

目 次

论 文

- 钻孔桩施工对旧桥桥墩安全性影响三维有限元模拟……朱建才, 宋国治, 朱剑锋, 周群建 (3)
- 一种新型大直径现浇混凝土空心桩(筒桩)成桩工艺及设备简介……李征, 龚晓南, 周建 (10)
- 复杂地质条件下 10 万立方米储罐地基基础设计实录…………… 张莉 (16)
- 严重下沉倾斜危楼地基加固双向顶升纠偏实例……………陈国政, 杨建良, 陈守平 (28)
- 考虑地下水影响时地基基础设计探讨…………… 党昱敬, 张若筠 (42)
- 干砌石棱体及反压平台在尾矿坝加固除险中的应用……………韦兴标, 黄建, 丁建平 (46)

一题一议

- 承载力问题与稳定问题……………龚晓南 (53)

译 文

- 改进电极接触面的软黏土电渗固结现场试验研究……陈卓 译; 陶燕丽, 李一雯, 周建 校 (54)

## 钻孔桩施工对旧桥桥墩安全性影响三维有限元模拟\*

朱建才<sup>1</sup>, 宋国治<sup>2</sup>, 朱剑锋<sup>3</sup>, 周群建<sup>1</sup>

(1. 浙江大学建筑设计研究院岩土工程分院, 浙江 杭州 310012;

2. 浙江大禹建设有限公司, 浙江 金华 321000; 3. 宁波大学建筑工程与环境学院, 浙江 宁波 315211)

[摘要] 拟建杭州钱江铁路新桥与既有钱江二桥均采用钻孔灌注桩基础, 由于二者桥台间距较近(约 10.0m), 因此, 新建铁路桥在钻孔桩施工过程中可能对二桥桩基础产生一定的扰动, 使得二桥产生水平位移或沉降。采用有限元分析软件对钻孔桩施工对既有二桥桥墩安全性影响进行三维有限元模拟, 结合岩土工程理论知识进行分析, 并采用实测结果验证, 结果表明: 钻孔桩施工对周围土体水平位移影响范围在 9.0m 范围之外影响较小。因此, 新桥钻孔桩施工对既有二桥桥墩安全影响较小, 故既有二桥桥墩是安全的。

[关键词] 钻孔桩; 施工; 有限元; 水平位移; 安全

### 0 引言

杭州新建钱江铁路新桥位于钱塘江干流杭州市河段, 北岸为杭州市彭埠镇, 南岸为杭州市萧山区, 新建桥址位于杭州既有钱江二桥上游约 20m 处, 向北接改建后的杭州东站客专场, 向南引入萧山站客专场。拟建杭州钱江铁路新桥与二桥均采用钻孔灌注桩基础, 由于二者距离较近(桥台间距约 10.0m), 新建铁路桥在钻孔桩施工可能对二桥的基础产生一定扰动(如产生水平位移或沉降), 从而对二桥的通行与安全造成不利影响。

目前, 国内外关于工程施工对既有桩基影响的研究主要集中在隧道施工和基坑开挖两方面<sup>[1-6]</sup>, 而关于钻孔桩施工方面的研究尚不多见。在钻孔桩施工过程中, 桩位处成孔改变了土中的应力分布。既有二桥的桩基础承受从上部传来的作用力, 由于钻孔释放了土中应力, 引起土体的水平位移, 当孔中的泥浆护壁不能与土体的水平作用力和土中的水压力相平衡时, 可能产生塌孔和缩径等问题。同时, 孔周围土体产生位移引起既有二桥桩基础受水平力的作用, 可能引起基础侧移倾斜, 严重时会使基桩断裂, 影响桥梁的正常使用, 对结构的安全造成危害。由于新桥桥位与二桥之间距离很近, 因此, 对钻孔桩施工对既有二桥安全性影响进行深入分析是很有必要的。

有限元法的提出为解决复杂岩土工程问题提供了一个有效的途径, 基坑及隧道施工对相邻桩基的影响有较多报道<sup>[7-8]</sup>。为此, 采用有限元分析软件对钻孔施工对既有二桥桥墩安全性

\* 收稿日期: 2011年06月

影响进行模拟,结合岩土工程理论知识进行分析,以期达到定性或局部定量地预测可能出现的工程问题,确保施工顺利、安全开展。

## 1 三维有限元计算模型

### 1.1 既有二桥及新桥的相对关系图

既有二桥以及钱江新桥的基础桩位布置图以及二者相对位置如下图1和图2所示。由于钱江新桥的桩I和桩II离旧桥最近,故二者开挖施工过程中对既有二桥影响最大,选择图2所示的桩I和桩II作为开挖桩。

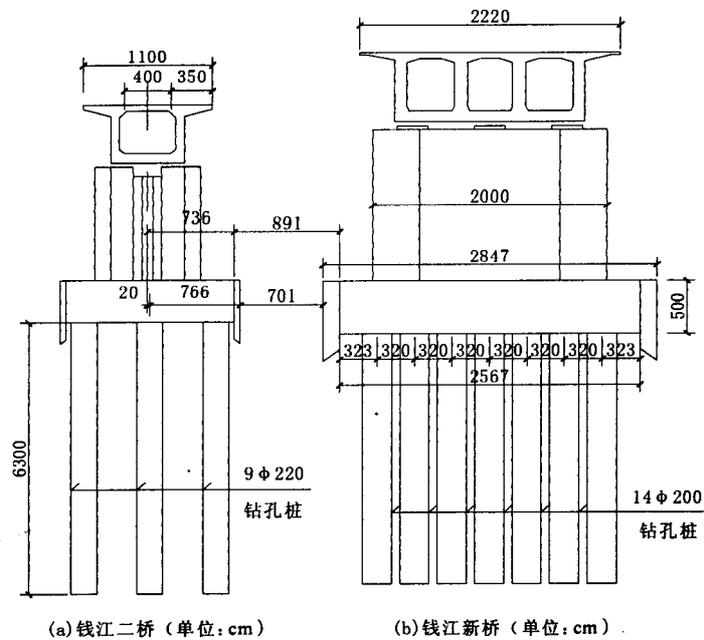


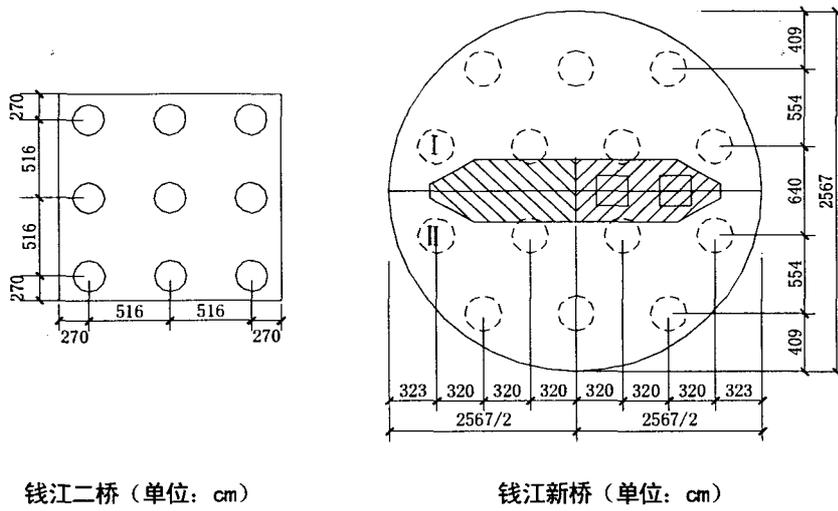
图1 旧桥与新桥相对位置立面简图

### 1.2 有限元模型设计

#### (1) 计算范围确定

根据钱江二桥以及新建三桥的实际工程情况,本项目组现采用大型有限元分析软件建立三维分析模型。由于实际工程中桩基较长(约63m),若计算范围取得过大则会涉及到如计算机的运行能力达不到等问题。因此,根据本工程的特点和前人进行有限元模拟时的经验做法,可取桩底以下1.5倍桩长为计算区域,所以模型竖向(Z向)尺寸为150m。本工程关注的是钻孔桩施工对既有桩基的影响问题,所以建模时平面方向取为矩形,综合考虑模型尺寸与计

计算机的计算能力, 取长边方向 (X 向) 为 90m; 取短边方向 (Y 向) 为 60m, 左、右侧面 X 向被约束。前、后侧面 Y 向被约束, 模型下表面 Z 向被约束。



钱江二桥 (单位: cm)

钱江新桥 (单位: cm)

图 2 旧桥与新桥相对位置平面简图

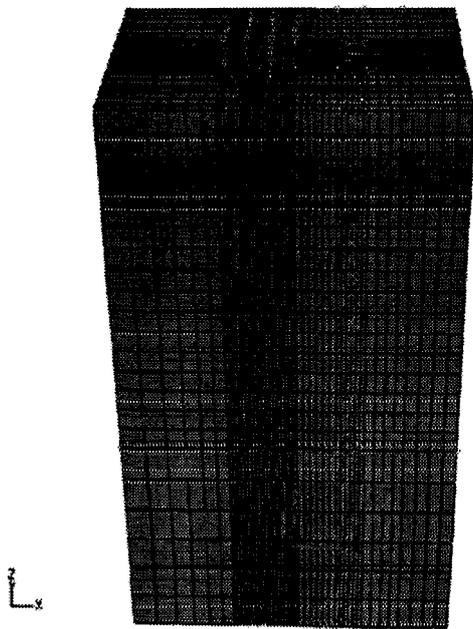


图 3 土体网格划分示意图

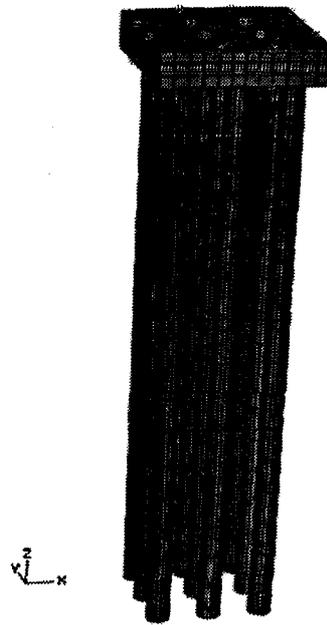


图 4 桩与承台网格划分示意图

### (2) 单元模型

土体采用 Mohr-Coulomb 理想弹塑性模型和相关流动法则, 桩和承台采用线弹性本构模型。土体由三维实体 8 节点缩减单元模拟, 共计 58633 个结点, 52376 个单元(如图 3 所示)。既有二桥下的承台和承载桩也采用 C3D8R 单元模拟, 共计 13332 个结点, 10680 个单元(见下图 4)。

### (3) 边界条件的设定

边界条件主要分为两大类, 分别是约束条件和荷载条件。约束条件如下: 根据开挖桩对地基的影响范围, 认为桩径以外足够远处边界面上的水平位移为 0, 因此, 在土体边界的前后左右两个侧面均加了约束(即 X 向和 Y 向位移均为 0); 对于土体的下表面, 认定其竖向和横向位移均为 0, 故对土体的下表面在三个方向(X、Y 和 Z 向)均加了约束。

对于荷载条件, 考虑到本数值计算模型在竖直方向上深约 150m, 故在计算模型中地基土层的自重应力较大, 不可忽略。因此, 在整个计算区域中都施加加速度为  $10\text{m/s}^2$  的重力场, 以模拟真实情况下土体原有的重力场。此外, 由于既有二桥上需要承担列车传来荷载, 为安全起见, 在承台上加了  $60\text{kN/m}^2$  的均布荷载。

### (4) 工况的设定

在开挖之前, 钻孔周围土体并没有位移, 由于钻孔释放了土中应力, 从而引起土体产生变形, 为了更安全地分析开挖对周围土体产生的影响, 本项目组设定如下三个工况:

- a) 对应钻孔开挖前的过程, 作用在土体与桩体上的荷载只有重力;
- b) 模拟开挖一桩(图 2 I 桩)的全过程, 该过程中位于钻孔处的土体应力产生释放, 从而对周围土体产生影响;
- c) 在模拟完开挖一桩之后, 紧接着开挖第 2 桩(图 2 II 桩), 此时对周围土体影响更大。

### (5) 建模中的基本假设

- a) 假定土体为饱和土体, 开挖工期较短, 故按不排水条件分析;
- b) 不考虑土的流变。

## 2 钻孔桩施工引起土体位移分析

为深入分析钻孔桩施工对周围土体应力及位移的影响, 现将施工过程分为三个工况: 开挖前、开挖一桩和开挖两桩, 采用分析软件分别对离开挖桩 3m、6m、9m 和 12m 处土体的位移进行分析。

### 2.1 钻孔桩施工对离开挖桩 3m 处土体影响

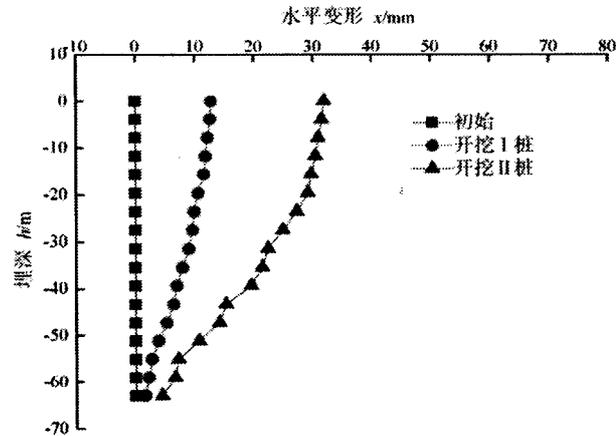


图5 离开挖桩 3m 处土体 X 向水平位移图

将离开挖桩 3m 处不同深度土体在不同开挖阶段的 X 向位移绘制成图, 如图 5 所示。从图中可知, 钻孔桩开挖对地表土体 X 向位移影响最大, 开挖一桩时, 地表最大 X 向位移为 12.79mm, 与监测位移非常接近。当两桩同时开挖时, 地表最大位移到了 31.93mm。随着深度的增加, 土体受钻孔施工影响逐渐减弱, 大约在离地表 55m 处所受影响已基本可以忽略 (两桩同时开挖时仅为 7mm)。产生这种现象的原因是随着深度增加, 土体刚度逐渐增大, 当离地表 55m 以下, 土体已进入到泥质粉砂岩层, 此时土体钻孔施工影响基本可以忽略, 土体沿 X 向基本没有位移。

## 2.2 钻孔桩施工对离开挖桩 6m 处土体影响

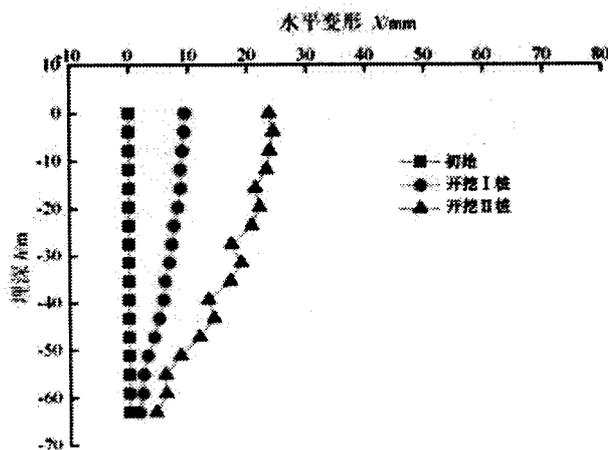


图6 离开挖桩 6m 处土体 X 向水平位移图

将离开挖桩 6m 处不同深度土体在不同开挖阶段的 X 向位移绘制成图, 如图 6 所示。从图中可知, 钻孔桩开挖对地表土体 X 向位移影响最大, 开挖一桩时, 地表最大 X 向位移为 9.4mm, 接近于现场监测位移。当两桩同时开挖时, 地表最大位移达到了 23.79mm。随着深

度的增加,土体受钻孔施工影响逐渐减弱,大约在离地表55m处所受影响已基本可以忽略(两桩同时开挖时仅为6mm)。这是由于随着深度增加,土体刚度逐渐增大,当离地表55m以下,土体已进入到泥质粉砂岩层,此时土体钻孔施工影响基本可以忽略,土体沿X向基本没有位移。

### 2.3 钻孔桩施工对离开挖桩9m处土体影响

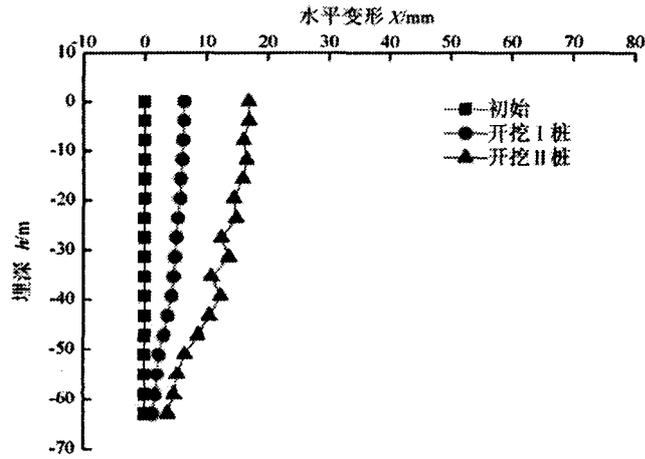


图7 离开挖桩9m土体X向水平位移图

将离开挖桩9m处不同深度土体在不同开挖阶段的X向位移绘制成图,如图7所示。从图中可知,钻孔桩开挖对地表土体X向位移影响最大,开挖一桩时,地表最大X向位移为6.46mm,接近于现场监测位移。当两桩同时开挖时,地表最大位移达到了16.94mm。随着深度的增加,土体受钻孔施工影响逐渐减弱,大约在离地表55m处所受影响已基本可以忽略(两桩同时开挖时仅为5mm),此时土体已处于岩石层,刚度较大,土体沿X向基本没有位移。

### 2.4 钻孔桩施工对离开挖桩12m处土体影响

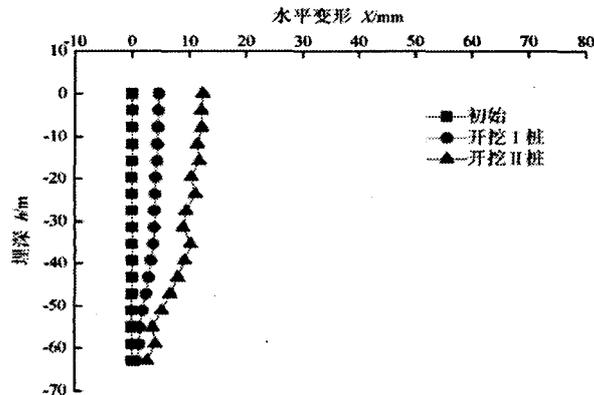


图8 离开挖桩12m处土体X向水平位移图

将离开挖桩 12m 处不同深度土体在不同开挖阶段的 X 向位移绘制成图, 如图 8 所示。由图可知, 钻孔桩开挖对地表土体 X 向位移影响最大, 开挖一桩时, 地表最大 X 向位移为 4.69mm, 接近于现场监测位移。当两桩同时开挖时, 地表最大位移达到了 12.37mm。随着深度的增加, 土体受钻孔施工影响逐渐减弱, 当土体进入离地表约 55m 深度时, 土体进入岩石层, 土体沿 X 向基本没有位移 (两桩同时开挖时仅为 3.69mm), 施工影响基本可以忽略。

### 3 结论

钻孔施工对周围土体及桩基础的影响及其程度的判别是一个相当复杂的问题, 运用大型有限元软件建立了土体、桩和承台的三维有限元模型, 分开挖前、开挖一桩和开挖两桩三种工况对钻孔施工的过程对既有二桥桩基础的影响进行了模拟, 并对整理出的数据进行了分析, 结合监测结果, 得出结论如下:

(1) 有限元的计算结果与现场监测的土体位移监测结果基本吻合。

(2) 由于钻孔桩施工的影响, 桩周围土体在一定范围发生了塑性变形, 结构性受到了破坏, 随着离钻孔桩距离的增加, 钻孔桩施工使得土体产生的水平位移越来越小。

(3) 钻孔桩施工对周围土体水平位移影响范围在 9.0m 范围之外影响较小, 既有二桥的桩基离新桥开挖处最近为 10m 处左右, 因此, 钻孔桩施工对该处影响较小, 故既有二桥桥墩是安全的。

### 参考文献

- [1] 魏纲, 徐日庆, 屠玮. 顶管施工引起的土体扰动理论及试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(3): 476-482.
- [2] 李永盛, 黄海鹰. 盾构推进对相邻桩体力学影响的实用计算方法[J]. 同济大学学报, 1997, 25(3): 274-280.
- [3] 阮林旺, 李永盛. 软土盾构法施工引起相邻桩体变形和受力研究[J]. 隧道及地下工程, 1997, 18(3): 18-23.
- [4] Chen L.T, Polous H.G, Loganathan N. Pile responses caused by tunneling[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering[J]. ASCE, 1999, 125(3): 207-215.
- [5] 魏纲. 顶管工程土与结构的性状及理论研究[D]. 杭州: 浙江大学博士学位论文, 2005.
- [6] 黄茂松, 张宏博, 陆荣欣. 浅埋隧道施工对建筑物桩基的影响分析[J]. 岩土力学, 2006, 27(8): 1379-1383.
- [7] 张云军, 宰金眠, 王旭东等. 隧道开挖对邻近桩基影响的二维数值分析[J]. 地下空间与工程学报, 2005, 1(6): 832-836.
- [8] 柳厚祥, 方风华, 李宁等. 地铁隧道施工诱发桩基变形的数值仿真分析[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2007, 38(4): 771-776.

# 一种新型大直径现浇混凝土空心桩(筒桩)成桩工艺及设备简介\*

李征<sup>1</sup>, 龚晓南<sup>2</sup>, 周建<sup>2</sup>

(1. 西北电力设计院, 陕西 西安 710075; 2. 浙江大学岩土工程研究所, 浙江 杭州 310058)

**[摘要]** 本文介绍了一种新型大直径现浇混凝土空心桩(筒桩)成桩工艺及其设备, 该新型大直径现浇空心桩(筒桩)作为大荷载建(构)筑物的基础, 相比于同等直径的大直径实心灌注桩, 可节省大量的混凝土, 该桩型具有较大的推广应用价值。

**[关键词]** 旋挖; 筒桩; 现浇; 空心桩; 大直径

## 0 前言

由于高层建筑、超高层建筑的承载需要, 桩径越来越大, 桩的尺寸向着大的方向发展<sup>[1]</sup>, 在公路桥梁桩领域, 由于大江大河上修建的桥梁跨径不断增大, 为提高桥梁基础的承载力, 桥梁桩基的直径越来越大, 直径大于2.5m的桩已非常普遍, 目前最大的桩径已达到了8.0m<sup>[2]</sup>, 然而随着桩径的增大, 虽然解决了桩的承载力问题, 但不能充分利用桩心部分混凝土的承载力, 桩的单位体积承载力却下降了, 造成材料的大量浪费<sup>[3]</sup>, 为了解决此问题, 用大直径空心桩代替大直径实心桩, 在确保承载力的同时, 能节省大量的混凝土。

## 1 大直径现浇空心桩现状

在国外日本最早开始空心桩的研究和发展, 我国于20世纪70年代中期开始进行空心钻孔桩的试验工作<sup>[3]</sup>, 大直径现浇空心桩的产生经历了较长的探索过程。

### 1.1 钻孔灌注水下混凝土空心桩

该方法利用钻机成孔后, 在孔内埋设普通内模, 在普通内模与孔壁之间, 形成环状的孔, 往环状孔中沉放钢筋笼, 浇注混凝土, 这种类型的桩实质上相当于将一般的灌注桩中心挖空, 广州鹤洞大桥就采用了这种基础<sup>[2]</sup>。日本空心桩就是这种类型的桩基<sup>[3]</sup>, 采用这种方法节约了大量混凝土, 经济效益显著。这种类型的空心桩型取土工作量大, 无法考虑土芯的作用。

\* 收稿日期: 2011年06月

### 1.2 大直径现浇薄壁筒桩

大直径现浇薄壁筒桩由谢庆道教授于1998年发明<sup>[5]</sup>,其施工工艺原理如下,先预制环形桩靴,其桩靴上部凸出,下部呈环锥状;施工时把环形桩靴套入内外套管之间,内外套管的下端面与桩靴上部环形凸面的内外侧相接触;套管上部与压盖相连,内套管上部锥管穿过压盖,插入施力压头与出泥孔导通;将桩靴尖头压入土层;接着振动下沉,在成环形孔的同时亦同步自动排出软土;放入钢筋笼,灌注混凝土,最后拔出内外套管即成筒状桩基<sup>[5]</sup>。

### 1.3 振动沉模大直径现浇薄壁管桩

振动沉模现浇混凝土管桩(PCC桩)技术由刘汉龙教授等人于2001年发明<sup>[6]</sup>,采取振动沉模自动排土现场灌注混凝土而成管桩,具体步骤是依靠沉腔上部锤头的振动力将内外双层套管所形成的环形腔体在活瓣桩靴的保护下打入预定的设计深度,在腔体内现成浇注混凝土,之后振动拔管,在环形域中土体与外部的土体之间便形成混凝土管桩<sup>[7]</sup>。

大直径现浇薄壁筒桩和振动沉模大直径现浇薄壁管桩在软土地区取得了广泛的应用,在海堤工程、公路软基处理等方面取得了大量的社会效益。

如果土质相对较好、土摩阻力较大、桩直径较大且筒桩环壁较厚,由于要用振动锤将“双钢管+桩尖”打入地下,将大大增加大直径现浇薄壁筒和振动沉模现浇混凝土管桩施工的难度。

## 2 一种新型大直径现浇混凝土空心桩(筒桩)成桩工艺及设备

2009年李征、龚晓南和周建提出了一种新型大直径现浇混凝土空心桩(筒桩)成桩工艺及设备,并申请了专利,即一种现浇筒桩旋挖钻机及其成桩方法<sup>[8][9]</sup>。

其主要步骤如下,先打入土芯护壁套管支护即将形成的土芯,而后用筒桩旋挖钻机挖成环形孔,之后往环形孔中下放钢筋笼,浇筑混凝土,拔出土芯护壁套管,于是形成筒桩;其中如果用液压振动锤打入土芯护壁套管最为高效,之后用旋挖工法成环形孔。

### 2.1 旋挖工法及液压振动锤工法的特点

由于旋挖钻掘工法具有广泛的应用性、良好的环保性,目前挖成“圆形孔”的旋挖钻机得到广泛的应用,据统计,旋挖钻机的成孔速度是传统钻机的5~7倍,旋挖钻机一般适用于黏土、粉土、砂土,含有部分卵石及碎石的土,对于大扭矩动力头以及自动内锁式伸缩式钻杆的钻机,可以适应微风化硬岩的施工<sup>[10]</sup>。

高频液压振动锤穿越卵石层、建筑垃圾层、沙层能力强,除了不能入岩,其它地质情况都能适应<sup>[11]</sup>,用高频液压振动锤施工土芯护壁套管,能适应较多地质情况。对于液压振动锤施工土芯护壁套管的情况,相对于“双层套管+桩尖”的施工工艺,其穿透土层能力更强。而用旋挖工法挖成环形孔,振动锤能将土芯护壁套管顺利振入的地层,旋挖成环形孔的工法基本均能顺利挖掘。

目前挖成“圆形孔”旋挖钻机施工时,为防止孔壁坍塌用振动锤打设“外护壁套管”,已经有不少实践,其可以为土芯内护壁套管的打设提供相似的工程经验。

在用振动锤为旋挖钻机打设“外护壁套管”时<sup>[12][13]</sup>,履带吊配合振动锤埋设套管。机动灵活,可满足一台埋设套管的设备同时为几台旋挖钻机服务的要求,有利于发挥旋挖钻机的移动灵活、钻进高效的特点<sup>[12]</sup>。同样筒桩旋挖钻机施工时,用履带吊配合振动锤打设“土芯护壁套管”,也能取得同样的高效。

土芯护壁套管用液压振动锤以吊打的方式沉入,应该是最高效的方法。对于较硬土层,也可采用搓管机使土芯护壁套管沉入相应土层。参考“钢管桩”和“全套管桩”以及“钢护筒”施工情况,可以知道,“土芯护壁套管”沉入地基所适应的土层是非常广的。

对于土芯护壁套管拔出的情况,由于土芯护壁套管周围是刚浇筑的混凝土,土芯护壁套管拔出所受到的阻力(土芯对其阻力)较小,用振动锤可以非常顺利地将土芯护壁套管拔出。

对于筒桩旋挖钻机挖成“环形孔”至设计标高后,且尚未浇注混凝土之前土芯护壁套管是否会倾斜的问题,可采用如下办法解决,土芯护壁套管打入地下时使“土芯护壁套管底端标高”比“桩底设计标高”多一些深度,当挖成环形孔后,靠嵌入低于桩底一定深度来消除可能会使套管倾斜的不利影响。

用高频液压振动锤进行土芯护壁套管的施工,用能够挖成环形孔的筒桩旋挖钻机进行环形孔的挖掘,是本新型筒桩工法的主要特点。而挖成环形孔的筒桩(现浇空心桩)旋挖钻机是本工法的关键。

## 2.2 挖成环形孔的现浇筒桩旋挖钻机类型

挖成环形孔的现浇筒桩旋挖钻机有两种类型,分别如下。

(1) 旋转动力装置(动力头)位于地面之上,在钻杆顶端,旋转动力装置(动力头)驱动钻杆旋转,钻杆带动环形筒桩旋挖钻斗或筒状螺旋钻旋挖。

该现浇筒桩旋挖钻机施工步骤如下:

a) 土芯护壁套管打入地下,护壁套管至桩底标高处或低于桩底标高处一定距离;当挖成环形孔后,低于桩底标高以下的土体对土芯护壁套管有一定的支护。

b) 筒桩旋挖钻机开始旋挖环形孔,例如,钻杆是三节伸缩式钻杆时,第一、二、三节钻杆连成整体共同下钻,动力头动力来自主机液压泵,动力头上的液压马达通过减速机带动钻杆转动。相邻的钻杆通过键条、键槽实现内力传递,键条键槽设置与普通旋挖钻机类似;主机动力头上传递转矩通过最外层钻杆逐级传递到最内层钻杆,最内节钻杆驱动环形筒桩旋挖钻斗或筒状螺旋钻挖土,当使用环形筒桩旋挖钻斗时,孔底切削下来的土、砂压入钻斗内,由于环形底板的挡土作用,孔内土体不会掉下来。当采用筒状螺旋钻时,土体置于螺旋叶片上被提出孔外,如图1所示;

c) 当钻孔较深,行程不够时,第二节钻杆伸出,分开第一节钻杆与第二节钻杆,第二、第三节钻杆继续下钻。起斗时,卷扬机提升钢丝绳,或由液压缸作用,把第二节钻杆收到第一节钻杆中,然后使环形筒桩旋挖钻斗或者筒状螺旋钻提升至旋挖的孔外,土体从筒桩旋挖装置卸除后,再继续下钻;

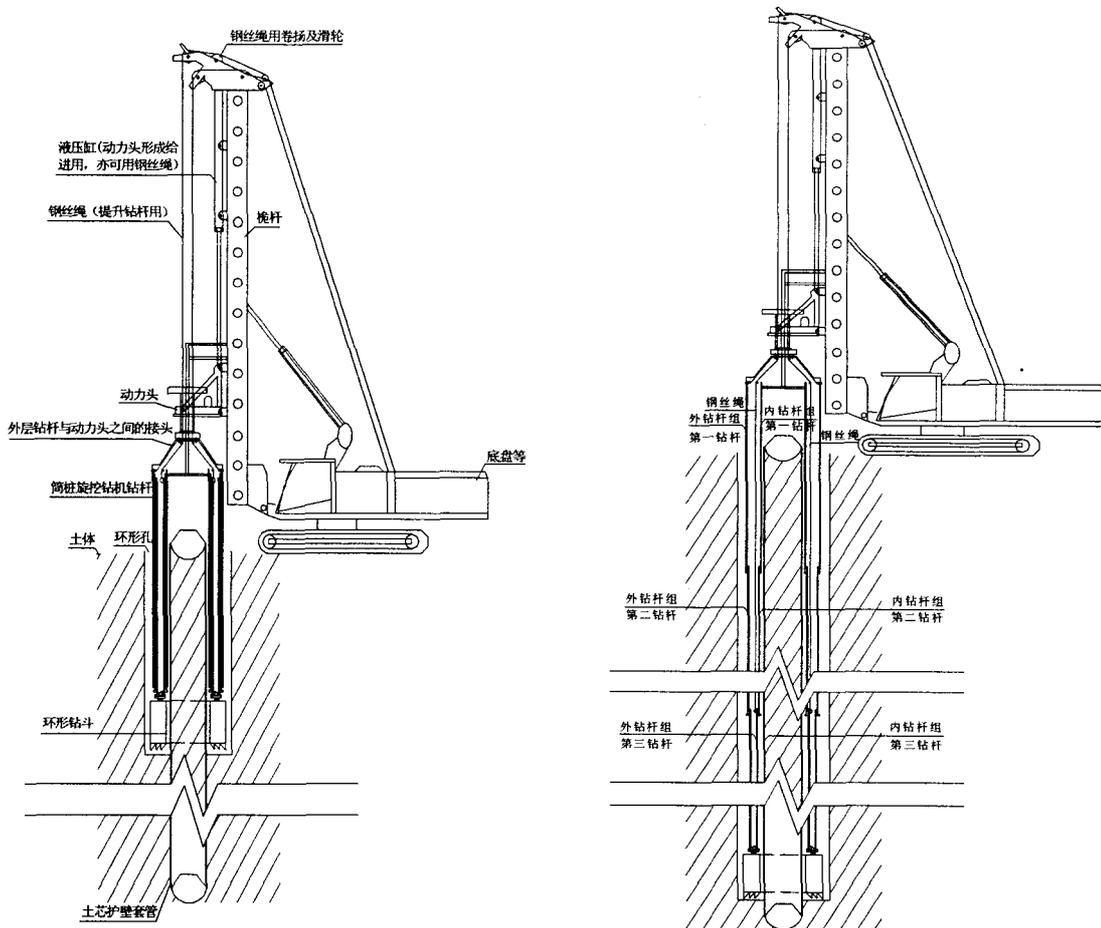


图1 筒状螺旋钻旋挖环形孔示意图

图2 筒桩旋挖钻机旋挖环形孔示意图(钻孔很深)

d) 当钻孔较深,行程不够时,第三钻杆伸出,分开第二节钻杆与第三节钻杆,第三节钻杆单独下钻。起斗时,卷扬机提升钢丝绳,或由液压缸作用,首先把第三节钻杆收到第二节钻杆中,最后第二节钻杆收到第一节钻杆中,然后提升钻杆把钻头提到孔外,土体从筒桩旋挖装置卸除后,再继续下钻。如图2所示;

e) 重复步骤b)至d),直到所述环形孔的深度达到预定的深度,完成环形孔的旋挖;

f) 往环形孔中放置钢筋笼,向所述环形孔内浇注混凝土,拔出土芯护壁套管,或者边浇注混凝土边拔土芯护壁套管,最后形成筒桩;如图3和图4;

对于多节伸缩式钻杆由内层钻杆组、外层钻杆组所组成的情况,工作原理类似,外层钻杆组将旋转动力装置(动力头)所输出的扭矩传递给环形筒桩旋挖钻斗或筒状螺旋钻,内层钻杆组与外层钻杆组之间设置回转支承,内层钻杆组不旋转,起到使提升钻杆的钢丝绳保持

竖直的作用。

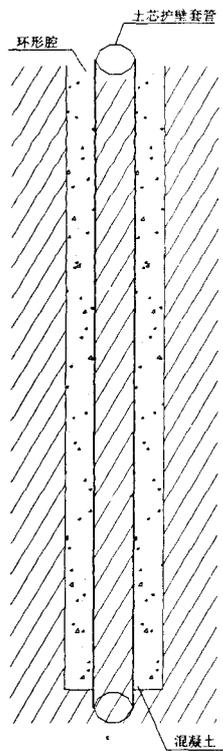


图3 环形孔内浇注混凝土示意图

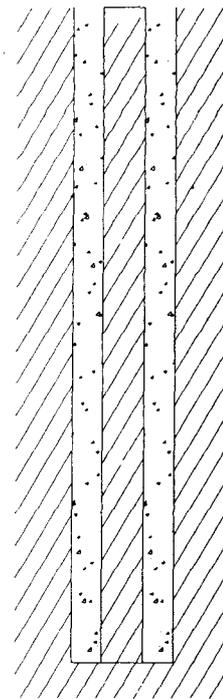


图4 筒桩成桩图

(2) 旋转动力装置(动力头)位于钻杆底端,旋挖过程中旋转动力装置(动力头)随钻杆进入孔内,旋转动力装置(动力头)直接驱动环形筒桩旋挖钻斗或筒状螺旋钻旋挖,钻杆不旋转。

该现浇筒桩旋挖钻机施工步骤如下:

a) 土芯护壁套管打入地下,护壁套管至桩底标高处或低于桩底标高处一定距离;当挖成环形孔后,低于桩底标高以下的土体对土芯护壁套管有一定的支护;

b) 土芯护壁套管套设好之后,筒桩旋挖钻机开始旋挖环形孔;例如,钻杆是三节伸缩式钻杆时,第一、二、三节钻杆连成整体共同下钻;启动位于钻杆底端的旋转动力装置(动力头),通过驱动其大齿圈转动进而带动位于钻杆底端的环形筒桩旋挖钻斗,或者筒状螺旋钻开始转动,被旋挖的土体进入环形筒桩旋挖钻斗或者筒状螺旋钻的筒状管上的螺旋叶片上;当采用环形筒桩旋挖钻斗时,孔底切削下来的土、砂压入口内,由于环形底板的挡土作用,孔内土体不会掉下来,岩土体对钻斗的反作用力,使相邻的钻杆通过键条、键槽传递,键条键槽设置与普通旋挖钻机类似;逐级传递到最上面钻杆的连接点,最后传递给支撑架体,通过支撑架体与地面之间的摩擦力抵消。当采用筒状螺旋钻时,土体置于螺旋叶片上被提出孔

外;形成环形腔;

c)当钻孔较深,当行程不够时,第二钻杆伸出,分开第一节钻杆与第二节钻杆,第二、第三节钻杆继续下钻;起斗时,卷扬机提升钢丝绳,或由液压缸作用,把第二节钻杆收到第一节钻杆中,使环形筒桩旋挖钻斗或者筒状螺旋钻提升至旋挖的孔外,土体从筒桩旋挖装置卸除后,再继续下钻;

d)当钻孔较深,行程不够时,第三钻杆伸出,分开第二节钻杆与第三节钻杆,第三节钻杆单独下钻,起斗时,卷扬机提升钢丝绳,或由液压缸作用,首先把第三节钻杆收到第二节钻杆中,最后第二节钻杆收到第一节钻杆中,使环形筒桩旋挖钻斗或者筒状螺旋钻提升至旋挖的孔外,土体从筒桩旋挖装置卸除后,再继续下钻;

e)重复步骤b)至d),直到所述环形孔的深度达到预定的深度,完成环形孔的旋挖;

f)往环形孔中放置钢筋笼,向所述环形孔内浇筑混凝土,拔出土芯护壁套管,或者边浇筑混凝土边把土芯护壁套管,最后形成筒桩。

### 3 结语

本发明新型筒桩与谢庆道教授发明的薄壁筒桩与刘汉龙教授发明的PCC桩相比,具有环壁较厚,基本无挤土的特点。该新型大直径现浇空心桩(筒桩)作为大荷载建(构)筑物的基础,相比于同等直径的大直径实心灌注桩,可节省大量的混凝土,具有较大的应用推广价值,其专利所述施工设备和工艺有待在实践中进一步改进和更加完善。

### 参考文献

- [1] 沈保汉. 桩基础施工技术及发展方向[J]. 施工技术, 2000(5): 43-45.
- [2] 冯忠居, 谢永利, 上官兴. 桥梁桩基新技术-大直径预应力混凝土钻埋空心桩[M]. 人民交通出版社, 2005.
- [3] 胡定成. 大直径空心桩技术现状及环形孔钻具的研究[J]. 探矿工程, 2000(4): 4-5.
- [4] 谢庆道. 埋于软地基的混凝土筒体的施工方法及压入式一次成孔器[P]. 中国专利: CN108910393C.
- [5] 卢建平等. 新型桩基技术—现浇薄壁筒桩技术[J]. 岩石力学与工程学报, 23(4): 704-707.
- [6] 刘汉龙等. 用于软基处治的套管成模大直径现浇管桩机[P]. 中国专利: ZL 01273182.X.
- [7] 刘汉龙等. 振动沉模大直径现浇混凝土薄壁管桩技术及其应用 I: 开发研制与设计理论[J]. 岩土力学, 2003, 24(2): 164-168.
- [8] 李征, 龚晓南, 周建. 一种现浇筒桩旋挖钻机[P]. 中国专利: CN201513117U.
- [9] 李征, 龚晓南, 周建. 一种现浇筒桩旋挖钻机[P]. 中国专利: CN101775960A.
- [10] 黎中银等. 旋挖钻机与施工技术[M]. 人民交通出版社, 2010.
- [11] 王进怀等. 高频液压振动锤施工筒桩与旋挖钻机施工灌注桩工艺之比较[J]. 建筑机械, 2006. 05(上半月刊): 61-63.
- [12] 王爱民等. 旋挖钻机长(全)套管埋设方法的探讨[J]. 岩土工程界, 8(3): 79-80.
- [13] 谭现锋等. 振动锤沉拔钢护筒与旋挖钻机钻进的组合应用[J]. 探矿工程, 36(9): 67-68.

## 复杂地质条件下10万立方米储罐地基基础设计实录\*

张莉

(中国石油工程建设公司华东设计分公司 山东 青岛 266071)

**【摘要】**在复杂地质条件下建设六个10万立方米油罐采用了：天然地基、复合地基、桩基-天然联合地基共三种地基形式。其中复合地基分别采用了：大能级异型锤复合强夯挤淤置换、大能级强夯挤密、双层处理地基夯点对应加固和大直径振冲碎石置换挤密-复合强夯加固多种工法。现经多种地基检测方法确认和充水实验验证及近4年的运营使用效果均表明：六个10万立方米油罐基础的地基承载力、最大沉降和差异沉降值，均满足设计要求和规范允许的限值。

**【关键词】**复杂的地质条件；针对性的基础类型；强强结合的地基加固方案；良好的地基加固效果。

### 0 引言

实际工程设计时常常会遇到建设场地的地质条件比较复杂的情况，最常见有非单一地层、地层厚度不均匀、相邻钻孔揭示的地层岩性不同及地层土的物理力学指标相差较大等，这些都会给项目的建设带来困难，并对工程设计提出较高的要求，具体体现在建、构筑物基础类型和地基处理方案的选用上。

地基处理方案的准确、合理性包括方案的针对性、可实施性、经济、省时及综合效益等诸多方面。本文工程实例就遇到了上述复杂地质情况，通过与现场紧密配合的动态设计，在地基加固和基础施工过程中多次调整、不断优化和完善，最终达到了工程设计的安全、合理、经济的原则要求，保证了工程的顺利进行。经过各类检测和充水试压试验监测，六个油罐基础的地基承载力、最大沉降和差异沉降值均满足设计和规范的要求。本工程的成功经验，为如何在复杂地质条件下优化大型储油罐地基基础的设计进行了有益的尝试。

### 1 工程概况

拟建场地位于大连市新港区，待建(构)筑物为六台10万立方米成品油储罐。库区内竖向设计标高为8.00m。

\* 收稿日期：2011年06月

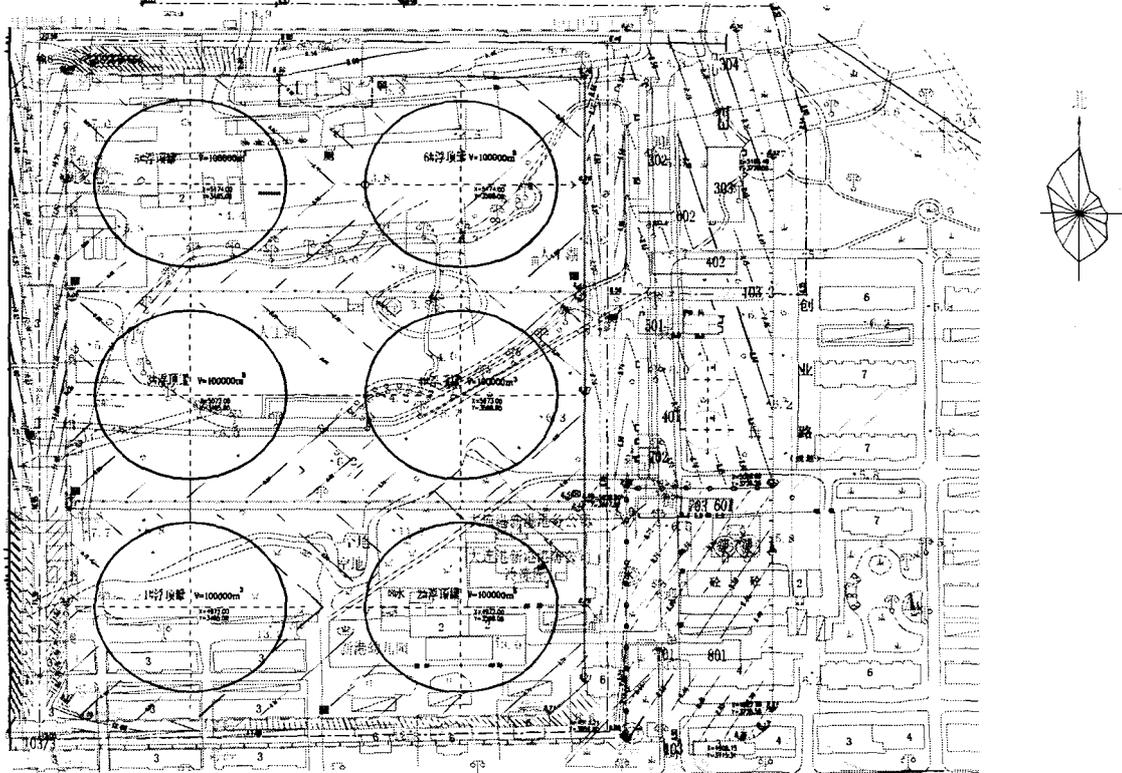


图1 库区总平面图

图1中西侧储罐编号自下而上分别为1#、3#、5#储罐，东侧储罐编号自下而上分别为2#、4#、6#储罐。

勘察场地位于大连新港港区的人工湖附近，地形复杂，人工湖四周均由填土堆积成人工地形，南北土堆最高20.00m，中间低洼并形成人工湖，原始地貌见图2。地面标高2.72m~18.60m，人工湖水面高程2.72m，地面相对高差15.88m。

勘察场地微地貌按成因类型分为构造剥蚀残丘、河流侵蚀堆积阶地和湖泊沼泽堆积平地三个区。

(1) 剥蚀残丘：分布在场地南北两侧，由震旦系长岭子组板岩( $Z_c$ )组成，基岩面不平，1#、2#储罐北侧基岩面高差最大13m。

(2) 河流侵蚀堆积阶地：分布在河谷两侧(已人工挖除大部)，由第四系上更新统( $Q_3^{dl-pl}$ )的粘性土和碎石组成，地面标高3.60~6.80m左右。

(3) 湖泊沼泽堆积平地：分布在中部，天然状态下由淤泥质粘土和局部的薄层砾、砂组成，现大部开挖成人工湖，水面高程2.72m。



图2 库区原始地貌

勘探深度内,场地地层自上而下为:

①杂填土 ( $Q_4^{ml}$ ): 褐色~红褐色, 稍湿~饱和, 松散~稍密。层厚, 0.20m~16.60m, 平均层厚, 3.24m。层底标高, -1.16m~14.38 m。

②淤泥质粘土 ( $Q_4^{al}$ ): 灰黑色~黑色, 含有机质, 局部地段夹薄层砂和砾, 并有少量碎石和块石。饱和~湿, 呈流塑~软塑状态。该层主要分布在 5#与 6#储罐南部和 1#储罐以北及 3#储罐地带。层厚, 1.10m~6.70m, 平均层厚, 3.15m。层底标高, -5.65m~2.23m。

③粘土 ( $Q_3^{dl-pl}$ ): 黄褐色, 该层分布不稳定, 仅个别钻孔揭露。层厚, 0.50m~4.80m, 平均层厚, 2.09m。层底标高, -1.60m~8.64m。

④碎石 ( $Q_3^{dl-pl}$ ): 黄褐色~灰褐色, 稍湿, 稍密~中密。该层分布不稳定, 部分钻孔揭露。层厚, 0.80m~5.30m, 平均层厚, 1.70m。层底标高, -6.25m~8.42m。

⑤全风化板岩 ( $Z_c$ ): 土黄色~黄褐色, 呈土状或碎屑状, 多数有残余结构强度。该层部分钻孔未揭露。层厚, 0.50m~6.10m, 平均层厚, 1.48m。层底标高, -5.70m~13.33m。

⑥强风化板岩 ( $Z_c$ ): 黄褐色, 风化裂隙很发育, 该岩体较破碎,  $F_{rk}=6.16\text{MPa}$  属软岩, 岩体基本质量等级 V 级。层厚, 2.10m~9.40m, 平均层厚, 4.34m。层底标高, -10.96m~9.42m。

⑦中风化板岩 ( $Z_c$ ): 灰绿色~青灰色, 节理裂隙发育, 岩芯呈短柱~长柱状, 岩体较完整,  $F_{rk}=16.95\text{MPa}$ , 属较软岩, 岩体基本质量等级 IV 级。揭露最大层厚, 10.20 米。

该场地地下水类型为潜水, 埋深 0.50~4.00m, 地下水位变化幅度 2~4m。各土层的地基承载力特征值和变形模量见表 1。

土层地基承载力特征值和变形模量

表 1

土层名称	地基承载力特征值 $f_{ak}$ , 单位 kPa	变形模量 $E_0$ , 单位 MPa
①杂填土	80	3
②淤泥质粘土	75	3.73
③粘土	130	8.0
④碎石	280	20.0
⑤全风化板岩	250	16.0
⑥强风化板岩	500	/
⑦中风化板岩	1500	/

根据场地地质、地貌及地形条件, 2#储罐属于抗震有利地段, 3#、4#、6#储罐、挡土墙属于抗震不利地段, 1#和 5#储罐按不利因素考虑也划分为抗震不利地段。拟建场地地质条件复杂, 主要体现在以下几个方面:

a) 地貌类型多。在  $450 \times 550\text{m}$  范围的建设场地就有构造剥蚀残丘、河流侵蚀堆积阶地和湖泊沼泽堆积平原地三种不同类型的地貌;

b) 地形复杂。库区南、北两侧地势最高, 标高为 18.60m, 中间低洼并形成人工湖, 人工湖水面高程 2.72m, 库区自然地面相对高差 15.88m;

c) 地层土分布、厚度和层底标高相差大。第 1 层杂填土厚度为 0.2~16.6m 层厚相差 14.6m, 层底标高为 -1.16~14.38m, 层底高差为 15.54m。第 4 层碎石层底标高为 -6.25~8.42m, 高差为 14.67m。第五层全风化板岩层底标高为 -5.7~13.33m, 高差为 19.3m;

d) 罐基础下地基土物理力学性质相差大。1#罐基础有 4/5 面积处于强风化板岩上, 1/5 面积处于回填土和淤泥层上, 基岩面埋深相差 15m。3#、6#罐基础下淤泥厚度、埋深和分布范围相差很大。4#罐基础下同时存有有淤泥、新近回填土和强风化板岩三种地基土。

## 2 储罐基础的设计

10 万立方米的油品储罐属于一级构筑物。储罐直径 80m, 高度 21.97m, 底面积  $5024\text{m}^2$ 。储罐地基荷载由两部分组成: 储罐设备自重 (含充水重量) 和基础自重 (环墙基础包括罐心回填土重量), 最大总重量  $10.70 \times 104\text{t}$ , 基础底面积压应力大于 250kPa, 所以要求储罐地基承载力特征值不能小于 250kPa。根据行业标准《石油化工企业钢储罐地基与基础设计规范》SH3068-95 要求, 10 万立方米储罐基础整体倾斜 (任意直径方向) 沉降差允许值为 280mm, 罐周边不均匀沉降每 10m 不大于 25mm, 储罐中心与储罐周边的沉降差  $\geq 8\text{mm}$ 。

罐体基础附加应力影响深度达数十米。在基础以下 10m 范围内, 附加应力值几乎没有衰减, 库区内基岩以上所有土层均在压缩变形范围内。库区内有的罐基础下同时存有淤泥、新近回填土和强风化基岩三种岩性相差甚远的地基土, 而且基岩面高差达 14m 之多。这对于对沉降和差异沉降要求严格的大型储罐地基的加固提出了更高、更严的要求, 也大大增加了地基处理设计和施工的难度。本工程大型储罐采用内浮顶形式, 如果地基产生较大的差异沉降会导致罐体变形, 使内浮顶卡在罐内壁的滑道上不能使用而报废, 不但会造成重大经济损失,

而在处理该类报废储罐时，还容易引起火灾、爆炸、环境污染等事故和次生灾害。

### 2.1 1#储罐基础和地基方案的确定

#### (1) 地质情况

1#储罐位于库区西南角地势最高的位置，但是大约有 1/5 储罐底面积悬在沟内侧（图 3 平面图中阴影部分）。地势高处基岩出露，沟内低处则存有大量流塑状淤泥质土和新近回填土（见图 4 的 20-20' 地质剖面图）。

#### (2) 地基和基础类型确定

储罐基础设计标高为 8.00m，沟顶中风化板岩顶标高在 14.00m 左右，沟底淤泥层底标高为 -2.72m，基岩面高差 17.00m。由于储罐基础底面大部分坐落在中风化基岩上，无论怎样加固沟内侧的软土其差异沉降都是不能避免的。只有采用支承在中风化基岩上的桩基，才能满足储罐基础差异沉降的要求。经过综合分析确定：1#罐基础形式为桩-天然地基联合基础。

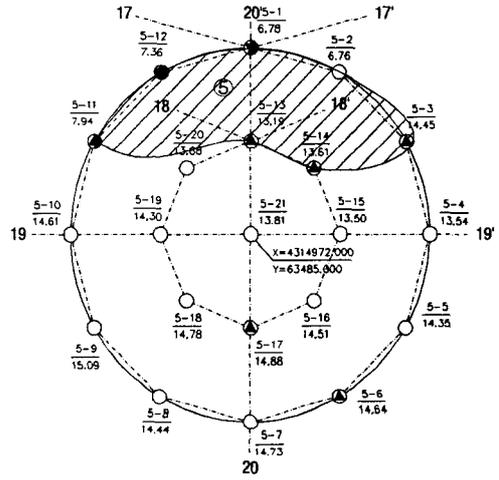


图 3 1#储罐地质平面图

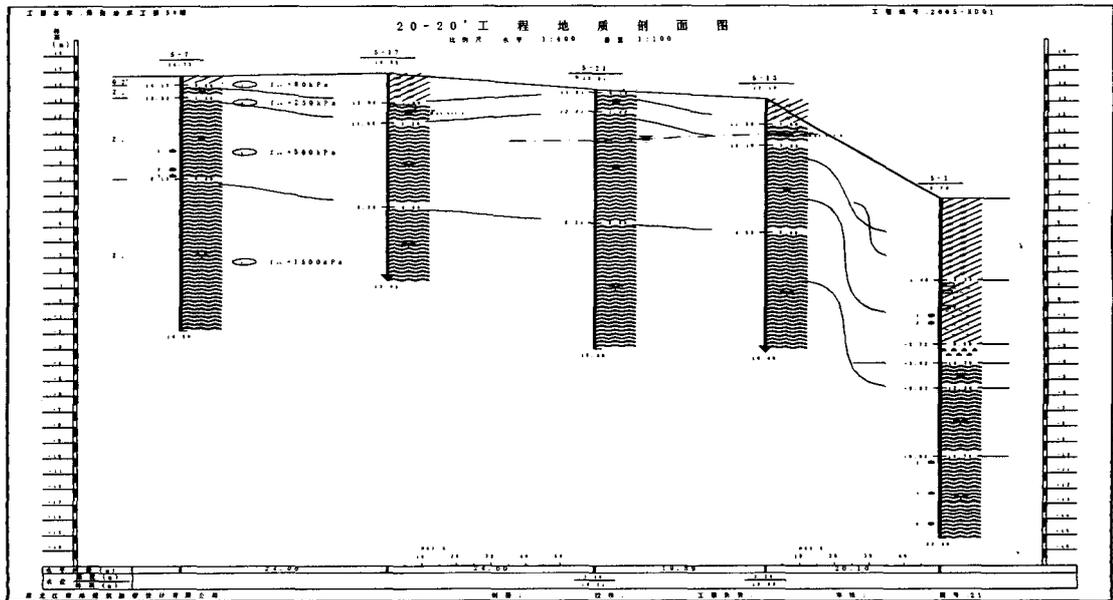


图 4 20-20' 地质剖面图

#### (3) 基础和地基设计细节

1#储罐桩-天然地基联合基础，由钢筋混凝土构造底板将桩基础和天然地基联为一体。

为了防止两种不同类型基础间的差异沉降,还采取了以下加强措施:

- a) 在基础底板下增加了一层 500mm 厚的碎石垫层,调整微小的差异沉降;
- b) 桩基础采用持力层为中风化板岩的人工挖孔桩,确保桩底沉渣和桩侧泥皮厚度符合设计要求;
- c) 桩基周围的淤泥质土和新近回填土在进行强夯加固处理后,再施工人工挖孔桩。

1#储罐基础剖面见下图 5。

#### (4) 地基及基础使用效果

2007年6月上旬进行了充水试压试验,储罐基础最大绝对沉降 5mm,最大沉降差 3mm,基础的设计取得了成功。基础设计概念清楚、基础施工质量完好是该储罐基础建设获得成功的关键。

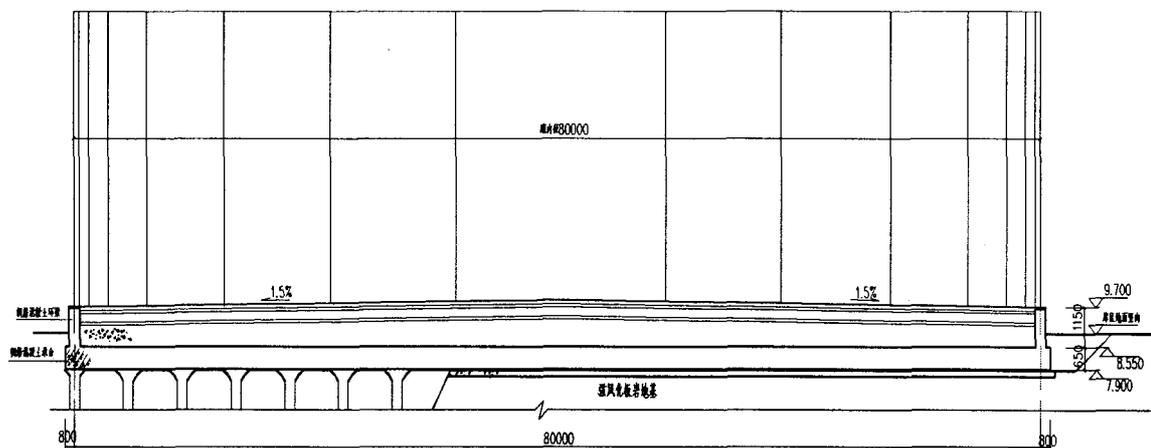


图 5 1#储罐基础剖面图

#### 2.2 4#储罐基础和地基方案的确定

(1) 地质情况。4#储罐位于库区中部靠东一侧,大约有 2/5 储罐底面位于人工湖淤泥土内,2/5 罐底面积为新近回填土,1/5 罐底面积为中风化基岩(见图 6 和图 7)。地基土岩性相差极大,储罐基础最易出现不均匀沉降。图 8 中 13-13 地质剖面图形象地展示了沿储罐环墙基础的地质土层变化情况。

(2) 地基和基础类型确定。储罐基础设计标高为 7.70m,罐基础下强风化板岩顶标高变化大,基岩面高差 15.00m。沿储罐钢筋混凝土环墙基础的地基土岩性从软弱的淤泥土到中风化基岩,差别巨大。如果地基处理不好,极易造成沿环墙基础的差异沉降,给储罐的正常使用留下安全隐患。

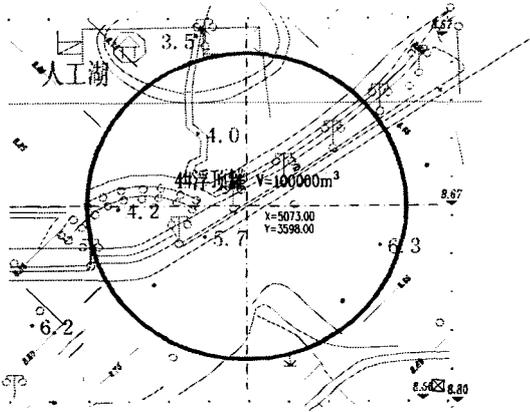


图6 4#储罐平面位置图

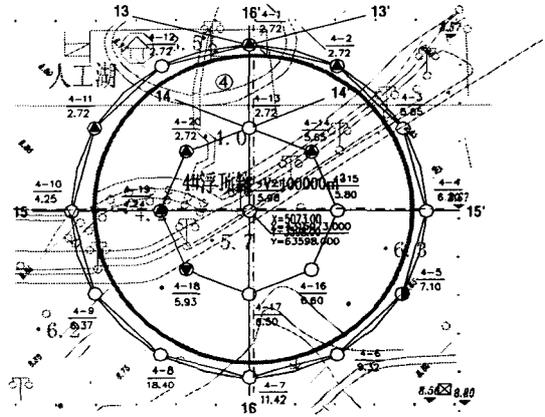


图7 4#储罐地质平面图

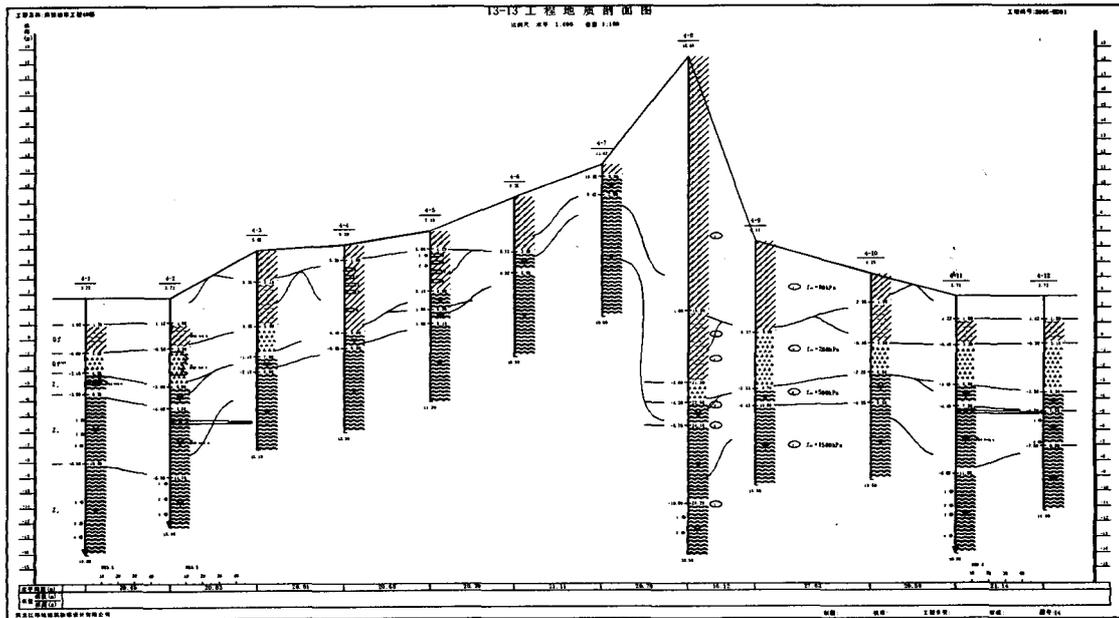


图8 13-13地质剖面图

选择怎样的地基处理方案才能满足储罐基础差异沉降的要求是首要问题。由于储罐基底将近 4/5 是人工湖的淤泥质土和新近回填土，强度低，变形大，自然地面标高低（绝对标高约 1.7m）。为了消除差异沉降的安全隐患，首先必须加固处理这 4/5 的软弱土，使其强度和压缩变形值接近强风化基岩。但是沟内人工湖淤泥面到设计基础底标高的回填土厚度达到

7.3m, 沟岸上的基岩面又高出基础设计底标高近 3m。如何解决岩性和高差相差悬殊的基础持力层是 4#罐基础地基加固设计的关键问题。

经过综合分析确定 4#罐地基处理采用分层加固方式: 第一层加固地基顶标高为 3.50m, 主要采用强夯置换和异型锤置换法加固新近填土和置换淤泥软土, 要求加固后的置换墩基础承载力和变形参数与强风化基岩接近, 以控制罐基础的差异沉降, 罐基础底面内高于 3.5m 的基岩部分采用爆破方式予以清除; 第二层加固地基为厚度 4.2m 的新近回填碎石土, 要求其中风化炸山石块的含量不能小于 60%~70%, 采用 6000kN.m 强夯挤密法加固, 使其成为调整基础不均匀沉降的深厚垫层。图 9 为加固设计示意图。

(3) 地基处理效果。2007年6月中旬进行了充水试压试验, 储罐基础最大绝对沉降 14mm, 最大沉降差 47mm, 完全符合设计规范的要求。该地基加固设计成功的关键是: 找准地基处理的要点, 采取有效的解决方法。

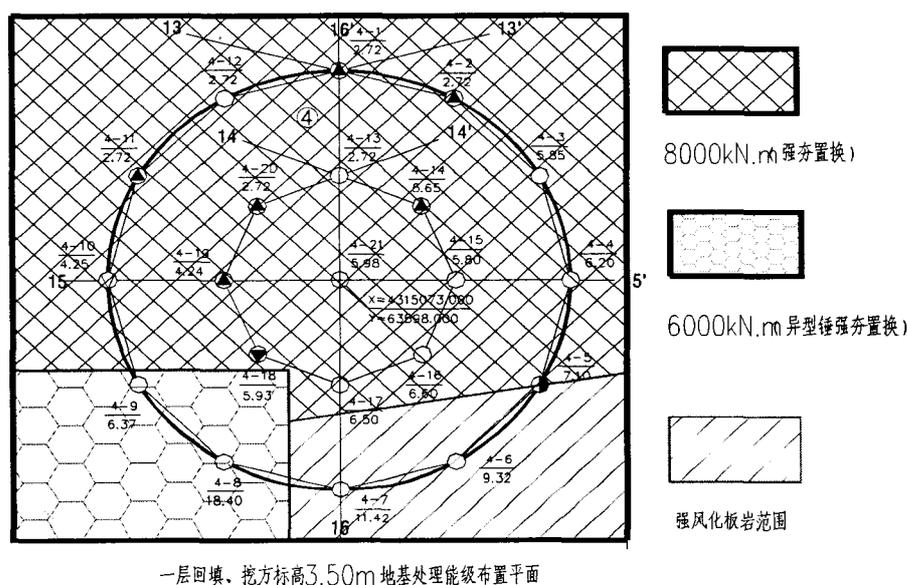


图 9 4#罐基础加固设计示意图

### 2.3 大直径振冲碎石置换挤密桩复合强夯加固方案

3#储罐基础因距离未拆迁建筑物太近, 不能按原定的强夯置换加固方案施工, 因此还拖延了工程的工期。为了确保业主确定的油库运营时间, 对地基加固方案进行了修改。在不危及建筑物和保证地基处理效果的基础上, 根据 3#储罐基础的地质情况: 确定采用大直径振冲碎石置换挤密桩复合强夯的加固方案。

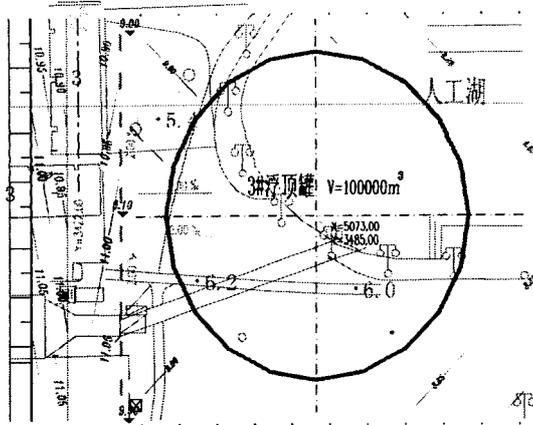


图 10 3#储罐平面图

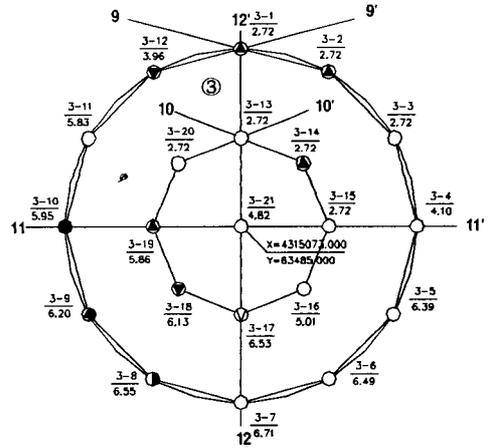


图 11 3#储罐地质平面图

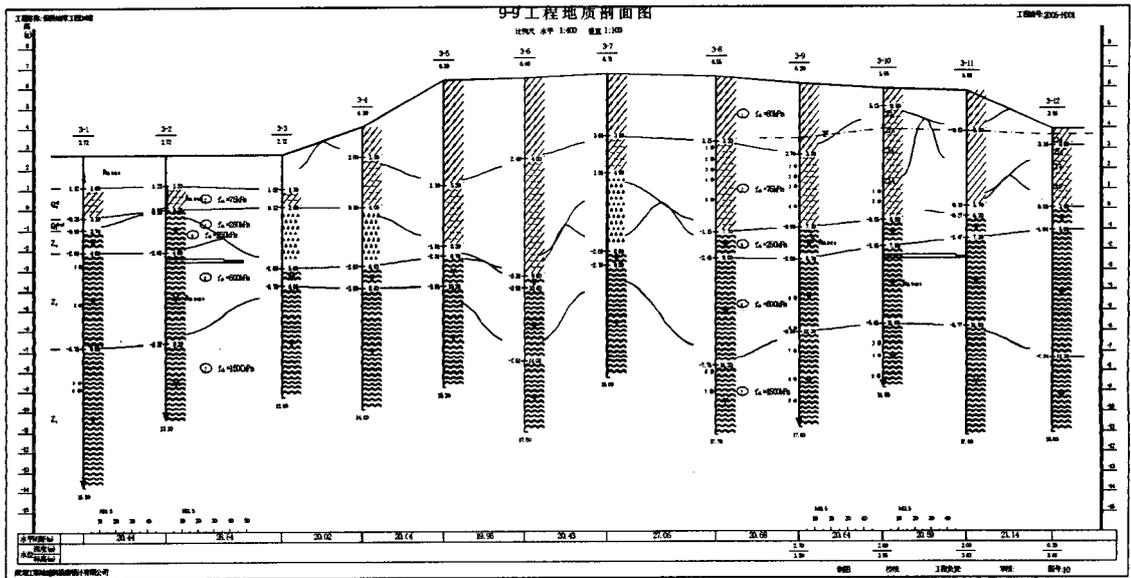


图 12 地质 9-9 剖面图

(1) 地质情况。3#储罐基础一半座落在人工湖上，一半在湖岸上。实际湖岸下面仍然存有大量的淤泥质土，最厚处达 5~6m。如果要达到基础底标高 7.80m，场地低处还要回填近 7.0m 的填土，见图 12 地质 9-9 剖面图。

(2) 加固方案的特点和做法。采用大直径振冲碎石置换挤密桩复合强夯的加固方案，可以一次性加固处理近 12m 深的软弱土。该工法对回填土没有含石量的要求，可以利用库

区原有土源。采用超大功率振冲器和级配碎石,加固处理后不但可形成到达强风化基岩上的直径 1.2m 的致密碎石桩体,还能同时挤密碎石桩间土层,形成整体性好、承载力高、压缩性低的优质复合地基。

但是单独采用大直径振冲碎石置换挤密桩加固方案,在地基土上部 5.0~6.0m 范围内,复合地基的承载力和抗变形能力相对比较差,在储罐充水预压和正常使用时地基沉降量较大。

为解决这个问题,本工程采用了复合强夯法。即在大直径振冲碎石置换挤密桩施工(见图 14)完成后,再采用普夯方式,满堂加固密实振冲碎石置换挤密桩的上部地基土和碎石垫层。



图 13 4#罐基础施工现场

(3) 加固工程的施工参数。加固工程的施工参数如下:

- ① 振冲器功率: 130kW;
- ② 布桩形式: 罐区内及管区环梁外扩 8m 范围内采用间距 1.8m 等边三角形布桩, 罐区环梁外扩 8m 范围外采用间距 3m 等边三角形布桩;
- ③ 碎石桩平均桩径 1.2m;
- ④ 振冲碎石桩平均桩长 11m。要求振冲碎石桩穿透淤泥质粘土层进入碎石层或强风化板岩层;
- ⑤ 振冲桩桩体材料: 罐区内石料采用级配碎石, 材料粒径为 4~9cm, 含泥量不大于 5%; 罐基础外扩部分碎石料采用新鲜无风化、坚硬的山皮石, 材料粒径为 4~40cm, 含泥量不大

于5%;

⑥ 强夯设备: 夯锤锤重20吨, 夯锤直径为2.50m;

⑦ 强夯施工参数: 强夯点夯能级为3000kNm, 分两遍施工, 每一点夯击数不小于8击, 终夯标准是最后一击夯沉量小于5cm。满夯能级1000kNm, 每点击数不小于2击, 锤印相切1/3。

(4) 地基处理效果。2007年7月下旬进行了充水试压试验, 储罐基础最大绝对沉降17mm, 最大沉降差208mm, 完全符合设计规范的要求。该地基加固设计成功的关键是: 掌握各类地基处理方法的原理, 根据场地土的实际情况, 使其强强联合, 各取所长。



图14 大直径振冲碎石置换挤密桩复合强夯加固现场

### 3 总结

复杂地质条件下选择地基加固处理方案时, 除了综合考虑场地工程地质、水文地质条件、建构筑物对地基的要求、建筑结构类型和基础形式、周围环境条件、材料供应情况、施工条件等因素, 还应考虑上部结构、基础和地基的共同作用, 经过多个方案的技术经济指标比较分析后选择适合的基础和地基方案, 并通过现场的试验确认后再实施施工。

由于地质条件的复杂, 本库区的六台储罐的地基类型无一相同: 1#储罐采用天然地基加桩基; 2#储罐采用天然地基; 3#储罐采用大直径振冲碎石置换挤密桩复合强夯的复合地基; 4#储罐采用强夯置换加深厚密实垫层复合地基; 5#储罐强夯挤密复合地基; 6#储罐强夯异形锤双层置换复合地基。虽然地基类型无一相同, 但是效果却是相同的: 承载力、沉降值均满足设计和规范要求。

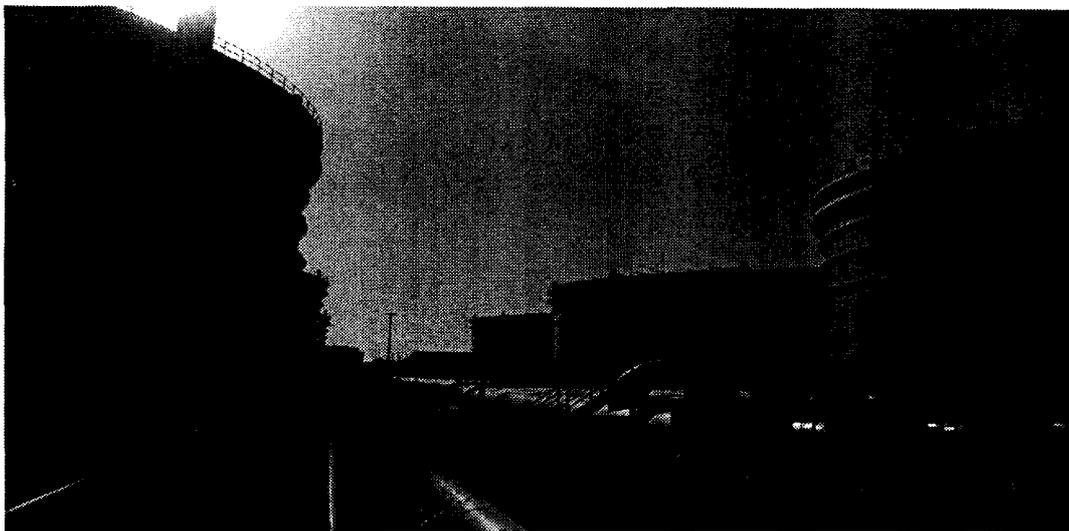


图 15 已经建成投入使用的六台 10 万  $\text{m}^3$  储罐

经过近两年紧张有序的施工，六台 10 万立方米储罐 2008 年 12 月底一次性验收合格，正式交付使用，至今运行正常（见图 15）。该项目还获得了 2009 年中石油天然气总公司和山东省优秀勘察设计二等奖。

总结整个工程的基础和地基加固的设计工作有以下体会：地基加固方案要“量体裁衣”、精细设计。根据不同的工程荷载对地基承载力、变形能力及稳定性的不同要求，依据不同的地质条件进行针对性的加固设计。各种地基加固方法要各取所长、有机结合、综合运用，即可达到最佳的加固效果。此外选择代表性场地进行相应的室内和现场试验，通过必要的检测和监测，为设计、施工提供相关参数和依据，这是地基处理顺利实施的重要保证。

#### 参考文献

1. 建筑地基处理技术规范. JGJ79-2002 [S], 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
2. 建筑桩基技术规范. JGJ 94-94 [S], 北京: 中国建筑工业出版社, 1995.

## 严重下沉倾斜危楼地基加固双向顶升纠偏实例

陈国政, 杨建良, 陈守平

(中国有色金属工业西安勘察院基础托换工程公司, 陕西 西安 710054)

**[摘要]** 某五层楼房下沉 580mm, 最大倾斜率达 19.1‰成为危房。本文介绍了经采用预压桩托换进行地基加固补强双向顶升抢救治理设计、施工与有关实验。据获得成果分析, 倾斜率回到 1.5‰与 4.0‰。达到国家现行技术标准<sup>[1]</sup> (小于 4.5‰的要求), 转危为安, 实践证明技术可靠, 加固纠偏是成功的, 免去拆除重建, 经济效益显著。

**[关键词]** 预压桩; 地基加固补强; 顶升纠偏基础托换

### 0 前言

建筑物基础埋置在自重湿陷性黄土地层上, 由于地基处理、防水欠佳, 一旦被水浸泡, 湿陷、软化、承载力大幅度降低, 产生不均匀沉降, 会造成结构墙体开裂和严重倾斜, 成为危房, 屡见不鲜。拆除可惜, 重建时间长且经济损失巨大, 难以承受。

为此, 寻求一种简而易行的可靠方法尽快控制地基稳定, 并支出较小 (相当原造价残值 50%以内), 才可认为既经济又合理<sup>[2]</sup>。

作者 20 多年在西北地区承担 100 多项危房抢救治理中, 采用预压桩托换技术进行地基加固顶升纠偏, 竣工后化险为夷。某些频于拆除厂房和民用建筑得到恢复使用, 为国家节省大量建设资金。所加固纠偏的既有建筑物至今 5~15 年了, 经回访仍一直发挥正常使用功能, 并经得起地震考验, 这对抢救危房收到奇特效果<sup>[3][4][5]</sup>。由此充分证明: 预压桩托换地基加固顶升是一项实用技术、效果可靠、能立竿见影, 并经得起时间考验, 利国利民的好方法。

本文以某工程为实例进行介绍, 以期达到交流借鉴目的, 不当或谬误之处恳请批评指正。

### 1 工程概况

甘肃省靖远煤电有限公司 6 号单身楼建于 1999 年, 设计为五层, 高 14.65m, 平面尺寸为 12×60m、长 59.67m, 中间设有 0.27m 宽沉降缝, 砖混结构。为坐南朝北、东西向呈一字型。

\* 收稿日期: 2011 年 04 月

基础情况：采用天然地基设有地圈梁，为砖砌大放脚条形基础，基础埋深—2.2m。

地质条件：基础下持力层属自重湿陷性黄土，承载力低（ $F_k=120\text{MPa}$ ）。

地基处理：基底下为 1.0m 厚 3:7 灰土垫层和 1.5m 厚素土垫层。

该建筑建成经使用至 2006 年 10 月发现建筑物基础产生不均匀沉降和倾斜，由于未能及时进行加固处理，逐渐发展恶化。根据现场踏勘，地基病害的特征为：

(1) 楼房结构墙体普遍出现裂缝，楼西大半部极为严重，裂缝呈“半个八字型”，斜向  $45^\circ$  角对称性。由底层延伸至顶层，缝宽 10~50mm，长达 1.0~3.0m，由于被拉及挤压作用成扭曲状态，造成门窗错位变形，参见图 1~2。

(2) 楼房中部顶端垂向断裂，断缝下窄上宽为 50~180mm，前后透亮，险情明显，令人惊恐，见图 3。

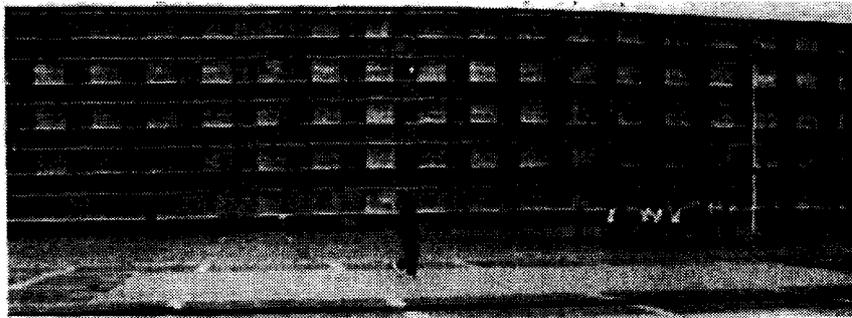


图 1 加固纠偏前，地基因下沉结构墙体严重开裂楼房南侧立面剖视实况  
(最大下沉 580mm，倾斜率 19.1‰)



图 2 楼南侧 1-5 层代表性结构墙体严重开裂  
破损、粉碎成块，裂缝内外透通，导致  
窗框弯曲外观



图 3 楼中部顶端结构体系严重竖向断裂  
缝宽 50~180mm 前后透亮实况

(3) 地面下部多处地圈梁悬空高达 50~100mm。

(4) 室内外地面明显断裂和倾斜，最大缝宽 50~80mm，长达 1.0~4.0m。综合上述楼

房有面临倒塌危险，住户惊恐万分，被迫全部撤离脱险。

2008年测量结果发现：西南角最大沉降580mm，向南偏斜为280mm，倾斜率19.1‰，西北角下沉为360mm，向西偏斜为180mm，倾斜率达12.6‰，沉降最大速率为1.0mm/d，表明沉降快地基不稳定，远超出《危险房屋鉴定标准》(JGJ25-99)中的允许值(7‰)，经鉴定属严重危楼，必须急速加固处理，否则拆除不能使用。经专家论证：采用可靠方法加固后有继续使用价值。业主考虑拆除甚为可惜，重建经费巨大，故最后决定，对该楼进行加固纠偏治理。

## 2 场地工程地质条件简述

场地位于甘肃省靖远县平川区王家山矿家属住宅区范围内，原地貌为斜坡地，通过建筑整平场地平坦。地层为：第四系全新纪风积粉土、冲洪积粉质粘土组成。基础底面地层土体特征及物理力学性质如表1。

基础底面下各土层物理力学指标

表1

编号	土体类型	深度(m)	w (%)	$\gamma$ (g/cm <sup>3</sup> )	$I_L$	e	w <sub>L</sub> (%)	$a_{1-2}$ (MPa)	$E_{s1-2}$ (MPa)	$\delta_s$	$\delta_{zs}$	$f_{ak}$ (kPa)
1	灰土	3.9	7.4	1.62	>0	0.783	22.2	0.26	6.92	0.029	0.016	120
2	黄土状粉土	10.2	11.13	1.58	>0	0.883	21.8	0.75	2.57	0.057	0.028	80
3	粉质粘土	10.0 以下	22.8	1.86	0.25	0.778	21.8	0.35	5.01	0.006	0.004	100

注：基础埋深-2.2m，本资料为长期被水浸后补勘结果，已失去部分湿陷性。

## 3 地基病害根源

场地地基产生不均匀沉降，导致结构墙体严重开裂和倾斜。根据现场踏勘、调查和所挖掘操作坑揭露，经分析地基病害的主要原因如下：

(1) 地基受压层属于高压自重湿陷性黄土，在楼西部北侧、南侧分布有8个排水井，而南侧还有排水沟(图4)。检查发现管道多处严重漏水，因地面排水不畅，使集水渗入地下浸泡。

(2) 管理不善，检查挖掘操作坑剖析地下管道时发现，洗脸间、厕所基础下有大量稀泥，呈饱和和流塑状态。

(3) 地基处理欠佳，灰土垫层外放仅1.0m，厚度1.0m外放尺寸过小，水从灰土垫层边缘渗入基底下部，产生湿陷。

综上所述：结构墙体开裂、倾斜，已遭受严重破坏，是地基土长期被水浸泡湿陷、软化、承载力大幅度下降，从而导致地基不均匀过量沉降所致。

## 4 结构强度检测与可行性评价

### 4.1 结构强度检测

为了解既有建筑结构强度能否满足压桩, 顶升施工要求, 为设计提供可靠依据, 在砖砌体与地圈梁上选择代表位置, 采用快速简捷回弹仪试验方法, 现场进行了实验, 其结果见表 2。

结果表明: 测定值均大于 30MPa, 满足压桩与顶升施压要求, 是安全可行的。

回弹仪测定结构强度结果表

表 2

测定位置	测定值 $R_n$ (MPa)		备注
	地圈梁	砖砌体	
桩 2 附近	29.3	35.3	原设计指标 $R_n \geq 25\text{MPa}$ 满足 承压要求
桩 6 附近	31.3	31.3	
桩 9 附近	31.3	30.3	

注: 表中数据均为频数  $N=3$  的平均值; 根据计算通常当  $R_n \geq 25\text{MPa}$  时, 满足压桩施工 500kN 要求。

### 4.2 安全度评价

(1) 地圈梁有的虽然出现裂缝或悬空, 但结构强度测定值  $R_n \geq 30\text{MPa}$ , 证明强度高整体刚度好, 根据经验只要对出现有断裂缝地圈梁部位, 采取托梁作顶板施压即可达到设计压桩顶升目的, 可确保安全实施。

(2) 根据施工前调查, 楼房即便出现较大的裂缝、倾斜, 但结构体系除出现裂缝较宽外其它的部位良好无损, 通过压桩加固补强顶升托换后消除地基隐患可恢复正常功能, 有继续恢复使用价值。

(3) 楼房结构底部有强度较高地圈梁直接支托结构荷载。受力状态符合砖砌体承重结构中的房屋刚度标准, 如: 承重纵、横墙较多, 墙距较小 (最大墙距 3.3m), 各受力纵、横墙互相连接好等。这一切表明这栋楼房属于砖砌体承重结构中的刚性房屋类型, 有利于整体传力。

综合上述分析, 这座楼房具有较好的整体刚度, 当出现较大倾斜后, 楼房外型上部结构整体性良好, 适宜采用压力顶升纠偏施工。

## 5 地基加固补强顶升纠偏方案

本楼房下沉与倾斜甚大, 顶升时需由南向北和由西向东双向顶升, 并且中间已断开成扭曲型, 属具有高难度、高险度疑难工程。

经分析用一般常规方法不可行, 根据 100 多项工程实践经验采用《预压桩托换加固补强压力顶升纠偏方案》为最佳可行, 因它具有以下突出特点:

(1) 设备小巧、机理明确, 具有直观可知性, 人为可控、技术可靠、施工速度快。

(2) 原理: 借建筑物地圈梁或基础上部结构作反力, 于基础下保持垂直压桩支顶。压桩结束, 保持恒压稳定后再顶升纠偏, 使建筑物沿某一直线 (点) 作整体面转动, 即可使倾斜建筑物得到纠正。经托换可阻止桩顶回填, 并形成桩顶向上反力, 有效地支顶上部结构荷载, 控制地基不再产生新的沉降, 从而提高地基提高承载力和抗震性能, 根除病害, 保证建

筑物恢复正常安全使用功能并延长使用寿命, 工程实践证明它是一种根治的可靠方法, 故被业主采纳。

## 6 地基加固补强顶升纠偏设计与施工

根据场地踏勘调查, 该楼地基差异沉降较大, 大于 300mm, 且沉降不稳定, 实属危房, 需进行整体加固补强和双向顶升纠偏, 顶升范围为楼房中间结构墙体断裂线以西扭曲倾斜大部分(图4)。先进行地基加固补强, 待有效控制地基稳定再顶升纠偏。加固顶升纠偏严格遵照文献<sup>[1, 7]</sup>有关规定进行, 结合工程具体情况设计与施工如下。

### 6.1 地基加固补强设计与施工设计

(1) 采用钢筋砼预制桩, 桩截面尺寸: 20×20cm, 强度等级为 C30, 配 4φ14 钢筋及 φ@150 箍筋。

(2) 根据场地地质条件, 确定桩段每节长度为 0.8m、1.0m 及 1.2m, 尖桩 1.2m 锥角 60° 桩接头用电焊接桩。

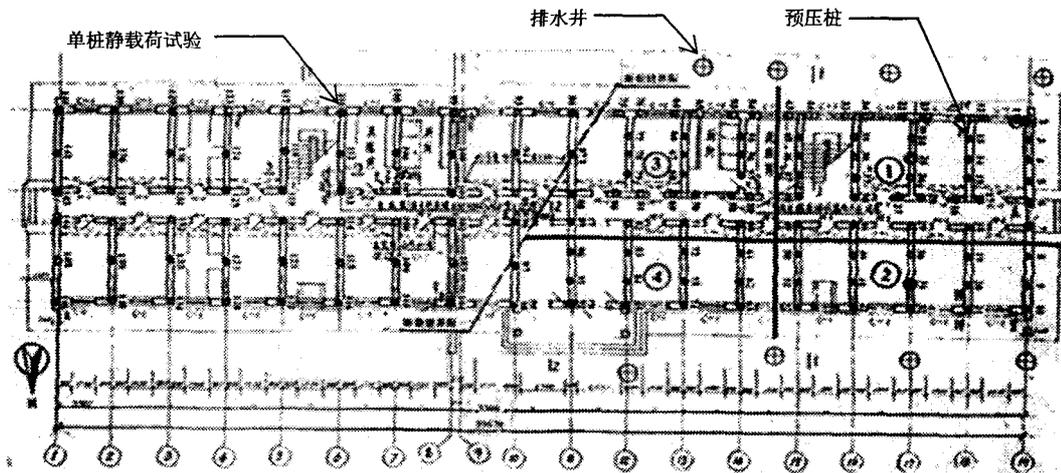
(3) 压桩终止压力与桩长采用双控法, 既要满足 1.5 倍单桩竖向承载力标准值, 又要控制桩尖进入力学性能较高的非湿陷性土层内。

(4) 单桩承载力标准值设计及布桩, 按建筑物结构总荷载计算, 采用下面经验公式计算为:  $\sum Q = L \times 33 \times N = 75240 \text{ kN}$

式中:  $\sum Q$ ——建筑物总荷载 (kN)

L——条形基础长度 (L=456m)

N——建筑物层数 (N=5)



说明: ●—预压桩      ⊙—单桩静载荷试验  
 ⊕—排水井      ①—顶升分段编号

图4 预压桩托换地基加固补强顶升纠偏施工示意图

因承载力降低甚大,故托换率取经验值 0.65,则单桩承载力标准值设计  $R_k$  为 300kN。

(5) 根据地基下沉情况,于基础下共布 146 根桩,其中顶升桩 93 根,楼西半部顶升部分桩间距为 1.0m~1.5m 及 3.3m,均布置于纵、横墙交叉承重部位,其平面位置见图 4 所示。

(6) 为验证设计单桩承载力标准值的可靠性,评价、指导压桩施工,在基础下选择代表性桩做一定数量单桩静载荷试验(以下简称试桩)。

(7) 在挖操作坑过程中突然发现多处地圈梁悬空产生断裂,恰好均在承重压桩部位,经分析:因反力不够不能满足加固、顶升施压要求,必须采取有效措施。否则,如遇不测会危及生命和财产安全。为应急,设计用强度 C30 预制桩代替托梁进行压桩。

施工步骤如下:

- 1) 准备工作:选择施压千斤顶、连接的压力表、电动油泵观测的仪表等,并进行标定配套。
- 2) 按布置桩位挖竖坑、开洞,对硬层采用气压缩机送风、风镐掘进,地圈梁下压桩支顶。
- 3) 地面电动油泵加压观测,坑下于地圈梁中心下操作压桩;对地圈梁断裂部位,采用预制桩,托梁两端由千斤顶支托,中间进行压桩满足规范和设计要求。参见图 5。
- 4) 压桩结束桩顶上安好托换支架和千斤顶,取顶升压力之半保持恒压稳定,随后按规范要求要求进行试桩(图 6),待顶升纠偏。



A 地面电动油泵控制加压与观测



b 采用预压桩代替托梁进行压桩

图 5 压桩施工全貌

## 6.2 顶偏升纠设计与施工

采用压力顶升托换法,利用千斤顶在基础下将倾斜楼房顶起。使上部结构沿一特定的位置进行分离,沿某一轴(或一点)做平面转动即可使倾斜建筑物得以纠正。它具有不降低原建筑物标高和使用功能,该方法纠偏速度快、具有防震防倾斜等特点。为此,根据楼房下沉,倾斜值扭曲范围设计为:

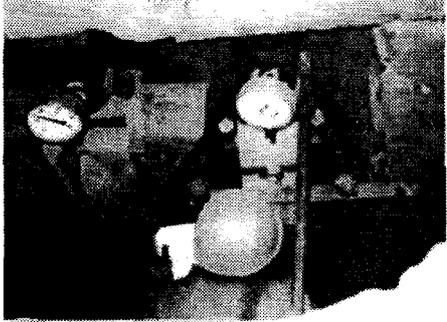


图6 压桩结束, 桩顶上固定好托换支架、千斤顶施压, 并保持恒压。

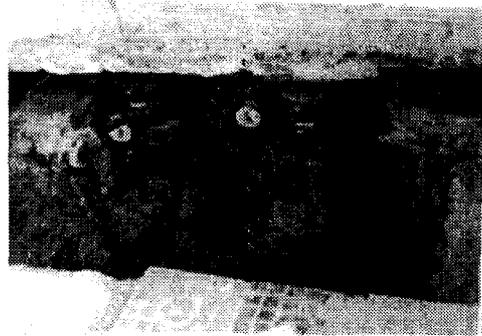


图7 正在同步顶升施压补压保持压力平衡, 经倒程垫好钢垫块后地圈梁被抬高 15cm 情景

(1) 顶升分为 4 段为双向同步顶升, 按图 4 中顶升顺序: 先①后②, 当最大下沉部位地圈梁被顶起, 沉降差缩小接近零时, 接着再顶升③和④, 即从楼南沉降较大部位向北侧沉降较小部位进行顶升, 随后再由西部向东部顶升, 如此经多次反复循环进行顶升抬高基础, 达到设计顶升量。

(2) 控制倾斜率小于《危险房屋鉴定标准》(JGJ125-99) 允许值范围内, 但要满足业主提出的 5‰要求方可终止。

(3) 顶升纠偏结束需进行托换、回填夯实, 支模浇灌砼承台及恢复地面原貌。

### 6.3 顶升纠偏的施工

本工程施工顺序与工艺为:

(1) 按布置的 93 个顶升点分为 4 个顶升段, 将带有压力表 500kN 千斤顶置于地梁与桩顶间, 上下垫好钢板, 调整千斤顶活塞高度 (均为 30mm), 随后加压先控制指定常数, 待压力稳定顶升。

(2) 选择通视固定控制点进行位移量观测, 采用水准仪、经纬仪进行沉降监测, 及时反馈, 进行信息化施工。

(3) 试顶: 首先详细检查施压系统千斤顶塞行程、仪表及常数压力是否正常, 保压程度可靠度如何? 如发现不正常要及时妥善处理解决。经检查认为一切正常方能进行正式顶升。

(4) 顶升指定专人统一指挥, 明确分工, 各负其责, 采取顶升力与顶升量双控制原则, 按前述设计分段分级施加荷载, 同步轮流进行, 并及时补压保持指定荷载。

(5) 顶升施加压力要缓慢进行, 开始每级荷载要小于上部结构荷载的 1/10, 顶升量控制 6mm 以内。以后视具体情况逐渐增加, 当基础底面大部分脱离时可相应增大, 但每一级施加压力后要间歇 10~20 分钟, 此时若有降压, 则不断补压, 保持压力稳定及各项升点压力平衡。

(6) 千斤顶倒程, 当活塞行程超过 150mm 时, 注意倒程。其操作是先将相邻前后左右

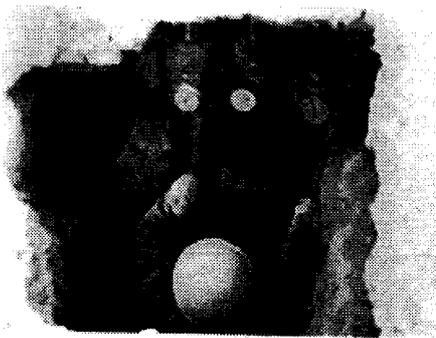
顶升点千斤顶补压，控制本级压力恒定，防止不测，然后再将桩顶上固定托换支座两侧安放两台并排千斤顶同步加压，当顶升千斤顶压力回零时，活塞回原位暂取出，将提前准备好适合尺寸钢垫块，垫在桩顶上，再将千斤顶坐在垫块上然后施压至原来压力上，再继续顶升。

(7)根据每级加压顶升的监测数据，要及时调整各段顶升点施压值，使之保持压力平衡，控制顶升量。顶升点压力大小基本相当，但顶升量不同，需经过多次反复加压和补压，当观测顶升量与倾斜值满足设计和使用要求时终止，上述施工具体操作参见图7。

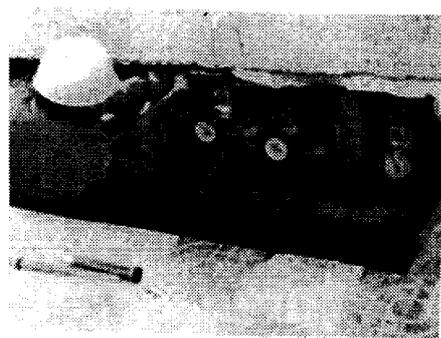
(8)基础托换，在桩顶托换支座两侧安置两台并排带有连接压力表千斤顶，同步加压至桩顶千斤顶压力回零时取出，随后放入托换钢管，顶端塞入垫钢板并用锤打紧，这时两台千斤顶同步回压为零，托换完毕，拆卸装置再将托换钢管上、下两端用电焊焊牢固(图8)。

(9)每个操作坑回填夯实后支模，按设计要求采用强度 C20 浇灌砼承台，并用振动棒捣实，将桩头和托换钢管包裹起来，与基础连接整体。

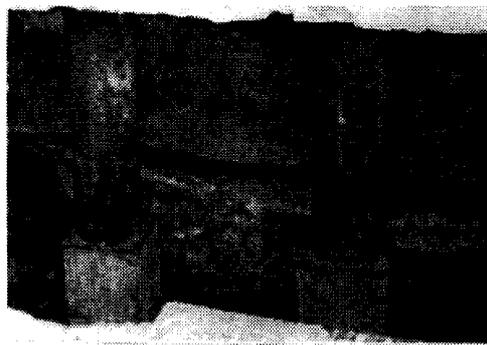
(10)对挖操作坑破坏地面用砼强度 C15 恢复原貌。



a 桩顶两端并排千斤顶同步施压、顶升、倒程和托换景观



b 取出顶升千斤顶放入托换钢管、并将钢管用锤打紧外观



c 托换后钢管上、下两端焊牢固及基础顶起 150mm 实况

图8 基础下桩式托换设备及操作全貌

## 7 地基加固补强顶升纠偏成果分析及评价

根据所获得原始资料, 主要成果分析与评价如下:

### 7.1 预压桩

绘制代表性压桩力  $P$  与桩尖入土深度  $H$  关系曲线图 9。

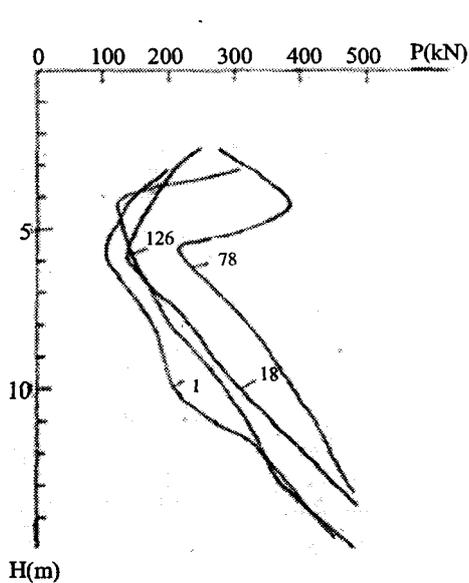


图9 桩编号1、18、78及126的  $P$ ~ $H$  曲线

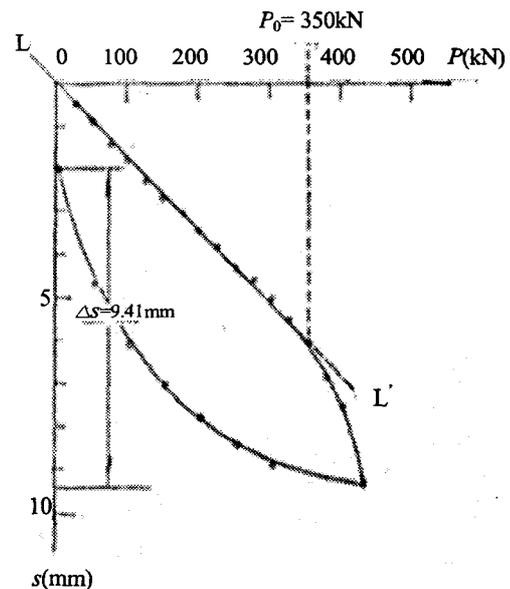


图10 桩编号25的试桩压力  $P$  与沉降  $s$  关系曲线

由此得出:

(1) 桩尖入土深度  $H$  为 10.76~17.46m, 平均 13.51m, 桩尖均进入力学性能较好的底层中。

(2) 压桩压力  $P$  随着桩尖入土深度增大而增加, 但不成比例, 当桩尖进入不同地层中时, 压桩力随之发生明显变化。当桩尖穿过同一土层时, 压桩力也不相等, 而且随深度增大有时出现反常现象, 如楼西部的  $P$ ~ $H$  曲线可见, 桩编号 1、78 当桩尖入土深度  $H$  在 4.0m 下曲线明显倒转, 压桩力随深度增加而减小, 而其它曲线在基础下 2.0~6.0m 范围内, 随深度增加而压力反而减小, 且均在基础持力层范围, 而当深度超过 6.0~7.0m 以后, 曲线随深度一直增加而增大。分析原因, 是土层软硬程度不均匀, 受水浸泡程度不一, 使地基土湿陷、软化, 导致承载力大幅度降低所致。据调查楼西半段基础下过去有冲沟, 地下管道曾严重漏水, 使地基土被水浸泡甚为严重, 承载力低, 故桩尖入土深度较深, 由此充分证明地基土承载力大小与浸水有关。

(3) 压桩终止压力  $P$  为 416.6kN~500kN, 平均 466.6kN, 为设计值的 1.17 倍, 表明满足加固纠偏施压要求。

## 7.2 试桩

其结果见表3,对桩编号25的试桩压力 $P$ 与沉降 $s$ 关系曲线如图10示。

基础下试桩结果汇总表

表3

桩编号	桩尖入土深度 $H$ (m)	压桩终止压力 $P$ (kN)	试验终止压力 $P$ (kN)	比例界限 $P_0$ (kN)	$P_0$ 对应沉降 $s$ (mm)	总沉降量 $\Sigma s$ (mm)	总回弹量 $\Sigma \Delta s$ (mm)	单桩承载力标准值 $R_k$ (kN)
1	14.63	450.0	400.0	325.0	6.18	11.18	8.15	343.8
2	14.23	433.3	450.0	400.0	4.93	6.00	5.54	
25	14.30	450.0	400.0	350.0	6.19	9.41	7.41	
31	14.55	458.0	400.0	300.0	4.62	9.31	6.05	

由表3、图10成果得知:试验比例界限 $P_0$ 值为300kN~400kN,平均343.8kN,相对沉降 $s$ 为4.62~6.18mm(平均5.48mm),均在 $P$ ~ $s$ 曲线直线段内,属弹性变形。单桩承载力标准值,根据《建筑桩基检测技术规范》确定,取 $P_0$ 平均值 $R_k=343.8$ KN做为本工程单桩承载力标准值。实测值是设计值1.15倍,满足规范要求。

综合上述: $R_k$ 值满足设计要求,压桩后经间歇,承载力还要增大,尚存有一定安全储备。因此,建筑物经过预压桩地基加固补强后,可保持地基稳定,结构安全,单桩承载力标准值 $R_k$ 值满足顶升上抬结构荷载要求。

## 7.3 顶升纠偏

最大下沉部位580mm顶升纠偏结果列入表5,绘制顶升压力 $P_{\uparrow}$ -顶升量 $s_{\uparrow}$ 关系曲线见图11。

6号单身楼倾斜顶升纠偏结果

表5

顶升最大荷载 $P$ (kN)	最大顶升量 $S_{\uparrow}$ (cm)		比例界限 $P_0$ (kN)	顶升常数荷载 $P_b$ (kN)	顶升后托换回弹 $s_{\uparrow}$ (mm)	倾斜值 $\Delta$ (mm)				倾斜率 $n$ (%)			
	南侧	西侧				偏南		偏西		偏南		偏西	
						顶升前	顶升后	顶升前	顶升后	顶升前	顶升后	顶升前	顶升后
29750	4300	1560	22800	27500	20	280	22	180	60	19.1	1.5	123	4.0

注:2010年2月2日经过一年多安全使用回访实测,倾斜至偏南24mm,偏西58mm,倾斜率分别为1.6‰和3.96‰。

纠偏前当地居民反映说:楼房下沉墙体断裂、倾斜、扭曲呈蛇型,就要倒塌可怕之极,楼房总重达数千吨,顶起抬高扶正,谈何容易。顶升竣工后,广大居民亲眼见到楼房被抬高扶正,它鼓舞托换技术不断向前发展,再创辉煌!

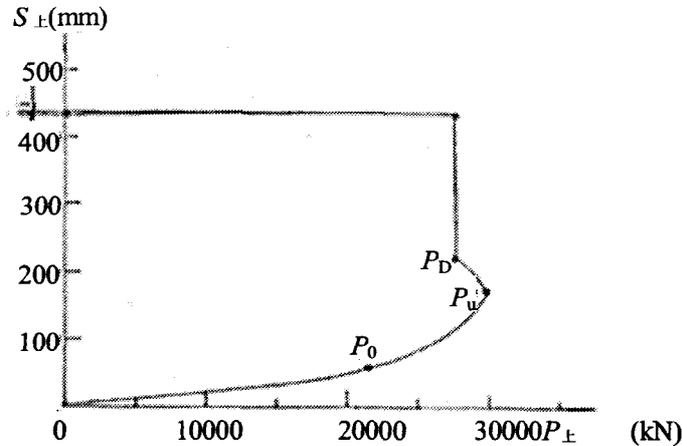


图 11 顶升纠偏顶升  $P_{\text{上}}$ -顶升量  $s_{\text{上}}$ 关系曲线

(1) 楼房顶升纠偏时, 最大顶升荷载达 29750kN (包括各项约束力在内), 相对顶升量  $s_{\text{上}}$  最大为 430mm。实践证明, 千斤顶倒程次数多, 难度风险大。

(2) 顶升纠偏后倾斜值南侧由原来最大 280mm 回到 22mm, 西侧由原来 180mm 回到 60mm, 倾斜率分别为: 南侧 1.5‰, 西侧 4.0‰, 远小于文献<sup>[6]</sup>规定允许值 (7‰), 满足业主提出的要求值 (5‰)。

(3)  $P_{\text{上}}-s_{\text{上}}$ 关系曲线上比例界限  $P_0$  值为 22800kN, 对应上升量  $s_{\text{上}}$  为 60.0mm, 而极限荷载  $P_u=29750\text{K}$ N, 这是所需顶升施加最大荷载, 对应上升量  $s_{\text{上}}$  为 175mm。由图可见, 顶升取现分以下三个阶段: ①  $O\sim P_0$  段, 地基土原来受压密固结后基础经顶升上抬逐渐起动的近似直线段, 曲线呈正比例上升; ②  $P_0\sim P_u$  段属于基础顶升上抬局部分离段, 这时基础底面接触点逐渐减小, 曲线呈斜向上升, 逐渐消除基础各部分约束力。③  $P_u\sim P_D$  段, 当顶升荷载加至超过  $P_u$  时, 曲线出现反常倒转现象, 压力突然减小, 而上升量  $s_{\text{上}}$  呈斜向巨增, 超出  $P_D$  点后曲线基本上呈近似直线上升, 表明已全部消除约束力, 基础由局部分离发展到整体分离脱空阶段, 顶升力趋于常数, 为顶升纠偏所需顶起结构荷载的力  $P_{\text{上}}$ 。

#### 7.4 顶升纠偏后, 结构体系变化特征

由于顶升施压上抬地梁, 随着顶升量增大, 导致建筑物由上至下发生变化, 其特征如下:

(1) 楼房上端裂缝逐渐缩小与闭合 (图 14), 但由于结构砌体被挤压的碎块有脱落掉下现象。这个不利安全危险信号出现后立即暂停操作, 将提前准备好的防护盖板迅速铺在坑上, 防止掉块落入坑内, 确保了安全施工。

(2) 室外地面散水抬高撬起与墙体分离并断裂成块, 地梁与砌体脱空为 156~430mm。

(3) 混凝土地面西半段室内普遍塌陷、靠墙部分悬空并断裂成龟裂状。

(4) 地面下管道大部分断裂, 不能使用。

(5) 顶升纠偏施压使压力不断向上传递, 原裂缝被挤压逐渐缩小使结构体系局部出现微小裂缝掉块, 但对安全无影响, 经结构补强加固后增强了整体刚度。

### 7.5 顶升纠偏结束托换与回弹

(1) 据试验资料统计得知: 托换压力  $P$  为 409.0kN~745.4kN, 平均 537.5kN, 相比大于压桩力和顶升力, 是压桩力的 1.15 倍, 是顶升力的 1.5 倍, 从而大大提高地基承载力。

(2) 托换实测回弹量  $s_T$  仅为 2mm (即弹性沉降), 其原因是托换钢管顶端垫钢板与基础底面不是理想平面, 虽用大锤打紧, 但仍有空隙, 当全部托换完毕, 上部结构荷载全部落下由桩承担, 而产生的弹性变形之故。弹性变形越小, 承载力就越大<sup>[9]</sup>, 相比托换回弹比试桩回弹小 3 倍, 由此充分说明: 托换后有效阻止桩顶回弹并形成反力, 可靠地控制了地基稳定, 不再产生新的沉降。

(3) 托换后经过回填夯实浇灌砼承台, 并用振动棒捣实将桩头包裹起来连成整体, 从而提高承载力增加整体刚度和抗震性能, 防止回倾。

## 8 加固顶升纠偏效果与经济效益

### 8.1 效果

该楼房竣工, 通过对结构墙体裂缝加固补强粉刷后, 住户重新回入故居, 至今安全使用一年多了, 经回访观察旧貌换新颜, 地基稳定结构体系完好使用情况良好。实测纠偏前倾斜值为 280mm~180mm, 倾斜率为 19.1‰~12.6‰, 平均 15.85‰, 加固纠偏竣工后, 倾斜值回到 22mm~60mm, 平均 41mm, 倾斜率 1.5‰~4.0‰, 平均 2.75‰。经过一年多复测结构, 倾斜值为 24mm~58mm, 倾斜率为 1.6‰~3.96‰, 平均 2.78‰。图 12~14 给出了加固纠偏前后和经过一年多时间考验, 倾斜参数性状及效果对比。

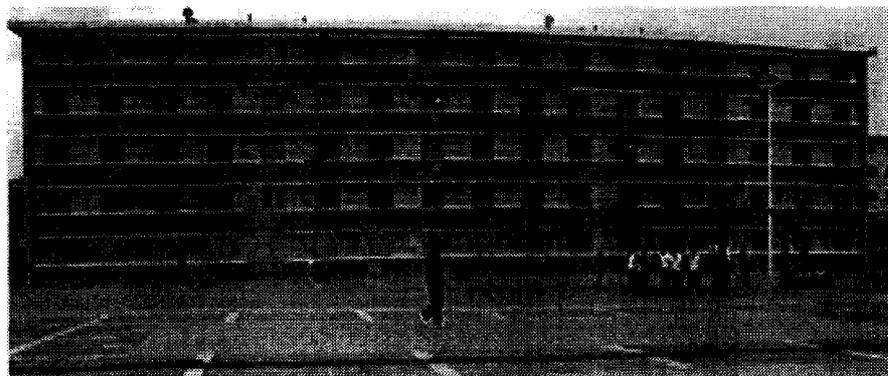


图 12 结构墙体开裂南侧立面剖视实况 (加固纠偏前地基最大下沉 580mm, 倾斜率达 191‰)

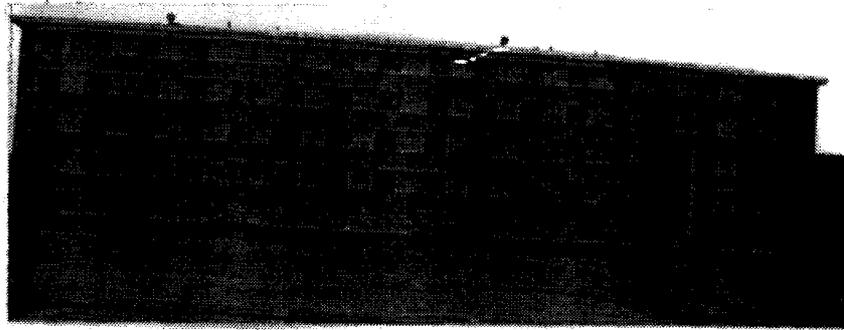


图13 结构墙体裂缝缩小与闭合南侧立面剖视全景(加固纠偏竣工, 倾斜率回到1.5‰~4.0‰)

由上述对比得知:(1)竣工后结构墙体裂缝经加固补强修补及改造、粉刷后,外观焕然一新,旧貌换新颜,利旧复新继续发挥旧有建筑物正常使用功能;(2)工程竣工实测倾斜率平均为2.75‰,经过一年多时间考验复测平均为2.78‰,两者极为相似,说明楼房倾斜基本不变,一直保持稳定状态,实践证明加固纠偏效果是可靠的。最后经验收合格,得到当地建委科技专家及建设方的一致好评。

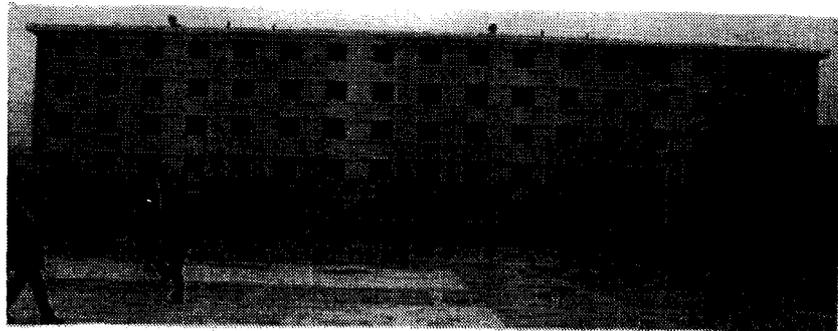


图14 地基稳定结构墙体经加固补强,旧貌换新颜,住户重新搬入故居,至今使用情况良好(经一年多互访复测,倾斜率为1.6‰~3.96‰)

## 8.2 经济效益

根据楼房鉴定:属严重危房,曾请行家概算,如拆除甚为可惜,重建相当原来楼房时间需一年半,总费用需达400万左右,但采用托换技术预压桩加固顶升纠偏时间仅用55天,费用为72万,加上结构加固补强等时间3个月,费用约达30万左右,总计只需100多万。

由此说明危房加固纠倾成功免去拆除重建,利旧复新,发挥既有建筑正常使用功能,给国家节省建筑资金达300万左右,获得显著的经济效益和社会效益。

## 9 结语

(1) 本工程地基最大下沉 580mm, 倾斜率高达 19.1‰, 属严重危房。经采用预压桩托换加固双向顶升纠偏治理, 倾斜率降到 1.5‰~4.0‰, 符合国家规范标准文献<sup>[1]、[6]</sup>规定值(4.5‰和 7‰)以内, 其难度和风险是很大的, 属疑难工程。实践证明加固纠偏是非常成功的。

(2) 本楼房实属严重危房, 经加固纠偏短时间转危为安免去拆除重建, 创造巨大经济效益和社会效益。

(3) 加固前对基础地圈梁、砖砌体进行抗压强度试验及试桩至关重要。按所获得真值进行压桩或顶升施压设计, 它既安全又可靠。

(4) 对于下沉、倾斜结构墙体严重破损的建筑物, 经检测只要基础抗压强度满足设计压桩力要求, 即可达到加固纠偏目的。

(5) 本工程对地圈梁断裂缝部位, 采用预制桩代替托梁进行压桩, 既达到压桩要求又确保结构安全, 它是一种可行应急措施, 供类似工程借鉴。

(6) 本工程经验采用复合托换法, 即分段顶升桩, 并同步进行桩式托换, 要求具备多台托换支架固定桩顶上, 托换压力大于顶升力, 它更有效控制桩顶回弹, 形成最大反力, 从而显著提高承载力、增强整体刚度和抗震性能, 且防止复倾。

(7) 预压桩托换地基加固补强纠偏方法简单, 具有可知、可控、传力好、施工见效快, 效果可靠等优点。且经得起地震考验, 是其它工法不可比拟的。

(8) 本工程地基下沉为 580mm, 最大顶升量高达 430mm, 顶升范围大、顶升点多, 结构荷载重, 需双向顶升, 属高难度、高风险疑难工程。在西北地区罕见, 是一项突破创新典型工程, 具有现实性、探索性、对实践有研究价值和意义, 类似工程可借鉴。

(9) 本楼房地基加固纠偏施工已经理想结束, 回首操作过程中。曾发生险情, 应引以为戒, 当顶升抬高 20cm 时, 楼顶上突然向下掉块, 当时快速将提前准备好的木板盖在坑上解危, 否则发生不安全事件, 后果不堪设想。由此告诫顶升纠偏前应做好应急安全的保护措施, 以防不测。

## 参考文献

- [1] 国标《建筑物移位纠偏增层改造技术规范》(CECS225:2007) [S]. 北京: 中国计划出版社, 2008年2月.
- [2] 龚晓南主编《地基处理手册》[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008年6月.
- [3] 陈国政、陈守平、陈守安.《文峰塔倾斜顶升迫降组合法纠偏扶正》[J]. 地基处理, 2007年3月.
- [4] 陈国政等.《预压桩托换用于危楼地基加固纠偏经地震考验实践》[J]. 中华建设科技, 2009年9月.
- [5] 陈国政、陈守平.《预压桩托换用于桩基加固纠偏经地震考验实践》[J]. 红旗颂、共和国百业英才任务、中华名人传记出版社, 2009年12月.
- [6] 国标《危险房屋鉴定标准》(JGJ125-99) [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2000年2月.
- [7] 国标《既有建筑地基基础加固技术规范》(JGJ123-2000) [S]. 北京、中国建筑工业出版社, 2005年5月.
- [8] 陈国政《桩式托换桩基纠偏与顶升工程实例》[J]. 岩土工程学报, 1993年3月.

## 考虑地下水影响时地基基础设计探讨\*

党昱敬<sup>1</sup>, 张若筠<sup>2</sup>

(1. 中冶集团建筑研究总院有限公司, 北京 100088;

2. 西安交通大学, 西安 710049)

**[摘要]** 地基基础设计通常包括地基承载力、地基变形和基础结构计算。地下水对地基基础设计的影响是建(构)筑物地基基础设计中常见的问题, 通过探讨地下水对基底压力、基底附加压力和承载力深度修正的影响, 提出上述设计参数的计算方法。

**[关键词]** 地下水; 基底压力; 基底附加压力; 承载力深度修正

### 0 引言

“地下水对地基基础设计的影响”是建(构)筑物地基基础设计中常见的问题, 文[1]讨论了地下水对基底压力、基底附加压力、基础反力和承载力深度修正的影响, 并且给出了上述设计参数的计算方法。对于文[1]提出的地下水对基底压力、基底附加压力、基础反力和承载力深度修正的影响的计算方法, 作者依据对文[2]的理解认识和设计实践, 予以补充和完善, 以便工程设计人员更好地判断、分析和应用。目前国内结构工程师对地基基础的设计基本上限于天然地基和桩基础; 对于复合地基, 绝大多数情况是结构工程师仅对上部结构和基础进行设计, 岩土工程师进行复合地基设计。对于后一种情况, 结构工程师应对岩土工程师提供建(构)筑物结构分析计算的荷载标准组合值、准永久组合值和基础地面以上所有竖向荷载(不计活载)标准值(地下车库时应包括顶板以上填土及地面重)。

以下是作者关于地下水对地基基础设计影响的讨论分析, 以便与业内同行予以商榷。

### 1 地下水对基底压力的影响

文[1]引用文[2]的基底压力计算公式:

$$P_k \leq f_a \quad (1)$$

$$P_k = \frac{F_k + G_k}{A} \quad (2)$$

式中:  $P_k$ 为相应于荷载效应标准组合时, 基础底面处的平均压力值;  $f_a$ 为修正后的地基承载力特征值;  $F_k$ 为相应于荷载效应标准组合时, 上部结构传至基础顶面的竖向力值;  $G_k$

\* 收稿日期: 2011年03月

为基础自重和基础上的土重； $A$ 为基础底面面积。

1.1 独立基础或条形基础

对独立基础或条形基础，式(2)中 $G_k$ 可按下式计算：

$$G_k = \gamma_G A d \tag{3}$$

式中： $\gamma_G$ 为基础及其上覆土体的混合重度，一般近似取 $20 \text{ kN/m}^3$ ，地下水位以下取浮重度； $A$ 为基础底面面积； $d$ 为基础埋深；见图1。

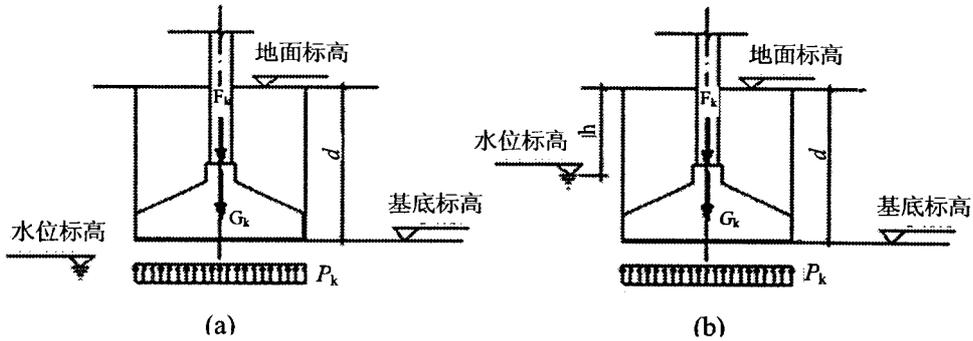


图1 中心荷载作用下的基础

图1(a)和(b)基底压力分别为：

$$P_k = \frac{F_k}{A} + \gamma_G d \tag{4}$$

$$P_k = \frac{F_k}{A} + \gamma_G \times h + (\gamma_G - 10) \times (d - h) \tag{5}$$

1.2 筏板基础

现在多数高层建筑地下室用作停车库、机电用房等，需要有较大平面空间，因此筏板基础较箱型基础应用普遍，其与周边外墙相结合，整体刚度也很大。

对于筏板基础，式(2)中 $G_k$ 包括筏板及肋梁自重、筏板挑出范围上的土重和地下室一层筏板上上覆土及地面做法或地面架空板重，见图2。

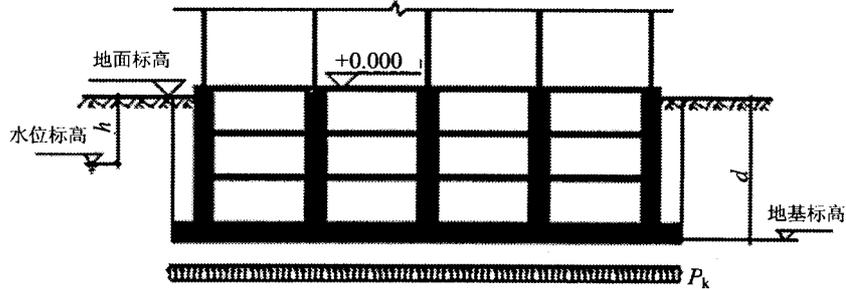


图2 中心荷载作用下的基础

当筏板基础底面位于地下水以下时,基底压力应扣除地下水浮力作用,因此当筏板基础底面位于地下水以上或以下时,基底压力分别按式(2)和下式计算。

$$P_k = \frac{F_k + G_k}{A} - 10 \times (d - h) \quad (6)$$

在土层地基中,地基持力层是不存在文(1)所谓的隔水层,因此该讨论没有工程实际意义。

## 2 地下水对基底反力的影响

文[1]关于地下水对基底反力的影响的讨论没有工程实际意义。当地下水位高于基底时,式(1)左侧作用力 $P_k$ 按式(5)、(6)计算,式(1)右侧抗力 $f_a$ 按下式计算<sup>[2]</sup>。

$$f_a = f_{ak} + \eta_b \gamma (b - 3) + \eta_d \gamma_m (d - 0.5) \quad (7)$$

式中: $\gamma$ 为基础地面以下土的重度, $\gamma_m$ 为基础地面以上土的加权平均重度,地下水位以下均取浮重度。其他符号意义解释从略,详见文[2]。

## 3 地下水对基底附加压力的影响

地下水对基底附加压力的影响,其实质与地下水对基底压力的影响一致。计算基底附加压力当地下水位高于基底时,先将式(5)、(6)中的 $P_k$ 变更为相应于荷载效应准永久组合时基础底面出的平均压力值,求出基底压力,再从基底压力中减去基底以上土的自重应力即可,基底以上土的自重应力计算应考虑地下水的影响。

针对地基变形计算,仅关于地下水对基底附加压力的影响的讨论不够全面。由文[2]中式(5.3.5)可知,地下水位的变化,导致地基自重应力产生变化,致使对地基土的压缩模量取值产生影响。因此,地下水位的变化影响地基最终沉降量的计算结果。

## 4 地下水对地基承载力深度修正的影响

当高层主楼周围为连成一体的裙房(地下车库)时,或高层主楼不同侧面既有裙房又有地下车库时,见图3,基础埋置深度,取裙房或地下车库基础地面以上所有竖向荷载(不计

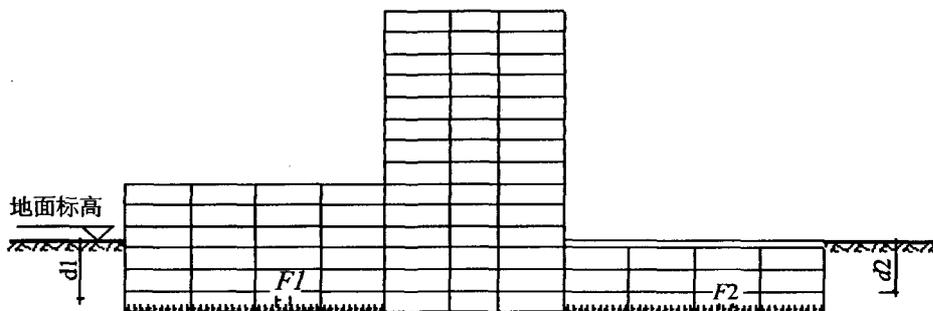


图3 主楼与群房和地下车库相连

活载)标准值(地下车库时应包括顶板以上填土及地面重) $F$  ( $\text{kN/m}^2$ )与基础底面以上至地面的土的重度加权平均值 $\gamma$  ( $\text{kN/m}^3$ )之比,即 $d_1$ 或 $d_2=F/\gamma$  (m)。当高层主楼不同侧面分别有裙房、地下车库和天然土层时,取 $d_1$ 、 $d_2$ 和 $d$ 的最小值。

当计算基础埋置深度位于地下水位以下时,按文[2]中式(5.2.4)要求计算修正后的地基承载力特征值。

## 5 结语

以上针对文[1]提出的问题,作者进行了补充和完善,仅仅是一家之见,不妥之处愿与业内同仁共同商榷,以便使工程设计人员在设计工作中掌握运用。

## 参考文献

- [1] 雷晓雨等. 地下水对地基基础设计的影响[J]. 工业建筑, 2010, 40(11): 85-87.
- [2] GB50007-2002, 建筑地基基础设计规范[S].
- [3] 李国胜. 多高层钢筋混凝土结构设计中疑难问题的处理及算例[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2004.

---

## 本刊重要通知

1. 本刊编辑部已搬迁至新址: 杭州市西湖区浙江大学紫金港校区安中大楼 B402 室, 邮编: 310058 (电话号码不变仍为: 0571-87952077)。联系人: 王琦。
2. 本刊新电子邮箱 (Email): [zgtmdjcl@163.com](mailto:zgtmdjcl@163.com)。电子稿件请发至新邮箱 (旧邮箱 [djcl@zgtm.com](mailto:djcl@zgtm.com) 作废)。

《地基处理》编辑部  
2011年6月

## 干砌石棱体及反压平台在尾矿坝加固除险中的应用\*

韦兴标, 黄建, 丁建平

(广西水文地质工程地质勘察院, 广西 柳州 545006)

**[摘要]** 本文结合思荣矿区4#尾矿坝加固除险实际, 介绍设计采用“干砌石棱体和反压平台为主, 辅以浆砌石护坡和溢洪槽改道”等综合措施对该尾矿坝加固除险, 利用“干砌石反压平台平衡该尾矿坝体向下的推力, 而干砌石反压平台剩余下滑力则利用干砌石棱体进行平衡”的设计理念, 并介绍了尾矿坝加固除险施工技术。

**[关键词]** 尾矿坝加固除险; 干砌石棱体; 干砌石反压平台; 浆砌石护坡; 设计理念; 施工技术

### 1 概述

中钢集团广西铁合金有限公司思荣矿区4#尾矿库位于柳江县六厄村北西1.1km冲沟内, 从库坝底部有矿区便道与八一至穿山公路连接(便道为泥土路, 约为2km), 交通较为便利。

该4#尾矿库建于1970至1978年, 库坝为堆土坝。随着尾矿堆积, 为确保库坝安全运行, 大坝逐年加高, 设计库容405万 $m^3$ , 服务年限15年。1983年中钢集团广西铁合金有限公司停用该尾矿库, 当时尚余库容195万 $m^3$ 。近年来, 由于私营矿点的乱采滥挖, 不断地往库内排渣弃土, 使剩余库容消失殆尽, 库容已淤满, 还有私营采矿点往库内不断堆放尾矿废渣废水, 现库区内有少量的选矿废水及大量的矿渣, 尾矿坝前的泥浆与坝顶的高差约2~3m。尾矿库集雨面积1.23 $km^2$ , 长130m, 坝高35m(坝顶高程134.45m), 坝顶宽7.0m, 溢洪道位于坝体左侧。依据中环冶金总公司《中钢集团广西铁合金有限公司思荣矿区4#尾矿库安全现状评价报告》, 该尾矿库为危库。为确保该尾矿库安全运行, 须对该尾矿坝进行除险加固。该尾矿坝加固除险工程由中钢集团广西铁合金有限公司投资, 广西工业建筑设计研究院设计, 工程设计采用“干砌石棱体+干砌石反压平台+下游土堆清除+溢洪沟改道+浆砌片石护坡”等综合措施进行加固除险; 由广西矿业建设有限公司承担该尾矿坝加固除险任务, 由我勘察院承担该尾矿坝加固除险施工阶段的监理工作。施工单位2010年4月27日进场对该尾矿坝进行加固除险工程施工, 同年7月12日完成施工任务。本次加固除险共完成长56m、宽10m、高4.8m干砌石棱体, 干砌石2293.76 $m^3$ , 干砌石反压平台19686.24 $m^3$ , 浆砌石护坡132.71 $m^3$ 等

\* 收稿日期: 2010年12月

(见图1、图2); 同年8月初通过建设单位组织的、由有关主管部门及设计、施工、监理单位参加的竣工验收。

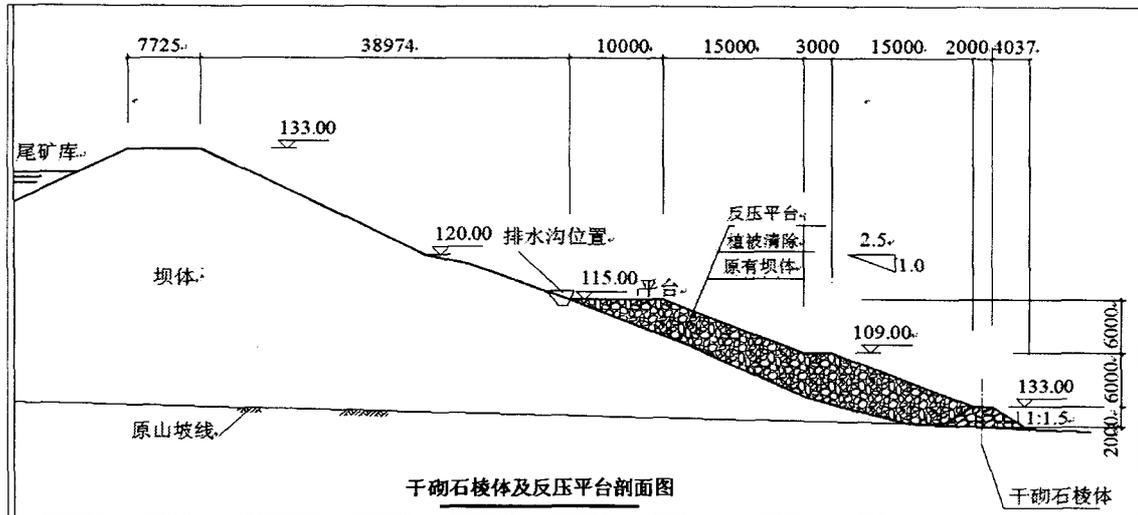


图1 干砌石棱体及反压平台剖面图

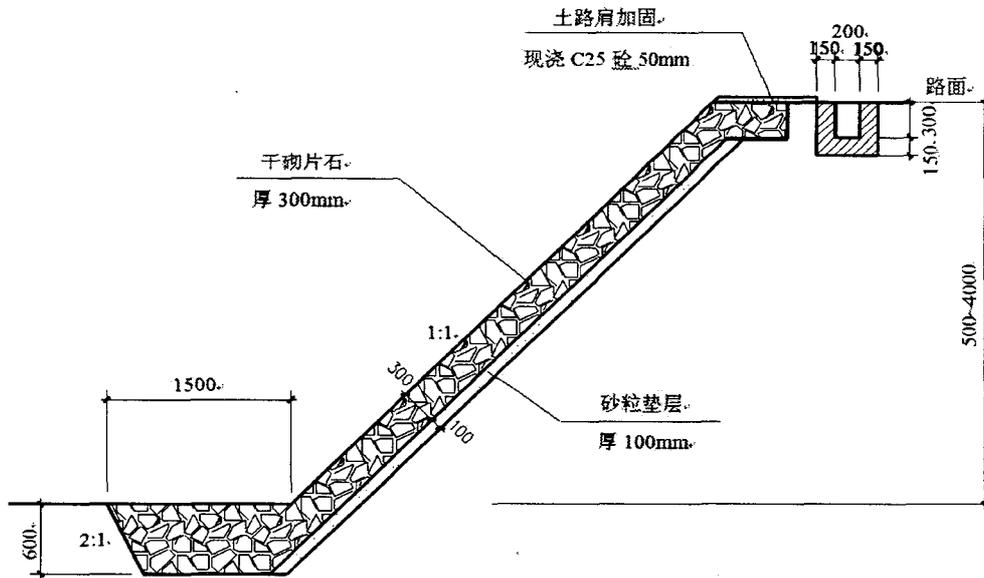


图2 浆砌石护坡 1:30

## 2 尾矿库区内工程地质特征与水文地质条件

### 2.1 尾矿库区内工程地质特征

根据工程勘察资料，库区内(岩)土层分为四层，各土(岩)层性质、结构特征自上而

下描述如下:

(1) 第①层新近填筑土 ( $Q^m$ ): 灰褐、灰黑色, 主要由碎石、块石夹粘性土组成, 主要分布于 4、5、6 号孔地段, 为新近堆填, 土体松散, 层厚 12.00~15.50m。分布于 18、19、20 号孔地段主要为旁边洗矿场洗矿堆填的废渣, 层厚 5.00~11.00m。

(2) 第①层填筑土 ( $Q^m$ ): 灰黄色、灰褐色、灰黑色, 主要由碎石、块石夹粉质粘土组成, 局部为含粘性土砾砂, 稍密实, 为旧时建坝堆填, 堆填时间超过 20 年, 未经严格分层碾压密实, 密实程度分布极不均匀, 该层土为坝体的主要组成部分, 坝肩及库区内均有分布, 层厚 5.00~27.00m。

该层土的孔隙比  $e$  为 0.711~1.060, 平均值为 0.834; 液性指数  $I_L$  为 0.06~0.36, 平均值为 0.21, 呈硬塑状态; 压缩系数  $a_{1-2}$  为 0.18~0.40MPa<sup>-1</sup>, 平均值为 0.26MPa<sup>-1</sup>, 属中压缩性土; 从钻探、原位测试及调查访问结果来看, 该尾矿坝填筑土未经严格分层夯实, 土体均匀性、密实程度差别较大, 该层承载力特征值  $f_{ak}=180\text{kPa}$ 。

(3) 第②层耕植土 ( $Q^p$ ): 灰黄色, 主要由粘性土组成, 含有植物根系, 土体松散。该层仅于 1 号孔有揭露, 层厚 0.80m。

(4) 第③层矿渣 ( $Q^m$ ): 灰黑、灰褐、棕红色, 呈粘土状, 土质均匀, 无包裹物, 经一定年限的沉积尚未完成自重固结, 软塑状, 土体湿, 手压指印明显, 土芯易变形, 韧性及干强度中等, 摇晃易散。该层主要分布于尾矿库内, 揭露层厚 11.50~27.20m, 顶面埋深 0~15.30m。

该层土的孔隙比  $e$  为 1.195~1.558, 平均值为 1.419, 孔隙比大, 含水量高; 液性指数  $I_L$  为 0.85~0.95, 平均值为 0.91, 呈软塑状态; 压缩系数  $a_{1-2}$  为 0.75~1.10MPa<sup>-1</sup>, 平均值为 0.90MPa<sup>-1</sup>, 属高压缩性土; 该层承载力特征值  $f_{ak}=80\text{kPa}$ 。

(5) 第④层全风化页岩 ( $P_2h_2^1$ ): 灰黄色、灰褐色, 风化强烈, 母岩结构全部破坏, 岩芯呈硬塑粉质粘土状、局部为角砾及含粘性土砾砂状, 可见原岩层理。冲击钻进困难, 干钻进尺较快, 取上岩芯呈短柱状、碎块状, 易散, 部分用手可折断或捏碎。揭露厚度 2.00~39.30m, 顶面埋深 0~27.00m, 该层分布连续。

该层土的孔隙比  $e$  为 0.731~0.845, 平均值为 0.778; 液性指数  $I_L$  为 0~0.27, 平均值为 0.09, 呈硬塑状态; 压缩系数 ( $a_{1-2}$ ) 为 0.13~0.29MPa<sup>-1</sup>, 平均值为 0.20MPa<sup>-1</sup>, 属中压缩性土; 该层承载力特征值  $f_{ak}=220\text{kPa}$ 。

(6) 第⑤层强风化页岩 ( $P_2h_2^1$ ): 灰黄色、灰褐色, 风化强烈, 母岩结构大部分遭破坏, 裂隙发育, 岩质软, 取上岩芯呈薄片状、局部呈碎块状, 手用力可折断, 冲击钻进困难, 干钻进尺稍快。该层仅于 15、16 号孔揭露, 揭露厚度 1.00~6.00m, 顶面埋深 4.00~16.00m; 该层承载力特征值  $f_{ak}=300\text{kPa}$ 。

## 2.2 库区水文地质条件

### (1) 地下水类型及岩土层的富水性

依据勘察资料, 大部分钻孔遇到地下水, 终孔后统测, 稳定水位埋深 0~23.40m (标高为 97.68~132.61m), 不具统一水位, 地下水为赋存于第四系土层孔隙中, 分布不均匀, 主要接受大气降雨补给为主, 该层地下水赋存空间有限, 水量小。

据区域水文地质资料,场地下伏赋存于基岩中的为基岩构造裂隙水,受岩性影响,其水量小,场区地势较高,基岩构造裂隙水埋深较大。

### (2) 岩土层的渗透性

按《注水试验规程》(YS5214-2000)的钻孔注水试验应用条件及计算公式,计算各土层的渗透系数,结合室内渗透试验和地区经验,参照《中小型水利水电工程地质勘察规范》(SL55-2005)附录D,提出各土层渗透系数建议值见表1。

土层渗透系数建议值表

表1

地层名称及编号	钻孔注水试验	室内渗透试验	综合建议值	类别
	渗透系数 $K$ (cm/s)	渗透系数 $K$ (cm/s)		
填筑土 (第①层 $Q^m$ )	$7.78 \times 10^{-5} \sim 6.58 \times 10^{-3}$	$3.97 \times 10^{-4} \sim 5.76 \times 10^{-4}$	$6.58 \times 10^{-3}$	中等透水
全风化页岩 (第④层 $P_{h2}^1$ )	$7.80 \times 10^{-5} \sim 6.01 \times 10^{-5}$	-	$6.01 \times 10^{-5}$	弱透水

试验结果可知,场地内第①层填筑土为中等透水层,第④层全风化页岩为弱透水层。

### (3) 地下水补给、径流、排泄方式

4#尾矿库所在地属剥蚀丘陵,地下水的补给、径流、排泄特征如下:

a) 松散岩类孔隙水主要接受大气降水垂直入渗补给,地下水主要赋存于松散层孔隙中,在较低洼地带排泄;

b) 基岩构造裂隙水主要接受上层孔隙水及地表水的下渗补给,地下水运行于基岩裂隙之中,最终以泉的形式排泄入邻近河沟;

c) 尾矿库除了大气降水补给外,同时还有周围私营非法洗矿点洗矿排浆水补给。勘察期间通过钻孔水位的实测,堆积坝浸润线并不明显,通过对勘察期间坝体应急加固施工开挖观察,堆积坝浸润线一般位于全风化岩面线附近,总体呈上游高、下游低,库内高、坝前低的特点。

## 3 尾矿坝除险加固设计

根据甲方提供的设计图纸及设计变更通知书,各主要分项工程设计要求如下:

### 3.1 干砌石棱体设计要求

(1) 在4#坝坝底A( $X=2650.5956$ ,  $Y=485.3970$ )和B( $X=2650.6148$ ,  $Y=485.4401$ )位置设置一条长48.0m、宽10.0m、基础深2.5~3.0m,并高出地面2.0m的干砌石棱体。

(2) 干砌石棱体其设计顶部宽2.00m,设计标高为103.00m;地面以下部分为满铺干砌片石,地面以上部分两侧设计坡比为1:1.5的干砌石棱体。

(3) 干砌石棱体用石料要求:1) 石料强度 $\geq MU40$ ;2) 石料粒径 $<20\text{mm}$ 的含量 $<5\%$ ,堆石或砌石孔隙率 $n \leq 35\%$ ;3) 石料软化系数不低于0.8~0.9,莫氏硬度不低于3。

### 3.2 干砌石反压平台设计要求

(1) 先清除标高 115.00m 以下坝面及地面的植被。

(2) 干砌片石反压平台设计分两阶：第一阶平台设计标高为 109.00m，平台顶部宽度 3.00m；第二平台设计标高为 115.00m，平台顶部宽度 10.00m，干砌片石反压平台坡面平直。

(3) 干砌片石反压平台用石料要求：1) 石料强度  $\geq$  MU40；2) 石料粒径  $<$  20mm 的含量  $<$  5%，堆石或砌石孔隙率  $n \leq 35\%$ ；3) 石料软化系数不低于 0.8~0.9，莫氏硬度不低于 3。

(4) 干砌片石反压平台用坝体要求：1) 坝体堆石干容重  $>$  1.70t/m<sup>3</sup>；2) 坝体施工宜采用碾压法施工，碾压层厚应根据振动碾重选择，其参数选择可参考表 2。

碾压层厚与振动碾重关系技术参数

表 2

振动碾重 (t)	3	6	9	12
填筑层厚 (m)	0.3	0.6	1.2	1.5

石料最大粒径宜限制在层厚的 1/2~2/3，石料级配应通过级配试验或施工经验确定。

(5) 施工安全要求：因该尾矿库为危库，施工期间应当加强对坝体测量监控，若发现坝体变形必须撤离所有下游的施工人员，并应当及时报告有关部门。

### 3.3 溢洪沟改道设计要求

(1) 溢洪沟改道位置：为确保干砌石棱体和干砌石反压平台施工安全，设计要求对下游所有溢洪沟进行改道，避免水流直接冲刷坝体干砌石棱体和干砌石反压平台。因原设计溢洪沟改道位置在选矿厂内而无法施工，经建设单位同意将其位置移至下游右侧坡顶。

(2) 溢洪沟改道设计要求：先将基槽开挖至原状土 0.50m 以上，用中粗砂回填 0.50 m 后，安装  $\phi$  1000mm 的钢筋混凝土涵管；同时在入口处和拐点处分别设置内空长 1.5m  $\times$  宽 1.5m，高度根据实际情况确定的沉砂井。沉砂井底面设计铺设厚 150mm 的 C20 混凝土，沉砂井侧壁砌筑宽 1000mm

M7.5 浆砌石，内壁设计采用 1:1 水泥砂浆勾平缝，封严缝隙。

### 3.4 下游土堆清除设计要求

为防止积水浸泡坝脚，设计要求清除坝体下游的土堆，使水流畅通。

### 3.5 浆砌石护坡设计要求

(1) 在坡脚处设计宽 1500mm、深 600mm 的 M7.5 浆砌片石脚墙。

(2) 先对坡面松散的矿碴进行碾压，对于陡峭坡段还需先进行削坡，设计在坡面铺设厚 100 mm 砂砾石垫层，再进行砌筑 M7.5 浆砌片石护坡，设计坡比 1:1。

(3) 在坡顶设计厚 50mm 的 C25 现浇混凝土路肩，路肩加固设计宽度为 600mm，并在道路与路肩之间设计一条内空宽 200mm、高 300mm 的截水沟，水沟肩宽 150mm。

## 4 尾矿坝除险加固主要分项工程施工技术

### 4.1 干砌石棱体施工技术

(1) 测量放线, 确定干砌石棱体基槽位置: 按照设计图纸提供的干砌石棱体的控制点座标 A (2650.5956, 485.3970) 和 B (2650.6148, 485.4401), 由测量工程师采用全站仪进行测量放线, 确定干砌石棱体基槽位置。建设、监理单位审核批准后, 方能进行干砌石棱体基槽开挖。

(2) 干砌石棱体基槽开挖: 严格按照设计图纸和设计变更要求, 采用挖掘机对干砌石棱体基槽进行开挖, 并按照有关施工技术规范要求放坡, 确保基槽的稳定性。基槽验收合格后, 方能进行干砌石棱体的砌筑。

(3) 干砌石棱体砌筑: 砌筑前, 清除基槽内积水及其底部浮土。干砌片石采用“大面朝下, 块石间相互错缝”, 块石间用小粒径石料填充, 分层砌筑, 分层厚度为 30~50cm; 小粒径石料填充应均匀、饱满, 干砌片石堆石孔隙率  $n < 35\%$ 。基槽内即地面以下满铺干砌片石, 地面以上按照设计的坡比 1:1.5 和高度 (2.0m) 砌筑片石棱体。

(4) 石棱体砌筑用材料: 选用当地和柳江石场生产的、质地坚硬的片石, 片石抗压强度 MU40 及以上, 该片石软化系数不低于 0.8~0.9, 莫氏硬度不低于 3, 石料粒径  $< 20\text{mm}$  的含量不得超过 5%。

(5) 干砌石棱体堆石干容重  $> 1.7\text{t/m}^3$ 。

(6) 在干砌石棱体施工过程中, 经常观察坝体是否发生变形, 是否出现裂缝等异常情况。

### 4.2 干砌反压平台施工技术

(1) 按照设计图纸要求, 先清除高程 115.00m 以下坝面及地面上所有的植被, 并清除耕土和浮土, 同时由测量工程师采用全站仪测量清除面积、高程和第一级、第二级平台高程。清除坝面及地面植被后, 方能进行干砌石反压平台的砌筑。

(2) 干砌石反压平台砌筑: 在完成坝面及地面植被和浮土清除后, 采用“分层砌筑、分层碾压”方法施工。干砌石反压平台砌筑施工时, 采用碾重为 6t 的压路机对砌筑的干砌片石进行碾压, 并按照设计要求进行分层, 分层厚度控制在 0.3~0.6m。干砌片石采用“大面朝下, 块石间相互错缝”, 块石间用小粒径石料填充, 分层砌筑, 分层厚度为 30~50cm, 小粒径石料填充均匀、饱满, 干砌片石堆石孔隙率  $n < 35\%$ 。

(3) 平台宽度和坡面平整度的控制: 在干砌片石反压平台的砌筑施工中, 严格按照设计要求的平台宽度 (第一阶、第二阶反压平台宽分别为 3.0m 和 10.0m) 要求进行施工, 且第一阶、第二阶反压平台位置按照设计高程 (109.0m 和 115.0m) 要求进行设置。干砌石反压平台坡面平整度, 由第一阶反压平台高程与干砌石体顶部高程拉水平线和纵向线进行控制, 以保证反压平台坡面平整度。

(4) 干砌石反压平台材料: 选用当地和柳江石场生产的、质地坚硬的片石, 片石抗压强度 MU40 及以上, 该片石软化系数不低于 0.8~0.9, 莫氏硬度不低于 3, 石料粒径  $< 20\text{mm}$  的含量不得超过 5%。

(5) 干砌石棱体堆石干容重 $>1.7\text{t/m}^3$ 。

(6) 在施工过程中,经常观察坝体是否发生变形、是否出现裂缝等异常情况。

#### 4.3 浆砌石护坡施工技术

(1) 按照设计图纸“库-04”要求,在大坝右岸、干砌石棱体及干砌石反压平台底部开挖浆砌石挡墙基槽。验收合格后,方能进行挡墙浆砌石砌筑。

(2) 坡面修整与碾压:先采用挖掘机对部分陡峭坡面进行机械削坡和人工平整,后采用挖掘机对整个坡面碾压,经削坡或碾压的坡面坡比控制在1:1。验收合格后,方能进行坡面砂垫层和浆砌石砌筑。

(3) 坡面砂垫层施工:完成坡面平整并经检查验收合格后,及时铺设厚0.10m砂垫层。砂垫层用砂为当地中粗砂,砂垫层铺设均匀。

(4) 挡墙和坡面浆砌石的砌筑:采用座浆法砌筑,片石砌筑时“大面朝下,块石间相互错缝”,块石间用小粒径石料填充。挡墙浆砌石分层砌筑,分层厚度为30~50cm;坡面浆砌石按照设计要求,砌筑厚0.30m的浆砌石,坡比控制在1:1。M7.5水泥砂浆应搅拌均匀、和易性好,砌筑时水泥砂浆应摊铺均匀、饱满。应建设单位要求,未对护坡浆砌石勾缝。

(5) 护坡浆砌石材料:①水泥:采用八一吉祥牌普通硅酸盐水泥,强度等级为32.5;②砂:当地红水河中粗砂;③石:当地或柳江采石场生产的、质地坚硬的片石;④水:当地生活用自来水。

(6) 土路肩加固:按照设计要求,在护坡顶部设置一条宽0.60m、厚50mm的C25现浇混凝土,对结构松散的道路土路肩进行加固。

(7) 土路肩上的截水沟:因建设单位取消土路肩上的截水沟,故该截水沟没有施工。

## 5 结束语

(1) 该尾矿坝除险加固设计采用“干砌石棱体和反压平台为主,辅以浆砌石护坡和溢洪槽改道等”,利用干砌石反压平台平衡该尾矿坝体向下的推力,干砌石反压平台自身剩余下滑力则利用干砌石棱体进行平衡,而尾矿坝土体内渗透出来的水和坡面的雨水从干砌石棱体及反压平台渗透出来,从而提高尾矿坝土体的稳定性,与滑坡治理工程常用的抗滑桩相比,具有工程成本低、技术可行、适用性强、操作简单、施工工期短等优点。

(2) 该尾矿坝除险加固设计应在干砌石反压平台上部增加一条截水沟与原排水系统相接,以利截住坝体坡面上雨水或库内溢出洪水,避免坝体坡面上雨水直接冲刷干砌石反压平台。

(3) 干砌石棱体和反压平台常被用于尾矿坝除险加固中,但为确保尾矿坝安全运行,应当及时尾矿闭库处置。

(4) 应当加强对大坝变形测量观测监控工作。无论在施工期间,还是竣工后必须对大坝变形测量观测监控,并做好记录工作,以确保该尾矿坝安全运行。

## 承载力问题与稳定问题

主持人: 龚晓南

龚晓南

(浙江大学岩土工程研究所, 浙江 杭州 310058)

稳定、变形和渗流是岩土工程的三个基本问题, 承载力和沉降是建筑工程基础设计中的基本问题。沉降与竖向变形有关, 两者关系简单。稳定与承载力关系如何? 笔者近些年曾多次向同行请教, 与学生讨论地基承载力概念与地基稳定性概念两者间的关系, 至今未有自己满意的看法, 现提出讨论。

工程设计中当地基承载力验算满足要求后是否还要进行稳定性验算? 这是设计人员普遍关心的问题。在房屋建筑工程中, 除了岸边和坡边的建筑物, 设计中当地基承载力验算满足要求后是不需要进行稳定性验算的。也就是说, 地基承载力验算满足要求后, 地基稳定性肯定会满足要求。在填土路堤和柔性面层堆场等工程设计中, 当地基承载力验算满足要求后还需要进行稳定性验算。近年来, 多个道路工程事故原因分析发现, 常规的地基承载力验算是满足要求的, 而地基稳定性验算未能满足要求。从以上分析是否可以得到下述意见, 当地基承载力验算满足要求后, 地基稳定性验算不一定肯定满足要求。

再来看看当地基稳定性验算满足要求后, 地基承载力验算是否肯定满足要求? 结论应该是否定的。地基稳定性验算要求保证地基不产生稳定性破坏, 而地基承载力验算要求不仅要保证地基不产生破坏, 而且还要保证地基变形量控制在某一数值以内。后者比前者要求高。

上述两段分析得到的意见是相互矛盾的。为什么会出现上述情况呢?

当地基承载力采用极限承载力概念时, 地基承受极限荷载状态也是地基处于一种由荷载作用引起的稳定极限状态。判断由荷载作用引起的地基稳定性验算要求与地基极限承载力验算要求两者是一致的。地基极限承载力与地基变形无关, 它反映地基在荷载作用下产生破坏前的极限承载能力。

问题是常用的地基承载力概念, 也是主要用在房屋建筑工程中的地基承载力概念, 它不仅与地基稳定性有关, 也与变形有关, 而且主要与沉降有关。测定地基承载力的试验往往由沉降量控制。一般情况下, 地基承载力验算满足要求常被认为沉降也会满足某种要求。设计中控制地基承载力主要是为了控制沉降, 但也不全是。上述地基承载力概念与岩土工程的三个基本问题之一稳定的概念差别是很大的。特别是将地基承载力演变成土的承载力, 使承载力概念更难正确掌握。除概念明确的极限承载力和容许承载力外, 不同时期的规范又提出地基承载力特征值、设计值、标准值、基本值等承载力概念, 使承载力概念更加复杂且难以正确掌握。将主要用在房屋建筑工程中的这些地基承载力概念简单搬至非房屋建筑工程中应用, 如用于填土路堤和柔性面层堆场等工程, 有时过于保守, 造成浪费, 有时过于冒进, 易造成工程事故。

在发展按变形控制设计理论时也遇到这个问题。例如, 在基坑工程设计中分按变形控制设计和按稳定控制设计两大类, 概念清楚。在房屋建筑工程设计中按沉降控制设计与按承载力控制设计二者是纠缠在一块的, 按沉降控制设计不同于按承载力控制设计, 但按承载力控制设计也已将沉降量控制在一定范围内。

稳定、变形和渗流是岩土工程的三个基本问题, 稳定分析、变形分析和渗流分析是岩土工程设计的三个主要方面, 是为稳定控制、变形控制和渗流控制服务的。

对在建筑工程中用得最多的地基承载力概念, 要全面理解它。地基承载力既与地基稳定有关, 也与沉降控制量有关。地基承载力既与地基土的工程性质有关, 也与基础形式、刚度、大小、埋深等因素有关。

## 改进电极接触面的软黏土电渗固结现场试验研究\*

译自 Canadian Geotechnical Journal, Volume 41, Number 6, 1 December 2004, pp. 1038-1053(16)

陈卓译; 陶燕丽, 李一雯, 周建校

**[摘要]** 众所周知, 电渗固结法可以用于处理软黏土, 然而实际工程却很少使用。通过分析已有的电渗数据可知, 土—电极接触面的能量损失是制约电渗固结法广泛应用的主要因素。本文通过模拟现场条件的室内试验证明, 对电极进行化学处理可以提高电势向土体转移的效率。然后对 700 m<sup>3</sup> 以上的黏土体进行了电渗固结法现场试验, 用于研究采用化学处理后的电渗效果。本文详细介绍了试验场地、设备安装和试验结果, 并对电渗处理过程 (48 天) 的监测结果进行了数据分析。黏土的电渗固结压缩量达到 12% 后的后处理研究也在文中进行了分析讨论。试验结果表明, 当土—电极接触的能量损失得到控制时, 电渗固结法可以成功处理软黏土, 并且在成本花费上比其他工法更具竞争力。

**[关键词]** 现场试验; 电渗法; 软黏土; 固结; 地基处理

### 0 引言

继 50 年前 Leo Casagrande 的开创性工作之后 (1949, 1952), 用于加固软黏土的电渗法引起了岩土工程界的极大兴趣, 各国学者在这方面进行了大量的室内 (Gray 和 Mitchell 1967; Esrig 1968; Mitchell 和 Wan 1977; Lockhart 1983) 和现场试验研究 (Dearstyne 和 Newman 1963; De Beer 1966; Bjerrum et al. 1967; Hansbo 1970; Caron 1968; Eggestad 和 Foyn 1983; Lo et al. 1991)。电渗法除了用于加固软黏土外, 在基坑开挖现场控制孔隙水的流动 (Casagrande 1952, 1983; Perry 1963; Wade 1976) 和提高桩侧摩阻力 (Milligan 1995) 这两方面都有相应的成功案例。电渗加固地基的现场试验中, 地基的压缩量一般都小于 2%, 不过, Bjerrum et al. (1967) 与 Eggestad 和 Foyn (1983) 的研究结果指出最大沉降也可达到 5%。总体来说, 现今电渗法在岩土工程中的应用甚少。

Helmholtz (1879) 提出了细粒土电渗排水理论之后, 该理论已被室内试验多次证明 (Jaeklin 1968; Probst 和 Renaud 1986; Shapiro 1990; Lo et al. 1990; Eermoune 1992; Burnotte 1993; Shang 和 Ho 1998; Abiera et al. 1999; Micic et al 2001; Bo et al 2001; Lefebvre 和 Burnotte 2002)。当饱和细粒土由电极 (阳极、阴极) 通入直流电后, 黏土颗粒表面双电层的扩散层中的阳离子会向阴极移动, 这些阳离子同时拖拽水分子与其一起流向阴极。如果将因电渗作用流向阴极的水抽走, 同时确保没有水进入阳极, 那么电极间土体的固结量等于抽走的水的体积 (Hausmann 1990; Michell 1993)。阴极排水量与土体中的电压梯度成正比, 可由下式表示:

\* 收稿日期: 2011 年 06 月

$$Q_e = k_e i_e A \quad (1)$$

其中  $Q_e$  为电势作用下的电渗水流量,  $k_e$  为电渗透系数,  $i_e$  为电压梯度,  $A$  为截面面积 (Casagrande 1952)。最大的负孔隙水压力出现在阳极, 可表示为:

$$u_a = (k_e / k_h) \gamma_w V \quad (2)$$

其中,  $k_h$  是水力渗透系数,  $\gamma_w^*$  是水的容重,  $V$  是施加于两电极间的总电压 (Mitchell 1970)。

对记录数据较完整的电渗试验进行分析, 发现电渗固结法现场应用的难点在于维持电极电势向土体的持续转移 (Lefebvre 和 Burnotte 2002)。随着电渗过程的进行, 阳极的接触界面条件迅速恶化, 界面电势消耗变得越来越大, 使得土中的有效电压梯度降低而不足以产生有效的电渗固结。另外, 土—阳极接触界面的电势损失易引起试验场地温度升高, 使得土体变干、阳极附近的导电条件恶化。

为保持电渗过程中良好的土—阳极接触界面性状, 可以在阳极注入一种导电液体 (Lefebvre 和 Abderrahmane 1997)。大量室内试验表明, 在阳极注入这种电渗液可以有效地将大部分电压传递到土中, 从而提高电渗效率, 具体表现在: 土体体积改变量增大、不排水抗剪强度提高、先期固结压力提高。不排水抗剪强度 ( $C_u$ ) 和先期固结压力 ( $\sigma_p'$ ) 的提高本质上都与体积的改变有关, 和其他常规的固结方法一样, 可以通过固结曲线和  $C_u$  与  $\sigma_p'$  的比值估算 (采用一级近似) 不排水抗剪强度增量和先期固结压力增量 (Lefebvre 和 Burnotte 2002)。

对阳极进行化学处理后, 电渗效率将不再受到土—电极接触面电势损失的限制 (Lefebvre 和 Burnotte 2002)。然而在电渗固结的某些阶段, 土体收缩和抗剪强度增加会使土体产生竖向裂缝。即使此时土—电极接触面保持良好, 由于裂缝产生影响了电压向土体的传递, 电渗效率依然会降低。因此, 如果一开始先用常规固结排水法处理 (Lefebvre 和 Burnotte 2002), 之后的电渗固结将会更为有效, 从而提升整体处理效果。

本文的主要目的是介绍一个处理  $700 \text{ m}^3$  以上黏土的大型电渗现场试验, 试验设计采用 24 根电极, 并对 12 根阳极进行化学处理。因为试验场地为一多年前修建的路堤基础, 所以本试验所处理的黏土属于正常固结土。事实上, 现场试验的另一个目的是为了证明电渗法可以使既有路堤的软黏土基础加速固结, 从而消除路堤长期的工后沉降、减少桥头连接段的差异沉降。多年前, 在圣劳伦斯河流域修建了许多类似的路堤, 采用设置稳定的路肩来解决基础稳定问题。现在工程已结束 20~30 年, 持续的工后沉降仍然需要对线路进行定期养护维修, 这势必会增加上部荷载, 进而引起更大的后续沉降。

本文介绍了电渗固结试验的场地和设备安装, 并介绍和分析了 48 天电渗试验过程的监测结果。工程勘测结果 (包括电渗处理后 6 个月的 22 个十字剪切板试验) 也在文中进行了分析讨论。

## 1 试验场地和土体性质介绍

试验场地位于圣希莱尔山附近的圣劳伦斯河流域, 在蒙特利尔市东面 40 km 处 (如图 1 所示)。其中, 格兰德—阿利立交桥的 7 m 高路堤是 35 年前修建的, 处于 10 m 厚的软黏土层

上。由于路堤的工后沉降仍未稳定,至今仍需定期填筑路基以控制桥头处差异沉降。由于软土地基次固结沉降的持续发生,需要对路堤进行填筑,填筑所增加的上部荷载又会继续增加沉降,许多类似的工程都会陷入这种沉降~填筑~沉降的无止境循环过程之中。为保证软土地基的稳定性,该工程当时在施工时设置了4 m高、20 m宽的路肩。如图2所示,试验场地位于北面路堤的西侧路肩上,因此本试验不会妨碍路面交通。沉降监测并不是从一开始施工就进行,但根据地层分布情况,估计主路堤沉降为2.2 m,路肩沉降为0.5 m,这说明路肩下黏土地基处于正常固结状态或还在固结中。1991年,通过分析测点S3处黏土的十字板剪切断面和薄壁取样,对场地土体天然状态下的性状进行过研究,如图2所示。1998年,对直径30 cm的未扰动土样(如图2中的F1和F2)进行了检测,采用改进的德舍布鲁克大学取土器进行取土(Lefebvre和Poulin 1079)。2000年,通过分析测点S7处黏土的十字板剪切断面和67 mm的柱形试样,对路肩下的黏土地基进行了研究,如图2所示。路肩下和路肩外天然黏土的含水率( $w$ )、界限含水量以及十字板剪切强度( $C_u$ )绘于图3,经比较分析,发现路肩下的黏土含水量降低、不排水抗剪强度提高,证明黏土在4 m高路肩的荷载作用下产生固结。

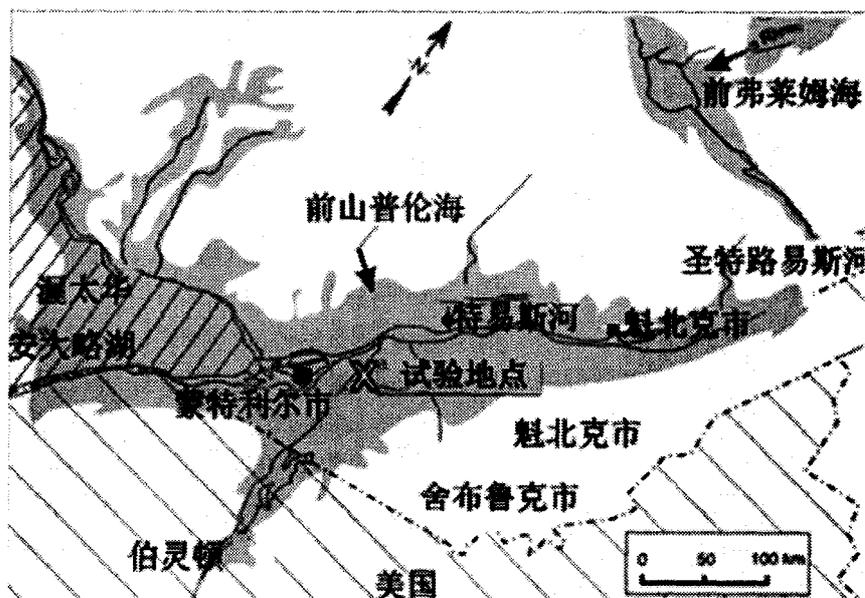


图1 位于圣希莱尔山的试验场地

先期固结压力( $\sigma_p'$ )由标准室内压缩试验确定,试验采用两种土样,分别为大直径的天然土试样(取样于1998年)和柱状的路肩下黏土试样(取样于2000年)。试验结果见表1,表1还分别给出了两种试样的十字板剪切强度。经比较发现,柱状试样的先期固结压力比大直径试样大,这可能是由于次固结沉降或者是水位线的变化所引起。对于天然土和路肩下土体, $C_u/\sigma_p'$ 具有相同的变化范围(即0.23~0.28),且平均值均为0.25。

天然黏土层和路肩下土层的  $Cu/\sigma'_p$  比值

表 1

海拔 (m)	天然黏土层			路肩下土层			
	$Cu$ (kPa)	$\sigma'_p$ (kPa)	$Cu/\sigma'_p$	$Cu$ (kPa)	$\sigma'_p$ (kPa)	$Cu/\sigma'_p$	$\sigma'_{vo}$ (kPa)
33.4	20	76	0.26				
33.3	20	72	0.28				
33.3	20	76	0.26				
32.8	19	76	0.25	35	125	0.28	92
32.4	20	80	0.25				
31.6	20	78	0.26				
31.1	20	88	0.23	28	110	0.25	98
29.8				28	120	0.23	102
28.6	22	90	0.24				
28				30	125	0.24	108

施工结束后路堤和路肩中的水位上升，需要对路肩下的有效应力进行估计。根据 1990 年施工完成后的监测数据（如图 2，测点 S3），路肩上的地下水位线已经从 1990 年的海拔 35.8 m 上升到 2000 年的 37.4 m（如图 4 所示）。电渗试验所用的电极铁条将会安装在海拔 26.5 m 到 31.5 m 之间，后面将对此进行详细介绍。在这样的深度范围内，黏土层表现为各向同性，其中粒径小于  $2\mu m$  的黏土颗粒大约占 70%~80%（如图 3 所示），土粒的相对密度 ( $D_R$ ) 为 2.79。由试验可知，天然孔隙比条件下，水力渗透系数为  $1 \times 10^{-9} \sim 2 \times 10^{-9}$  m/s。

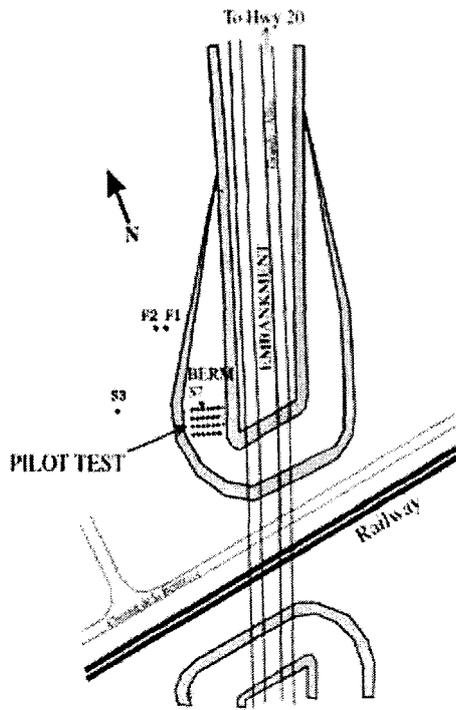


图 2 试验点位置图

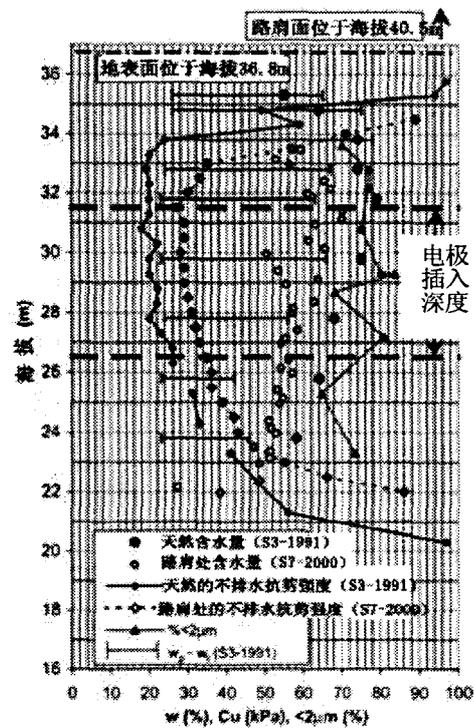


图 3 圣希莱尔山试验点土的各项指标

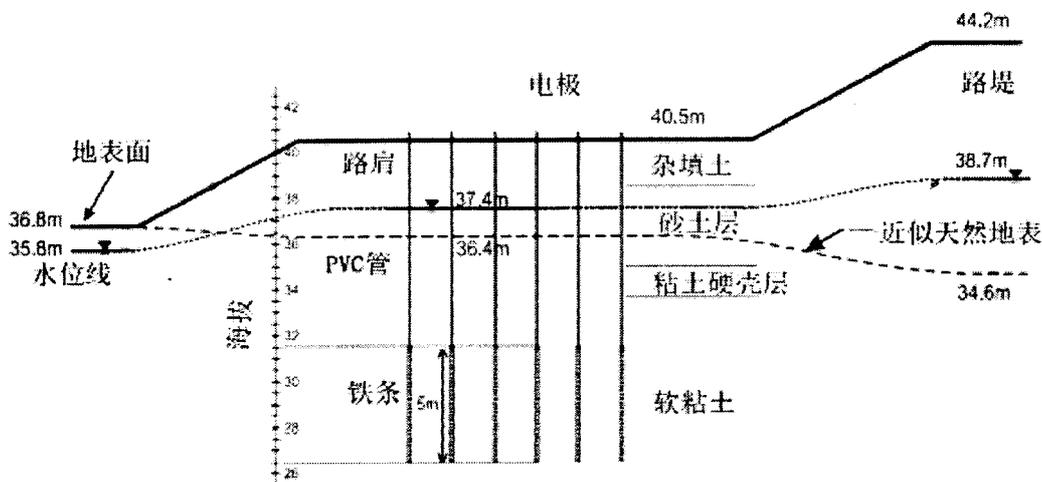


图4 试验场地的纵断面图

## 2 现场试验设计

为了给现场试验设计提供参考,在室内先进行了模拟现场条件的模型试验。室内试验中,4根直径为1 cm的电极铁条垂直插入面积为 $10 \times 15$  cm的土样中,如图5a所示。Lefebvre和Burnotte(2002)采用圣希莱尔山的黏土进行了室内电渗固结试验,主要研究了阳极的化学处理以及超固结比(OCR)对电渗固结的影响。在室内试验34ET中,先让未扰动的天然土样在105kPa的垂直压力下进行固结,用以模拟路肩下土体所处的正常固结状态和应力状态。电流、电压和电渗排水量的变化过程见图5b、5c,更多关于室内试验34ET的详细介绍见Lefebvre和Burnotte的文章。取室内试验和场地试验的尺寸因子为20,则场地试验的电极间距为 $2 \times 3$  m。场地试验采用外径为17 cm的钢管电极,尺寸与室内试验1 cm直径的电极差不多对应(见图5a)。

场地试验中,电极设计长度为5 m,铁条插入深度为海拔25.5~33 m,所处理的黏土层 $C_u$ 值低于35kPa(见图3)。从室内试验的观测结果可知,电渗的处理区域在电极所在位置向上向下各延伸1 m的范围内。当电渗固结发生时,流向阴极的孔隙水必须抽走,同时又要确保没有水进入电渗系统的阳极,否则,电渗将仅仅引起孔隙水在土体中的循环流动,而不是使土体产生固结。因此,阳极铁条所在位置及长度必须保证在电渗系统的上下方各预留一定厚度不受影响的黏土层,用以隔离阳极与路堤中的自由水,对于黏土层下的冰积层中的水则可预留更小的厚度。电极设于海拔26.5~31.5 m处,或者说是路肩表面下的9~14 m。阳极铁条上用相同直径的PVC管连接至地面。阴极为钢管,设于地表至地表下14 m处。

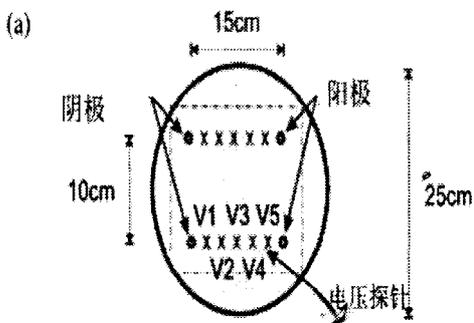


图5 (a) 室内试验电极布置图

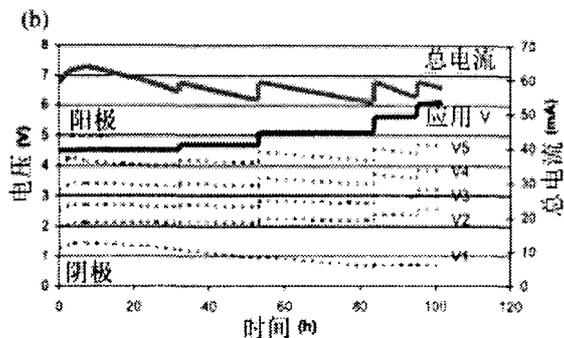


图5 (b) 室内试验电压电流随时间变化

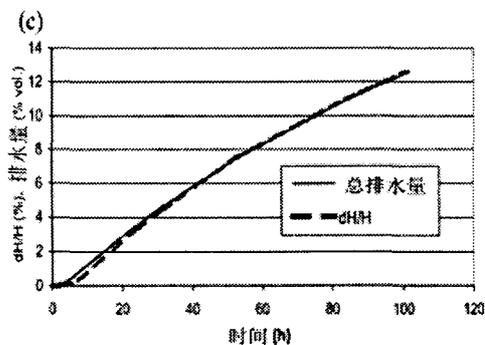


图5 (c) 排水量及其增量随时间变化图



图6 现场试验的阴极概貌

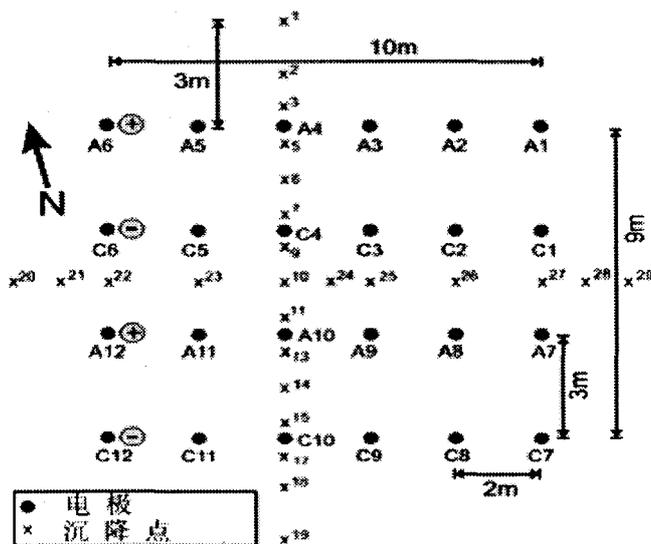


图7 现场试验中电极和沉降点的布置

为了确保电渗系统中流向阴极的水尽可能被全部抽出, 每根阴极铁条的底部安装有抽水泵, 并用塑料管将其与地表的蓄水装置连接起来。如果没有这个排水系统, 那么流向阴极的水很可能导致阴极水头上升, 阻碍电渗排水。为了便于排水, 在阴极上打设有小孔, 如图 6 所示, 阳极亦如此, 但作用是在试验开始时作为导电液体的注入口。

最终设计方案如图 7 所示, 电渗系统设有两排阴极和两排阳极, 排间距为 3 m, 每排有 6 根铁条, 每根铁条间距 2 m。总体上, 24 根铁条分布于  $9 \times 10$  m 的区域。

本现场试验的目的是使处理区域中间深度处土体的 OCR 达到 1.5 或者是  $\sigma'_p$  达到 160 kPa。考虑路肩下的土体情况 (见图 3), 取海拔 29 m 作为处理区域黏土层的中间深度, 由图 8 中的一维压缩曲线可知, 要使该深度处土体达到所需固结度 (OCR=1.5), 土体的压缩量约为 9%。正常情况下, 土体的 OCR 达到 1.5, 长期沉降将会显著减少。

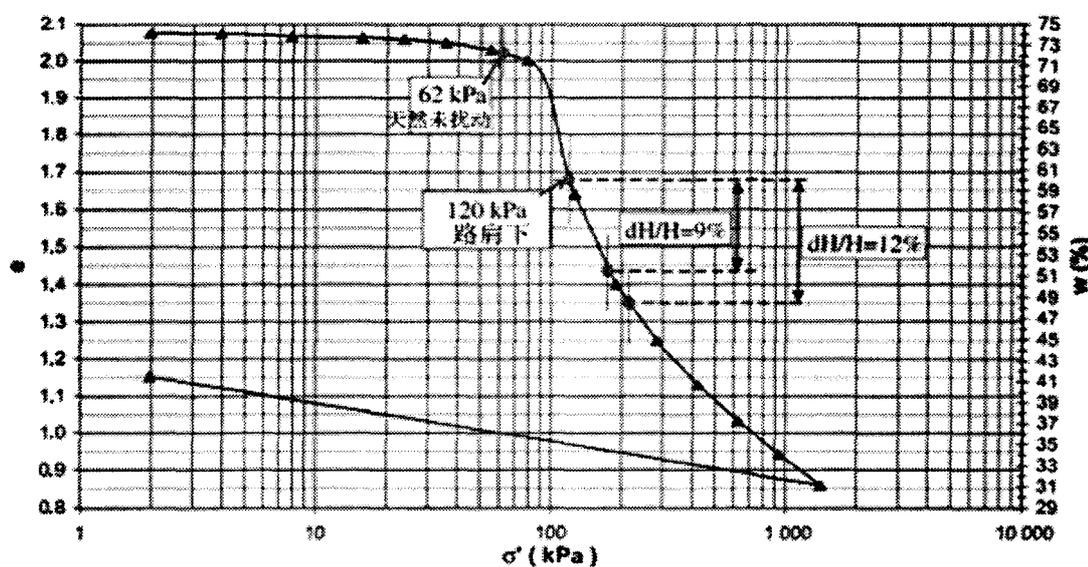


图 8 路肩下中等深度 (海拔 28.6 m) 处的天然黏土压缩曲线

室内试验在通电 100 小时后断开电源, 此时试样的压缩量达到 12.5%, 但是电渗固结还在继续 (见图 5c)。在室内试验中, 压缩量达到 9% 需要通电 66 个小时 (见图 5c), 设比例因子为 20, 并且假定室内与现场试验的平均电压梯度都为 0.31 V/cm, 计算出现场试验的压缩量达到 9% 所需通电时间为 55 天。事实上, 电渗固结时间与电极间距的平方成正比 (Esrig 1968)。如果电压也随着比例因子而增大, 那么固结时间将会与电极间距成正比例。当设计电极间距为 3 m 时, 为满足上述电压梯度, 需要在阴阳极施加 93 V 的电压降。采用室内测得的黏土电阻率和电流密度计算, 则设计所需电流为 520 A, 换算成电能, 55 天的消耗量为 63000 kWh, 如果考虑电流转换器 80% 的转换效率, 则电能的总消耗量为 79000 kWh。

### 3 现场安装和监测

电极安装采用打井时所使用的钻孔设备, 如图 9 所示。先在电极安装位置打入直径为

20 cm 的套筒,直至设计电极铁条深度的顶端。然后将底端封闭的电极铁条压入黏土层,并在抽出套筒之前对电极进行清洗。该电渗试验所用的电力系统包括三相电流(575V 的交流电,60Hz,200A),用 Miller SRS-1500F7 可变倍率整流器输出 100 V,600 A 的直流电,将该直流电与 24 根电极相连。出于安全考虑,在试验场地外设置了围墙,图 10 为试验场地的全貌。

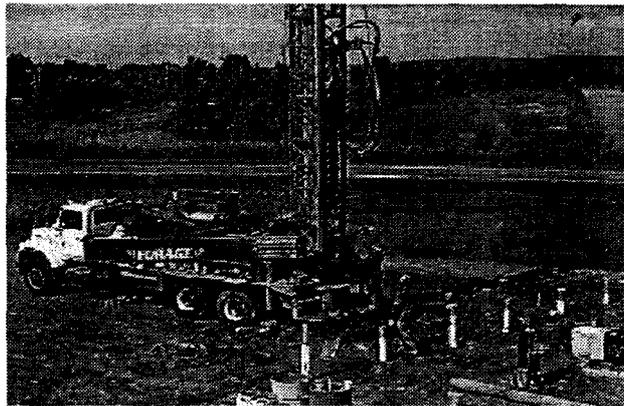


图 9 电极安装所采用设备图

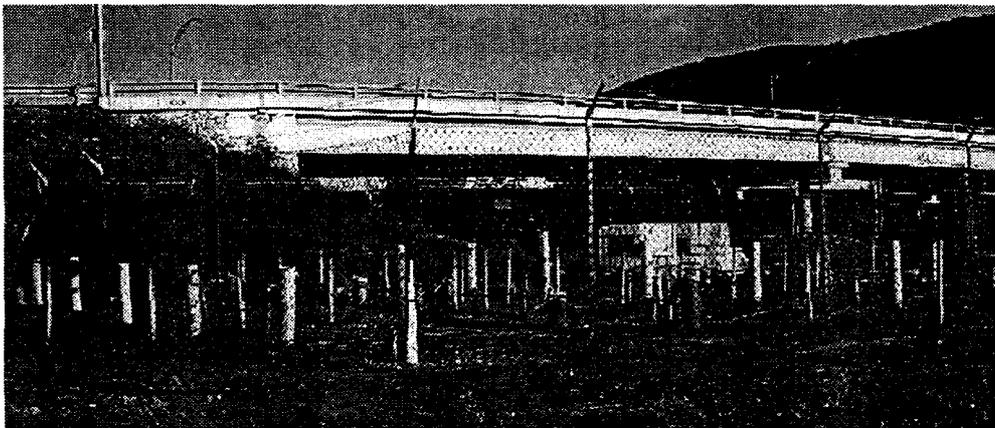


图 10 电渗场地全貌

如图 7 所示,整个场地设有 25 个沉降监测点用以记录沉降情况,测点由插入地下的 60 cm 长的预应力钢条构成,均匀分布在两个垂直的横断面上,每周监测一次。土中的温度则由固定在四根电极边的 T 型热电偶测量,如图 7 所示,所选四根电极为两根阳极(A4, A9)和两根阴极(C3, C9),该温度计埋设于距铁条 1 cm、距地表 9.1 m 处,比较接近阳极上端。每对电极之间的电压用 Fluke23 万用表测量,电极间的电流用 Fluke-i1010 号电流钳测量。温度、电压、电流每两天监测一次。有时候,当抽水系统关闭后,可通过监测阴极的水位上升值来估算电渗排水量。

## 4 电渗固结效果

2000年9月13日,即现场试验设备安装完成后,抽水系统立即开始工作。一周后,即9月21号,系统开始通电。通电两个小时后就在阴极观测到了大量水排出,由此可见,电渗固结的效果非常好。

现场试验采用和室内试验一样的平均电压梯度(0.31 V/cm),在29天后即达到9%的目标压缩量,但固结速度几乎是室内试验的两倍。试验48天后断电,此时的黏土层压缩量为12%。

试验开始一个月内电渗处理范围的电阻率和室内试验34ET所预测的一样(Lefebvre和Burnotte 2002),这说明土—电极接触面状态良好。现场试验和室内试验的电阻率相同,证明在现场对阳极进行化学处理可以提高电势从电极向黏土转移的效率。

4.1 地表沉降监测图11为两横断面(见图7)的地表沉降图,图中四条曲线分别代表电渗进行15天、24天、34天和48天时的地表沉降情况。由于受到处理区边缘裂缝的限制,整个区域的沉降呈碗形,由图11可以看出,裂缝出现在阳极最外排的5m处以及阴极最外排的4m处(S~N断面),某些电极两侧的2.5m处也出现了裂缝(W-E断面)。地表沉降在第34天达到0.4m,在终止日期(第48天)达到0.46m。

然而,地表沉降并不能准确反映地表以下9m处黏土层的沉降量。值得注意的是距离电极4~5m处的黏土,也会受到电渗固结的影响,也就是说,某一深度处的沉降会在地表较大的区域重分布。由地表沉降确定的地面沉陷体积,可以用来确定电渗固结所引起的土体某一深度处的体积变化或是电渗排水量。对图11中的地表碗形沉降曲线进行积分,可知第34天土体体积改变量为 $76\text{ m}^3$ 、第48天的体积改变量为 $87\text{ m}^3$ 。这说明,从试验开始到第34天,电渗固结法平均日排水量超过 $2\text{ m}^3$ 。如果处理区域的有效面积和有效体积已知,那么就可以用体积的改变量来估计9m深度处的沉降以及处理区域黏土的压缩量。

### 4.2 电渗处理完成后的调查

2001年的5月,即电渗试验结束6个月后,为了验证电渗固结法的影响范围以及定量描述电渗引起 $C_u$ 增长量做了22个十字板剪切试验。固结度和 $C_u$ 的增长,都在阳极附近达到最大值,而在阴极附近最小(Bjerrum et al., 1967; Lo et al., 1991)。为了证实这个结论,在距阳极0.5m处、阴阳极中间、距阴极0.5m处各进行了十字板剪切试验。具体的十字板剪切测点布置见图12,试验结果见图13。在距离阳极0.5m处(如图12、13c所示),所有的 $C_u$ 值都高于极限值170 kPa(试验仪器的最大读数)。在最大读数处,十字板必须用扳手才能使该测点的土体发生剪切破坏。

### 4.3 电渗固结的影响范围

图12标明了在处理区域中等深度处每个十字板试验测点的 $C_u$ 值,以此来确定影响区的范围。在最外排阳极北面(如图12所示,A1~A6)1.5m处(V2, V13)和3m处(V1, V12)的 $C_u$ 值与试验前所测结果大致相同,而在该排阳极北面0.5m处(V3)测得 $C_u$ 值却高于180 kPa,因此,可以将影响区范围划至最外排阳极再向外延伸1m处。在最外排阴极南面1.5m处(V11, V18)的 $C_u$ 值较试验前并没有变化,0.5m处(V10)的 $C_u$ 值也变化不大,因此,

可以将影响区范围划至最外排阴极再向外延伸 0.5 m 处。值得一提的是, 从图 11 中的地表沉降曲线也可以看出, 影响区域的東西向 (如图 11b, W~E 断面) 延伸范围小于南北向 (如图 11a, S~N 断面) 延伸范围。

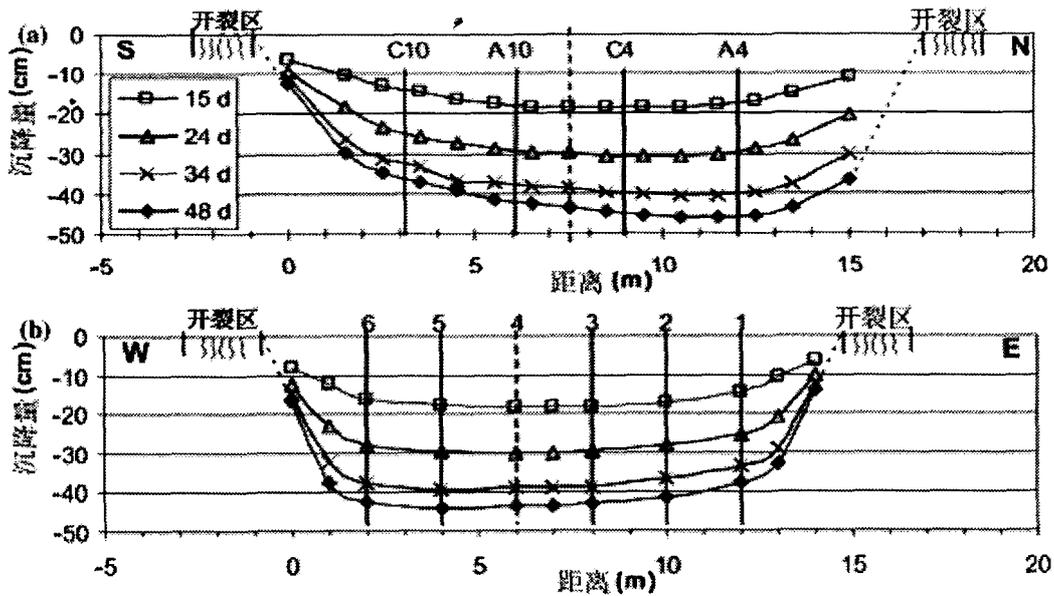


图 11 地表沉降图: (a) 图为南北纵剖面; (b) 图为东西纵剖面。

因此, 本试验中电渗固结法对黏土层的影响范围是  $10.5 \times 11.0 \text{ m}$  (面积  $115 \text{ m}^2$ ) 的区域。前文提到, 电渗结束后地表沉降使得土体体积改变了  $87 \text{ m}^3$ , 则处理区域表面的平均沉降为  $87 \text{ m}^3 / 115 \text{ m}^2 = 0.75 \text{ m}$ 。

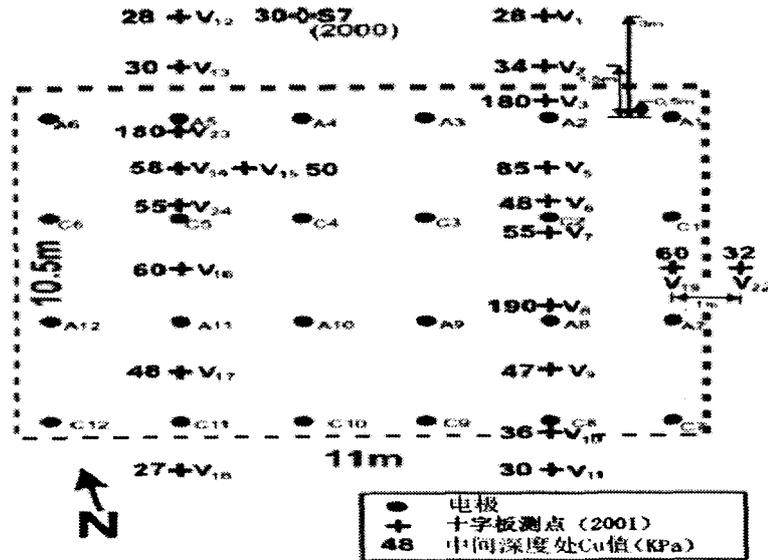


图 12 现场十字板剪切试验测点布置及中等深度处  $C_u$  值分布图

电渗结束后,通过十字板剪切试验测量 8.5~14 m 的深度范围内的  $C_u$  值(图 12)。由前文可知,该 5.5 m 的土层已被压缩了 0.75 m,因此,其原始厚度应为 6.25 m,这样处理区域的初始体积为  $720 \text{ m}^3$ 。图 13、14 中的粗虚线即为最初与阳极上下端接触的黏土经电渗处理后的最终位置。通过测量竖向变形量或体积变化,计算得出电渗固结引起的黏土压缩量为 12%。

#### 4.4 电渗固结法中土体不排水抗剪强度的提高

在测点 S7 和离处理区域较远的四个测点(V1, V12, V11, V18)处利用十字板剪切试验(如图 13a)测量土体的  $C_u$  深度曲线(不排水抗剪强度随深度的变化曲线),并取该五处深度所测结果的平均值作为此深度土体初始  $C_u$  值,绘出土体初始  $C_u$  深度曲线。图 13b、图 13c、图 13d 为土体初始  $C_u$  深度曲线与在阴阳极中间处、距阳极 0.5 m 处、距阴极 0.5 m 处所测得  $C_u$  深度曲线的比较图。图 13 还给出了各类测点  $C_u$  值随深度的平均变化曲线。

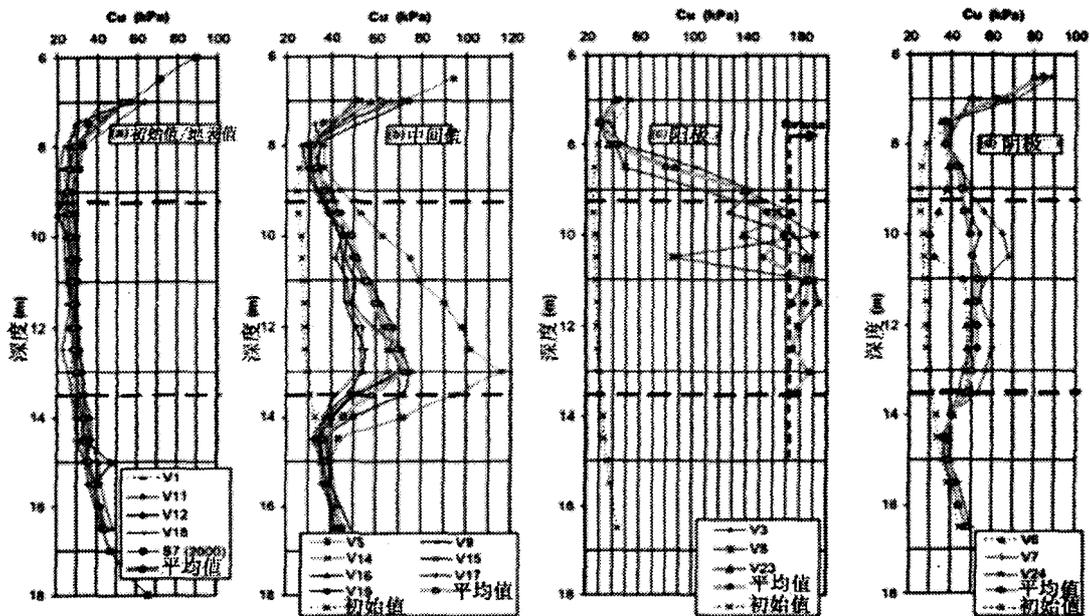
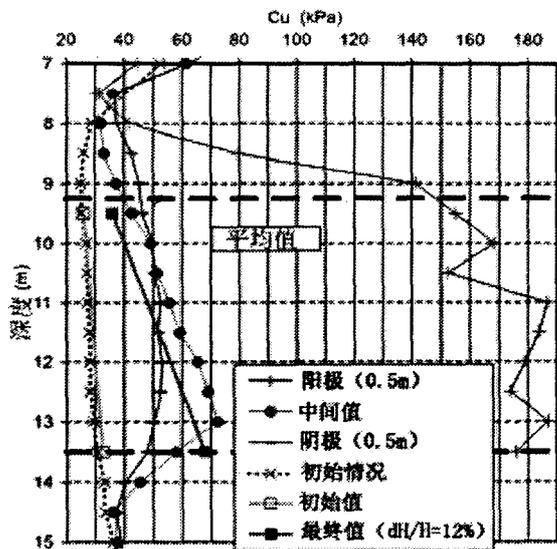
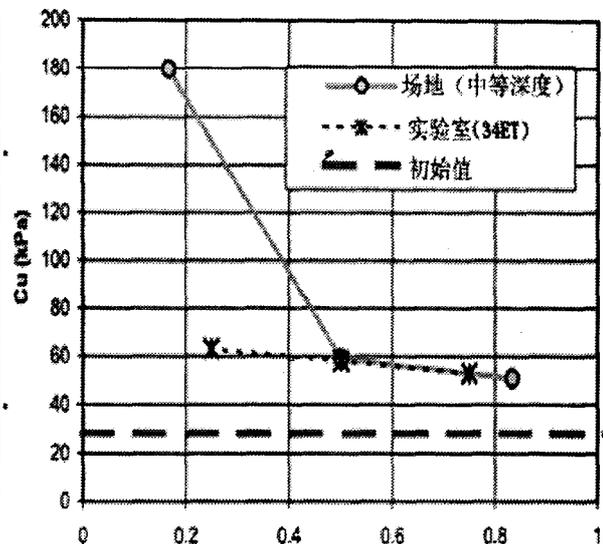


图 13 场地不同测点  $C_u$  值随深度变化的纵断面图

图 14 对图 13 中的各类测点平均  $C_u$  深度曲线进行了对比。阴阳极中间的  $C_u$  值从 10 m 深度处的 50 kPa 增加到 13 m 深度处的 72 kPa (如图 14),  $C_u$  值随深度增加而增加,可能是由于初始含水量随深度增加而降低所致(见图 3)。若初始含水量分布如图 3 所示,由于土体压缩可使初始孔隙比变小(由图 14 计算可得),整体 12% 的压缩量将会使一定深度处的有效应力和  $C_u$  值变得更大(见图 8)。

总的来说,在距离两电极等距和距离阴极 0.5 m 处,  $C_u$  值经过电渗处理后可增加一倍。而在距离阳极 0.5 m 处,  $C_u$  值急剧增加,几乎增长了 6 倍。整个电渗区域的  $C_u$  平均值从 28 kPa 增长到 95 kPa,增长了三倍。

图 14 五个测点平均  $C_u$  剖面图图 15 室内室外平均  $C_u$  值对比图

场地试验中,由电渗固结所引起的土体压缩量为 12%,和室内 34ET 试验得到的 12.5% 的压缩量几乎一致。场地试验和室内试验结束后的  $C_u$  值在图 15 进行了比较。在室内试验中,  $C_u$  是用一个小十字板剪切仪测量的,与十字板剪切试验所测的天然黏土或路肩下正常固结黏土的不排水抗剪强度十分接近 (Lefebvre 和 Burnotte 2002)。比较发现,在试验区域中等深度的阴极附近和阴阳极中点处,室内试验和现场试验所测得的  $C_u$  值基本一致 (如图 15),但在阳极附近,室内试验所测得的  $C_u$  值却没像现场试验所测的那样急剧增加。

## 5 影响因素

本节将对圣希莱尔山现场电渗固结试验的影响因素进行探讨。如图 16 所示,比较分析了各影响因素在现场试验和室内 34ET 试验中的变化 (其他参数所取的比例因子为 20)。电渗过程中地表沉降的发展和黏土压缩的过程见图 16a。从图 16a 可以看出,在试验开始阶段,场地试验和室内试验的电渗固结速率均较低,这是因为在阳极注入导电液体需要一定的时间。同时发现,现场试验中开始的前 33 天电渗固结效率非常高,而到试验最后两周效率却明显降低。黏土层前三周的压缩速率约为每周 2.5%,而试验结束前一周其速率却仅为 0.43%。

除了最后两周,场地试验的电渗压缩速率为室内试验的两倍 (见图 16a),其原因可能是场地试验和室内试验所考虑的边界条件不同。场地试验中,电渗固结的地表影响区域是由十字剪切板试验确定,这一点,在前文已经详细论述过,而在室内试验中,却是将整个圆柱截面作为影响区域,该圆柱面比由虚线确定的包括四根电极 (如图 5a) 的区域要大。之所以将

圆柱面作为影响区域, 是因为电渗固结引起的压缩最后要在整个柱形截面上均匀重分布。室内试验中, 横截面积的增大使得电渗固结减慢(不易定量), 这也可以解释场地试验和室内试验在压缩速率上的差异。

### 5.1 电势降

电渗排水体积与电势梯度  $i_e$  成正比 (Casagrande 1952)。电压梯度对场地试验和室内试验的影响对比见图 16c。由图 16c 可知, 电渗开始的前 22 天, 场地试验中的平均电压梯度为 0.33 V/cm, 比室内试验高出 10%, 这也使得场地试验的固结速率稍高; 到第 22 天, 电压梯度减少了 30%, 变为 0.23 V/cm, 一周以后(即第 29 天)又恢复至原值; 最后几周(此时的电阻率上升迅速), 由于电流整流器会自动调整电压来维持系统所需的恒定功率, 电压梯度上升到 0.50 V/cm。图 16 中没有记录断电时间内的数据, 不过我们可以从图 14c 中推测断电后的电压梯度为零。整个试验系统第一次断电是在试验的第 12 天, 断电 3 天, 然后在第 22 天断电 7 天, 第 34 天断电 2 天。

### 5.2 温度

很多文献指出, 限制电流密度可以避免温度过高, 但电渗的场地试验很少会对温度进行监测。由焦耳效应知, 热量与电功率成正比, 热量的多少受电压影响很大。公式(3)为电流与电压的关系式, 公式(4)为电功率的定义, 由公式(3)和公式(4)推得公式(5), 由公式(5)可以看出电功率与电压平方成正比, 其中,  $R$  为电阻。

$$V = RI \quad (3)$$

$$P = VI \quad (4)$$

$$P = V^2 / R \quad (5)$$

本试验对温度的监测并不完善, 且热电偶仅仅记录了处理区域顶部电极周边的温度, 但考虑到温度对现场试验的影响很大, 图 16d 还是给出了温度的监测数据, 但仅对此做定性分析。

试验开始时, 场地温度处于 8 °C 到 9 °C 之间。阳极 (A9, A4) 的温度增长速率要远大于阴极 (C3, C9) 的温度增长速率。对同种电极, 内排 (A9, C3) 的温度增长速率要远大于外排 (A4, C9) (见图 16d), 这是因为电压相同时, 内部位置的电流要远大于边缘处。

阳极温度上升很快, 在第 22 天内排阳极 (A9, 见图 16d) 的温度高达 85 °C, 之后断电 7 天, 温度显著降低, 随后继续通电, 此时系统功率稍低, 故经此轮通电一周, 内排阳极温度仅升高到 77 °C。到第 32 天, 系统功率已恢复到之前较高水平, 此时阳极 A9 处温度迅速上升到 90 °C 以上, 并在第 41 天达到 100 °C, 这时, A9 位置的热电偶无法继续正常工作。实际上, 处理区域内部的温度要比所监测的顶部处高很多。由上述分析知: 从第 32 天开始, 温度就接近 100 °C, 此时阳极附近的土开始变干, 导电性变差, 导致土—电极接触面越来越差, 这种现象最可能发生在阳极附近; 外排阳极 A4 处的温度从第 6 天的 30 °C 上升到第 29 天的 40 °C, 在第 32 天, 迅速增加到 60 °C, 然后保持稳定直到试验结束。

为了测量离电极稍远处的温度, 试验第34天, 在10 m深度处又另外装了两个热电偶, 一个安装在A3和C3的中间位置, 另一个安装在由A3, C3, C2, A2组成的四边形(如图7所示)的正中位置。阴阳极中间位置第34天的温度为44℃, 随后该处温度均匀上升, 第47天为51℃。

做室内试验时, 因为试验时间相对较短, 且在试样边界处能量消耗量大, 所以并没有对温度进行监测。场地试验中, 电极附近以及电极间, 土体温度都持续升高, 这是阳极周围出现高Cu值的原因之一。在阴阳极中间位置, 场地试验的温度从9℃上升到50℃。温度升高使得水力传导系数升高、孔隙水压力升高、先期固结压力降低, 所以高温有利于固结, (Campanella和Mitchell 1968; Adolfsson和Sallfors 1987; Mitchell 1993; Delage et al. 2000)。

热量是现场电渗固结试验的一个重要影响因素。一方面, 阳极将近100℃的高温不利于土—电极接触面的能量传递, 使界面电压损失较大, 电渗效率严重降低。而另一方面, 在某一电压梯度下, 温度越高电渗固结的效率也会越高。土体中某点的热量取决于该点的电流密度和电压梯度, 为了提高土体温度, 需将施加于电极上的电压更为有效地传递至土体, 而不是消耗在土—电极接触面。

### 5.3 土体电阻率和土—电极界面接触

图16c为室内试验和现场试验情况下电渗固结过程中的土体电阻率 $\rho$ 变化。电阻率可由下式计算

$$R = V / I = \rho L / A \quad (6)$$

其中,  $L$ 是阴阳电极间距,  $A$ 为横截面积。在一个三维系统中, 对电流所通过截面的假设不同, 土体电阻率的计算方法也就不同。图16c中的电阻率, 实际上是系统的平均电阻率, 公式中的 $V$ 为施加于电极间的总电压, 未考虑土—电极接触面上的损失。

试验34ET(见图16c)中的电阻率变化表明, 阳极经过化学处理后, 土—电极界面在整个电渗固结过程中一直接触良好(Lefebvre和Burnotte 2002)。

场地试验的前32天, 电阻率相对稳定, 且和室内试验值接近, 证明对阳极进行化学处理对保持土—电极接触面性状非常有效。第32天, 电阻率迅速升高(如图16c所示), 这也符合此时内排阳极A9点(如图16d)的温度上升到90℃的情况, 因为阳极的高温会导致土—电极接触面导电性能恶化, 进而引起电阻率上升。第32天后电渗固结效率降低(如图16a), 可能是因为电压在土—电极接触面大量损失, 而有效传递到土中的只有很小一部分。

### 5.4 电渗渗透系数

如式(1)所示, 电渗固结速率由土中的有效电压梯度和电渗渗透系数( $k_e$ )决定。场地土体的电渗渗透系数用式(1)计算, 其中, 电压梯度取的是加在电极上的总值。所以, 这种确定电渗渗透率的方法未考虑土—电极接触面上的电势损失。

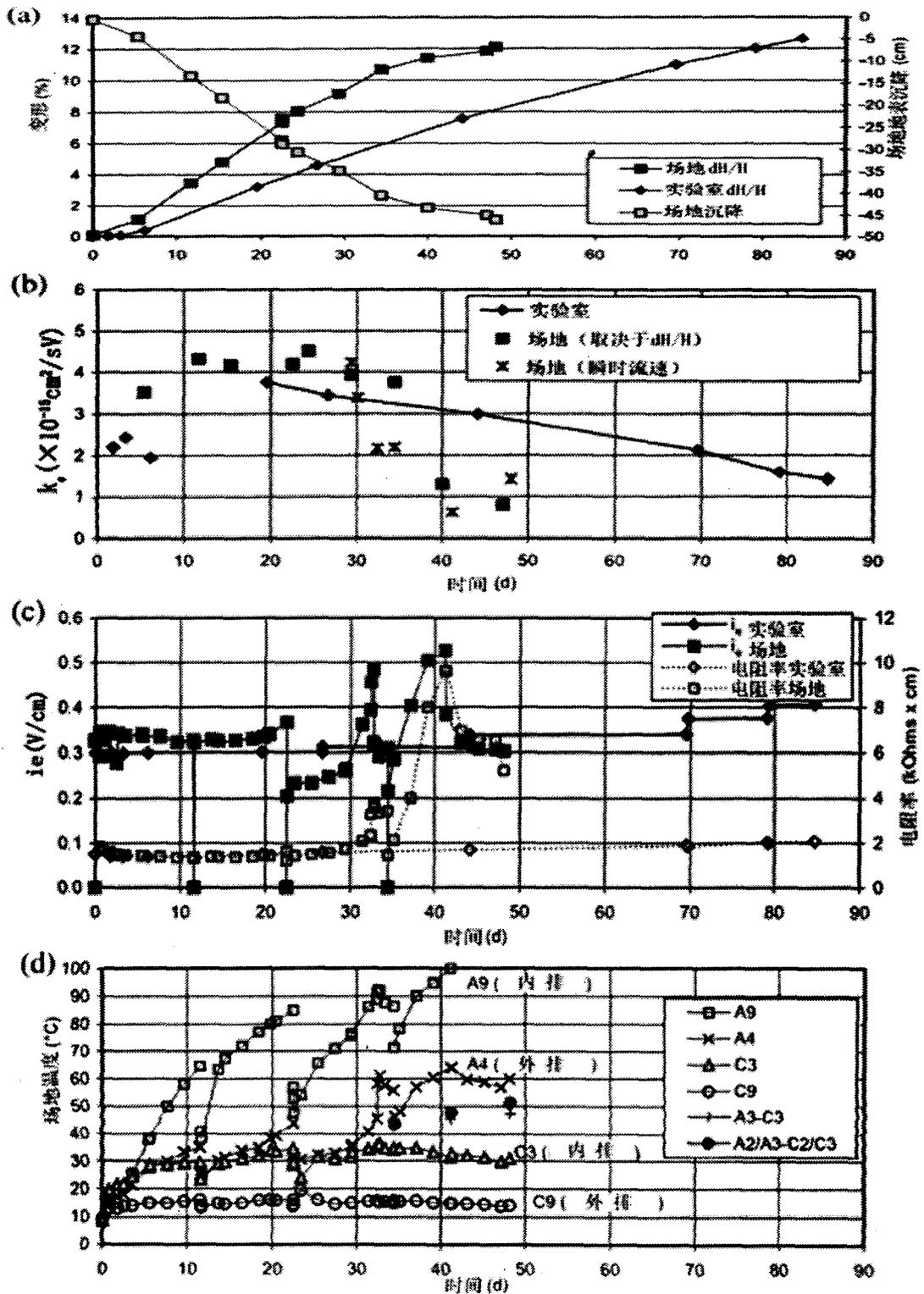


图16 试验的参数变化：(a) 压缩量；(b) 电渗透系数；(c) 电势降和电阻率；(d) 温度 $^{\circ}$

由地表沉降计算得到的  $k_e$ 

表 2

观测日期	$t(d)$	$d(d)$	$Q(L/h)$	$V(v)$	$I(A)$	$k_e (cm^2/sV)$
9月 19~26	5	5	87	100	450	$3.5 \times 10^{-5}$
9月 26~10月 3	12	7	107	100	540	$4.3 \times 10^{-5}$
10月 3~10月 7	15	3	101	98	550	$4.2 \times 10^{-5}$
10月 10~17	23	7	106	102	530	$4.2 \times 10^{-5}$
10月 24~26	24	2	76	68	360	$4.5 \times 10^{-5}$
10月 26~31	29	5	73	75	350	$3.9 \times 10^{-5}$
10月 31~11月 7	34	5	93	100	300	$3.8 \times 10^{-5}$
11月 7~14	40	6	39	120	170	$1.3 \times 10^{-5}$
11月 14~21	47	7	19	95	100	$8.1 \times 10^{-5}$

整个现场试验过程中都有监测电压梯度的变化,却没有系统可以直接测量电渗排水量。若假定某时刻土体压缩的体积与排水体积相等,那么电渗排水量可由地表的沉降计算得到。每次沉降读数间隔时间内,都计算了电渗渗透系数,见表 2。表 2 同时还给出了对应时间段内的排水速率、电压和电流值。在图 16b 中,也将场地试验的  $k_e$  和室内试验的  $k_e$  做了对比。从试验开始到第 29 天,场地电渗渗透系数维持在大约  $4.2 \times 10^{-5} cm^2/sV$  的水平,稍高于室内试验所测值。之后,电渗渗透系数开始降低(尤其是第 34 天),最后一周的渗透系数降为  $8.6 \times 10^{-5} cm^2/sV$ 。因为计算  $k_e$  时,电压值取的是加在两改变,而是反映了土—电极接触面上的电势损失增大。电阻率增大与  $k_e$  值的降低同时电极间的总电压,所以表 2 中  $k_e$  值的降低并非表明处理区域土体性质发生发生(见图 16c)。在不同的时间段,例如从第 12 天到 15 天和从第 40 天到 47 天,两极施加的电压相同,电流和  $k_e$  值都减少了 80%(见表 2),这更证实了  $k_e$  的降低本质上是由于土—电极接触面的电势损失导致土中电压降低所引起的。

如果阳极没有完全密封,那么根据地表沉降计算的电渗排水体积将比土体的体积变化大很多。因此,本试验设计了特殊的屏障来阻止路堤和冰积层中的水进入电渗系统。

为了证实电渗排水是土体固结的本质反应,试验过程中进行了数次瞬时流速的测定。一般情况下,试验需用水泵抽水使水位保持在阴极的底端或者是在地面以下 14 m 处,但为了测量瞬时电渗流速,试验时将水泵关闭,然后在各个阴极监测由于电渗排水而引起的水位上升量。瞬时流速监测结果见表 3,表 3 还给出了监测的持续时间( $dt$ ),以及监测过程的电渗排水速率( $Q$ )、电压( $V$ )、电流( $I$ )和由瞬时排水量计算的  $k_e$  值。9月 7 号、8 号,关闭排水系统,发现阴极水位有小幅上升,此时水流向阴极的速度为 3.6L/h(由水力渗透引起),该数值可用于修正表 3 中的其他测量数值,以单独考虑电渗排水。图 16b 中,比较了由瞬时流速计算得到的  $k_e$  值和由地表沉降得到的  $k_e$  值,发现两者很吻合,这表明系统外的水对电渗排水并没有太大影响。由瞬时流速得到的  $k_e$  值变化更吻合土体电阻率的变化。

观测日期	由阴极瞬时流速和总电流分布计算的 $k_e$ 值					表 3
	$t$ (d)	$d$ (h)	$Q$ (L/h)	$V$ (v)	$I$ (A)	$k_e$ (cm <sup>2</sup> /sV)
10月31	29	1.5	83.8	80	346	$4.2 \times 10^{-5}$
10月31~11月1	30	18.0	72.0	86	350	$3.4 \times 10^{-5}$
11月5	32	6.0	74.8	140	300	$2.2 \times 10^{-5}$
11月7	34	0.8	50.4	93	204	$2.2 \times 10^{-5}$
11月7~8	34	28.0	3.6	0	0	—
11月15	41	1.7	24.9	158	123	$6.4 \times 10^{-5}$
11月22	48	0.8	32.0	90	131	$1.4 \times 10^{-5}$

鉴于前人经室内试验所得的  $k_e$  值一般为  $2 \sim 6 \times 10^{-5}$  cm<sup>2</sup>/sV (Casagrande 1952; Mitchell 1993), 笔者通过三维现场电渗试验得到的  $k_e$  值为  $4 \times 10^{-5}$  cm<sup>2</sup>/sV, 比较合理。

场地试验中的  $k_e$  值是由地表沉降以及电极间的电压梯度计算所得, 图 16b 中所示的  $k_e$  值变化表明, 在阳极与土的接触面没有因高温破坏之前, 电渗固结法中的电能利用率还是很高的。

## 6 电渗场地试验的直接费用

本次场地试验的各项目费用 (见表 4) 仅代表本试验的情况, 对于更大规模的工程并不具有代表性。对大型工程而言, 通过与电网连接将电通入试验场地的费用应该和本试验差不多, 但是其在总费用中所占的比例要比本次试验 (27%) 小的多。由表 4 中的数据明显可以看出, 与整个试验费用相比, 用于电能的费用很少。加拿大的电费为 0.07 加元/kWh, 按此计算, 用于电渗设备的电费为 5500 加元, 加上抽水系统的电费, 整个试验的电费约占总费用的 15%。

场地试验的各项费用明细表		表 4
	费用 (加元)	在总费用中所占比例
电极 (L=14.5 m)	12731	16
电极的安装	23956	30
将电能引入试验场地	20976	27
连接电极	3980	5
抽水系统	7012	9
围墙, 试验场地便道等	4969	6
电极电能消耗	5508	7
合计	79132	100

从费用明细表中发现, 电极的安装费用最高。其实在较大工程中, 若用电渗法来消除既

有路堤的长期沉降,安装电极至路堤下某深度处也是费用最高的一部分。基于场地试验的保守估计,对于圣希莱尔山区域的主要路堤,电渗固结法与采用较轻的材料(如聚苯乙烯)来替代路堤土的卸荷法相比还是极具优势的。

如果是处理一个新建路堤的软黏土地基,安装电极的费用将会稍低,那么用电渗法将会更有竞争力。这种情况下,先在天然土体表面直接插入电极,然后建造路堤到一定高度,在此高度下,粘土地基本身能承受上部荷载而无需设置路肩,再对电极通电使粘土地基电渗固结,直至该地基可以承受全部路堤荷载且不会发生新的沉降,之后继续铺设剩下的路堤。

## 7 结论

基于室内模型试验,本场地试验采用24根直径为17 cm的电极,分布形式为间距 $2 \times 3$  m的网格状。在电极的顶端和底端须预留黏土层使电渗系统与外界水隔离。在每个阴极底部安装水泵,确保电渗排出的水不会重新流回系统,同时确保电渗过程中水能更加顺畅的流向阴极。本次试验处理的是正常固结黏土。试验所用的12根阳极铁条在试验开始前就注入电解液进行电化学处理(Lefebvre和Abderrahane 1997; Lefebvre和Burnotte 2002)。

试验开始的一个月电渗效率很高,32天时土体沉降量达到10%,而接下来的16天里沉降量仅为2%。试验的前一个月效率较高,是因为场地试验中的土-电极接触面和室内试验中所测得的一样,状态良好。因此得出,对阳极进行化学处理在场地试验和室内试验的效果均较好。

在分析不同因素对电渗过程的影响时,观察到试验最后两周的电渗效果较差,其原因是阳极的高温破坏了土-阳极接触面。因此,若采用较低的电势梯度,本试验所能达到的最大压缩量应该会大于12%。

阳极和土中的温度升高是影响电渗的一个重要因素。一方面,当阳极的温度达到 $100\text{ }^{\circ}\text{C}$ 时,土中的电阻率迅速升高,导致土中的有效电压梯度降低,从而减小电渗固结效率。而另一方面,在阴阳电极的正中间处,监测到土体中的平均温度为 $50\text{ }^{\circ}\text{C}$ 左右,这对电渗可能是有利的。土体中产生的高温似乎能解释场地试验的电渗效率略高于室内试验的现象,尤其是当阳极附近电阻率很高时,不过这还需进一步研究。

前文已提到,与安装电极的费用相比,试验所用的电能消耗费用很少。无论是减少既有路堤的沉降或者是解决新建路堤软黏土地基的稳定性和沉降问题,采用改善土-电极接触面性状的电渗固结法似乎是一种颇有竞争力的选择方案。

现场试验中,随着电渗固结的进行,不同参数的变化以及其对土体性质的影响与室内试验的结果较为吻合。如果室外电渗固结能够设计得像其他任何一种岩土方法那样,即可以较为精确的预测且效果良好,则将有利于电渗技术在岩土工程中的推广应用。