理的软土层厚达几十米,这就给地基处理的设备施工工艺带来很大困难,特别是-5~-20m的淤泥质粘土,渗透系数约 $10^{-7}$ cm/s,很难接受动力快速固结法。另外,上海地基一般承担较大的外荷,地基土的后期变形量较大,因此,软土地基处理方法除了用好已有的经验外,还需进一步探索,满足较大外荷的地基强度、变形和施工环保要求,进行施工、处理周期、工程造价综合比较,因此,目前的发展趋势为:

1. 复合地基的应用及其研究 因为上海的软土层厚度较大,深层土体强度很难改善,复合地基能将外力较合理地传递给全土层,并按桩(柱)体刚度和置换率不同,承担不同的外

力,减轻土直接受力的负担,不必对较难改善强度的深层软土进行加固处理,如采用深层搅拌桩,预制桩法均可形成复合地基,工程实践证明效果很好。今后还要加强对复合地基的应用及其机理的研究,为更有根据地推广应用提供依据。

2. 浅层地基处理效果及其应用的研究 上海地表下约有8~10m粉质性粘土,该层土相对较好,而-5~-20m的淤泥质粘土,有相当一些地基处理方法达不到加固目的,因此对表层下约10m地层应强化处理,形成强度较高的或超压密的“硬壳”土,满足一般工程对地基的要求。由于“硬壳”作用沉降是均匀的,而差异沉降是小的。因为对一般工程而言,不怕沉降,就怕差异沉降。《上海地基基础设计规范》已规定,地基设计不仅要满足强度要求,而且要进行变形计算控制,这是根据上海地基土特性作出的规定。大量工程实践证明,强化表层地基处理一般效果较好,而且浅层地基处理工艺简单,方法较多,造价较低。强夯法、真空预压法和短桩(柱)法,均是工艺简单、效果明显的处理方法。今后对浅层加固效果及其应用机理要进一步研究。

3. 地基处理方法的选择应与环保问题结合起来 打入桩、真空降水、强夯法等一般在人口密集的闹市区不准使用。如有的必须采用,施工中应有如下三大措施:

工程措施:如打设挤土的应力释放孔和防止孔隙水压力升高的消散措施,开挖防振沟阻止振动波的传递等。

施工措施:工序和时间上的安排必须有利于周边建筑设施的安全。

监测措施:通过监测,采取信息法施工确保周围建筑设施的安全。中港三航局科研所目前已能根据强夯或打桩实测的孔隙水压力或振动要素、参数,进行定量地计算施工时周边建筑设施的安全系数或评价安全度,改变了过去的定性分析方法,这项技术已填补了国内空白,值得推广应用。

以上三大环保措施是上海地基处理时环保成功经验,是一般施工中必须采取的措施,也是今后发展方向。

4. 应用系统工程(system engineering)“量化评分”法进行软基处理方法的选择 因为任何一种方法都不可能是十全十美、万能的,上海地区的土层厚度、分布、质量也是有差异的。地基处理在技术、造价、时间和施工难度上均是不同的,所以对某一个工程地基加固用什么方法,近几年来上海中港三航局科研所采用系统工程“量化评分”法进行分析,收到好的结果。如上海新港址软基处理方法选择,上港十四区对多个试验成果进行优选,均采用系统工程的量化分析理论,得到有关专家的好评。

5. 经济快速的处理方法是有生命力的处理方法 随着上海工程建设的高速发展,要求对地基的处理速度要加快,周期要缩短,再由于建筑市场的开发,往往经济实惠的方法较易被市场所接受。如化学法造价高,堆载预压法很慢,不易被采用;强夯法便宜,速度快,试验成功后,很快就被推广应用。因此经济快速的加固方法仍然是今后发展方向,仍然是有生命力的。

# 锚杆静压桩地基加固新技术的现状与展望\*

周志道

(上海华冶建筑危难工程技术开发公司 上海 200042)

## 概述

锚杆静压桩地基加固新技术自八十年代初由笔者结合安徽省芜湖市少年宫事故工程开发研究成功至今已有二十年之久,回顾这漫长的历程,就是该项技术成长发展的过程:

1985年该项技术在南京通过冶金部部级鉴定,并授予冶金部科技成果三等奖;

1987年研究成功的建筑物顶桩掏土纠偏技术,通过冶金部部级鉴定;

1989年由笔者主编编写冶金部锚杆静压桩技术规程“YBJ227-91”,1991年初正式颁布实施;

1991年度被建设部评为一级(国家级)工法,工法编号为“YJGF-0291”;

1992年研究成功建(构)筑物桩基逆作法技术,通过上海市建委科学技术委员会的成果鉴定;

1994年参与《上海地基处理技术规范》第十一章(锚杆静压桩)编写工作,该规范已于1995年4月1日正式颁布实施;

2000年已列入中华人民共和国行业标准“既有建筑物地基基础加固技术规范 JGJ123-2000”。

该项技术与其他地基加固工法相比,具有无法比拟的优点,如锚杆静压桩受力明确,桩基质量有保证,事故工程经加固后可以起到立竿见影的效果;施工机具轻巧,操作简便,施工时无振动、无噪音、无环境污染,属于半机械半人工操作方法,加固费用低廉。由此可见该项新技术研究成功后,得到迅速推广应用,目前华东地区、广东沿海地区、武汉等地区已广泛使用,特别是上海地区在处理沉降、倾斜超标工程得到了首肯的应用。

锚杆静压桩新技术开始时仅用于事故工程的地基加固,但随着对该项技术的深入研究,在工程中运用锚杆静压桩的机理,扩大了使用范围,例如:用于倾斜超标建筑物的纠偏工程,在建筑物南、北二侧外挑基础上进行补桩加固,并在沉降少的一侧辅以掏土后使建筑物回倾到允许范围内;同时通过锚杆静压桩对建筑物南、北二侧加固,可使建筑物立刻起到稳定作用;又如在上海繁华商业街南京路、金陵路和在密集建筑群中,以及不允许有噪音环境条件下,当大型机具无法进入的情况下可以采用锚杆静压桩桩基逆作施工法进行建筑物的地基基础加固;又于九十年代中、后期1995年~1999年上海大发展时期,在新建高层建筑过程中,曾多次出现桩基位移和桩基事故工程,如何解决大型缺陷桩,是当时工程中急需解决的

\* 收稿日期:2002年8月

重大技术问题,笔者运用锚杆静压桩机理,在地下室进行大型静压钢管桩的研究与运用,成功地解决了高层桩基缺陷桩的补强加固,确保高层建筑顺利施工。

根据初步统计在这20年中,笔者运用该项新技术已在近500项工程中成功得到应用,取得巨大的技术经济效果,使事故工程化险为夷,积累了丰富的工程经验。建立了我国自行研究开发的锚杆静压桩技术的理论。

下面将对应用该项技术在基础托换加固、纠偏、逆作施工、大型静压钢管桩等方面的应用现状介绍如下:

## 锚杆静压桩技术应用于基础托换加固工程

由于锚杆静压桩有其独特的工艺,先在基础上预留或开凿压桩孔,利用建筑物自重作压桩时反力,桩段长度随工作面高度而定,桩布置在外挑基础上,将桩段逐段压入土中,当桩压入至设计深度或某持力层后,将桩与基础迅速用早强砼浇捣在一起,形成整体,从而将上部荷重通过桩传递到深部土中去,从而有效降低基础边缘压力,迅速制止建筑物沉降。锚杆静压桩施工过程中引起的拖带沉降远远小于其他地基加固方法例如:旋喷桩法、灌注桩法、注浆法等。因为这种方法在加固过程中都将土体进行破坏,然后加入水泥固化剂,经较长固化时间后才能建立强度,在外荷作用下由此带来较大的拖带沉降大于10cm以上,而锚杆静压桩施工拖带沉降量经统计反为1~4cm。为减少锚杆静压桩引起的拖带沉降,我们又研究成功预加应力封桩法,拖带沉降量可比常规封桩法减少50%。锚杆静压桩用于事故工程的基础托换加固工程较多,占加固工程中的70%以上,而事故工程大多为软弱地基上的多层住宅建筑。

### 1. 天然地基上的6~7层住宅建筑的基础托换加固

建于软弱土层的天然地基上6~7层住宅建筑其沉降量都较大,建筑物无法通过质量验收,为尽快制止建筑物的大量沉降,需采用锚杆静压桩进行基础托换加固。加固桩一般都布置在建筑物外挑基础上,通过桩基加固减少基础边缘应力,消除下卧层土的剪切变形区,使建筑物恢复到正常固结变形。这类工程量很多,经笔者加固处理后效果都很理想。

### 2. 天然地基上的既有多层建筑沉降超标、适度倾斜的基础托换止倾加固

通过测量表明,建筑物沉降尚未稳定,倾斜仍在发展,为确保居民正常生活和建筑物的安全使用,对这种建筑物进行基础托换止倾加固,桩同样布置在外挑基础上,如果外挑基础宽度不足,可以予先进行基础拓宽加固,然后再进行补桩加固,通过补桩加固后,可望在3~6个月内达到稳定,在上海地区笔者进行了上百项的这类工程的基础托换止倾加固。

### 3. 建筑物沉降缝磕头的基础托换加固

当建筑物过长或相邻建筑层数不一致,往往都用沉降缝隔开,缝宽一般为160mm。然而在沉降缝二侧的山墙,都会给地基带来较大压力,同时造成应力叠加作用,从而导致沉降缝处出现较大沉降及向沉降缝处倾斜,引起沉降缝二侧上端山墙的磕头现象,严重时其中一侧山墙墙面被顶裂,墙面出现结构裂缝。笔者运用锚杆静压法,在沉降缝二侧山墙基础上进行补桩加固,制止沉降缝二侧山墙的沉降。为防止加桩后地基刚度的突变而引起结构裂缝,山墙二侧布桩时应充分考虑刚度变化,布桩由密到稀。经过笔者加固处理过数十项山墙磕头工程,都取得了良好的效果。

#### 4. 加层工程的基础托换加固

在繁华的城市商业街,由于商业发展的需要,要求对原有建筑物进行加层改造,往往要求在不停业情况下进行柱或承重墙的补桩托换加固;有时将旧厂房利用原框架结构,调整层高作为商住楼或商办楼,甚至再加层,而经核算地基或原桩基承载力不足,此时可用锚杆静压桩技术进行加固处理,笔者已在多项工程中得到成功应用,例如上海淮海宾馆,原4层钢筋砼厂房基础经锚杆静压桩加固后,该工程由原4层加层到10层,取得显著的技术经济效益。

又如浦东群星职业学校教育楼在原三层上增加二层,采用外包框架将原建筑物包在内部,在其顶部再新建二层教学楼,在框架柱基上用锚杆静压桩加固。

#### 5. 设备基础的托换加固

建于软弱地基上的大型设备基础,同样存在设备基础沉降与稳定问题,随着产品质量的提高,机床的更新换代,数控机床代替常规机床,所以对基础稳定显得格外重要,上海某机械厂从德国进口的一台数控龙门机床,对基础沉降要求甚严,经锚杆静压桩对原基础补桩加固后,基础沉降已基本稳定,当数控机床安装调试完后,再进行测试,完全达到德国技术标准。其后我们相继在上海多项设备基础上进行补桩加固,同样取得了较好的效果。

#### 6. 电梯井基础补桩加固

商场、医院、宾馆等公共建筑,随着垂直运送顾客的需要,须新增电梯或观光电梯,如上海南方商城大酒店高18层,需增加一部电梯,由于拟建场地较小,天然地基无法满足设计要求,经研究决定采用锚杆静压进行基础补桩加固,建成后使用情况良好。笔者已在10多项改建电梯工程中应用成功。

#### 7. 基坑周围相邻建筑的基础托换加固

深基坑开挖施工过程中,由于基坑围护的变形及地下水位的下降,将直接影响相邻建筑的沉降和倾斜,为确保相邻建筑的安全,应对相邻建筑作适当补桩加固。上海金融大厦基坑开挖深度为-12m,相邻建筑为黄浦区体育馆风机楼,在开挖过程中风机楼有明显沉降,为此笔者对风机楼用锚杆静压桩加固后,立即制止了沉降。当大厦深基坑开挖完后,相邻风机楼沉降很小,取得了立竿见影的效果。笔者在类似的10多项工程中采用锚杆静压桩加固都取得了良好的效果。

#### 8. 在抗拔桩工程中的应用

为满足地下室抗浮需要,根据设计要求在底板上开凿出上大下小的压桩孔,桩身设计成下大上小的桩段,进行抗浮桩施工,在多项抗拔桩加固工程中都取得了良好的效果。

## 锚杆静压桩技术应用于纠偏加固工程

在大厚度软弱天然地基上建造多层住宅,由于建筑物压缩层范围内的土质较差,含水量较高,地基承载力及变形模量较低,致使其上的建筑物沉降量可达40~60cm。另外由于建筑物重心和基础形心不重叠,一般建筑物北侧有厨房、卫生间、楼梯间、装饰荷重偏大,从而造成重心偏北,北侧基底应力大于南侧,所以建筑向北偏斜较多,这是屡见不鲜的事实。根据规范规定新建建筑物允许偏斜率 $<4\%$ ,二年以后的已有建筑物极限偏斜率为 $10\%$ (属危险状态)。根据笔者经验,当建筑物偏斜率大于 $7\sim 8\%$ 时,居民就对倾斜有不适感,当倾斜

继续扩大时将引起门窗关闭有困难,地面雨水倒流等不良现象出现,将对居民起居使用不便,并伴有不安全感。

目前建筑物纠偏加固常采用以下二种较成熟的迫降纠偏方法:

一种为锚杆静压桩加沉井掏土纠偏法,对回倾率较大的倾斜工程采用此种纠偏方法。步骤为先将沉降大的一侧用锚杆静压桩先进行顶桩加固,有效制止沉降多的一侧不再发生大的沉降,然后在沉降小的一侧开挖沉井,然后在基础下一定深度的软弱土层中进行水平冲水掏土,使建筑物缓慢下沉,用这种方法纠偏沉降比较均匀,对上部结构不会产生大的次应力。但这种纠偏法必须由专业施工队承担施工,纠偏一侧的沉降速率一般控制在 $2\text{mm} \sim 3\text{mm/d}$ 左右。当即将达到要求倾斜率时,在沉降小的一侧也即开挖沉井冲水的一侧再压入一定数量的保护桩,起到稳定的作用。

另一种为锚杆静压桩加钻孔取土纠偏法,这种方法用于回倾率较小的纠偏工程。在沉降小的一侧用钻机进行垂直或斜向取土,有的称为应力释放法,原理都是一样的,使沉降小的一侧通过钻孔取土加固基底应力,为迫降创造有利条件,锚杆静压桩补桩要求与上述沉井纠偏法相同。

具体典型工程如下:

#### 1. 顶桩沉井掏土纠偏法用于民用建筑偏斜工程

上海××七层高级住宅,设计采用天然地基,住宅楼揭顶后出现了明显偏斜,倾斜率达 $18.8\%$ 。经研究决定采用顶桩沉井掏土纠偏法,经纠偏后倾斜率回倾到 $4\%$ 以内,同时对建筑物南、北二侧外挑基础用锚杆静压桩加固后,建筑物很快达到稳定,完全达到设计要求。该建筑物建成后还被评为白玉兰奖。

#### 2. 顶桩钻孔掏土纠偏法用于35m烟囱偏斜工程

上海制线二厂,新建锅炉房和35m烟囱,由于采用天然地基,锅炉房与烟囱紧挨在一起,从而加大了沉降,造成烟囱向南方向倾斜。经测量,烟囱倾斜率达到 $24.4\%$ ,情况十分危急。其后笔者仅用14根锚杆静压桩结合钻孔掏土纠偏使建筑物回倾到 $6\%$ 以内,满足设计要求,使烟囱化险为夷,挽救了一项事故工程。

#### 3. 顶桩钻孔掏土纠偏法用于公共建筑偏斜工程

当新建或已建工程倾斜率超过 $7\%$ 以上一般都需要纠偏,使其回倾到 $4\%$ 以内。当倾斜率不大时,采用钻孔纠偏方法较多。

例如上海闵行××中学科技大楼,东端为七层,西端为十一层楼,地基原采用粉喷桩加固处理,桩长 $8\text{m}$ (填塘区桩长 $12\text{m}$ ),桩径 $\text{Ø}500\text{mm}$ ,桩距 $1100 \sim 1200\text{mm}$ 。由于楼层高度不一,建成后科技大楼发生了由东向西倾斜,交付使用时平均倾斜率已达到 $10.3\%$ ,并尚在发展中,为此必须进行制止西端沉降和纠偏施工,经顶桩加固以及斜向钻孔取土纠偏后,科技大楼西侧的倾斜率由原来的 $10.3\%$ 回倾到 $5.6\%$ 。今后,由于西侧的沉降得到有效控制,建筑物尚会缓慢向东回倾,完全满足了设计要求,西侧的沉降速率由加固前 $0.2\text{mm/d}$ ,而加固后沉降速率为 $0.05\text{mm/d}$ ,东侧平均沉降速率亦已收敛到 $0.116\text{mm/d}$ ,建筑物沉降、倾斜明显呈收敛趋势。

笔者运用锚杆静压配以钻孔取土或沉井取土在100多项偏斜工程中实施纠偏加固都获

得了理想的成功。

## 锚杆静压桩技术用于新建工程

按常规桩基施工,先打桩后建房,而锚杆静压桩用于新建工程则是先建房后压桩故称它为锚杆静压桩桩基逆作施工法。其工序是:在浇捣基础底板时,将压桩孔先预留出来,上部建筑仍可照常施工,待建到三层后,上部荷重大于压桩力时,便可进行压桩施工,与上部建筑同步进行,无需压桩施工工期。这种施工工艺可大大缩短建筑工期,施工时无振动、无噪音、无污染,可在繁华和密集建筑群内施工。这项工艺的研究成功,受到开发商的欢迎。笔者先后在南京、南昌、福州、厦门、上海等地大量推广使用。

### 1. 桩基逆作工艺用于繁华商业街的商业大楼工程

桩基逆作工艺具有以上特点,在上海繁华的商业街南京路、淮海路、金陵路等马路的商业楼地基加固中成功地得到应用。例如:南京路上八层的上海电子商厦、上海金店、12层新工联大厦、淮海路的益民商厦、金陵路的金陵商厦、豪都商厦等。这些工程都是繁华商业街的临街建筑,马路下有各种管线,周围都是密集商店,施工场地狭小,施工条件十分苛刻。由于锚杆静压桩施工工艺适应性很强,使这些工程都得以顺利建成,并还大大缩短了建造工期。八层上海电子商厦仅用76天时间结构封顶;八层上海金店仅用了69天时间结构封顶。繁华商业街的商业大楼早日开业就是金钱,从而取得了巨大的经济效益。

### 2. 桩基逆作工艺用于工业厂房的建设工程

有相当数量的工业厂房由于配套工程需要急需快速建成、有的新建厂房需要加速建成投产、有的新建厂房的施工场地狭小,大型施工机械无法进入等等,这些工程采用锚杆静压桩逆作施工法最为适宜。笔者曾采用桩基逆作工艺于上海申马铜材厂拉管车间、上海莘鸿电子工业大楼、上海肥皂厂香皂车间、耀华皮尔金顿玻璃厂破碎筛选楼、上海通用汽车有限公司冲压车间等等。其中具有代表性的工程为上海莘鸿电子工业大楼,该楼为八层钢筋砼框架结构,长57m,宽27m,系二跨多层工业厂房,基础形式为独立柱基加连系梁,单桩荷载达9000KN,框架结构,属不均匀沉降的敏感结构。采用锚杆静压桩的压桩、封桩的次序、时间差异使建筑物的沉降达到均匀。工程建成后的沉降观测资料表明,沉降相对比较均匀,并已减小渐趋稳定,工程实施获得了理想的成功。

另外,上海申马铜材厂拉管车间单层工业厂房房长306m,有三跨厂房组成,单跨各为24m,轨面标高9m,由于建设周期较短,设计采用了桩基逆作法工艺,桩数904根,桩长20m,桩截面250×250mm,桩砼量达1130m<sup>3</sup>,压桩力 $P_p > 400\text{KN}$ 。投产使用后柱基沉降很小,完全满足设计要求。采用该项新技术后取消了打桩工期,大大缩短了建设周期,使工程提前投产,取得了明显的技术经济效果,该工程是目前我国锚杆静压桩用于工业厂房最多最大的工程之一。

### 3. 桩基逆作工艺用于民用住宅建筑的建设工程

锚杆静压桩桩基逆作工艺用于民用建筑的范围已相当广泛,它不仅常规地可用于由于地基强度不足或沉降满足不了要求的新建民用住宅工程中;还可用于住宅建筑施工中途需改变房型布局的工程中,如上海广达新村11#、12#房逆作法桩基工程属于该例,广达新村开发权易主,需改变房型布局,原采用水泥搅拌桩加固地基已不能满足使用需要,而改为采

用了锚杆静压桩;也可用于原有住宅楼为增加功能而加宽住宅楼的改造工程,如上海友谊路111#、127#、143#公房加宽改造工程属该例。该三幢公房建于70年代,由于设施较差,为改善居住条件,在公房北侧增加3m宽的五层高的厨房、卫生间用的副楼,为保证原有建筑物的安全使用,增建部分的地基采用了锚杆静压桩逆作施工;还可用于原有住宅楼的加长的改造工程中,如上海新泾八村三幢住宅楼加长改造工程属该例。该工程是在原有三幢六层建筑物东端各加接一个单元六层建筑,加长均为10.8m,宽度二个单元为13m,一个单元宽度为9.6m,原设计拟采用250×250mm打入式预制桩,后考虑打桩振动对原有建筑物的不利影响,以及打桩噪音会引起居民的反对,故就改用了无振动、无噪音、无污染的锚杆静压桩逆作施工方案。

#### 4. 桩基逆作工艺用于高层建筑工程

随着对锚杆静压桩机理的深入研究,经过科学的分析和计算,笔者大胆的突破了锚杆静压桩的使用范围。1995年笔者成功地在十二层的新建工联大厦桩基工程中应用;1997年又成功地在常州十六层中南大厦桩基工程中的应用;2000年又在金坛市二十一层新华大厦桩基工程中应用,经用锚杆静压桩加固过的高层建筑沉降量都不超过60mm,一般在30mm~40mm范围内。目前各大楼使用情况良好,从而取得了显著的技术经济效果。

新建建筑物桩基逆作技术,于1992年12月17日通过上海市建设委员会科学技术委员会成果鉴定,与会专家给予高度评价,鉴定认为该项技术国内外尚无先例。笔者运用锚杆静压桩逆作施工技术所加固工程近百项。每项工程都取得了良好的技术、经济效果。

### 大型锚杆静压钢管桩技术应用于高层建筑补桩工程

在高层建筑桩基(打入桩或灌注桩)工程中,由于种种原因,经常发生类似断桩、缩颈、偏斜、接头脱开、较大位移等桩基质量事故。特别是处于深基坑已经开挖,通过对桩基进行检测表明,部分桩基出现了质量事故,然而此时大型桩基施工设备已无法进入坑内施工,相邻建筑物仍在不断沉降,基坑围护继续发生位移,常规的桩基事故处理需要较长工期,由此造成基坑危险程度加剧,工程施工被迫停顿,或因房型变化导致工程结构调整需要补桩加固,但不存在补原桩的可能。针对这类工程,笔者研究开发成功的大型锚杆静压钢管桩装置(压桩力达2500KN,最近又设计出600KN压桩架;其中大型锚杆静压钢管桩装置申报获得了专利)为解决危难桩基加固工程开辟了一条新的途径。

大型锚杆静压钢管桩进行事故桩的补桩加固的优越性为:

1. 可以不停止基础及上部结构的施工,由此不仅加快了整个工程进度,而且还为保证已开挖基坑的安全性创造了条件。

2. 压桩在地下室内进行,具有类似于锚杆静压桩新建工程逆作法施工的一切优越性。如承载能力的可靠性、环境“清洁”施工等等,此外,还具有较小的挤土效应,使之可在密集的桩群中成功使用。

近几年来,笔者运用大型锚杆静压钢管桩技术成功地对近20项大型桩基事故工程进行了补桩加固处理,一般处理工程采用的桩型为 $\varnothing 406 \times 10$ mm,桩长38m左右,单桩允许承载力达1500KN。例如:33层的世贸大厦、30层的建邦大厦、上海国际会议中心等都相继成功

地使用此项新技术,确保了工程的顺利进行,取得了巨大的技术、经济和社会效益。

上海东方明珠二期工程的国际会议中心由于使用功能上的改变,由原 8m 柱网结构改为 50m 跨度网架结构,为此,基础受力条件发生了很大的变化,而必须在拱脚处增加桩基,但现场实际情况为:桩基已全部打入,围护采用 SMW 工法,支撑亦已施工完毕,底板钢筋已经绑扎完毕,部分底板混凝土已经浇筑,而采用原打桩方案已不可能。为满足使用变更的需要,浙江省建筑设计院经反复研究决定采纳由我们推荐的大型锚杆静压钢管桩加固方案。钢管桩桩型为  $\varnothing 406 \times 10\text{mm}$ ,平均桩长 37m,桩端进入  $\textcircled{7}_1$  土层,压桩力都达 2600KN 以上,补桩桩数为 272 根。采用上述新技术后大大缩短了桩基加固工期,为如期建成国际会议中心争得了时间,国际会议中心建成后使用情况良好。由此充分体现了大型工程采用大型锚杆静压钢管桩技术进行补桩加固,具有无可比拟的优越性。

## 锚杆静压桩地基加固新技术的展望

锚杆静压桩地基加固新技术是我国自行研究开发成功的独特的创新技术,经过二十多年的深入研究、工程试点、大规模推广使用,经验总结到规程、规范的编制,目前已成为技术安全可靠、加固后行之有效的新型加固方法。笔者已在上述范围内得到有效的推广使用,取得了巨大的技术经济和社会效益,预计该项技术今后仍将前途无量。

笔者认为该项地基加固新技术目前尚处于推广应用阶段,需要加强宣传使广大科技、设计人员全面掌握该项技术,并在工程中得到充分的应用。

笔者认为该项技术尚待研究的课题有:

1. 锚杆静压桩技术应用于新建或已建工程的设计计算理论研究和各种形式补桩加固的合理桩数确定和沉降计算。
2. 先建房后压桩对地基土的物理力学性能改变的研究,为单桩承载力确定和沉降计算提供重要依据,大量工程实践表明,锚杆静压桩桩基工程实际沉降量远远小于常规计算沉降量。
3. 建筑物二边外侧布桩,取消满堂和中间布桩,其桩基受荷机理的研究,对新建和已建于天然地基上的超标建筑物,通过对建筑物二侧外挑基础补桩加固后,建筑物沉降速率明显减小,总沉降量得到有效控制,建筑物的倾斜得到及时制止,目前上海地区已广泛采用二侧补桩加固的布桩形式,都取得了明显的效果;如果今后在新建工程中采用二侧布桩方案,对节省工程造价,降低建房成本,加快建房工期都具有巨大的经济意义。
4. 设计新型压桩设备,配备自控电脑,在压桩施工中,通过单板机直接提供压桩力、桩长等有关指示,做到智能化压桩施工。

笔者热诚希望从事锚杆静压桩使用、开发的同仁们,让我们共同努力,将这项具有中国特色的地基加固新工法在工程建设中取得更大的成就,结出丰硕的成果。

# 兰州地区地基土的工程特性及地基处理<sup>\*</sup>

滕文川

宋东伟

(兰州有色金属建筑研究院) (中国铝业公司河南分公司)

## 概述

兰州位于黄土高原的黄河中游之河谷盆地内,因受新生代第三纪末和第四纪初青藏高原急剧隆起的影响,南北两山不断抬高,盆地相对下沉,使山体坡度和比高增大及黄河的侵蚀堆积作用,形成了高差相对较大的多级阶地,并发育有较多的侧向深沟,呈现黄土台坪,梁峁沟壑,其上遍布厚度不等的湿陷性黄土。所谓黄土的湿陷性,就是在土的自重压力或土的自重压力与附加压力共同作用下受水浸湿而产生的大量而急剧的附加下沉,因此湿陷性黄土即可作为一般的工业与民用建筑的场地,同时又使建于其上的建筑物存在不同程度的隐患,在勘察、设计、施工中稍有不慎,便可造成工程事故,对于湿陷性黄土的这种特殊性,一直为工程技术界所重视。兰州黄土,各个时代的地层较齐全,黄土厚度大,而其中皋兰山,九洲台自然剖面显示的黄土地层目前国内认为是最完整的黄土剖面。黄土的地层构造及特征有:Q<sub>4</sub> 黄土,土质疏松具大孔,分布于表层较薄,低阶地覆土较厚,具有强湿陷性,Q<sub>3</sub> 马兰黄土,多为浅黄色,疏松具大孔结构,以粉粒组成为主,有湿陷性。Q<sub>2</sub> 高原黄土,灰黄—黄色,粉土质,富含碳酸盐,夹多层深红色古土壤。分上下两部分,以粉砂质黄土顶部古土壤为界,分布于高阶地及黄土台塬,上部有湿陷性。Q<sub>1</sub> 午成黄土,呈棕红色,粉粒和粘粒含量高,含钙质结核,质地较均匀,致密坚硬,低压缩性,无湿陷性,分布于较高的黄土塬及高阶地,底部有冲洪积的粘土,砾石等地层,不整合于第三系、白垩系地层上。

## 兰州湿陷性黄土的一般物理力学性质

随着黄土地区工程建设的发展,各地都积累了许多湿陷性黄土的资料,黄土的物理力学性质越来越为人们认识和掌握。兰州盆地黄河形成的阶地上,I、II级阶地较宽阔,为主要的建设区,且I、II级阶地及各阶地、台塬上部广泛分布的Q<sub>3</sub>和Q<sub>4</sub>的黄土称为一般的湿陷性黄土,与工程建设的关系最为密切,长期以来大量的研究和工程实践对一般湿陷性黄土的物理力学性质形成了大体比较稳定的共识,如表1:

\* 收稿日期:2002年10月

兰州一般湿陷性黄土的物理力学性质

表1

地貌单元	黄土厚度 m	湿陷厚度 m	地下水深 m	W% 范围值 平均值	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup> 范围值 平均值	e 范围值 平均值	E,MPa 范围值 平均值	$\alpha$ MPa <sup>-1</sup> 范围值 平均值	$\delta_s$ 范围值 $\Delta_{s,max}$ cm	$\delta_m$ 范围值 $\Delta_{m,max}$ cm
一级阶地	0	0	3	11	16	0.68	3.6	0.11	0.014	0.02
	5	4	3	31 19.8	19.8 18.7	1.21 0.87	25 7.8	0.5 0.2	0.075 6	0.031 10
二级阶地	8	8	10	3.2	13.7	0.56	1.5	0.1	0.01	0.027
	27	14	22	32.1 18.6	19.1 17.0	1.04 0.89	12.5 8.15	1.4 0.25	0.079 103.4	0.146 106.1
三级阶地	5	23	20	8.3	13.8	0.51	23.8	0.04	0.012	0.035
	30		40	20.4 15.4	19.2 16.2	1.2 0.92	34.1 13.6	1.17 0.21	0.039 100	0.08 110

可见,兰州黄土有一般黄土的特性,如孔隙比大,含水量低,压缩性高等特点,又具有自重湿陷性,这是兰州黄土的特殊性,故以下讨论大都以自重湿陷性黄土为主。

湿陷性黄土的承载力和抗剪强度在饱和状态下很低,在天然含水量状态下一般  $f_0 = 100 \sim 170$  kPa,  $C = 30 \sim 40$  kPa,  $\varphi = 20^\circ \sim 25^\circ$ 。

## 兰州地区自重湿陷性黄土变形特性

对于自重湿陷性黄土地基湿陷变形特征的研究,主要是通过现场试坑浸水试验进行,并且通过对自重湿陷性黄土场地受水浸湿后地基塌陷现象和建筑物被破坏情况进行观察,以便确定湿陷的影响范围,自重湿陷沿深度的分布,浸水面积与湿陷量大小的关系以及自重湿陷产生与发展的过程,现将兰州地区试验成果汇总如表2。

自重湿陷性黄土试坑浸水试验结果

表2

试验地点	二级阶地	试坑尺寸 m <sup>2</sup>	湿陷开始时间 d	湿陷高峰 出现时间 d	浸水稳定 时间 d	裂缝最 远距离 m	实测 $\Delta_s$ cm	计算 $\Delta_s$ cm	$K_0$ $\Delta_s - \Delta_m$ cm	湿陷 土层 m
东 岗	黄土南岸	10	1	1	75		95.9	50.1	1.91	10
		100	1	1	79	11.3	87	50.1	1.73	10
		$\Phi 20$	1	1	63		93.6	50.1	1.86	10
		$\Phi 5$	1	1	104	10.5	57.1	50.1	1.14	10
		$\Phi 12$	1	1	96	12.0	91.5	50.1	1.82	10
		100	1	1	99		99.5	50.1	1.82	10
		200	1	1	67		84.4	50.1	1.68	10

东 宁	黄 河 北 岸	196	1	1	31		15.5	9.12	1.70	6
		100	1	1	44		18.5	10.3	1.79	6
		25	1	1	28		6.5	10.3	0.55	6
龚 家 湾	河 南 岸	165	1	1	53		63.5	36.0	1.76	6
		141	1	1	51		59.7	36.0	1.58	10
西 固	黄 河 南 岸	225	1	1	68	16.5	86	27.2	3.16	10
		25	1	1	46	10.0	36	27.2	1.32	10
		9	1	1	42		30	27.2	1.10	10
		2.56	1	1	21		13	27.2	0.48	10

由试验结果可知:

1. 兰州黄土,一般浸水当天(24小时)就有裂缝出现,产生较大的自重湿陷量,湿陷高峰出现的时间在当天,最大湿陷发展速度可达15cm/d。

2. 黄土自重湿陷量的大小与湿陷土层厚度有关,一般湿陷性土层厚度越大,自重湿陷量越大。

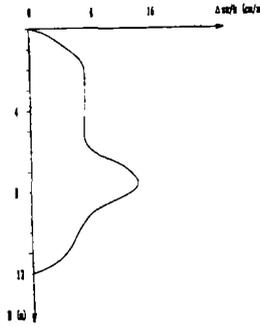
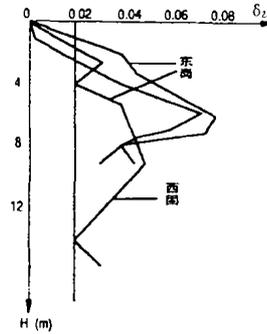
不同场地,其湿陷量不同,即使是同一场地,浸水试坑面积不同,自重湿陷量也不同。但有共同的规律。

3. 浸水面积越大,湿陷量越大,其原因是由于湿陷土体范围大,湿陷土体的自重才能足以克服周围未浸湿土体对它的约束力,自重湿陷才能充分发展,如果浸水面积较小,尽管试坑下全部被水浸透,但由于周围未浸湿土体对浸湿土体起了约束作用,因而湿陷量相应减小。这里我们从 $K_0$ 的值就能明显看出来,当试坑边长超过湿陷土层厚度或者大于10米, $K_0$ 值为1.68~1.98,相对稳定,就是说,自重湿陷才能充分发生。如继续增大试坑尺寸,则自重湿陷并不明显增加,只能加快湿陷稳定,缩短浸水时间。当试坑边长小于湿陷土层厚度或10米, $K_0$ 值在0.48~1.32间,变化幅度大。但是兰州的自重湿陷性黄土,即使浸水面积很小,也同样产生湿陷,如西固 $1.6 \times 1.6\text{m}^2$ 试坑仍有13cm的湿陷量。

自重湿陷黄土水平方向的影响范围,因场地的原始结构强度和浸水后残余强度的差异产生湿陷变形的范围不同。由试验结果可知,兰州湿陷性黄土的影响范围一般为湿陷土层厚度的1.2~2倍。

自重湿陷在深度上的分布,一般浅层(地表下几十厘米)就产生较大的湿陷性,如图1。在地表下0.5~1.5米黄土层的自重湿陷量就达6cm/m,且从上到下整个黄土层都有自重湿陷性。另外如图2, $H-\delta_z$ 曲线也可看出来,自重湿陷沿深度连续分布。

4. 湿陷性黄土的敏感性,是指自重湿陷性黄土地基由于浸水产生自重湿陷的敏感程度。由以上特征可见:兰州的黄土,不论浸水面积大小均发生湿陷;自重湿陷开始的时间快;湿陷高峰出现得早;最大湿陷发展速度大;最大湿陷范围大;另外黄土湿陷起始压力低,一般为20~60kPa;属于湿陷性敏感的黄土。

图1 东岗 H- $\Delta z_s/h$  曲线图2 H- $\delta_{zs}$  曲线

## 外荷作用下湿陷变形特征

根据模拟实际基础荷载浸水载荷试验研究成果,兰州地区湿陷性黄土特征如下:

**湿陷量:**外荷作用下的变形包括了自重湿陷变形和基础荷载作用下的附加变形。其湿陷量要比无荷载作用下的浸水试验结果大得多,如表3,压板尺寸为  $70.7 \times 70.7 \text{cm}^2$  的湿陷量和  $15 \times 15 \text{m}^2$  的试坑浸水的湿陷量相近。并且自重湿陷量和外荷湿陷量基本上各占一半。

东岗场地试验结果

表3

压板尺寸 ( $\text{cm}^2$ )	浸水压力 (kPa)	外荷影响深度 (m)	总湿陷量 (cm)	自重湿陷量 (cm)	外荷湿陷量 (cm)
$70.7 \times 70.7$	200	2.5	89.2	44.6	44.6
$100 \times 100$	200	2.5	96	45.4	45.6
$200 \times 200$	200	2.0	147	65.6	81.4

**外荷的影响深度:**外荷引起的湿陷也只发生在基底下压缩层范围内,影响深度与基础面积有关,基础面积越大,影响深度越大,湿陷量也越大。一般为基础宽度的2.5倍。但湿陷量并非均匀分布,一般发生在0.5-1倍基础宽的深度处,如图3。沙井驿  $0.5$  和  $1 \text{m}^2$  承压板下各深度处累计外荷湿陷量自上而下,湿陷量随着附加应力的衰减而衰减,其图形和附加应力深度衰减图形约略相似。

**侧向变形特征:**对于自重湿陷性黄土,在自重压力下没有侧向挤出,但在外荷作用下,不但产生竖向变形,还产生侧向水平位移,如沙井驿实测水平位移和竖向位移曲线图4,可见侧向挤出的水平影响范围,从基础边缘开始其下超过基础宽度B,也即与附加应力水平影响范围近似。

侧向挤出水平位移,在基础下的位移并不大,而基础边缘四周竖向剖面上位移最大,而且集中在  $(1 \sim 1.5)B$  深度范围内。

侧向挤出大小,与外荷的大小,基础面积有关,从有关试验结果显示,兰州湿陷性黄土侧向挤出最大位移随压板面积增大。侧向变形的大小,一般用侧向挤出系数表示,兰州湿陷性

黄土在 200kPa 压力下的侧向挤出系数为 0.72。

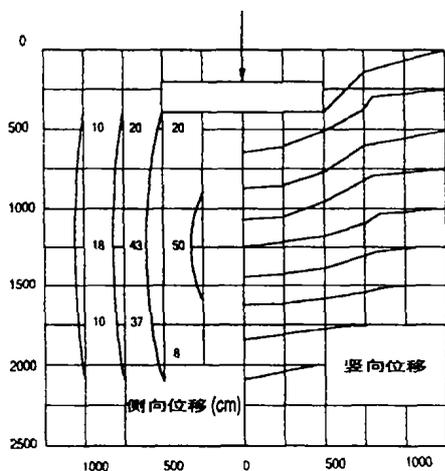


图 3 沙井浸水荷载试验曲线

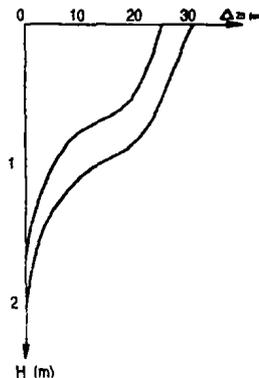


图 4 沙井 H - Δ<sub>s</sub> 曲线

### 兰州湿陷性黄土的地基处理及加固

在兰州地区 70 年代以前的建筑物发生湿陷的事故较多,在既有建筑物地基加固方面随着工程实践经验的积累,目前已形成了较成熟的适应于本地区湿陷性黄土特征的加固方法,兰州处于湿陷较为敏感的自重湿陷性黄土地区,在既有建筑物地基加固方面,同我国其它地区比较,有其地区性特点,对一般的加固工程,较常用的方法有:坑式静压桩托换加固法,硅化或碱液加固法,高压旋喷桩加固,另外有灰土挤密桩加固,水泥硅化法加固等。

自重湿陷性黄土地区既有建筑物地基加固的各种方法有其一定的特点和适用条件,湿陷性黄土地区地基加固应注重在提高承载力的同时,对加固范围内的黄土湿陷性的消除。必须根据不同场地的地质条件和建筑物的结构特征及环境条件、设计、施工以及处理效果综合考虑,再选择切实可行的处理方法。

坑式静压桩托换适应于地下水位在基底以下 2m 以外范围,利用上部结构重量作为反力,在兰州地区应考虑桩的负摩擦力作用,由于兰州地区地层大多一般在基础以下 20m 范围内有较稳定的砾石层作为持力层,应尽量考虑桩进入砾层。对于其它方法的加固应同时考虑加固引起建筑物的附加下沉。同时在选择灰土挤密桩等加固处理方法时,对含水量等也应予以重视。根据各种加固方法的特点,针对不同情况的病态建筑物,选择合理的加固方法必要时可采用多种加固方法相结合的综合加固法。兰州地区湿陷性黄土的地基处理,对新建建筑物类别,根据建筑物的特点、类别、对湿陷性黄土的湿陷性进行部分和全部消除湿陷量,处理的方法有:垫层法、强夯法、挤密法、桩基法、预浸法等。对于方法的选择根据不同的场地条件及建筑物类别等进行选择,对有些超高层带地下层的工程,可采用天然砾石地基,根据有关试验其标准承载力一般可达 700 ~ 800kPa。

## 兰州湿陷性黄土负摩阻力研究

兰州黄土,自重湿陷严重,当含水量较低时,承载力较高,强度大,且和其它类土一样,对作用在其上的桩或穿透湿陷土层的桩具有摩阻力,然而浸水饱和时其强度和承载力大大降低,随湿陷发生,不但正摩阻力消失,而且侧表面产生向下作用的负摩阻力,不但不会起支撑上部荷载作用,反而成为附加于桩上的荷载,使桩尖上压力和地基沉降有所增大。试验结果见图5、表4。一般负摩阻力产生的时间与湿陷量的大小有一定的规律性,浸水初期,地面湿陷速率高,负摩阻力增长快约10天左右,负摩阻力达到峰值,以后湿陷速率显著降低,负摩阻力也相应减少,摩阻力的值可按表4选用。

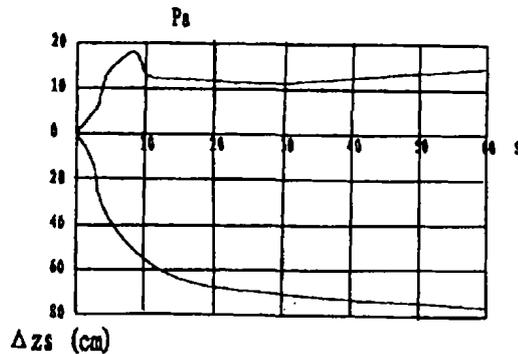


图5 负摩阻力与 $\Delta z_s$ 、时间的关系

兰州场地负摩阻力测试结果

表4

浸水试坑尺寸 ( $m^2$ )	浸水时间 (d)	实测 $\Delta z_s$ (cm)	桩型	桩截面直径 (cm)	桩长 (m)	实测负摩阻力最大值 (kN)	单位面积负摩阻力最大值 (kPa)
12×20	50	75.5	预制桩	Φ40	7.7	255	29.4
			爆扩桩	D35 D100	10.6	189	21.4
			钻孔灌注桩	Φ35	10.6	249	16.3

## 结束语

兰州黄土具有自重湿陷性,湿陷敏感,湿陷变形大等特征。历年来都有相当规模的基本建设,因而从岩土工程领域来说,对黄土的工程性质作系统的总结,进行积累与认识,在学术与工程方面都具有重要的参考价值。

# 填海工程地基处理\*

周洪涛

(深圳市工勘岩土工程有限公司 深圳 518026)

我国东南沿海分布着经济最为发达的省份,随着经济建设的飞速发展,土地贮备已远远满足不了需要,深圳市尤为如此。开山、填海造陆工程越来越多,这就给我们提出了各种各样的课题,本文以深圳市深港西部通道填海工程地基处理为例来说明填海地基处理工程急需待解决的问题。

## 西部通道概况

深圳市东临大鹏湾,西接珠江三角洲,北与东莞、惠州两市相连,南与香港接壤,是香港从陆路通往内地的交通咽喉。

深圳现有的四个公路口岸(沙头角、文锦渡、罗湖口岸和皇岗口岸)都集中在深圳市的中部和东部,西部需过境车辆占整个过境车辆的40%以上,而西部又无口岸。因此,建设深港西部通道(包括西部一线口岸和跨海公路大桥)不仅是十分必要的,而且也是迫在眉睫的。

西部通道北起蛇口东角头,南到香港元朗鳌勘石,为双向六车道,全长约4900m,桥面宽32.5m。一线口岸位于深圳蛇口东角头港东侧,其主要功能是对出入香港和内地的客车、货车及旅客进行边防和海关检查。此外,尚有口岸管理区、口岸生活区以及绿化地带和发展用地。满足一地两检基本布置的填海用地面积约150公顷。

## 口岸区的自然地理和工程地质条件

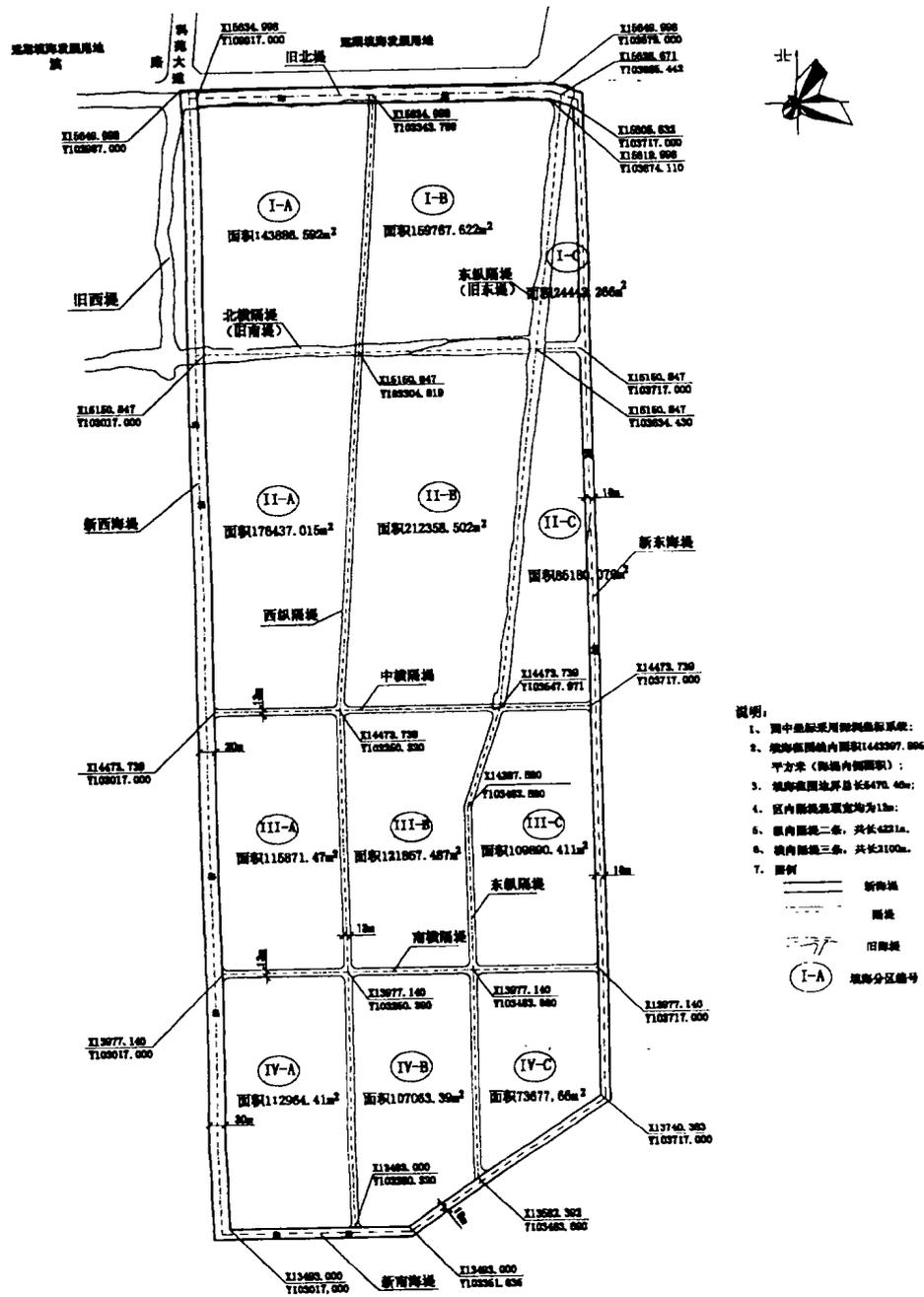
深港西部通道深圳湾公路大桥深圳一侧的着陆点(一线口岸)位于南头半岛后海湾东角头的浅海域,拟建的一线口岸将用填海造陆形成离岸岛。根据市国土局批准的用地范围,填海面积为150万 $m^2$ ,填海范围总长约5562m(见附图1)。

### 1. 填海域海底地形

拟建口岸区地处后海湾东角头东1~2Km,为浅海域,海水多年平均深度为0.44~4.73m,海底高程为-0.09~-4.40m,总平均高程为-1.6m(黄海基准),海底地形为由西向东的一个缓坡,坡度为1.6~4.5‰,南北向几乎无坡降,没有水流冲刷,海底是一个微向东倾斜的平面。

由于深圳湾四面几乎为陆地包围,形似内海(其西南角与珠江口伶仃洋相连,是其唯一

\* 收稿日期:2002年10月



附图1 深圳市深港西部通道场坪填海总平面图

的出口)。因此它很少受到海流和外来波浪的影响,深圳河及大、小沙河等的泥沙、淤泥在湾内每年以1~3mm/年的速度进行海底沉积,因此拟建口岸区的海底均为厚度1~19.2m、总平均厚度9.3m的最新沉积的淤泥所覆盖,淤泥的下面为冲积砂砾土、粘性土或花岗岩残积土层。

## 2. 淤泥的相关性质

海床表面即为最新沉积的淤泥,在口岸区普遍存在,淤泥于海水之下,层厚为7~19.2m,大部分地区为7~13m,只是在场坪区的南部和西北部的“深槽”部位淤泥层厚度增大,可达15~19m。淤泥为深灰~灰黑色,流塑状,具腐臭味,有机质含量4.2~7.25%,混有贝壳碎片,是高含水量、高孔隙比、高压缩性、低强度、低固结特性的软土,未经加固处理不宜作为任何建(构)筑物地基。

淤泥的下部是硬土层,主要为粘性土局部是砂土,性质良好,可作为大面积地基处理的下限。

(1)经钻探取样、室内实验,得到淤泥的物理、水理、力学性质的全部指标,见下表:

表 1

指标名称	天然含水量 w	天然重度 $\gamma$	孔隙比 e	直剪试验		渗透系数 $K(\times 10^{-7} \text{ cm/s})$	前期固结压力 $P_c$ (KP)	压缩指数 $C_c$	有机质含量 (%)	三轴试验				标贯击数 N (击)
				内摩擦角 $\phi$ (度)	凝聚力 C (KP)					不固结不排水		固结不排水 (总应力)		
										内摩擦角 $\phi_u$ (度)	凝聚力 $C_u$ (KP)	内摩擦角 $\phi_u$ (度)	凝聚力 $C_{cu}$ (KP)	
范围值	59-128	13.91-16.3	1.6-3.2	1.8-5	3-8	1.1-7.57	16-45	0.5-1.2	4.2-7.25	1.1-3.2	1-7	13.7-21	2-13	0.7-1.8
算术平均值	91	14.8	2.46	2.54	5.29	3.23	27.59	0.76	5.49	2.27	3.29	16.3	6.23	0.8

(2)淤泥的原位测试力学指标

淤泥的双桥静力触探试验成果见表 2。

表 2

统计项目 \ 指标	锥尖阻力 $q_c$ (MPa)	侧壁摩阻力 $f_s$ (kPa)
范围值	0.1~0.36	1.5~5.00
算术平均值	0.172	2.57

(3)淤泥的十字板剪切试验成果见表 3。

表 3

统计项目 \ 指标	原状土 $C_u$ (kPa)	扰动土 $C_u$ (kPa)	灵敏度 $S_u$
范围值	0.22~10.20	0.11~3.04	1.39~6.43
算术平均值	4.37	1.31	3.34

(4)淤泥的主固结和次固结特性

口岸场坪区淤泥的物理力学性质与深圳湾,乃至珠江口区域的淤泥性质十分相似,其主固结系数和次固结系数,见表 4。

表4

指标名称 统计项目		主固结系数( $10^{-4} \text{cm}^2/\text{s}$ )						次固结系数 ( $10^{-4} \text{cm}^2/\text{s}$ )		
		100kPa		150kPa		200kPa		100kPa	150kPa	200kPa
		$C_v$	$C_h$	$C_v$	$C_h$	$C_v$	$C_h$	$C_a$	$C_a$	$C_a$
淤泥	范围值	3.33 ~	3.99 ~	1.96 ~	2.73 ~	1.73 ~	20.3 ~	0.02 ~	0.02 ~	0.01 ~
		8.95	9.98	7.6	8.58	5.92	7.06	0.06	0.05	0.03
	算术平均值	5.54	6.2	4.00	4.77	3.32	0.53	0.04	0.03	0.02

注:  $C_v$  为垂直向固结系数;  $C_h$  为水平向固结系数

## 填筑材料

### 1. 淤泥土的吹填特性、储量及其利用

(1) 在浅海域采用围堤吹填附近海域中的淤泥土作为大面积造陆的材料。这不仅在施工过程增加了复杂的一面,而且在达到预期的吹填效果上更有一定的技术要求,因为吹淤是将原状淤泥和海水混合为泥浆,它们的比例为:1:4~1:5,吹填浆液中的胶团能否预期落淤(聚沉)到一定密度,孔隙比( $e$ ),能否由15~17下降到3.5(原状淤泥为2.46),而达到地基处理的起始状态,这取决于淤泥的物质组成。

#### (2) 淤泥的埋藏条件及储量

如果采用附近海底中的砂料进行吹填造陆,必须先剥离砂层上覆的淤泥层,否则直接吹海砂则断无可能。如果用虎门河砂,也同样在附近海上开挖航道和港池,大量淤泥也要剥离、弃置。

口岸东部相邻的浅海域是广大的砂源分布区,也是淤泥分布区,其厚度变化9~13m,平均约10m。

每平方公里淤泥量约1000万 $\text{m}^3$ ,如果要开采海底1 $\text{m}^3$ 砂,则必须剥离上覆淤泥1.9 $\text{m}^3$ (以每平方公里砂的可采量为525万 $\text{m}^3$ 计)。

拟建口岸吹填总面积为144.34万 $\text{m}^2$ ,经计算,吹填淤泥的高度不应超过高程+4.0m,将孔隙比 $e=16$ 的淤泥浆换算成 $e=2.46$ 的原状淤泥,吹填的淤泥为2700万 $\text{m}^3$ 。这个总数为口岸场坪吹淤的总控制量。

### 2. 砂料的埋藏条件、储量及可利用性分析

#### (1) 深圳湾海底砂源:

##### ① 砂的储量

拟建口岸区镇海造陆的砂源是在距口岸区2~3Km范围,开采面积为1.44 $\text{km}^2$ ,经计算砂储量为1008万 $\text{m}^3$ ,减去流失量,可利用量为756万 $\text{m}^3$ ,但开采的剥离量较大,开采条件困难。

##### ② 砂砾层成分及性质:

深圳湾的砂砾,以较新鲜的石英、长石、岩屑为主。

A. 级配:由中粗砂和砾砂组成。

B. 含泥量及其它杂质:

经测定,中砂和砾砂含泥量在 1.1% ~ 1.46% 范围内,不含云母矿物、硫化物、硫酸盐等有害物质。海砂的含氯量为  $3.1 \times 10^{-5}\%$  ~  $5.3 \times 10^{-5}\%$  (重量百分含量),可见这种砂的质量是良好的,不但可以作为填海材料,尚可作为普通混凝土细骨料。

(2)虎门珠江砂源:

地处东莞、番禺交界的龙穴岛附近。

砂源的成分为河床相中粗砂,含盐最低,是良好的填筑材料,粒度成分见表 5:

表 5

颗粒组成(mm)	20~2	2~0.5	0.5~0.25	0.25~0.074	<0.074
含量(%)	22.2	43.0	27.7	5.0	2.1

砂源的储量估计为 300 万  $m^3$ ,厚度为 20 ~ 30m,日开采量可达到 7 ~ 8 万  $m^3$

### 3. 石料的分布

在本口岸填海区可选取的石料产地,运距 14KM ~ 20KM,石方储量约 2000 万  $m^3$ ,石料以优质的花岗岩材料为主,开采区范围大,已有多个石场,可形成多个工作面,开采条件好,开采区内有公路。

## 填海区场坪填筑和地基处理工程技术要求

1. 沉降要求工后沉降差  $\leq 1.0\%$ ,工后剩余沉降量  $\leq 20\text{cm}$ ;
2. 交工面承载力标准:荷载板试验地基承载力  $\geq 140\text{kPa}$ ;
3. 交工面以下地基部分需填土,厚度  $< 80\text{cm}$ ;其地基压实标准(重型击实),深度 0 ~ 80cm, 95%; 80 ~ 150cm, > 93%; > 150cm, > 87%;
4. 回弹模量:处理后交工面回弹模量值  $< 25\text{MPa}$ ;
5. 场坪区交工面黄海高程  $3.9 \pm 0.1\text{m}$ 。

## 填海地基处理方案选择

总体设计的前提和原则:口岸场坪处在浅海域,海水的深度为 0.44 ~ 4.77m,不论填筑材料是砂土或是淤泥,都必须先筑成环状封闭式海堤,且堤身填料需密实并着底达到粘土层,以保证吹填和堆载预压过程中堤身和堤基的稳定。

(一)场坪吹淤及真空联合堆载预压排水固结方案设计

I. 淤泥水力吹填工程设计

(1)吹填淤泥的厚度

面积为 144 万  $m^2$  的整个场坪,在平均海水深度 2.27m 以下,分布有厚度 7 ~ 19.2m(平均厚度为 9.60m)的“原状淤泥”层,它的顶面高程为 -0.09 ~ -3.75m(平均高程为 -1.66m)。在“原状淤泥”的顶面以上,吹填的“扰动淤泥”的厚度必有一个限定,称为“极限吹填高度”,它的数值取决于:

- ①“扰动淤泥”落淤后孔隙比值(一般控制在  $e = 3.5$ );
- ②“原状淤泥”和“扰动淤泥”的叠加厚度,及它们在真空联合堆载预压排水固结后的总

固结沉降量;

③交工面的高程( $3.9 \pm 0.1\text{m}$ );

④保证垫层厚度不小于  $3\text{m}$ 。

综合以上因素,经验算,吹填淤泥的顶面高程宜为  $4.0\text{m}$ 。全场吹填淤泥(即扰动淤泥)的厚度为  $4.09 \sim 7.69\text{m}$ (总平均为  $5.66\text{m}$ )。

## (2)淤泥水力吹填设计

### ①吹填参数

a 围堤顶面高程为  $+4.5\text{m}$ ,每次吹填泥浆的高程不高于  $+4.0\text{m}$ ;

b 多次循环吹泥和静置造成的最终泥面高度不超过  $+4.0\text{m}$  高程;

c 吹泥(浆)的泥水体积比为  $1:4 \sim 1:5$ ;

d 落淤静置排水后超软淤泥平均隙比为  $e = 3.5$ ;

### ②吹填泥浆过程主要物理参数的变化

吹填的泥浆初始状态经过落淤、泌水过程的十四个不等时循环,总时间设定为  $126$  天,泥浆泌水后其隙比减少,含水量下降,密度升高。经分析计算,其主要物理参数见表 6。

表 6

淤泥状态	孔隙比 (e)	含水量 ( $\omega$ )	密度 ( $\text{kN}/\text{m}^3$ ) ( $\gamma$ )	孔隙度 % (n)	比重 ( $G_s$ )	干密度 $\text{kN}/\text{m}^3$ ( $\gamma_d$ )
开挖的“原状淤泥”	2.46	91	14.8	71	2.67	7.72
泥水体积比为 1:4.5 的吹填泥浆	17.9	670	10.86	94.7	2.67	1.41
落淤泌水 126 天后的超软淤泥	3.5	131	13.7	78	2.67	5.93

吹填过程的设计是一个半理论和半经验的计算,控制的最终标准是在吹填后,泥浆面达到  $+4.0\text{m}$  高程,其孔隙比平均达到  $3.5$ 。这是吹填的结束和真空预压开始的状态。吹填过程必须是吹泥浆和停吹落淤相间循环,一个循环时间长短因每次吹填泥浆厚度不同而异,总吹填时间为  $126$  天,其中吹填泥浆时间  $49$  天,停吹落淤时间  $77$  天,设计吹填和落淤停吹循环为  $14$  次。

经计算落淤泌水  $126$  天后的超软淤泥(平均  $e = 3.5$ ,平均  $\omega = 131\%$ ),可作这一种初始状态淤泥与下伏的“原状淤泥”(平均  $e = 2.46$ ,平均  $\omega = 91\%$ )一并进行真空联合堆载预压固结。

### (3)施工方法

淤泥通过排泥管道吹填,排泥管道由挖泥区从海上铺设到路堤,管道直径应和吹泥数量相适应,单管直径不小于  $800\text{mm}$ ,流量不小于  $1.7\text{m}^3/\text{s}$ ,每日吹泥浆量不少于  $20$  万  $\text{m}^3$ 。为了吹泥均匀,可采用分管方式将  $\Phi 800\text{mm}$  排泥管分为  $2 \sim 3$  根的  $\Phi 400\text{mm}$  排泥管进行吹填。排泥管口可在吹淤过程中向施工方向移动  $2 \sim 3$  次,管口不应集中于一处吹填。

### (4)质量控制标准

近海淤泥水力吹填的泥水比为  $1:4.5$ (平均值),泥浆的隙比  $e = 17$ ,含水量  $670\%$ ,吹填

到场坪高程控制为+4.0m,静态落淤泌水后的隙比 $e=3.5$ 。含水量为131%,这是吹填淤泥进入真空预压状态前的隙比和含水量,超过这个标准(即 $e>3.5$ 或 $\omega>131\%$ )都将加大沉降量,增加垫层的厚度和失去超载预压的作用。

## II. 真空联合堆载预压排水固结方案设计

### 1. 设计参数的设定和计算分析

#### (1) 排水固结计算参数的选取:

①荷载(P):由以下几部分组成:抽真空形成大气压力( $P_1$ )按真空度600mm水银柱计算取80kPa;淤泥排水固结须留沉降层( $P_2$ );超载预压(动、静荷载)取50kPa( $P_3$ )。

根据计算, $P=P_1+P_2+P_3$ 的范围值为197~220kPa;

②真空联合堆载预压时间:为达到全场坪各区、块都满足剩余沉降和差异沉降的技术要求,经过验算其时间 $t$ 值取210~250天;

#### ③淤泥的总厚度(H)计算值确定:

淤泥的总厚度(H)包括“原状淤泥”的厚度和吹填的淤泥厚度,根据最小单元——块的统计分析,全场坪吹填和原状淤泥总厚度 $H=12\sim 20\text{m}$ ,计算时取整数单位,用1m为级差,H值分为12、13、14、15、16、17、18、19、20九级计算;全场区的H值取单向排水固结方式计算。

④固结系数(垂直) $C_v=5.5\times 10^{-4}\text{cm}^2/\text{s}$ ;

⑤固结系数(水平) $C_h=6.6\times 10^{-4}\text{cm}^2/\text{s}$ ;

⑥淤泥初始隙比 $e_0=2.46$ ;

⑦淤泥压缩模量 $E_s=1.055\text{MPa}$ ;

⑧淤泥次固结系数 $C_\alpha=0.0136$

⑨塑料排水带等效砂井直径 $d_w=0.07\text{m}$ ;

⑩塑料排水带间距L取0.9m、1.0m、1.1m、1.2m按等边三角形四种类型进行排水固结验算,最后确定最佳排水带间距。

#### (2) 排水固结模型及计算分析

①考虑到真空联合堆载预压为实际多级加荷状况,和堆载预压不尽相同,前者不是等速率加荷,经过计算对比,选用改进的多级Barron-Terzaghi模型进行平均固结度计算:

$$U_t = \sum \{1 - (8/\pi^2) \cdot e^{-A} \cdot (\Delta P_n / \sum \Delta P_n) \cdot [t - (t_n + t_{n-1})/2]\}$$

式中  $A = [8/F(n)] \cdot (C_h/d_w^2) + (\pi^2/4) \cdot (C_v/H^2) \cdot t$ ;

$U_t$ —— $t$ 时刻多级加荷载修正后平均固结度;

$F(n)$ ——与井径比有关的系数;

$\Delta P_n$ ——第 $n$ 级荷载增量;

$\sum \Delta P_n$ ——各级荷载总和;

$t_{n-1}, t_n$ ——分别为每级加荷的起始点和终点时间(从时间0起算),当计算等级荷载加荷期间 $t$ 时刻的固结度时, $t_n$ 改为 $t$ ;

$d_w$ ——排水圆柱等效直径;

必须说明:①上述计算方法,乃是近似计算,因为真空联合堆载预压不是一种等级差加荷,严格讲与公式计算条件有一定差别;②其次,关于井阻和涂抹因素,深圳地区多年来的地基处理经验证明可以忽略,为工程偏安角度考虑,上述各种因素在计算中用一定的折减系数

计入固结度;③大面积填土地基最终沉降和次固结沉降的计算依据有关土力学公式。

②现将淤泥总厚度及各块塑料排水带间距和固结度,剩余沉降量等计算结果列于表7。

表7

淤泥总厚度 H(m)	联合预压时间 T(天)	预压荷载 P (kPa)	插塑料排水板间距 L(m)	最终沉降量(淤泥) S(m)	固结度 (平均值) Ut(%)	预压结束时沉降量 St(m)	剩余沉降量 $\Delta S_b$ (cm)	次固结沉降量 Sa(cm)	总剩余沉降量 $\Delta S$ (cm)
12	210	190~209	1.0	2.17	87.5	2.05	12.0	6.1	18.1
			1.1	2.17	87.0	1.97	20.0	6.1	26.1
			1.2	2.17	85.6	1.88	29.0	6.1	35.1
13	210	190~209	1.0	2.35	87.5	2.22	13.0	6.4	19.4
			1.1	2.35	87.0	2.14	21.0	6.4	27.4
			1.2	2.35	85.6	2.04	31.0	6.4	37.4
14	210	190~209	0.9	2.53	88	2.46	7.0	6.9	13.9
			1.0	2.53	87.5	2.39	14.0	6.9	20.9
			1.1	2.53	87.0	2.30	23.0	6.9	29.9
15	210	190~209	0.9	2.71	88	2.63	8.0	7.4	15.4
			1.0	2.71	87.5	2.56	15.0	7.4	22.4
			1.1	2.71	87	2.46	25.0	7.4	32.4
16	210	190~209	0.9	2.89	88	2.81	8.0	8.0	16.0
			1.0	2.89	87.5	2.73	16.0	8.0	24.0
			1.1	2.89	87	2.63	26.0	8.0	34.0
17	210	209~220	0.9	3.55	91	3.43	12.0	8.6	20.6
			1.0	3.55	90	3.30	25.0	8.6	33.6
			1.1	3.55	89	3.17	38.0	8.6	46.6
18	250	209~220	0.9	3.76	91	3.71	5.0	9.1	14.1
			1.0	3.76	90	3.63	13.0	9.1	22.1
			1.1	3.76	89	3.55	21.0	9.1	30.1
19	250	209~220	0.9	3.97	92	3.92	5.0	9.7	14.7
			1.0	3.97	91	3.85	12.0	9.7	21.7
			1.1	3.97	90	3.75	22.0	9.7	31.7
20	250	209~220	0.9	4.18	92	4.12	6.0	10.0	16.0
			1.0	4.18	91	4.05	13.0	10.0	23.0
			1.1	4.18	90	3.95	23.0	10.0	33.0

按照基本控制要求的数据,经验算,各块单元剩余沉降都能满足  $< 20\text{cm}$  的要求。

### ③关于差异沉降的验算分析:

场坪区差异沉降主要取决于淤泥层的底板深度,由于淤泥顶板高程相差很小(尤其在局部的验算范围内),差异沉降最大的可能发生地方就是淤泥厚度(淤泥底板)变化最大的深槽部位。

对这些部位进行差异沉降的验算结果表明,其工后剩余差异沉降为  $0.31\text{‰} \sim 0.76\text{‰}$ ,满足小于  $1\text{‰}$  的技术要求;详细验算见表 8。

表 8

项目 区号	验算位置	最厚淤泥处 剩余沉降 (cm)	淤泥一般厚度 处剩余沉降 (cm)	计算两点水 平距离(m)	差异沉降 %
I	北部淤泥深槽位	20.0	13.73	200	0.31
II	中部淤泥深槽位	19.11	13.95	116	0.76
III	南部淤泥深槽位	19.02	13.20	76	0.45

④经过验算 + 3.9m 交工面上的承载力标准值均大于  $140\text{kPa}$ 。按标准碾压后,回弹模量可以达到  $25\text{MPa}$ 。

⑤经过验算,场地各段的安全稳定系数为  $K = 1.25 \sim 1.33$ ;

⑥经过真空联合堆载预压排水固结处理后的淤泥十字板抗剪强度提高到  $5 \sim 8$  倍,即由原来的不到  $5\text{kPa}$  提高到  $25 \sim 40\text{kPa}$ ,据此计算淤泥顶面的承载力(平均)将由原来的  $25\text{kPa}$  提高到  $50\text{kPa}$ (平均)。

因此,经计算分析,场坪区淤泥在真空联合堆载预压排水固结后,各项技术指标均可满足设计要求。

### (3)真空预压结构设计及其施工要求

①工作垫层:在新吹填的淤泥顶面上,为保证施工机械能行走和施工作业,必须在淤泥顶面铺三层竹笆,其上再铺垫  $50\text{cm}$  中粗砂作为工作垫层。砂层含泥量不得大于  $5\%$ ,其干密度应大于  $16.5\text{kN/m}^3$ 。

②竖向排水系统:在铺设的砂垫层上按三角形布置打设塑料排水板,插板间距全区有  $1.0\text{m}$  和  $0.9\text{m}$  二种。

#### ③滤水管及射流泵

在砂垫层中埋设滤水管,直径为  $70\text{mm}$ ,滤水孔直径为  $5\text{mm}$ ,孔隙率为  $25\%$ ,滤水管需用无纺布包裹后埋于砂垫层中,滤水管间距为  $6\text{m}$ ,长度沿伸整个块单元和周边排水管相联。周边排水管用三通接头与射流泵进水管相连。

#### ④密封薄膜的上、下保护层

真空预压施工技术中,最难以控制的是密封技术。在每一块抽真空面积( $2 \sim 3$  万  $\text{m}^2$ )表面铺密封的薄膜前后,必须在其上面和下面使用尼龙编织布覆盖,以防止密封薄膜在施工及抽真空过程中受损漏气、漏水达不到预期的真空度。

#### ⑤三层密封薄膜(PVC)和周边压膜沟

在下保护层之上铺三层塑料薄膜(单层厚度 0.12~0.14mm),应覆盖整个抽真空块单元,为了防止单元周边透水、透气影响真空度,需在块单元周边外薄膜端开挖压膜沟,将薄膜用粘性土压住。

#### ⑥射流泵的安装及滤排水管出膜要求

采用射流泵抽真空,通过膜上出水管、法兰盘、密封膜和下滤水管相联。法兰盘直径为 200mm,用以封住管道出水口。保证出膜处不透气、透水。射流泵的射水由 7.5KW 离心泵供给,每套抽真空装置控制 1000m<sup>2</sup>。

为保证在预定工期内达到地基处理的技术要求,需在膜上用砂、土加载,在真空度稳定达到 600mm 水银柱的 2 天后,可以开始逐渐堆载,每一级加载所用砂土不超过 0.8m,厚度在加载土层厚 3.2m 范围内,每 0.8m 必须碾压,采用 20T 振动碾碾压 6~8 遍,对于砂土层使其相对密度达到中密以上,对于粘性土层,其密实度必须达到 95%(重型击实)以上。

⑦对 3.2m 厚碾压土层之上的超载土层,则无需专门碾压;但每块单元的超载土层应达到的高度和卸载的厚度,需依据处理淤泥层厚度而定。

施工工期需三年时间。

#### (二)插塑料排水板、填石(砂)堆载预压方案

为了加快施工速度、便于施工管理及有利于今后大面积地基处理的需要,依据场坪填海区内海水深度、淤泥厚度等因素,将 144.34 万 m<sup>2</sup> 的填海区域,用抛填开山石的隔堤,将它与场区四周新、旧海堤共同分割成四大区十二个小区(即 I-A 到 IV-C)。

##### 1. 内隔堤的功能及其加固处理

拟建口岸场坪填海区域的四周分别四条稳定的海堤所围,海堤是永久性构筑物,用开山石填筑,其中东、南海堤用爆破挤淤方法,使填石海堤落到淤泥底部的硬土层。

①内隔堤是临时性的,仅作为施工的道路;

②内隔堤将作为场坪地基的组成部分,最终将消失;

③隔堤将用开山石填筑, I、II 区的隔堤一般都落底,而在深淤泥区的 III、IV 区并未落底,因此为消除隔堤的工后沉降,采用强夯挤密法对隔堤加固处理。

##### (1)隔堤设计技术要求

为满足填海输送砂、土、石材料的需要,隔堤作为临时构筑物,其技术要求如下:

①隔堤的堤顶高程为 +2.5m;

②隔堤顶部道面满足重型载重车辆双向车道行使要求;

③隔堤堤身宽度在使用过程中应保持相对稳定。

##### (2)隔堤填筑材料的要求

①隔堤堤身主要的填筑材料为开山混合石料,块石最大的粒径不得大于 50cm,开山混合石料中的含细粒砂土(粒径  $\leq 2\text{cm}$ )不大于 10%;

②堤身填筑材料的干密度控制在 20kN/m<sup>3</sup>;

③隔堤顶部用厚度为 1.0m 风化砾石土(即强风化岩和全风化岩)填筑作为道面的铺垫。

隔堤填筑过程中“清淤”:

隔堤在抛填过程中,堤身进占一定距离后,将会在堤头和堤身两侧,形成隆起的“淤泥包”,当淤泥包顶面接近  $\pm 2 \sim \pm 2.5\text{m}$  高程时,须用长臂反铲将“淤泥包”及时地挖除,以保证

填石不断的沉底过程。

## 2. 填砂(土)、填石及堆载预压排水固结方案设计

全场坪分为四个区, I区场坪上将修建口岸深港联检大楼、办公楼以及通向特区的地下通道,需进行二次地基处理,采用砂土作为填料, II、III、IV区填石堆载预压。

### (1) 方案设计的前提及控制要求:

填海地基处理工程必须是在围海海堤内,铺设土工布和填砂垫层及插塑料排水板填石堆载等工序都在抽排掉海水后进行作业,海水的多年平均水位深度从南到北为 1.77 ~ 5.5m。

### (2) 填砂堆载预压排水固结设计

#### ① 参数选取:

单元淤泥平均厚度(H)分为 8m、9m、10m、11m、12m、13m、14m、15m 八种不同的状况。

#### ② 荷载(P):由以下几部分组成:

A: 砂垫层  $1\text{m} \times 16.5 = 16.5\text{kPa}$ , 砂密度为  $16.5\text{kN/m}^3$ ;

B: 填石(砂、土)预压层;

如对于淤泥平均厚度为 8m 的地段,预留沉降层厚度约 1m,达到预定预压高程,填砂(土)7m,填砂总厚度 8m,总计  $8 \times 16.5 = 132\text{kPa}$ (填石密度  $16.5\text{kN/m}^3$ ),总计  $148.5\text{kPa}$ ,计算平均取值为  $150\text{kPa}$ 。

对于淤泥平均厚度为 11m 的地段,预留沉降层厚度约 1.5m,填石(土)8.5m,填石总厚度 9.5m,总计  $9.5 \times 20 = 190\text{kPa}$ ,总计  $207\text{kPa}$ ,计算平均取值为  $200\text{kPa}$ 。

对于淤泥平均厚度为 15m 的地段,预留沉降层厚度约 2.5m,填石(土)9m,填石总厚度 11.5m,总计  $11.5 \times 20 = 230\text{kPa}$ ,计算平均取值为  $220\text{kPa}$ 。

本地海区的预压荷载(P)依据淤泥厚度不同选用  $150 \sim 220\text{kPa}$ ,平均  $200\text{kPa}$ 。

堆载预压时间(t)全过程,为达到场坪全区都能满足剩余沉降和差异沉降的要求,经过验算,不同地段预压时间不相同,其范围从 210 天至 240 天(包括分层堆载时间)。

预压分级确定:采用 7 ~ 8 级堆载,每级压力约为  $30\text{kPa}$ ;

固结系数(垂直) $C_v = 3.5 \times 10^{-4} \text{cm}^2/\text{s}$ ;固结系数(水平) $C_h = 4.2 \times 10^{-4} \text{cm}^2/\text{s}$ ;淤泥初始孔隙比  $e_0 = 2.46$ ;淤泥压缩模量  $E_s = 1.66\text{MPa}$ ;淤泥次固结系数  $C_\alpha = 0.02 \sim 0.04$  塑料排水带等效砂井直径  $d_w = 0.07\text{m}$ ;

塑料排水带间距 L 取 0.9m、1.0m、1.1m、1.2m 按等边三角形四种类型进行排水固结验算,确定最佳排水带间距。

#### ③ 排水固结模型及计算分析

多级加荷状况,等速率加荷,选用改进的多级 Barron - Terzaghi 模型

淤泥不同厚度及各块塑料排水带间距和固结度、剩余沉降量等计算结果列于表 9。

#### (4) 差异沉降的验算分析:

场坪区差异沉降主要取决于淤泥层的底板深度或淤泥厚度,由于淤泥顶板高程相差很小(尤其在局部的验算范围内),差异沉降最大可能发生的地方就是淤泥厚度(或淤泥底板)变化最大的深槽部位,对这些部位进行差异沉降的验算结果表明,各区工后剩余差异沉降为  $0.95\% \sim 1.25\%$ ,总平均为  $1.05\%$ ,基本满足  $\leq 1.0\%$  的技术要求;详细验算见下表:

表 10

项目 区、单元号	验算位置	槽盆中心最厚 淤泥处剩余沉 降(cm)/淤泥 厚度(m)	槽盆边淤泥厚 度处剩余沉降 (cm)/淤泥厚 度(m)	计算两点水平 距离(m)	差异沉降 ‰
II - 21	北部淤泥深槽盆	35.3/14.0	21.9/10.0	140	0.95
III - 3	中部淤泥深槽盆	31.3/14.0	19.7/9.0	120	0.97
IV - 38	南部淤泥深槽盆	37.0/17.0	18.3/15.0	150	1.25

堆载预压排水固结计算成果总表

表 9

类型	单元号	淤泥平 均厚度	堆载预 压时间 T(天)	预压荷载 p(kPa)	插塑料排 水板间距 L(m)	最终沉降 量(淤泥) S(cm)	固结度 (平均值) U <sub>t</sub> (%)	预压结束 时沉降量 St(cm)	剩余沉 降量 ΔSb(cm)	次固结 沉降量 Sa(cm)	总剩余 沉降量 ΔS(cm)
1	13、14、15、 18、19、20、 32	8	240	156 ~ 176	0.9	117	95.2	109	8.0	2.8	10.8
					※1.1	117	83.0	95.3	21.7	2.8	24.5
					1.2	117	77.1	88.4	28.6	2.8	31.4
2	16、17、22、 23、24、27、 28、36、40	9	240	156 ~ 176	※1.0	131	89.0	115	16.0	3.4	19.4
					1.1	131	82.9	107	24.0	3.4	27.4
					1.2	131	77.0	99.6	31.4	3.4	34.8
3	31、41、42	10	240	176 ~ 196	0.9	162	96.0	154	8.0	4.1	12.3
					※1.0	162	90.1	144	18.0	4.1	20.5
					1.1	162	84.0	134	28.0	4.1	32.1
4	33	11	246	176 ~ 196	※0.9	179	96.1	169	10.0	4.7	14.7
					1.0	179	90.1	159	20.0	4.7	24.7
					1.1	179	84.0	148	31.0	4.7	35.7
5	1、25	12	246	176 ~ 196	※0.9	195	96.0	186	9.0	5.1	14.1
					1.0	195	90.1	174	21.0	5.1	26.1
					1.1	195	84.0	162	33.0	5.1	38.1
6	26、35、39	13	246	196 ~ 210	※0.9	226	96.1	215	11.0	5.7	16.8
					1.0	226	90.1	203	23.0	5.7	28.7
					1.1	226	84.0	188	38.0	5.7	43.7
7	29、30、37	14	246	196 ~ 210	※0.9	243	96.1	232	11.0	6.3	17.3
					1.0	243	90.0	218	25.0	6.3	31.3
					1.1	243	84.0	203	40.0	6.3	46.3

8	34、38、43、44	15	246	196 ~ 240	※0.9	260	96.1	249	11.0	6.8	17.8
					1.0	260	90.1	233	27.0	6.8	33.8
					1.1	260	84.0	217	43.0	6.8	49.8

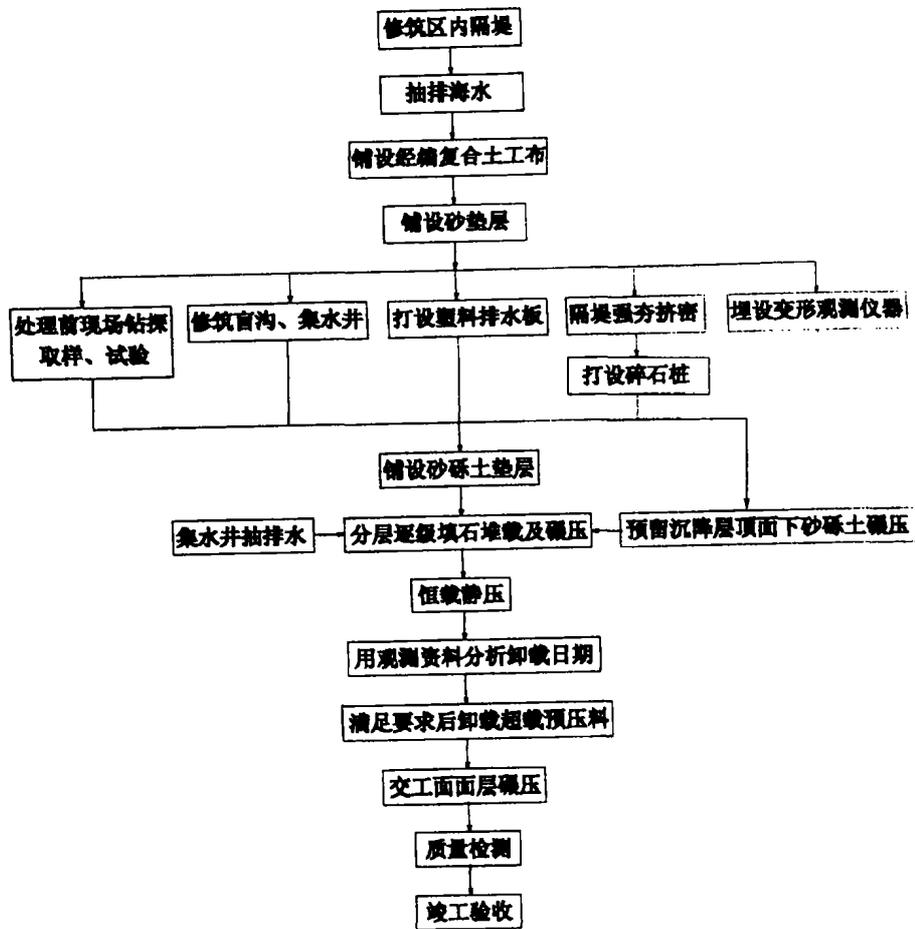
经过计算 + 3.9m 交工面上的承载力标准值均大于 140kPa, 回弹模量可以达到 25MPa。安全稳定系数为  $K = 1.25 \sim 1.33$ 。

处理后的淤泥十字板抗剪强度提高到 7 倍, 淤泥顶面的承载力将由原来的 25kPa 提高到 80kPa。

经计算分析, 各项技术指标均可满足设计要求。

(5) 堆载预压过程设计及施工主要工艺要求

工艺流程图见附图 2。



附图 2 堆载预压工艺流程图

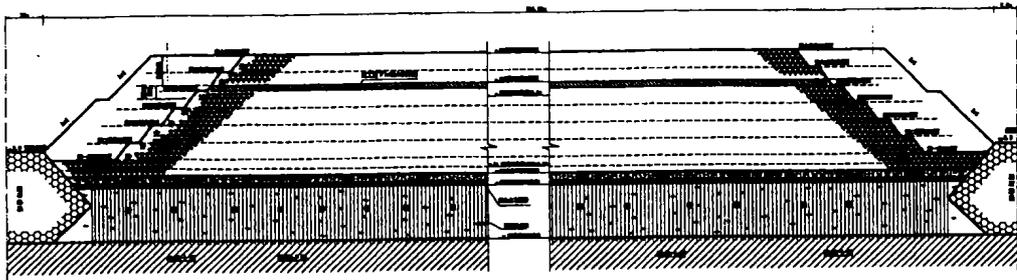
底基层用逐级堆载方法:

每一级堆载的高度为 1.4m~1.5m,分两层碾压,  
干密度 $\geq 16.5\text{kN/m}$ ,填石的控制干密度 $\geq 20\text{kN/m}^3$ ;

填筑堆载过程也是地基排水固结过程,地基中软土强度逐渐增长,因此每一分层推平后,须静置数日,同时观测并记录地基沉降和孔隙水压力,堆载过程每日观测一次沉降,每小时观测孔隙水压力一次,并记录地基沉降和孔隙水压力变化数据,用沉降速率或孔压消散速率控制堆载的速度,其控制标准为:堆载时平均沉降量应 $\leq 15\text{mm/d}$ ,孔隙水压力值比附加荷载值 $\leq 0.5$ ,边桩水平位移 $< 5\text{mm/天}$ ,大于此数值应延缓堆载速度。

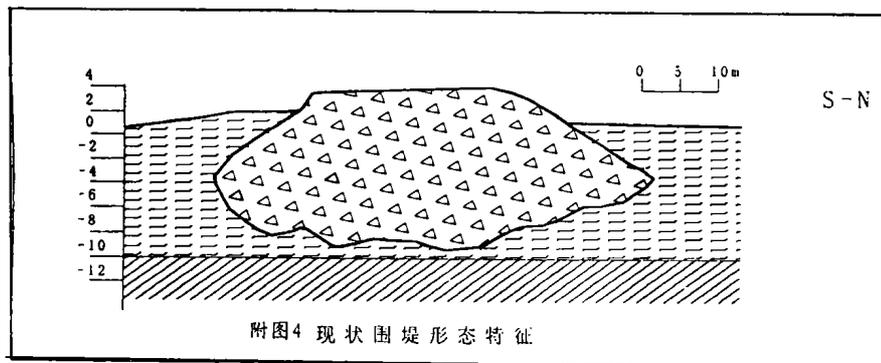
每级(二层)填筑时间为 15 天,其中堆载 7 天,静压 8 天,超载预压时间为 100 天~135 天。在卸载面以下换填 1m 厚度的粘性土层。

附图 3 为填石堆载预压典型结构图。



附图3 填石(砂)堆载预压竖向典型结构图

附图 3 填石(砂)堆载预压竖向典型结构图



附图4 现状围堤形态特征

附图 4 现状围堤形态特征

#### (6) 施工质量检测及监测、检测工作

① 预压前和预压结束时的钻探试验工作,

② 填筑层面高程测量

40~40m 网格,层面高程计有:工作垫层顶面;碾压层顶面;超载预压层顶面;卸载后交工面。

③ 施工中的沉降板观测

沉降板每 5000m<sup>2</sup> 布置一块,

④孔隙水压力观测;

⑤交工面上进行静载荷试验,承载板 3 × 3m。

## 关键技术问题

由于本工程时间要求很紧,虽说场坪吹淤及真空联合堆载预压排水固结方案造价相对便宜,只需 6 亿多元,但工期需 3 年,而插塑料排水板、填石(砂)堆载预压方案虽然造价相对较高,但工期只需 1 年,经综合比较选择第二设计方案为施工方案。

### 1. 隔堤“三角区”沉降问题

填海地基处理工程中,填海场坪与海堤、隔堤过渡地带的边界,由于抛石海堤、隔堤呈“纺锤型”(见附图 4,该图为旧北海堤断面图,由地质雷达所测),其下存在未经处理的淤泥,必须对过渡带进行处理,否则差异沉降满足不了设计要求,且工后沉降很大。

可考虑的处理方案有“三角区”采用  $\phi 7$ cm 袋装砂井结合超载预压,若所填块石较大,袋装砂井难以施工,可将袋装砂井改为  $\phi 400$  振动沉管碎石桩。

### 2. 超软淤泥的堆载预压问题

场坪深水区淤泥含水量超过 100%,孔隙比超过 2.5,十字板抗剪强度平均值为 3.9kPa,这就要求每一堆载层在恒载过程中在地基固结沉降  $\leq 15$ mm/天的条件下才允许堆填下一层填料,对于大面积堆载不发生水平变形(边桩的侧向位移  $< 5$ mm/天)和底基层局部隆起,因此在设计时需将场坪分为小单元,做到当堆填某一小单元荷载时,其他小单元起反压护道的作用,每一小单元堆载层只能相差一个层位,避免出现滑移或局部隆起。

## 结论

1. 填海岩土工程填方量较大,应在保证质量的前提下,认真比选各种方案,综合考虑,因地制宜。

2. 在造陆过程中,为了减少填筑材料的流失,方便、快捷的施工,需要修建专门的填海围堤及内隔堤,以利于抽排海水并增加运输通道,就要考虑海浪、潮流及填筑材料的侧向挤压对围堤稳定问题。

3. 填海造陆施工过程中,必须加强岩土工程监测,严格控制加荷速率。挤淤的过程就是淤泥地基不断失稳的过程,填筑中滑裂面越深的失稳,挤出的淤泥就更多更深。这是矛盾的统一体,一方面加快了填海速率,另一方面也相应增加了工程造价。

4. 如果施工中挤出的淤泥量很大,就需要不断地清淤,必须考虑环保问题。

## 参考文献

- 1 《地基处理手册》编写委员会:《地基处理手册》,中国建筑工业出版社,1993 年
- 2 《深圳市深港西部通道工程口岸场坪填海及地基处理施工图设计》,深圳市勘察研究院,2002 年 7 月。

# 刚性桩复合地基承载力的确定问题\*

郑 刚

(天津大学土木系 天津 300072)

[摘要] 通过一系列现场试验成果的分析,对刚性桩复合地基根据单桩复合地基载荷试验确定复合地基承载力和根据单桩、土载荷试验确定复合地基承载力之间差异进行了分析。指出了可能存在的一些问题供同行参考。

## 前言

近年来,在城市民用建筑中,越来越多地采用半刚性桩复合地基和刚性桩复合地基,其中刚性桩复合地基采用 CFG 桩(强度等级 C10 以上)、沉管灌注桩(包括素混凝土桩)、静压预制桩等刚性桩与桩间土共同承担荷载,桩顶处常设置 100mm ~ 300mm 褥垫层。复合地基承载力大幅度提高,复合地基承载性状与传统柔性桩有较大变化,载荷试验加载量越来越大,试验方法也分为单桩、桩间土载荷试验与单桩或多桩复合地基载荷试验。

无论新颁布的《建筑地基基础设计规范》GB5007 - 2002<sup>[1]</sup>还是即将批准的《建筑地基处理技术规范》<sup>[2]</sup>都规定,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,或采用增强体的载荷试验结果和其周边土的承载力特征值结合经验确定。后者还规定,对水泥粉煤灰碎石桩复合地基(即 CFG 桩复合地基),应通过单桩复合地基载荷试验来确定复合地基承载力特征值,具体方法如下:

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

②按相对变形确定: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,取  $s/b = 0.008$  所对应的压力;当以粘性土、粉土为主的地基,可取  $s/b = 0.01$  所对应的压力, $b$  为承压板宽度或直径,当其值大于 2m 时,按 2m 计算。而且还规定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。

此外还规定,进行载荷试验时,承压板底面应与基础底面设计标高相同。承压板底面下宜铺设粗砂或中砂垫层,垫层厚度取 50mm。

虽然本次修改的规范<sup>[2]</sup>未列入刚性桩复合地基,但上述针对水泥粉煤灰碎石桩复合地基的规定,考虑到水泥粉煤灰碎石桩的强度等级可达 C10 以上,实质上就是刚性桩。很多地方在设计刚性桩复合地基并通过复合地基载荷试验确定复合地基承载力时,大多套用一些现有方法<sup>[4]</sup>。天津地区软土中目前已大量采用的以沉管灌注桩、小直径预制桩与土组成刚

\* 收稿日期:2002 年 11 月

性桩复合地基,几乎都采用可取  $s/b = 0.01$  所对应的压力作为复合地基承载力特征值。

当根据复合地基载荷试验确定复合地基承载力时,规范<sup>[3]</sup>条文说明指出,对传统的柔性桩复合地基,通过载荷试验确定复合地基承载力时,其取值方法主要根据柔性桩复合地基压力沉降关系曲线,一般是一条平缓的光滑曲线,考虑到国外对天然地基载荷试验多数按控制变形的方法确定承载力的趋向,主要按规定的沉降比确定复合地基承载力。以天津地区为例,大量刚性桩复合地基的载荷试验得到的  $p \sim s$  都是平缓的光滑曲线,似乎按相对变形确定复合地基承载力是毫无疑问的。

刚性桩复合地基,与传统柔性桩复合地基相比,其承载力性状及破坏机理均发生了显著变化,一般而言,由于桩身强度有足够的保证,桩端又没有进入坚硬持力层时,复合地基承载力不再是因桩身破坏或桩身压缩量过大而达到极限状态。这个差别是否会对刚性桩复合地基套用传统的并为工程实践中所主要采用的根据沉降比确定复合地基承载力的复合地基载荷试验方法及承载力确定方法提出了挑战?作者在通过对所进行的现场试验和收集的天津市数十个工程载荷试验资料的分析,试图对此进行分析探讨,以抛砖引玉,促进对复合地基承载力载荷试验及承载力评价的研究。

## 刚性桩复合地基承载力载荷试验存在问题

### 1. 沉降对桩、土反力的影响

进行单桩复合地基载荷试验时,承压板的面积是按单桩负担的地基处理面积而定的,显然,桩距越大,承压板的尺寸越大。这就可能出现这样的情况,同一场地、同地质条件、采用同样的桩,仅仅是因为上部荷载的

不同,建筑物不同部位(例如6层、局部8层建筑)复合地基采用了不同的桩距,因此,相应采用了不同尺寸的承压板,从而导致按  $s/b = 0.01$  对应的压力所确定的复合地基承载力特征值对应了不同的沉降。

下面我们来分析上述不同沉降所可能带来的影响。

众所周知,对中高压缩性均质土地基,基底压力相等时,不同基础宽度  $b$  的沉降比  $s/b$  大致相同<sup>[5,6]</sup>。因此,不同宽度承压板在同一  $s/b = 0.01$  下所对应的压力可能相等或相差不多。也就是说,对中高压缩性均质土地基,常规承压板宽度范围内,承压板的宽度变化可能对根据载荷试验确定天然地基承载力不造成实质影响。

而对一根小直径摩擦桩单桩来说,即使达到单桩极限承载力,在极限荷载下,桩顶沉降仍然不大。根据天津大学土木工程系和天津市建筑科学研究院在进行天津市单桩竖向承载力经验公式编制研究所作的大量调查分析,单桩承载力对应的沉降见表1。

由下表见,在其它条件不变时,沉降略有变化(特别是预制桩),对应的桩顶荷载即可能有很大变化。

### 2. 刚性桩复合地基载荷试验单桩-承压板相互作用分析

童翊湘等在上海近郊软土上作了一组单桩、单桩带台的对比载荷试验,桩长4.0m,承台边长0.707m。对比试验结果表明,对桩的竖向刚度  $K_p$  和土的刚度  $K_s$ ,加载过程中,单桩带台的刚度  $K_{p+s}$  均小于  $K_p + K_s$ 。但对桩来说,试验沉降  $s < 4\text{mm}$  时,承台下桩的刚度  $K_{p(s)}$  小

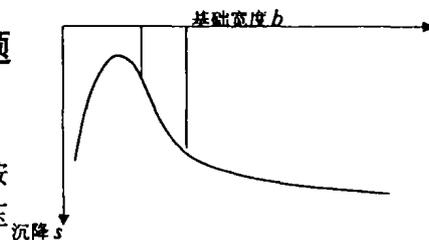


图1 基础宽度与沉降关系

于单桩刚度  $K_p$ , 但  $s \geq 4\text{mm}$  时,  $K_{p(\varphi)}$  反而大于单桩刚度  $K_p$ , 即承台对土的压密作用反而提高了桩的竖向刚度。此例说明在加荷过程中, 承台对桩的影响并不都是降低桩的竖向刚度的。

桩承载力对应沉降

表 1

项 目		对应沉降(mm)		
		平均值	最大值	最小值
预制桩	单桩允许承载力	3.40	10.00	1.20
	单桩极限承载力	14.00	40.00	5.00
灌注桩	单桩承载力设计值	6.79	16.00	2.50
	单桩极限承载力	27.78	58.00	8.88

注: 以上单桩承载力的名称原文即如此。

为了分析桩和承压板的相互作用, 以考虑承压板尺寸对相同相对沉降( $s/b = 0.01$ )下桩顶反力的影响, 作者采用了在桩侧设置接触面单元的轴对称非线性有限元分析程序对单桩带台系统进行了分析。采用作者设计的某工程算例, 按刚性桩复合地基设计, 采用  $\phi 500$  灌注桩, 桩长 10m, 单桩极限承载力为 785kN, 根据建筑物荷载分布不同桩距为 1.5m~3.5m 不等。为了分析承压板尺寸对刚性桩复合地基载荷试验成果的影响, 计算了承压板直径  $D$  (由于是轴对称有限元程序, 因此以圆板计算) 分别为 2.0m、3.0m、4.0m 时在承压板沉降达到  $s/b = 0.01$  即分别为 2.0cm、3.0cm、4.0cm 时的桩顶反力, 见表。

不同承压板宽度  $s/b = 0.01$  时桩顶反力

表 2

承压板宽度 (m)	沉降 (mm)	桩顶反力 (kN)	对应桩距时的复合地基承载力标准值 (kPa)
2.0	20	399.1	173.8
3.0	30	536.5	138.3
4.0	40	703.9	123.3

### 3. 承压板尺寸对确定复合地基承载力的影响

当桩不是太短时, 考虑承压板影响深度有限, 忽略承压板与土的相互作用, 对复合地基, 采用相同的沉降比  $s/b$  来确定复合地基承载力, 承压板宽度越大, 对应的沉降越大, 这将给桩的反力可能带来显著影响。表 3 是某刚性桩复合地基工程的实测结果<sup>[7]</sup>, 笔者曾在文献<sup>[8]</sup>中对该试验成果进行了分析, 该试验实测了  $s/b = 0.01$  时桩顶反力, 作者根据该实测数据, 曾进一步计算  $s/b = 0.01$  时承压板下土的反力<sup>[9]</sup>。仍假设取  $s/b = 0.01$  对应的荷载作为复合地基承载力。单桩承载力特征值为 230kN。

对表 3 实测数据在文献<sup>[7]</sup>基础上作进一步分析, 由表 3 可见, 单桩复合地基与四桩复合地基,  $s/b = 0.01$  对应的桩顶反力相差很多, 而土的反力则相差不多。对单桩复合地基载荷试验,  $s/b = 0.01$  对应的复合地基承载力  $f_{ak}$  为 200kPa, 而四桩复合地基载荷试验  $s/b = 0.01$  对应的复合地基承载力  $f_{ak}$  则为 335kPa, 相差很大。与两个单桩复合地基载荷试验相比, 在土反力基本相等的情况下, 四桩复合地基载荷试验  $s/b = 0.01$  对应的桩顶反力平均高 67.4%, 显然, 与单桩复合地基载荷试验确定的复合地基承载力相比, 四桩复合地基载荷采用相

同  $s/b$  确定的承载力的安全度低得多。

不同承压板宽度下桩顶反力

表 3

试验方式	单桩复合地基	单桩复合地基	四桩复合地基
承压板宽度(m)	1.2	1.2	2.4
$s = 0.01b$ 对应沉降(mm)	12	12	24
实测桩顶反力(kN)	198.7	204	337
实测土反力(kPa)	79.6	71.6	95.2
$s = 0.01b$ 对应荷载(kPa)	200	200	335

由上述数据及图 1 还可推断,对刚性桩复合地基,当桩相同而承压板宽度不同时,忽略桩土相互作用影响,相同沉降比  $s/b$  下土的反力可能几乎相同,但桩顶反力将可能相差很多,这样确定的复合地基承载力,其安全度必然不同。因此,不能将天然地基及柔性桩复合地基的标准简单应用于非柔性桩复合地基。可见,刚性桩似乎不能与常规意义上的复合地基中的竖向增强体等同对待,前者的承载力往往受土提供给桩体的阻力控制,而后的承载力似乎主要是由桩体的材料强度或桩体自身压缩量所控制。

#### 4. 褥垫层对载荷试验的影响

##### (1) 褥垫层的应力扩散影响

虽然规范<sup>[2]</sup>规定承压板底面下宜铺设粗砂或中砂垫层,垫层厚度取 50mm,但由于规范<sup>[2]</sup>又规定,承压板的板底高程应与基础底面设计高程相同,由于理解上的不同,有大量复合地基载荷试验是在褥垫层上进行的。常规 100mm~300mm 厚度的褥垫层对宽度很大的筏片基础来说,其扩散作用可不考虑,但在褥垫层上进行复合地基载荷试验时,由于承压板宽度一般在 1m 左右,因此其应力扩散作用是显而易见的。如在褥垫层上进行复合地基载荷试验,对水泥搅拌桩复合地基,将可能给出偏大的承载力,这已为一些试验结果所证明。(然而,对刚性桩复合地基,将可能因褥垫层降低相同  $s/b$  的桩反力而反而使按  $s/b$  确定的承载力降低,见下文)

##### (2) 褥垫层压缩量对承载力判定的影响

在褥垫层上进行载荷试验,当褥垫层较厚时,其本身将被压缩。褥垫层厚度、褥垫层密实度、褥垫层侧面约束条件等影响着褥垫的压缩量。当根据沉降比确定复合地基承载力时,对水泥土桩复合地基和刚性桩复合地基,如取  $s/b = 0.004 \sim 0.01$  时对应的荷载为复合地基承载力特征值,对  $1m \times 1m$  的承压板,则仅相当于取  $s = 4 \sim 10mm$ 。有资料报道,根据某工程复合地基实测,测得桩顶处褥垫层压缩量为 5.12mm,土上褥垫层压缩量为 3.57mm,桩顶刺入量 1.55mm,褥垫层的压缩量占了承压板沉降量的很大一部分,显然,根据这样的承压板沉降,按沉降比确定的承载力与实际承载力相比严重偏低了。对刚性桩复合地基,将还可能因褥垫层使相同  $s/b$  下的桩顶反力降低而使特定沉降  $s$  下按  $s/b$  确定的承载力降低。如某工程<sup>[10]</sup>素混凝土灌注桩复合地基,桩长 12.6m,桩距 1.3m。采用  $1.3m \times 1.3m$  的承压板,褥垫层厚 200mm,两个载荷试验根据沉降比  $s/b = 0.01$  确定复合地基承载力为 340.8kPa 和 402.6kPa,设计要求的复合地基承载力为 480kPa,承载力不满足要求。经研究将褥垫层厚度改为 100mm,载荷试验结果表明,根据沉降比  $s/b = 0.01$  确定的复合地基承载力达到 741.2kPa。

这足以说明褥垫层的影响。

### 5. 单桩、桩间土载荷试验与单桩或多桩复合地基载荷试验的结果差异性

为了研究单桩、桩间土载荷试验与单桩复合地基载荷试验的结果差异性,作者搜集了天津市一些载荷试验成果进行分析。

某小区位于天津市红桥区,其19#楼为七层砖混住宅楼,土层分布依次为:

- ①人工填土层:厚度为2.3~5.0m,包括杂填土和素填土,填垫时间大于10年;
- ②粘土局部夹粉质粘土:厚度为2.0~3.4m,软~可塑,中~高压压缩性;
- ③粉质粘土:可塑,中压缩性;
- ④粉土:厚度4~6.5m,中密,中压缩性。

采用刚性桩复合地基,其中桩采用 $\phi 400\text{mm}$ 、桩长7.5m的沉管灌注桩,桩端进入粉土层。设计要求单桩极限承载力470kN,桩间土承载力特征值 $f_{ak} = 75\text{kPa}$ ,复合地基承载力 $f_{ak}$ 达到130kPa。对其19#楼进行了单桩、地基土和单桩复合地基载荷试验。其中地基土载荷试验采用 $1\text{m} \times 1\text{m}$ 承压板,单桩复合地基载荷试验采用 $1.414\text{m} \times 1.414\text{m}$ 承压板,面积为 $2\text{m}^2$ ,承压板下不设褥垫层。单桩要求加载至破坏,复合地基加荷至260kPa。

地基土载荷试验的荷载~沉降关系 $p \sim s$ 曲线见图2。加载至破坏的单桩载荷试验 $Q \sim s$ 曲线见图3,在加载至564kN时,桩顶沉降量急骤增大,经180min维持沉降不能稳定。单桩复合地基载荷试验成果见图4。

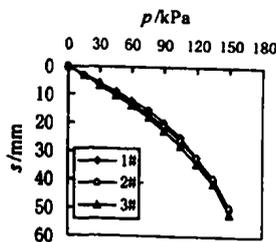


图2 19#楼地基土载荷试验 $p \sim s$ 曲线

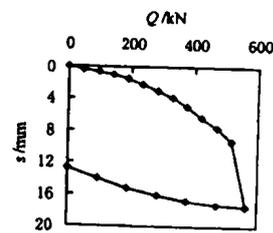


图3 19#楼单桩载荷试验 $Q \sim s$ 曲线

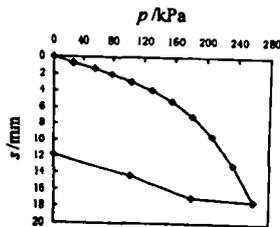


图4 19#楼单桩复合地基载荷试验 $p \sim s$ 曲线

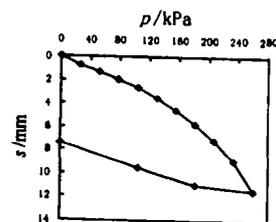


图5 14#楼单桩复合地基载荷试验 $p \sim s$ 曲线

根据各单桩 $Q \sim s$ 曲线及 $s \sim \lg t$ 曲线,可判定各单桩的极限承载力最大值为517kN,单桩极限承载力对应的桩顶沉降量为9.23mm,单桩承载力特征值为258.5kN,对应的桩顶沉降量约为2.56mm。对桩间土,其 $p \sim s$ 曲线为缓变型,无明显比例极限荷载和极限荷载,因此按 $s/b = 0.015$ 确定桩间土承载力特征值,三个点桩间土 $s/b = 0.015$ 对应的荷载分别为73kPa、67kPa、63kPa,三个数值相当接近,其平均值为67.7kPa。刚性桩复合地基承载力特征

值常采用如下经验公式估算:

$$f_p = m \frac{R_a}{A_p} + \beta(1-m)f_{ak} \quad (1)$$

式中  $f_p$ ——复合地基承载力特征值;

$m$ ——面积置换率;

$A_p$ ——单桩的截面面积;

$f_{ak}$ ——天然地基承载力特征值;

$\beta$ ——桩间土承载力发挥系数,一般取0.75~1.0;

$R_a$ ——单桩承载力特征值,可通过单桩静载试验或经验公式确定。

根据单桩载荷试验和桩间土载荷试验分别确定的单桩承载力特征值和桩间土承载力特征值,按(1)式估算复合地基承载力。首先取桩间土承载力发挥系数  $\beta = 0.75$ , 置换率  $m = 3.14 \times 0.21^2 / 1.414^2 = 0.0693$ 。根据(1)式,取单桩承载力特征值为258.5kN(为各单桩载荷试验所得承载力最大值)可得  $f_p = 176.5\text{kPa}$ ,如取桩间土承载力发挥系数  $\beta = 1.0$ ,同样得  $f_p = 192.3\text{kPa}$ 。

如果根据单桩复合地基载荷试验来确定复合地基承载力特征值,见图4,由于其  $p \sim s$  曲线为缓变型,无明显比例界限荷载和极限荷载,似乎可按沉降比  $s/b$  确定复合地基承载力的特征值。但刚性桩复合地基  $s/b$  如何取值?目前尚无任何规范针对此值作出规定,目前天津市的刚性桩复合地基一般取  $s/b = 0.01$  时的荷载作为复合地基承载力特征值,有企业标准<sup>[4]</sup>规定也取  $s/b = 0.01$ 。如取  $s/b = 0.01$ ,从图4可得到  $s/b = 0.01$  对应的荷载为240.8kPa,如取  $s/b = 0.004$ ,对应荷载为162.4kPa。与根据单桩及桩间土载荷试验分别确定的单桩承载力特征值和桩间土承载力特征值按(1)式确定的复合地基承载力特征值相比,可以看出,取  $s/b = 0.01$  得到的承载力偏大很多,(1)式中即使桩间土承载力发挥系数  $\beta$  取1,而且(1)式中单桩承载力特征值已取为各单桩最大试验值,按(1)式确定的复合地基承载力仍比取  $s/b = 0.01$  得到的承载力小得多。

注意到单桩极限承载力对应的桩顶沉降量  $s_u$  仅为9.23mm,而  $s/b = 0.01$  对应的沉降量为14.14mm,远远超过了  $s_u$ ,虽然桩土相互作用将可能增大桩的沉降量,但由于承压板影响深度远不能达到桩端,结合大量桩土反力模型试验与实测结果,可以判断  $s/b = 0.01$  时桩顶反力远超过单桩承载力特征值,甚至接近单桩极限承载力,导致按  $s/b = 0.01$  确定的复合地基承载力特征值较取单桩承载力特征值按(1)式计算的复合地基承载力特征值偏大很多。

该小区14#楼也采用刚性桩复合地基,桩型与桩长与19#楼完全相同,地质条件基本相同。也进行了3根单桩、3点桩间土和单桩复合地基载荷试验,单桩复合地基载荷试验  $Q \sim s$  曲线见图5。其中单桩极限承载力平均为480kN,单桩承载力特征值为240kN。桩间土承载力特征值  $f_{ak}$  取  $s/b = 0.015$  对应荷载73.0kPa、72.6kPa和78.2kPa的平均值,为74.6kPa。对单桩复合地基,由于最终荷载260kPa下的沉降量小于  $0.01b$ ,因此,如取  $s/b = 0.01$  则其对应的荷载将大于260kPa,如取  $s/b = 0.004$ ,对应荷载为180.4kPa。如根据单桩载荷试验和桩间土载荷试验分别确定的单桩承载力特征值和桩间土承载力特征值,按式(1)计算复合地基承载力,首先取桩间土承载力发挥系数  $\beta = 0.75$ , 置换率  $m = 3.14 \times 0.21^2 / 1.414^2 = 0.0693$ 。根据(1)式可得  $f_p = 172.1\text{kPa}$ ,如取桩间土承载力发挥系数  $\beta = 1.0$ ,则  $f_p = 189.41$

kPa。

同样可以看出,取  $s/b = 0.01$  得到的承载力偏大很多,(1)式中即使桩间土承载力发挥系数  $\beta$  取 1,按(1)式确定的复合地基承载力仍比取  $s/b = 0.01$  得到的承载力小得多。即使取  $s/b = 0.004$ ,相当于  $s = 5.66\text{mm}$ ,对应荷载仍达到 180.4kPa,与  $\beta$  取 1.0 所得承载力相当。显而易见,对桩间土,忽略桩土相互作用, $s/b = 0.004$  时对应的土反力远小于  $s/b = 0.015$  (即(1)式中土承载力特征值)时的土反力,但  $s/b = 0.004$  时对应的桩、土反力总值却与(1)式取  $\beta = 1$  时的值几乎相等。对此例,如按规定  $s/b$  对应荷载为复合地基承载力,则  $s/b$  仅能取 0.004。

表 4 是天津市一些刚性桩复合地基单桩、桩间土载荷试验与单桩复合地基载荷试验的结果差异性对比。表中桩间土承载力特征值是按  $p \sim s$  曲线取  $s/b = 0.015$  对应的荷载,复合地基承载力指按单桩复合地基载荷试验的单桩与承压板面积所计算的置换率下的承载力。表中单桩极限承载力注 \* 者为加载至极限,未注 \* 者为最大加载值。

单桩、桩间土载荷试验与单桩复合地基载荷试验的结果差异性

表 4

序号	桩截面尺寸 (mm)	桩长 (m)	桩间土承载力 (kPa)	单桩极限承载力 (kN)	单桩承载力特征值 (kN)	承压板面积 (m <sup>2</sup> )	复合地基承载力特征值 (按 $s/b$ ) (kPa)		复合地基承载力特征值 [按(1)式] (kPa)	
							$s/b = 0.004$	$s/b = 0.01$	$\beta = 0.75$	$\beta = 1.0$
1	φ420	11.0	88.4	≥510	255	2	227.8	≥320	189.2	196.0
2	φ400	9.3	84.7	638*	319	2	218.8	≥260	219.0	238.9
3	φ400	7.5	67.6	517*	258.5	2	162.4	240.8	176.8	192.6
4	φ400	7.7	74.6	480*	240	2	180.5	260	172.4	189.8
5	φ420	10.0	86.3	≥545	272.5	2	266.9	320	196.0	216.1
6	200×200	5.0	103.6	≥215	107.5	1.5	126.4	243.9	147.3	172.5
7	200×200	5	117.5	≥166	83	1.21	110.6	212.7	153.8	182.2
8	200×200	5.8	152.1	448*	224	1	140.5	255.9	333.5	370.0
9	200×200	6.8	≥120	≥180	90	1	119.8	≥200	176.4	205.2
10	200×200	5.8	139.7	≥416	208	1	125.5	230.2	308.6	342.1
11	200×200	5.0	131.7	270*	135	1	104.7	221.62	229.8	261.4
12	200×200	6.0	161.8	560	280	1	149.7	274.4	396.5	435.3
13	200×200	5.0	83.7	≥173	86.5	1	71.77	184.2	146.8	166.9
14	200×200	4.3	101.25	≥330	165	1	126.6	284.2	237.9	262.2
15	200×200	4.3	108.6	≥300	150	1	189.9	≥330	228.2	254.2
16	φ600	8.0	32.5	259	129.5	1	159.4	307.2	147.0	152.8
17	200×200	4.3	95.6	≥300	150	1	131.9	296.2	218.8	241.8
18	200×200	4.8	94.9	≥140	70	1	96.9	194	138.3	161.1
19	200×200	5.0	42	250*	125	1	138	229	155.2	165.3

注:1. 表中承压板面积是指复合地基载荷试验所采用的承压板;

2. 单桩极限承载力注 \* 者为加载至极限,未注 \* 者为最大加载值。

3. 承压板下仅设薄细砂找平层

根据表 4,整理出图 6~图 8。其中图 6 试图寻求按  $s/b = 0.01$  确定的复合地基承载力以及按(1)式确定的复合地基承载力与天然地基承载力之间的关系;图 7 是将承压板宽度大

于1m时,表4中根据不同承载力确定方法得到的承载力的对比,图8是将承压板宽度等于1m时,表4中根据不同承载力确定方法得到的承载力的对比。

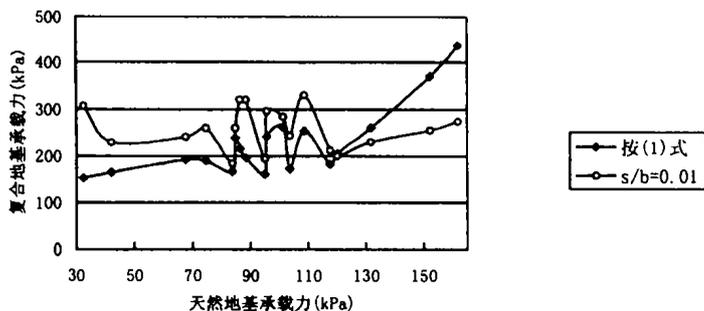


图6 复合地基承载力与天然地基承载力关系图

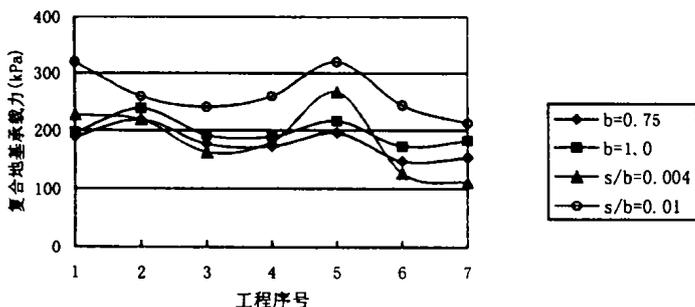


图7 将承压板宽度大于1m时复合地基承载力对比图

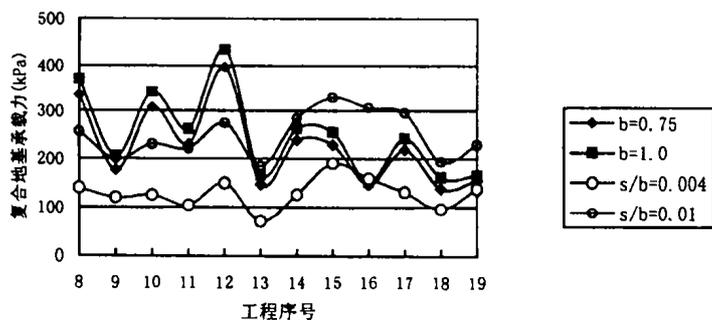


图8 承压板宽度等于1m时复合地基承载力对比图

综合以上资料及分析,可以认为:

①对刚性桩复合地基的承载力,根据(1)式确定的复合地基承载力,对桩、土均明确采用其承载力特征值,对桩间土,当  $\beta = 0.75 \sim 1.0$ ,  $\beta$  取值不同对复合地基承载力特征值的影响较小,因此,人为取值不同造成的差异较小。

②按沉降比  $s/b$  确定刚性桩复合地基承载力时,由于桩顶反力对沉降的变化较为敏感,单桩承载力特征值和单桩极限承载力对应的沉降有时仅相差几个毫米。因此,  $s/b$  取值不同对承载力的影响很大,由于  $s/b$  可在  $0.004 \sim 0.01$  之间选取,人为取值不同造成的差异较大。

③与按(1)式确定的复合地基承载力特征值相比较,当承压板宽度小、 $s/b$ 取值小时,所得复合地基承载力偏小。

④当承压板宽度较大,从表3看,当 $b > \sqrt{2}m$ 时,即使取 $s/b = 0.004$ 确定的复合地基承载力特征值仍与按(1)式确定的承载力特征值相当,如 $s/b$ 取值大时,例如 $s/b = 0.01$ ,由表中计算的复合地基承载力结果看,其所得承载力大部分偏大较多。

⑤采用沉降比 $s/b$ 确定复合地基承载力时,如取相同沉降比,由于复合地基承载力受承压板尺寸影响显著,这样确定的复合地基承载力,与(1)式对桩明确采用其承载力特征值相比,对桩承载力的利用是不明确的。

⑥天然地基承载力较高、单桩承载力较小时,取 $s/b = 0.01$ 确定的复合地基承载力特征值可能偏小。

因此,对刚性桩复合地基,即使荷载-沉降关系为缓变型的光滑曲线,也不能简单套用天然地基和柔性桩复合地基按沉降比 $s/b$ 确定复合地基承载力的方法。注意到规范<sup>[2]</sup>规定在根据相对变形 $s/b = 0.01$ 确定刚性桩复合地基承载力时,对承压板宽度或直径 $b$ ,当其值大于2m时,按2m计算,对比上述资料,对天津地区,似乎仍然不能解决按相对变形确定的刚性桩复合地基承载力的安全度不足的问题。笔者正在主持编制的天津市地方规程《刚性桩复合地基设计技术规程》正在考虑这方面问题,并已进行了一批现场试验,其成果将另文报道。现就两个试验成果作一介绍。

图9和图10是作者进行的两个对比试验,从两个思路来对比研究土承载力的利用问题。承压板尺寸均为 $1.414 \times 1.414m^2$ ,桩顶设置压力传感器,以测试桩顶反力,图9中传感器顶面有200mm厚褥垫层,垫层地面埋设压力盒测土反力,设置了电测百分表测读加载过程中承压板沉降、土面沉降和压力传感器沉降,从而可计算垫层压缩量和桩顶向垫层中的刺入量。图10是在压力传感器与承压板之间预留10mm净空,使开始阶段桩顶与承压板不接触,以使土首先承担荷载。为了模拟筏片基础下薄层褥垫层的竖向一维压缩条件,在垫层周围设置钢板箍模拟侧限条件。桩截面尺寸为 $250 \times 250mm^2$ 。

图9试验成果见表5和图11,可见,对小直径桩,由于垫层不断向外挤出,桩顶向上刺入,桩承载力不能有效发挥,土承载力的发挥是以沉降增大为前提。

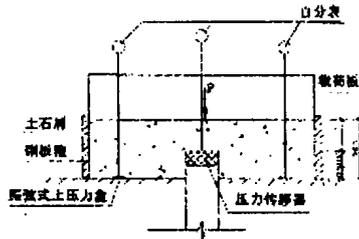


图9 设置褥垫层的复合地基载荷试验

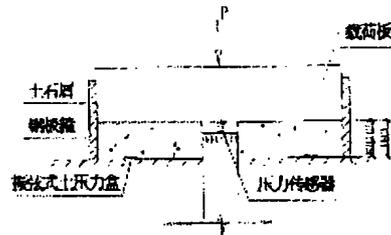


图10 桩顶预留净空的复合地基载荷试验

设置褥垫层的复合地基载荷试验

表 5

总应力(kPa)	总荷载(kN)	桩上荷载(kN)	土体荷载(kN)	土反力(kPa)	沉降值(mm)
0	0	0	0	0	0
30.6	60	29.77	30.23	15.7	2.33
61.2	120	15.91	104.09	54.2	5.30
91.8	180	28.36	151.64	79.0	8.93
122.4	240	38.40	201.60	105.0	13.50
153.1	300	69.21	230.79	120.2	15.94
183.7	360	103.94	256.06	133.4	21.64
214.3	420	145.68	274.32	142.9	30.04
244.9	480	165.66	314.34	163.7	32.87
275.5	540	191.38	348.62	181.6	36.84
306.1	600	230.38	369.62	192.5	42.82
336.7	660	245.52	414.49	215.9	46.49

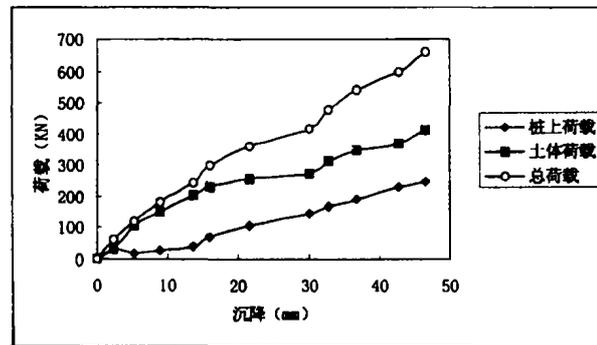


图 11 设置褥垫层的复合地基载荷试验桩、土反力、总荷载 - 沉降关系曲线

桩顶预留净空的复合地基载荷试验

表 6

总应力(kPa)	总荷载(kN)	桩上荷载(kN)	土体荷载(kN)	土体应力(kPa)	沉降值(mm)
0	0	0	0	0	0
30.6	60	0	60	31.3	1.73
61.2	120	0	120	62.5	4.97
91.8	180	0	180	93.8	8.85
122.4	240	2.65	237.35	123.6	12.03
183.7	360	92.51	267.49	139.3	15.05
214.3	420	153.72	266.28	138.7	16.16
244.9	480	215.07	264.93	138	17.33
275.5	540	262.12	277.88	144.7	18.29
306.1	600	330.17	269.83	140.5	20.26
336.7	660	360.3	299.7	156.1	21.96
357.1	700	396.55	303.45	158	25.75

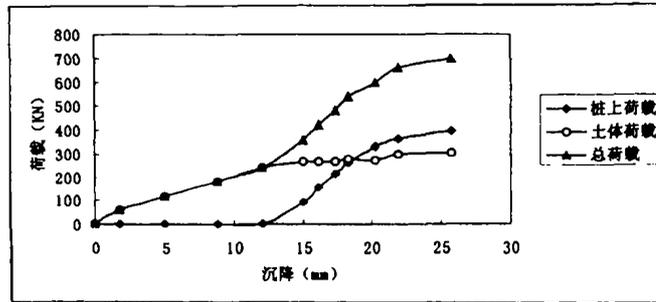


图12 桩顶预留净空的复合地基荷载试验桩、土反力、总荷载~沉降关系曲线

由桩顶预留净空的复合地基荷载试验结果可见,桩顶预留净空也可有效地发挥土承载力,而且其优势在于可通过计算桩顶预留净空值来事先确定欲使用的土承载力。当桩顶与土接触后,桩即可主要承担随后增加的荷载,迅速控制沉降。桩顶预留净空的复合地基荷载试验最大加荷达到700kPa,对应沉降仅为25.75mm,而设置褥垫层的复合地基荷载试验其最大加荷为660kPa,对应沉降却达到46.49mm。

### 6. 一点讨论

由于采用工程桩做试验,大多数工程都没有加载至破坏,因此难以判断最大加载以后  $p \sim s$  曲线的发展趋势),就最大加荷范围内,刚性桩复合地基荷载试验  $p \sim s$  曲线是一条光滑平缓的曲线时,如何看待根据(1)式确定的复合地基承载力和根据  $s/b = 0.01$  确定的复合地基承载力?笔者学习了龚晓南教授的“漫谈岩土工程发展的若干问题”一文<sup>[11]</sup>,其中谈到“按控制沉降设计不是可以不管地基承载力是否满足要求,在任何情况下都要满足承载力要求”,这对作者启发良多,并由此认为,从承载力极限状态来说,刚性桩复合地基的承载力由桩和土构成,忽略其相互作用及打桩挤土效应对桩土承载力的影响,复合地基极限承载力  $f_{p,u}$  应满足下式:

$$f_{p,u} \leq nR_u + (A - A_p)f_u \quad (2)$$

式中  $n$ ——桩数;

$R_u$ ——单桩极限承载力;

$A, A_p$ ——基础底面积、桩总截面积;

$f_u$ ——天然地基极限承载力。

(2)式即为复合地基极限承载力至多等于桩、土极限承载力总和。如果取安全系数2,在(2)式两端除以2,则可得到(1)式(此时  $\beta$  取1)。

作者曾在几次学术会议交流中提到这一观点,即按(1)式确定的复合地基承载力从承载力极限状态的角度来说似乎更为明确。但更多的人认为这样确定的复合地基承载力没有反映桩土分担荷载,(1)式中桩、土承担荷载的份额下变形不协调,以及没有反映实际建筑物基础下桩土的工作状态。但作者依然认为,所谓“桩土分担荷载”、“变形不协调”、“实际建筑物基础下桩土的工作状态”均是正常使用极限状态设计所需关心的事情,应作为计算沉降之必须条件。工作荷载下“桩土分担荷载”、“变形不协调”、“实际建筑物基础下桩土的工作状态”与极限状态下桩、土承载力的发挥情况,即与总极限承载力没有必然联系。这正如一根桩,其单桩极限承载力  $R_u$  由极限端阻  $Q_{pu}$  和极限侧阻  $Q_{su}$  所组成,我们计算单桩承载力特征

值  $R_a$  时,如取安全系数 2,则为:

$$R_a = R_u/2 = (Q_{pu} + Q_{su})/2 \quad (3)$$

众所周知,桩侧阻往往先于桩的端阻发挥,但我们在按(3)式确定单桩承载力特征值  $R_a$  时,不必一定要知道  $R_a$  中侧阻和端阻的构成比例(虽然曾一度提出桩侧阻和端阻的分项安全系数),但需知道单桩达到承载能力极限状态时极限侧阻和极限端阻的总和(即单桩极限承载力),但是在计算单桩沉降时(例如采用 Mindlin 解),则需知道桩侧阻、端阻的比例及沿桩长侧阻的分布。同样,不论桩承载力先发挥还是土承载力先发挥(有众多的影响因素),计算刚性桩复合地基承载力特征值时,只与复合地基达到承载能力极限状态时的桩、土总承载力有关。

最后,笔者还要指出的是,试图以单桩复合地基载荷试验结果(不设褥垫层,按规范<sup>[2]</sup>仅设 50mm 找平层)反映实际基础下通常设有 100~300mm 褥垫层、且为群桩复合地基工作状态的桩土分担荷载情况,无论如何是难以解释的。而且粘性土中观测结果也表明,实际基础(承台)下桩、土分担荷载长期是处于一种动态调整变化过程。

## 结语

由本文研究可看出,根据复合地基载荷试验确定刚性桩复合地基承载力是一个较为复杂的问题,涉及到承压板-桩-土的相互作用、复合地基破坏模式、褥垫层的影响(即使载荷试验时仅铺设 50mm 厚找平层)等,采用单桩静载试验和土载荷试验确定的复合地基承载力与采用复合地基载荷试验确定的承载力可能存在较大差异。根据天津市及其它一些地区载荷试验资料分析,将传统柔性桩复合地基承载力按控制沉降比的确定方法套用到刚性桩复合地基是不适宜的,应按其受力特征另行建立有效的方法。

目前所见的地基处理有关规范尚未对刚性桩复合地基载荷试验作出统一规定,建议对刚性桩复合地基的承载力载荷试验方法及承载力确定方法进行系统研究,并考虑地区特点,建立在当地大量资料分析与研究基础上,尽早编制出相关的规定,以规范复合地基承载力检测,使复合地基承载力的确定更加科学和规范,并有利于复合地基理论的完善。

由于对刚性桩复合地基的理解不深,作者文中某些观点可能不成熟或错误,请同行点拨指出。

## 参考文献

- 1 GBJ50007-2002 建筑地基基础设计规范[S]
- 2 地基处理技术规范(报批稿)
- 3 JGJ79-91 地基处理技术规范[S]
- 4 Q/JY06-1997 水泥粉煤灰碎石桩(CFG 桩)复合地基技术规定[R]
- 5 辛金珉,辛金璋. 高层建筑基础结构分析与设计[M]. 北京:中国建筑工业出版社,1993
- 6 杨位 洸主编. 地基及基础[M]. 北京:中国建筑工业出版社,1998
- 7 吴春林,阎明礼,杨军. CFG 桩复合地基承载力简易计算方法[J]. 岩土工程学报,1993,15(2)
- 8 郑刚,顾晓鲁. 对刚性桩复合地基承载力检验方法的辨析[J]. 建筑结构学报,2001,22(1)
- 9 郑刚 于宗飞 王长祥. 复合地基的载荷试验标准化问题[J]. 建筑结构学报(特刊)
- 10 张利新 吴金雄 王亚东. 复合地基褥垫层技术的工程应用实例[J]. 地基处理,1999,10(3)
- 11 龚晓南. 漫谈岩土工程发展的若干问题[J]. 岩土工程界,2000(1)

# 中国土木工程学会土力学及岩土工程分会地基处理 学术委员会第七届全国地基处理学术讨论会 闭幕词

龚晓南

各位代表,各位专家:

你们好!

第七届全国地基处理学术讨论会即将闭幕。来自全国各地 130 多位代表参加了会议。二天来有将近 20 位专家作了大会报告,交流了地基处理设计、施工、材料、监测等方面的新鲜经验,会上会下就关心的问题交流了自己的意见,会议学术气氛很浓,很有生气,对近二天的学术交流情况我不再进行总结,论文集没有刊登的大会报告将在今年第四期地基处理杂志上刊登。

借此机会我谈二个问题:一是地基处理发展应注意的几个问题,二是昨天晚上地基处理学术委员会、地基处理杂志社召开了一个工作座谈会,有关情况给大家介绍一下。

关于地基处理发展中应注意的问题谈五点意见:

1. 地基处理技术近二十年来在我国得到了长足的发展,广大土木工程技术人员对常用地基处理技术都有了较好的了解,目前在地基处理技术应用中存在的主要问题不再是盲目性,而是优化设计不够。当然在某些地区、在某些单位盲目应用地基处理技术也还是存在的,但主要问题是不重视优化设计。

优化设计有二层意思。一是遇到需要进行地基处理的工程,如何选择较好的地基处理方法,不能满足能处理就行,而要做到能较好的处理。二是对选用的地基处理技术,在参数选择上能进行优化设计。例如:排水固结法设计对砂井间距、砂井长度、加载计划的优化设计。目前如何进行优化设计还存在很大差距,需要引起重视。特别是第一层面的优化,如何选择较好的地基处理方案。

2. 加强理论研究。岩土工程实践性很强。不少地基处理技术不是先有理论、再有实践,而往往是实践→理论→实践的过程。最近二十多年来地基处理技术发展很快,现在是理论落后于实践,应加强理论研究。

理论研究分二个方面:一是一般理论的研究,如复合地基承载力和沉降理论,按沉降控制设计理论等;二是各项具体技术的研究,如强夯和强夯置换法的加固深度,施工对周围影响,真空预压的有效加固深度等。

3. 新材料、新工法的应用。这一领域发展很快,几乎每年都有新的工法投入应用,各项

技术也不断得到改进。新材料,特别是土工合成材料发展也很快。

4. 应重视施工机械的发展。在地基处理领域与国外的差距笔者认为主要是施工机械方面的差距。简陋的施工设备影响了施工质量,深层搅拌技术发展中这个问题非常突出。

5. 加强质量检验,确保施工质量。这个问题近年有较大改进,但对工程建设要求差距还很大,需要加强。

关于学会工作谈四点意见:

1. 地基处理杂志在广大同行,特别是各位编委和杂志社成员单位的支持下已发行十多年,在土木工程界已有一定影响。希望各位同行能够关心她的发展,多投稿,多提建议和意见。

2. 为了加强土木工程界的联系,我们办了一个网站,简称“中国土木”,域名:www.zgtm.com 或者 www.civil-engrg.com。地基处理协作网现在建在网上,希望得到大家的支持。在网站上我们还建了一个网上书店、一个土木合成材料协作网,一个土木工程设备仪器网。有空请访问“中国土木”,欢迎共建土木工程界自己的网站。

3. 关于第八届地基处理学术讨论会的时间和地点。建议会议在2004年召开,地点建议在中南地区,首选湖南。

4. 2004年是地基处理学术委员会成立20周年。会议建议在第八届学术讨论会期间举办一定的纪念活动,如出版一本纪念画册,或光盘。为了搞好这一活动,建议明年年初开始筹备。

最后让我代表大会组委会向出席大会的各位代表,会议协办单位兰州有色勘察研究院,各会议资助单位表示衷心感谢。对我们工作中的不足之处,希望代表们能给予谅解。

祝各位代表事业有成、身体健康、阖家幸福。

## 中国土木工程学会

### 土力学及岩土工程分会第六届理事会理事产生办法

一、按照中国土木工程学会专业分会组织条例,土力学及岩土工程分会理事总名额不得超过90人(第五届理事会理事共74人,每届更换1/3,本次约需要更换20余人)

二、

1. 第六届理事会理事候选人首先考虑上届理事单位及理事。原理事不需再报名及推荐,但要有调整。理事任期内年龄一般不得超过70岁。

2. 可增加新的理事单位和理事。新增理事候选人应符合第三项规定条件,本人报名(或理事推荐)、经单位同意、并报常务理事会审定。

3. 第六届理事会理事的选举工作由第五届常务理事会组织实施。第五届常务理事扩大会议对第六届理事候选人名单进行酝酿、协商、投票选举产生。

三、新增理事候选人应符合下列条件:

(1)从事岩土工程方面工作十年以上,并热心承担学会的工作,具有较高学术水平、学风正派、能联系和团结岩土工程方面的科技工作者。

(2)新增选的理事年龄一般不得超过60岁。

四、日程安排:

1. 由新增理事候选人本人写简历表,经单位推荐盖章,于2003年5月底以前寄专业分会秘书处。

2. 专业分会第五届常务理事扩大会议于2003年9月底以前投票选举产生第六届理事会。

# 振冲碎石桩加固防洪堤地基研究\*

余嘉澍

(浙江省水利水电勘测设计院 310002 杭州)

**[摘要]** 临海市防洪堤地基土体组成成分复杂,防洪堤局部地段地形狭窄,边坡较陡。本文结合已进行的防洪堤(灵江一桥至二桥段)稳定分析研究,提出运用振冲碎石桩加固地基。通过地基承载力、沉降及稳定计算,表明此地基处理方法是经济、可行的。

## 工程概况

为提高城市的防洪能力,加快城市化进程,兴建临海市城市防洪工程十分必要,尤其是江北城区即老城区与城东开发区的防洪工程不仅十分必要,而且非常迫切。临海市城市防洪一期工程灵江一桥至二桥段土体成分较复杂,以粉质粘土、粉土为主,有一深度不均的淤泥层,天然土体孔隙比大,强度低,地基承载力不高,在此地基上建筑抵御五十年一遇洪水标准的防洪堤,必须对地基进行处理。

浙江省水利水电勘测设计院对临海市城市防洪工程进行了大量的工作和研究,初步设计阶段提出对一期工程中断面较窄、土体情况较差的地段打设钻孔灌注桩,确保防洪堤的安全稳定。

本文根据临海城防工程地基土体的特点,结合已进行的临海城防工程稳定分析研究,提出运用振冲碎石桩加固灵江一桥至二桥局部地段,这样在确保防洪堤安全稳定的基础上,可以大大节省基础工程费用,不失为一种较好的地基处理方法。

## 工程地质情况

灵江一桥至二桥段土体成分较复杂,主要由以下土层组成:

I层:杂填土( $\tau Q$ )。以碎石和建筑垃圾为主,除局部地段外,沿线均有分布,厚度0~2.4m。

II<sub>1</sub>层:粉质粘土( $al - mQ_4$ ):灰黄色~灰色,饱和,软塑,中等压缩性,该层主要分布于桩号(JBK3+420m~JBK4+510m),顶板高程3.3~4.0m,厚度0~2.1m。

II<sub>2</sub>层:粉质粘土、粉土互层( $al - mQ_4$ )。灰黄色~灰色,饱和。粉质粘土,软塑~可塑;粉土,稍密,中等压缩性。该层主要分布于桩号(JBK2+480m~JBK3+640m),顶板高程2.3

- 收稿日期:2002年10月  
本文研究为浙江省水利厅科研项目。

~5.0m,厚度0~3.4m。

Ⅲ<sub>2</sub>层:淤泥质粘土、粉土互层(mQ<sub>4</sub>)。青灰色,饱和。淤泥质粘土,软塑~流塑,粉土,稍密,高压缩性,局部粉土含量较高。该层主要分布于桩号(JBK2+880~JBK4+510),顶板高程0.9~2.0m,厚度0~6.5m。

Ⅲ<sub>3</sub>层:淤泥夹砂、砾石(al-mQ<sub>4</sub>)。青灰色,饱和。淤泥,流塑。高压缩性。该层土性混杂,砂、砾石含量及分布极为不均,局部含量较高,砾石直径一般2~8cm,个别可达15~20cm以上,顶板高程-4.7~2.3m。厚度0~7.65m。

Ⅲ<sub>4</sub>层:淤泥(mQ<sub>4</sub>)。青灰色,饱和,流塑,高压缩性,含有机质。该层沿堤基从上游至下游厚度增大,顶板高程-9.4~-4.4m,厚度0.7~9.4m。

Ⅲ<sub>5</sub>层含砾砂(al-mQ<sub>4</sub>)。灰黄色~灰色,稍密~中密,中等压缩性,该层呈透镜体状分布于Ⅲ<sub>3</sub>和Ⅲ<sub>4</sub>层中,厚度0~5.35m。

V层砂砾卵石(al-mQ<sub>4</sub>)。灰黄色~灰色,稍密~中密,中等压缩性~低压缩性。顶板高程-15.9~-10.55m。

各土层的物理力学指标见表1。

江北防洪堤(灵江一桥~灵江二桥段)土层物理力学性质主要数据表

表1

土层代号	土层名称	W (%)	γ (kN/m <sup>3</sup> )	e	W <sub>L</sub> (%)	W <sub>p</sub> (%)	α <sub>v</sub> (MPa <sup>-1</sup> )	E <sub>s</sub> (MPa)	C <sub>cu</sub> (kPa)	φ <sub>cu</sub> (°)	f <sub>k</sub> (kPa)
I	杂填土										110
Ⅱ <sub>1</sub>	粉质粘土	26.8	19.7	0.76	29.0	18.2	0.29	6.0	20	22	140
Ⅱ <sub>2</sub>	粉质粘土、粉土互层	36.3	18.3	1.02			0.39	5.3	20	22	90~100
Ⅲ <sub>4</sub>	淤泥	57.6	16.7	1.60	51.2	27.1	1.36	1.9	6	12	55
Ⅲ <sub>5</sub>	含砾砂		19.5								130~140
Ⅲ <sub>2</sub>	淤泥质粘土、粉土互层	39.4	18.0	1.10			0.73	3.3	7	20	80~90
Ⅲ <sub>3</sub>	淤泥夹砂、砾石		18.5						10	31	90~100
V	砂砾卵石层		20.5								250~300

## 地基处理方法研究

根据浙江省水利水电勘测设计院研究报告,初步设计时防洪堤基础底板尺寸分别有9、10、11m三种方案。其中A、C方案上部结构均为框架式,堤顶宽度为6m,A方案底板宽9m,需做地基处理;B方案底板宽10m,C方案底板宽11m,均不做桩基处理。A方案地段,设计底板宽9m,厚0.80m,底板下设Φ600,C25长16m的钢筋混凝土钻孔灌注桩。在地形较狭窄的局部区段采用A方案,可以达到减少征地,确保防洪堤安全稳定的目的,但此方案所需费用较高。

如何既确保防洪堤安全又节省工程费用,需认真进行研究。首先必须对防洪堤地基土体有充分的认识,只有在充分掌握土体特性的基础上,才能提出切实、可行的处理方法。为

此浙江大学岩土工程研究所首先在常规土工试验的基础上,进行了大量的三轴试验,不仅得到了此地段土体的固结不排水和不固结不排水强度指标,而且研究了不同浸泡时间下土体强度的变化情况,以及波浪和潮汐作用对土体强度的影响,并将这些研究成果应用于防洪堤稳定分析及地基处理设计研究中。

### 1. 防洪堤稳定研究

本文中防洪堤的稳定分析研究运用了改进的毕肖普计算方法,在简化毕肖普计算模型的基础上,考虑了(1)水平条间力;(2)孔隙水压力;(3)稳定分析中滑动面上土体强度的发挥程度,因而计算程序比一般滑弧稳定分析方法更符合实际。

计算时考虑设计洪水位为10m,选用三轴固结不排水强度,高程6m以上的土体按不同浸泡时间相应折减土体强度。考虑波浪和潮汐作用,土体的强度的变化可以按下列公式计算:

$$\frac{(C_u)_{cyclic}}{(C_u)_{NC}} = \frac{1}{\alpha + (1 - \alpha) OCR_{eq}} \quad (1)$$

其中 $(C_u)_{NC}$ 为土体的三轴不排水强度; $(C_u)_{cyclic}$ 为土体经受循环荷载作用后的三轴不排水强度; $OCR_{eq}$ 为土体的等效超固结比(经受循环荷载作用的土体呈现出类似超固结土体的一些性质,通常用等效超固结比来描述)。 $\alpha$ 为土体参数,参照上海地区取值情况,临海城防工程中II<sub>2</sub>土层取0.72。

综合考虑洪水浸泡和波浪(潮汐)动水荷载作用下防洪堤的稳定情况如表2所示,滑动面情况见图1。

不同方案情况下防洪堤稳定情况

表2

设计方案	浸泡时间 (h)	滑弧圆心 (m, m)	滑弧半径 (m)	安全系数 (F)
A	0	9.611, -5.631	14.231	1.215
	120	9.425, -5.693	14.291	1.201
B	0	7.308, -4.118	12.252	1.262
	120	7.198, -4.067	12.264	1.251
C	0	8.083, -5.081	13.64	1.330
	120	8.749, -6.011	14.562	1.315

由表2可知,综合考虑洪水浸泡、波浪和潮汐作用后防洪堤的安全系数不高,不能满足规范要求,故应采取加固措施。

### 2. 地基处理方法研究

通过对防洪堤地基土体的认真研究,针对土体的特点,建议采用振冲碎石桩加固地基。振冲碎石桩是指利用振冲器,在软弱地基中成孔后,填入碎石等材料且振密,形成较大直径的密实碎石桩。碎石桩与桩间土形成复合地基,以提高承载力,减小沉降,提高土体的抗剪强度的目的。

#### (1) 加固机理

振冲碎石桩加固软弱地基主要有置换作用和排水两个作用。密实的碎石桩取代了与桩

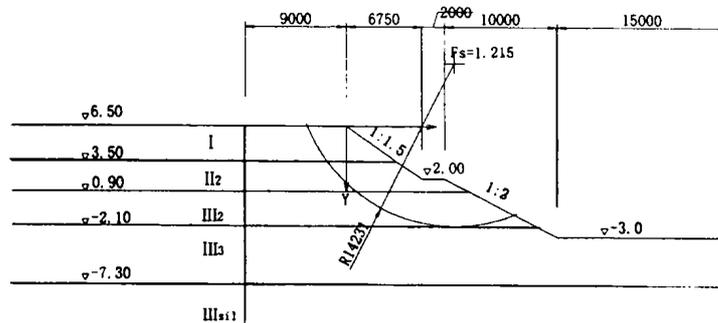


图1 A方案滑动面示意图

体体积相同的软弱土,由于碎石桩的强度和抗变形性能等均优于其周围的土,所以形成的复合地基的承载力就比原来天然地基的承载力大,沉降量比天然地基小,从而提高了地基的整体稳定性和抗破坏能力。饱和粘性土地基中,由于碎石桩的打设,起了排水通道的作用,大大缩短了土体的排水距离,从而加速土体的沉降速率。地基加固完成后,随着土中超静孔隙水压力向桩体转移消散,土中有效应力增大,强度还会有所提高。

此外利用振冲碎石桩加固防洪堤,可以象阻滑桩那样提高土体的抗剪强度,迫使滑动面向离开坡面方向、向深处转移,从而达到提高抗滑能力,因而利用振冲碎石桩加固防洪堤完全能达到设计目的和要求。

## (2)地基处理设计

### ①桩径

根据复合地基承载力计算,若采用 600mm 桩径,置换率为 0.1256,复合地基承载力为 117kPa,较低;改用 800mm 桩径,置换率达到 0.2233,复合地基承载力为 160kPa,能满足要求,故地基处理设计中采用 800mm 桩径的碎石桩。

### ②桩长设计

根据设计原则,当地基中软土层厚度不大时,桩的长度根据软土层的厚度确定,应穿透软土层至较好土层;当软土层厚度较大时,对于按稳定性控制的建筑物来说,桩的长度应不小于最危险滑动面的深度。根据防洪堤的稳定分析结果(见图1),最危险滑动面深度不超过 III<sub>2</sub> 层,原设计桩长为 10 米,但此时下卧层沉降较大,为 15.9cm,总沉降量为 23.46cm,数值较大。考虑到 16 米以下即为砂砾石层(持力层),故设计桩长为 16m,这样地基总的沉降为 14.35cm,为原总沉降的 80%。

### ③桩间距设计

桩间距  $d$  为:  $d = (1.5 \sim 3) D$ ,  $D$  为桩直径。对于桩径为 800mm 的碎石桩,取桩间距为 1.5m。

### ④桩平面布置

桩平面布置形状有三角形和正方形,本设计中碎石桩布置为正三角形。

## (3)复合地基稳定分析

进行复合地基稳定计算时,复合土体综合强度指标可采用面积比法计算。复合土体凝聚力和内摩擦角可用下式表示:

$$C_c = C_s(1 - m) + mC_p \quad (2)$$

$$tg\varphi_c = tg\varphi_s(1-m) + mtg\varphi_p \quad (3)$$

以上(2)、(3)式中,下标  $c$  表示复合土体,  $s$  表示桩间土,  $p$  表示桩体;  $m$  为置换率。

运用复合地基土体的强度指标对方案 A、B、C 分别进行稳定计算,计算结果见表 3。由表 3 可知,地基处理后的防洪堤稳定安全系数能满足设计要求,需要说明的是表 3 中安全系数计算时运用了三轴固结不排水强度指标,并考虑了土体浸泡后强度的降低及波浪(潮汐)动水荷载引起土体强度的降低。

振冲碎石桩加固地基后防洪堤稳定计算情况表

表 3

设计方案	浸泡时间 (h)	圆心 (m,m)	半径 (m)	$F_s$
A	0	9.280, -5.180	13.774	1.355
	120	9.127, -4.971	13.516	1.345
B	0	7.668, -3.840	11.838	1.403
	120	7.508, -3.914	12.04	1.388
C	0	8.469, -4.656	13.124	1.484
	120	8.309, -4.582	12.985	1.469

#### (4)复合地基承载力计算

碎石桩长 16m,正三角形布置,桩径 800mm。

$$\text{桩截面积: } A = \frac{\pi}{4}(0.8)^2 = 0.5(\text{m}^2) \quad (4)$$

$$\text{置换率: } m = \frac{0.5}{1.5 \times 1.5} = 0.2233 \quad (5)$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{1}{m}} = 2.1162 \quad (6)$$

碎石桩内摩擦角  $\varphi_p$  取  $38^\circ$ , 则  $tg\delta_p = tg(45^\circ + \frac{\varphi_p}{2}) = tg64^\circ = 2.05$

①按《复合地基》中介绍盛崇文(1980)提出的满堂碎石桩情况下复合地基极限承载力计算公式,设复合地基的极限承载力为  $P_f$ :

$$\begin{aligned} \frac{P_f}{C_u} &= \frac{(\lambda+1)}{2} \left( \frac{\sigma_s}{C_u} + \frac{\lambda-1}{2tg\delta_p} + \frac{2tg\delta_p}{\lambda-1} \right) tg^2\delta_p \\ &= 1.5581(3+0.2722+3.6732)2.05^2 = 45.48 \end{aligned} \quad (7)$$

$$\frac{P_f}{C_u} = \frac{P_{pf}}{C_u}m + \frac{\sigma_s}{C_u}(1-m) = 45.48 \times 0.2233 + 3(1-0.2233) = 12.49 \quad (8)$$

$$\therefore P_f = 12.49 \times 14 = 175(\text{kPa}) \quad (9)$$

其中  $\sigma_s$  为桩间土上作用荷载密度,  $P_{pf}$  为桩的极限承载力,  $\sigma_s/C_u$  一般取 2~3,视容许变形而定,变形要求高时取 3。

②若将桩的承载力和桩间土的承载力按面积比的概念计算复合地基承载力,则:

$$P_f = mP_{pf} + (1-m)P_s = 0.2233 \times 350 + (1-0.2233) \times 105 = 160(\text{kPa}) \quad (11)$$

式中  $P_s$  为桩间土的极限承载力。综合上述研究,复合地基承载力在 160~175kPa 之间,满足

要求。

## 经济性研究

根据初设方案,若采用桩径 600mm,排距 1.5m 的钢筋混凝土钻孔灌注桩,每排布置 3 根桩。若采用本文设计的振冲碎石桩,呈正三角形布置,桩距 1.5m,9m 宽底板下每排布置 8 根碎石桩。

根据工程估算表,每排所需费用:

钻孔灌注桩:单价 249.47 元/米,共需费用: $16 \times 3 \times 249.47 = 11974.56$ (元)

振冲碎石桩:单价 77.82 元/米<sup>3</sup>,碎石充盈系数为 1.1

共需费用: $3.14 \times (0.8/2)^2 \times 16 \times 8 \times 1.1 \times 77.82 = 5504.83$ (元)

以上计算表明,振冲碎石桩所需费用为钻孔灌注桩的 46%。综上所述,此地基处理方法在满足设计要求的同时,还具有很好的经济效益,建议使用。

## 结论

本文根据防洪堤的稳定分析研究,并结合具体工程情况,提出运用振冲碎石桩加固临海城防部分地基,研究表明这种地基处理方法是经济、可行的。由此可见在进行地基处理设计时应综合考虑工程的具体情况,尽可能地采用经济合理的设计方案。但在具体应用过程中,也应充分考虑地形、江水冲刷等因素的影响,不能笼统地将所有地段的钻孔灌注桩都用振冲碎石桩取代,而应根据临海城防工程的具体特点,在局部地形略开阔地段适当采用振冲碎石桩方案进行地基加固。

## 参考文献

- 1 龚晓南著,复合地基,浙江大学出版社,1992年。
- 2 龚晓南著,地基处理新技术,陕西科技出版社,1997年。
- 3 地基处理手册编写委员会,地基处理手册(第二版),中国建筑工业出版社,2000年。

---

## “黄土地基增湿变形计算的弦线模量法”学术报告会在西安理工大学举行

由陕西省岩石力学与工程学会、陕西省黄土力学与工程重点实验室和西安理工大学岩土工程研究所联合举办的报告会与 2002 年 10 月 12 日在西安理工大学举行,由焦五一先生报告了弦线模量计算黄土和软土地基下沉和黄土湿陷的机理和实践效果以及用液限反映土性微结构定量指标对计算的进一步改进。到会的有该校和西安建筑科技大学刘祖典、谢定义、赵树德、郭增玉、李宁教授和党发宁、王铁行、刘奉银、邵生俊博士等共 40 余人。10 月 17 日部分人员和焦五一就有关问题又举行了讨论会。报告会和讨论会由谢定义教授主持。通过这次活动,大家对弦线模量有了浓厚的兴趣,对它超越当前土力学的计算精度而达到接近于神奇的结果有了比较深刻的了解。(赵树德)

# 堆载预压法和真空预压法 加固机理的比较研究

张志允<sup>1</sup> 翟国民<sup>2</sup> 张明晶<sup>1</sup>

(河海大学岩土工程研究所 南京 210098)<sup>1</sup> (合肥市政设计院 合肥 230001)<sup>2</sup>

[摘要] 本文从有效应力圆和强度增长的角度,分析了堆载预压法和真空预压法的加固机理和不同的加固特征,指出真空预压法比堆载预压法更适合于加固软土。

## 前言

在我国沿海地区分布着范围极广的软土层,许多建筑物需要建筑在软土地基上,因其天然强度低,必须进行地基加固处理以满足建筑要求。地基处理的目的是有两个:一是提高天然地基承载力,使其达到设计要求;二是预先消除地基在使用荷载下所能发生的大部分变形,使建筑物在使用期间不致产生不利的沉降和沉降差。

堆载预压法和真空预压法是工程实践中常用的两种地基处理方法。本文就二者的有效应力圆和强度增长特征作了一些分析与比较。

## 堆载预压法

以土料、块石、砂料或建筑物本身(路堤、坝体、房屋等)作为荷载,对被加固地基进行预压。软土地基在此附加荷载作用下,产生正的超孔隙水应力。经过一段时间后,超孔隙水应力逐渐消散,土中有效应力不断增长,地基土得以固结,强度得以提高。有时为了缩短加固时间,加快固结过程,在地基中打设一定深度的竖直排水通道(如砂井、袋装砂井或塑料排水板等)。如图(1)所示。

为了便于说明问题,把土当成弹性体考虑,并做以下假定:

1. 土是匀质、各向同性且饱和;
2. 土的压缩完全由孔隙体积的减小引起,土粒和孔隙水是不可压缩的;

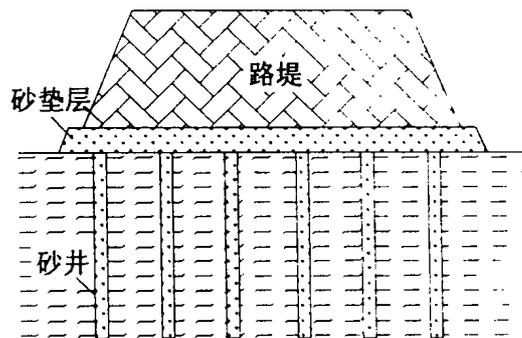


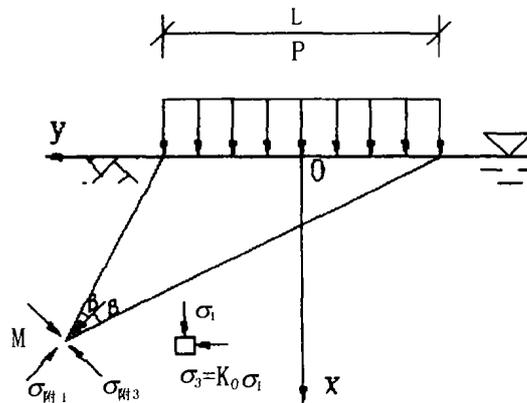
图1 堆载预压法加固软土地基

3. 堆载是一次瞬时施加。

根据弹性理论,在半无限体表面作用一个无限条形均布荷载  $p$ , 宽度为  $L$  时, 地基中任意一点  $M$  的附加主应力为:

$$\begin{matrix} \sigma_{\text{附}1} \\ \sigma_{\text{附}3} \end{matrix} = \frac{p}{\pi} (2\beta \pm \sin\beta) \quad (1)$$

式中  $\sigma_{\text{附}1}$ 、 $\sigma_{\text{附}3}$  ——分别为附加大小主应力;  
 $p$  ——地面条形均布荷载;  
 $2\beta$  ——计算点  $M$  至条形均布荷载边缘的视角;  
 $L$  ——条形均布荷载的宽度。



附加大小主应力作用的方向为张角  $2\beta$  的角平分线方向, 见图(2)所示。

图2 条形均布荷载作用下土体中的附加应力状态

在实际工程中, 土体在天然应力下已经固结, 超孔隙水应力常由附加应力引起。因此, 超孔隙水应力可表示为:

$$\Delta u = B[\sigma_{\text{附}3} + A(\sigma_{\text{附}1} - \sigma_{\text{附}3})] \quad (2)$$

式中  $A$ 、 $B$  ——为孔隙水应力系数。  
 对于饱和土,  $B = 1$ 。有效附加主应力增量为:

$$\begin{cases} \sigma_{\text{附}1}' = \sigma_{\text{附}1} - \Delta u \\ \sigma_{\text{附}3}' = \sigma_{\text{附}3} - \Delta u \end{cases} \quad (3)$$

将式(1)、(2)代入式(3), 可得:

$$\begin{cases} \sigma_{\text{附}1}' = 2(1 - A) \frac{p}{\pi} \sin 2\beta \\ \sigma_{\text{附}3}' = -2A \frac{p}{\pi} \sin 2\beta \end{cases} \quad (4)$$

孔隙水应力系数  $A$  的数值变化范围比较大。例如某些灵敏性粘土在剪应力作用下具有剪缩性, 这类土的  $A$  值会很大, 甚至大于 1。对于某些具有剪胀性的超固结粘土, 在偏应力作用下体积膨胀, 产生负的孔隙应力, 这类土的  $A$  值可能是负的。

对于工程上需要处理的软土地基, 大多属于正常固结土或灵敏性粘土, 其  $A$  值大于零。

在加固前, 土体中任意一点  $M$  的有效应力圆可用图(3)、(4)中的  $A$  圆表示, 与其相对应的强度可近似用其平均应力  $p'_0$  对应的强度  $\tau_0$  来表示。

当  $0 < A < 1$  时, 堆载瞬间  $M$  点的有效应力圆如图(3)所示。当  $A > 1$  时, 堆载瞬间  $M$  点的有效应力圆如图(4)所示。

由图(3)可知,  $B$  圆和  $B'$  圆都比  $A$  圆大, 且更接近破坏线;  $B$  圆比  $B'$  圆大, 且更接近破坏线。由图(4)可知,  $C$  圆和  $C'$  圆都比  $A$  圆大, 且更接近破坏线;  $C$  圆比  $C'$  圆大, 且更接近破坏线。由此可见, 在堆载瞬间土体的应力状态是最危险的, 可能会出现地基失稳的情形, 所以必须控制加荷速率, 一般荷载是要分级施加的。

在堆载预压过程中, 消散的超孔隙水应力转化为有效应力。在加荷末期, 土中超孔隙水应力消散完毕, 土体主固结完成。此时,  $M$  点的有效应力圆可用图(3)、(4)中的  $D$  圆表示,



式中  $\Delta u$ ——负超孔隙水应力。

增加的负超孔隙水应力转化为有效应力。在加荷末期,土中的孔隙水应力降低到最低,土体主固结完成。此时,该点的有效应力圆可用图(6)中的D圆表示,与其相对应的强度可近似用其平均应力  $p'$  对应的强度  $\tau$  来表示。

由图(6)可知,在真空预压过程中,有效应力圆的直径不变,位置沿  $\sigma'$  轴向右移动,逐渐远离破坏线,直至到达D圆位置。在加固过程中不会出现地基失稳的情形,所以不必控制加荷速率,可连续抽真空至最大真空度。

当真空卸去后,被加固的土体由正常固结状态变成超固结状态,土强度沿超固结强度线  $EO'$  返回到F点,F点比G点具有较高的强度。因此,经过真空预压,被加固的土体的强度得到了提高。

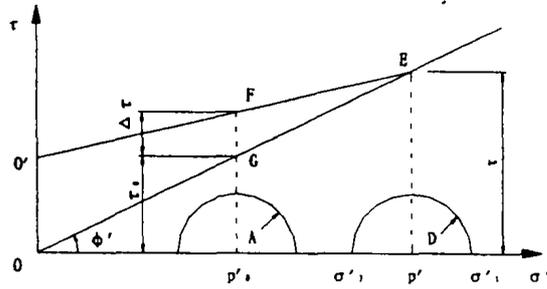


图6 真空预压法加固软土地基强度的增长

## 结束语

本文从有效应力圆和强度增长的角度阐述了堆载预压法和真空预压法的加固机理,并作了一些分析与比较。得到以下几点认识:

1. 堆载预压法中,土体中的总应力是增加的;而真空预压法中总应力没有增加。
2. 堆载预压法中,土体孔隙中形成的超孔隙水应力是正值;而真空预压法中,土体孔隙中形成的超孔隙水应力是负值。
3. 堆载预压法中,超孔隙水应力消散而使有效应力增加;真空预压法中,有效应力增加是依赖孔隙水应力的降低来实现的。
4. 堆载预压法,必须控制加荷速率,一般荷载是要分级施加的;真空预压法中,可连续抽真空至最大真空度。
5. 堆载预压法对地基的天然抗剪强度有一定的要求;真空预压法对地基的天然抗剪强度没有要求,但加固范围内不能有强含水层存在。

## 参考文献

- 1 薛红波,娄炎,砂井真空排水法加固饱和软土地基的强度特征,水利学报,1990年第6期:61~68
- 2 娄炎,真空排水预压的加固机理及其特征的应力路径分析,水利水运科学研究,1990年第1期:99~106
- 3 龚晓南,地基处理手册(第二版),中国建筑工业出版社,2000

## 塑料板排水充水预压法处理大型油罐软基

贾庆山

(上海高桥石油化工设计院 201208)

[摘要] 本文综述在上海软土地基上,国内首次采用塑料板排水充水预压法处理大型油罐软基技术。通过对油罐充水预压期间所作的多种项目实测分析,控制了油罐软基稳定。实践证明,该项技术对提高建设速度,降低工程造价,经济效益也是显著的。可供设计施工部门在储罐建设中参考。

## 工程简介

为适应国际市场的原油价格波动,解决沿海炼油厂油品中转问题,按照中国石化总公司的规划,在上海浦东新区凌桥建设 16 万  $m^3$  油库,其中 2 座 5 万  $m^3$  原油储罐 1994 年开工,于 1996 年建成投产,经过近 3 年的生产实践证明,地基稳定可靠,满足生产使用要求。经过竣工验收和地基加固效果检验,地基处理效果良好,满足油罐使用的各项技术指标要求。该工程于 1998 年 3 月通过部级技术鉴定,专家们一致认为,该项技术成果具有创新性且先进实用,达到了国际先进水平。为储罐地基处理开辟了一条新途径,该项目荣获 1998 年度中国石化集团公司科技进步二等奖。

该罐区场地天然地基承载力仅为 60kPa,不能满足 5 万  $m^3$  浮顶油罐最大荷载 250kPa 的要求,而且③层地基土液化判定为中等到严重,故油罐地基必须进行处理。根据该罐区工程地质条件,选择最佳地基加固方案,推荐方案 3,详见表 1。

50000 $m^3$  浮顶油罐软基处理方案比较表

表 1

序号	地基处理方案	设计参数	造价(万元)	综合评价
1	RC 打入方桩	45cm, 29m 817 根	398.4	安全、可靠、沉降量小,造价高,上部重量由桩承担,预制后打桩速度快
2	干法钻孔压浆灌注桩	$\Phi 60$ cm, 29m 1027 根	354.8	安全、可靠、沉降量小,造价高,不须预制,要解决排泥问题
3	塑料排水板充水预压法	SPB-1B 型 25m	121.6	消除地基液化,加速地基沉降与强度增长,减少沉降量 1/3 左右,提高地基强度 2 倍左右,与充水预压法联合应用。
4	振冲碎石桩	$\Phi 100$ cm, 18m	149.7	一般评价同③,地基强度提高 2 倍以上
5	挤密碎石桩	$\Phi 60$ cm, 23m	142.8	一般评价同③,土层固结较快

• 收稿日期:2002 年 7 月

## 地基处理

1. 碎石桩设计,地基加固范围根据浮顶油罐的重要性和场地工程地质条件确定。本工程 5 万  $m^3$  浮顶油罐地基处理外缘扩大 3 排桩,桩位布置采用放射形布置方案。

2. 塑料排水板设计,在地基中设置塑料排水板的作用,主要是增加排水途径,缩短排水距离,使油罐地基在充水预压荷载作用下,加速固结和强度增长,加快地基沉降的发展,工程上就是利用这种加速作用,使油罐地基强度和沉降满足设计要求。塑料排水板设计是将塑料排水板换算成当量直径的砂井,采用砂井理论和设计方法。经方案比较,塑料排水板设计按放射形布置,插入深度由于油罐地基沉降主要发生在淤泥质粉质粘土和淤泥质粘土,所以塑料排水板要打穿淤泥层至砂质粉土层。

地基固结度计算是塑料排水板设计中一个很重要的问题。因为知道各级荷载下不同时间的固结度,就可以推算出地基强度增长和加荷期间的沉降量,从而可进行各级荷载下地基的稳定分析,并确定相应的加载计划。

## 油罐地基变形与允许值

为探索 5 万  $m^3$  油罐地基变形规律,其观测项目有:(1)罐底板变形;(2)罐基础边缘变形;(3)基础周围地表变形;(4)地基深层土变形;(5)地基深层土侧向位移等五项。

实测地面沉降在平面上的分布是一个以油罐基础中心为轴的“大漏斗”,而且随着充水荷载的增加而拉大,在恒压期间“大漏斗”的形状越明显,“大漏斗”中心实测沉降达到 131.53cm,油罐基础边缘的沉降曲线较陡直,随着距基础中心距离增加而变得平缓,在距离基础边缘 15m 以外,即“大漏斗”边缘高出原地面,出现地表土隆起现象,最大隆起量为 9.8mm,这是软土地基上建造大型油罐充水预压加固地基地表土变形最显著的特征,详见图 1。

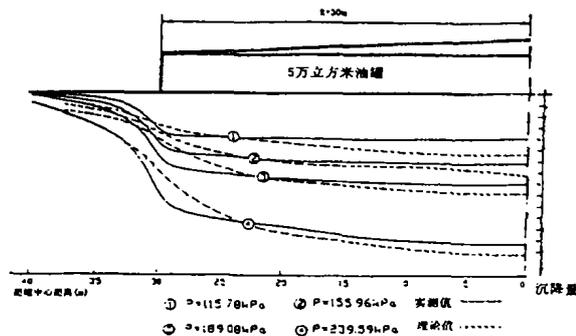


图 1 ST102 罐地面变形实测值与计算值比较曲线

ST102 油罐地面变形实测值与计算值比较曲线见图 1。

由实测资料表明:在软土地基上建造大型油罐时,油罐间距应为油罐直径的规定是较为合理的。

### 1. 油罐地基深层土的侧向位移

ST102 罐地基在充水预压期间深层土的最大侧向位移发生在地表下 16.5m 处,即④层

淤泥质粘土层。ST102罐地基的侧向位移影响深度约为30m,详见图2。

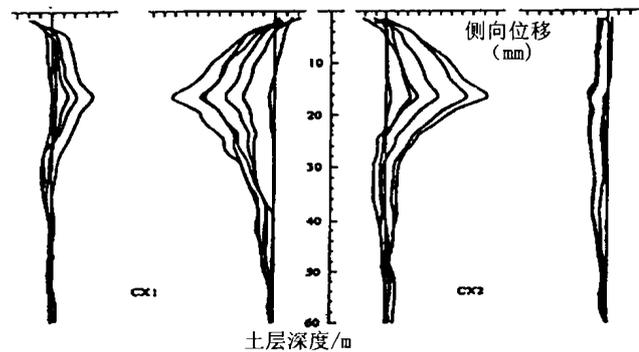


图2 ST102罐地基深层土的侧向位移实测曲线

### 2. 油罐地基深层土变形

ST102油罐地基深层土变形沿不同压缩性土层变化规律,从实测可知:0.58D以下土层在各级荷载下深层标沉降值小于4.7%;说明地基土层起到扩散应力的作用,即存在一个应力影响区,在应力影响区以下土层的变形显著减少;应力影响区的深度和荷载大小关系不大,主要取决于基础面积,基础形式和土层的构造及其压缩性。ST102油罐地基压缩层计算深度为0.58D(35m)。

### 3. 油罐地基变形允许值

对油罐地基不均匀变形允许值,应根据地质情况、罐体结构形式(拱顶还是浮顶)及油罐直径和高度等因素来确定。对5万 $\text{m}^3$ 浮顶油罐,平面倾斜允许值为 $4 \times 10^{-3}$ ,亦即对径点最大差异沉降允许值为240mm。从实测数据可知,ST102罐没有明显的平面倾斜,到放水结束时仅为 $0.22 \times 10^{-3}$ ,远小于上述的控制指标(国家行标SH3068-95)。

## 充水预压加固油罐软基设计与现场监控

充水预压法,就是利用储罐充水试验作为预压荷载,加速地基强度增长的方法。要求在充水荷载不使地基失稳的条件下,加快软土层的固结,使沉降的大部分在充水预压过程中尽快完成,使后期沉降尽量减少。

### 1. 利用实测沉降速率控制油罐地基稳定

在软土地基上建造大型油罐时,为了保证地基的稳定,在逐渐加荷的情况下,采用改进的高木俊介解法进行计算。通常利用充水预压过程中的实测沉降速率,作为控制地基稳定的方法。

### 2. 利用现场实测孔隙水压力控制油罐地基稳定

从实测结果可以看出塑料排水板与碎石桩综合处理5万 $\text{m}^3$ 油罐软基孔隙水压力增长与消散规律:(1)埋设深度为3m至14m,位于②层、③<sub>2</sub>层、③<sub>3</sub>层土层中,土层夹有大量粉细砂薄层,充水加荷时产生的孔隙水压力很小,其消散也较快。在预压后期,孔隙水压力几乎消散到零值,说明除土层渗透性能好以外,塑料排水板与碎石桩也起到了良好的排水作用。(2)埋深为15~25m,位于④层、⑤<sub>1</sub>层土层中,充水加荷过程中孔隙水压力增长很快,且消散速率非常慢。预压期间,埋设塑料排水板地层中的4个测点孔隙水压力逐渐消散,而埋在

罐基处位于天然地层中的观测点孔隙水压力几乎没有明显的变化。(3)最大的孔隙水压力出现在  $U_{0-4}$  测点, 充水结束时的孔隙水压力为 108.25kPa, 相当于充水荷载(182kPa)的 59%, 低于工程控制值( $\bar{B} = 0.6$ )。从投产后观测数据来看, 孔隙水压力系数最大值  $\bar{B} = 0.48 < 0.6$ 。这说明油罐地基是稳定的。塑料排水板与振冲法综合处理油罐软基, 使地基承载力由天然地基承载力 65kPa 提高到 250kPa, 满足了 5 万  $m^3$  油罐设计所要求的地基承载力。

## 研究成果及结论

1. 该成果根据罐区地质条件复杂, 软土厚度大, 土层分布不均匀, 地基承载力低, 采用塑料排水板与碎石桩进行充水预压加固的综合处理方案, 加快软土固结, 提高地基土强度、消除液化, 减少后期沉降, 投产三年多使用效果良好。该项综合处理技术具有创新性, 可推广应用。

2. 该工程采用的综合地基处理方案与以往采用桩基方案比较, 可降低工程造价, 节约三材, 提高经济效益。该工程两台 5 万立方米浮顶油罐地基处理节约投资 400 多万元, 该项技术成果的经济效益是显著的。

3. 该工程通过建设、勘察、设计、施工、监测等单位的密切配合, 取得了良好的工程实际效果和完整丰富的测试数据, 该试验研究成果可供大型油罐建设和修订国家行业标准、上海市地基规范借鉴。

## 参考文献

- 1 贾庆山编著:“大型油罐地基处理”, 中国石化出版社, 1993 年。
- 2 Jia Qingshan: Low - cost ground improvement large oil storage tank on soft ground. Proc Conf of Low - cost energy saving construction materials vol Rio de Janeiro. Brazil, 9 - 12 July 1984.
- 3 Jia Qingshan: Stability Control of Large Petroleum Storage Tanks in Soft Clay Deposits Other Environments, Proc Conf of International Symposium on Environmental Geotechnology. Vol12, Bethlehem, PA. USA, 1986.
- 4 Jia Qingshan: Stability Control of Large Petroleum Storage Tanks in Soft Clay Deposits. Proc Conf of International Symposium on Geotechnical engineering & Earthquake Resistant Technology in Soft Soil Areas, 1993.
- 5 贾庆山, 大型油罐软土地基稳定分析, 软土地区土工与抗震国际会议论文集, 1993 年。
- 6 贾庆山, 大型油罐软土地基试验研究, 中国土木工程学会第三届土力学及基础工程学会论文选集, 中国建筑工业出版社, 1981 年。
- 7 贾庆山, 在具有粉细砂夹层的软粘土上建造大型油罐的试验研究, 中国土木工程学会第五届土力学及基础工程学会论文选集, 中国建筑工业出版社, 1990 年。
- 8 贾庆山, 在软土地基上建造大型油罐基础内力实测分析, 中国土木工程学会第六届土力学及基础工程学会论文集, 同济大学出版社, 中国建筑工业出版社, 1991 年。
- 9 贾庆山, 粉细砂夹层的软粘土建造大型油罐:“岩土工程学报”, Vol.10 No.1, 1988 年。
- 10 贾庆山, 大型油罐软土地基容许倾斜值,“岩土工程学报”, Vol.13 No.1, 1991 年。
- 11 贾庆山, 油罐基础工程事故分析与处理,“特种结构”, Vol.8 No.2, 1995。
- 12 贾庆山, 大型油罐地基基础专辑, 中国建筑科学研究院科技干部培训中心, 1992 年。
13. Parragh, R. D., “Controlled water Tests to Preland Tank Foundations”, The Oil and Gas Journal July 5, 1971.
- 14 贾庆山, 振冲法加固油罐软土地基试验研究,“中国工程勘察”, 1992 年第 2 期(总 38)。
- 15 Belloni L., Garassini and Jamiokowski, M. “Differential settlement of Petroleum Steel Tanks”, Proceeding confer-

- ence on settlement of Structures, British Geotechnical Society, Cambridge, England, Apr, 1974.
- 16 贾庆山, 振冲法与充水预压法综合处理大型油罐软基工程实例分析, 中国土木工程学会土力学及基础工程学会第四届全国地基处理学术研讨会论文集, 1995年。
  - 17 阎林郁著:《石油储罐基础的理论与实际》, 鹿岛出版社, 1983年。
  - 18 中华人民共和国行业标准:《石油化工企业钢储罐地基处理技术规范》, SH/T3083-1997, 1998年。

## 华东地区第五届暨浙江省第五届岩土力学 与工程学术讨论会在温州召开

华东地区第五届暨浙江省第五届岩土力学与工程学术讨论会于2002年11月6日至9日在浙江省温州市召开。会议由华东地区岩土力学与工程联谊会、浙江省力学学会岩土力学与工程专业委员会和浙江省土木建筑学会土力学及岩土工程专业委员会联合主办,并由浙江省力学学会岩土力学与工程专业委员会具体负责会议的组织工作。

这次学术讨论会是继前四届华东地区岩土力学学术讨论会(泰山,1990年;庐山,1993年;黄山,1996年;武夷山,1999年)、浙江省第四届岩土力学与工程学术讨论会(温州,1993年;宁波,1995年;金华,1997年;嘉兴,1999年)后的又一次盛会。来自华东地区的岩土力学工作者相聚一堂,相互交流在岩土力学理论与计算分析、桩基础、基坑工程、地基处理技术、岩土工程测试技术等方面的经验和体会,共同讨论如何进一步提高华东地区岩土力学理论研究、室内外土工测试技术以及岩土力学与工程发展水平,为促进华东地区的繁荣昌盛服务。

会议收到论文114篇,经审查后录用102篇论文收入由中国水利水电出版社和知识产权出版社共同出版,由龚晓南、李海芳主编的论文集,论文集内容包括岩土力学基本理论与计算分析方法、桩基础、基坑工程、地基处理技术、岩土工程测试及其他。文集内容丰富,涉及面广,应用性强,基本上反映了近几年来华东地区,特别是浙江省岩土力学与工程学科发展情况。

文集可供土木工程各个领域,包括交通、建筑、水利、铁道、市政,以及力学领域中从事科研、设计、施工和监理的科技工作者以及大专院校师生参考、学习。

全书正文516页,共78.2万字,每册85元(含邮费5元),需要者可与《地基处理》编辑部黄鼎群联系,地址:浙江大学玉泉校区土木系,邮编:310027,电话:(0571)87952077

(李海芳供稿)