

目 次

论 文

- 不同应力路径下饱和粉土强度与变形特性试验研究..... 秦鹏飞 (3)
- 钢管电极布置形式对电渗效果的影响.....李一雯, 周建, 龚晓南, 陈卓, 陶燕丽(14)
- 取水隧道受力变形性状的数值研究.....孙廉威, 王湛, 龙凡 (25)
- 管道基于应变设计的规范对比.....陶燕丽 (34)
- 基坑支护结构中锚桩代替内支撑应用一例.....吴连祥, 邵锦周(43)

译 文

- 黏土中开口桩的桩侧承载力研究.....李一雯 译;周建 校(51)

# 不同应力路径下饱和粉土强度与变形特性试验研究

秦鹏飞

(中国水利水电科学研究院 北京 100038)

**摘要:** 为了模拟地下工程施工过程中不同位置处受扰动土体实际的应力和变形状态, 探讨不同应力路径条件下土体的强度和变形破坏特性, 共设计了4组实验。分别为常规三轴压缩试验、等P压缩试验、等压固结减压压缩试验和偏压固结减压压缩试验等。试验结果表明在不同的剪切路径下土体表现出不同的强度与变形特征, 即在常规压缩条件下强度最高, 减压压缩条件下的强度最低。土体试样最终在不同的应力比水平下趋于稳定, 并直接影响着内摩擦角的大小。而且, 三种剪切方式下土体均没有出现应变软化现象。试验结果所揭示的规律可为现场施工提供初步科学有益的指导。

**关键词:** 应力路径; 应力释放; 土体强度与变形特性; 试验研究

## 1 引言

目前, 北京地铁、地下通道、地下商场等城市地下基础设施正在大规模的进行建设。根据北京市政府的交通规划, 2015年北京将基本建设形成“三环、四横、五纵、七放射”总里程长达561 km的地铁轨道交通网络<sup>[1]</sup>, 到时将极大地缓解当前地面交通压力大的现状, 并进一步方便城市居民的出行。然而长期以来, 由于人们对地铁等地下工程施工扰动引起的周围土体性质改变和施工中结构与土体介质的变形、失稳、破坏的发展过程认识不足, 或者对此有所认识, 但没有更好的理论和方法得以解决<sup>[2]</sup>, 导致城市基础设施在建设过程中产生基坑边坡失稳及坍塌等, 并造成了人员伤亡等屡见不鲜的事故。

例如: 2006年6月, 北京市海淀区地铁十号线3标段发生坍塌, 将两名正在施工作业的工人掩埋身亡(见图1); 2008年11月, 杭州市萧山区地铁一号线明挖基坑发生塌方, 导致临近一条市政交通主干道75米长路面整体塌陷, 致使二十余名工人丧生并造成恶劣的社会影响(见图2); 2009年6月, 上海市闵行区一栋13层的在建的住宅楼轰然倒塌, 造成楼房内一名正在装修的工人当场死亡, 并产生重大经济损失(见图3); 等等。



图1 海淀区某地铁塌方



图2 杭州某地铁塌方



图3 上海某在建住宅楼突然倒塌

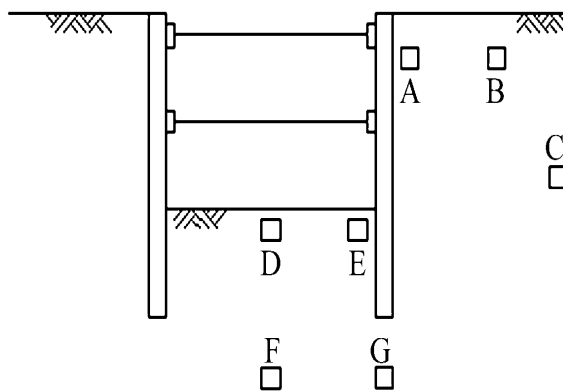


图4 某基坑开挖示意图

张孟喜等<sup>[3]</sup>根据不同施工工况的特点,对不同卸载应力路径下黄土的应力—应变关系曲线、强度与变形破坏特性进行了一系列研究。结果表明,卸载作用下的强度与变形特性、变形模量及破坏特征与加载路径存在很大差别,挤长破坏的抗剪强度较压缩破坏低,挤长破坏的最大轴向应变仅为压缩破坏的1/3~1/2;李兆平<sup>[11]</sup>对基坑开挖扰动对土体工程性质的影响进行了试验研究(取土位置见图4),其结果表明开挖扰动对土体的粘聚力没有明显影响,但对内摩擦角影响显著,最低影响幅度2°左右,随扰动程度的增大内摩擦角受影响的程度增大。

本文针对北京地区典型饱和粉土进行常规三轴压缩、等P压缩、等压减压压缩和偏压减压压缩等不同剪切路径室内试验,拟探讨施工扰动对土体变形与强度特性的影响。

## 2 试样及其制备

### 2.1 土样的基本物理力学指标

试验土料取自北京地铁十号线二期工程“樊家村站(首都经贸大学)一石榴庄站”工地施工现场,按照《土工试验方法标准》<sup>[3]</sup>GB/T50123-1999,经测定土样的基本物理力学指标如表1。

表1 试验土样的基本物理力学指标

土的分类定名	土粒比重	密度	含水率	孔隙比	液限	塑限
	G <sub>s</sub>	(g/cm <sup>3</sup> )	(%)	<i>e</i>	(%)	(%)
粉土	2.69	1.94	22.30	0.17	31.05	22.50

### 2.2 制样

称取一定重量天然状态下受扰动的松散湿土,放入击实桶内分层击实。各层土料重量应相等,接触面刨毛,自然落锤轻击12次。击实完取出,放于削土器上削成直径50mm,长度100mm的圆柱土样。将盛装试样的饱和器放入真空缸内,抽气和充水共饱和10小时以上。

按照土工试验规程的要求,常规三轴压缩试验采用应变控制式剪切方式,剪切速率为每分钟0.1%;等P压缩、减压压缩试验采用应力控制式剪切方式,剪切速率为每分钟0.5kPa。

## 3 试验剪切路径设计

基坑开挖或打桩、注浆等施工过程中,土体经受了复杂的剪切路径。为了模拟地下工程施工过程中不同位置处受扰动土体实际的应力和变形状态,即为了探讨不同剪切应力路径条件下土体的变形和破坏特性,共设计了4组实验。分别为常规三轴压缩试验(路径1)、等P压缩试验(路径2)、等压减压压缩试验(路径3)和偏压减压压缩试验(路径4)。制定的试验方案见表2。



表2 不同剪切路径的试验方案

剪切试验	编号	固结类型	加载路径	初始固结压力	控制方式
路径1	A1	等压固结	常规三轴压缩	围压200kPa	应变控制
	A2-1	等压固结	常规三轴压缩	围压100kPa	应变控制
	A2-2	等压固结	常规三轴压缩	围压100kPa	应力控制
	A3	等压固结	常规三轴压缩	围压50kPa	应变控制
路径2	B1	等压固结	等P压缩	围压400kPa	应力控制
	B2	等压固结	等P压缩	围压200kPa	应力控制
	B3	等压固结	等P压缩	围压100kPa	应力控制
	B4	等压固结	等P压缩	围压50kPa	应力控制
路径3	C1	等压固结	减压压缩	围压 200kPa	应力控制
	C2	等压固结	减压压缩	围压 100kPa	应力控制
	C3	等压固结	减压压缩	围压 50kPa	应力控制
路径4	D1	偏压固结	减压压缩	围压 200kPa 轴压 300kPa	应力控制
	D2	偏压固结	减压压缩	围压 150kPa 轴压 225kPa	应力控制
	D3	偏压固结	减压压缩	围压 100kPa 轴压 150kPa	应力控制
	D4	偏压固结	常规三轴压缩	围压 100kPa 轴压 150kPa	应力控制

## 4 试验结果分析

### 4.1 应力、应变控制式剪切方式的影响

本文中常规三轴压缩试验采用了应变控制剪切试验，其他特殊路径均为应力控制式剪切。为了讨论应力应变控制式剪切方式对土体剪切特性的影响，针对均等固结的试样分别进行了应力和应变控制式常规三轴试验，以此进行对比，如路径1编号A2-1、A2-2的试样。图5表示两种剪切方式得到的偏应力-应变关系及孔隙水压力时程曲线。

从图中可以看出，应力控制式、应变控制式剪切方式对粉土剪切特性似乎没有显著的影响，因此可以认为在本文所有试验结果对比中消除了剪切控制方式的影响，主要探讨剪切路径、固结比的影响。

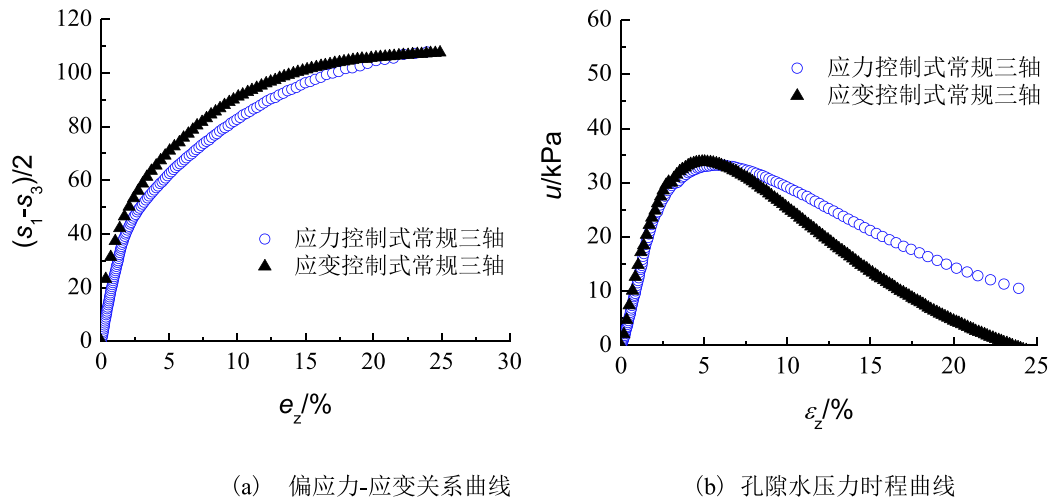
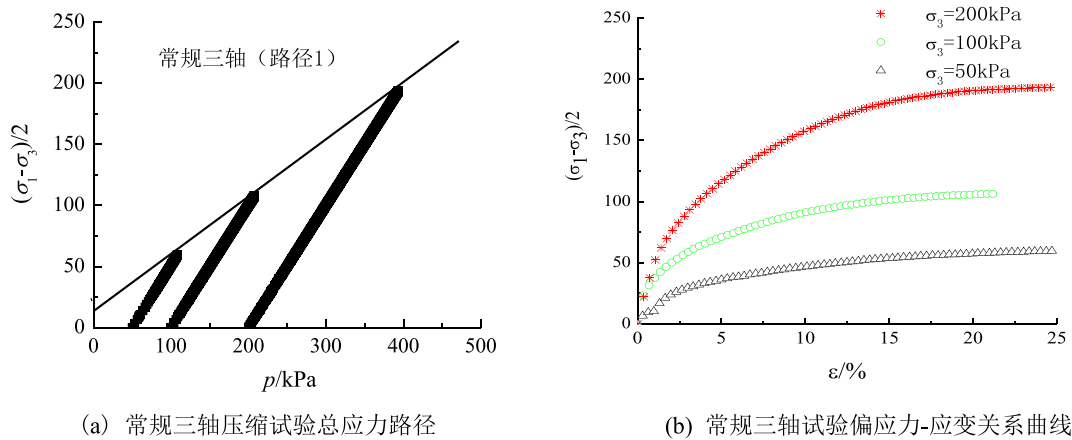


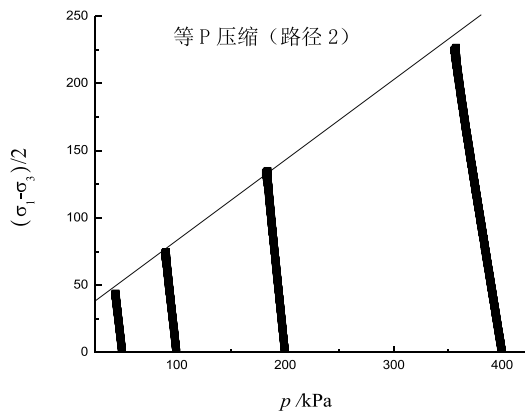
图5 应力-应变控制式剪切试验结果对比

#### 4.2 剪切路径的影响

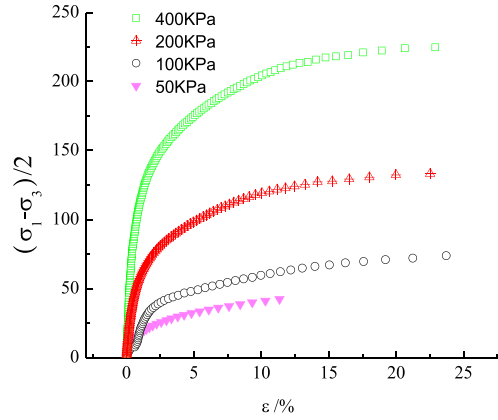
为了探讨不同剪切路径下即不同应力释放条件下的土体剪切特性，针对三种均等固结条件下的土样分别进行了三种不同剪切路径的试验。土样编号分别为表2中路径1、路径2、路径3中的A1、A2、A3、B1、B2、B3、C1、C2、C3等，试验结果如图6、图7所示。

从图6中可以看出，在相同的剪切路径条件下，随初始固结围压增高，土样在相同应变时对应的剪应力明显增大，即土体表现出明显的压硬特性，但是对于相同的剪切方式，试样达到极限状态时在相同的应力比下趋于稳定。

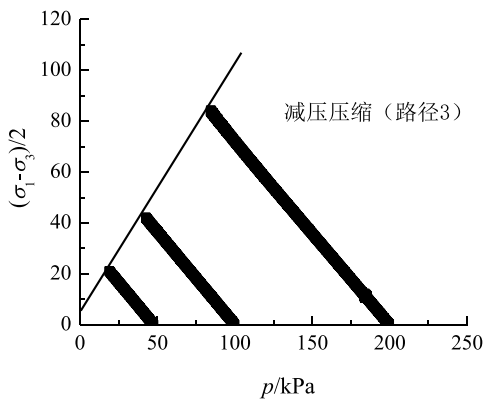




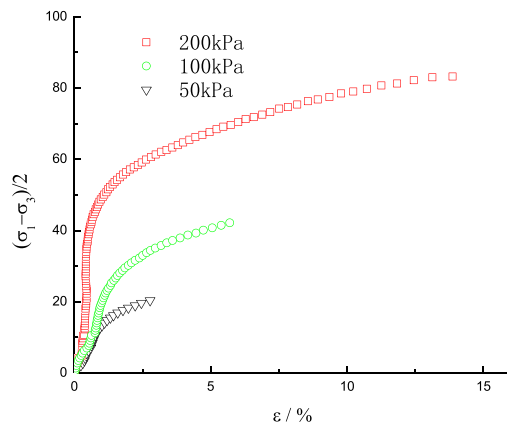
(c) 等P压缩试验总应力路径



(d) 等P压缩应力应变关系曲线



(e) 减压压缩试验总应力路径



(f) 减压压缩应力应变关系曲线

图6 各种剪切方式下的总应力路径与偏应力-应变关系曲线

图7表示相同固结压力，不同剪切路径条件下的应力-应变关系，即编号A1、B2、C1的试样所得的偏应力-应变关系。如图所示，不同的剪切路径下土体表现出不同的强度，即在常规压缩条件下其强度最高，减压压缩条件下的强度最低，等P压缩条件下的强度在其两者之间，剪切路径对其强度的影响非常显著。

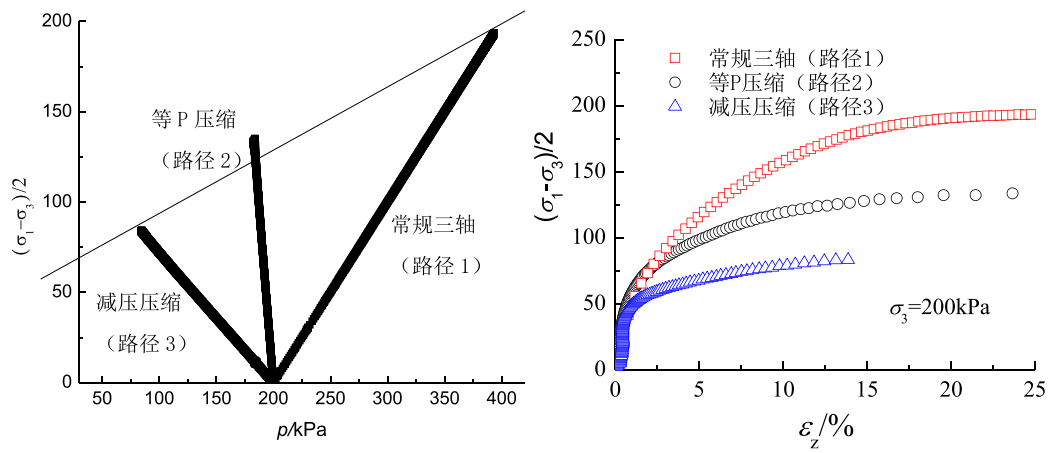


图7 200kPa围压下不同剪切路径的偏应力-应变关系曲线

### 4.3 强度结果分析

经计算，试验所设计的各剪切路径条件下，饱和粉土所发挥的内摩擦角分别为27.2°，30.8°，41.8°，16.4°，其强度指标如表3所示。

表3 各种剪切路径下的饱和粉土强度指标

剪切类型	粘聚力/kPa	内摩擦角/°
常规三轴 (路径1)	9.8	27.2
等P压缩 (路径2)	23.3	30.8
减压压缩 (路径3)	偏压固结	41.8
	均等固结	16.4

### 4.4 偏压固结试验结果分析

偏压减压压缩试验得到的偏应力-应变关系曲线及应力路径如图8所示。从图中可以看出，不同固结围压、相同剪切路径下，试样达到极限状态时在相同的应力比下趋于稳定，与等压固结条件下的试验结果是完全一致的。在偏压固结条件下土体同样显现出压硬特

性，且偏压固结条件下的强度比等压固结条件下的强度有显著提高。

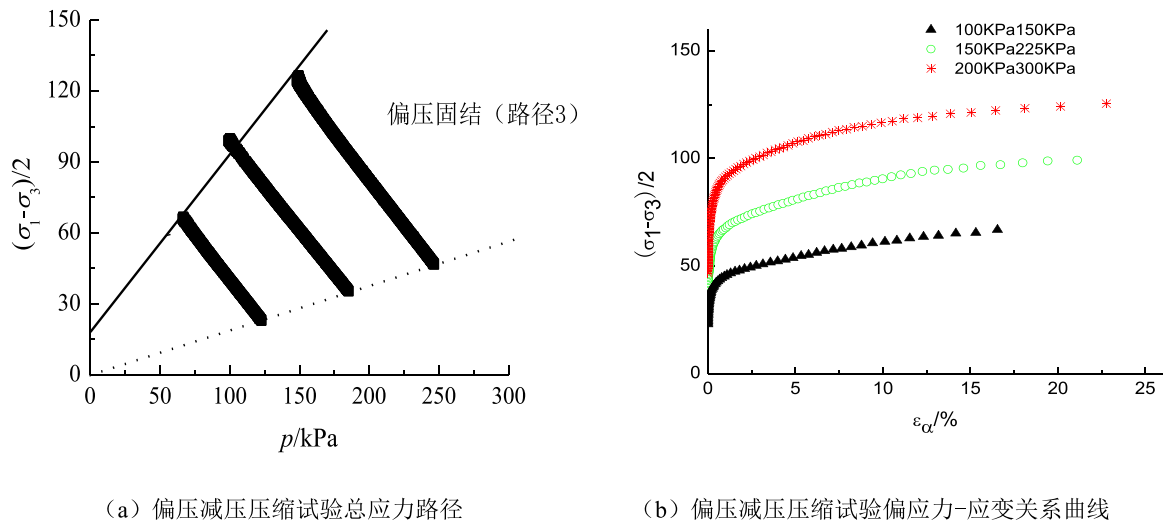


图8 偏压固结条件下的总应力路径与偏应力-应变关系曲线

## 5 结论

为了模拟地下工程施工过程中不同位置处受扰动土体实际的应力和变形状态，探讨不同应力路径条件下土体的剪胀剪缩变形和破坏特性，共设计了4组实验，分别为常规三轴压缩试验（路径A）、等P压缩试验（路径B）、偏压减压压缩试验（路径C）和往复卸加载试验（路径D）。试验结果表明在不同的剪切路径下土体表现出不同的强度，在常规压缩条件下其强度最高，减压压缩条件下的强度最低，但最终在不同的应力比水平下趋于稳定，并直接影响内摩擦角大小。而且，三种剪切方式下土体均没有出现应变软化现象。试验结果所揭示的规律可为现场施工提供初步科学有益的指导。

### 参考文献：

- [1] 李兴高. 北京市轨道交通近期规划建设——北京市交通委员会周正宇副主任访谈[J]. 都市轨道交通, 2007(3): 1-2.
- [2] 张孟喜, 孙钧. 受施工卸载扰动黄土的变形与强度特性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(13): 2248-2254.
- [3] 李兆平. 非饱和土体在开挖和降雨入渗影响下的稳定性理论与应用[D]. 北京: 北方交通大学, 2000.

- [4] 邵云铨. 受扰动土性状室内试验研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2008.
- [5] 中华人民共和国水利部. 土工试验方法标准(GB/T 50123-1999) [S].
- [6] 许成顺, 姚爱军, 杜修力, 侯世伟. 全自动静-动三轴剪切仪的功能分析及应用[J]. 北京工业大学学报, 2008, 34(6): 591-595.

简讯

## 第二届土木工程与交通运输国际学术会议即将召开

“第二届土木工程与交通运输国际学术会议”定于10月27日-28日在桂林召开, 会议将围绕“土木工程”、“交通运输”、“建筑与建材”、“建筑能源与环境可持续发展”等研究领域进行广泛交流。

会议由辽宁工程技术学院主办。特邀冯夏庭(中科院武汉岩土力学所); 顾祥林(同济大学); 陈志华(天津大学); 李宏男(大连理工大学), 等专家做主题报告。

联系信息

会议主页: <http://www.iccet2012.net> (电子版征文通知可在会议主页下载)

E-mail : [ICCET@188.COM](mailto:ICCET@188.COM)

TEL : +86-13826007265;+86-418-3350627(张向东教授)

通讯地址: 辽宁省阜新市中华路47号辽宁工程技术大学土木与交通学院。

简 讯

## 《第十二届全国地基处理学术讨论会》开幕词

(龚晓南 浙江大学)

尊敬的各位贵宾、各位代表、各位领导、各位同行：

上午好！

首先让我代表第十二届全国地基处理学术讨论会组委会和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向来自全国各地的工程技术人员、专家、学者、各位领导和同行表示热烈的欢迎，并感谢你们对第十二届全国地基处理学术讨论会的大力支持。

改革开放以来，我国土木工程建设发展很快。为了适应土木工程建设对地基处理技术发展的需要，1983年在武汉召开的中国土木工程学会第四届土力学及基础工程学术讨论会期间，中国土木工程学会土力学及基础工程学会决定成立地基处理学术委员会以加强地基处理领域的工作。1984年地基处理学术委员会成立后，在浙江大学曾国熙教授、铁道部科学研究院卢肇钧院士、北京水科院蒋国澄研究员和上海建工局叶政青教授级高级工程师领导下，首先组织来自全国的地基处理专家编写《地基处理手册》和筹备召开第一届全国地基处理学术讨论会。

第一届全国地基处理学术讨论会于1986年在上海宝钢召开，来自全国约200位代表参加了会议。后来1989年在山东烟台，1992年在河北秦皇岛，1995年在广东肇庆，1997年在福建武夷山，2000年在浙江温州，2002年在甘肃兰州，2004年在湖南长沙，2006年在山西太原，2008年在江苏南京，2010年在海南海口相继召开了第二届至第十届全国地基处理学术讨论会，今天我们在这里云南昆明泰丽大酒店召开第十二届全国地基处理学术讨论会。这次学术讨论会由云南省土木建筑学会建筑结构专业委员会和中国有色金属工业昆明勘察设计院承办，由云南省勘察设计质量协会，云南大学，昆明理工大学，云南省安泰建筑工程施工图设计文件审查中心，昆明恒基建设工程项目施工图设计文件审查有限公司，建研地基公司，昆明军龙岩土工程有限公司，云南建工基础工程有限责任公司和云南地质工程第二勘察院协办，会议得到全国同行，特别是云南省的同行的大力支持。来自全国各行业的地基处理专家、学者、工程师、工程技术人员和有关厂家的代表会聚一堂，交流地基处理工程勘察、设计计算、施工技术、施工机械和现场测试等方面的新鲜经验，介绍新材料、新产品和新工艺的开发和应用，讨论如何进一步发展和提高我国地基处理水平，更好地为国家经济建设服务。我希望这次学术讨论会除了交流地基处理新鲜经验，地基处理新技术、新方法、新发展以外，还能够对一些大家普遍关心的热点问题开展讨论。

这次会议论文集由云南人民出版社出版。在大家的支持下从秦皇岛（1992）会议起我

们保持了出版会议论文集的做法。在宝钢召开的第一届会议（1986）限于当时出版条件，未能出版会议论文集。第二届会议在烟台召开，我们胶印了上下二册会议论文集。烟台（1989）会议胶印会议论文集、秦皇岛（1992）会议正式出版会议论文集，这在我国应该还是比较领先的，是广大同行共同努力和支持的结果。

另外，我想借此机会谈二点想法和建议，希望得到大家的支持。

一是《地基处理》刊物。学会在浙江大学土木工程学系支持下，于1990年创办了《地基处理》刊物。在全国各界同行的大力支持下已成功出版发行22年。22年来它已成为大家了解《地基处理》领域发展动态的窗口，探讨问题的园地，交流体会的平台。但现在还是内刊。1990年创办的《地基处理》刊物应该是世界上第1个以地基处理命名的刊物，英国的《地基处理》刊物比我们晚7年。国内与《地基处理》刊物同一时期创办的《岩土工程师》、《地基基础工程》等刊物已先后停刊，《地基处理》刊物还在坚持。《地基处理》刊物22年来得到许多单位和同行的支持和帮助，许多地基处理界老前辈，如曾国熙、盛崇文、魏汝龙、王正宏、王铁儒、高有潮、陈愈炯、叶柏荣、熊厚金等为刊物写了很有纪念意义的文章。我希望与会代表、各位同仁能给予《地基处理》刊物继续发展给予关心和帮助。前些年《地基处理》刊物成立了《地基处理》理事会，欢迎有志于协力办好《地基处理》刊物的单位积极参加。

二是关于地基处理学术委员会成立30周年纪念活动。到2014年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成立30周年，建议届时举办纪念活动。初步计划出版一本纪念文集，记录我国地基处理发展30年。建议在这次会期间成立30周年纪念活动筹备小组，启动筹备工作。

另外，中国土木工程学会实行会员制，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是中国土木工程学会的三级学会，希望各位同行积极申请成为中国土木工程学会会员。国际土力学及岩土工程协会也实行会员制，也希望各位同行积极申请成为国际土力学及岩土工程协会会员。具体手续与学会秘书处联系。

最后让我代表主办单位，也代表与会同行向这次会议的承办单位和协办单位，向论文作者，向云南人民出版社，向一切为会议召开付出辛勤劳动的筹备工作人员表示衷心的感谢。是你们的辛勤劳动和大力支持，《第十二届全国地基处理学术讨论会》得以成功召开。

预祝大会圆满完成预定任务。

祝各位领导，各位与代表，身体健康，事业顺利！

谢谢诸位！



# 钢管电极布置形式对电渗效果的影响\*

李一雯<sup>1,2</sup>, 周建<sup>2</sup>, 龚晓南<sup>2</sup>, 陈卓<sup>1,2</sup>, 陶燕丽<sup>1,2</sup>

(1. 天津市软土特性与工程环境重点实验室, 天津 300384; 2 浙江大学软弱土与环境土工教育部重点实验室, 浙江 杭州 310058.)

**摘要:** 本文以在电极材料、通电方式等条件不变的情况下提高电渗效率为目标, 通过室内模型试验研究了长方形、梅花形和平行错位三种不同电极布置形式对电渗排水效果的影响, 并从含水量、抗剪强度、电渗排水量、电流降低率和裂缝开展各方面进行比较分析, 发现: 梅花形布置的排水效果最差, 平行错位布置的电渗排水量最大; 表面积水使得电流值在通电初期不降反升; 裂缝与电渗效果的关系密切, 因其开展的位置及深度不同, 可以有利的排水通道也可以阻隔阴阳极通路影响电渗效率。总结室内试验的结果, 作者建议优先采用电极的平面错位布置形式进行电渗处理。

**关键词:** 电渗; 电极布置; 排水量; 电流降低率; 裂缝

## 1 引言

电渗法是通过在插入土体中的电极上施加低压直流电来加速排水固结的一种地基处理方法。其排水速率与土体的水力渗透系数无关, 而与其电渗渗透系数有关, 因此特别适合于处理低渗透性和高含水量的淤泥和粘土。

1939年, Cassagrande<sup>[1]</sup>首次将电渗法引入土木工程后, 电渗法被尝试应用于不同种类软土的各种工程中, 如地基加固、堤坝稳定、提高桩的承载力、电动注浆、提高灵敏黏土对周期荷载的抗力、环境岩土工程等<sup>[2]</sup>, 但受其复杂的作用机制和众多影响因素所限至今未能成为常用的地基处理方法之一。

国内外研究者对电渗法的研究大多采用室内或现场试验来模拟各种不同条件下的电渗排水, 旨在提高处理效果和降低处理费用, 主要包括: 通过电极反转<sup>[3-4]</sup>和间歇通电<sup>[5-6]</sup>来改变电渗的通电方式; 采用新型的电动土工合成材料充当电极<sup>[7-8]</sup>来克服阳极腐蚀、加速排水固结; 将电渗与其他工法(真空预压、堆载预压)相结合<sup>[9-10]</sup>。

电渗的二维电极布置形式主要有长方形和梅花形两种, 由于长方形布置施工方便, 所以在实际工程中应用最多, 以至于大多数室内或现场试验均以电极长方形布置为基础进行电渗试验研究<sup>[4,10,11]</sup>, 对于其他电极布置形式的研究甚少。至于梅花形布置, Glendinning<sup>[7]</sup>曾进行电渗现场试验发现, 与长方形布置相比, 在降低相同比例的污泥体积时梅花形布置的用时更短, 所需的电极数目和消耗的电能更少; Akram<sup>[12]</sup>从有效电场

收稿日期: 2012年6月

\*天津市软土特性与工程环境重点实验室开放基金(2011SCEEKL004)

面积和单位面积电极数的角度对二维电极布置形式进行比较, 发现梅花形布置的经济效

益最高。如果能在电极材料、通电方式等条件不变的情况下只改变电极布置形式就能够有效提高电渗效率、降低能耗, 那么对此开展研究便具有提高电渗经济效益的实际意义。

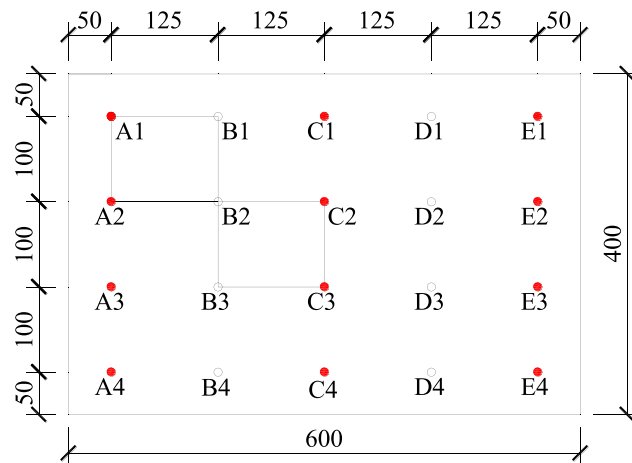
为此, 作者在自制的模型箱中进行了不同电极布置形式下的二维电渗排水试验。除了常见的长方形和梅花形布置外, 另加入平行错位(三角形)布置形式, 从含水量、抗剪强度、电渗排水量、电流降低率、裂缝开展和能耗系数各方面进行全方位的对比分析, 旨在研究三种电极布置形式对电渗排水效果的影响。

## 2 试验方案

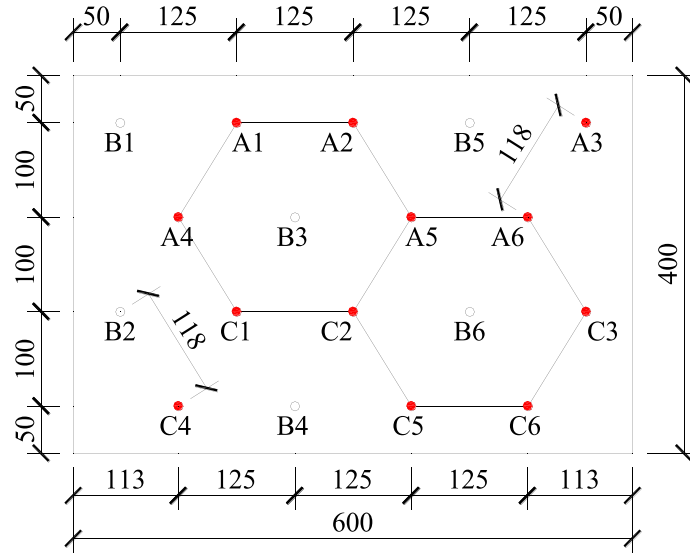
### 2.1 试验设计及装置

图1为电极长方形布置、梅花形布置和平行错位布置的平面示意图, 三种布置形式的处理范围保持一致, 为 $600\text{ mm} \times 400\text{ mm}$ 。Glendinning<sup>[7]</sup>的现场试验处理范围为 $3.7\text{ m} \times 1.8\text{ m}$ , 文中未给出准确的电极间距等数据, 按平面图估算, 其长方形布置的同性电极间距 $b$ 约为 $0.72\text{ m}$ , 异性电极间距 $L$ 约为 $0.86\text{ m}$ ,  $b=0.84L$ ; 梅花形布置相邻电极间的间距均为 $0.84\text{ m}$ 。本试验的长方形和梅花形布置对此进行了参考: 电极长方形布置时, 同性电极间距 $b$ 为 $100\text{ mm}$ , 异性电极间距 $L$ 为 $125\text{ mm}$ ,  $b=0.8L$ ; 电极梅花形布置时, 相邻电极的间距受模型箱的打孔位置所限, 未能保持一致, 部分为 $118\text{ mm}$ , 部分为 $125\text{ mm}$ ; 平行错位布置的电极位置完全与梅花形布置相同, 仅改变了部分电极的极性,  $b=125\text{ mm}$ ,  $L=118\text{ mm}$ 。

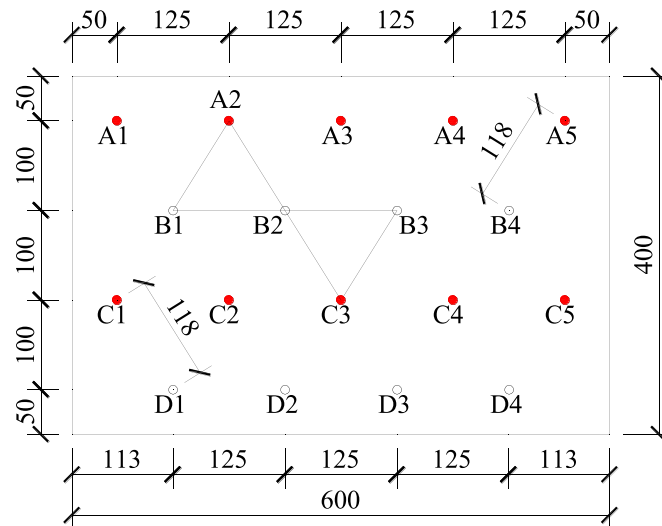
三种布置形式的电极根数不同: 长方形布置时阳极12根(A1~A4、C1~C4和E1~E4), 阴极8根(B1~B4、D1~D4); 梅花形布置时阳极12根(A1~A6、C1~C6), 阴极6根(B1~B6); 平行错位布置时阳极10根(A1~A5、C1~C5), 阴极8根(B1~B4、D1~D4)。



(a) 长方形布置



(b) 梅花形布置



(c) 平行错位布置

图1 电极布置平面示意图(单位: mm)

图2为三个试验统一使用的电渗模型箱示意图。模型箱由有机玻璃制成,内壁的长宽高分别为600 mm、400 mm和250 mm。模型箱的底板上预留有28个直径10 mm的带螺纹小孔(见图2a)。

试验时需要在需要布置电极的螺纹孔上固定直径 10 mm 长 250 mm 的带孔树脂管。作为阴极时, 带孔树脂管外需要包裹一层浸湿的滤纸充当反滤层, 再将带缝不锈钢管 (内径 15 mm, 壁厚 1 mm, 长 300 mm) 套在其外, 同时螺纹孔的下方旋入排水管, 以便将阴极排出的水导入集水容器中; 作为阳极时带孔树脂管外直接套钢管 (充当阴极时对不锈钢管进行拉缝处理是为了将汇集至阴极处的水排出, 阳极虽不用排水, 但缝能将阳极处化学反应产生的气体排出, 使阳极与周围土体接触紧密, 所以阳极和阴极采用一样的带缝电极), 不需要包裹滤纸, 同时螺纹孔下方旋入不排水的堵头; 每次试验都存在若干不需要布置电极的螺纹孔, 其上不需要固定带孔树脂管, 其下均需旋入与阳极下方一样的不排水堵头。

此外, 为了考虑电极对其周围土体的影响, 模型槽边缘的螺纹孔中心到槽壁的距离均为 50 mm, 以保证电极与模型箱内壁保持一定距离。

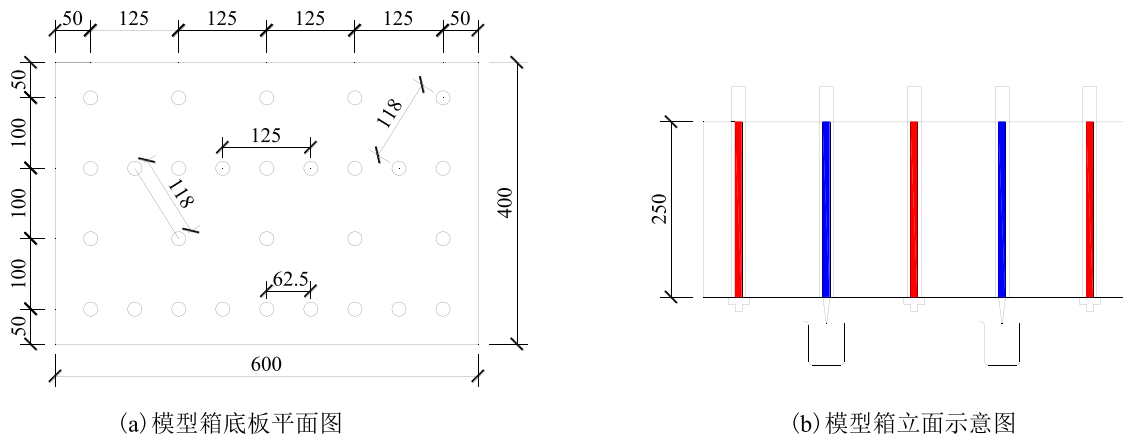


图2 电渗模型箱示意图(单位: mm)

## 2.2 试验内容及步骤

本试验采用稳压输出模式, 由于三种布置的异性电极间距均不相同, 尤其是梅花形布置时异性电极有两种间距, 无法保持三者的电势梯度一致, 所以本次试验将控制三者的外加电压一致。为了使试验的电势梯度与李瑛<sup>[2]</sup>提出的最佳电势梯度 1.25 V/cm 接近, 同时考虑到钢管电极的直径和厚度, 本试验的外加电压定为 12 V, 长方形布置的电势梯度约为 1.11 V/cm, 梅花形布置的电势梯度约为 1.11 V/cm 或 1.19 V/cm, 平行错位布置的电势梯度约为 1.19 V/cm。

试验土样为含水量约为 100% 的饱和重塑软粘土, 原状土为杭州三墩某基坑开挖出的淤泥质粘土, 其基本物理力学性质见表 1。模型箱内试验土样高 140 mm, 体积为 33600 cm<sup>3</sup>。

表1 原状土的基本物理指标

土样	$\rho/(\text{g}/\text{cm}^3)$	$d_s$	$e$	$w/\%$	$S_r/\%$	$w_L/\%$	$w_p/\%$
粘土	1.58	2.75	1.76	58.3	91.9	45.4	24

试验的主要步骤如下：①将原状土加水按 100%的目标含水量在大型土样容器中使用搅拌器搅拌均匀，并密封静置 24 h 以上；②取适量静置后土体进行初始含水量测试。含水量测试遵照土工试验规程 SL237-1999；③安装好带孔树脂管、钢管电极、堵头、排水管等，往模型箱内装填土样，一边装填一边用搅拌棒搅拌以确保含水量分布均匀；④将集水容器编号并称重，放置于对应的阴极出水孔下方；⑤连接电路，设置电源输出 12 V，开启电源进行电渗，每间隔 4 h 记录电流值并称量集水容器的总质量；⑥96 h 后，停止试验，断开电源；⑦在不同位置采用微型十字板剪切仪 (PS-VST-M，测试范围为 0~20 kPa，十字板头尺寸  $\Phi 48$  mm，测试精度优于 5%) 进行抗剪强度测量；⑧取表面不同位置处的土体进行含水量测试；⑨拆除装置，并清理土体。

### 3 试验结果和分析

#### 3.1 含水量和抗剪强度

本试验在电渗结束后对土体表面各测点取样进行了含水量测量，结果显示数据的离散性较大，三种布置形式的阳极附近含水量大约在 27~70%，阴极附近含水量大约在 72~95%。如表 2 所示，长方形布置和平行错位布置表面的含水量相差不大，但梅花形布置阳极、阴极以及其他位置的平均含水量皆为三者中最大。

表 2 含水量测量值

布置形式	初始含水量 (%)	电渗后平均含水量 (%)		
		阳极	阴极	其他位置
长方形	101.95	47.87	75.07	55.04
梅花形	99.36	49.91	84.31	69.58
平行错位	103.28	48.60	75.70	60.04

用微型十字板剪切仪，避开土体表面的裂缝，测量各处的抗剪强度，综合所得数据，三种布置形式的阳极周围抗剪强度最高可提高到 15 kPa 左右，阴极周围仅为 2~6 kPa，见表 3，试验前土体与铝管电极的试验一样，抗剪强度为 0。经过电渗加固，梅花形布置的抗剪强度最低，长方形布置和平行错位布置则较为接近。

表 3 电渗后的抗剪强度值

布置形式	阳极处抗剪强度值 (kPa)			阴极处抗剪强度值 (kPa)		
	最小	平均	最大	最小	平均	最大
长方形	8	11	15	2	4	6
梅花形	6	9	12	2	3	4
平行错位	6	10	14	2	4	6

考虑到以上含水量和抗剪强度仅为试验土样表层测量值, 且数量有限、离散性大, 尤其是测量抗剪强度时受裂缝的影响, 完整的且面积大于十字板头的测试位置较少, 仅对现有数据分析, 发现长方形布置和平行错位布置的含水量和抗剪强度相差不大, 而梅花形布置表面的含水量最高、抗剪强度最低。

### 3.2 排水量和排水速率

三种电极布置形式下的电渗试验在通电 96 h 后所排出水的总质量分别为: 平行错位布置 (7.210 kg) > 长方形布置 (7.020 kg) > 梅花形布置 (4.775 kg)。

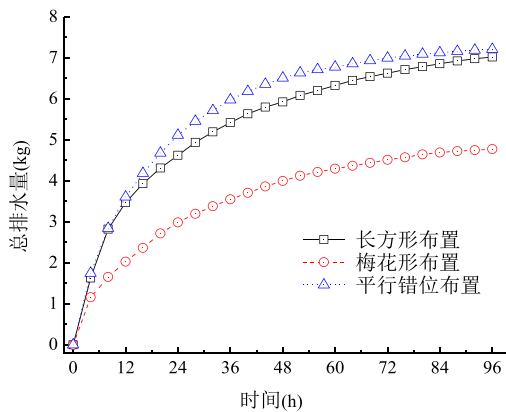


图3 电渗总排水曲线图

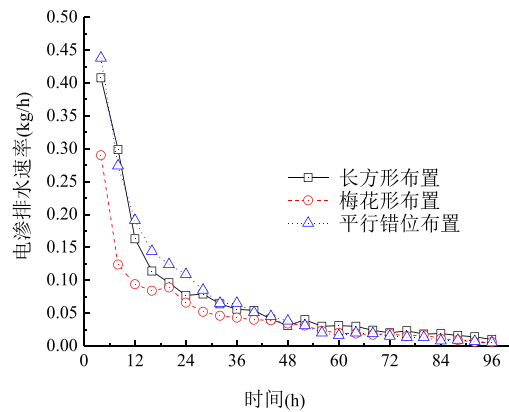


图4 电渗排水速率

图3和图4分别为三种布置形式的电渗总排水曲线图和排水速率曲线图。如图所示, 在整个试验过程中, 平行错位布置的总排水量略大于长方形, 而梅花形的排水量最小。平行错位布置在48小时之前的排水速率最大, 之后排水效果变差、排水速率低于长方形布置, 排水曲线也逐渐趋近于长方形的排水曲线, 到试验结束前已几乎不再排水。而长方形布置虽在电渗中前期排水效果不如平行错位布置, 但后期仍保持一定的速率, 若电渗试验在96小时之后继续进行, 长方形的总排水量势必会大于平行错位布置。梅花形布置的总排水量和排水速率均为最低。

### 3.3 电流值和电流降低率

图5为钢管电极长方形布置、梅花形布置和平行错位布置的电流随时间变化曲线图。三者的初始电流值分别为1.06 A、0.94 A和1.06 A, 最终电流值分别为0.25 A、0.27 A和0.22 A。在通电初期, 三者的电流值未出现骤降过程, 反而在不同的时间段都产生了不同幅度的电流增长, 然后才迅速下降。据观察分析, 电流值上涨最主要是由于钢管电极较细且裂缝不够宽、密, 导致排水不畅引起土体表面积水所致。尤其是梅花形布置, 其表面积水现象最为严重, 不但电流涨幅最大, 涨幅期也最长。随着表面裂缝的产生、水从阴极排出, 再加上一定的蒸发量, 表面积水逐渐退去, 电流值恢复并呈下降趋势, 但初期裂缝中仍有不少积水存在。

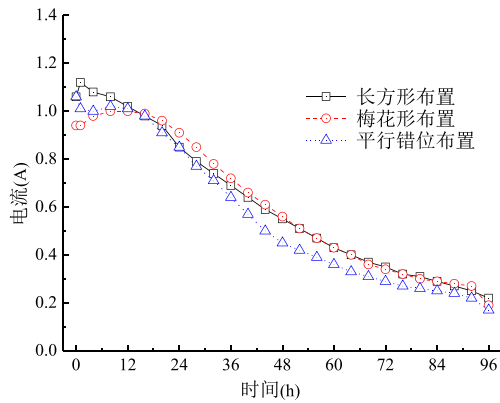


图5 电流随时间变化曲线

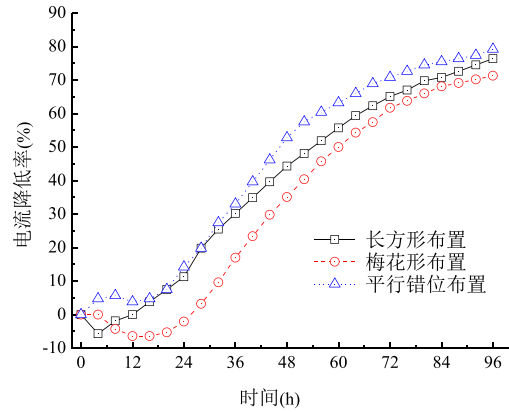


图6 电流降低率随时间变化曲线

考虑到三种电极布置形式的阳极、阴极个数不同,外加电压相同的情况下,三者的初始电流不同,不适合直接对其电流值的变化进行比较,遂计算了各个测试时间点的电流降低率,图6为三种电极布置形式的电流降低率随时间变化曲线。如图所示,梅花形布置的电流降低率最小,平行错位布置的电流降低率最大,一直略高于长方形布置。由于电渗初期电流值出现小幅上涨,当电流值高于初始电流值时电流降低率为负值,梅花形布置有较为明显的负值段,24小时后才变为正值,继而持续增长。

### 3.4 裂缝开展

电渗过程中,随着土体中水的排出、土体收缩进而产生大量裂缝。阴极周围的裂缝在产生初期可视为排水通道、有利于排水,但随着裂缝在深度和宽度上的发展,阴极与土体的接触面积逐渐减少,降低电渗效率。同时,大量的贯穿裂缝还能直接隔断阴阳极之间的通路,严重影响电渗的排水效果。电渗时,土体由于排水而产生裂缝,初期裂缝的产生一定程度上有利于排水,却随着裂缝的发展大大降低了电渗效率,这是一个互相牵制的过程。现有研究较少从裂缝的角度对电渗效果进行分析,作者认为电渗排水受裂缝的影响较大,而且,在本试验中观察到三种电极布置形式的裂缝开展情况很不同,并直接影响了试验结果。

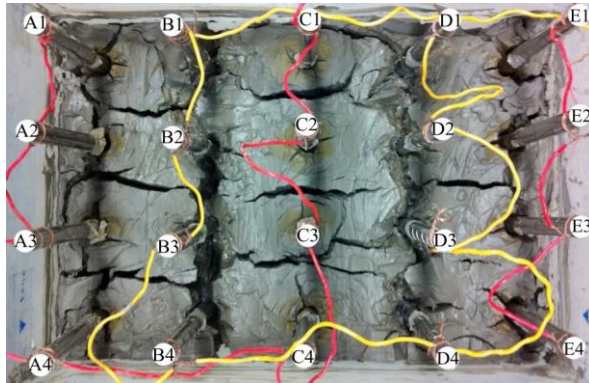
图7(a)为电极长方形布置时的裂缝照片。阳极周围未产生明显的环形裂缝,且A列和E列阳极与周围土体呈脱离状,B列和D列阴极分别被较宽的裂缝贯穿。C列阳极与周围土体的接触良好,被它们之间的横向裂缝划分成四个以阳极为中心的土块。A列阳极和B列阴极之间的三条横向裂缝也将左侧的土体分成了4块,如A1和B1之间即为一块土体,D列阳极和E列阴极之间的裂缝不如A、B之间的明显,但大致也呈该分部

形态。另外,由于阳极与周围土体接触不够紧密,在拔出阳极时无法牵动周围土体,所

以在未带出土块的情况下无法确定周围裂缝是否贯穿土体纵截面。

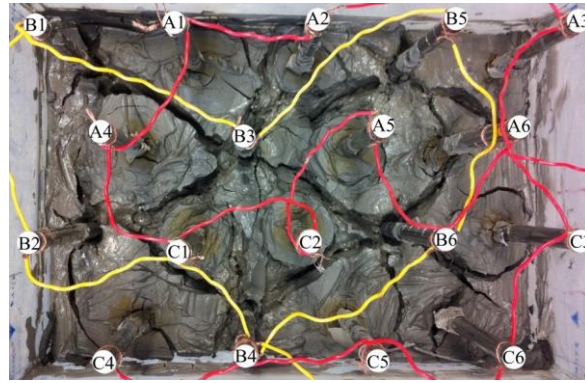
如图 7(b) 所示, 梅花形布置形式虽然复杂, 但裂缝的开展也可总结出一定的规律: 初期阳极周围形成环形裂缝, 随着阴极周围裂缝的产生并延长、加宽, 阴极之间的裂缝发生贯穿, 将土体划分成以被包围的阳极为中心、大致呈三角形的块状区域, 甚至贯穿土体纵截面形成一块完整的三棱柱体, 如电极 A4。值得注意的是, 6 根阴极中位于模型箱左上角的 B1 排水量最大, 其周围仅有 A1、A4 两根阳极, 连接 B1 和 B3 并阻隔 A1 和 A4 的贯穿裂缝较宽且深至土体底面, 而周围裂缝最不发达的阴极 B4 却是排水量最小的阴极。梅花形布置在电渗初期表面积水较为严重, 裂缝的产生对于表面积水的排出贡献显著, B1 的排水量在 24 小时前较大, 极可能是由于周围裂缝形成了排水通道, 而排水量的大部分源自表面积水。

电极平行错位布置的裂缝如图 7(c) 所示, 裂缝将每根阳极与其周围的土体隔离成类矩形的区域, B 排阴极周围形成十字放射状裂缝, 并在 B 排各阴极之间连接贯穿, 而 D 排阴极周围的放射形裂缝却较为细小且未形成贯穿。由于初期 B 排阴极的排水量较大, 所以该排阴极周围的裂缝较早产生并开展迅速, 进而导致排水量降低, 而 D 排阴极的初期排水量不大、裂缝产生缓慢, 且与 C 排阳极之间的通路未被阻断, 所以一直维持一定的排水速率, 排水量持续稳定增加。

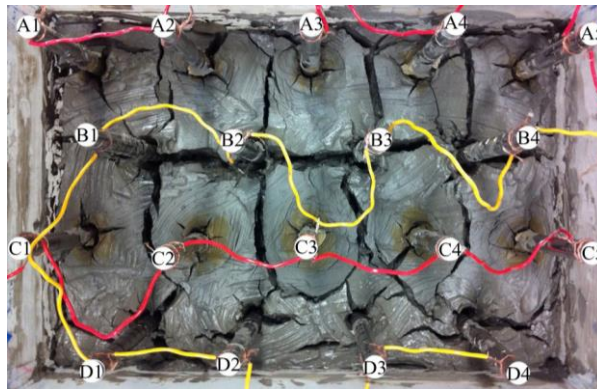


(a) 长方形布置





(b) 梅花形布置



(c) 平行错位布置

图7 试验结束后的土体裂缝

一般在通电 12 小时后土体表面开始产生裂缝, 为避免裂缝对试验结果的影响, 可比较三种布置形式在 12 h 的排水量和排水速率, 见图 3 和图 4, 平行错位布置的排水量最大、排水速率最高, 其排水效果仍为三者之最。

## 4 结论

本文采用不锈钢管电极, 在自制的模型箱内先后进行了长方形、梅花形和平行错位三种电极布置形式的室内模型试验, 从含水量、抗剪强度、排水量、电流降低率和裂缝各方面进行比较分析, 发现:

(1) 长方形布置和平行错位布置的含水量和抗剪强度相差不大, 而梅花形布置表面的含水量最高、抗剪强度最低。

(2) 平行错位布置的排水效果最好, 长方形布置次之, 梅花形布置的排水量最小。

(3) 梅花形布置的电流降低率最小, 而平行错位布置的电流降低率最大, 略高于长

方形布置。

(4) 电渗效果受裂缝的影响较大, 裂缝可以是排水通道, 也可以阻隔阴阳极通路和减少电极和土体的接触面积。但在裂缝开展前, 比较三种布置在 12 h 的排水量和排水速率, 平行错位布置的排水效果最好。

分析室内试验的结果, 平行错位布置的电渗效果最好, 而且试验中平行错位布置采用的总电极数少于长方形布置, 现场应用时电极的布置也比梅花形简单, 经济效益最高, 所以作者建议在进行电渗法处理时优先采用平行错位的电极布置形式。

采用电渗法处理大面积软土时, 电极的间距较大处理深度较深, 再配合上一定的堆载预压等辅助手段, 不会如室内电渗试验般产生大量裂缝, 下一步, 作者计划开展现场试验, 使得电渗过程更接近实际工程, 便于更好的指导现场应用。

### 参考文献:

- [1] Cassagrandel. Electro-osmosis in soils[J]. *Geotechnique*, 1948, 1:159-177.
- [2] 李瑛. 软黏土地基电渗固结试验和理论研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2011.
- [3] Lo. K. Y., Ho, K. S., and Incullet I. I. Field test of electroosmotic strengthening of soft sensitive clays[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1991, 28(1): 74-83.
- [4] 王协群, 邹维列. 电渗排水法加固湖相软黏土的试验研究[J]. *武汉理工大学学报*, 2007, 29(2): 95-99.
- [5] Micic S., Shang J. Q., Lo K. Y., et al. Electrokinetic strengthening of a marine sediment using intermittent current[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2001, 38: 287-302.
- [6] 龚晓南, 焦丹. 间歇通电下软黏土电渗固结性状试验分析[J]. *中南大学学报(自然科学版)*, 2011, 42(6): 1725-1730.
- [7] Glendinning S., Lamont-Black J., Jones C. J. F. P. Treatment of sewage sludge using electrokinetic geosynthetics[J]. *Journal of Hazardous Materials*, 2007, A139:491-499.
- [8] 胡俞晨, 王钊, 庄艳峰. 电动土工合成材料加固软土地基实验研究[J]. *岩土工程学报*, 2005, 27(5): 582-586.
- [9] Wan T. Y., Mitchell J. K. Electro-osmotic consolidation of soil [J]. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 1976, 102(GT5): 473-491.
- [10] 房营光, 徐敏, 朱忠伟. 碱渣土的真空-电渗联合排水固结特性试验研究[J]. *华南理工大学学报(自然科学版)*, 2006, 34(11): 70-75.
- [11] 李瑛, 龚晓南. 等电势梯度下电极间距对电渗影响的试验研究[J]. *岩土力学*, 2012, 33(1): 89-95.
- [12] Akram N. A., Robert J. G., Elif Ozsu-Acar, et al. Optimization of 2-D electrode configuration for electrokinetic remediation [J]. *Journal of Soil Contamination*, 1999, 8(6): 617-635.

## Electro-osmotic experimental research on the array of steel pipe electrodes

LI Yi-wen<sup>1,2</sup>, ZHOU jian<sup>2</sup>, GONG Xiao-nan<sup>2</sup>, CHEN Zhuo<sup>1,2</sup>, TAO Yan-li<sup>1,2</sup>

(1 Tianjin Key Laboratory of Soft Soil Characteristics and Engineering Environment, Tianjin 300384, China; Key Laboratory of Soft Soil and Geoenvironmental Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China)

**Abstract:** Aiming at effectively improving the electro-osmotic efficiency without changing the test conditions as electrode materials and galvanical mode, this paper investigated the influence of three different arrangements of the electrode, namely rectangular array, hexagonal array and parallel and transposition array, on the effect of electro-osmotic drainage through laboratory model tests. Water content, shear strength, drainage, the rate of current decrease and cracks on the soil were analyzed and compared. The results demonstrate that the drainage effect of hexagonal array is the worst, while parallel and transposition array has the largest electro-osmotic drainage. Because of the stagnant water on the surface, current rose instead of decreasing at the beginning. The cracks closely relate to the electro-osmotic efficiency. It may works as favorable drainage channel, and also can cut off the path between the anode and cathode at different location and developing depth. Based on the results of laboratory tests, it is suggested that parallel and transposition array is the best choice for electro-osmotic treatment.

**Key words:** electro-osmosis; electrodes array; drainage; rate of current decrease; cracks

# 取水隧道受力变形性状的数值研究

孙廉威, 王湛, 龙凡

(浙江大学 岩土工程研究所, 浙江 杭州 310058)

**摘要:** 本文基于常熟发电有限公司 2×1000 MW 机组扩建 F 标段江底盾构取水隧道修复工程, 利用大型有限元软件 ABAQUS 对新建取水隧道特殊段进行了数值模拟分析, 得到了在立管安装前, 新建取水隧道的变形和受力情况, 并对其中一些参数进行了敏感性分析。所获得的一些结论对修复工程有着重大的指导意义。

**关键词:** 取水隧道; 数值模拟; 敏感性分析

## 1 前言

随着盾构技术的不断发展, 越来越多沿海的电厂运用盾构技术来建造取排水隧道。相比于城市地铁盾构隧道, 取排水隧道在结构和技术上更为复杂一些。目前国内外文文献鲜有涉及取水隧道在施工和运行工况下的受力变形的研究<sup>[1]</sup>。本文将基于常熟发电有限公司 2×1000 MW 机组扩建 F 标段江底盾构取水隧道修复工程, 利用大型有限元软件 ABAQUS 对新建取水隧道特殊段结构在施工工况下的变形及稳定性进行研究分析, 为修复工程提供一定的指导意见<sup>[2]</sup>。

## 2 工程背景

新建取水隧道特殊段二次衬砌钢管段外径为  $\Phi 4080 \text{ mm} \times 26 \text{ mm}$ , 内径为  $\Phi 3600 \text{ mm} \times 24 \text{ mm}$ 。内部设置环纵向加劲肋, 其中在立管处管节设置  $190 \text{ mm} \times 24 \text{ mm}$  纵向间距为  $500 \text{ mm}$  的环向加劲肋和  $190 \text{ mm} \times 24 \text{ mm}$  的纵向加劲肋, 在端部管节和立管间管节设置  $190 \text{ mm} \times 24 \text{ mm}$  纵向间距为  $1200 \text{ mm}$  的环向加劲肋。钢管段的最大长度为  $4500 \text{ mm}$ , 共分为 9 节, 其中有 3 个立管处管节  $L=4500 \text{ mm}$ , 4 个立管间管节  $L=2750 \text{ mm}$ , 2 个端部管节  $L=3660 \text{ mm}$ , 总的新建特殊段长度约为  $31820 \text{ mm}$ , 如图 1 所示。一、二次衬砌间隙顶部为  $50 \text{ mm}$ , 底部为  $70 \text{ mm}$ , 左右两侧均为  $60 \text{ mm}$ 。二次衬砌钢管段上设置注浆孔, 满足一二次衬砌间的注浆封闭要求。二次衬砌钢管段纵向拼接, 采用单排法兰螺栓, 环向每 5 度设置一排, 共 72 排, M30 以上高强螺栓; 纵向拼接缝处采用双层止水, 外层螺栓外侧和内层螺栓内侧各设置一道止水带。

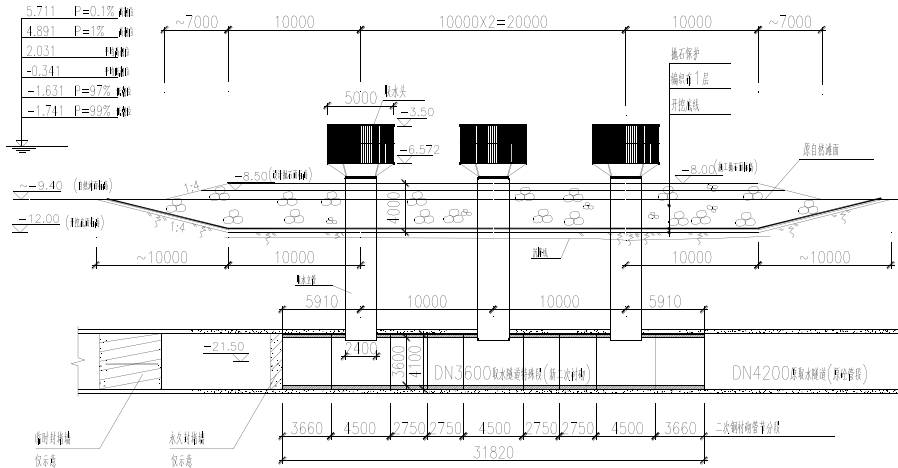


图1 新建取水隧道特殊段剖面图

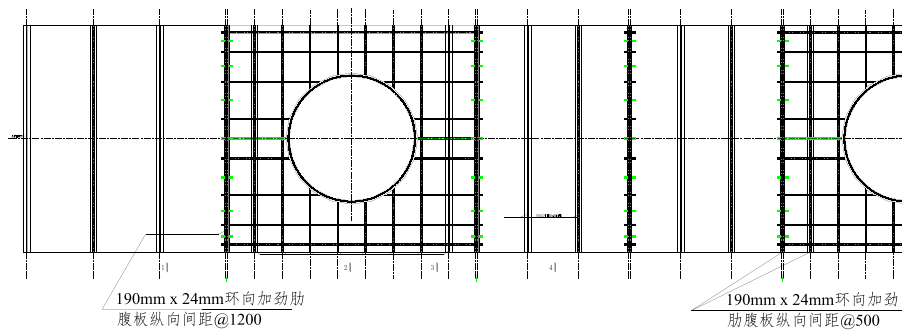


图2 新建取水隧道特殊段半平面图

### 3 有限元模型

#### 3.1 模型概述

新建特殊段二次衬砌钢内衬为筒状体，总长 31.8m，外径 4080 mm，壁厚 26 mm，内径为 3600 mm，壁厚 24 mm，内部设置环纵向加劲肋。根据新建取水头位置和进洞运输条件可分段进洞拼装，最长段为 4.5 m，单段筒体两端各设法兰，法兰厚度为 20 cm，宽度为 240 mm，局部位置预留取水孔。钢内衬筒体由 72 个法兰螺栓连接，相邻筒体法兰连接处，均放置橡胶垫圈用于止水密封，筒体内壁留一定数量的注浆孔，待内衬安装结束后便于注浆填充内衬与原混凝土隧道管片的间隙。

新建取水隧道特殊段施工过程复杂，因此本文主要研究如下工况，即施工工况：立管安装时，对隧道顶部开口，此时立管还未安装，开口处属于薄弱部分，需进行受力验算。计算模型为顶部开口的隧道，计算模型如图 3~图 5 所示。荷载包括水土对隧道的压力和隧

道自身的重力。

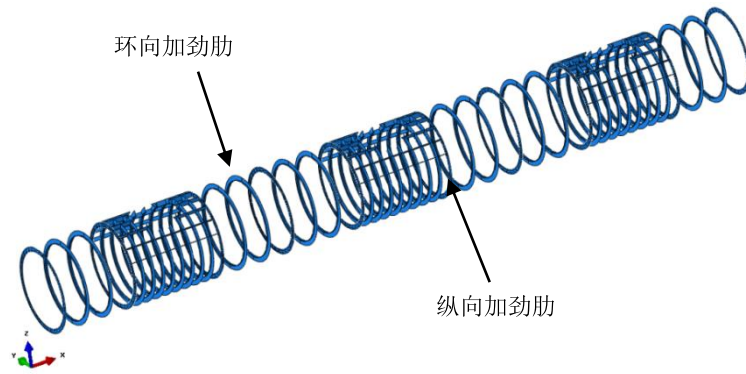


图 3 环向和纵向加劲肋

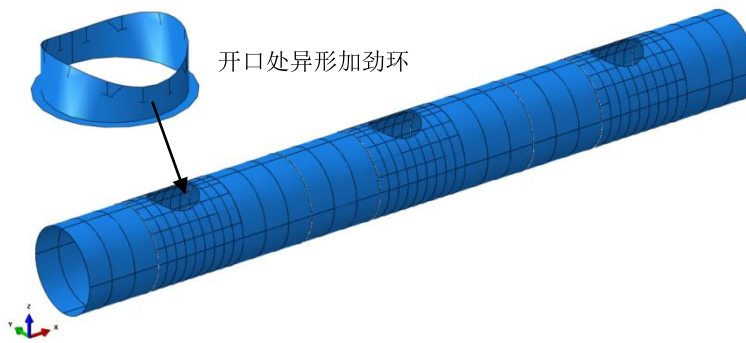


图 4 新建隧道特殊段钢衬砌模型



图 5 新建特殊段隧道开口有限元模型

### 3.2 荷载计算

有限元计算采用荷载-结构法进行计算<sup>[3]</sup>。在上述施工工况下采用水土合算，侧向土压力系数取 0.60 进行计算。施工工况取多年平均高潮位+2.031 m。隧道衬砌受力主要有：顶部竖向土压力  $p_{v1}$ ，拱背土压力  $p_{v2}$ ，水压力  $p_w$ ，侧向压力梯形分布，其中顶部作用力  $p_{x1}$ ，底部为  $p_{x2}$ ，荷载示意图如图 6 所示。其中隧道自重在建模时通过给定的重度自动计算，覆土层上部超载 0 kPa，隧道主要处于④和⑤层土中。土层参数见表 1。

表 1 主要土层物理力学参数表

土层	饱和密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	压缩模量 $E_s$ (MPa)	凝聚力 $c$ (kPa)	内摩擦角 $\varphi$ (°)
④淤泥质粉质粘土	1.78	2.7	11.8	13.0
⑤粉质粘土夹粉砂	1.84	4.3	9.7	23.8

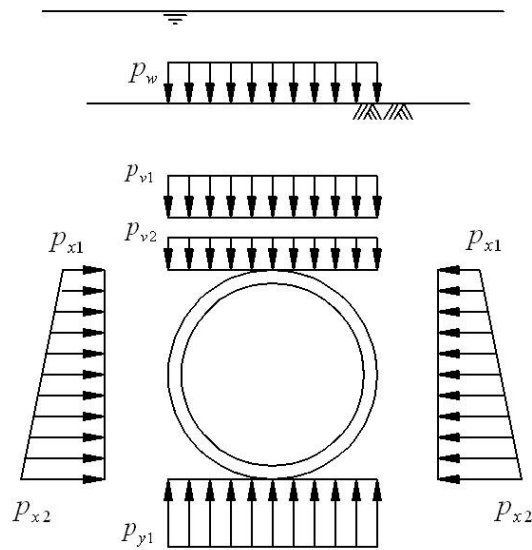


图 6 荷载示意图

$$\text{超载: } q_0=0 \text{ kN/m}^2 \quad (1)$$

$$\text{顶部竖向土压力: } p_{v1} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i = 17.8 \times 7.4 + 18.4 \times 2.6 = 179.56 \text{ kN/m}^2 \quad (2)$$

$$\text{拱背土压力: } p_{v2} = 2(1 - \pi/4)R^2\gamma / 2R = 9.48 \text{ kN/m}^2 \quad (3)$$

$$\text{水压力: } p_w = \gamma_w h_w = 10 \times (21.131 - 10) = 111.31 \text{ kN/m}^2 \quad (4)$$

$$\text{隧道顶部总竖向荷载: } p_{y1} = p_{v1} + p_{v2} + p_w + q_0 = 300.35 \text{ kN/m}^2 \quad (5)$$

$$\text{侧向土压力系数: } \lambda = 0.60 \quad (6)$$

$$\text{拱顶侧向土压力: } p_{x1} = 174.52 \text{ kN/m}^2 \quad (7)$$

$$\text{拱底侧向土压力: } p_{x2} = 227.51 \text{ kN/m}^2 \quad (8)$$

### 3.3 参数选取

在荷载-结构计算中,地层弹簧采用局部弹簧模式,即地层弹簧只有抗压刚度,没有抗拉刚度,如图7所示。计算中,在衬砌与土体发生挤压的位置存在抗压弹簧,而在脱离的位置地层弹簧不发挥作用。当周围土体对隧道作用简化为土弹簧时,应根据网格离散后相应土弹簧所分担的面积乘以抗力系数才是每个土弹簧的实际刚度<sup>[4]</sup>。土弹簧处于压缩状态时弹性抗力系数如下:单元面积约为  $0.0235 \text{ m}^2$ ,土体的压缩基床系数取  $20000 \text{ kN/m}^3$ ,剪切系数近似取压缩系数的  $1/3$ 。

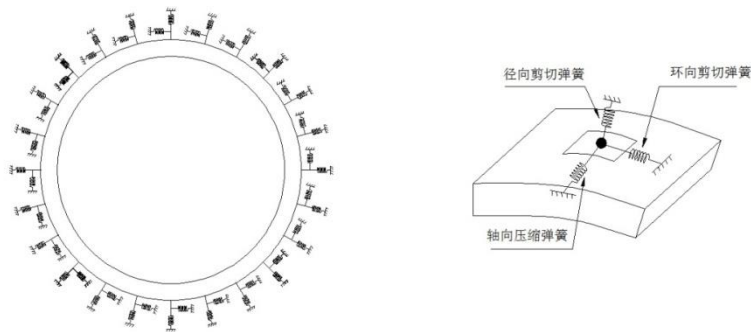
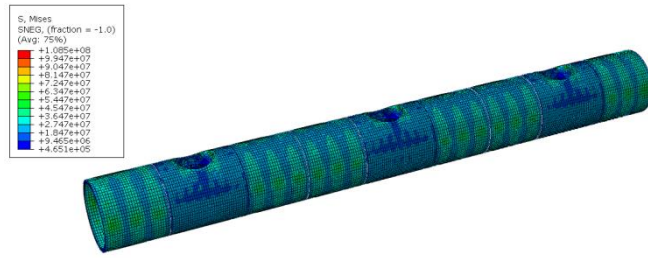


图7 衬砌土弹簧单元

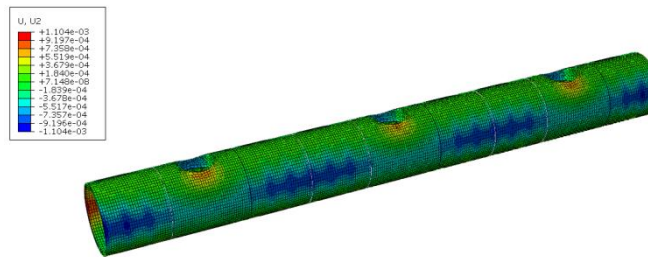
## 4 计算结果

施工工况下结构的应力和变形云图如图8(a)~(c)所示。施工工况下新建隧道各部分应力最大值见表1。

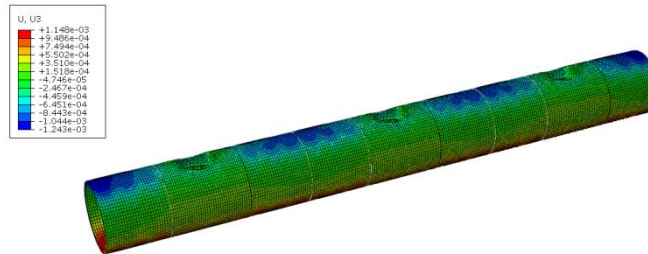




(a) 应力云图



(b) 水平向变形云图



(c) 竖向变形云图

图8 新建取水隧道计算结果

表1 新建隧道特殊段有限元计算结果

	椭圆度 %	开口异形加劲环 最大应力/MPa	纵向加劲肋最 大应力/MPa	环向加劲肋最 大应力/MPa	隧道外壳最大 应力/MPa	法兰螺栓最 大拉力/kN	法兰螺栓最 大剪力/kN
施工 工况	0.54	106.5	56.93	59.46	47.74	16.03	23.47

从以上的结果中可以看出, 新建隧道特殊段在施工工况下是比较安全的。但是在施工工况下, 开口异形加劲环的最大应力达到了 106.5 MPa, 虽然该值在材料的强度允许范围内, 不过由于其壁厚比较薄只有 24 mm, 因此极易发生屈曲, 所以在设计时应予以加强。

## 5 参数敏感性分析

本节在前面施工工况下计算结果的基础上, 对以下几个参数进行敏感度分析(加粗的数据为施工工况下最初的数据):

- 钢内衬厚度: 26 mm、24 mm、22 mm、20 mm
- 加劲肋厚度: 24 mm、22 mm、20 mm、18 mm
- 加劲肋宽度: 19 cm、18 cm、17 cm、16 cm
- 开口异形加劲环厚度: 24 mm、26 mm、28 mm、30 mm、40 mm
- 开口部加劲肋间距: 0.5 m、0.6 m、0.7 m、0.8 m、1.0 m

参数变化下, 直径变形, 隧道、加劲肋、开口异形加劲环最大应力随着参数变化的曲线图如图 9~12 所示。

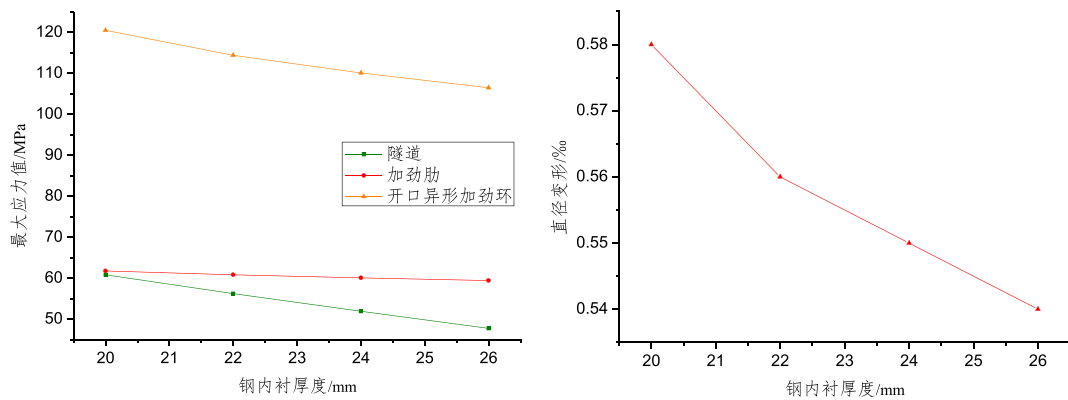


图9 隧道、加劲肋、开口异形加劲环最大应力值以及直径变形随钢内衬厚度变化曲线

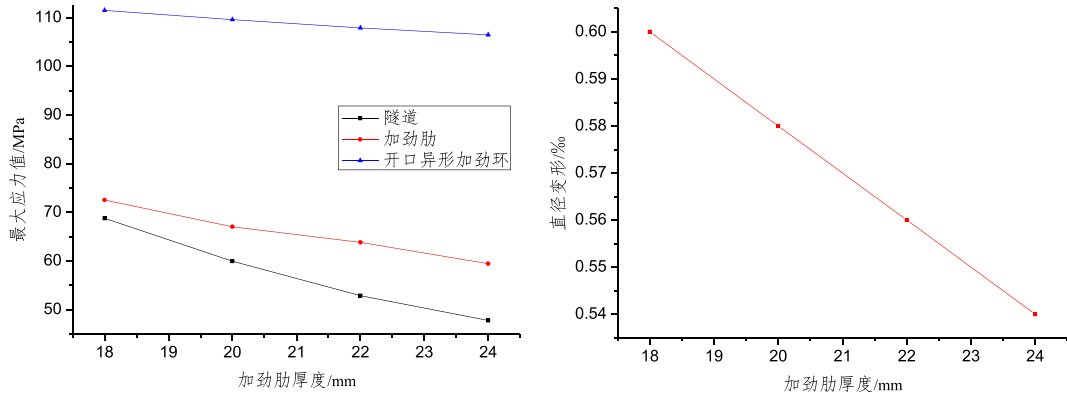


图 10 隧道、加劲肋、开口异形加劲环最大应力值以及直径变形随加劲肋厚度变化曲线

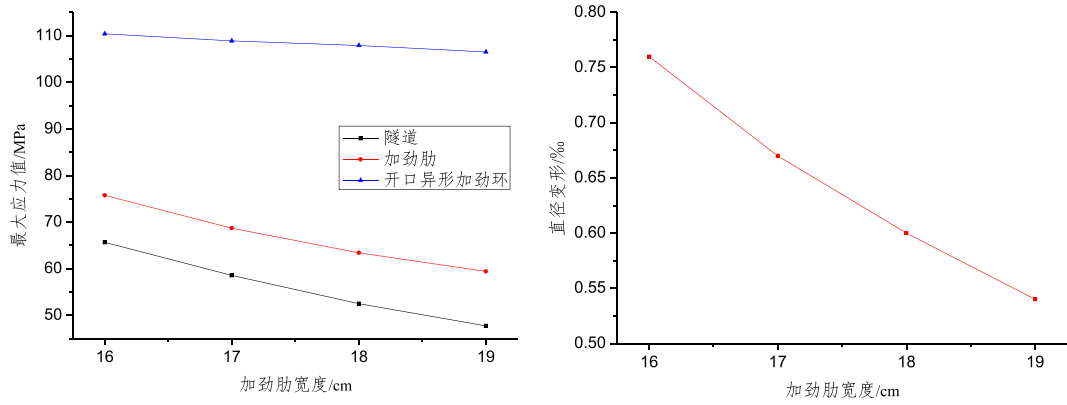


图 11 隧道、加劲肋、开口异形加劲环最大应力值以及直径变形随加劲肋宽度变化曲线

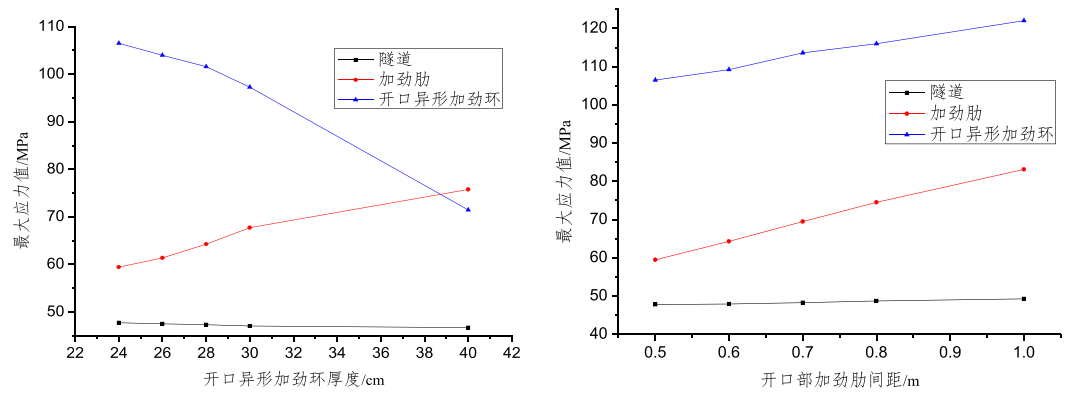


图 12 隧道、加劲肋、开口异形加劲环最大应力值随开口异形加劲环厚度及开口部加劲肋间距变化曲线

从图9中可以看出,随着钢内衬厚度的增加,隧道以及开口异形加劲环的最大应力值以及椭圆度都相应的减小,在增加6 mm的时候,应力值下降约为10 MPa,椭圆度减小约为0.04‰。而加劲肋的最大应力基本不随钢内衬变化而变化。

从图10中可以看出,随着加劲肋厚度的增加,隧道、开口异形加劲环以及加劲肋的最大应力值和椭圆度都相应的减小,在增加6 mm的时候,隧道最大应力值下降约为20 MPa,加劲肋下降约为10 MPa,开口异形加劲环下降约为5 MPa,椭圆度减小约为0.06‰。

从图11中可以看出,随着加劲肋宽度的增加,隧道、开口异形加劲环以及加劲肋的最大应力值和椭圆度都相应的减小,在增加3 cm的时候,隧道和加劲肋的最大应力值下降约为15 MPa,开口异形加劲环下降约为5 MPa,椭圆度减小约为0.23‰。

从图12中可以看出,随着开口异形加劲环厚度的增加或是开口部加劲肋间距的增加,隧道的最大应力值基本保持不变;加劲肋的最大应力值随着开口异形加劲环厚度增加而增加,相反开口异形加劲环的最大应力值却减小;而当开口部加劲肋间距增加时,加劲肋和开口异形加劲环的最大应力值都是增加的,增加的幅度基本一致。

## 6 结 论

本文通过利用大型有限元软件 ABAQUS 对新建取水隧道特殊段进行了数值模拟和参数敏感性分析,获得了以下对修复工程有着重大的指导意义的结论:

1) 对于新建隧道特殊段在施工工况下,新建隧道特殊段的椭圆度、纵向以及环向加劲肋最大应力、隧道外壳应力分别为0.54‰、56.93 MPa、59.46 MPa、47.74 MPa,这些值都在材料强度允许的范围之内,是比较安全的。但是在施工工况下,开口异形加劲环的最大应力达到了106.5 MPa,虽然该值在材料的强度允许范围内,但由于壁厚只有24 mm,极易发生屈曲,在设计时应予以加强。

2) 在施工工况下的参数化分析中,研究了钢内衬厚度、加劲肋厚度、加劲肋宽度、开口部加劲肋的厚度与间距对隧道应力和变形的影响。建议优化分析时,优先选择增加加劲肋的厚度或开口异形加劲环的厚度。

### 参考文献:

- [1] Lizhong Wang, Zhan Wang, Lingling Li, Jinchang Wang. Construction behavior simulation of a hydraulic tunnel during standpipe lifting[J]. Tunneling and Underground Space Technology, 2011, 26: 674-685.
- [2] 王金昌. ABAQUS 在土木工程中的应用. 浙江大学出版社, 2006.
- [3] 张厚美, 吕国梁. 圆形隧道衬砌结构计算模型综述. 世界隧道, 2000, (2): 1-6.
- [4] 朱合华, 陶履滨. 盾构隧道衬砌结构受力分析的梁-弹簧系统模型. 岩土力学, 1998, 19(2): 26-31.

# 管道基于应变设计的规范对比\*

陶燕丽

(浙江大学 软土与环境工程教育部重点实验室, 浙江 杭州 310058)

**摘要:** 对于地震、滑坡、海底等地区的管道, 管道变形易超过允许应力所对应的应变值, 若采用基于应变的设计方法将更为经济合理。目前国内外管道设计主要依据基于应力的准则, 随着管道工程的蓬勃发展以及面临的工程环境日趋复杂, 基于应变的设计方法受到越来越多的重视。基于此, 本文总结了美国、加拿大、挪威等国家管道规范基于应变设计的内容, 并从破裂、椭圆化、局部屈曲三方面对加拿大地上管线和挪威海底管线中的应变准则进行详细比较, 以期对管道基于应变的设计流程以及国外管道规范基于应变设计的现状有个大致了解。我国管道设计规范中还没有包含基于应变设计的内容, 本文的工作可为我国在相关领域的探索提供参考。

**关键词:** 管道; 基于应变设计; 规范; 破裂; 椭圆化; 局部屈曲

## 1 引 言

传统的基于应力的设计方法保证外载产生的管道应力或等效应力不高于管材本身的最低屈服应力, 可以为管道的安全运营提供了一定的安全保障, 但对于诸如地震、滑坡、海底管道敷设等位移控制的管道, 管道应变已超过屈服极限所对应的应变值, 基于应力的设计方法不再适用, 采用基于应变的设计方法将更为经济合理。基于应变设计方法是建立在极限状态设计思想和位移控制载荷的作用的基础上, 它对于位移控制载荷情况下的管段, 在保证管道安全运营的前提下, 允许管道的应变超过屈服应力所对应的应变。此时的管道虽发生一定塑性变形, 但仍能满足运行要求, 能充分发挥管道材料性能, 节约成本。这里的位移控制是指结构响应主要由几何位移控制, 如发生冻胀或热融下沉, 与之相对的是荷载控制, 是指结构响应主要由所施加的荷载控制外荷载使管道结构产生主要应变。在变形控制情况下, 只有管道的变形能够引起结构的应变<sup>[1]</sup>, 而在荷载控制情况下, 当外加荷载超过结构的承载能力时, 管道的应变会大幅增加<sup>[2]</sup>。另外, 对于延性高的管材, 在载荷作用下产生应变后, 外载荷有被管道变形吸收的特点, 此时应用基于应变的管道设计准则更为合理<sup>[3]</sup>。

目前, 国内外管道的设计仍是主要采用基于应力的设计准则, 随着管道工程的发展以及所面临的建设环境的日益复杂, 管道基于应变的设计得到了越来越多的重视, 各国管道设计规范也陆续提到或提供了管道基于应变设计的方法, 其中以加拿大地上管线(CSA

---

收稿日期: 2012 年 8 月

\*.基金项目: 中国石油集团工程设计有限责任公司科研基金项目 (CPE-2011-06)

Z662-2007)和挪威海底管线(DNV OS-F101-2007)对管道基于应变的设计准则介绍最为全面。本文将从美国、加拿大、挪威等国家管道规范基于应变设计的对比着手,总结各国管道规范基于应变设计的内容,并对加拿大陆上管线和挪威海底管线中的应变准则进行详细比较,以期对国外内管道基于应变设计的现状有个大致了解。我国管道设计规范中还没有包含基于应变设计的内容,本文的工作可为我国在相关领域的探索提供参考。

## 2 涉及基于应变设计方法的管线标准及规范

挪威船级社(DNV)1982年就提出将以应变为基础的设计准则与以应力为基础的设计准则结合起来。以应变为基础的设计准则研究从20世纪90年代初期展开。随后挪威船级社1996年出版了包含了海底管线的极限状态设计准则的DNV-OS-F101(1996),提出了多种载荷条件下的极限状态分析方法。同年,加拿大标准协会(CSA)公布了CSA Z662-1996,在海底管道设计和极限状态设计中也提出了以应变为基础设计的方式与方法。

表1中是现有的涉及到管道基于应变设计的准则,由表1可知,主要包括:挪威船级社《海底管道系统》(DNV-OS-F101(2007)、加拿大标准协会《油气管线系统》(CSA Z662-2007)、美国石油协会《碳氢化合物海底管道设计、建设、运行和维修》(API RP 1111-1999)、美国国家工程师协会的《埋地管道设计指导》(ASCE)、美国机械工程师学会《油气输配管道系统》(ASME B31.8)、美国石油协会《管线焊接和联结设施》(API 1104)和美国船舶部《海底管道建设指导》ABS 2001等。

表1 涉及基于应变设计方法的管线标准及规范

国家	陆上管线标准	海底管线标准	管线钢标准
加拿大	CSA Z662	CSA Z662	CSA Z245.1
	CSZ Z662 App.C	Section 11	CSA Z662
挪威		DNV	DNV
英国		BS 8010: Part3	BS 8010: Part2
德国		GL-Code III/4	
澳大利亚	AS 2885	AS 1958	AS 2018
美国	ASME B31.8		
	ASCE	API RP 11111	
		ABS 2001	
	API 1104		

根据各规范中涉及到管道基于应变设计的内容多少,将上述规范分为三类:(1)既包括以应力为基础的设计准则,又包括以应变为基础的设计准则,有DNV-OS-F101(2007)

和 CSA Z662-2007; (2) 允许以应变为基础的设计准则, 但没有具体条款规定, 有 ASME B31.8 和 API 1104; (3) 包含了部分特定管道以应变为基础设计的准则, 有 API RP 1111 和 ABS 2001。各规范或准则涉及基于应变设计的内容如表 2 所示。

表 2 各规范或准则涉及基于应变设计的内容总结

类别	规范或准则	涉及内容总结
第 1 类	CSA Z662-07 加拿大大陆上管线	特别强调了管道“应变控制”载荷的情况, 也对管道的应变限值作了一些定义和规定。对于管道的安装设计, 规定了其最大应变限值, 还提到当管道发生塑性应变时, 还应考虑焊接件本身的承受能力(11.8.1); 对于管道的运营设计, 给出了管道在运行过程中或受到“应变控制”载荷时的最大应变限值(11.8.3); 11.8.6 条和 11.8.7 条对管道基于应变设计的概念和所要考虑的因素作了一般性阐述; 附录 C 详细介绍了管道的极限状态设计法, 其中, C6.3 就管道的在不同载荷情况下的几种失效模式(破裂, 屈服, 屈曲, 疲劳破坏)提供了设计方法, 并且指出若要在实际工程中运用该方法还比较难, 仍需要更多的研究工作。
	DNV-OS-F101-07 挪威海底管线	采用极限状态设计法, 包括四种极限状态, 即正常使用极限状态、承载能力极限状态、疲劳极限状态 and 偶然极限状态(D100); 强调管道设计时应考虑其所有可能的失效模式, 包括破裂、屈曲、疲劳失效等, 并针对管道在不同失效模式下的设计作了相应的阐述和规定(D600~D1100)。
第 2 类	ASME B31.8 美国	只是提到考虑到材料本身的性能等因素, 管道的应力可超过其限值, 还指出安装管道时其纵向应变存在一限值; 提出了基于应变设计的一般概念, 也允许管道在某些情况下进行基于应变的设计, 但并没有具体的关于管道基于应变设计的条文。
	API 1104 美国石油协会	在附录 A——环焊缝的附加验收标准中提到“在本附录中将残余变形达 0.2% 的应变作为屈服残余应变。管线的最大轴向许用应变应通过应力分析确定, 且符合业主要求。”没有其它基于应变设计的规定。
	AS 2885-1-09 澳大利亚 陆上管线	总结了允许管道材料发生屈服的情况, 此时应进行管道的应变设计, 对此未加以详述。
第 3 类	API RP 1111-1999 美国海底管线	包含了部分特定管道基于应变设计的准则, 如管道同时受弯曲应变和外压的作用时的抗屈曲设计(4.3.2.2), 基于 4.3.2.2 条, 最后提供了一管道基于应变设计的实例演示(D4); 还提到近海管道的设计还要考虑管线铺设过程中引起的应力和应变以及近海环境引起的长期应力和应变(4.4), 但没有说明应如何考虑; 规范没有提供管道在大变形条件下为确保其正常运行的应变限值, 也没有具体的关于管道在受“位移控制”载荷下的设计条文。
	ALA 2001 美国生命线联盟	在附录 A——建议验收标准中提到“无论是由载荷、应力、变形或应变规定的验收标准, 都应符合管道性能的要求水平。”并对不同荷载条件下的管道允许应力、应变做了规定。
	ABS 2006 美国船舶部	提供了管道同时受弯曲应变和外压作用时的局部屈曲截面设计; 提出确定管道在受到循环应变载荷时所能承受的最大循环应变次数的方法。

### 3 规范比较

由于第一类规范完整地提供了管道基于应变设计的准则, 而其他规范仅是略有提到管道基于应变的设计或者提出管道在某些情况下可进行基于应变的设计但没有提供相应的方法和准则, 因此, 以下仅对第一类的两个规范, 加拿大陆上管线(CSA Z662-2007, 以下简称 CSA)和挪威海底管线(DNV OS-F101-2007, 以下简称 DNV)基于应变设计的内容进行详细比较。

DNV 和 CSA 均采用极限状态设计法, 两者提出应考虑到管道所有可能的失效模式, 并给出了管道在几种失效模式(如椭圆化, 屈曲等)下的设计方法和限界值。DNV 和 CSA 极限状态的分类及对应的失效模式如表 3 所示。

CSA 指出, 在下列情况下对于管道操作的设计可采用基于应变设计的方法代替等效应力极限: (1)非周期性位移控制的情况下的管线变形, 如永久性地面变形, 或环境荷载引起的支撑移动, 包括下沉、冻胀、融化沉降、地震断层运动和液化; (2)非周期性载荷控制或位移控制的情况下的管线变形, 且管道的位移受固定几何约束的限制而不致超过许用应变极限。这种情况适用于有限间隔距离的管道跨越; (3)管道初期受到非周期性最大荷载的作用, 后续无塑性变形的产生, 此时管线具有弹塑性变形。CSA 还指出管线受循环或疲劳荷载时不应采用基于应变的方法对管道的制造和安装进行设计。

表 3 极限状态分类及对应的失效模式

极限状态分类	失效模式	
	DNV OS-F101-2007	CSA Z662-2007
正常使用极限状态	椭圆化	
	累计塑性应变	次要应力导致屈曲
	大位移	未倒塌的屈曲(如稳定的局部屈曲, 以及某些隆起屈曲模式)
	配重层损伤或耗散	破裂
承载能力极限状态	爆裂	主应力导致屈服
	椭圆化/棘轮效应(引起整体失效的情况)	发生倒塌性屈曲(如不稳定的局部屈曲, 某些隆起屈曲模式等)
	局部屈曲(管壁屈曲)	疲劳
	整体屈曲(一般对于载荷控制的情况)	失稳断裂和塑性破坏
疲劳极限状态	疲劳	
	撞击	
偶然极限状态	循环荷载导致疲劳	/
	偶然荷载引起临界失效	/



DNV 和 CSA 对椭圆化、破裂和局部屈曲三种失效模式设计准则的介绍比较具体,这三种失效模式所对应的分别为椭圆化(度)、拉伸应变、压应变三种应变极限,下面就这三种失效模式进一步比较 DNV 和 CSA。

### 3.1 椭圆化(度)

基于应变的椭圆化(度)设计准则的对比如表 4 所示,椭圆度极限一般使用固定的上界或以通常的完整性和操作需要(如清管要求)来确定。CSA、DNV 中椭圆度的计算式均可表示为:

$$\Delta_{\theta} = 2\left(\frac{D_{\max} - D_{\min}}{D_{\max} + D_{\min}}\right) \leq \Delta_{\theta}^{crit} \quad (1)$$

式中: $\Delta_{\theta}$  为椭圆度,无量纲; $\Delta_{\theta}^{crit}$  为临界椭圆度,无量纲; $D_{\max}$  为管道外径最大值,mm ;  $D_{\min}$  为管道外径最小值,mm。

规范或准则	椭圆度极限(%)
CSA	3.0(6.0)
DNV	3.0

表 4 管道椭圆化(度)设计准则对比表

CSA、DNV 对不同直径的管道规定了相对固定的临界椭圆度。CSA 指出为防止截面失稳,应采用有效的分析方法或物理实验或两者兼用以确定管壁的临界椭圆化变形限值  $\Delta_{\theta}^{crit}$ ,且应考虑内压和外压、初始缺陷、残余应力、材料应力—应变曲线形状的影响,缺乏更多详细资料时, $\Delta_{\theta}^{crit}$  应取值 0.03;当分析表明过大的变形不会引起过早的截面失稳时,可提高临界变形  $\Delta_{\theta}^{crit}$  值,只要能确保管道内部检测装置的正常运行,缺乏更多详细资料时, $\Delta_{\theta}^{crit}$  应取值 0.06。DNV 指出立管和管线均不允许产生过大的椭圆度,需对此进行计算,且弯曲导致的管道平坦化和制造引起的椭圆度限值均不应超过 3%,并说明在已考虑受弯承载力的相应降低、满足几何约束(如清管要求)、椭圆化引起的附加循环应力已得到考虑、符合相关维修系统的运营能力等情况下可降低要求。DNV 还指出管线系统的任何位置受到点荷载时,均应对其椭圆度进行验证,其中点荷载可能由管道的悬跨部分、人工支撑、和支座沉降引起。

### 3.2 破裂

CSA 提供了管道在受主要荷载、次荷载以及主次荷载共同作用时的纵向拉应变设计,并针对管道表面或内部存在破裂两种情况探讨了管壁或焊接件的极限拉应变的确定方法。CSA 还对管道的许用安装应变和拉应变限值也作了限定。

DNV 对管道的累积塑性变形和断裂性能进行了规定。

## (1) DNV

DNV 中提到管线系统应具备抵抗初始不稳定断裂的足够承载力, 并指出当满足表 5

的规定时, 认为管道受不稳定断裂时的安全性符合要求:

表 5 对不稳定断裂的规定<sup>1)</sup>

总公称应变	累积塑性变形
$\varepsilon_{1,nom} \leq 0.4\%$	材料、焊接、工艺和试压应满足本规范要求。环焊缝的允许缺陷尺寸可根据 DNV 附录 A 进行评估
$\varepsilon_{1,nom} > 0.4\%$	环焊缝的整体性应根据 DNV 附录 A 进行评估
$\varepsilon_{1,nom}^{2)} > 1.0\%$	附加要求
或	$\varepsilon_p > 2.0\%$

1) 指的是 NDT(无损检测)后的应变水平;

2) 任意单一方向上的总公称应变。

DNV 允许管道的累计塑性应变超过 2.0%, 但规定累计塑性应变超过 0.3%时需要工程临界评价(ECA), 超过 2.0%时不仅需要进行工程临界评价(ECA), 还需要满足材料等其他附加要求。

## (2) CSA

CSA 中, 为防止管道的膜状破坏, 主要荷载、次荷载以及主次荷载共同作用引起的纵向拉应变需满足下列最小应变要求:

$$\phi_{\varepsilon} \varepsilon_t^{crit} \geq \varepsilon_{yf} \quad (2)$$

其中,  $\phi_{\varepsilon}$  为拉应变的抗力系数(见表 C.3);  $\varepsilon_t^{crit}$  为管壁或焊接件的极限拉应变;  $\varepsilon_{yf}$  为纵向或环向拉应变(已乘以分项系数);

CSA 指出应采用合理且可靠的断裂力学分析方法和物理实验来确定管壁或焊接件极限拉应变  $\varepsilon_t^{crit}$ , 不同的材料具有不同的拉应变能力, 并提到低至 0.2%和高达 2~4%的拉应变能力在试验中已经得到重现。当缺乏足够的详细信息时, CSA 还给出了计算纵向拉应变能力的保守公式, 如下式(3)和(4)所示。

管道表面存在破裂缺陷时

$$\varepsilon_t^{crit} = \delta^{(2.36-1.58\lambda-0.1\xi\eta)} (1+16.1\lambda^{-4.45}) (-0.157+0.239\xi^{-0.241}\eta^{-0.3115}) \quad (3)$$

管道存在隐蔽缺陷时

$$\begin{aligned} \varepsilon_i^{crit} = & \delta^{(1.08-0.612\eta-0.735\xi+0.364\psi)} (12.3 - 4.65\sqrt{t} + 0.495t) \\ & (11.8 - 10.6\lambda)(-5.14 + \frac{0.992}{\psi} + 20.1\psi)(-3.63 + 11.0\sqrt{\eta} - 8.44\eta) \\ & (-0.836 + 0.733\eta + 0.0483\xi + \frac{3.49 - 14.6\eta - 12.9\psi}{1 + \xi^{1.84}}) \end{aligned} \quad (4)$$

其中,  $\delta$  为表观 CTOD(裂纹尖端张开位移), mm;  $\lambda$  为屈服强度与拉伸强度的比值, Y/T;  $\xi$  为缺陷长度与管壁厚度的比值,  $2c/t$ ;  $\eta$  为缺陷高度与管壁厚度的比值,  $a/t$ (对于管道表面缺陷)和  $2a/t$ (对于隐蔽缺陷);  $\psi$  为缺陷深度与管壁厚度的比值,  $d/t$ ;  $t$  为管壁厚度, mm。

CSA 规定管道安装时, 管壁在任何方向上的最大许用安装应变均不应超过 0.025 (2.5%), 还规定在应变控制载荷情况下, 冻胀、下沉、地震等引起的管壁任意方向上的拉应变应不超过 0.025 (2.5%) 与管道安装时初始应变的差值。

### 3.3 局部屈曲

DNV 综合载荷、外压或内压等作用来确定不同载荷情况下局部屈曲的设计准则, CSA 对管道在受主荷载、次荷载或两者共同作用引起的纵向压应变极限进行了规定, 并提供了计算方法, 除了所采用的压应变限值的公式存在差异, 两者对管道局部屈曲的设计思路基本相同。

#### (1) DNV

对于受纵向压应变(弯矩和轴力作用下)和内压的管道, 局部屈曲设计时各截面应满足下列条件:

$$\varepsilon_{sd} \leq \varepsilon_{Rd} = \frac{\varepsilon_c(t_2, p_{\min} - p_e)}{\gamma_\varepsilon} \quad D/t_2 \leq 45, p_i \geq p_e \quad (5)$$

$$\varepsilon_c(t, p_{\min} - p_e) = 0.78 \cdot \left( \frac{t}{D} - 0.01 \right) \cdot \left( 1 + 5.75 \cdot \frac{p_{\min} - p_e}{p_b(t)} \right) \cdot \alpha_h^{-1.5} \cdot \alpha_{gw} \quad (6)$$

对于受纵向压应变(弯矩和轴力作用下)和外压的管道, 设计时各截面应满足下列条件:

$$\left( \frac{\varepsilon_{sd}}{\varepsilon_c(t_2, 0)} \right)^{0.8} + \frac{p_e - p_{\min}}{p_c(t_2)} \leq 1 \quad D/t_2 < 45, p_{\min} < p_e \quad (7)$$

其中,  $\varepsilon_{sd}$  为设计压应变, 见 DNV 式(4.6);  $p_{\min}$  为在相关应变作用下管道的最小内

压,  $p_i$  为内压,  $p_e$  为外压,  $p_b(t)$  为允许压力, 单位 MPa;  $\gamma_\varepsilon$  为应变抵抗系数, 见 DNV 表 5-8;  $\alpha_h = \left(\frac{R_{10.5}}{R_m}\right)_{\max}$ , 见 DNV 表 7.5 和表 7.11;  $\alpha_{gw}$  为焊缝因子, 见 DNV 第 13 部分 E1000;  $D$  为管道外径, mm;  $t$  为管道壁厚, mm;  $t_2 = t - t_{corr}$ , mm;  $t_{corr}$  为管道壁厚腐蚀裕量, mm;  $p_c(t_2)$  见 DNV 式 (5.10);  $\gamma_m$  为材料抗力系数, 见 DNV 表 5-4;  $\gamma_{SC}$  为安全系数, 见 DNV 表 5-5。

## (2) CSA

为防止管道的局部屈曲, 应根据下式计算主荷载、次荷载或两者共同作用引起的纵向压应变极限:

$$\varphi_{ec} \varepsilon_c^{crit} \geq \varepsilon_{cf} \quad (8)$$

其中,  $\varphi_{ec}$  为压应变的阻力系数(见 CSA 表 C.3);  $\varepsilon_c^{crit}$  为管壁的极限压应变能力;  $\varepsilon_{cf}$  为纵向或环向压应变(已乘以分项系数)。

CSA 指出应采用有效的分析方法或物理实验或两者兼用以确定管壁的极限压应变能力  $\varepsilon_c^{crit}$ , 且应考虑内压、外压、线性降压、初始缺陷、残余应力、材料应力—应变曲线形状的影响。

对于主荷载起主导作用的情况, 纵向极限压应变取峰值荷载所对应的应变值。当缺乏更多详细资料时, CSA 给出了压应变极限  $\varepsilon_c^{crit}$  的估算公式, 如下式(9)和(10)所示。对于次荷载(与内压联合作用)起主导作用的情况, 当已考虑局部起皱、起皱区软化、截面失稳的影响时, 管道可不受纵向极限压应变极限的限制。

$$\varepsilon_c^{crit} = 0.5 \frac{t}{D} - 0.0025 + 3000 \left[ \frac{(p_i - p_e)D}{2tE_s} \right]^2 \quad \text{对于} \frac{(p_i - p_e)D}{2tF_y} < 0.4 \quad (9)$$

$$\varepsilon_c^{crit} = 0.5 \frac{t}{D} - 0.0025 + 3000 \left[ \frac{0.4F_y}{E_s} \right]^2 \quad \text{对于} \frac{(p_i - p_e)D}{2tF_y} \geq 0.4 \quad (10)$$

其中,  $\varepsilon_c^{crit}$  为管壁的极限压应变能力;  $t$  为管壁厚度, mm;  $D$  为管道外径, mm;  $p_i$  为最大设计内压, MPa;  $p_e$  为外部最小静水压力, MPa;  $E_s = 207000$  MPa;  $F_y$  为有效指定的最小屈服强度(见 CSA C.5.7 条), MPa;

## 4 总结

已有的管道设计主要采用基于应力的设计准则, 但对于地震、滑坡、海底管道敷设等

位移控制载荷的管段,管道的应变已超过允许应力所对应的应变值,采用基于应变的设计方法将更为合理,也因此,基于应变的管道设计准则从提出以来就一直备受关注。本文总结了美国、加拿大、挪威等国家管道规范基于应变设计的内容,并从破裂、椭圆化、局部屈曲三方面对加拿大陆上管线和挪威海底管线中的应变准则进行详细比较。由本文对管道设计规范的总结和比较可以看出,各国规范涉及到管道基于应变设计的内容差异较大,加拿大陆上管线(CSA Z662-2007)和挪威海底管线(DNV OS-F101-2007)中提供的管道基于应变的设计方法较为全面,两者均提出应针对管道可能的所有失效模式相应地进行基于应变的设计,并对椭圆化、破裂、局部屈曲等失效模式下的应变限值作了规定,其它规范几乎没有提出可行的管道基于应变的设计准则。可以说,国内外基于应变的设计准则和相应的评估方法都并不十分完善,仍有许多方面有待改进和发展。

我国管线设计标准 GB 50253-2003《输油管道工程设计规范》和 GB 50251-2003《输气管道工程设计规范》的主要评判标准是应力准则,管道基于应变的设计准则还没有明确地提出和大范围地展开研究。随着我国管道工程建设的飞速发展,将会面临越来越多的诸如地震、滑坡、泥石流等地质灾害的威胁,海底管道工程建设也会大范围展开,对于这些位移控制的情况下的管道,采用基于应变的设计准则

更为有利,因此,有必要借鉴国外相关领域的建设经验,结合我国的实际情况,开展管道基于应变设计的研究,并编制相应的设计规范或评估准则,为我国实际管道工程基于应变的设计提供依据。

### 参考文献:

- [1] Canadian Standards Association. CSA-Z662 -2007, Oil and gas pipeline systems[S]. Canada, 2007.
- [2] Det Norske Veritas. DNV OS-F101. Offshore Standard-Submarine pipeline systems[S]. 2007.
- [3] 刘冰, 刘学杰, 张宏. 基于应变的管道设计准则[J]. 天然气工业, 28(2): 1-3.
- [4] American petroleum Institute Publishing Services. API RP 1111, design, construction, operation and maintenance of offshore pipelines (limit state design)[S]. Washington D C, USA, 1999.
- [5] The American Society of Mechanical Engineers. ASME B31.8, Gas transmission and distribution piping systems[S]. New York, 2003 .
- [6] American Petroleum Institute. API 1104, Welding of pipelines and related facilities[S]. Washington D C, USA, 2005 .
- [7] American Bureau of Shipping. ABS 2006, ABS guide for building and classing subsea pipeline systems[S]. Houston, 2006.
- [8] Australian Standard. AS 2885.1 2007, Pipelines-Gas and liquid petroleum[S]. 2007.
- [9] American Lifelines Alliance. Guidelines for the Design of Buried Steel Pipe[S]. 2001.

# 基坑支护结构中锚桩代替内支撑应用一例

吴连祥, 邵锦周

(启东市建筑设计院有限公司 226200)

**摘要:** 在基坑支护结构中, 用坑外锚桩代替坑内支撑, 承担水平力, 应用结果表明: 该支护结构形式控制变形的能力较好、施工方便、工期短、造价低, 在同类基坑支护工程中具有较好的应用前景。

**关键词:** 基坑支护结构; 锚桩; 内支撑; 设计; 施工

## 1 工程概况

海门财富广场位于海门市珠江路西侧、人民东路南侧, 与海门市广播电视塔相邻, 共由三栋高层建筑组成。其中: 一号楼为酒店式公寓, 25层建筑面积32473m<sup>2</sup>; 二号楼、三号楼为住宅, 二号楼30层, 建筑面积27975m<sup>2</sup>; 三号楼25层, 建筑面积24235m<sup>2</sup>。三栋高层建筑下均设一层地下室, 一号楼与二号楼之间设一层地下室, 二号楼与三号楼之间设二层地下室, 所有地下室连为一体。三栋高层建筑采用桩筏基础, 预应力钢筋混凝土管桩, 高层建筑之间的地下室采用钢筋混凝土方桩抗浮。

地下室东侧距珠江路边线4.8m, 其间有多种地下管线通过; 南侧离白兔纺织集团相邻建筑7m; 西侧至新丽化纤有限公司围墙12.1m, 该公司的设备对地面的变形要求较高; 北侧与人民东路道路红线相隔30m。周边环境如图1所示。

一层地下室基坑开挖深度除一号楼、二号楼为4m左右外, 其余为5.7m。二层地下室基坑开挖深度达9.2m。场区所属地貌类型为长江三角洲冲积平原, 地形平坦。

基坑影响深度范围内, 地基土自上而下分层为:

(1) 素填土: 杂色, 松散, 土质不均, 主要含粘性土, 场区普遍分布, 厚度: 0.90~3.10m, 平均1.23m。

(2) 粉质粘土: 灰色, 软塑, 中等压缩性, 局部夹薄层粉土, 切面稍有光泽, 无摇振反应, 干强度、韧性中等。场区普遍分布, 厚度: 1.00~2.10m, 平均1.74m。

(3) 粉土夹粉质粘土: 灰色, 松散, 中等压缩性, 摇振反应迅速, 干强度、韧性低。场区普遍分布, 厚度: 4.00~6.40m, 平均4.89m。

(4) 粉土夹粉砂: 灰色, 稍密, 中等压缩性, 摇振反应迅速, 干强度、韧性低。场区普遍分布, 厚度: 3.00~5.30m, 平均4.25m。

(5) 粉细砂: 灰色, 饱和, 中密, 中等压缩性, 局部夹粉土层, 颗粒由石英、长石、云母及岩屑组成。场区普遍分布, 厚度: 7.70~9.80m, 平均8.68m。

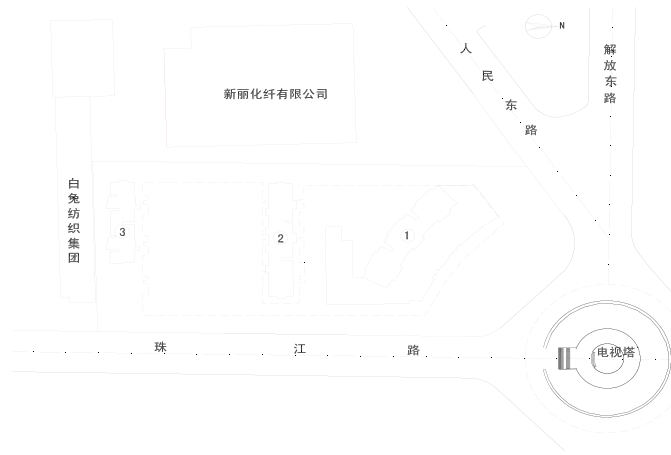


图1 总平面示意图

(6) 粉砂夹粉土: 灰色, 饱和, 稍密, 中等压缩性, 局部夹薄层粉质粘土层, 颗粒由石英、长石、云母及岩屑组成。场区普遍分布, 厚度:3.00~5.30m, 平均 4.21m。

## 2 基坑支护方案确定

针对本基坑的特点, 区别不同的环境条件及不同的开挖深度, 因地制宜采用不同的支护方案。

对具备放坡条件的地段优先采用挂网护坡方案, 对不具备放坡条件的地段, 开挖深度在 5m 左右的基坑采用深层搅拌桩重力式挡墙支护方案。

对开挖深度达 9.2m 的基坑, 海门地区通常采用钢筋混凝土钻孔灌注桩挡土, 深层搅拌桩挡土的支护方案为了有效控制基坑环境变形, 减少钢筋混凝土灌注桩的受力弯矩, 在坑内设置一道内支撑。但本工程由于北、南两侧是 2、3 号楼的一层地下室, 须挖深 4m 左右, 其间基坑高差达 5m, 这意味着北南两侧无合适的内支撑边界条件, 给支护桩的内支撑设置带来困难。经过分析比较, 引用旋喷搅拌加筋桩这一基坑支护新技术, 作为坑外锚桩来代替坑内内支撑的作用, 承担水平力。

这种锚桩是一种能够提供较大水平拉力的锚拉施工专利技术, 它用旋喷搅拌法形成水泥土变径桩体, 并插入钢绞线作锚筋制成水泥土加劲桩。

它具有如下特点:

(1) 通过旋喷搅拌形成的大直径水泥土桩体, 对松散软土的性能做了很大改善, 使软土改变成具有较高强度的水泥土体, 土体的  $c$ 、 $\phi$  值都得到相应的提高, 抗渗能力也明显改善, 具有超前加固, 主动支护的作用。

(2) 在形成的大直径水泥土桩体中加筋, 形成加筋水泥土桩体, 大大提高了水泥土

的抗弯、抗剪强度,起到了增加支护的作用。

(3) 通过锚锭板和预张拉,使土的抗弯、抗剪强度得到一定的提高。

(4) 通过锚锭板和锚筋与水泥土的粘合,在软弱土层产生较高的锚固力,可有效约束支护结构的变形。

(5) 能够在淤泥及承压水流砂层中施工,解决了承压水流砂层中成孔喷砂涌水的难题,可设置于地下较深处。

(6) 锚筋可以回收,可不产生地下障碍物,因此地下可超过建筑红线使用。

(7) 由于取消内支撑,方便挖土,无须拆撑换撑,加快了施工进度,缩短了施工工期,并节约造价。

基于这种锚桩的上述特性,在开挖深度达 9.2m 的基坑东西两侧设计一排  $\phi 800\text{mm}@1500\text{mm}$  钢筋混凝土钻孔灌注桩,在距坑顶 3m 处设一道  $\phi 500\text{mm}@1500\text{mm}$  锚桩形成挡土结构,灌注桩外侧设两排  $\phi 700\text{mm}$  水泥搅拌桩挡水的方案,参见图 2。施工降水坑内采用  $\phi 500\text{mm}$  无砂砼管井方案,并结合明沟加集水坑进行疏干降水,坑顶做好“截水沟”排水系统,使抽出的地下水有序排出坑外。

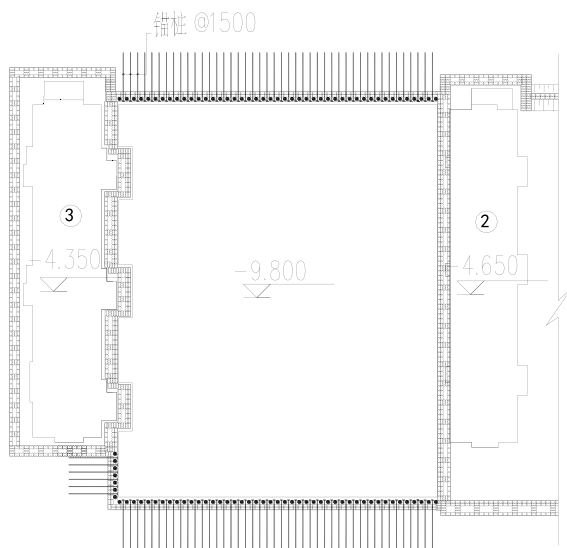


图2 基坑支护结构平面图

### 3 支护结构设计计算

根据本工程岩土工程勘察报告,选取各土层的直剪固快指标作为基坑支护设计计算



参数，并按照朗肯土压力计算理论作为侧向压力设计的计算依据，即：

$$\text{主动土压力参数: } K_{ai} = \text{tg}^2(45^\circ - \frac{\phi_k}{2}) \quad (1)$$

$$\text{被动土压力参数: } K_{pi} = \text{tg}^2(45^\circ + \frac{\phi_k}{2}) \quad (2)$$

计算时，不考虑支护桩体与土体的摩擦作用，且不对主、被动土压力系数进行调整，仅作为安全储备处理。

各土层的设计计算参数见表 1

表 1 基坑支护设计参数

层 次	土 层 名 称	土 层 厚 度 (m)	重 度 (kN/m <sup>3</sup> )	抗剪强度 (固快峰值)		渗透系数	
				$\phi$ ( $^\circ$ )	C (kPa)	水平向 (E <sup>-5</sup> cm/s)	垂直向 (E <sup>-5</sup> cm/s)
①	素填土	1.23	18	10	9		
②	粉质粘土	1.74	18.7	8.6	23	5.69	3.25
③	粉质粘土夹粉土	4.86	18.3	19.3	13	18	6.55
④	粉土夹粉砂	4.25	18.7	23.4	6	11.6	8.51
⑤	粉细砂	8.68	18.8	27.7	4	18.6	11.6

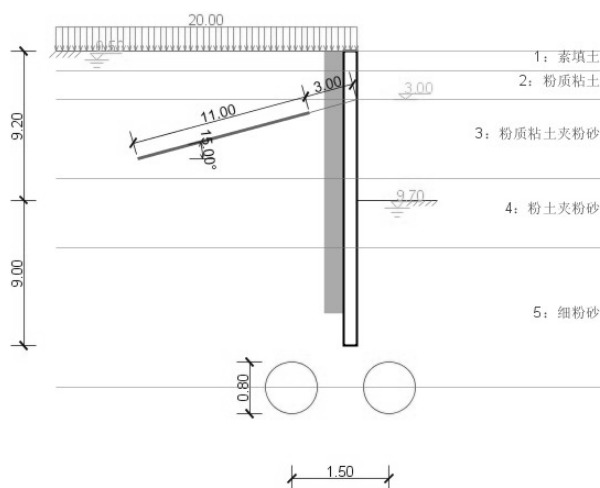


图 3 计算简图

本工程基坑支护方案的设计计算,按照《建筑基坑支护技术规程》(JGJ120-99)中的有关基坑支护结构设计要求进行。采用同济启明星 FRWS、ETOOLS 软件进行结构分析计算。位移内力计算结果见图 4。

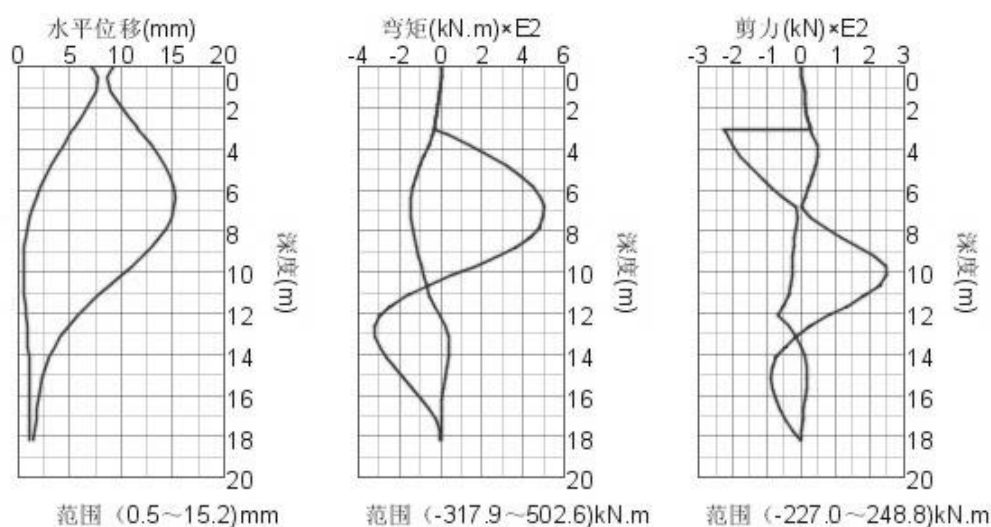


图4 位移内力包络图

锚桩承受的水平拉力为 252kN。整体稳定性验算、抗倾覆验算、抗管涌验算、坑底抗隆起验算均满足规范要求。锚桩的设计是本工程基坑支护结构体系设计的关键,其成功与否关系到整个支护结构的稳定与安全。锚桩标高确定时考虑了各工况的试算分析结果,对受影响区域地下管线及附近建筑物的埋深,锚桩的施工空间等因素。本工程锚桩标高定为桩顶向下 3m,水平倾角 15 度。锚桩布置在钢筋混凝土灌注桩中间,灌注桩间距 1.5m,锚桩与钢筋混凝土灌注桩相间布置,间距也为 1.5m。锚桩承受的水平拉力根据荷载的标准组合求得在锚桩设计时应按荷载的基本组合转化为设计值。

锚桩受拉设计值  $F = 252 / \cos 15^\circ \times 1.25 = 326.11$  (kN),锚桩直径选定 500mm,锚筋用  $2 \phi^s 15.2$  钢绞线,抗拉强度达 442.53kN,抗拔承载力 332.3kN(未计及锚盘扩大头增加的抗拔承载力),因此锚桩抗拉强度、抗拔承载力均能满足设计要求。本工程共布置  $\phi 500$  mm 锚桩 94 根,锚桩长 14m。锚筋锚固在腰梁上,腰梁采用双拼工字钢,其型号根据锚拉力、施加的预张力及支点间距通过内力计算确定。本工程选定 22a 工字钢与钢板双拼焊接而成,支护结构剖面见图 5。

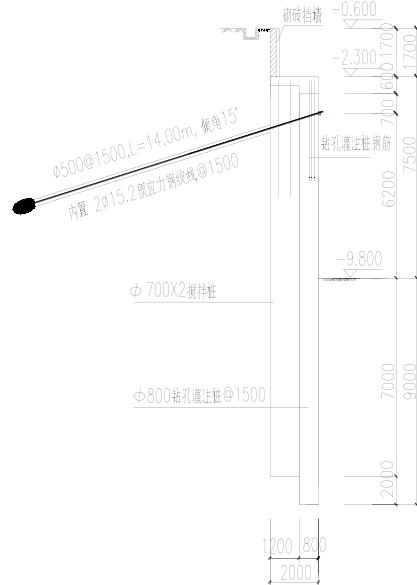


图5 支护结构剖面图

#### 4 锚桩施工要点

锚桩支护段施工顺序：①施工灌注桩和搅拌桩；②挖土至-2.900（即约2.3m深）；③浇筑压顶梁；④砌砖挡土墙，并设置坑顶、坑脚及坑内排水系统；⑤挖土至-3.900（即约3.3m深）；⑥施工锚桩；⑦待锚桩达设计强度后向下挖土。

锚桩钻孔前按设计图纸放线确定位置，做好标记，孔位误差 $\leq 50\text{mm}$ ，孔斜误差 $\leq 3$ 度。

锚桩成孔采用专用钻机，其施工工艺是采用一次性钻头上加搅拌叶片，由钻杆中空孔，向内旋喷水泥液，水灰比0.7，泵压：15~20MPa（视现场土层情况适当调整）。通过上述钻杆的中空通道，边钻进边搅拌注浆，钻进的同时将2根 $\phi^s 15.2$ 钢绞线和锚盘，带入桩底，锚盘采用 $\phi 150 \times 20$ 钢板。

锚桩桩径偏差 $\leq 2\text{cm}$ ，并严格按照设计桩长施工。

锚桩的注浆材料采用42.5级普通硅酸盐水泥，水泥掺入比20%，应拌和均匀，随拌随用，一次拌和的水泥浆应在初凝前用完，严防杂物混入浆液，注浆作业开始和中途停止较长时间，再作业时宜用水或稀水泥浆润滑注浆泵及注浆管口。当旋喷外孔口溢出浆液时，可停止注浆。浆体硬化后未能充满锚固体时，应进行补浆。

锚筋插入时，定位误差 $\leq 30\text{mm}$ ；底部标高误差 $\leq 20\text{mm}$ 。每根钢绞线由7根钢丝绞

合二成, 桩外留 0.7m 以便张拉。

筋体应放在桩体的中心, 在钢绞线上施加预张力后锁定, 使筋体与腰梁、锚具连接牢固。

锚头用冷挤压法与锚盘进行固定, 锚桩强度达到 70%后方可进行张拉锁定。腰梁采用工字钢与钢板焊接双拼而成, 腰梁对焊连接时, 两根工字钢之间的连接焊缝间距不应  $>2\text{mm}$  (详见加工图), 垫板采用  $150\text{X}210\text{X}20$  钢板, 锚具采用 QVM15-2 锚具。锚具和夹具应符合《预应力筋用锚具夹具和连接器应用技术规程》JGJ85-2002。参见图 6。

采用高压油泵和 100 吨穿心千斤顶进行张拉锁定。正式张拉前先用 20%锁定荷载预张拉一次, 再以 50%、100%锁定荷载分级张拉, 然后锁定, 在 100%锁定荷载下保持 5 分钟, 观测锚头无位移现象后再按锁定荷载锁定。本工程锁定拉力值为 250KN, 若达不到要求, 应考虑补桩。

本工程 94 根锚桩成桩施工仅用时 6 天。

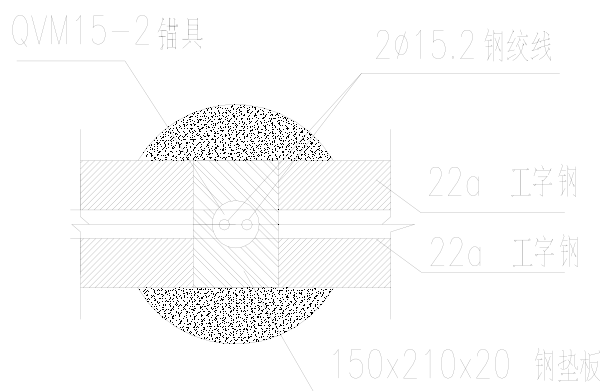


图 6 锚筋与腰梁连接示意图

## 5 施工监测

在施工过程中, 为确保工程的顺利进行和周边建筑及地下管线的安全, 应加强施工监测, 实行信息化施工, 随时预报, 及时处理。本基坑支护开挖施工进行了以下项目的监测:

- (1) 压顶梁水平位移: 在锚桩支护段设监测点 8 个, 用全站仪进行监测。
- (2) 周边建筑物沉降: 每栋建筑物布置沉降观测点 6~12 个。
- (3) 附近地下管线变形: 由地下管线所属单位进行监测。

基坑挖到设计标高前每两天监测一次; 挖到设计标高后每天一次; 当监测值超过报

警值时,增加监测次数至每天二~三次;垫层和砖模形成后连续三天稳定可减少到每二~三天一次。

基坑监测单位把每次监测结果及时上报有关单位,如发现异常情况,及时进行处理。

监测结果:

从基坑开挖到地下室施工结束,共进行了31次观测,基坑压顶梁最大水平位移:东侧28mm,西侧36mm。附近的新丽化纤车间平均沉降16.59mm,最大沉降31.75mm,白兔纺织集团厂房最大沉降21.33mm。附近地下管线的变形观测未超过报警值。

在整个基坑开挖过程中,由于设计合理,施工得当,监控到位,未发生险情,除个别点坑边水平位移报警外,其它指标都在设计和规范允许范围内,地下施工进度顺利,从挖土到地下室地板砼浇灌结束仅一个多月,基坑支护达到了预期目的。

## 6 小结

(1) 锚桩提供的锚拉力是一般锚杆和土钉无法达到的,锚桩通过锚盘,使水泥土体与锚筋之间,水泥土体与原土体之间,能较快产生较高的粘结力,从而在土层中能很快获得较高的锚固力,再通过张拉,对被加固边坡的变形产生有效约束作用,具有良好的变形控制能力和较高的稳定性。这为基坑支护结构中锚杆代替内支撑创造了条件。

(2) 第一道桩锚设计得深一点,可以降低灌注桩弯距,减少灌注桩的受力钢筋,还可以避开地下管线,减少对地下管线的影响。

(3) 在基坑支护结构中,用锚桩代替内支撑方案具有很好的技术经济效益。它与内支撑方案相比,不仅造价低廉,而且在基坑内形成无撑空间,加快了挖土速度。另外,由于无需拆撑、换撑,大大缩短了地下室的施工周期。因此,这种基坑支护结构具有较好的应用前景。

### 参考文献:

[1] (JGJ120-99) 建筑基坑支护技术规程[S]. 中国建筑工业出版社, 1999.

[2] 上海强劲基础工程技术咨询有限公司. 旋喷搅拌加劲桩有关介绍资料[P].

译文

# 黏土中开口桩的桩侧承载力研究

## Shaft capacity of open-ended piles in clay

作者: Paul Doherty & Kenneth Gavin, 选自 Journal of Geotechnical and geoenvironmental engineering, ASCE, 2011, Vol. 137, No. 11, P1090-1102.

翻译: 李一雯 校对: 周建

**摘要:** 本文介绍了软黏土中桩端情况对桩承载力影响的试验研究。对压入软黏土中的开口和闭口模型桩进行了一系列现场试验,测试了沉桩过程中、应力平衡阶段以及载荷试验径向应力、孔隙水压力和荷载分布情况。尽管沉桩过程中总应力和孔隙水压力的增长与土芯闭塞程度有关,但控制桩侧摩擦力的径向有效应力却是独立的,且与贯入模式无关。开口桩长期桩侧承载力与闭口桩桩侧承载力的发展相似,这意味着桩端情况对应力平衡后的侧摩阻力影响有限。与侧摩阻力相反,桩端承载力与闭塞程度密切相关。

**关键词:** 基础; 桩; 开口贯入; 径向应力; 测试设备

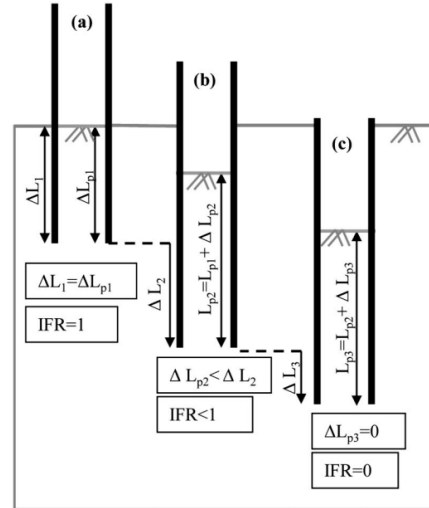
## 1 引言

近来对近海资源的开发,如风能和波能,增大了企业改善近海基础系统设计方法的兴趣。大直径开口桩在近海环境中尤其有用,具有较高的刚度和承载力的综合优势,可满足大型设计中所必需的抗拔(或倾覆)的要求。近年来,随着企业和学术机构联手进行桩基测试研究,陆上大型闭口桩的设计技术上已获得相当大的进展,桩土界面上的有效应力计算方法,如帝国理工学院通过闭口桩试验研究(Bond, 1989; Lehane, 1992; Chow, 1997),最终提出了新的有效应力计算方法,即公认的 ICP-05 法(Jardine 等, 2005)。然而,黏土中开口桩的现场试验数据相对缺乏,致使目前许多设计方法中推荐的开口桩和闭口桩侧摩阻力计算方法差异很大,有时甚至相悖。本文研究了软弱黏质粉土中开口和闭口模型桩在沉桩和载荷试验中现场测试的侧摩阻力,分析桩端开口情况对桩承载力的影响。

## 2 背景

Paikowsky 和 Whitman (1990) 研究了砂土和黏土中闭塞效应对开口桩轴向承载力的影响。他们解释了土芯闭塞的过程(图 1),如图所示,沉桩初期,桩身内土芯的高度( $L_p$ )等于桩贯入土体的深度( $L$ ),这时桩完全不闭塞(IFR=100%)。随着贯入深度的增加,

桩内壁和土芯间的摩擦应力可能造成土芯部分闭塞（ $0\% > \text{IFR}, 100\%$ ），某些情况下土芯会完全闭塞（ $\text{IFR}=0\%$ ）。他们认为，闭塞效应会大幅增加砂土和黏土中桩的轴向阻力，并造成黏土中桩周超孔隙水压力区的大幅扩大，导致沉桩过程延长。



(a) 完全不闭塞 (b) 部分闭塞 (c) 完全闭塞

图 1 土芯闭塞情况

沉桩过程中土芯的变化可量化为土芯长度比（PLR）或填充增量比（IFR）：

$$\text{PLR} = L_p / L \quad (1a)$$

$$\text{IFR} = \Delta L_p / \Delta L \quad (1b)$$

Lehane 和 Gavin (2001)，Gavin 和 Lehane (2003) 以及 Foye 等 (2009) 通过试验发现闭塞效应增加了砂土中的桩侧摩阻力和桩端阻力，并给出了桩的反力和 IFR 的关系。针对砂土中的桩，Jardine 等 (2005) 和 Lehane 等 (2005) 将闭塞效应引入 ICP-05 法和 UWA-05 法的设计中，最新的美国石油学会设计规范注释中也包含了这些内容。砂土中闭塞效应最显著的效果是增加桩端阻力，从完全不闭塞发展到完全闭塞最终的桩端阻力提高了 5 到 7 倍。通常，黏土中闭口桩的桩端阻力仅占总承载力的很小一部分。这也许正是早前对于闭塞效应对黏土中桩阻力的影响研究较少的原因。

Karlsruud 和 Haugen (1981) 进行了现场试验比较了开口桩和闭口桩在沉桩过程中承载力的变化。桩直径为 153mm (开口桩壁厚 4.5mm)，静压贯入超固结黏土，开口桩和闭口桩的总阻力之比见图 2，旁边是沉桩过程中的测得的 PLR 和 IFR 数据点。沉桩初期，当桩的贯入深度与直径之比 ( $L/D$ ) 小于 5 时，开口桩的承载力很小 ( $<60\%$ )。当桩继续贯入， $L/D$  超过 15 时，随着开口桩和闭口桩桩侧阻力增加，两者的承载力比值也显著提高。

开口桩保持完全不闭塞 (IFR=PLR=100%) 直到  $L/D=12$ , 在  $L/D=21$  时完全闭塞 (IFR=0%)。这些数据表明开口桩沉桩过程中承载力的变化与 PLR 和 IFR 的关系都不是很密切。

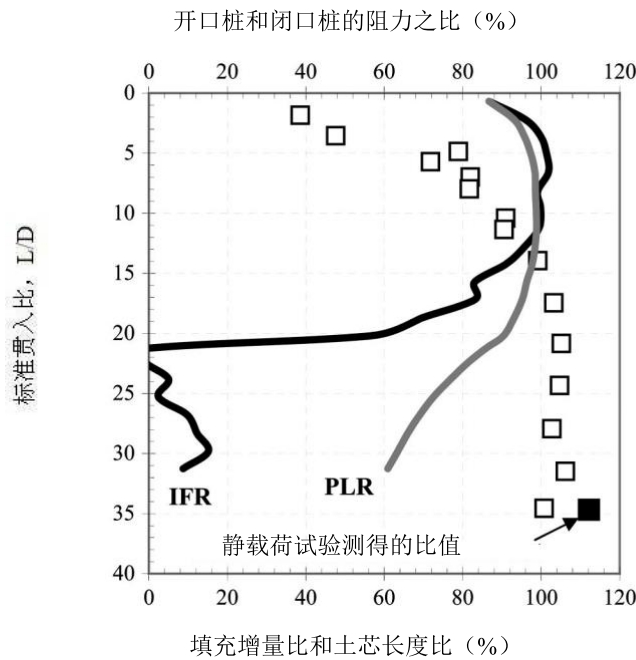


图 2 基于 IFR 和 PLR 的侧摩阻力 (数据源自 Karlsrud & Haugen, 1981)

Miller 和 Lutenege (1997) 进行了超固结土中开口和闭口模型桩 (打入桩或静压桩) 的现场载荷试验, 研究闭塞效应对平均  $\tau_{av}$  值的影响。图 3 中他们的数据显示  $\alpha$  值 (即沿桩身的  $\tau_{av}$  与平均不排水抗剪强度  $s_u$  的比值) 与沉桩模式有关, 静压桩的  $\tau_{av}$  值更大, 这与 Karlsrud 和 Haugen (1981) 的结果相反, 研究表明闭塞程度 (用 PLR 表示) 强烈影响桩侧摩阻力, 随着 PLR 的降低  $\alpha$  线性增加, 尽管数据较为离散, 但在静压桩中这种影响更加明显。

API 方法 (2007) 中用总应力进行计算,  $\tau_{av}$  与原位竖向有效应力  $\sigma'_{v0}$  和不排水抗剪强度  $s_u$  有关, 取以下两式中的较大值:

$$\tau_{av} = \sqrt{s_u \sigma'_{v0}} \quad (2a)$$

或

$$\tau_{av} = 0.5s_u^{0.75} \sigma'_{v0}{}^{0.25} \quad (2b)$$

式中不考虑开口桩和闭口桩侧摩阻力的区别。



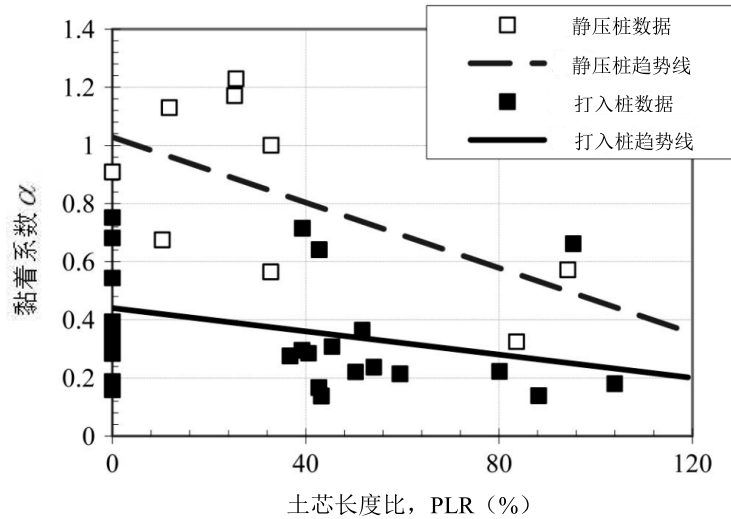


图3 基于土芯闭塞效应的 $\alpha$ 值(由 Millerh & Lutenegger, 1997 数据计算)

Karlsrud 等(2005)提出了另一种总应力的方法,即挪威土工所(NGI)-99法,该方法中 $\alpha$ 值与不排水抗剪强度( $s_u = \sigma'_{v0}$ )和塑性指数(PI)有关,见图4。当 $s_u / \sigma'_{v0} < 1$ 时,开口桩和闭口桩的桩侧承载力相同,当 $s_u / \sigma'_{v0} > 1$ 时,则认为闭口桩的侧摩阻力更大(严重超固结黏土中最大差别可达20%)。

Jardine 等(2005)提出的有效应力设计方法称为 ICP-05,侧摩阻力峰值 $\tau_f$ 为:

$$\tau_f = f_L K_c \sigma'_{v0} \tan \delta_f \quad (3)$$

式中: $f_L$ 为载荷因子(0.8); $K_c$ 土压力系数; $\delta_f$ 为破坏时的界面摩擦角。

Lehane(1992)根据闭口桩的载荷试验测得 $K_c$ 编制了数据库,随后Chow(1997)进行了更新。基于这个数据库,Jardine等(2005)提出计算 $K_c$ 的经验公式,公式中 $K_c$ 与土体的屈服应力比(YSR)、灵敏度( $S_t$ )和描述摩擦疲劳影响的几何项( $h/R$ ,到桩尖的距离与桩半径之比)。Hereema(1980)用 $h/R$ 描述给定土层中随着 $h$ 增加剪应力降低的情况,这种现象在很多现场试验中均有出现(Cooke等1979;Bond和Jardine,1991):

$$K_c = [2.2 + 0.016YSR - 0.87 \log S_t] YSR^{0.42} \left( \frac{h}{R} \right)^{-0.2} \quad (4)$$

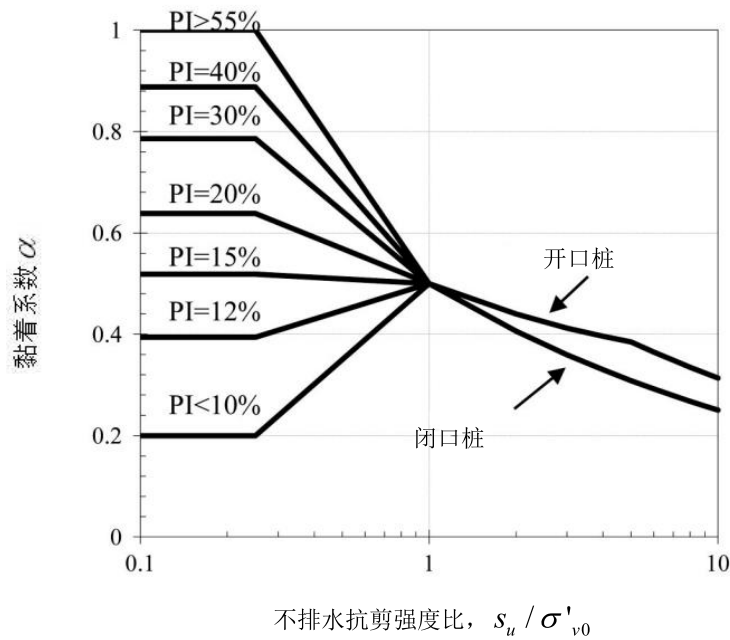


图 4 用 NGI-99 法计算黏土中的桩 (改编自 Karlsrud 等, 2005)

然而,  $K_c$  数据库中开口桩的数据相对较少, 不利于直接得到  $K_c$  的计算式 (如式 4)。Chin (1986) 用应变路径法 (SPM) 研究了开口桩和闭口桩沉桩所产生的应变场的区别。开口桩采用典型的海上桩的尺寸, 直径  $D$  与壁厚  $t$  之比,  $D/t = 40$ 。若用等效半径  $R_{eq}$  归一化开口桩的测量值, 则其应变与桩产生的八面体剪应变相当, 塑性区半径与面积置换率  $\rho$  成比例:

$$R_{eq} = \sqrt{R^2 - R_i^2} \quad (5a)$$

$$\rho = 1 - \text{IFR} \left( \frac{R_i}{R} \right)^2 \quad (5b)$$

式中:  $R_i$  为开口桩的内半径。

在此基础上, Chow (1997) 提出了黏土中闭口桩的帝国理工学院计算方法 (式 4), 用  $R_{eq}$  代替  $R$  可以用于计算开口桩。该方法假设桩贯入时完全不闭塞 (IFR=100%), 这是摩擦疲劳在开口桩中的一种极端情况。

尽管 ICP-05 法对于开口桩还有待严格的试验验证, 用  $R_{eq}$  折减系数把闭口桩和开口桩联系起来已得到 Xu 等 (2006) 的试验结果支持, 他们测试了两根直径 1.02m 的钢管桩, 沉桩过程中桩土界面处到距离桩较远处的总径向应力和孔隙水压力情况。桩的  $D/t$  比为 7.4, 沉桩过程中保持完全不闭塞 (PLR=IFR=100%)。他们证明了在圆孔扩张法 (CEM) 中采用折减系数  $R_{eq}$ , 可以合理得到总径向应力和孔隙水压力值的估算值。

Randolph (2003) 提出了 CEM 的一种简单表达式, 用来估算桩完全贯入时和完全固结后作用于桩身的径向有效应力。该方法明确考虑了开口桩从完全不闭塞过渡到完全闭塞的影响, 此方法最初源于 Randolph (2003), 由 Chen 和 Randolph (2007) 完善发展为式 (6):

$$\sigma_{ri} = u_0 + \frac{1}{S_t} \frac{s_u}{\tan \delta_r} + \left(1 - \frac{1}{S_t}\right) \frac{1+2K_0}{3} \sigma'_{v0} + s_u \ln(\rho I_r) \quad (6)$$

式中, 右边的第一部分表示初始孔隙水压力,  $u_0$ ; 第二部分表示外部径向有效应力,  $\sigma'_{ri}$ ; 第三部分表示由剪切引起的超孔隙水压力; 第四部分表示桩孔扩张引起的超孔隙水压力。刚性指数  $I_r$  是剪切模量  $G$  和抗剪强度  $s_u$  的比值。

Lehane (1992) 在三个黏土场地测试了按 ICP 法沉桩过程中的总径向应力。他发现在所有的实例中固结时总径向应力均会减低 (此过程称为应力松弛)。观测到的松弛过程与径向固结模型 (Fahey 和 Lee Goh, 1995) 一致, 该模型可以预测桩附近 (发生固结处) 和桩远处 (径向孔隙水流动引起的膨胀处) 不同土体刚度区域。基于先期固结应力  $\sigma'_{vc}$ , Randolph (2003) 提出用式 (7) 计算松弛梯度:

$$-\frac{d\sigma'_r}{du} = \lambda e^{-\mu(\sigma'_r - \sigma'_{ri})/\sigma'_{vc}} \quad (7)$$

在孔隙水压力最大值到平衡值范围内对上述松弛梯度积分, 可以确定总的应力减小幅度。因此, 固结后, 平衡径向有效应力可由土压力系数  $K_c$  计算:

$$K_c = \frac{\sigma'_{rc}}{\sigma'_{v0}} = \frac{\sigma'_{ri}}{\sigma'_{v0}} + \frac{YSR}{\mu} \ln \left( 1 + \frac{\lambda \mu}{YSR} \frac{\Delta u_i}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (8)$$

依据 Lehane (1992) ICP 报告, Randolph (2003) 建议参数  $\lambda$  和  $\mu$  的取值分别为 1 和 5。Chen 和 Randolph (2007) 用该方法预测了吸力式沉箱离心模型试验沉箱过程中外部径向应力的变化, 得到的计算结果稍微偏大, 但它对孔压完全平衡后沉箱外部摩擦力的估算非常合理, 该方法对对灵敏度高的黏土得到的预测结果也偏低 (Chen 和 Randolph, 2007)。Doherty 和 Gavin (2010) 用 CEM 法预测了挪威土工所 (NGI) 闭口桩贯入 Haga 超固结黏土中的总径向应力、孔隙水压力和径向有效应力 (Karlsrud 和 Haugen, 1981)。他们发现该方法的预测值与桩端附近的测量值很接近, 但距离桩较远处, 预测的应力值偏高。

显然人们对黏土中开口桩侧摩阻力的控制机理认识还不明晰, 这在开口桩的设计计算方法中表现非常突出, 各方法出入较大。本文介绍了一个试验桩项目, 位于 Belfast 的

Kinnegar, 一个软黏土的试验场地。试验内容包括 7 根桩的沉桩和载荷试验, 4 根闭口桩和 3 根开口桩, 可直接比较两种桩型的阻力。

### 3 试验过程

试验过程从 2003 年跨越到 2008 年, 采用两种桩型: 闭口桩 (Gavin & O'Kelly, 2007) 和开口桩 (Igoe 等, 2010)。

都柏林大学 (UCD) 闭口桩 (CE) 研究采用外径 73mm、长 1.7m 的不锈钢管, 管侧安装有总应力和孔隙水压力传感器。这些传感器分别安装于距桩端  $h/D=1.5$ 、5.5 和 10 的位置。总应力传感器也装在桩端处 ( $h/D=0$ ), 可连续测试整个沉桩过程的桩端阻力。用于保护传感器的一米长扩展件 (由相同的不锈钢管制成) 从地面贯入地下 7m 深度。

直径 168mm、长 2m 的 UCD 开口桩 (OE), 通过加入 1m 长的扩展件可至多贯入 7m 深。采用 Paik 和 Lee (1993) 曾用过的双管结构, 可直接测得土芯提供的承载力 (内壁剪应力)、环形截面上的桩端阻力和外壁剪应力。双管结构形式指在大管内放置一个直径较小的管, 本试验小管外径 154mm、壁厚 2mm, 大管外径 168mm、壁厚 3.34mm, 见图 5。桩的顶部和底部缺口处填充了柔韧的密封层, 防止荷载转移。所有测试元件安装在内外管之间 3.66mm 宽的空隙内, 可分别监测分布环形截面、侧壁和土芯上的应力分布。桩的总壁厚为 9mm,  $D/t=18.7$ 。测试元件的布置参考闭口桩情况。Kyowa PS-5KA 微型压力传感器安装在  $h/D=1.5$ 、5.5 和 10.5 处, 用来测试径向应力和孔隙水压力, 一对 Kyowa PS-5KB 总应力和孔隙水压力传感器安装在环形截面上。120 $\Omega$ , TML 牌 PFL-10-11 单轴箔应变计用来监测每个管的轴向荷载分布情况。

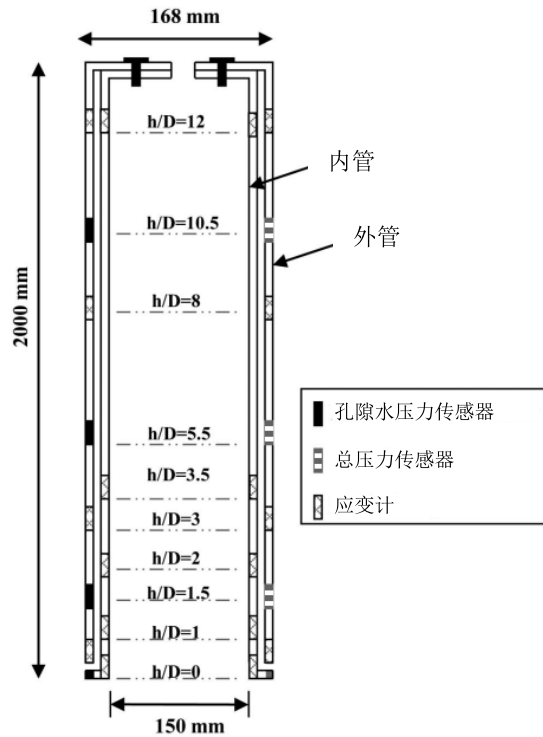


图5 开口桩测试元件布置情况（选自 Doherty 等，2010）

试验总共有 7 根桩，4 根闭口桩（CE1~CE4），3 根开口桩（OE1~OE3）。每根桩的贯入深度参见图 6，具体数据列于表 1 中。桩的平面位置如图 7 示。液压锤将桩从最初压孔位以每击 100~250mm 的长度将桩压入最终设计深度。压桩反力由锚入混凝土基座的特制钢架提供，基座通过 10m 长的桩将荷载传递给下部密砂持力层。Belfast 试验场地反力系统的其他细节见文献（Doherty 等，2010）。桩顶在液压千斤顶和桩帽之间有一个空心压力传感器，可记录沉桩期间连续的压桩曲线。沉桩和载荷试验过程中每 0.1 秒就记录 5000 个荷载传感器、应变计和压力传感器数据。另外，固定在一根独立参考梁上的两个位移传感器记录载荷试验时桩的垂直位移。试验桩进行了各种载荷试验，包括静载、循环荷载和快速匀速贯入试验，载荷试验的试验日期情况见表 2。

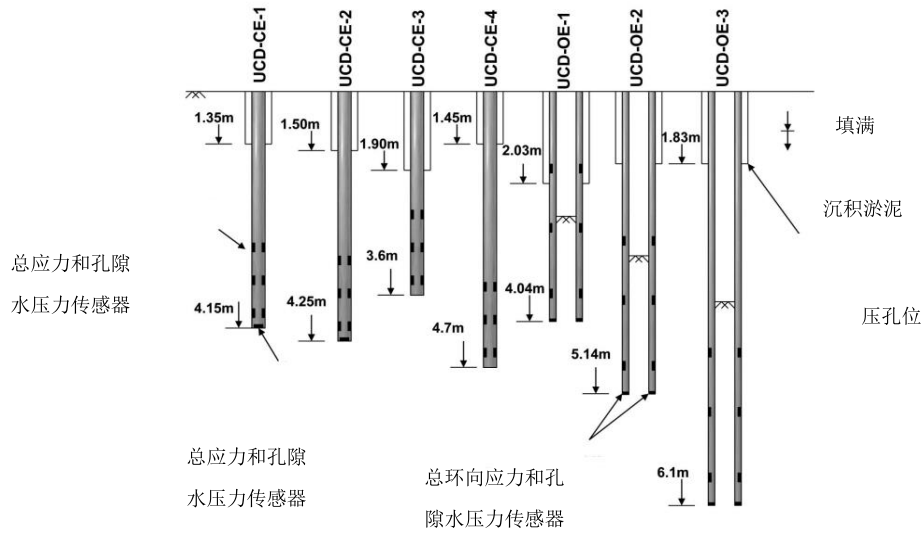


图 6 各桩详情 (取自 Doherty 等, 2010)

表 1 各模型桩详细信息

桩号	直径 (mm)	压孔位深度 (m)	桩端深度 (m)	PLR (%)	每击贯入深度 (mm)	沉桩速率 <sup>a</sup> (Mm/s)	贯入次数	总时长 (mins)
CE1	73	1.35	4.15	—	100	20	28	155
CE2	73	1.5	4.25	—	100-400	20	18	292
CE3	73	1.9	3.6	—	1,700	34	1	1
CE4	73	1.45	4.7	—	100	1.1	33	290
OE1	168	2.03	4.04	84	100	1	21	240
OE2	168	1.83	5.14	48	100	0.7	34	381
OE3	168	1.83	6.1	41	250	10	17	167

<sup>a</sup> 指沉桩期间的平均贯入速度，不考虑暂停期。

表 2 荷载试验日期表

桩号	沉桩日期	初次载荷试验日期	加载情况
CE1	06/25/2003	06/26/2003	静载
CE2	12/12/2003	12/19/2003	静载
CE3	05/05/2004	—	无荷载
CE4	07/25/2007	08/01/2007	循环/静载荷快速 CPR
OE1	205/12/2005	05/17/2005	静载
OE2	08/02/2007	08/23/2007	循环/静载荷快速 CPR
OE3	06/18/2008	07/02/2008	循环/静载荷快速 CPR

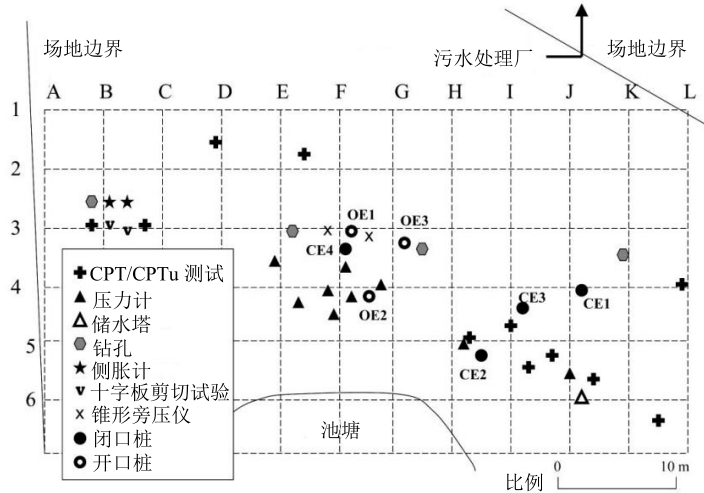


图 7 Kinnegar 试验现场的桩位布置和场地情况

## 4 土壤条件

本文试验方案在 Kinnegar 岩土工程研究场地上进行，该场地位于北爱尔兰贝尔法斯特市中心东北方向约 10km 处。该场地在过去 15 年来一直在开展各种岩土工程试验研究，各种现场试验如图 7 所示。McCabe (2002)、Gallagher (2006) 和 Doherty 等 (2010) 详细介绍了该场地土壤地层情况，因此这里只简要介绍有关的岩土工程情况。土层分布中主要关注一个约 7m 厚的河口沉积层，被当地人称为 Belfast 沉积淤泥。该沉积淤泥分为上下两层，上层为 0.7m~1.5m 厚度的砂质粉土，下层为黏质粉土。Kinnegar 试验场地处，沉积淤泥上覆盖了一层 1~1.5m 厚的堆填物，其下为很深的均质中密砂。地下水位随季节和潮汐变化，在地面下 1.0~1.5m 之间变动。

沉积淤泥以粉土粒径为主；上层含 20% 的砂和 10% 的黏土，下层含砂量减少，黏土含量增大（最多 38%）。沉积淤泥的平均单位重度为  $16.2 \text{ kN/m}^3$ ，图 8 给出了土体参数随深度的变化情况，阿太堡试验测出下层沉积淤泥的液限为  $65 \pm 10\%$ ，塑性指数为  $35 \pm 5\%$ ，天然含水量为  $60 \pm 10\%$ 。尽管含有大量粉砂，上述材料仍位于 Casagrande 图表的 A 线上，说明土体是中高塑性黏土。固结试验测出其渗透系数为  $1.5 \times 10^{-10} \sim 5 \times 10^{-10} \text{ m/s}$ ，垂直固结系数 ( $c_v$ ) 随应力水平减小，从  $3 \text{ m}^2/\text{年}$  降到有效应力为  $100 \text{ kPa}$  时的大约  $0.5 \text{ m}^2/\text{年}$ 。多个静力触探试验测得的孔压消散结果表明，土体的水平固结系数为  $7 \sim 12 \text{ m}^2/\text{年}$ ，说明径向比垂直方向上孔压消散得快。

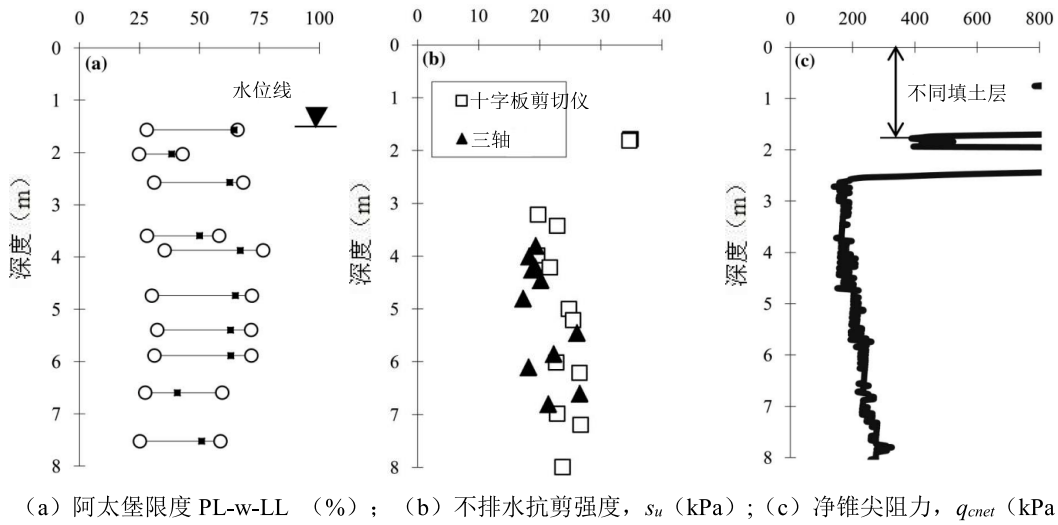
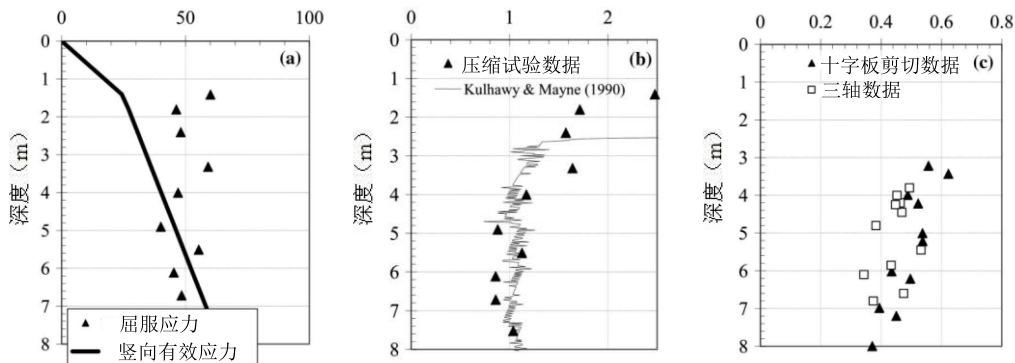


图 8 Kinnegar 试验场地土体参数情况

现场进行圆锥贯入试验 (CPT) 和静力触探试验 (CPTu), 得到的  $q_{cnet}$  ( $q_{cnet}=q_T-\sigma_{v0}$ ) 变化剖面表明, 若不考虑是上部填土还是沉积淤泥的第一层, 下部沉积淤泥层分布较均匀,  $q_{cnet}$  值从地面下约 2.3m 处的 175 kPa 到地面下 6m 处的 240 kPa, 变化不大。不排水抗剪强度 ( $s_u$ ) 由现场十字板剪切和三轴试验测得的  $s_u$  随深度增加, 3m 处为 18kPa, 8m 处为 26kPa, 见图 8 (b)。现场还进行了其他一些试验, 包括振动触探试验和多道面波分析 (MASW), 可测得土体的小应变刚度  $G_{max}$  约为 11MPa。

对 Belfast 沉积淤泥的土样进行一维压缩试验可测得沉积淤泥的应力历史, 竖向先期固结应力和现场应力剖面图见图 9, 旁边绘出了不排水抗剪强度比 ( $s_u / \sigma'_{v0}$ ) 和超固结比 (OCR)。沉积淤泥略微超固结, OCR 随深度从 3m 处的 1.6 降到 8m 处的 1。试验情况与 Kulhawy 和 Mayne (1990) 建议公式:  $OCR=k[(q_T - \sigma_{v0}) / \sigma'_{v0}]$  (式中  $k$  为 0.2~0.5) 的计算结果一致。当取  $k$  值为 0.25 时, OCR 的变化曲线见图 9 (b)。土的灵敏度由压缩试验和 Chow (1997) 建议的方法确定。比较 Belfast 天然沉积淤泥屈服时的孔隙比 ( $e_y$ ) 和重塑土的孔隙比 ( $e_y^*$ ) 可以得到孔隙比差值 ( $\Delta I_{vy}$ ) 为 0.3, 孔隙率差值定义为

$\Delta I_{vy} = (e_y - e_y^*) / C_c$ , 式中  $C_c$  为固有 (intrinsic) 压缩曲线上的固结系数。根据  $\Delta I_{vy}$  估计灵敏度为 2。1.8~6.1m 深度的大量压缩试验结果表明, 沉积淤泥的灵敏度相对稳定, 不随深度变化。





(a) 上覆压力和先期固结压力 (kPa)；(b) 超固结比；(c) 不排水抗剪比 ( $s_u / \sigma'_{v0}$ )

图9 Kinnegar 土体屈服性状:

## 5 试验结果

### (1) 沉桩过程中土芯的形成

开口桩沉桩时土芯的形成过程,如图10所示,闭塞程度与贯入深度,因为所有的桩都会产生类似的闭塞现象。最初贯入0.7~1.4m时桩是完全不闭塞(IFR=100%)的,此后开始部分闭塞。OE1桩达到最终深度时(地面下4.04m)时,IFR=44%。OE2桩和OE3桩在贯入深度分别为地面下4.8m和5.3m时完全闭塞(IFR=0%)。

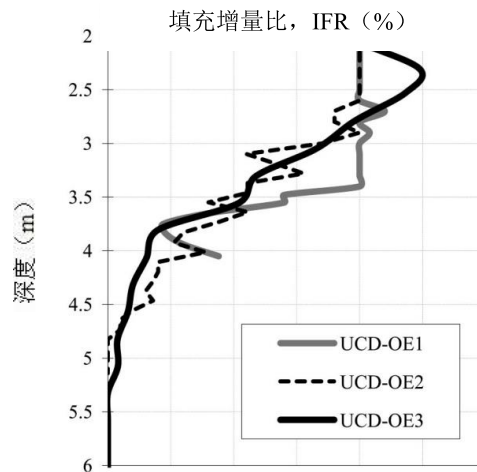


图10 开口桩的填充增量比

### (2) 沉桩过程的平均剪应力

Gavin等(2010)研究了Kinnegar的闭口桩沉桩时沉桩方式对侧摩阻力的影响情况。他们改变桩的贯入深度(打桩次数)和沉桩速率,发现打桩过程中总径向应力、孔隙水压力和侧摩阻力随贯入深度和沉桩速率增加而增加(图9a)。在桩土界面处测试到剪胀现象,孔隙水压力随剪切速率呈比例下降。因着剪胀,剪切时有效应力增长滞缓。作者发现沉积淤泥中贯入击数对桩侧长期径向有效应力影响不大,因为沉桩期间试验场地土体不排水使得土体体积没发生明显改变,所以桩侧的长期摩阻力衰减很小。

开口桩沉桩期间的平均侧摩阻力 ( $\tau_{av}$ ) 见图 11 (b)。沉桩期间  $\tau_{av}$  相对稳定在 4~6kPa,  $\alpha$  值在 0.2~0.3 之间, 与闭塞程度或贯入深度无关。 $\tau_{av}$  值与每次贯入深度 100mm、沉桩速率最低时的闭口桩测得的数值相近, 见图 11 (a)。CE1 和 CE2 的平均侧摩阻力有差异, 这与桩位处沉积淤泥上部填土和第一层砂质粉土的厚度有关

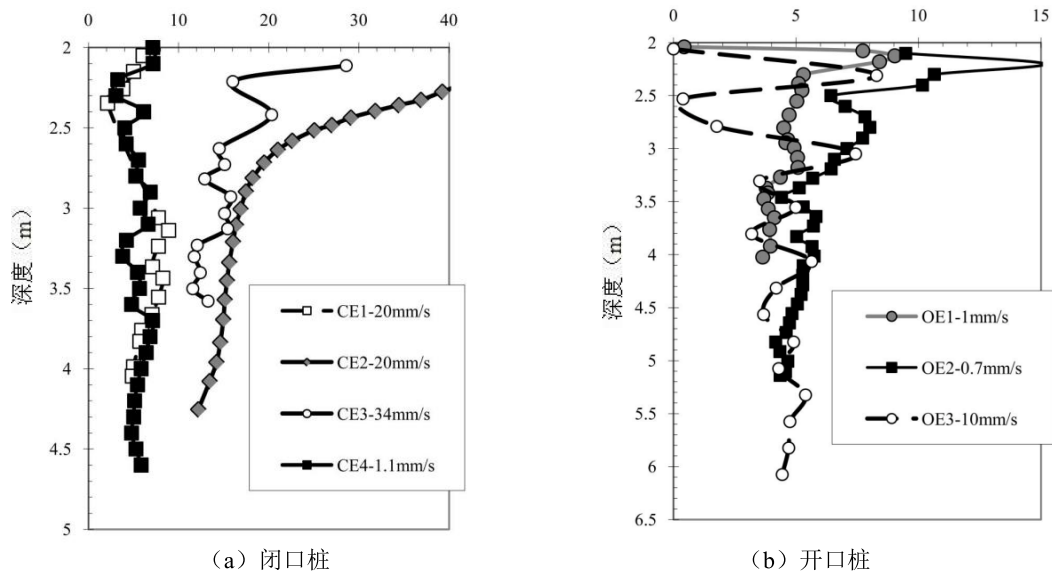


图 11 平均侧摩阻力  $\tau_{av}$  (kPa)

### (3) 沉桩过程中的径向应力和孔隙水压力

图 12 为开口桩 OE3 和闭口桩 CE4 在沉桩过程中径向有效应力和孔隙水压力的典型剖面图。为了使开口桩和闭口桩的打桩次数 (贯入深度/桩径) 相当, 开口桩沉桩时每击贯入深度较大。另外, CE4 是与开口桩最为相似的闭口桩, 场地土体性质的差异最小。因此, 这些桩最适合用来对开口桩和闭口桩进行比较, 这些桩平均侧摩阻力分布相似亦可证明。下面现象值得关注:

1) 两种桩的应力迅速增加直到桩端到达沉积淤泥下层 (约为地面下 2 m)。之后, 随深度增加应力增加速率减慢, 表明土体的强度增加, 如原位强度剖面图所示。

2) 最大的径向应力和最高孔隙水压力在桩端 ( $h/D=1.5$ ) 测得, 随着  $h/D$  增加径向应力和孔隙水压力值逐渐减小, 说明两种桩都表现出了明显的摩阻力衰减。

3) 给定深度处开口桩的径向应力和孔隙水压力的值总是最低的, 直到土芯完全闭塞。典型开口桩 (OE3) 和闭口桩 (CE4) 沉桩过程的径向有效应力 ( $\sigma'_{ri}$ ) 对比情况如图 13 (a)。由图可见,  $\sigma'_{ri}$  值在 10~40kPa 变化, 尽管数据有些离散, 但仍能发现开口桩的闭塞效应对  $\sigma'_{ri}$  值的影响不明显。应变计可测得局部剪应力分布, 通过桩侧相同位置处的径向有效应力峰值和局部剪应力可估算出摩擦角。桩 UCDC4 在沉桩过程中测得的数据见图 13(b),

平均摩擦角估算为  $14^\circ$ ，与界面剪切试验得到的残余摩擦角较吻合，界面剪切试验得到的摩擦角随深度略有下降，至 3.5m 深度后达到稳定在  $10\sim 11^\circ$  之间。

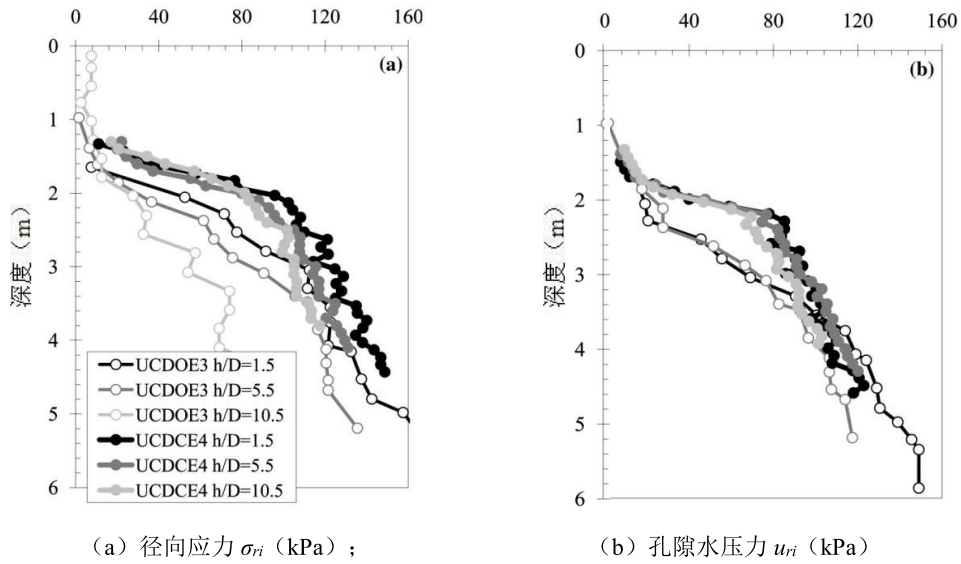


图 12 闭口桩和开口桩的比较

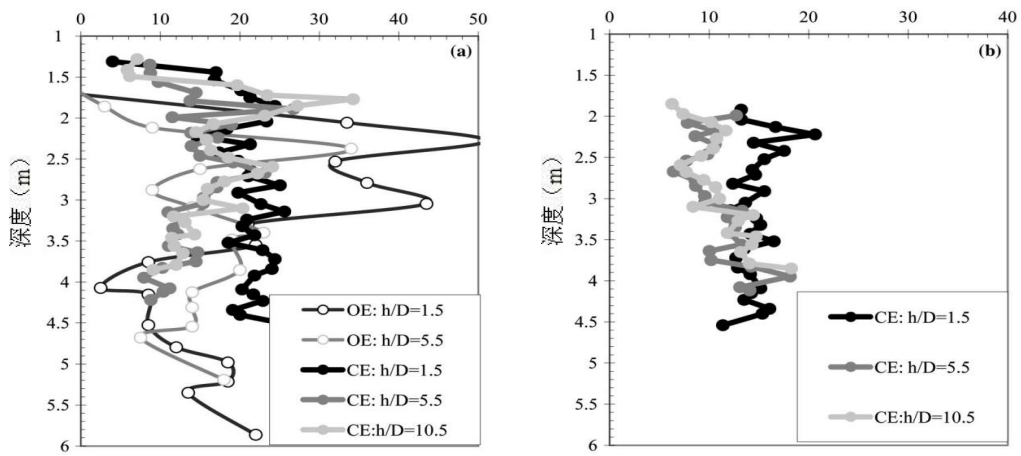
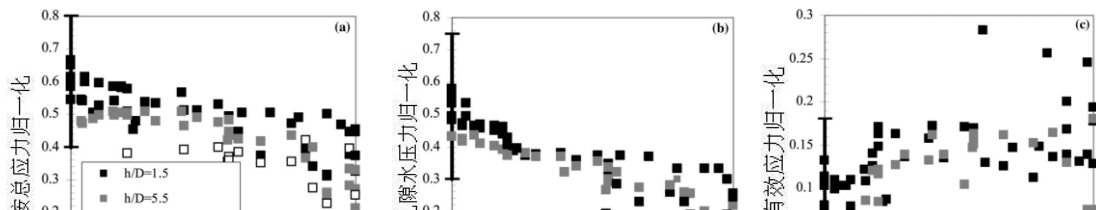


图 13 (a) OE 和 CE 沉桩过程中的径向有效应力

图 13 (b) 沉桩过程中的典型摩擦角

图 14 考虑了沉桩过程中土芯对桩土应力的影响，按  $q_{cnet}$  值将总径向应力、孔隙水压力和径向有效应力归一，横坐标为 IFR。数据显示出一个明显的趋势，总径向应力和孔隙水压力随 IFR 降低而增大，当土芯完全闭塞 (IFR=0) 时达到最大值。相比之下，径向有效应力与 IFR 相互独立。正好解释了为何相同条件下开口桩和闭口桩沉桩过程中测得的平均侧摩阻力相似。





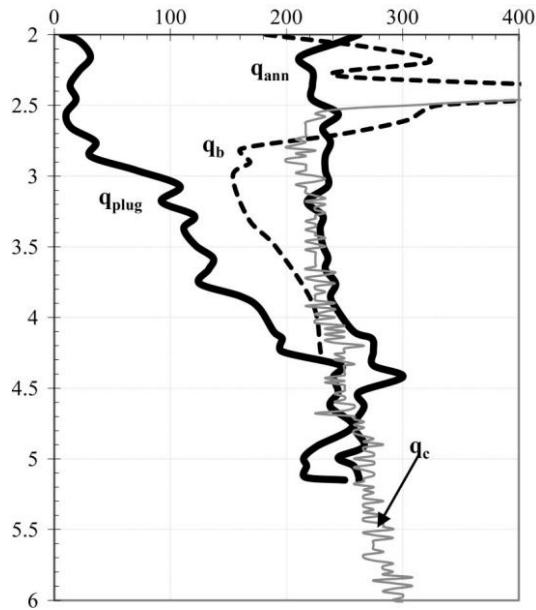


图 15 开口桩和闭口桩的桩端应力[改编自 Doherty 等 (2010) ]

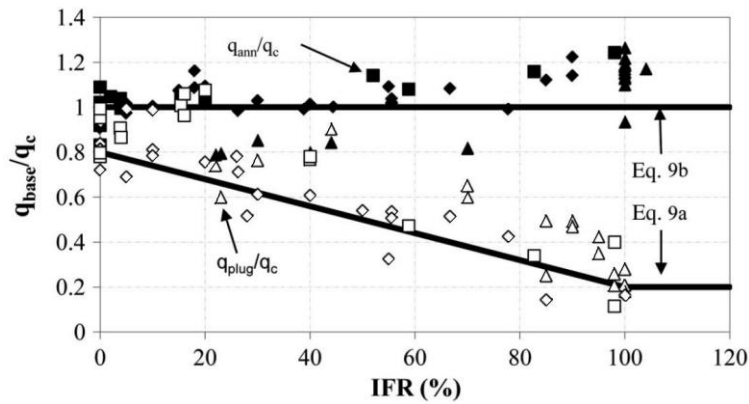


图 16 随 IFR 变化的桩端应力图

### (5) 平衡期的孔压和径向应力

平衡期沉桩期间产生的超孔隙水压力逐渐下降到静孔压值，对闭口桩而言这个过程持续了 7 天，开口桩持续了 16 天。将数据按归一化的时间绘制 ( $T_{eq} = t \cdot c_h / D_{eq}^2$ )，两种桩的比较结果见图 17 (a)，其中，孔隙水压力比  $U_d$  按下式计算：

$$U_d = \frac{u - u_0}{u_{\max} - u_0} \quad (10)$$

式中： $t$ 为自沉桩起的时间； $c_h$ 为水平固结系数； $D_{eq}$ 为等效直径，将闭塞或部分闭塞开口桩当做排开相同体积土体的闭口桩（考虑了沉桩结束时的填充增量比： $D_{eq}=Dx\rho^{0.5}$ ）； $u_{\max}$ 为最大孔隙水压力； $u$ 为 $t$ 时刻孔隙水压力。如图 17 所示，水平固结系数取静力触探试验测得的平均值 9.5 m<sup>2</sup>/年。

总应力比  $H/H_i$ （见式 11）在平衡期也降低，如图 17（b）所示。这种应力降低称为松弛，是黏土中排土桩的常见现象（Bond, 1991; Lehane & Jardine, 1994）。闭口桩的松弛程度较高，完全平衡后的应力值约为沉桩结束时的 45%：

$$\frac{H}{H_i} = \frac{\sigma - u_0}{\sigma_{ri} - u_0} \quad (11)$$

通常，应力平衡期间  $\sigma'_r$  值有增加的趋势，见图 17（c）。有些传感器测得沉桩后很短的时间内会发生松弛现象，常出现在沉桩速率较大的桩上，沉桩时快速加载会使土体发生较大的剪切，导致孔隙水压力降低，进而径向有效应力和剪应力增大（Gavin 等 2010）。土体剪切使得孔压迅速消散，然后再逐渐调整，尽管观察到总径向应力和径向有效应力的松弛程度不同，平衡期结束时开口桩和闭口桩的径向有效应力（ $\sigma'_{rc}$ ）却惊人的相似，见图 18。当然桩 OE2 和 OE3 沉桩结束时发生了闭塞现象，导致 IFR 值较高时可用的  $\sigma'_{rc}$  数据并不多。

图 18 中平衡的径向有效应力与相同地点处长 6m、边长 250mm 打入式预制方桩的数据（McCabe 和 Lehane, 2006）一致。Chen & Randolph（2007）用 CEM 法预测的  $\sigma'_{rc}$  值比较见图 18。采用 Belfast 沉积淤泥的相关土体参数，用式（6）和式（8）可以计算平衡时的径向有效应力。两个刚性指标  $I_r$  计算出的  $\sigma'_{rc}$  值，与开口桩和闭口桩的测试值相比都有点偏高，部分原因是因为 CEM 法中未考虑剪应力松弛。剪应力松弛的大小受沉桩过程中的不排水情况所限，不排水条件会限制土体体积变换和阻碍剪切带收缩。CEM 法引入两个拟合参数： $\lambda$  和  $\mu$ ，参数由 Randolph（2003）选取，与 Lehane（1992）对 ICP 桩的试桩结果较为吻合。ICP 桩三个沉桩处（Cowden、Bothkennar 和 Canons Park）测试了径向有效应力结果见图 18。尽管他们的结果与 Belfast 测得的结果较吻合，但考虑到各场地的剪应力松弛情况不同，指望用唯一的  $\lambda$  和  $\mu$  进行计算不合理的。对于 Belfast 的数据，用 CEM 法估算的闭口桩径向有效应力比开口桩低了 5%，与测试值较为接近。

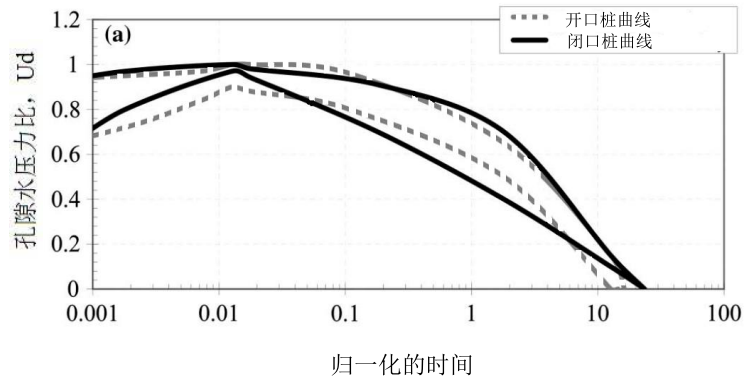


图 17 (a) 孔隙水压力分布图

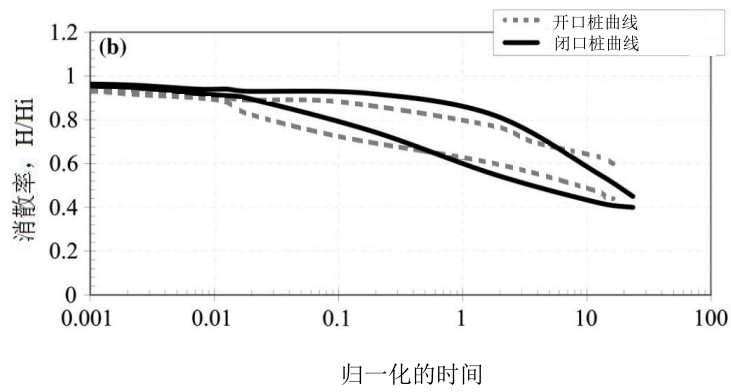


图 17 (b) 总应力消散图

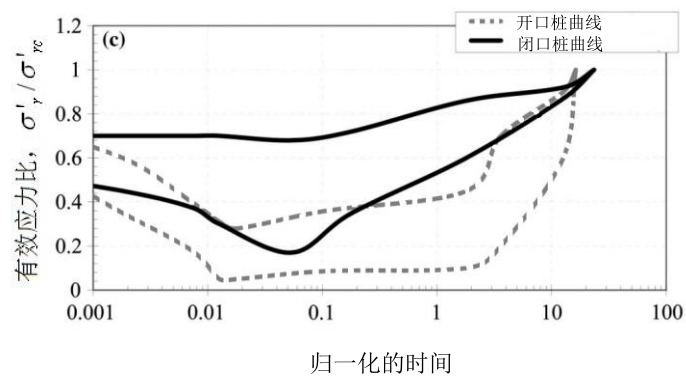


图 17 (c) 有效应力增长图

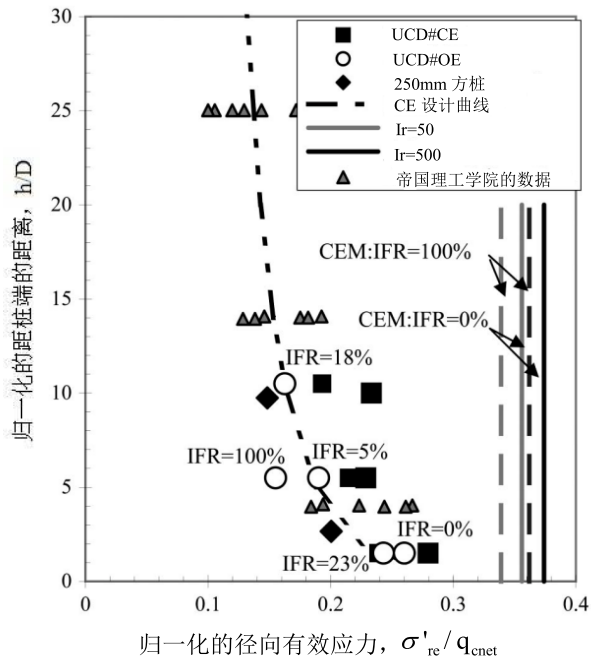


图 18 平衡的径向有效应力

本文介绍的模型桩经受了一系列载荷试验，包括静载、快速匀速贯入（CRP）和循环载荷。本文介绍的三根开口桩，只有一根（OE1，沉桩期间闭塞程度最轻）在循环加载前先进行了静载试验。图 19 为试验过程中的  $\tau_{av}$  值剖面图，初始刚度和最终侧摩阻力与同一地点闭口桩所测得的数值相同。

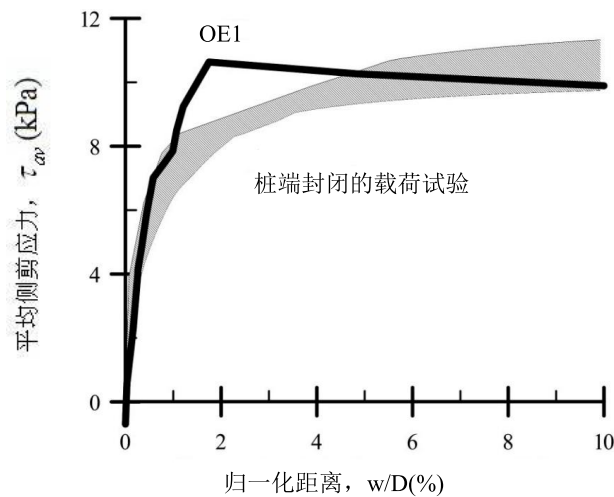


图 19 静载试验的平均侧剪应力



## 6 讨论

本文讨论的试验结果清楚地证明了沉桩过程中总径向应力和孔隙水压力受土芯闭塞程度的影响。奇怪的是，短期不排水沉桩和长期静载试验中，桩侧摩阻力（受总径向应力和孔隙水压力影响）却表现为与 IFR 无关。沉桩过程中土芯闭塞程度不影响桩端环形截面上的阻力，环形截面上的阻力可用 CPT 测得的  $q_c$  值预测，而土芯应力又与 CPT 测得的  $q_c$  值和 IFR 密切相关。上述结论可用于超固结比小的土体，一些研究者认为对于超固结比大的土体结果可能会有不同。因此有必要与足尺试验结果比较。

### (1) 短期阻力

Clarke (1985) 介绍了北海黏土中两根长 18.3m、直径 762mm 开口桩的沉桩过程和载荷试验。该场地的地质情况为在青石灰岩黏土 ( $s_u > 400$  kPa) 上有一层 13m 厚的非常坚硬的硬冰碛层 ( $s_u = 200 \sim 700$  kPa)。A 桩的桩端设有长 457mm、宽 19mm 的桩靴，将桩壁厚度增加到 51mm。桩靴导致沉桩过程中的土芯量减小，见图 20 (a)，所以沉桩过程中几乎完全不闭塞 (IFR=80~100%)。相比之下，B 桩内存在较多土芯。沉桩过程中，桩每贯入 3m (即桩贯入深度为 3、6、9m) 时进行静载压缩和拉伸试验。打桩结束 3-12h 后进行压缩载荷试验结果，压缩试验后 3h 内进行拉伸试验，保证所有试验都是不排水的。附近的 Cowden Till 场地的地质条件类似，Lehane 等 (1994) 在此进行的试桩试验发现在载荷试验前由于沉桩引起的超孔隙水压力消散了不到 5%。在对贯入深度为 6m 的桩进行试验前拖延了一段时间，这才产生上述试验结果，未考虑本文提出的结论。

拉伸载荷试验的平均侧摩阻力，按平均锥尖阻力归一化，见图 20 (b)。很清楚的发现随着桩细长比的增加  $\tau_{av} / q_{cav}$  减小，说明桩侧剪应力衰减非常明显。即使 IFR 值的差异大，各层 (除了地面下 9m 处) 的  $\tau_{av} / q_{cav}$  比值却惊人的相似。在地面下 9m 处，桩的 IFR 值最大，也产生了最大的侧摩阻力。 $\tau_{av} / q_{cav}$  值与 Belfast 的测试结果一致，对于截然不同的土体、界面摩擦角和沉桩方法，这个结果存在一定的偶然性。

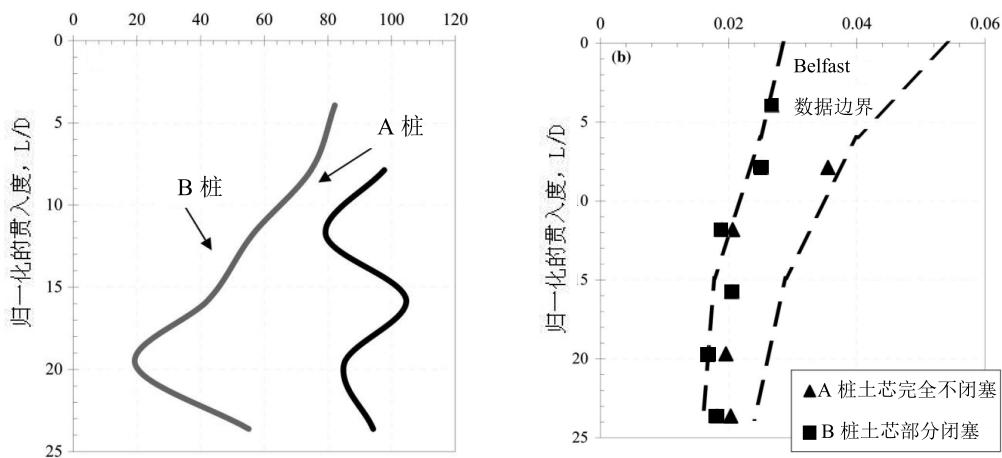


图 20 (a) IFR 剖面图;

图 20 (b) West Sole 场地归一化的桩身应力

## (2) 长期阻力

Chow 在超孔隙水压力完全平衡后, 对同一场地的开口桩和闭口桩进行载荷试验, 并编制了数据库。 $\tau_{av}$  值与 Kinnegar 数据的对比见图 21。在 Kinnegar, 开口桩和闭口桩的  $\tau_{av}$  值之比 ( $\tau_{avo} / \tau_{avc}$ )  $\approx 95\%$ , 与低 OCR 土 (如 Onsoy 和 Lierstranda) 的测量数据一致。随着 OCR 增加数据逐渐离散, 并似乎有  $\tau_{avo} / \tau_{avc}$  随 OCR 增加而减小的趋势。产生这种趋势的原因可能是由于在 Kinnegar 的沉桩过程中测得的总径向应力和孔隙水压力均随 IFR 减小而线性增加。软黏土中压沉通常会产生相对较高的孔隙水压力, 其值接近总径向应力, 因此径向有效应力较低 (Lehane 和 Jardine, 1994; Gavin 等, 2010)。另一方面, 在强超固结土时压桩, 桩身附近的界面剪切带上产生的孔隙水压力较低 (有时甚至是负值), 导致径向有效应力较高。在超固结土中, 沉桩期间总径向应力随 IFR 而增加, 与 Kinnegar 的情况相似, 因此完全闭塞桩 (或闭口桩) 与 IFR 较高的桩相比, 其径向有效应力较大。

NGI-99 设计方法对超固结土给出了开口桩和闭口桩  $\tau_{av}$  比值的一个比较保守的下限值。然而, Tilbrook Grange 的试桩结果却得到一个  $\tau_{avo} / \tau_{avc} = 0.74$  的最低比值, 也许测试过程出现了错误。此试验场地的开口桩曾作为闭口桩的钻孔套管。此二次桩的沉桩过程对原位径向应力造成干扰, 降低了开口桩桩侧摩阻力, 也许会导致  $\tau_{avo} / \tau_{avc}$  值降低。

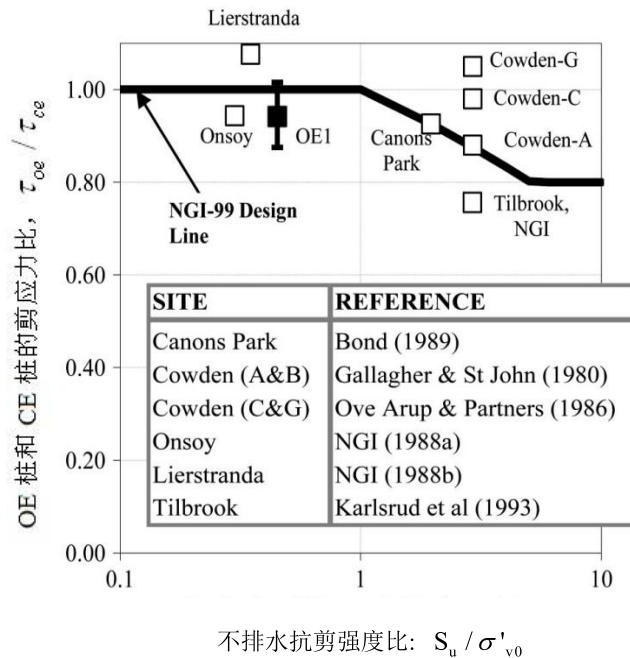


图 21 黏土中 OE 桩和 CE 桩的比较

### (3) 结论

本文在北爱尔兰 Belfast 附近的软黏土场地上进行了包括沉桩和加载在内的一系列试验。试验主要结论可概括为以下几点:

- 1) 沉桩过程中总径向应力和超孔隙水压力与土芯的闭塞程度直接相关, 随 IFR 减小而线性增加。
- 2) 沉桩过程中和平衡期结束时测得的径向有效应力与 IFR 无关。因此, 开口桩和闭口桩的桩侧摩阻力值, 无论是短期阻力还是长期阻力都极其接近, 开口桩的侧摩阻力值约比闭口桩低了 5%。
- 3) 当桩端的环形截面阻力与 IFR 无关, 土芯应力随 IFR 线性变化。
- 4) 强超固结土中桩端情况对承载力的影响还需要进一步的试验研究。

### 简讯

## 第十一届全国岩土力学数值分析与解析方法研讨第一号通知

“第十一届全国岩土力学数值分析与解析方法研讨会”由中国力学学会岩土力学专业委员会主办, 南京工业大学、南京水利科学研究院、河海大学、东南大学共同承办, 将于 2013 年 10 月 25 日-27 日在江苏南京召开。

**本次会议专题:** 岩土力学数值分析与解析新方法。会议的主题: (1) 岩土本构模型与参数研究; (2) 岩土工程重大工程实例; (3) 岩土试验与测试技术; (4) 环境岩土工程; (5) 土动力学与土工抗震。

**重要日期:** (1) 论文征稿截止日为 2013 年 2 月 30 日; (2) 2013 年 5 月 20 日通知审稿意见; (3) 2013 年 7 月 10 日前通知录用结果等事宜。论文格式与要求见《岩土力学》征稿启事。投稿范例模板请登录 <http://ytlx.chinajournal.net.cn> 下载。所有投稿稿件请按要求排好版后发至 ytlxll@126.com。会议挑选部分优秀论文在《岩土工程学报》和《岩土力学》正刊出版。其余将以增刊形式发表。

**联系方式:** “第十一届全国岩土力学数值分析与解析方法研讨会”组委会, 江苏省南京市中山北路 200 号, 南京工业大学交通学院、南京工业大学岩土工程研究所, 邮编: 210009。

**联系人:** 蒋刚 13851847278; 王志华 13851676613; E-mail:ytlxll@126.com。

(中国力学学会岩土力学专业委员会 供稿)

简 讯

## 第十二届全国地基处理学术讨论会在昆明召开

第十二届全国地基处理学术讨论会于 2012 年 8 月 27 日至 29 日在云南省昆明市召开。会议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，云南省土木建筑学会建筑结构专业委员会和中国有色金属工业昆明勘察设计研究院承办，云南省勘察设计质量协会、云南大学、昆明理工大学、云南省安泰建筑工程施工图设计文件审查中心、昆明恒基建设工程项目施工图设计文件审查有限公司、建研地基公司、昆明军龙岩土工程有限公司、云南建工基础工程有限责任公司、云南地质工程第二勘察院协办。

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）、第七届（甘肃兰州，2002）、第八届（湖南长沙，2004）、第九届（山西太原，2006）、第十届（江苏南京，2008）、第十一届（海南海口，2010）全国地基处理学术讨论会之后的又一次盛会。来自全国各行业的地基处理专家、学者、工程师、工程技术人员和有关厂家的代表会聚一堂，交流地基处理工程勘察、设计计算、施工技术、施工机械和现场测试等方面的理论和经验，介绍新材料、新产品和新工艺的开发和应用，讨论如何进一步发展和提高我国地基处理水平，更好地为国家经济建设服务。

8 月 28 日上午大会举行了开幕式，开幕式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副主任委员、中国建筑科学研究院滕延京研究员主持，首先由地基处理学术委员会主任、中国工程院院士龚晓南教授致开幕词，接着中国土木工程学会秘书长张雁研究员、中国工程院马洪琪院士、云南省建设厅及承办单位的有关领导先后发言致词，最后所有与会代表进行了合影留念。

开幕式后进行大会报告，20 余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。

8 月 28 日晚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。会议决定下届全国地基处理学术讨论会于 2014 年在西安召开，具体由长安大学承办。

会议闭幕式于 8 月 29 日下午召开，龚晓南教授致闭幕词。

会议共录用论文 79 篇，内容包括基础理论，排水固结，振密、挤密（强夯、强夯置换、碎石桩、灰土桩），灌入固化物（深层搅拌法、高压喷射注浆法、灌浆法），复合地基与基础托换，桩基工程，地基基础检测及其它共 6 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

2012 年 8 月