

目 次

论 文

从 Biot 固结理论认识渗透力.....丁洲祥, 龚晓南 (3)

对复合地基载荷试验标准的一些探讨..... 付文光, 杨志根, 蔡铭 (7)

黄土场地深基坑土性参数与变形控制设计.....韩晓雷, 水伟厚(14)

深层搅拌桩加固软弱堤基的工程实践.....彭建华 (20)

松散软土地采用静压管桩的施工技术总结.....刘德宜 (27)

深基坑工程施工、监测与质量监管.....陈思清(33)

土钉墙和复合土钉墙在某基坑工程中的应用.....朱虹 (40)

某多层住宅楼纠偏加固效果分析.....桂林 (45)

某六层住宅楼地基加固补强顶升纠偏..... 陈国政, 陈守平, 陈守安(50)

浅部异常曲线的判定与开挖验证.....徐宜威 (58)

砂土常规三轴试验中若干问题的探讨.....赖勇 (60)

一题一议

对“浙江地基规范桩承载力几个问题讨论”一文的简复.....刘兴旺, 李冰河 (65)

译 文

地基加固中使用竖向排水体的一些实践经验..... J. Chu , M. w. Bo and V. Choa (68)

从 Biot 固结理论认识渗透力*

丁洲祥 龚晓南

(浙江大学土木系 杭州 310027)

唐启

(中国港湾建设集团总公司第二航务局 430014)

【摘要】渗透力是土力学中的重要概念,也是岩土工程界一直所关心的问题。在渗流变形耦合问题的分析中,正确认识渗透力的地位和作用具有重要意义。基于 Biot 固结理论较严格的耦合机理,较深入地探讨了渗透力在直接耦合和序贯耦合分析中的地位。对渗流变形耦合问题而言,渗透力不是独立存在的客观物理量,而只是序贯耦合分析方法中的一个中间量。

众所周知,土力学中渗透力的概念由来已久。Terzaghi & Peck (1948) 在其著作^[1]中提到“the water exerts a force against the soil equal to $p_w = i r_w$ per unit of volume. This force is known as the seepage pressure. It has the dimension of a unit weight, and at any point its line of action is tangent to the flow line”。正确考虑渗透力的影响,对于准确评估地基强度和地基变形等具有重要意义。但研究中如果不注意,有时会错误地将渗透力进行重复计算。针对这一问题,笔者想从 Biot 固结理论的角度谈谈对渗透力的认识。讨论仅限于渗流和变形耦合问题的范畴。

Biot 固结理论的注释与表述

对于饱和土而言,Biot (1941) 固结理论^[2]是目前公认的渗流变形耦合机理较为严密的理论。需要提及的是,该理论在前期也经历了一个不断完善和发展的过程^{[3]-[6]}。其中,Biot (1955) 甚至将有效应力系数重新定义为孔隙率^[3];Lade & De Boer (1997) 在对有效应力的研究^[7]中也报道了这一点。由于大家所熟知的 Skempton (1960) 的著名研究成果表明,有效应力系数对于饱和土近似等于 1,而 Biot (1941) 最早提出的固结理论中正是默认了有效应力系数为 1;这可能是导致 Biot (1941) 理论(早期形式)获得广泛应用,而后期改进形式却不太为人注意的原因之一。

国内若干重要文献^{[8][9]}所介绍的 Biot 固结理论一般都属于 Biot (1941) 提出的形式;文献^[10]介绍了后期的发展形式,但单从有效应力系数来看仍属于 Biot (1941) 理论的范畴。

* 收稿日期:2004年6月

然而, Biot (1941) 理论中使用的 Darcy 定律形式是不严格的。不少人在刚开始学习 Biot (1941) 固结理论时会有同感, 难以理解其 Darcy 定律中将孔压增量梯度或孔压梯度用作水力梯度的做法。为便于理解, 有时便"私自" 将其中的孔压理解为超静孔压; 但在关于 Biot 固结理论的正式文献中, 是没有这种说法的。直到 1962 年, Biot 才引进总流势 (total fluid potential) 的概念来改进其理论中对 Darcy 定律的表述^[7]。

注意到上述细节后, 为便于分析, 这里选择大家较熟悉的 Biot (1941) 固结理论 (其中的渗流定律是后期的改进形式), 则其基本控制方程用笛卡尔张量记法可以简洁的表述为

(a) 平衡方程

$$\sigma_{y,j} + \rho F_i = 0 \quad (1)$$

(b) 有效应力原理

$$\sigma_{ij} = \sigma'_{ij} + \delta_{ij} p_w \quad (2)$$

(c) 本构方程

$$\sigma'_{ij} = D_{ijkl} \varepsilon_{kl} \quad (3)$$

(d) 几何方程 (使用土力学符号约定)

$$\varepsilon_{ij} = -(u_{i,j} + u_{j,i})/2 \quad (4)$$

(e) 连续性条件 (两相不可压缩)

$$\delta_{ij} \dot{\varepsilon}_{ij} - q_{i,i} = 0 \quad (5)$$

(f) Darcy 定律

$$q_i = -k_y (p_{w,j} + \rho_w F_j) / \gamma_w \quad (6)$$

以上各式中, σ_{ij} 是总应力张量, ρ 是土体密度, F_i 是单位质量的体力矢量, σ'_{ij} 是有效应力张量, δ_{ij} 是 Kronecker Delta, p_w 是孔压, D_{ijkl} 是本构张量, ε_{ij} 是应变张量, u_i 是位移矢量, q_i 是 Darcy 渗流速度, k_y 是渗透系数张量, ρ_w 是液相密度, γ_w 是液相重度。初边值条件从略。

渗透力的地位和作用

从式(1) - 式(6)可见, 在 Biot 固结理论中是不存在渗透力的概念的, 或者说渗透力不是独立存在的客观物理量。凡是同时满足 Biot 平衡条件、连续性条件及其初边值条件的 u_i 和 p_w 即是渗流变形耦合问题的真解。若要在 Biot 固结理论中记入渗透力的作用, 将是一种重复考虑, 也是荒唐的。

Biot 固结理论是对饱和土体渗流变形规律进行综合考察的结果, 自然是较为客观的。但在历史上, 其数学求解曾是个很大的难题。由于种种原因, 人们在分析某一特定问题时, 经常偏向于容易处理的道路。于是, 将客观的渗流变形耦合场人为地分解为渗流场和位移场, 或者做某些简化, 并从不同的角度进行考察研究, 就在历史上造成了不同学科和研究方向, 如地下水渗流力学和土力学中的 Terzaghi 固结理论等。

现在我们很多人都知道通常的渗流问题是固结问题的特例。因为渗流支配方程主要是基于连续性条件式(5)和渗流定律式(6)导出, 尽管有时还要考虑源汇项等特殊情况, 以及不同学科间术语的共存现象 (如单位贮水量和固结系数等)。可以认为, 渗流支配方程本质

上是质量守恒方程或固结问题的连续性条件。

在通常的渗流问题中,如果仅考察水头(总土水势)的时空分布规律,而不考虑渗流对位移场和应力场的作用,自然不需要渗透力的概念。当考察渗流场与位移场或应力场的耦合作用时,面临两条道路可选。其一是利用 Biot 固结理论,即按直接耦合(direct coupling)思想求解,这时根本不需要渗透力的概念。其二是通过传统的渗流分析结果来考察渗流对位移场和应力场的影响,即序贯耦合(sequential coupling)思想,此时渗流力概念就是必需的了。

从 Biot 固结理论来看,序贯耦合分析主要有两大步骤构成:(1)先根据式(5)和式(6)以及渗流初边值条件,求解独立的渗流问题,得到总土水势或孔压分布规律;(2)根据渗流场的结果求出渗透力,将该渗透力作为外载施加于独立的位移场(或土骨架),由此得到相应的位移场和应力场,这相当于求解式(1)~式(4)的联立方程。

然而,在序贯耦合分析的第一步中,一般并不是直接使用式(5)的各物理量。因为式(5)中存在与体应变有关的项 $\delta_{ij}\dot{\epsilon}_{ij}$,这必然会在渗流场分析中引入未知量—位移,于是仅仅由渗流场的初边值条件是难以得到孔压分布规律的。在传统的渗流分析中,通常将 $\delta_{ij}\dot{\epsilon}_{ij}$ 等效为 $S_s \partial h / \partial t$ 来简化处理。其中 S_s 是单位贮水量,量纲为[长度⁻¹],其物理意义是单位体积的饱和土体,在下降 1 个单位水头时所释放出来的贮存水量^[9]; h 为水头,可换算为孔压 p_w 。 S_s 可由试验或经验来确定。经过等效处理后,式(5)就不受位移的直接影响,从而可以顺利求出相应的渗流场。

将式(2)代入式(1),有

$$\sigma'_{ij} + p_{w,i} + \rho F_i = 0 \quad (7)$$

而渗透力为

$$p_{si} = p_{w,i} + \rho_w F_i \quad (8)$$

将式(8)代入式(7),得

$$\sigma'_{ij} + p_{si} - \rho_w F_i + \rho F_i = 0 \quad (9)$$

式(9)、式(3)和式(4)的联立方程即构成序贯耦合算法第二步中的控制方程,即关于位移场的完整控制方程。从中可更直观的看到,渗透力 p_{si} 在序贯耦合分析中的地位相当于体力荷载,其作用是联系独立的渗流场和独立的位移场的“中间量”。

相对 Biot 固结分析来看,序贯耦合分析显然是不严格的,也是较繁杂的,尤其是当涉及到渗透力的计算时。此外,能否准确地确定单位贮水量,势必影响到耦合分析结果的精度。但序贯分析有一个突出优点:其有限元方程组的病态程度相对于 Biot 固结有限元方程组而言是特别小的,这在数值计算中非常有利。据笔者了解,国外不少著名有限元软件在处理类似耦合(如温度场与位移场的耦合)问题时,就采用了序贯耦合分析。

结语

(1)按 Biot 固结理论进行渗流变形问题的直接耦合分析时,是不需要渗透力这一概念的。渗透力也不是独立存在的客观物理量。

(2)序贯耦合分析方法将客观的渗流变形耦合场分解为独立的渗流场和位移(变形)

场,可以降低求解难度和有限元方程组的病态程度。但其反映双场耦合效应时,需要渗透力这一中间量;渗透力的地位相当于体力荷载。

参考文献:

- [1] Terzaghi K. , Peck R. B. Soil Mechanics in Engineering Practice [M]. Lith. ed. , 1948: 218 - 254
- [2] Biot M. A. General Theory of Three - Dimensional Consolidation [J]. J. Appl. Phys. , 1941, 12: 155 - 164
- [3] Biot, M. A. Theory of Elasticity and Consolidation for a Porous Anisotropic Solid [J]. J. Appl. Phys. , 1955, 26(2) : 182 - 185
- [4] Biot, M. A. Theory of Deformation of a Porous Viscoelastic Anisotropic Solid[J]. J. Appl. Phys. , 1956, 27 (5) : 459 - 467
- [5] Biot, M. A. , Willis D. G. The Elastic Coefficients of the Theory of Consolidation[J]. J. Appl. Mech. 1957, 24: 594 - 601
- [6] Biot, M. A. Mechanics of deformation and acoustic propagation in porous media [J]. J. Appl. Phys. , 1962, 33(4) : 1482 - 1498
- [7] Lade, P. V. & De Boer, R. The concept of effective stress for soil, concrete and rock[J]. Geotechnique, 1997, 47(1) : 61 - 78
- [8] 龚晓南著. 高等土力学[M]. 杭州:浙江大学出版社,1996:91 - 149
- [9] 钱家欢,殷宗泽主编. 土工原理与计算(第二版)[M]. 北京:中国水利水电出版社,1996:199 - 258, 107 - 168
- [10] 朱百里,沈珠江等编著. 计算土力学[M]. 上海:上海科学技术出版社,1990:1 - 13, 100 - 120

Understanding the Concept of Seepage Pressure with Biot's consolidation Theory

Ding Zhouxiang Gong Xiaonan

(Department of Civil Engineering, Zhejiang University Hangzhou 310027)

Tang Qi

(Second Navigational Engineering Bureau, China Harbour
Engineering Company Wuhan 430014)

[**Abstract**] Seepage pressure is not only an important concept in soil mechanics, but a long - term concern of geotechnical engineers. It's of paramount importance to get exactly the status and role of seepage pressure in the coupled problems of flow and deformation for porous media. Based on the rigorous coupling mechanism of Biot's consolidation theory, the status of seepage pressure in two solution procedures, i. e. direct coupling procedure and sequential coupling procedure, is discussed respectively in detail. It's found that seepage pressure is not an independent objective variable for coupled problems, but an intermediate variable only in sequential coupling procedure for coupled analysis.

对复合地基载荷试验标准的一些探讨*

付文光 杨志银 蔡铭

(冶金部建筑研究总院深圳分院 深圳 518054)

【提要】本文以《建筑地基处理技术规范》为例,分析了规范中复合地基载荷试验标准的一些不合理之处,并提出了修改建议。

前言

复合地基与浅基础、桩基础并列为房屋建筑工程中最常用的三种基础形式,其中复合地基广泛地应用于单层、多层及小高层建筑。众所周知,作为一种人工地基,复合地基完成施工后必须要进行承载力检验,静载荷试验就是最常用的检验方法之一。载荷试验被国内的各个地基处理技术规范都列为最基本、最可靠、甚至强制性的地基承载力检测方法,几乎应用于所有类型的地基基础承载力的检测,其试验成果常常用作与其它测试方法得到的参数建立经验关系的参照标准,也是各检测单位进行地基基础施工质量评定的主要依据。总之,载荷试验在各种承载力检测方法中是处于首要位置的,正因为如此,载荷试验标准才显得至关重要。标准的合理与否,不仅关系到某项具体工程的施工质量是否合格,还关系到设计人员对设计成果的判断,从而影响到设计过程及工程技术人员对工程中未知领域的研究探索。目前,尽管国内各个地基处理规范几乎都对复合地基载荷试验方法进行了规定,但是,要么规范的条款本身就不够严谨、不够准确、不够清楚或是各项条款之间存在着相互矛盾,要么不同的规范之间存在着相互矛盾,导致了各检测单位对规范的理解和执行更是五花八门,复合地基载荷试验处于一片混乱之中。

下面以行业标准《建筑地基处理技术规范》(JGJ79-2002/J220-2002)(以下简称为规范2002)为例来说明这种状况。限于篇幅,本文中仅以最典型的复合地基-水泥系深层搅拌桩复合地基(以下简称为搅拌桩复合地基)为例。

拐点法

复合地基载荷试验方法的核心内容就是终止试验的标准和对地基承载力特征值的确定

* 收稿日期:2004年3月

标准,这也是各个规范及规范执行中矛盾的焦点。我们先讨论承载力特征值的确定标准。

《规范2002》的《附录A 复合地基载荷试验要点》中第A.0.9条“复合地基承载力特征值的确定”的第1款规定:“当压力~沉降曲线上极限荷载能确定,而其值不小于对应比例界限的2倍时,可取比例界限;当其值小于对应比例界限的2倍时,可取极限荷载的一半”。本条款中的关键词为“比例界限”和“极限荷载”。实际上,搅拌桩复合地基的比例界限是极难确定的,笔者甚至认为比例界限在搅拌桩复合地基中没有实际意义。

比例界限的概念来源于对地基土破坏模式的分析研究。地基土的破坏模式分为整体剪切破坏、局部剪切破坏和冲切剪切破坏三种,其中整体剪切破坏模式的压力~沉降($p \sim s$)曲线如图1曲线A所示,可大体分为三个阶段:当荷载小于比例界限(或称临塑荷载) P_0 时,地基土的变形主要是因为土的压密,荷载与变形之间的关系接近于正比例;当荷载超过 P_0 后,土体开始发生剪切破坏,产生塑性变形,随着荷载的增加,塑性变形区逐渐扩大;当荷载继续增加到极限荷载 P_u 后,承压板急剧下沉,土从板下挤出,地基完全破坏,丧失稳定。整体剪切破坏模式最有可能在密实的砂土和坚硬的粘土中发生, $p \sim s$ 曲线上具有明显的拐点;而局部剪切破坏和冲剪破坏的 $p \sim s$ 曲线如图1曲线B、C所示,线形光滑,很难确定曲线上有没有拐点。搅拌桩复合地基的破坏模式类似于地基土的后两种破坏模式,如图2所示。一般情况下,搅拌桩均设计为摩擦桩或端承摩擦桩,桩侧摩阻力与桩身变形大体相适应,由上到下逐渐发挥,桩身轴向应力及桩身压缩量由上而下逐渐减小,其受力及变形主要集中在桩身上部。随着荷载的逐渐增加,桩身轴向应力及变形也逐渐地、连续地增加,用 $p \sim s$ 曲线来表示,线形基本是光滑的,曲线上没有明显的拐点,这已经被大量的工程实践所证实。从土力学意义上说,如果地基土的比例界限标志着地基土从压密变形开始塑性变形,而搅拌桩复合地基的比例界限如果存在,又意味着什么呢?实际上,不仅比例界限难以确认,极限荷载 P_u 也极少出现。这是因为:一、搅拌桩复合地基的设计理论比较成熟,工程技术人员在设计时总会有意识地提高桩身强度及增加桩长,避免了容易导致极限荷载提前出现的桩体强度不足、冲剪破坏等破坏形式;二、载荷试验中的最大加载压力一般为设计地基承载力特征值的2倍,此时复合地基一般尚未达到极限状态。

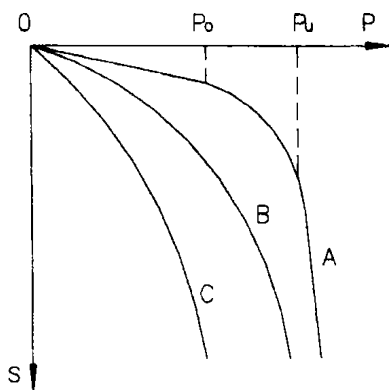


图1 地基土的 $p \sim s$ 曲线

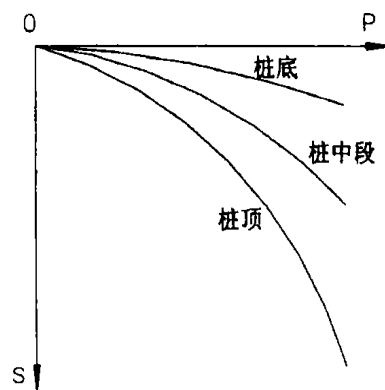


图2 搅拌桩不同部位的 $p \sim s$ 曲线

综上所述,通过拐点法确定搅拌桩复合地基承载力特征值是极为困难的。

相对变形值法

《规范 2002》中第 A.0.9 条“复合地基承载力特征值的确定”的第 2 款规定：“当压力~沉降曲线是平缓的光滑曲线时，可按相对变形值确定……4)对水泥土搅拌桩或旋喷桩复合地基，可取 s/b 或 s/d 等于 0.006 所对应的压力……”。相对变形值法是国内使用得最多的方法，该方法的核心问题，是相对变形值 s/b 或 s/d 的选取 (s 为载荷试验承压板的沉降量， b 为矩形承压板的宽度， d 为圆形承压板的直径。以下均简称为 s/b)。

行业标准《建筑地基处理技术规范》(JGJ79-91,已废止)、行业标准《软土地基深层搅拌加固法技术规程》(YBJ225-91)、强制性地区标准《深圳地区地基处理技术规范》(SJG04-96)中 $s/b=0.004\sim 0.010$ ，广东省标准《建筑地基处理技术规范》(征求意见稿,2004年5月)中 $s/b=0.006\sim 0.010$ ……规范给出一个范围值的本意是想让各检测单位根据本地区的具体情况选定最适合的参数，却不想造成了极大的混乱。以深圳地区为例，包括各质检站在内的有资质的检测单位十几个，其选值各不相同，有 0.004 的，有 0.005 的，有 0.006……应有尽有，这样就造成了同一个工程的质量评定可能会因不同的检测单位、甚至同一个单位不同的检测人员而异，既可能会评定合格，也可能会评定不合格。毋庸讳言，这也是质量检验中存在腐败的一个原因。质量检验本应是件严肃、科学的事，但实际中有时却显得有点儿戏。《规范 2002》将 s/b 值统一为 0.006，为结束这种混乱创造了条件，但 0.006 这个标准本身是否恰当呢？我们举个例子。

某七层建筑，筏板基础，采用水泥土深层搅拌法进行地基处理，设计复合地基承载力特征值 180kPa。场地内土层自上而下为：粉质粘土，重度 $\gamma=18.7\text{kN/m}^3$ ，压缩模量 $E_s=6.7\text{MPa}$ ，地基承载力特征值 $f_{sk}=110\text{kPa}$ ，桩周土摩擦力特征值 $q_s=18\text{kPa}$ ，厚度按 5m 计算；中粗砂， $\gamma=19.4\text{kN/m}^3$ ，变形模量 $E_s=12.9\text{MPa}$ ， $f_{sk}=160\text{kPa}$ ， $q_s=35\text{kPa}$ ，厚度按 4.5m 计算；再以下为风化岩。设计搅拌桩直径 600mm，间距 $1.2\text{m}\times 1.2\text{m}$ ，即置换率 $m=20\%$ ；桩长 5.5m，即桩端进入中粗砂 0.5m；单桩承载力及桩身强度计算公式采用《规范 2002》中式 11.2.4-1 及 11.2.4-2，桩端地基土承载力折减系数 α 取 0.4，计算单桩承载力 $R_s=220\text{kN}$ ，取 $R_a=200\text{kN}$ ；桩身强度 ηf_{cu} 达到 706kPa 即可满足承载力要求，考虑到强度折减，设计桩身强度不小于 1.2MPa；复合地基承载力特征值 f_{spk} 按式 9.2.5 计算，桩间土承载力折减系数 β 取 0.85，计算结果 $f_{spk}=214>180$ ，承载力满足设计要求。搅拌桩复合层压缩变形 s_1 按式 11.2.9-1 及 11.2.9-2 计算，压缩模量 E_p 取 120MPa，视中粗砂变形模量为压缩模量，按分层总和法计算下卧层沉降，则基础总沉降量约为 76mm。目前该建筑已开始使用，累计沉降不足 50mm，状态良好，说明该工程搅拌桩复合地基的设计是成功的。

而这样一个很正常的地基处理工程，在载荷试验时却遇到了问题。试验点共 8 个，4 个单桩复合地基，承压板面积为 $1.2\text{m}\times 1.2\text{m}$ ；4 个四桩复合地基，承压板面积为 $2.4\text{m}\times 2.4\text{m}$ 。试验最大荷载为 2 倍设计承载力特征值，即 360kPa。加载到 360kPa 时，各试验点均没有任何地基破坏的迹象， $p\sim s$ 、 $s\sim \lg t$ 曲线均光滑平缓，沉降量为 5.8mm~18.2mm。质检单位采用《规范 2002》的标准 $s/b=0.006$ ，评定有 3 个点的复合地基承载力不足 180kPa！一般来说，载荷试验的承压板边长较小，其影响的深度范围有限，承压板的沉降基本上都是桩身压缩变形产生的。本工程也是如此。理论上，当桩身强度达到 1.2MPa 时，取搅拌桩压缩模量为 120MPa，按《规范 2002》式 11.2.9-1 及 11.2.9-2，计算出搅拌桩压缩变形量约为 16。

9mm。该值对于单桩复合地基的小承压板, $s/b = 0.014$, 对于四桩复合地基的大承压板, $s/b = 0.007$, 也就是说, 即使搅拌桩强度完全满足了设计要求, 也不满足试验中相对变形值 $s/b = 0.006$ 的要求。为了满足这个要求, 搅拌桩的桩身强度需要达到约 3.1MPa! 从桩身试块强度试验和水泥强度检验报告得知, 主要因为施工采用的水泥实际强度较高, 使得大部分桩身强度在 3MPa 以上, 所以其它试验点的沉降能够满足 $s/b = 0.006$ 的要求。

从上面的例子可以看出, 为了达到载荷试验检验合格的目的, 就要大幅度提高搅拌桩复合模量, 需要提高搅拌桩的置换率或是提高桩身强度。提高置换率就要增加工程造价, 要提高桩身强度就要增加水泥用量, 同样会增加工程造价。此外, 桩身强度越高其受力特性越接近刚性桩, 与土分担荷载的比例就越大, 这对与桩间土的协调变形、充分发挥桩间土的承载力是不利的, 因此, 桩身强度并不是越高越好。较经济和安全的做法是使按桩身强度所确定的单桩承载力略高于按土对桩的抗力所确定的值, 这样可以使桩的强度得到充分的发挥。理论和实践经验表明, 大多数工程中搅拌桩复合层的压缩沉降为 10 ~ 50mm, 地基的沉降主要取决于下卧层的沉降, 这样搅拌桩的强度达到 0.6 ~ 1.0MPa 即可满足使用要求。这就与为了检验合格而需要大幅度提高桩身强度之间产生了矛盾。检验是手段而不是目的, 仅是为了检验合格而提高置换率或是水泥用量的作法是不合理的, 造成这种本末倒置的原因就是检验标准的不合理, 亦即《规范 2002》规定的 $s/b = 0.006$ 太小。

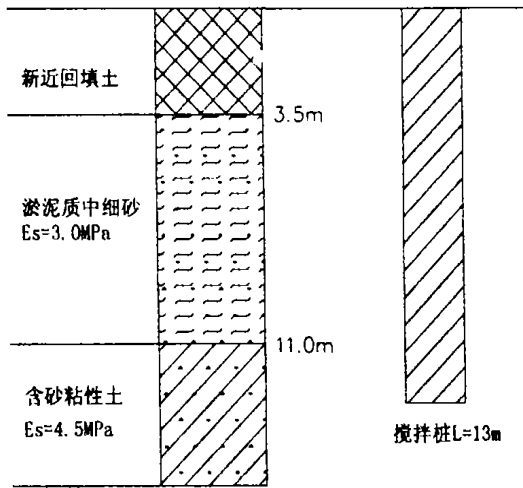


图3 地质钻孔柱状图

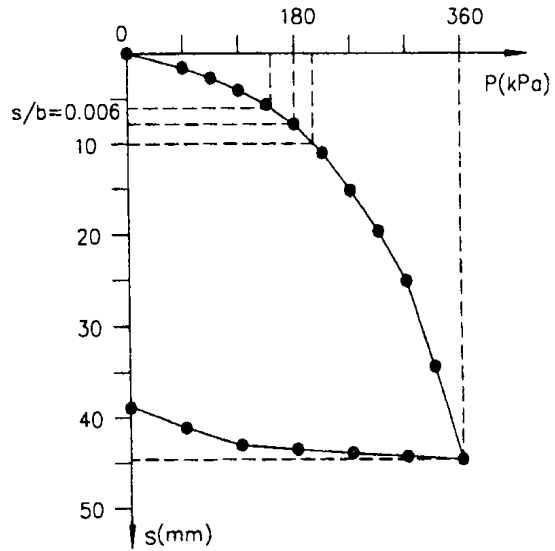


图4 4#试验点 p~s 曲线

再以深圳市宝安区公明镇某框架结构的工业厂房搅拌桩基础工程为例。该场地地质状况如图 3 所示, 在深圳地区, 这种地质条件下的多层建筑最适合采用搅拌桩复合地基。搅拌桩直径 500mm, 桩长 13.0m, 设计复合地基承载力特征值 180kPa。单桩复合地基载荷试验采用 1m x 1m 的小承压板, 其中 4#试验点的 p ~ s 曲线如图 4 所示, 当加载压力为 180kPa 时, $s/b = 0.0078$; 按 $s/b = 0.006$ 得到的承载力特征值为 166kPa, 按 $s/b = 0.010$ 得到的承载力特征值为 204kPa。该工程共 4 栋厂房, 均采用单桩复合地基载荷试验, 加载压力到 180kPa 时, 有 38% 的 s/b 值大于 0.006, 这些试验点加载压力为 360kPa 时, 沉降稳定, 沉降量均没有超过 55mm, 即 s/b 值均没超过 0.006。如果按《规范 2002》中 $s/b = 0.006$ 的标准判断, 这些试验点的承载力特征值没有达到设计要求, 然而, 我们能够说这些点的地基承载力不能满足正

常使用要求吗?如果连这样的结果都要被判定为质量不合格,笔者就要怀疑搅拌桩复合地基这种工法的工程意义了。深圳某区质检站的经验表明,如果按 $s/b = 0.006$ 的标准控制,有 90% 以上的工程质量都达不到设计要求。

那么, s/b 取值多少才是适宜的呢?笔者认为,最好取 $s/b = 0.01 \sim 0.015$,砂土、低压缩性土中多桩复合地基载荷试验取低值,单桩复合地基及中、高压缩性土中复合地基的载荷试验取高值。为了计算简单,我们仍认为载荷试验时沉降量是由桩身压缩变形引起的,即不考虑下卧层的沉降。搅拌桩复合层的压缩量一般为 $10 \sim 50\text{mm}$,多桩载荷试验承压板的边长一般大于 1.5m ,则 $s/b = 0.006 \sim 0.033$ 。如果取 $s/b = 0.010$,当桩身强度不小于 1MPa 时,这个标准还是较为容易达到的。但是对于单桩复合地基载荷试验来说,取 $s/b = 0.01$ 仍然过于严格。单桩复合地基试验的小承压板的边长通常为 1m ,当沉降量 $s = 10 \sim 50\text{mm}$ 时, $s/b = 0.01 \sim 0.05$ 。可见,当 s/b 一定时,小承压板要求的沉降量比大承压板的要小,也就是说,要求的复合层变形模量更高。对于某一具体复合地基而言,施工完成后,其变形模量就已是定值,理论上,在相同的荷载下,其沉降量也是定值,单桩或多桩试验的大小承压板的边长不同,导致了相对变形值不同,使得单桩复合地基荷载试验所确定的地基承载力特征值更低。实际上,因为目前试验时一般承压板下的中粗砂垫层厚度为 20mm ,单桩复合地基试验时桩土应力比比多桩时高,变形模量也较大,另外影响的深度也较小,等等,这些因素导致了单桩复合地基试验时实际沉降量小于按复合模量计算的结果,一般来说也小于多桩复合地基试验的沉降量,但因为小承压板的边长相对较短,其相对变形值仍相对较大,所以确定的地基承载力特征值更低。这就是工程实践中单桩复合地基荷载试验的不合格率会比多桩试验高的原因。为解决这个问题,笔者建议:当进行单桩复合地基荷载试验时,取 $s/b = 0.015$ 所对应的压力作为地基承载力的特征值;或者,取最大加载压力的一半作为特征值。下节中对后一条建议还有所说明。在中高压缩性土中,搅拌桩的强度较低,复合层变形模量较小,沉降较大,所以在中高压缩性土层中 s/b 值也取 0.015 。

总之,当以相对变形值作为复合地基承载力特征值的确认标准时,一定要切合工程实际,不要将标准定得太高。复合地基的特点之一就是较大的沉降变形,迫使桩间土与桩协调作用共同分担荷载,在能够达到不影响正常使用的前提下,应该允许复合地基有较大的沉降,这样才能使复合地基的特点得到充分地发挥。在深厚的淤泥层中,深层搅拌桩复合地基仍不失为一种较好的地基基础形式。但在这种地层中的搅拌桩复合地基的沉降量较大,如果承载力的检测标准过于严格,往往会低估了复合地基的承载能力,不仅会造成工程费用的增加,还会对该项技术的使用造成障碍。我们总不能要求复合地基的沉降量比桩基的沉降量还要小。

以上的分析计算都是以水泥土深层搅拌桩复合地基为例的,其它桩型的复合地基载荷试验的特征值确定标准是否也有不合理之处,限于篇幅和作者的水平,就不再妄言了。

最大加载压力

《规范 2002》第 A.0.7 条规定:"当出现下列现象之一时可终止试验:……3. 当达不到极

限荷载,而最大加载压力已大于设计要求压力值的2倍……"。此时应采用相对变形值来确定地基承载力的特征值。用相对变形值确定的特征值,不外乎有大于和小于设计承载力特征值(以下简称为设计值)两种情况。一、确定的特征值大于设计值。此时取设计值为特征值,因为按第A.0.9条中最后一句话:"按相对变形值确定的承载力特征值不应大于最大加载压力的一半",即按相对变形值确定的承载力特征值的上限为设计值;二、确定的承载力特征值小于设计值。既然相当于2倍设计荷载的最大加载压力都没有达到极限荷载,极限荷载或许更大,那么又为什么不能取最大加载压力的一半作为承载力特征值、而是取比其数值更小的按相对变形值确定的承载力特征值呢?这样做是不是不利于充分发挥复合地基的承载能力呢?前面所举的两个工程实例中,取最大加载压力的一半作为承载力特征值是没有任何问题的。

此外,规范中尽管规定了最大加载压力大于设计值的2倍,但是没有规定至少要大于多少,大于1kPa是不是也可以呢?各检测单位在具体工程实践中,为了节省费用和时间,也是为了避免太大的荷载造成复合地基的破坏,最大加载量通常就是2倍设计值。《建筑地基处理技术规范》编制时,对复合地基载荷试验的要求主要是参照了国内外对天然地基土载荷试验的要求。但载荷试验用于天然地基及复合地基检测的目的不一样。对于天然地基,载荷试验的目的是要检测地基土的实际承载力特征值有多大;而复合地基载荷试验的主要目的是检验某工程的复合地基是否达到了设计要求值,即主要是用于工程质量评定。桩的承载力是按土对桩的抗力计算得到的,理想状态下当复合地基达到承载力特征值的2倍时,桩与土同时达到极限荷载,压力再大,复合地基就要破坏。笔者推测这就是规范规定了最大加载压力的原因。但是,当最大加载压力为2倍设计荷载时,不管采用拐点法还是相对变形值法,按规范规定所确定的地基承载力特征值都不会超过设计值。如果其中有一个点的结果低于设计值,按A.0.10条取检测的平均值为特征值,则测定的承载力特征值就将低于设计值,这就意味着该工程就要被评为不合格,就要降低标准使用或采用二次处理措施,不管从经济上还是技术上,这样做显然都是不合理的。"最大加载压力不应小于设计要求压力值的2倍"、"按相对变形值确定的承载力特征值不应大于最大加载压力的一半"、"当满足其极差不超过平均值的30%时,可取其平均值为复合地基承载力特征值"这三条标准必须同时考虑。限于篇幅,笔者只进行定性建议:规定平均值和极小值的下限,当平均值及极小值同时高于下限时,工程质量评定为合格;或者,允许按相对变形值确定的特征值可大于最大加载压力的50%,例如定为不超过60%。

垫层厚度

《规范2002》第A.0.3条规定:"……承压板底面下宜铺设粗砂或中砂垫层,垫层厚度取50~150mm,桩身强度高时取大值……"。垫层的作用主要是为了调整桩土的荷载分担比,垫层越厚,桩土的应力比越小,越利于发挥桩间土的作用。《建筑地基处理技术规范》(79-91)中对垫层的厚度没有具体要求,是将其作为找平层使用的,工程实践中检测人员往往参照地基土的试验方法,设置为不超过20mm,此时桩所分担的荷载是土所分担荷载的几倍至

几十倍,桩身强度越高,分担的荷载越大,载荷试验名义上是复合地基试验,但实际结果与单桩试验结果相近。可能是因为考虑到了这点,《规范 2002》做出了上述规定。但问题是,垫层产生的沉降是如何考虑的呢?对于实际工程而言,褥垫层产生的压缩沉降在总沉降量中的比例很小,且在施工过程中就完成了,不会影响到工后沉降,因此一般无需考虑。但对于载荷试验来说,因其对沉降量要求严格,垫层产生的沉降就不得不考虑了。假定试验时受到侧限砂垫层没有侧向挤出,垫层厚度 $H_c = 50 \sim 150\text{mm}$ 所产生的沉降 s 可按式 $s = H_c \times (1 - \lambda_c)$ 计算, λ_c 为垫层的压实系数,按《规范 2002》可取 0.94,则 s 的最大值可达 $3 \sim 9\text{mm}$ 。仍取小承压板的边长为 1m ,则垫层产生的相对变形值 $s/b = 0.003 \sim 0.009$,在承压板产生的总相对变形值中占了相当大的比例。在垫层厚度为 $50 \sim 150\text{mm}$ 的情况下, s/b 究竟如何取值,还需进一步的试验研究。

建议

以上对复合地基载荷试验的探讨,基本上都是围绕着《建筑地基处理技术规范》(JGJ79-2002/J220-2002)进行的,国内不同的规范之间也存在着相互矛盾,如《深圳地区地基处理技术规范》中将载荷试验分为工程类和试验类,工程类最大加载压力为设计值的 $1.2 \sim 1.5$ 倍;广东省标准《建筑地基基础质量检测技术规范》(征求意见稿,2004年3月)中将水泥搅拌桩、素混凝土桩复合地基的定为 0.005 等等。不同的规定固然体现了不同地区的多样性,却也给广大的工程技术人员造成了具体工程实践中的混乱。笔者在此抛砖引玉,其目的就是希望能引起大家的重视,盼望编制规范的各相关单位和专家,能尽快联合起来编制一个完善的、统一的、详细的复合地基载荷试验规程,供全国各地使用。

参考文献

[1] 龚晓南,2003年9月,人民交通出版社,复合地基设计和施工指南

高学术水平高知名度的双高期刊

“首届国家期刊奖”获奖期刊

中国建筑科学类核心期刊

国际建筑数据库(ICONDA)收录期刊

《工业建筑》(月刊)

邮发代号:2-825 单价:6元 全年价:72元

《工业建筑》由中国钢铁工业协会主管,中冶集团建筑研究总院主办,1964年创刊。多年来一直本着指导性、针对性、实用性、创新性的办刊宗旨,重点报道建筑设计、建筑结构、地基和基础、建筑材料、施工技术等方面的应用研究成果及开发技术,突出工业建筑、钢结构、鉴定加固技术等特点;优先报道国家级或者省级科学基金资助项目和重大工程建设;内容丰富翔实,理论结合实际。适于土木工程界广大科研、设计、教学、施工等专业技术人员及大、中专学生阅读。

《工业建筑》为大16开本,彩色胶印刷,每月20日出版,国内外公开发行。全国各地基邮局均可订阅,也可直接汇款到本编辑部订阅。

本刊兼营广告,收费合理,具有一定规模,是展示企业形象的理想舞台。

本刊地址:北京海淀区西土城路33号;邮编:100088;E-mail:gyjz@public.sti.ac.cn

联系电话:(010)82227678(总编)/7236(发行)/7237/8043(编辑)/7238/7239(广告)(010)82227239(传真)

黄土场地深基坑土性参数与变形控制设计*

韩晓雷

(西安建筑科技大学建筑工程系 西安 710055)

水伟厚

(上海申元岩土工程有限公司 上海 200011)

【摘要】本文以西安市某基坑工程为例,对研究较少的影响黄土场地基坑工程设计的主要土性参数及开挖变形性状进行了分析,获得了初步结论。提出了黄土场地深基坑设计的原则和变形控制设计的思路:(1)按应力路径计算黄土中深基坑变形;(2)考虑分步施工的影响;(3)据基坑变形值确定支撑加固方案;(4)加强现场监测变形等。通过一大型基坑工程的数值计算,获得到了其典型的变形曲线,所得结论有一定的工程实用价值。

前言

基坑开挖是地下工程和基础工程设计及其施工中的重要课题。基坑变形与基坑工程的安全和稳定密切相关,是其成败的关键因素^[1,2]。基坑变形分析一般包括两方面内容:一是控制基坑挡墙及周围地表和地下一定深度土体的绝对变形和差异变形,以满足周边环境的要求;二是根据基坑的变形特征,合理确定基坑的计算方法及其加固方案或支撑方式,以满足基坑安全、稳定和变形要求。

基坑工程具有强烈的地域性、综合性、实践性和风险性。黄土是我国中西部广泛分布的区域性土,由于其特殊的地域分布和工程性质,致使黄土中基坑工程研究和工程资料较少,出现了一些不了解黄土特性而导致的工程事故,其中许多危及周邻环境的安全,造成较大的经济损失和不良的社会影响。本文以西安市钟鼓楼广场深基坑工程为例,探讨影响黄土场地深基坑土性参数的变化,分析深基坑工程变形性状。

影响黄土基坑变形主要土性参数

与非黄土地区相比,黄土基坑和边坡的设计最主要的不同在于需要考虑以下三个因素:一是黄土的力学性质随黄土的含水量(饱和度)的增减而变化;二是黄土具有较强的结构性,在结构屈服强度前后,其强度和变形特性有很大的不同;三是黄土地层中常有垂直节理,使

* 收稿日期:2004年3月

得黄土边坡的破坏模式不同于通常的剪切(滑动)面模式。

1. 黄土基坑抗剪强度参数变化

非饱和黄土的抗剪强度和湿陷性与其含水量或饱和度密切相关^[3,4]。其影响主要表现在粘聚力 c 值随含水量增加而明显下降,内摩擦角 φ 值的变化相对较小。即含水量低,则抗剪强度高,湿陷性强;反之,随含水量增加,则抗剪强度降低,湿陷性减弱,故随含水量增减其抗剪强度随之减增的变化是一个可逆过程^[5]。

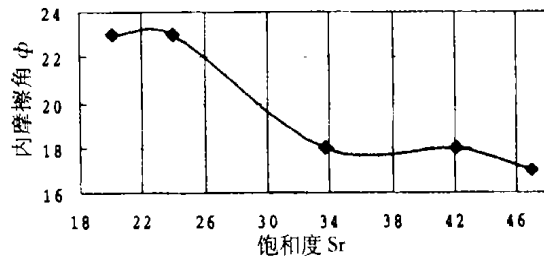
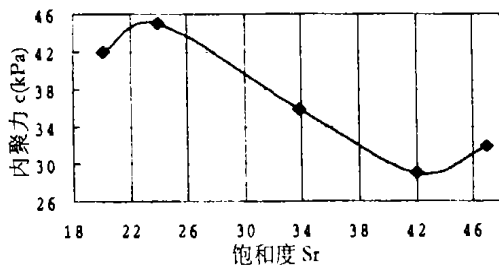


图1 含水量低于塑限时饱和度与内聚力的关系 图2 含水量低于塑限时饱和度与内摩擦角的关系

图1和图2是西安地区一般基坑开挖深度影响范围内典型土样直剪仪所得的试验结果,主要研究黄土的含水量 w 低于塑限时饱和度 S_r 的变化对抗剪强度的影响,则内聚力 c (kPa)与饱和度 S_r 的关系为:

$$c = 0.0052S_r^3 - 0.5213S_r^2 + 16.078S_r - 112.8 \quad (1)$$

内摩擦角 φ (°)与 S_r 的关系为:

$$\varphi = 0.0002S_r^4 + 0.248S_r^3 - 1.2268S_r^2 + 25.65S_r - 168.9 \quad (2)$$

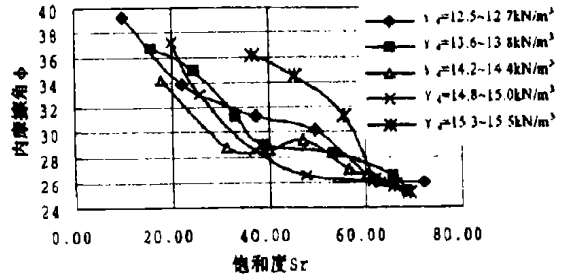
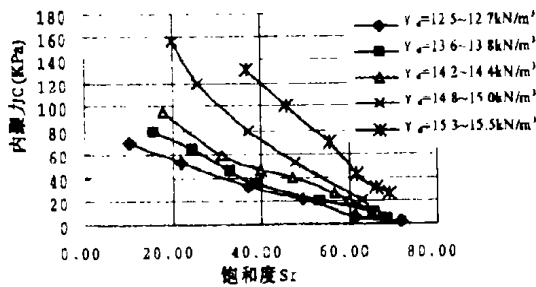


图3 不同干重度下黄土饱和度与内聚力的关系 图4 不同干重度下黄土饱和度与内摩擦角的关系

当含水量高于塑限时,抗剪强度降低幅度小;而超过饱和含水量时,抗剪强度变化不大^[3]。干重度是衡量黄土密实度的一个重要指标。图3和图4是不同干重度 γ_d 黄土的抗剪强度指标 c, φ 随饱和度 S_r 变化的试验结果,由图可知:随 S_r 增加, c, φ 均大致呈线性减小。

由图1~图4可知黄土饱和度 S_r 对其抗剪强度的影响:①当黄土的 S_r 由20%增加到47%时,内摩擦角降低约20%,内聚力降低约30%;当 S_r 超过30%~40%时,则 φ 值一般随 S_r 增加而降低的幅度减小,而 c 值降低幅度基本不变。②若黄土的 S_r 相同,密实度越大,则抗剪强度越大;当黄土的密实度一定时,随 S_r 增大其抗剪强度逐渐降低。③当黄土的 S_r 增加,干重度减少时,抗剪强度降低;反之, S_r 减少,干重度增加时,则抗剪强度增大。文献^[4-6]在黄土的结构屈服强度和黄土边坡的剪切(滑动)面模式方面已有较深入的研究与论述。

黄土天然状态和饱和状态抗剪强度参数变化

表1

抗剪强度参数	本文试验值		文献[5]提供值	
	c (kPa)	φ ($^{\circ}$)	c (kPa)	φ ($^{\circ}$)
天然状态	90	36	57	24.3
	$S_r = 10\% - 37\%$			
饱和状态	12	25	25	19.7
	$S_r = 70\%$			

2. 黄土基坑设计参数取值变化

黄土是典型的非饱和土,基坑开挖一般在地下水位以上具负孔压的土体中进行。开挖使孔隙水压力进一步下降,其结果使土的抗剪强度增加。但随时间的推移,挡墙后孔隙水压力又逐渐增大,抗剪强度则相应减小,因此黄土的含水量 w 或饱和度 S_r 的增加是引起边坡失稳的主要因素。

黄土天然状态和饱和状态的抗剪强度统计值见表1。为与已有结果比较,将文献^[5]提供值列于表中。表1数值表明:饱和黄土的抗剪强度比天然黄土大幅度降低,其中 c 值降低最大,达2.3~7.5倍, φ 值降低不大,都是1.2倍。比较两组试验结果可知:不同黄土试样 c 值降低幅度差异大,而 φ 值降低幅度相同。这些特点正是黄土浸水后强度急剧降低、以致发生湿陷变形和基坑坍塌的主要原因。所以在实际工程中黄土地区基坑土性设计参数应根据工程重要性(如变形要求等)和施工中土体可能的湿度变化对黄土性质的影响等因素综合确定,必要时应由试验模拟基坑土体实际应力应变状态确定,按最不利的饱和状态设计。

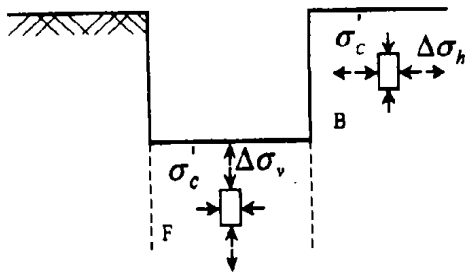


图5 基坑开挖过程中典型的应力路径

深基坑变形性状分析

1. 按应力路径计算深基坑变形

黄土的应力应变关系不但具有非线性、弹塑性特点,而且受应力路径的影响,因所经历应力路径的不同而表现出不同的变形性状。由于卸荷应力条件下土体的变形特征研究极少,所用计算模型和参数往往是基于加荷试验得到的。因此,卸荷工程的应力和变形计算与实测结果一般有较大的差异。

基坑开挖过程中从主动区到被动区,主应力方向发生旋转,应力路径的变化很复杂。若考虑如图5所示坑壁与坑底应力变化的两种主要路径,图中 $\Delta\sigma_v$ 和 $\Delta\sigma_h$ 分别为基坑土体开挖后竖向及水平向的应力变化,应力路径F为竖向卸荷,应力路径B为水平向卸荷^[7],基坑开挖过程是基坑开挖面竖向卸荷和挡墙面水平方向卸荷的过程。

2. 考虑施工过程对基坑变形的影响

深基坑开挖的影响范围取决于开挖平面形状、开挖深度和土质条件等因素。基坑坑壁

的边长越短,其空间效应越明显,从而使坑壁土体越易呈浅层的三维失稳破坏。越靠近深基坑的边角,其空间效应的影响越大。

模拟分级、分区开挖施工时,模拟的级数越多,越能合理地反映工程的实际情况,但计算时相应增大,分层数的确定还与选定的单元类型有关。文献^[7]分别采用线应变八节点等参元和常应变四节点等参元,对线弹性地基开挖问题作了有限元分析,结果表明:对八节点等参元,一步开挖和三步开挖位移计算结果完全一致;而对四节点等参元,两种分层法计算的结果有差异。

3. 根据深基坑变形特征确定支护方案

基坑开挖引起周围地表沉降主要来自两方面;一是地下水疏干所产生的不均匀地面沉降;二是竖向挡土结构的侧向变形引起的地面沉降。前者产生的沉降影响范围较大,一般在以深基坑为中心的一个环形区域里;后者主要集中在基坑四周,但它往往在基坑周边与前者叠加而产生较严重的后果。对于较长的深基坑坑壁,由于空间效应对坑壁中间区域的屏蔽作用很弱,基坑坑壁中间区域的侧向变形和地表沉降量最大。如果计算该部位的基坑侧向变形和地表沉降满足要求,则无需支撑;如果计算变形超过了控制值,则必须支撑,支撑设计只需考虑超过变形控制值的那一部分变形。

4. 深基坑变形控制设计思路

(1)由基坑工程和周边环境要求及土性条件等确定竖向挡土(止水)方案;

(2)模拟(分步)开挖过程,按应力路径计算深基坑变形(侧向位移和地表沉降等),并考虑施工过程影响;

(3)据上述变形计算结果,决定是否采取水平支撑或其它加固措施,并确定之;

(4)施工中必须监测基坑变形及孔压等,以便及时确定是否修改(挡土、支撑)方案或采取加固措施,直到满足基坑变形(侧向位移、地表沉降和坑底隆起等)的容许值,方可进入下一阶段开挖;

(5)重复上述过程(2)~(4),直至完成基坑工程施工。

上述过程中应关注基坑变形计算、变形监测和分步施工三个环节。由于土体差异和施工条件的变化等,使现场监测显得尤其重要,它可弥补计算的不足。据监测结果及时对基坑进行加固或方案修改,确保基坑安全稳定。

工程实例

1. 简介

钟鼓楼广场工程为一级建筑,基坑工程东西长260m,南北宽约90~130m,开挖深度 $H=12.5\text{m}$ 。基坑周边建筑物密布,距省文化厅歌舞厅4.2m,距于天大厦6m,距邮电二分局8m,距鼓楼25m,距钟楼50m。因此基坑变形要求高,拟采用排桩加土钉墙的联合支护方案。建筑场地地形较平坦,整体呈南高北低,高差约1.5m。地貌单元属于渭河南岸Ⅱ级阶地,为冲积地层。地下水稳定水位埋深7.5m。场地地层结构基本相同,水平向变化较小,由上而下依次为人工填土、黄土、古土壤、粉质粘土、中粗砂等。

2. 数值计算结果

本文采用沿开挖面作用着与初始应力等价的“开挖释放荷载”的方式来模拟,因此把所得位移即作为由于开挖产生的土体位移,所得应力场同初始应力场叠加即为开挖后的应力场。计算对最不利的基坑中间段按平面应变问题考虑,黄土的模量 $E = 30\text{MPa}$,泊松比 $\mu = 0.3$,土体采用八节点等参数单元,一维变带宽存贮,利用对称性。二次应力场假定开挖分五步完成,开挖过程按分步增量法模拟。

结果表明:土体在初始应力状态下竖向最大位移发生在距基坑长边中心挡墙内侧 14m 处,而开挖后的最大竖向位移发生在距基坑中心挡墙内侧 13m 处。叠加后基坑的侧向位移如图 6 所示,最大侧向位移为 0.054m,约为 0.0043H(H 为基坑开挖深度),发生在 12m 深度处。地表的最终沉降曲线如图 7 所示,其最大沉降量为 0.056m,约为 0.0045H,发生在基坑边缘。距基坑边缘 30m 范围内,地表沉降量均在 0.045m 以上;30m 范围以外,沉降量逐渐减小,直至 50m 处不发生沉降。

结论

(1) 试验表明:当黄土的饱和度 S_r 由 20% 增加到 47% 时,内摩擦角降低约 20%,内聚力降低约 30%;当 S_r 超过 30%~40% 时,则 φ 值一般随 S_r 增加而降低的幅度减小,而 c 值降低幅度基本不变。

(2) 试验表明:饱和黄土的抗剪强度比天然黄土大幅度降低,其中不同黄土试样浸水饱和前后 c 值降幅差异大,达 2.3~7.5 倍,而 φ 值降幅差异小,为定值 1.2 倍。

(3) 黄土地区基坑设计方案须根据工程重要性(如各种变形要求等)和施工中土体可能的浸水饱和状态等因素综合确定,应由试验模拟基坑土体实际应力—应变状态确定土性参数,必要时按最不利的饱和状态进行设计。

(4) 将黄土场地深基坑按变形控制设计的思想部分用于一大型基坑工程实例的数值计算,通过对初始应力状态下的深基坑和按“等效荷载法”分析开挖后的深基坑产生的位移场的叠加,得到黄土场地垂直挖深 H 时基坑侧向位移曲线呈鼓形分布,最大侧向位移为 0.0043H,位于坑底附近。

(5) 工程实例计算表明:黄土场地深基坑开挖将导致周围地表沉降,平面上沉降的主要影响范围在基坑边缘外 2.5H 以内,最大沉降略大于最大侧向位移,约为 0.0045H。

(6) 基坑开挖应注重现场监测,以便及时对基坑进行加固,确保基坑安全稳定。若基坑变形超过了控制值,应及时加设支撑或采取其它措施。支撑设计只需考虑超过变形控制值的那部分变形,并应做到随挖随支,以减小土体变形和强度降低。

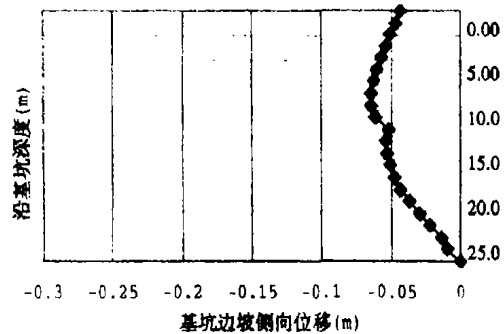


图 6 基坑边坡侧向位移曲线

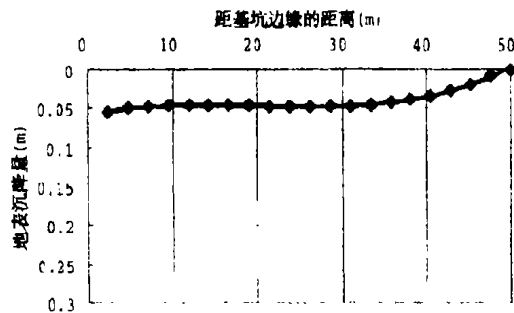


图 7 地表最终沉降曲线

参考文献

- [1] 刘建航,侯学渊. 基坑工程手册[M]. 北京:中国建筑工业出版社,1997
- [2] 曾宪明等,基坑与边坡事故警示录[M]. 北京:中国建筑工业出版社,1999
- [3] 钱鸿缙,罗宇生等. 湿陷性黄土地基[M]. 北京:中国建筑工业出版社,1985
- [4] D. G. Fredlund & H. Rahardjo 著,陈仲颐,张在明等译. 非饱和土力学[M]. 北京:中国建筑工业出版社,1997
- [5] 关文章等,湿陷性黄土工程性能新篇[M]. 西安:西安交通大学出版社,1990
- [6] 李靖,周欣华,党进谦. 黄土边坡稳定性图解法. 岩土工程学报,1998, Vol. 20, No. 4
- [7] 朱百里,沈珠江. 计算土力学[M]. 上海:上海科学技术出版社,1990

Design of controlling deformation of deep excavation on loess site

Han Xiaolei

(Xian Univ. of Architecture & Technology Xian 710055)

Shui Weihou

(Dept of Geotech. Eng. Tongji Univ. Shanghai 200092)

[Abstract] Taking the deep excavation in Xi'an as examples, the main parameters of loess and the deformation characteristics of deep excavation in loess site are analyzed in this paper, and the preliminary results are obtained. The design principle is presented for deep excavation. The design ideas of controlling deformation can be achieved on deep excavation in loess site, the ideas include (1) calculating the deformation according to the stress path of loess in deep excavation; (2) considering the effect of the construction conducted stage by stage; (3) determining the bracing and/or strengthening scheme on the basis of the deformation in excavation; (4) strengthening the field monitoring of deformations etc. The typical deformation curves are provided based on the numerical calculation of a large case history. Finally, some referable conclusions are obtained.

作者更正

《地基处理》2004年第15卷第2期P3发表了《基坑降水引起的地面沉降规律及参数敏感性简析》一文。由于笔者疏忽,出现几处笔误。原文中的“耦和”应改为“耦合”。原文P4中的“同时用 Galerkin 差分格式对其进行时间域内的差分”应改为“同时对其进行时间域内的差分”。特此更正。

作者:丁洲祥

深层搅拌桩加固软弱堤基的工程实践*

彭建华

(湖北省水利水电科学研究所 武汉 430070)

【摘要】水泥深层搅拌法主要用于加固淤泥、淤泥质土等软弱地基,但用于加固淤泥质软弱堤基的工程实践较少。本文通过对湖北省长江干堤四邑公堤上余码头排水新闸两侧堤基的加固实践,成功地采用水泥搅拌桩对淤泥质软弱堤基进行了加固处理,提高了堤基土层的抗剪强度以及承载力,有效地保证了堤基、堤身的抗滑稳定,从而使余码头新闸两侧堤身土方填筑能够安全、顺利地进行,使整个工程按期建成并投入运用。工程施工结果证明,深层搅拌桩能有效地提高软土堤基的抗剪强度。

工程背景及基本地质资料

1. 工程概况

余码头排水新闸工程位于湖北省长江干堤四邑公堤桩号 278 + 800 处,为穿堤涵洞式,钢筋混凝土结构,2 级建筑物,设计排水流量为 $245\text{m}^3/\text{s}$ 。由闸室、拱涵、上下游连接段等建筑物组成。闸室及拱涵段全长 74m,其中闸室段长 20m,拱涵段长 $4 \times 13.5\text{m}$ 。闸、涵共 3 孔,总宽 23m,总净宽 $3 \times 6\text{m}$,闸底板顶高程 17.00m,闸室及拱涵段皆设钻孔灌注桩,桩长约 32m,桩径 1.0m,共 124 根。闸两侧采用土堤与四邑公堤连接,堤顶设计高程 34.00m,堤顶宽 10.0m,边坡 1: 3.0。

2. 基本地质资料

闸址地处长江中、下游冲积平原,地形平坦;闸址处原河床高程 18.0 ~ 19.5m,涵闸底板地基从上到下各层岩土依次为:

①第四系全新统冲积相淤泥 - 淤泥质粉质粘土 (Q_4^{al}):灰色,软塑 - 流塑状。具有典型的微层理结构,微层理面上有零星云母片和砂粒。该层厚 10.00 ~ 13.70m,底部高和 11.00 ~ 14.80m,分布稳定。

②第四系全新统冲积相粉土夹质粘土 (Q_4^{al}):灰色,粉土中密,所夹粉质粘土呈可塑状。具层理结构,含少量云母矿物,粉土用手不能搓成条。厚 9.84 ~ 14.20m;底面部高程 - 3.19 ~ 1.67m,分布稳定。

③第四系粉砂 (Q^{al}):青灰色,饱和,稍密 - 中密。质较纯,含有云母矿物和少量贝壳。

* 收稿日期:2004年5月

厚5.8~6.3m,较稳定,底面标高-8.99~-4.64m,略向南斜倾。

④第四系中细砂(Q^{al}):青灰色,饱和,稍密-中密。由上至下,所夹砾石变多变大。砾石直径0.2~0.4cm,含量20%,在底部有0.30m厚的卵石层,卵石层磨圆好,岩性为石英砂岩。该层厚2.1~8.9m,呈南薄北厚的特点。底面标高-11.09~13.49m。

⑤侏罗纪强风化钙质砂岩(J):浅兰绿色,岩芯呈柱状,RQD=80~90%。层间裂隙较发育,裂隙被粘土充填。磨片鉴定确定碎屑含量度20~50%;泥质含量25~30%,钙质含量25~50%。泥晶或砂状结构,块状构造。

第①层即淤泥质粉质粘土层为该水闸的直接持力层,其主要物理力学指标如下:含水量 $\omega=44.4\%$,湿重度 $\gamma=18.06\text{kN/m}^3$,干重度 $\gamma_d=12.4\text{kN/m}^3$,土粒相对密度 $G_s=2.73$,孔隙比 $e=1.21$,液限 $w_L=37.5\%$,塑限 $w_p=23.9\%$,液性指数 $I_L=1.54$,压缩系数 $a_{1-2}=0.66\text{MPa}^{-1}$,粘聚力 $C_u=18.4\text{kPa}$,内摩擦角 $\varphi_u=3^\circ$,承载力标准值 $f_k=70\text{kPa}$,渗透系数 $k=2.7\times 10^{-6}\text{cm/s}$ 。从这些指标可知,该土层属孔隙比大、承载力低、抗剪强度低、处于流塑状的高压缩性软土,其工程性质很差。

3. 堤基加固原由

由于水闸直接持力层的工程性质很差,工程设计人员在该项目的可行性和初步设计阶段,水闸采用拱涵式结构,并采用空箱刺墙与两岩连接,闸基和刺墙基础均采用灌注桩处理。但由于对软土工程特性认识的片面性和局限性,将水闸结构改为穿堤涵洞式结构,忽视了水闸两侧堤身、堤基的抗滑稳定问题,以及堤基滑动对水闸结构的影响问题。

由于工期较紧,闸两侧堤身采用连续法填筑,2000年3月29日,当拱涵两侧土堤堤身回填至高程21.0~22.0m时(经计算,填筑高程达到了由极限承载高度算得的极限填筑高程20.9~21.4m),堤基开始出现剪切破坏和变形,表现为闸室及拱涵开始出现水平变位,但此时没有引起注意:当拱涵两侧填土达到28.0m高程时,水闸拱涵的4条伸缩缝张开达3.0~25.0mm,说明堤基出现了更大范围的剪切破坏,堤基淤泥质粉质粘土层出现了大范围的流塑变形,塑性流动的淤泥质粘土和水闸两侧的滑动土体,拖拽水闸出现了较大的位移,哪怕是涵闸底板下设置了众多的灌注桩也阻挡不了建筑物的移动。

此时离设计填土高程34.0m还差6m高,如果不采取工程措施加固地基,闸室及拱涵将出现更大的水平变位,危及水闸安全,整个水闸工程也将不能按期建成投入运用。

地基加固方案与选择

软土地基加固处理方法很多,但由于本工程地基上已回填了约11.4m厚的土层,如在此前提下加固地基有一定的难度和局限性,如果将回填土全部挖除,再进行地基加固处理相对容易一些,但所耗时间和费用比较大。因此,本工程地基加固处理尽量在少挖填土并控制堤基软土不出现剪切破坏和变形的前提条件下进行,可采用的地基加固处理工程措施主要有两大类:第一类措施是对堤基进行加固、提高其抗剪强度和承载力,可采取的主要工程措施有:砂井、塑料排水带排水固结法,井点降水固结法,地基土改性法等;第二类措施是将上部荷载直接传至承载力较大的深层地基,减少软土层承受的荷载,满足软土承载力的要求,可

采取的主要措施有:土承台、空箱刺墙等。

提出的具体加固方案有打排水砂井或打降水井点方案,深层搅拌桩方案,逐年加堤方案,堤脚压载、设阻滑桩方案,空箱刺墙方案,封闭桩方案等六个方案,每个方案均进行了加固效果、安全可靠性及可操作性和经济分析。在对上述方案进行技术经济比较后,推荐深层搅拌桩方案,该方案所提出的提高抗剪强度、控制堤基不发生滑动从而控制水闸滑动的思路得到了专家的认可。

深层搅拌桩计算方法

深层搅拌法加固软土技术是利用水泥、石灰等材料作为固化剂的主剂,通过特制的深层搅拌机械在地基深部就将软土和固化剂强制拌和,使软土硬结而提高地基强度。这种方法适用于处理淤泥、淤泥质土、粉土和含水量较高且地基承载力标准值大于 120kPa 的粘性土地基。

1. 地基加固的一般计算方法

一般地基加固主要是为了提高地基的承载力,但由于搅拌桩本身是一种刚塑性桩,所形成的是一种复合地基,故设计先计算单桩承载力,然后计算复合地基的承载力。

①单桩承载力 R_k^d

按下面两式计算并取小值:

$$R_k^d = \eta f_{cu,k} A_p \quad (1)$$

$$R_k^d = \bar{q}_s U_p L + \alpha A_p q_p \quad (2)$$

式中 $f_{cu,k}$ - 与搅拌桩桩身加固土配比相同的室内试块的无侧限抗压强度,一般取 90d 龄期的无侧限抗压强度的平均值;本工程由于工期的限制,取 28d 龄期的无侧限抗压强度的平均值,根据室内试验结果,取 $f_{cu,k} = 1.2MPa$;

η - 强度折减系数,一般可取 0.35 ~ 0.50;根据本工程的重要性并考虑现场实际情况及有关资料介绍的经验,取 $\eta = 0.25$;

A_p - 桩的截面积;本工程桩径为 0.5m, $A_p = 0.196m^2$;

\bar{q}_s - 桩周土的平均摩擦力,对淤泥可取 5 ~ 8kPa,对淤泥质土可取 8 ~ 12kPa,对粘性土可取 12 ~ 15kPa;根据本工程地基情况,淤泥质粉质粘土取 8kPa,粉土取 12kPa,填土由于未完成自重应力固结,不计侧阻力;

U_p - 桩周长; $U_p = 1.57m$;

L - 桩长;本工程桩入淤泥质粉质粘土 6.0m,入粉土 1.0m;

α - 桩端天然地基土的承载力折减系数,可取 0.4 ~ 0.6m;本工程取 $\alpha = 0.5$;

q_p - 桩端天然地基土未经修正的承载力标准值;本工程桩端为粉土, $q_p = 130kPa$ 。

按上两式计算结果取小值,则:

$$R_k^d = 58.8kPa \quad (3)$$

②复合地基承载力设计值 $f_{sp,k}$

$$f_{sp,k} = m \frac{R_k^d}{A_p} + \beta(1-m)f_{s,k} \quad (4)$$

式中 $f_{sp,k}$ - 复合地基的承载力标准值;

m - 面积置换率, $m = A_p/A$;

A - 单桩分担的加固面积;

β - 桩间土承载力折减系数,当桩端为软土时可取 $\beta = 0.5 \sim 1.0$,当桩端为硬土时可取 $\beta = 0.1 \sim 0.4$,当不考虑桩间软土的作用时可取 $\beta = 0$;本工程桩端为粉土夹粉质粘土,取 $\beta = 0.8$;

$f_{s,k}$ - 桩间天然地基土的承载力标准值;本工程按进入淤泥质粉质粘土和粉土的加权平均深度计算, $f_{s,k} = 85\text{kPa}$ 。

还应作沉降计算和软弱下卧层承载力验算。

2. 复合地基的抗剪强度计算方法

由于本工程的地基变形实质上是地基土的剪切破坏,也即地基产生了滑动变形。进行地基加固的目的之一就是为改善天然地基的整体稳定性,提高地基及填土的抗剪强度,防止其进一步滑动。但按上述公式计算出复合地基的承载力标准值后,仍不能判断地基的抗剪强度提高了多少,不能分析计算填土、地基的抗滑稳定性,也即不能判断进行地基加固处理后堤身填土、地基会否继续滑动。因而必须研究并计算出加固后地基及填土的抗剪强度指标,以便进行抗滑稳定分析。

由于形成复合地基后,搅拌桩和桩间土两者都发挥抗剪强度,故复合地基的抗剪强度可用复合值来表示。按照 Priede 提出的方法,计算复合地基的粘聚力 C_{sp} 、内摩擦角 φ_{sp} :

$$\text{tg}\varphi_{sp} = \omega \text{tg}\varphi_p + (1-\omega)\text{tg}\varphi_s \quad (5)$$

$$C_{sp} = \omega C_p + (1-\omega)C_s \quad (6)$$

式中 ω - 与桩土应力比 n 和置换率 m 有关的参数, $\omega = m\mu_p$;

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

n - 桩土应力比, $n = P_p/P_s$,可用实测资料进行计算,其中 P_p 为桩的应力, P_s 为桩间土的应力,一般桩土应力比 n 可取 $2 \sim 4$;本工程取 $n = 2$ 计算;

φ_p - 桩身水泥土的内摩擦角,本工程取 $\varphi_p = 20^\circ$;

C_p - 桩身水泥土的粘聚力,本工程取 $C_p = 100\text{kPa}$;

φ_s - 桩间天然地基土的内摩擦角,本工程取 $\varphi_s = 2^\circ$;

C_s - 桩间天然地基土的粘聚力,本工程取 $C_s = 12\text{kPa}$ 。

需要说明的是,水泥土的抗剪强度随抗压强度的增长而提高。有研究资料表明,当无侧限抗压强度为 $0.30 \sim 4.0\text{MPa}$ 时,其粘聚力一般为 $0.10 \sim 1.0\text{MPa}$,抗剪强度约为抗压强度的 $20\% \sim 30\%$,内摩擦角在 $20^\circ \sim 30^\circ$ 之间变化。因本工程主要加固地层为淤泥质粉质粘土层且已发生了剪切变形,为安全可靠, φ_p 、 C_p 均取下限值。

按上述公式计算不同桩距布置时的复合地基的 f_{sp} 、 C_{sp} 、 φ_{sp} ,供堤身稳定分析和搅拌桩布置时选用。见表 1。

复合地基 C_p 、 φ_p 、 f_{sp} 计算成果(淤泥质粉质粘土层)

表1

桩距(m)	m	n	u_p	ω	$tg\varphi_p$	φ_p (°)	C_p (kPa)	f_{sp} (kPa)
1.0	0.196	2	1.672	0.328	0.1428	8.1	41	113.5
1.2	0.136	2	1.761	0.239	0.1136	6.4	33	99.5
1.4	0.100	2	1.818	0.182	0.0948	5.4	28	91.2
1.5	0.087	2	1.840	0.160	0.0876	5.0	26	88.2
1.6	0.077	2	1.857	0.143	0.0820	4.6	25	85.9
1.8	0.060	2	1.887	0.113	0.0721	4.1	22	81.9
2.0	0.049	2	1.906	0.093	0.0655	3.7	20	79.4
2.2	0.040	2	1.923	0.077	0.0603	3.4	19	77.3
2.4	0.034	2	1.934	0.066	0.0566	3.2	18	75.9

本工程搅拌桩布置与设计

1. 堤基加固后稳定分析

选择涵闸两侧堤身填筑高度最大的断面和距涵闸两侧各 50m 处的断面进行稳定分析。分别采用 1.2m 桩距和 1.4m 桩距复合地基的 C_p 、 φ_p ，用瑞典圆弧法、毕肖普法作稳定计算。从表中数据可看出，加固前，在施工期完和渗流稳定期所取断面的堤身上下游坡的抗滑稳定安全系数最小值均小于 1，堤身、堤基不稳，必须进行加固处理；加固后，堤身上、下游坡抗滑稳定安全系数最小值毕肖普法计算结果均大于 1.25，瑞典圆弧法计算结果略小于 1.25，满足规范要求。计算结果详见表 2。

2. 桩长

桩长的设计根据抗滑稳定分析结果和国内常用的搅拌桩施工设备的最大加固深度确定。由堤身抗滑稳定分析知，最小安全系数滑弧的最低处均伸至淤泥层的底面、粉土层的顶面，故桩底应深入粉土层以下，按 1.0m 计(粉土层顶面下 1m 深度处的抗滑稳定安全系数大于 1.25)，即桩底达到 10.0m 高程。

大堤填筑高程现已达 28.4~30.3m，至 10.0m 高程(桩底进入粉土 1.0m)的深度为 18.4m~20.3m，而目前国内常用的搅拌桩施工设备的最大加固深度为 18m，故必须将填土顶面高程降低到 27.0m 或以下。为减少填土的开挖，并保证加固时大堤的稳定(搅拌桩施工初期，地基的抗剪强度有所降低)，确定开挖至堤面高程 27.0m 后进行搅拌桩施工，即桩顶高程为 27.0m。

抗滑稳定计算成果表

表2

安全系数 断面及位置 计算方法		施工完建期				渗流稳定期			
		拱涵两侧断面		拱涵两侧 50m 处断面		拱涵两侧断面		拱涵两侧 50m 处断面	
		加固前	加固后	加固前	加固后	加固前	加固后	加固前	加固后
上游坡 (内湖侧)	毕肖普法	0.900	1.518	0.827	1.309				
	瑞典圆弧法	0.827	1.411	0.798	1.227				
下游坡 (外江侧)	毕肖普法	0.913	1.401	0.961	1.505	0.807	1.337	0.833	1.334
	瑞典圆弧法	0.852	1.307	0.899	1.418	0.749	1.217	0.781	1.231

3. 搅拌桩加固范围

余码河为人工开挖的排水河道, 闸址处河床原底宽为 79m, 底部高程 16.15m, 两侧为 1:4 的边坡。经过 30 年的淤积, 河床宽仅 20 多米, 岸坡落淤达 6~7m 厚。新闸建设时, 开挖基坑 25m 宽, 两岸按 1:4~1:5 放坡开挖, 淤泥并没有被全部挖走。故确定涵闸两侧各 30m 宽范围为重点加固区; 向两岸延伸至 25.0m 高程地面范围为外围加固区, 各宽 20m, 即拱涵两侧各加固 50m 宽的堤基。顺水流方向, 加固至最小安全系数滑弧出逸点外 10m。共分 5 个加固区, 按越靠近拱涵桩距较小的原则进行搅拌桩的布置, 桩距分别为 1.0m、1.2m、1.3m、1.4m、1.5m, 合计加固面积 11088 m², 共 7102 根桩, 总桩长 101963m, 平均单桩长 14.36m。

4. 下卧层地基应力验算

由于所采用的搅拌桩的置换率较大, 每根搅拌桩不能充分发挥单桩的承载力作用, 故应按群桩作用原理, 进行下卧层地基验算, 即将搅拌桩和桩间土视为一假想的实体基础, 考虑假想实体基础侧面与土的摩擦力, 验算基础底面的承载力。

公式为

$$P_0 = \frac{f_{sp,k}F + Ff + f_{s,k}(F - F_1)}{F_1} < R_s \quad (7)$$

式中 P_0 - 基础底面的附加应力, kPa;

F - 复合地基的面积, m²;

F_1 - 假想实体基础的底面积, m²;

G - 假想基础的自重, kN;

F_s - 假想实体基础的侧表面积, m²;

f - 作用在假想实体基础侧壁上的平均摩阻力标准值, kPa;

$f_{s,k}$ - 假想实体基础边缘软土的平均摩阻力标准值, kPa;

R_s - 假想实体基底面经修正后的地基承载力标准值, kPa。

经计算, 基础底面的附加应力为 433kPa, 小于经修正后的粉土层的承载力标准值 446kPa, 满足要求。

本工程搅拌桩施工与检测

1. 搅拌桩施工技术工艺要求

由于本工程淤泥质粉质粘土的物理力学性质极差, 且位于被加固土层的下部即埋深较大, 采用常规的施工工艺已不能满足要求, 因此必须探索出新的工艺, 通过试桩和检测, 确定如下主要工艺和技术要求:

①采用三次搅拌成桩, 对淤泥质粉质粘土层及粉土层进行复喷搅, 即第一次按设计桩长喷浆到底, 将钻头上下活动 30 秒左右, 然后提升喷浆搅拌至淤泥质粉质粘土层的顶面; 再次钻进喷浆至设计桩底高程, 然后提升喷浆搅拌至淤泥质粉质粘土层的顶面, 完成第一次复喷搅复喷; 再一次钻进喷浆至设计桩底处, 最后提升喷浆搅拌设计停浆面, 完成第二次复喷搅

复喷。钻进和提升速度控制在0.5m/min以内。

②采用425#普通硅酸盐水泥,水泥浆的水灰比不大于0.50。

③为了提高桩体的早期强度,在水泥掺入量为15.2%的基础上掺入水泥重量0.7%的NFJ-04早强高效减水剂(β -萘磺酸钠甲醛缩合物)。检测结果表明,NFJ-04早强作用明显,并有很好的减水作用,水灰比可由0.60降至0.45。

④所用搅拌桩机应具有喷浆量的电脑自动记录装置。

2. 搅拌桩成桩质量检测

根据本工程地基加固的特点,对成桩质量提出了较严格的要求:

①检验方法 采用取芯检测的方法检测成桩质量。所取水泥土桩桩芯应均匀、连续,不应断桩,要求取芯率达到90%以上。成桩28天后即进行抽芯检验,桩芯28天龄期水泥土试块的无侧限抗压强度必须达到1.2MPa以上。

②检验桩数 按总桩数的2%随机进行抽芯检验。

③抽芯孔封堵 抽芯后形成的桩身孔洞,用水泥浆或水泥砂浆封堵。

④不合格桩处理 对不合格的工程桩,根据其位置、数量等具体情况,分别采取补桩或加强附近工程桩等措施。

结语

采用搅拌桩加固堤基后,顺利地完成了水闸两侧堤身的填筑,2001年4月堤身填筑高程达到32.00m,实测水闸水平变位仅2.0mm,且发生于搅拌桩施工初期。经过2001年汛期挡水检验,2001年12月实测水闸水平变位与2001年5月实测值对比没有任何变化。2002年4月填土至设计高程34.00m,水闸仍没有发生新的水平变位。说明该水闸两侧软土堤基采用深层搅拌桩加固取得了成功,也说明深层搅拌桩工法,不仅可以运用于需提高软弱地基承载力的工程,而且可以运用于需提高软弱堤基抗剪强度、从而提高边坡稳定性的堤防工程。

参考文献

- [1] 彭振斌主编,地基处理工程设计计算与施工,武汉,中国地质大学出版社,1996
- [2] 高宏兴编著,软土地基加固,上海,上海科学技术出版社,1990
- [3] 王广月,王盛桂,付志前编著,地基基础工程,北京,中国水利水电出版社,2001
- [4] 牛志荣等编著,复合地基处理及其工程实例,中国建材工业出版社,2000

松散软土地采用静压管桩的施工技术总结*

刘德宜

(广东省基础工程公司 广州 510507)

【摘要】沙湾水厂二期工程原场地为软土,经填风化土后,进行静压管桩的施工。基坑开挖后发现浅水池部分管桩严重倾斜,经检测同时存在桩身缺陷。对此经过分析,总结了松散软土地采用静压管桩的施工技术措施。

工程概况

沙湾水厂二期工程位于广州市番禺区沙湾镇涌口村,设计清水池、废水池及水泵房各1座,过滤池及沉淀池各2座,水厂设计规模为 $400,000\text{m}^3/\text{d}$ 。考虑各个建(构)筑物场地的承载力与抗浮要求,设计采用AB型 $\Phi 400$ 预应力混凝土管桩基础。为考虑周围环境影响,采用静压法施工。

各个建(构)筑物的桩基础设计情况简述如下。

清水池:单桩承载力设计值 $R \geq 720\text{kN}$ 、抗拔力设计值 $U \geq 100\text{kN}$,进入全风化岩 $\geq 3\text{m}$,桩间距大致 $3.15 \times 2.5\text{m}$,桩顶标高 -0.1m 有720条、 $-0.72 \sim -0.8\text{m}$ 有55条,共775条。

废水池:单桩承载力设计值 $R \geq 700\text{kN}$ 、抗拔力设计值 $U \geq 100\text{kN}$,进入全风化岩,桩长约 16m ,桩间距大致 $2.2 \times 2.2\text{m}$,桩顶标高 -3.15m 有79条、 -3.85m 有15条,共94条。

水泵房:单桩承载力设计值 $R \geq 680\text{kN}$ 、抗拔力设计值 $U \geq 200\text{kN}$,进入全风化岩 $\geq 3.0 \sim 3.5\text{m}$,桩长约 20m ,桩间距大致 $3.15 \times 2.75\text{m}$,桩顶标高 -2.5m 有27条、 0.95m 有4条、 1.15m 有14条,共45条。

每个过滤池:单桩承载力设计值伸缩缝处 $R \geq 800\text{kN}$ 、其它 $R \geq 750\text{kN}$,桩长 $17 \sim 31\text{m}$,桩间距大致 $2.5 \times 2.5\text{m}$,桩顶标高 2.5m ,共265条(两个滤池共530条)。

每个沉淀池:单桩 $R \geq 750\text{kN}$ 、端承摩擦桩,桩长 $16 \sim 23\text{m}$,桩间距大致 $2.4 \times 2.4\text{m}$,桩顶标高 1.9m 有87条、桩顶标高 2.65m 有125条,共212条(两个沉淀池共424条)。

场地及地质情况

本工程建筑占地面积约 $13,000\text{m}^2$,西接水厂已建一期工程、东为花地苗圃、南临沙湾河、北接涌口大道,场地设计布置与周围环境情况见图1。

* 收稿日期:2004年5月

虽然场地开阔,交通便利,但建设场地原为花地苗圃及水沟,沟内都为淤泥质土,杂草丛生,经平整标高约1.5m(珠江高程系)。由于原地面土质软,为了满足桩机的行使和静压桩操作,在桩机进场施工前,在原地面上铺填了一定厚度的风化土。场地北部(清水池、废水池及水泵房位置)填至标高1.82m,南部(过滤池及沉淀池位置)填至标高3.21m。填土采用载重汽车卸土,推土机推土并整平,基本从东向西推进。填土后东部土质稍密,而西部土质非常松散。

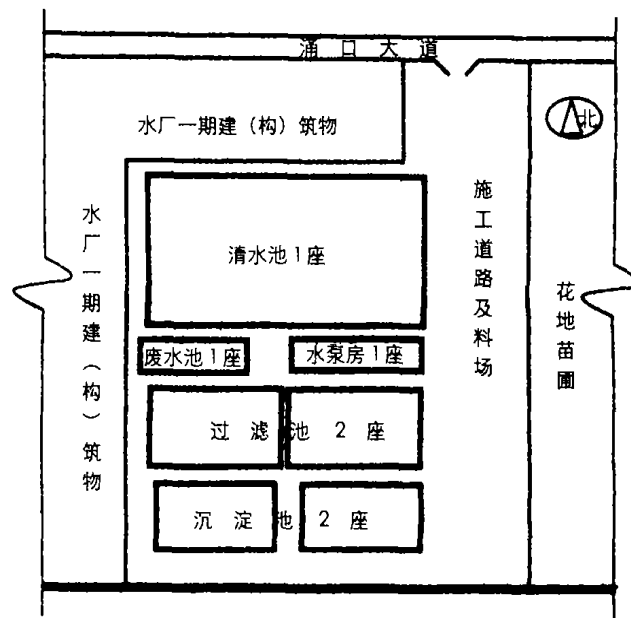


图1 沙湾水厂建设场地示意图

按本工程的地质勘察报告,建设场地自上而下各土层厚度、物理力学指标及地下水见表1。

沙湾水厂二期工程建设场地地质情况

表1

层数	土层名称	平均厚度 (m)	重度 γ (kN/m ³)	含水量 w (%)	孔隙比 e	粘聚力 c (kPa)	内摩擦角 φ (°)	标贯击数 N (击)	承载力特征值 f_{ok} (kPa)	桩极限侧阻力 q_{sk} (kPa)	桩极限端阻力 q_{pk} (MPa)
1	人工填土	2.21						5.4	80~100	12	
2	淤泥	3.01	17.0	53.5	1.386	4.9	2.1	1.5	40~50	11	
3	淤泥质砂土	4.49	18.0	38.1	1.041	10.2	17.1	3.3	60~70	16	
4	粉质粘土	9.07	20.1	24.9	0.685	38.9	13.7	19.6	120~220	40	
5	全风化泥岩	3.51	20.3	22.4	0.628	17.6	18.1	57.4	300	80	4.6~4.8
6	强风化泥岩	2.86							500	180	6.0~8.0
备注		场地地下水为第四系孔隙水,地下水较浅,埋深约0.2~2.7m。									

施工简况

本工程2004年3月3日试压桩,共1868条静压管桩至3月25日施打完成。施工时共投入静压桩机4台,其中JYB-600型2台、JYB-400与YJY-240型各1台,可使用的压桩力分别为6000MPa、4000MPa与2400MPa。本工程终压力取单桩承载力设计值的两倍。

为考虑避免静压桩施工对西侧水厂一期已建建筑物的影响,并避免静压桩机来回对已压入管桩的挤压,施工前拟定的施工顺序为:总体从西侧围墙边(从西往东)施打;1#桩机先施工废水池再水泵房,后施工东过滤池;2#桩机与3#桩机一同先施工清水池,后施工东沉淀池;4#桩机先施工西过滤池,再施工西沉淀池。

实际施工时由于清水池与废水池填土很薄,尤其是西部回填的薄层土极松散。而4台压桩机都已提前进场,为减少桩机的停滞时间,先从清水池东部先行压桩,在往西部施打的过程中,发生了多次桩机下陷的情况,只能边压桩边填土,何处陷机往何处填土,运土载重汽车频繁的从已经施打的桩顶上碾压。

其它池体也有类似情况的发生,而南部(过滤池及沉淀池位置)由于填土较厚,土质也比较好,投入的是JYB-400与YJY-240型的桩机,机身重量相对较轻,没有发生桩机下陷现象。

出现问题与原因分析

静压管桩完成经做抗拔与大应变动测试试验后,马上进行基坑土方的开挖,采取机械与人工相配合的开挖方法。开挖后进行桩基的质量检测、垂直度与偏位情况的量测,结果是清水池西北部共有27条管桩发生严重倾斜(斜向西或向北方向),这27条中有25条在深度0.2~3.7m处(相当于原压桩场地面深度2.02~5.52m)存在严重的桩身缺陷,见附表2。其它的建(构)筑物及清水池其它桩基桩身质量完好,倾斜度虽在施工验收规范规定的1%以内,但清水池仍有18条桩偏位超过施工规范10cm的规定。

清水池部分管桩质量缺陷情况

表2

桩号	倾斜度(%)	原地面标高(m)	开挖后基坑底标高(m)	桩身缺陷至开挖面深度(m)	桩号	倾斜度(%)	原地面标高(m)	开挖后基坑底标高(m)	桩身缺陷至开挖面深度(m)
12	3.12	1.82	-0.03	无缺陷	46	15.84	1.82	-0.03	0.2
14	4.86	1.82	-0.03	无缺陷	47	10.86	1.82	-0.03	2.5
16	8.75	1.82	-0.03	1.8	48	4.89	1.82	-0.03	1.8
17	9.45	1.82	-0.03	1.8	49	9.21	1.82	-0.03	1.5
18	9.45	1.82	-0.03	1.5	50	8.34	1.82	-0.03	1.4
19	11.57	1.82	-0.03	0.9	85	4.88	1.82	-0.03	3.4
21	1.69	1.82	-0.03	1.6	86	3.92	1.82	-0.03	3.1
22	4.89	1.82	-0.03	3.7	87	4.85	1.82	-0.03	3.3
23	9.28	1.82	-0.03	2.9	88	7.82	1.82	-0.03	1.9
24	7.87	1.82	-0.03	1.3	89	3.93	1.82	-0.03	3.7
42	9.28	1.82	-0.03	1.5	109	4.12	1.82	-0.03	2.3
43	11.22	1.82	-0.03	0.7	110	5.32	1.82	-0.03	2.4
44	6.47	1.82	-0.03	1.7	111	5.55	1.82	-0.03	2.1
45	10.69	1.82	-0.03	0.7					

从表2中可见:存在桩身缺陷的部位都比较浅,而且缺陷的部位并非管桩的接口处;存在的缺陷部位越浅的桩身,其上部倾斜度也越大;仅有的两条桩身无缺陷的,其倾斜度相对

比较小。

桩基础施工前及发现该质量问题后,都对管桩的制作质量(如桩身混凝土强度等级与配筋情况等)进行检查,未发现管桩构件成品的问题。在土方开挖前的抗拔与大应变动测试验中也未发现问题(抗拔试验9条、大应变动测92条,都没有包括严重倾斜27条桩)。

发生问题后,检查施工及压桩记录,压桩垂直度都控制在施工规范规定的0.5%L(L为桩总长度),管桩接口(包括焊接方法、焊缝饱满度与焊接后停歇时间)也符合要求。但施工时,除了废水池与水泵房进行送桩之外,其它建(构)筑物都未按设计桩顶标高及施工前的技术交底要求进行送桩。如清水池施工方案要求送桩深度1.5~2.0m,但实际压桩时送桩深度在0.5m以上的不到10%的桩数,大多数施压后桩顶与原地面齐平。

经过深入详细的分析,出现该施工质量事故的根本原因是施工场地土质软,直接原因是压桩顺序错误使桩机来回多次挤压。由于压桩速度很快(每台桩机每天成桩28条),在压桩时产生的超静水压力未能及时消散,加剧土层的软化,软土强度变弱而增大对成桩的挤压。同时未能送桩而使成桩后桩身受到直接的强烈挤压,在某深度超过管桩的抗剪强度时,造成断桩或桩身破裂等质量事故。从施工记录与土方开挖后的情况看,存在严重倾斜与桩身缺陷的场地处,在压桩过程中都发生过一次以上的桩机陷机情况,而且都根本没有送桩。

按日本工业标准JISA5337-1993介绍,管桩的抗剪力 Q 与在轴力作用下的抗裂弯矩 M_{cr} 的计算式分别为:

$$Q = \sqrt{(\sigma_{ce} + 2\varphi\sigma_t)^2 - (\delta_{ce})^2} \times tI/S_0 \quad (1)$$

$$M_{cr} = (\sigma_{ce} + \sigma_{bk} + N/A_e) \quad (2)$$

式中 t - 为管桩壁厚(本工程取9.5cm);

σ_{ce} - 为有效预压应力,A型可取3.92MPa、AB型5.88MPa、B型7.85MPa、C型取9.81MPa;

φ - 为系数,一般取0.5;

σ_t - 为混凝土的抗拉强度(本工程取5.39MPa);

Z_e - 为管桩换算截面系数;

A_e - 为管桩换算截面面积;

σ_{bk} - 为混凝土弯曲抗拉强度。

以上两式中, I 与 S_0 分别为相对于中心轴的截面惯性矩与静矩,计算式分别为:

$$I = (r_0^4 - r^4)\pi/4 \quad (3)$$

$$S_0 = (r_0^3 - r^3)2/3 \quad (4)$$

式中 r_0 与 r 分别为管桩的外半径与内半径,本工程分别为20cm与10.5cm。

按以上各计算式,本工程采用AB型PHC管桩,其抗剪力 Q 仅约270kN,而由于场地表层土质软,未能有效地分散桩机对土层的压力(桩机连同配重最大重量3200kN,桩机底受压面积仅约5m²),成桩后受剪切破坏的根源在此。

经与沉淀池与过滤池的比较看,由于场地的南部填土比较厚,压桩场地表土密实度和强度都比较高,虽未送桩,但没有发生桩身严重倾斜的情况;从与废水池与水泵房的比较看,虽然场地表土与清水池一样软,也发生桩机下陷与来回多次挤压,但由于送桩深度在2.5~5.0m及以上,也避免了该质量问题的发生。从比较中可证明了所分析的原因。

另外,在采用挖土机开挖基坑土方时,未能很好地分层,局部开成临时陡坡,挖土机与运土载重汽车的挤压,也加速了桩身的倾斜和缺陷的发生。

由于发生了桩身的严重倾斜和缺陷,经过小应变动测有25条被判别为IV类桩,无法使用,采取了另行补加桩的方法,使开挖后的基坑不得不局部回填部分土方,并补加了27条锤击式的PHC管桩,造成约7万元的直接经济损失(属严重质量事故),给本工程有关各方人员留下深刻的教训。

施工技术总结

从本工程的施工情况和出现质量事故的分析,对于在松散软土地上进行静压管桩的施工,总结了如下的主要技术措施:

(1)由于静压桩机重量大(一般桩机加配重的总重量为单桩承载力设计值的1.8~2.2倍,施打边桩时要求4倍左右),采用静压管桩的施工场地宜有较好的地耐力。对于原为软土必须适当回填或换填硬土,填土厚度与强度视原场地软土情况、地下水位、桩机重量而定。对于饱和软粘土场地,应先抽干原地面积水、挖除原有局部淤泥,后再换填一定厚度硬土,必要时还要设法降低地下水位并疏导截断地面水,甚至先采取对软土施插塑排水板或适当放慢压桩速度以消散压桩过程中的超静孔隙水压力等措施。对于有地下室或基础埋深的,可先开挖基坑土方后,在基底回填0.5~2.0m厚的硬土,再进行静压桩的施工。

(2)有关规范中对压桩顺序有“先深桩后浅桩、先中间后周边(或两侧)、先毗邻后远离(原建筑物)”等原则。这些原则在具体工程中往往出现矛盾对应关系,因而应抓住主要矛盾,统筹兼顾,合理安排,在饱和软粘土或松散填土地应以减少桩机对成桩的直接挤压为首要原则。例如本工程中,由于地质原因场地东南部桩比西北部桩深度大,而西北侧毗邻一期水厂已建的建(构)筑物及道路围墙,采取先东南部后西北部的压桩顺序是严重的错误,桩机来回多次对桩的直接挤压是该质量事故的主要原因之一。

(3)压桩场地标高宜比设计桩顶高出0.5m以上,压桩时应对照地质勘探资料较好地配桩,严格按照要求送桩,使桩顶送入土层中一定深度。送桩深度一般不宜少于0.5m,在松散软土地宜加大送桩深度。送桩深度大,可减少或避免桩机的直接挤压,也方便于压桩后的土方开挖。若由于地质突变或配桩原因个别无法送桩,则应在终压后马上挖除0.5m以上的桩周土并采用割桩器割除管桩顶部,再在桩顶覆盖砂袋和回填土方,便于压桩机的行走。

(4)从前述各计算式经过计算可知,如采用A型、AB型、B型与C型管桩的抗剪力 Q 与在轴力作用下的抗裂变矩 M_c 约呈10%的幅度递增。因此,在饱和软粘土或松散填土地,采取静压法施工。由于难以避免的桩机或挖土机的挤压,宜采用较大直径的B型或C型PHC管桩,并且进场管桩不允许有环裂等缺陷。这种管桩的抗剪强度与抗裂弯矩也较大,可克服一定程度的直接或间接挤压力。

(5)加强压桩垂直度的控制。在压桩过程中垂直度控制在0.5%L(L为设计桩长度)以内,在松散软土地应更严格控制,如压桩时倾斜率超过0.5%应找出原因并设法纠正(当桩尖进入硬土层后严禁用移动桩架等强行回扳的方法纠偏)。若成桩的桩身已有一定的倾斜,一旦受桩机或挖土机的挤压,则很容易加速桩身的倾斜直至断裂。压桩过程中宜采取的

措施是:调整桩机支腿油缸活塞杆的伸出长度,使桩机平台保证水平,将管桩送入土1~2m时,在互相垂直的两个方向架设的铅锤吊线测量控制。

(6)严格控制管桩接口的焊接质量。接桩前对上下端板表面用铁刷子清刷干净,焊接应对称施焊,即先在管桩坡口圆周上对称点焊4~6点,上下两节桩固定后再分层施焊,由2~3个焊工对称进行,焊缝应饱满连续,焊缝不少于2层,内层焊渣清理干净后再施焊外一层,焊完并自然冷却8min后才继续施压桩。若焊接质量好,接口一般比桩身强度高,则桩身受挤压时不会在接口处发生缺陷。

(7)静压法植桩,由于施工时无噪音、无废气、无泥浆污染,其取代柴油锤植桩法,在今后较长时期内将是在城市管桩施工中起主导作用。但静力压桩机由于机身及配重大,在软土中对桩与周围的挤压难以避免,尤其在饱和软粘土,在不得已的情况下(如降水和换填成本太高等),改为锤击法可相对避免类似问题的发生。如在本工程中,补加桩采用45kN柴油锤植桩,达到了预期的目的。锤击式桩机的优点是,机身重量相对较小(其行只需80kN左右的地耐力要求),可较大程度地减少桩机对成桩的挤压。

(8)植桩后的场地,一般不许有大型吊车与大吨位载重汽车等通过。基坑挖土前应制订合理的施工程序,严格分层均匀进行,并注意保持基坑边坡及土体的稳定。运土汽车行走路线应事先规划,宜沿着送桩较深的地方行走。桩顶土可采用普通挖土挖除一层后,再采用小型挖土机或最好用人工开挖下层土,开挖时桩周土体高差不宜大于1m。对饱和软粘土的基坑开挖,宜在压桩全部完成并相隔15d后进行,严禁边压桩边压开挖基坑土方。基坑顶部边缘不得堆土或其它重物。

参考文献

- [1]阮起楠编著《预应力混凝土管桩》,中国建材工业出版社2000年2月第1版
- [2]广东省标准《预应力混凝土管桩基础技术规程》DBJ/T5-22-98

Construction Technique Summary of the Static Pressure Tube Stakes Adopted in Lax Soft Soil Land

Liu Deyi

(Guangdong foundation engineering company Guangzhou 510507)

[**Abstract**] Shawan water factory two period engineering original land is soft soil, through filling morals and custom soil empress, proceeding static pressure tube stake. The pit of discovers after opening dug clear water pond a serious inclination, exsits at the same time through the examination a body blemish. To this through analysis construction technique measure of the static pressure tube stake adopted in lax soft soil land.

深基坑工程施工、监测与质量监管*

陈思清

(杭州市建设工程质量安全监督总站 杭州 310012)

【摘要】介绍了杭州市百脑汇信息数码港基坑工程施工、监测与质量监督管理。整理分析了施工监测信息,及时掌握施工对周边环境的影响,从而确保基坑工程的质量、安全和围护结构的整体稳定性。

工程概况

杭州市百脑汇信息数码港基坑围护工程位于杭州市高新技术区教工路西面、黄姑山路以南,占地面积约12548m²。拟建建筑物由一幢19层主楼和一幢5层的裙楼相连组成。主楼和裙楼均设3层地下室开挖深度13.60m。基坑开挖平面尺寸为102.98m×93.74m(图1)。

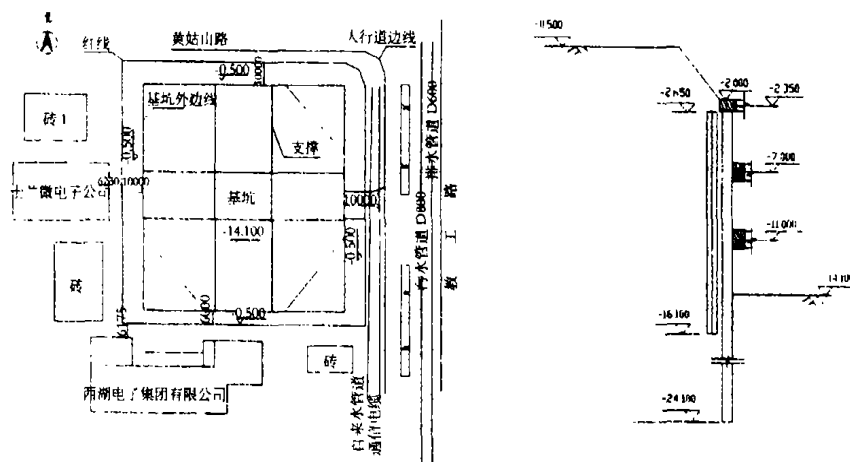


图1 杭州百脑汇信息数码港基坑工程示意图

基坑支护结构体系采用单排 $\Phi 800@950$ 的钻孔灌注桩,有效桩长21.45m;支撑结构体系采用三道混凝土支撑,从上到下支撑截面大小分别为:700×700,800×900,支撑水平间距约为10m;桩顶的压顶梁截面为1000×700(高),和第一层支撑相连接,第二层支撑的围檩梁尺寸分别为1000×1000和1000×1000,支撑、压顶梁和围檩混凝土的强度等级均为C30;支撑相交部位设置立柱和支墩桩,立柱采用4根140mm×10mm的角钢焊接成500mm×

* 收稿日期:2004年6月

500mm的钢格构,角钢间每隔500mm加焊100mm×8mm的缀板,立柱的钢格构插入到Φ800的支墩桩内3m;基坑止水、止土帷幕采用双排Φ600@450的水泥搅拌桩,搭接200mm,有效桩长为13.45m。计算采用弹性地基梁法,得到的围护桩最大弯矩标准值为515kN·m,围护桩最大水平位移为21.5mm。各道支撑轴力分别为:第一层支撑:2178kN,第二层支撑:6072kN,第三层支撑:5280kN。

工程地质条件

场地勘察深度(44.8m)范围内地基土可划分为7层10亚层。自上而下分述如下:

①-1号土层杂填土:灰褐色,湿,松散~稍密。表层主要为混凝土地坪、碎石及混凝土基础,下部由粘性土组成,含较多有机质、砖瓦等。全场分布,厚度0.7~2.5m。

①-2号土层淤泥质粉质粘土:灰色,饱和,流塑。含有机质。仅分布于建筑物东南角附近。厚3.10m。

②号土层粉质粘土:灰黄~灰色,饱和,可塑。含氧化铁斑,微具层理。场地大部分分布,厚0.5~3.10。局部缺失。

③号土层淤泥质粉质粘土:灰色,饱和,流塑。含有机质及少量腐殖质。全场分布,厚6.3~10.2m。

⑤号土层粉质粘土:灰、灰黄色,饱和,软塑状。含少量姜结石。厚0.5~4.0m。局部缺失。

⑥号土层粉质粘土:灰黄、灰褐色,饱和,可塑~硬可塑。含氧化铁斑,全场分布,厚3.07~9.60m。

⑧号土层含碎粉质粘土:灰黄色,饱和,可塑~硬可塑。碎石含量10~15%,局部含量约20~30%,碎石粒径大小不一,0.5~5.0cm不等,个别大于10cm。亚圆形,成份为石英砂岩,质地坚硬。全场分布,厚4.6~9.6m。

⑩号土层基岩:基岩岩性为凝灰质粉砂岩,属软质岩。

各个土层物理性质参数如表1所示。

各个土层物理性质参数

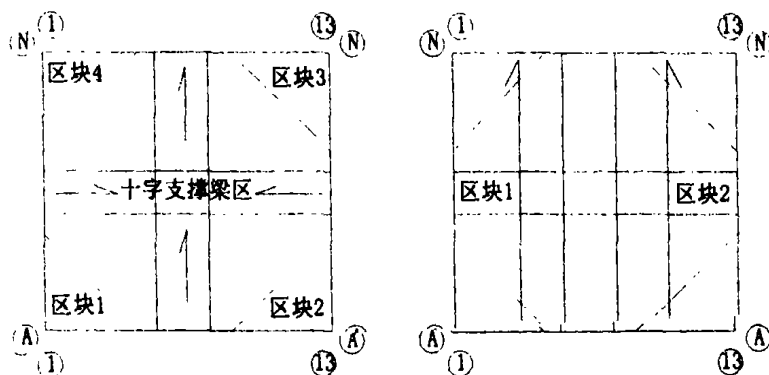
表1

土层	指标	容重 (kN/m ³)	粘聚力 (kPa)	内摩擦角 (°)	基床系数 (kN/m ⁴)
①-2	淤泥质粉质粘土	18	15	8	1500
②	粉质粘土	18.5	26.3	6.8	3500
③	淤泥质粉质粘土	17.3	15	10	1500
⑥	粉质粘土	19.2	47.8	10.9	8000
⑧	粉质粘土	19.6	47.8	9	8000

土方工程施工

将基坑第一、第二道支撑梁划分为A-F/1-6、A-F/9-13、J-N/1-6、J-N/9-13及

中间十字支撑部分五大区块,第三道支撑梁及基础底板划分为 A-N/1-7、A-N/8-13 两大块区(图 2)。



第一、第二道水平支撑梁区块划分 第三道水平支撑梁、基础底板区块划分

图 2 开挖区块划分

围护桩与止水桩强度达到设计强度的 80% 以后,从 1#、2#区块的 A 轴往 N 轴方向后退开挖。转角斜撑基坑面标高开挖至 -2.8 米,人工修整到 -2.85 米。开挖时留出无支撑梁部位的土方,浇 50mm 厚 C15 素混凝土垫层、弹线放样、刷脱模剂或黄灰隔离层、绑扎钢筋、支模、浇压顶梁和支撑梁混凝土。施工压顶梁,及时做好排水沟及集水井。1#、2#区块土方挖完后,机械转移到 3#、4#区块开挖方法同 1#、2#区块。中间十字支撑梁部位基本上同时和 3#、4#同时开挖。

待第一道水平支撑施工完毕,结构混凝土强度达到设计的 80% 以后开始下层的土方开挖。先将中间转角无支撑梁部分原先留置的土方,堆置到中间十字支撑梁部位,堆高到梁顶面上 200mm,上铺路基箱,开成运输车辆临时道路。1#、2#、3#、4#按照上术开挖的方法,开挖至 -7.45 米后,打人工修整到 -7.50 米,浇 50mm 厚 C15 素混凝土垫层、弹线放样、刷脱模剂或黄灰隔离层、绑扎钢筋、支模、浇压顶梁和支撑梁混凝土。坑底做好临时排水集水井沟网。十字支撑梁区 1#段待 1#、2#区块土方完成后开挖,挖机在路基箱上操作向下挖,开挖时需要对支撑梁保护。施工时由 A 轴往 F 轴后退,挖至 F 轴 2#段时由 1 轴、13 轴向中间开挖,最后 3#段由 F 轴往 N 轴后退,施工完后,机械由外向内挖出 6 轴与 9 轴间的出土口坡道。

待第二道水平支撑梁施工完毕,结构混凝土强度达到设计等级的 80% 以后开始下一层的土方开挖。由出土口进入施工机械至 -7.5 米层回填 1#、2#区块 6 轴、9 轴间支撑梁的土方至 -6.35 米,上铺路基箱,作为运输车辆的临时道路。而后,从 1#、2#区块的 A 轴开挖至 -11.45 米,采用人工修整至 -11.50 米。浇 50mm 厚 C15 素混凝土垫层、弹线放样、刷脱模剂或黄灰隔离层、绑扎钢筋、支模、浇压顶梁和支撑梁混凝土。坑底做好临时排水集水井沟网。

基坑施工监测方案

(1) 监测内容

根据本工程基坑开挖深度、工程的重要性和工程特点,按照《岩土工程勘察规范》

(DBJ08-37-94)的规定和设计要求,达到保证施工安全的目的,基坑开挖过程中需要进行如下项目的监测:深层土体侧向变形、支撑轴力、地下水位标高、立柱沉降、周边建筑物裂缝。

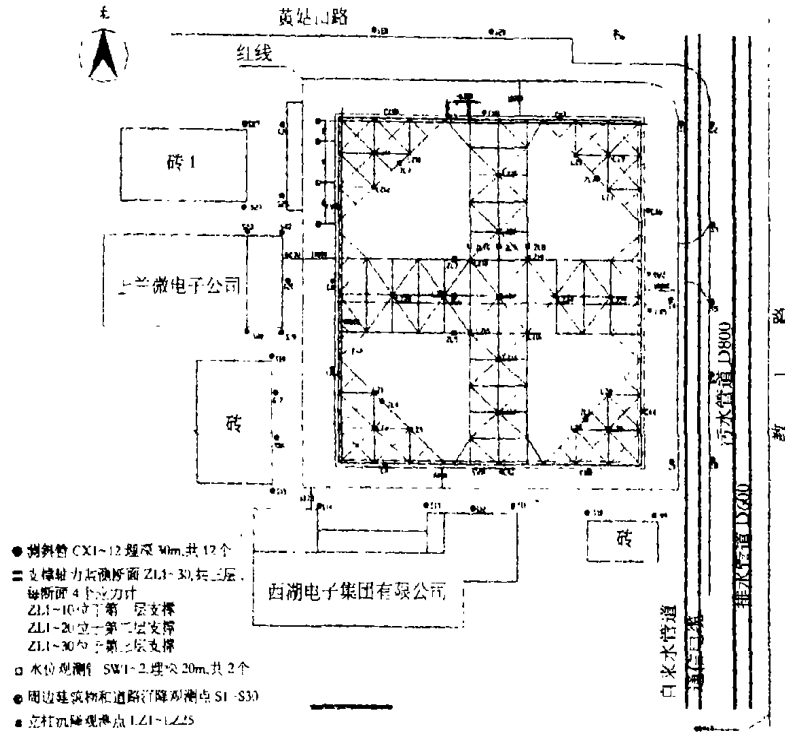


图 3 杭州百脑汇信息数码港基坑工程监测点布置图

(2)测点布置方案

基坑周边地表各类测点的平面布置如图 3 所示。基坑每边布置 3 个测斜管,总共布置 12 个测斜管,长约 30m。每层支撑布置 10 个轴力测试断面,每个测试断面埋设 4 个钢筋应力计。采用地下水位观测管观测地下水位的变化。埋深 25 米,共 2 个水位测试管。布置 25 个沉降监测点对立柱的结点进行沉降观测。对士兰微电子办公楼和西湖电视机厂的裂缝也设置了观测点。

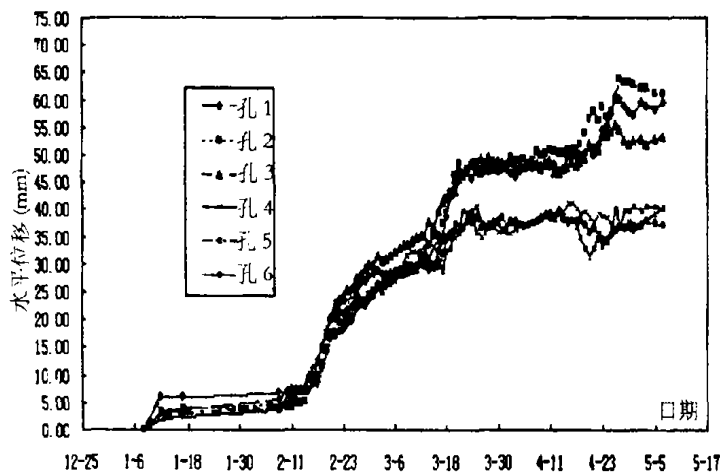


图 4 土层最大水平位移随开挖工况(时间)的变化

监测结果分析

(1) 土体最大水平位移量

由土体最大水平位移监测结果图4可以看出,随着开挖深度的增加,土层最大的水平位移逐渐增大。测得的最大水平位移为63mm,现场施工情况比较稳定,施工可以进一步进行。

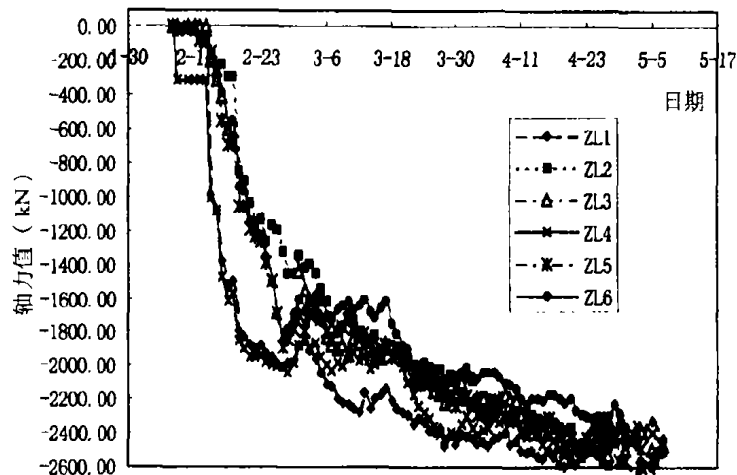


图5 第一道支撑轴力随开挖工况(时间)的变化

(2) 水平支撑轴力值

整理了开挖到地下室底板过程监测得到的第一道、第二道和第三道水平支撑轴力值(图5、图6、图7)。由分析结果可以看出第一道和第二道水平支撑轴力值均随着开挖的尝试增加而逐渐增加。不同监测点得到的监测数据比较离散。第一道支撑的监测点中监测的最大的力达到了2600kN,第二道支撑的监测点中监测的最大轴力达到了4600kN。支撑轴力发展趋势稳定,支护结构处于稳定状态,可以进行下一步开挖施工。

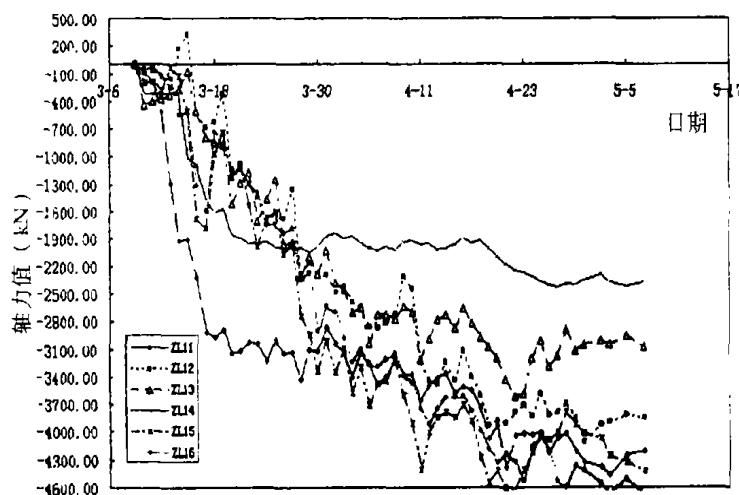


图6 第二道支撑轴力随开挖工况(时间)的变化

(3) 地下水位变化

整个基坑开挖过程中,由观测孔测得的坑外地下水位孔 L_1 、 L_2 中地下水位随时间变化比较平缓。说明双排水泥搅拌桩起到了很好的止水作用。

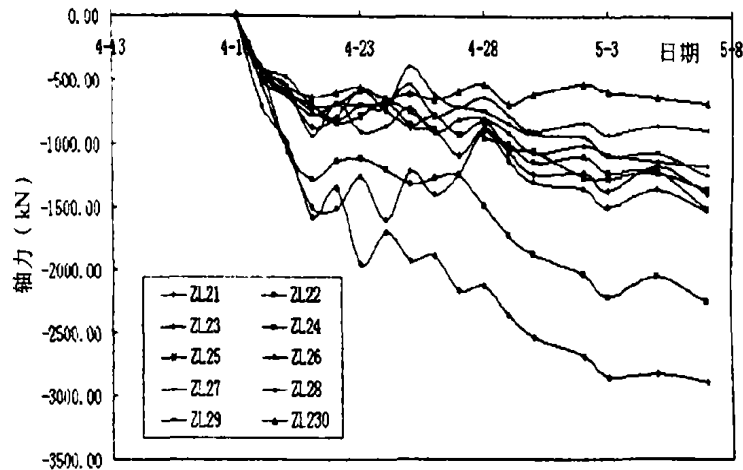


图7 第三道支撑轴力随开挖工况(时间)的变化

质量安全监督

在深基坑开挖支护过程中加强对整个施工的质量、安全的监测管理尤为重要。由于本工程基坑开挖较深,属一级基坑,土质条件较差,距邻近建筑物、管线较近。开挖前专门组织专家组对支护方案进行专项论证,在确保基坑边坡稳定、邻近建筑物、管线安全的条件下,力求支护结构设计施工达到安全与经济的合理平衡。基坑支护结构与基坑周边环境条件,尤其是支护结构与土体变形密切相关,在开挖过程中严格控制开挖的速度、深度及坑边的堆载。支护结构的施工监测是不可缺少的一个环节。本工程设置了一个完善的、系统的监控方案,在整个开挖过程中着重对邻近建筑物、管线和基坑支护结构变形的监测进行跟踪监管,根据监测数据变化每天数次对现场及周边环境的巡查。由于监管到位、措施有效,保证了深基坑施工的顺利完成。

结语

本文主要介绍了杭州百脑汇信息数码港基坑工程的开挖施工与现场监测信息的分析,可以得到以下几点结论:

(1)弹性地基梁法是目前设计深大基坑支护体系的主要方法。本工程支护体系设计的合理性与土方开挖施工的科学性保证了整个基坑工程开挖施工的稳定;

(2)通过施工监测数据的整理分析,掌握了基坑施工引起的围护结构内力的发展趋势以及周边土体的位移发展趋势,对整个施工过程起到了指导作用;

(3)双排水泥搅拌桩有效地控制了坑外地下水向坑内渗流的同时,控制了坑外地下水位的变化,控制了坑外土体的沉降,起到了一定的保护坑边建筑物以及管线的作用;

(4)整个工程在质量安全的监测跟踪管理下,各施工程序得到了有效的控制,特别是对周边建筑物、管线的沉降监测数据与跟踪巡查相结合,保证了基坑的顺利完成。

参考文献

- [1] 中华人民共和国行业标准《建筑基坑支护技术规程》(JGJ120-99)
- [2] 浙江省标准《建筑基坑工程技术规程》(DB33/T1008-2000)
- [3] 国家标准《混凝土结构设计规范》(GBJ10-89)
- [4] 刘建航,侯学渊主编,《基坑工程手册》,北京:中国建筑工业出版社出版,1996

Construction, Monitoring and Quality Control of Deep Excavation

Chen Siqing

(Quality Control Department of Hangzhou 310027)

[**Abstract**] In this paper, the construction monitoring and quality control of Bai nao hui Digital Mall are introduced. Through the analysis of the monitoring datum, next work is led to construct which guarantees the quality, safety and stability of this excavation.



第三届全国深基坑工程学术研讨会在广州市召开

由中国土木工程协会深基坑专业委员会主持、广东省水利水电勘测设计研究院主办的第三届全国深基坑工程学术研讨会,2004年5月28~30日在广州市华泰宾馆举行。来自全国建设、交通(公路、铁路)、冶金、水利水电、国防机械等部门勘测设计、施工、监理、科研、大专院校等几十个单位的上百名的专家、学者、专业技术人员出席会议。

会议由广东省水利水电勘测设计研究院院长杨光华致开幕词,会议包括了主题报告8个、分组报告设计理论17篇,实测研究7篇,支护技术15篇,工程实录21篇,事故分析4篇,计算机应用与其他6篇与小组发言等。代表们通过这次会议交流了国内近年来在基坑工程领域取得的经验、教训和成果。

部级学术刊物《工业建筑》2004年增刊正式出版发行《基坑支护技术与实践》-第三届基坑工程学术讨论会论文等。

铁一院岩土公司,地质路基处派高工出席会议,并在小组发言会议上介绍铁一院参加兰州市财政局大楼基坑支护工程的经验,获得与会者好评。

铁一院岩土公司 孙全德供稿

2004年5月30日

土钉墙和复合土钉墙在某基坑工程中的应用*

朱虹

(嘉兴市建设工程招标投标办公室 嘉兴 314000)

【摘要】本文介绍了土钉墙和复合土钉墙在嘉兴月河苑小区二期基坑工程中的应用,施工实践表明该方案是可行的,土钉墙具有施工简单,场地适应性强,施工速度快,安全可靠,造价低的优点;灌注桩和土钉墙相结合的支护,确保临近建筑物的安全,具有一定的经济效益和社会效益。

引言

随着经济的发展,近年我国的各类建筑和市政工程得到了快速发展,土钉墙支护技术因其施工简便、造价低廉、工期短、效果显著等综合优点,在基坑支护中得到了广泛的应用^[1-4]。复合土钉支护是以土钉支护为主,辅以其它补强措施以保持和提高土坡稳定性的复合支护形式^[5]。对于较软弱的淤泥质土层,又不允许放坡开挖则应采用复合型土钉墙支护,以解决土体的自稳性以及喷射面层与土体的粘结问题。本文介绍了土钉墙与复合土钉墙支护在嘉兴月河苑小区二期工程中的应用,取得了良好的支护效果。

工程概况

月河苑小区二期位于嘉兴市禾兴北路与同乐路交叉口,东临月河苑一期2号住宅楼,南临同乐路,西临禾兴路,北边有一空旷地,占地面积约7350m²,总建筑面积28000m²,由二栋18层住宅楼和1栋6层住宅楼组成,高层及沿街建筑有地下室,面积约4500m²,本工程地形比较平坦,原有建筑物已拆除,地面标高2.72m,建筑场地基础标高4.5m,基坑开挖深度约5.1m,局部深达5.6m,整个建筑平面呈手抢形,基坑紧邻东侧的月河苑一期2号楼,间距仅为2.00m,其余二侧靠马路,但地下管线和基础设施较多。

地质条件

从勘察资料来看,在基坑范围内场地土层物理力学性能见表1。

* 收稿日期:2004年8月

地质分布统计表

表 1

地层编号	岩土名称	层厚 m (平均值)	层顶标高 m(平均值)	层顶深度 m(平均值)	天然含水率 W(%)	重力密度 (kN/m ³)	内摩擦角 Φ _c	粘聚力 C _c (kPa)
①1	杂填土	1.26	2.59	0.00				
①2	素填土	1.33	1.43	1.24	28.0	19.4	18.5	31.5
②	浜填土	1.70	1.16	1.50	35.4	18.5	13.2	30.8
③	淤泥质粘土	1.57	-0.59	3.18	47.1	17.6	10.8	21.4
④1	粉质粘土	2.82	-2.32	4.88	26.8	19.6	18.8	40.7
④2	砂质粉土	7.62	-5.11	7.67	29.7	19.0	26.0	13.6
⑤	粉质粘土	2.58	-11.19	13.63	31.7	18.9	10.9	21.0
⑥	粘土	6.0	-16.98	19.62	23.7	20.1	19.6	44.3

基坑支护方案的选择

本工程地质条件较好,主要地层为砂质粘土,粉质粘土,密实较好,侧摩阻力值大,地层稳定性大,开挖深度不很深,通过对人工挖孔、钻孔灌注排桩,土钉墙方案,从技术、经济、进度和安全等方面进行比较,又考虑到该工程与已有建筑物间距很近,为保证开挖期间临近居民的安全和施工安全,东侧距居民区附近设计采用排桩灌注桩与土钉墙相结合的支护方法(如图 1 所示),其他三侧采用土钉墙支护的支护方案(如图 2 所示)。土钉墙优点:施工设备简单、成孔和制作不需要大型设备,造价低,能降低 50% 左右,进度也快;不单独占用工期,可边挖土方边施工。待土方开挖完毕,土钉墙支护即完成,工期短,技术上可靠,工艺成熟。排桩灌注桩与土钉墙相结合的支护方案,它既有防止侧壁土体产生坍塌下滑,保护相邻建筑物安全,又有施工方便,节省施工场地,施工进度快,护壁效果好,安全可靠,便于机械开挖等特点。

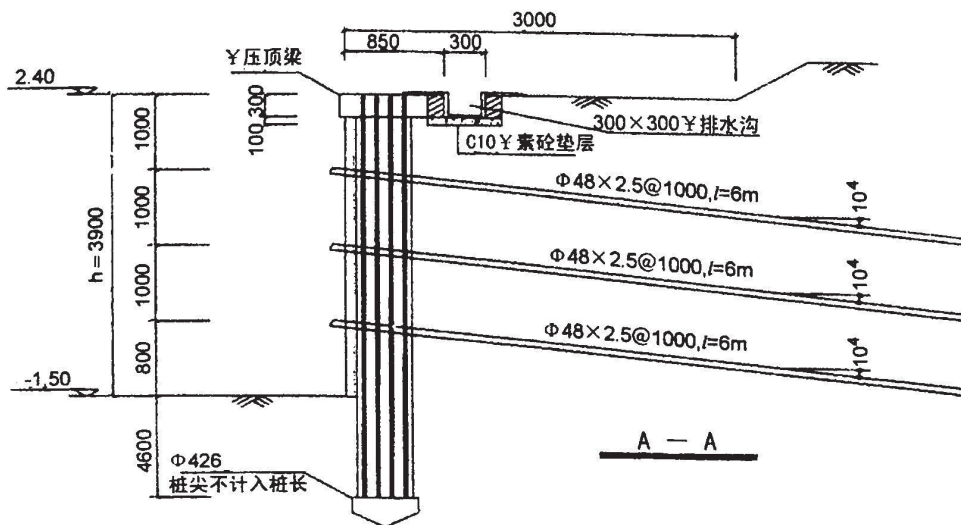


图 1 排桩灌注桩与土钉墙相结合的支护剖面图

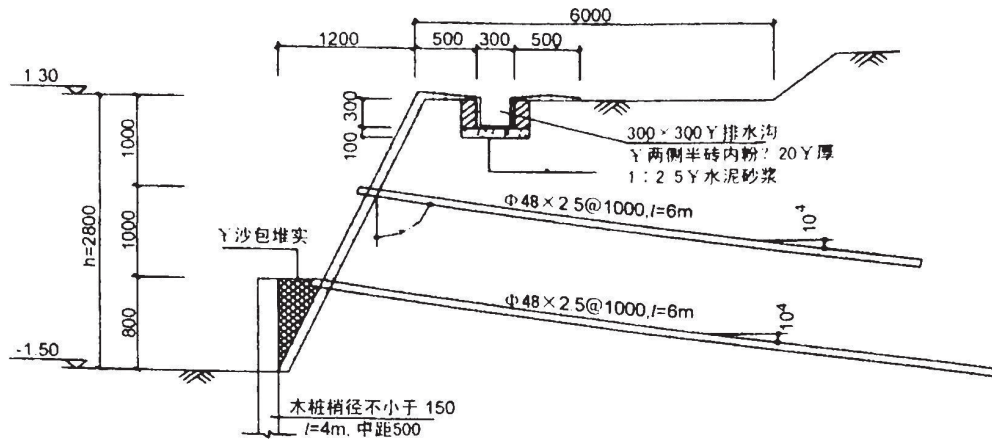


图2 土钉墙支护剖面图

基坑支护施工方法

(一) 土钉墙施工工序

1. 施工工艺:

场地平整→测量放线→钻孔→放置杆体→挂网、上加强筋→注浆、补浆→喷射砼→基坑土方开挖→土钉监测

2. 施工要点:

(1) 土方开挖: ①开挖前根据设计放坡坡高, 放出坑顶开挖线并根据坡高进行开挖, 开挖遵从“先周边后中间, 分层分段”的原则; ②土方开挖上层厚度应比第一排土钉深 20~30cm, 以后每层挖深同土钉垂直间距, 严禁超深开挖; ③平面上每段挖土延长不大于 15~25m 并间隔挖土, 防止出现大面积坍塌; ④基坑开挖后, 开挖面应进行边坡平整, 下层土方开挖应在上层喷射砼施工完毕养护两天后进行。

(2) 成孔及注浆: ①锚杆采用风动锤直接打入, 锚管前端应敲成扁平状, 管身按螺旋型每 50cm 钻出 $\Phi 8$ mm 孔洞, 并在孔洞前端焊一角向短钢筋, 防止土体挤入钢管影响注浆; ②成孔完毕, 放入主筋, 为保证钢筋在孔中的位置钢筋上每隔 2m 焊置一个定位架; ③在注浆时, 应先将注浆管放入孔中, 四周用编织袋堵塞、密实, 素水泥浆的水灰比不大于 0.5, 并在浆液中添加 2% 的早强剂, 注浆压力 0.5MPa; ④在锚管中注浆前应将锚管头子与注浆管绑牢, 注浆至锚管周围冒浆后方可终止, 一般注浆量为每米钢管长不小于 0.02m^3 ; ⑤为防止水泥浆在硬化过程中产生干缩裂缝, 提高防腐性能, 保证浆体与周围土壁的紧密粘合, 掺入 2% 的膨胀剂, 满足补偿收缩; ⑥钢筋网片绑采用 $\Phi 6.5$ 双排双向 @ 200 满布, 钢筋搭接不小于 250mm, 进行间隔绑扎, 并垫好保护层块。

(3) 喷射砼: ①砼配合比采用水泥: 细砂: 碎石(瓜子片) = 1:2:2.5, 采用人工搅拌, 搅拌次数不少于 2 次, 并在砼喷射机中掺加 2% 早强剂, 空压机风量不得小于 $6\text{m}^3/\text{min}$; ②在喷口处注水, 喷射作业应自下而上, 以开挖底部向上施喷, 喷头与受喷面间距控制在 0.8~1.5m 范围内, 射流方向应垂直于受喷面; ③在钢筋较密部位应先喷钢筋和锚钉后方, 在施工缝喷

射砼前,应将其结合部浮浆层及松散碎屑清除并喷水湿润。④喷射时严格控制水灰比,保持砼表面平整,呈湿润光泽,无干斑或滑移流淌现象。

(二)灌注桩和土钉墙施工工序

1. 施工工艺

场地平整→测量放线布桩→沉管灌注桩施工→钻孔灌注桩施工→冠梁施工→挖土(到土钉位置)→土施工→挖土(到下层土钉)→基坑土方开挖→基坑监测

2. 施工要点

(1)沉管灌注桩,该工程设计为 $\Phi 426$ 沉管灌注桩,长约9.5米(不含桩尖)选用震动沉管灌注桩桩机。①排桩必须跳打,并应在砼强度50%以上,再进行临桩施工。②施工时,桩管和桩尖的轴线应重合,中间应垫草绳,防止地下水进入桩管;③振动沉管时,可用收紧钢丝绳加压,提高沉管效率;必须严格控制最后两个2min贯入速度;④钢筋笼制作必须按图纸要求,主筋保护层为35mm,接点电焊连接,防止变型,吊放入孔时,不得碰撞孔壁,灌注砼时,应采用措施固定钢筋笼的位置,四周保护层要均匀;⑤在打桩施工时各道工序应连续施工,特别是控制桩的拔管速度和充盈系数,桩管内灌注砼一次到位,中途不准停顿,防止桩身断裂,砼灌满后,先振动5-10s再开始拔管,应边振边拔,每拔0.5~1m停拔5-10s,保持振动;⑥拔管速度一般控制在1.2~1.5m/min,在拔管过程中管内应至少保持2m以上高度的砼或不低于地面,以防止混凝土中断或颈缩。

基坑监测

为确保施工安全和开挖顺利进行,在整个过程中进行全过程监测,在土钉墙第一步施工,尽快施工顶部散水面,在散水面表面,每30-40m埋设一个观测点,观测点以布置在道路的各重要拐角及中点为原则,共设置13个观测点,基坑每开挖一次都应用基坑观测数值,时间间隔一般控制每2~3天观测一次,在基坑开挖完毕7天后,观测时间适当延长,10天后停止观察,监测结果显示,基坑西侧坡顶最大位移10mm,其余三面坡顶最大位移不超过5mm,整个围护体系处于安全状态。

结语

该基坑围护完工后,基坑坡面完整,坡体稳定,土钉墙与其他方案相比,具有施工简单,场地适应性强,施工速度快,安全可靠,造价低,灌注桩和土钉墙相结合的支护,确保临近建筑物的安全,根据对相邻建筑物的沉降观察最大沉降量仅为7mm,说明该方案是可行的,具有一定的经济效益和社会效益。

参考文献

[1] 蔡植滨,土钉墙在深基坑支护工程中的应用,广州大学学报(自然科学版)2004年第2卷第2期,172

- [2] 陈肇元,崔京浩,土钉支护在基坑工程中的应用(第二版)[M],北京:中国建筑工业出版社,2002
- [3] 屠毓敏,徐为民,软土地基中土钉墙基坑支护技术[J],电力建设,2001,22(2):37-38,54
- [4] 张方坚,余忠祥,王强,杭州河滨公寓深基坑的土钉墙围护工程,浙江建筑 2003 年第 2 期(总第 119 期),32-34
- [5] 龚晓南,土钉和复台土钉支护若干问题,土木工程学报[J]第 36 卷第 10 期,80-84



第八届全国地基处理学术讨论会通知

(第 3 号)

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、湖南大学土木工程学院协办的第八届全国地基处理学术讨论会定于 2004 年 10 月 22 日~10 月 27 日在长沙市枫林宾馆(湖南大学附近)召开,会议期间将同时举行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成立二十周年庆祝活动。现将会议有关事宜通知如下:

1、报到时间:2004 年 10 月 22 日

2、报到地点及交通:

1) 报到地点:长沙市溁湾镇枫林宾馆(湘江一桥西头,通商商业广场对面)。

2) 市内交通:本次会议不设接站,各代表可按下列方式到达枫林宾馆。

a. 从火车站乘立珊专线车(公交车,运营时间 5:30~23:00)至溁湾镇站(即枫林宾馆门口)下车;或直接打的士至枫林宾馆住宿部,费用约 20 元(含过桥费)。

b. 从机场乘民航班车至民航大酒店(距火车站 150 米)下车,再乘立珊专线车或的士至溁湾镇站(枫林宾馆门口)下车。

3) 联系电话:0731-8883001(总机),0731-8870089(总台)

3、收费标准

	会议费	住宿费
正式代表	500 元(含资料费 160 元)	A 类豪华单间 220 元/间天 B 类高级单间 200 元/间天
家属司机	340 元	C 类豪华标间 220 元/间天(110 元/人天) D 类高级标间 200 元/间天(100 元/人天)

参加代表可将会议费和住宿费通过银行汇至:工行杭州文三分理处,帐号:1202050609006809541,浙江浙峰网络技术有限公司,并注明地基处理会议费。或通过银行汇 200 元订金。

4、论文宣读:论文宣读时间一般控制在 15 分钟以内。拟在大会上宣读论文的代表,请事先准备好 PowerPoint 文本或有关投影胶片等。

5、回执:由于参加会议代表较多,请与会代表务必在 9 月 30 日之前将回执寄给:浙江大学玉泉校区土木系俞建霖收,邮编:310027,联系电话:0571-87952099。

6、会议日程安排:

日期	时间	内容
10 月 22 日	全天	报到
	20:00~21:30	地基处理学术委员会全体委员会议
10 月 23 日	9:00~12:00	开幕式、大会报告
	14:00~17:30	大会报告
	20:00~21:30	地基处理学会工作座谈会
10 月 24 日	8:30~12:00	分组报告与讨论
	14:00~17:30	分组报告与讨论、闭幕式
10 月 25 日~27 日		参观

表注:会议日程安排若有变动以大会会场通知为准。

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
2004 年 8 月

某多层住宅楼纠偏加固效果分析*

桂林

(同济大学地下建筑与工程系 上海 200082)

【提要】本文介绍了上海某小区楼房采用锚杆静压桩结合掏土进行加固纠偏的设计方案及实施效果分析。

前言

多层建筑大都采用天然地基。总的来说,软土地区的这类建筑沉降都比较大,这与其压缩层范围内的地基上强度低及高压缩性有着直接关系,一旦有不利因素的存在,如地基土不均匀、软弱下卧层或建筑物存在偏心等,建筑物就会出现倾斜,严重的会影响建筑物的正常使用,甚至危及到人身安全。所以对这类问题不能掉以轻心,应认真分析、及时处理,既要确保建筑物的正常使用,又要考虑处理措施的经济性。

工程概况

某小区住宅楼A栋为6层(局部7层跃层)闭式框架结构,采用片筏基础,平面上呈蝶型。B栋为混合结构,平面呈长方型,两端4层中间5层。基础埋深均为1.7m,半地下室,基础底板厚350mm。地下水位埋深1.5m。

该场地原为农田,全区地形基本平坦。地基土有关指标见下表1。

表1

层序	土层名称	层厚 (m)	含水量 (%)	重度 (kN/m ³)	压缩模量 (MPa)	地基承载力 (kPa)
①	填土	0.7~1.0				
②	粘土	1.7~2.2	35.8	18.6	4.61	100/90
③	淤泥质粉质粘土	0.5~1.0	44.7	17.8	3.20	75
③ _夹	粉砂夹砂质粉土	2.1~2.5	29.0	19.2	13.60	100
④	淤泥质粘土	4.6~5.2	51.0	17.2	2.21	65
⑤ ₋₁	淤泥质粉质粘土	4.1~8.2	40.4	18.1	3.67	80
⑤ ₋₂	粉细砂夹砂质粉土	3.3~5.1	30.6	18.9	9.64	

* 收稿日期:2004年5月

竣工约一年后(尚未交付使用),该两栋楼房的沉降情况见表2。

表2

	沉降量(mm)	沉降速率(mm/天)	倾斜率(‰)
A 栋	308	0.46	10.2
B 栋	238	0.58	3.6

计算表明 A 栋的沉降量约为 46cm, B 栋沉降量约为 38cm, 结合表 2 可见 A 栋的倾斜率较大, 不仅需要加固, 而且还要进行掏土纠偏。B 栋由于倾斜率不是很大, 所以只需要进行地基补强、控制沉降即可。

处理方案

如前所述楼房具有较大的沉降速率和差异沉降, 更重要的是沉降尚未稳定。由于楼房内居民尚未入住, 即还有荷载尚未作用在地基上, 根据目前的沉降及倾斜情况, 在对 A 栋沉降较大一侧进行加固的同时必须采用掏土纠偏。

针对这一现状, 并考虑到情况的复杂性, 处理方案分两个阶段实施。即先采用锚杆静压桩在沉降较大的一侧进行加固, 以控制楼房差异沉降的发展, 然后采用应力释放掏土法进行掏土纠偏, 解决楼房的沉降及倾斜问题。为掏土纠偏的需要, 锚杆静压施工完毕后只对沉降较大一侧的桩封桩, 其他桩待掏土纠偏完成后再封桩。

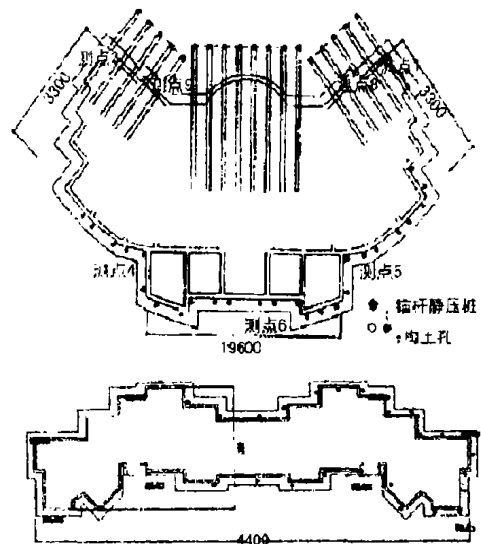


图1 A、B栋处理方案

1. 控制差异沉降

采用锚杆静压桩控制建筑物的差异沉降的原理是通过施打静压桩, 使桩承担偏心的载荷, 减小该侧地基上承受的载荷, 并使载荷载重心与基底反力重心趋于重合。这样, 由于基底反力趋于均匀化的重分布, 将使楼房原来沉降较大一侧的沉降速率大大减小, 而原来沉降较小一侧的沉降速率增大。

采用 $200 \times 200 \times 16000$ 的预制(C30)方桩, 硫磺胶泥接头。施工表明压桩力在 $400 \sim 500\text{kN}$, 与设计基本吻合。根据楼房不同的沉降及倾斜情况, 对每栋楼房采用不同的处理方案, 详见图1。

2. 应力释放掏土纠偏

应力释放法纠偏的基本思路是保护沉降大的一侧地基, 避免发生附加沉降。在沉降小的一侧地基中布置应力解除钻孔, 以改变地基中的应力状况, 使地基应力在局部范围内得到调整, 从而增大该地基沉降量, 使地基变形朝着有利于纠偏方向发展。

在差异沉降及其沉降速率得以控制后, 可以进行建筑物纠偏。锚杆静压桩施打后, 由于基底反力分布的重新调整, 将使差异沉降有所减小。所以, 具体掏土纠偏方案及实施步骤将建立在新的沉降观测成果的基础上。

3. 沉降监测

整个纠偏过程必须在严密监控之下进行,监控应包括建筑物沉降、倾斜等项目。施工顺序可根据任务需要和监控成果进行科学地、灵活地安排、调整。确保纠偏既有较好的灵敏度,又不会发生突然意外的沉降或出乎原计划的过量纠偏。

掏土纠偏时应设置沉降观测点,随时进行精密水准沉降观测,信息化指导施工。根据各观测点的沉降量、沉降速率及时调整掏土孔位和深度。

掏土孔布置:55°斜孔,孔长位16延米,孔间距2m,在倾斜率回到4.5‰后停止掏土,只进行小规模扩孔,待达到4‰进行封孔、封桩。具体布置见图1。

纠偏加固效果分析

1. 施工进度

限于工期的要求,A栋施工时掏土和压桩几乎同时进行,即在沉降较大的一侧压桩的同时在沉降较小一侧进行掏土。为便于以下分析,给出施工进程时间安排,详见表3。

表3

	压桩时间		掏土时间		扩孔时间	
	开始	结束	开始	结束	开始	结束
A栋	98.11.1	98.11.18	98.10.26	98.11.6	98.11.26	98.12.18
B栋	98.11.28	98.12.5	/	/	/	/

2. 处理效果及其分析图2给出了A栋及B栋楼房纠偏加固施工期间及其后的沉降变化情况中。A栋最大倾斜率从施工前的10.2‰减小为2.6‰。

从图中可见,在施工期间楼房的沉降较大,施工结束后沉降开始减小,纠偏加固竣工约5~6个月后,两栋楼房的平均沉降速率均小于0.1mm/天,且收敛速度较快。这说明发挥了较好的作用。

定量的看,从纠偏施工开始后的约6个月中,A栋掏土侧平均沉降量为185mm,其中65%以上的沉降量发生掏土期间,封孔后1个月,沉降已完成80%,封孔后3个月沉降完成90%,封孔后4~5个月的两个月中的沉降仅占10%;而在压桩侧,该其间的平均沉降量为70mm,约有30%的沉降量发生在压桩期间,封桩后约2个月

已完成沉降量的70%,至封桩后的第4个月完成的沉降量接近90%。B栋的情况略有不同,自封桩后的5个月中,压桩侧的平均沉降量为33mm,非压桩侧的平均沉降量为37mm,两侧

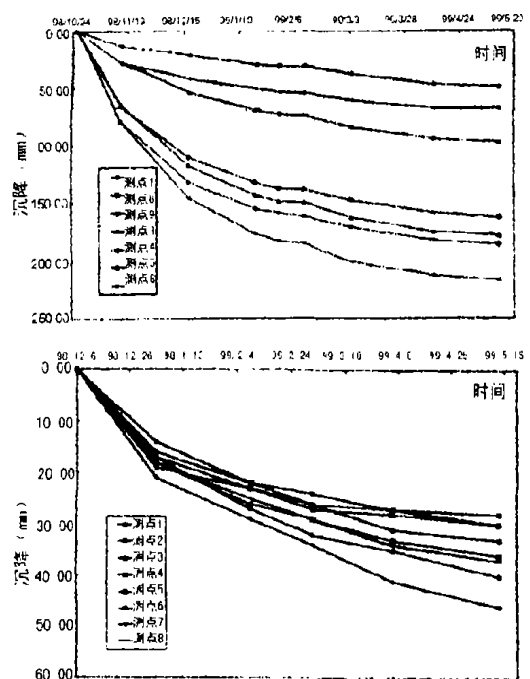


图2 A、B栋沉降曲线

的沉降发展情况比较一致,即约50%的沉降发生在封桩1个月后,封桩后3个月,沉降完成80%,90%的沉降也是在封桩后的4个月内完成。下面让我们看一下沉降速率的发展情况。详细分析示于表4。这里不再赘述。

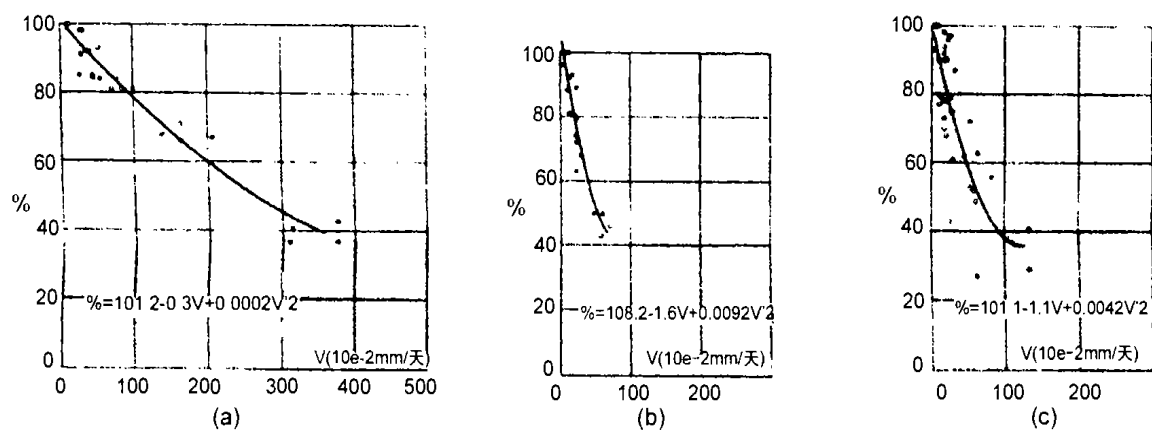
表4

	A 栋		B 栋	
	掏土侧	压桩侧	压桩侧	非压桩侧
T1	3.44	1.10	/	/
T2	1.67	0.50	0.58	0.59
T3	0.83	0.37	0.16	0.25
T4	0.28	0.13	0.14	0.19
T5	0.12	0.05	0.07	0.09

注:1.表中单位为 mm/天;

2. T1 表示“掏土期间”也是“压桩期间”;T2 表示“扩孔期间”也是“封桩后一个月”;T3 表示“封桩后二个月”;T4 表示“封桩后三个月”;T5 表示“封桩后五个月”。

为了尽可能多从几个方面了解、掌握锚杆静压桩及斜孔掏土的作用效能及作用过程,再让我们分析一下在整个过程中沉降速率与沉降完成的百分比之间的关系。图3给出了这一关系曲线,表示相应于某一沉降速率时沉降完成的百分比($S_i/S_0 \times 100$, S_i 相应于某一沉降速率时的沉降量, S_0 封桩5个月后的沉降量)。图3-(a)、3-(b)、3-(c)分别表示掏土侧、压桩侧、未压桩未掏土侧 $V \sim S_i/S_0$ 曲线。图中公式中的“%”表示沉降百分比,即 $S_i/S_0 \times 100$ 。

图3 沉降速率(V)~沉降百分比(%)曲线

从图中可见:

1. S_i/S_0 与 V 间基本均呈线形关系。
2. 相对而言,未压桩未掏土侧的沉降收敛速率最快,压桩侧次之,掏土侧的沉降收敛最慢。
3. 压桩侧,压桩期间及封桩后1~2个月内沉降收敛较慢,这应该与压桩施工造成的拖带沉降及对地基的扰动有关。

当然,上述关系仅从本工程中总结得出,尚应在实践工作中不断总结、积累,使这一关系更为科学、更具普遍性,为定性以至半定量地指导纠偏加固工程带来便利。

几点体会

1. 工程实践表明,作为补救措施,锚杆静压桩结合掏土用于处理已建建筑物的倾斜是可行的。另外,锚杆静压桩作为地基补强措施也可以用于处理已建建筑物沉降不稳定的情况。由于这种方法具有较好的可控性及较小的负面影响,能够较有效的控制建筑物的差异沉降,所以是目前较多采用的方法。

2. 应控制好掏土纠偏施工的停掏及封孔时间,并应充分考虑到由于掏土扰动建筑物的沉降“惯性”。如果停掏或封孔太早,可能达不到或较难完成预定的纠偏量,反之,有可能纠偏过量,引起反倾。

3. 根据工程经验压桩施工将会造成建筑物压桩侧(一般是沉降较大一侧)一定量的瞬时沉降,一般在3~5cm,这对于已发生倾斜的建筑物无疑是雪上加霜。本工程采用了预应力封桩。实践表明,采用预应力封桩后,上述瞬时沉降可减小到2~3cm,但这一数值仍不算太小。

4. 用何种措施,如何更好、更有效地减小压桩施工造成的瞬时沉降值得进一步研究,以便使这一纠偏方法具有更为广阔的应用前景。

参考文献

- [1]《桩基础设计与计算》,中国建筑工业出版社
[2]《基础工程分析与设计》,中国建筑工业出版社



全国建筑物纠倾移位、增层加载、基础托换及古建筑保护 学术研讨会通知

由同济大学土木工程学院、浙江大学建筑工程学院、浙江省建筑业行业协会地下工程分会、中国建筑学会工程勘察分会等四单位联合发起,中国土木工程学会支持的全国建筑物纠倾移位、增层加载、基础托换及古建保护学术研讨会定于2004年12月在浙江省杭州市召开。

近一二十年来,建(构)筑物的倾斜扶正、移位搬迁、增层加载、基础托换及古建筑保护技术在我国各地渐渐兴起,大量的工程实践证明,此类技术不仅具有重大的技术经济效益,而且具有十分重要的历史文化意义。

本次会议将是我国南北各地专家学者专以地基基础领域中此类特殊技术为主要议题进行总结交流的首次盛会,期望能展示迄今为止此类特殊技术的发展水平和具有特色的一批成果。

本次会议将特别邀请多位著名专家作主题报告,同时,竭诚欢迎全国各地(含港澳台地区)勘察、设计、科研、

施工及政府主管总部等有关单位从事相差工作的科技人员、考古与文物研究人员、高校师生等来稿并参加会议。来稿一经选用将与主题报告汇编成集,由著名出版社正式出版。要求作者在2004年6月20日前,先将论文摘要寄至会议秘书处,会议秘书处初审合格的摘要将通知作者按照统一格式提交论文全文。作者也可以从“浙江地工”网 www.zjuca.com 下载“论文格式”,而在9月10日前直接投寄论文全文。

会议秘书处地址:310012 浙江省杭州市学院路85号,浙江科技学院土木工程系,联系人:夏建中、吴礼泉;电话:0571-85124601,85021310;传真:0571-85124601,85021310;手机:13336087719(夏),13858184111(吴);E-mail: xjz90815@163.com。

(浙江科技学院土木工程系 供稿)

某六层住宅楼地基加固补强顶升纠偏*

陈国政 陈守平 陈守安

(中国有色金属工业西安勘察院基础托换工程公司 西安 710054)

【摘要】本文介绍某六层地基下沉倾斜危楼,采用预压桩托换地基加固补强顶升纠偏的设计、施工、沉降观测和成果。通过成果分析,证明该法技术可靠、安全有效,为类似工程顶升纠偏推广应用提供了可行经验。

前言

西北地区地质条件特殊,建筑物基础持力层大部分坐落在湿陷性黄土地基上,由于被水浸泡,导致地基产生不均匀过量沉降造成结构墙体倾斜,严重影响正常使用,甚至危及住房安全。为此,必须采用简便、易行、可靠的施工方法,尽快将建筑物地基加固补强,保持稳定,随后进行顶升纠偏扶正,再通过对结构加固补强维修,以较小的工程费用支出(相当于原造价20~30%)挽救下沉、倾斜建筑物。经过修复,旧貌换新颜,恢复继续使用功能,并延长使用寿命。

实践证明,预压桩托换地基加固补强顶升纠偏因直观可控、立竿见影,是一种可靠的纠偏法。

工程概况

西安市北郊某单位100号住宅楼建于20世纪80年代,设计六层,一个单元住12户,平面尺寸长12m,宽10m,高18m设有地圈梁,截面 18.0×37.0 cm,为砖砌大放脚条型基础,基下为0.45m的灰土垫层,地面以上各层无地圈梁和防震柱,基础持力层属于湿陷性黄土。

该建筑经使用多年,于2002年9月下旬突然发现地基明显严重下沉,使地面散水断裂,剪断成块,呈龟裂状,墙底标高低于散水面标高,造成结构墙体开裂,缝宽最大达8~26cm,长达2.0m多,呈斜向延伸顶端,导致门窗错位,关闭困难,经贴骑缝纸条观察,时间不长就断裂开,表明地基尚未稳定,仍在下沉。从而导致向西北倾斜,据检测报告楼房西北角沉降最大,相对沉降量大于130mm,朝西最大倾斜量达185mm,朝北最大倾斜量为113mm,倾斜率为10.3‰和6.3‰,前者超出规范允许值7‰,按《危险房屋鉴定标准》(JGJ125-99)判定,

* 收稿日期:2004年6月

已属于危险房屋,因此住户惊恐万分,被迫全部撤离。

为确保生命财产安全,需要排除地基事故隐患,对该楼要采取有效措施根治方法进行地基加固补强顶升纠偏,以减小损失,保证房屋恢复安全正常使用。

本工程先采用静压桩对地基加固补强支顶恒压,而后进行顶升纠偏,结果较为理想,达到预期目的。

场地工程地质条件简述

1. 场地位置、地形及地貌

场地位于西安市北郊,地形较平坦,地貌单元属于渭河 I 级阶地后缘。

2. 地层及土的物理力学性质

根据场地附近地质勘察资料,地层分四层,由上至下为:

①素填土 Q_4^m :以粉质粘土为主,含植物根,碎砖瓦片。层厚 0.40 ~ 1.80m。

②黄土状土(粉质粘土) Q_4^{al} :褐黄 ~ 黄褐色,针状孔隙发育,见虫孔、植物根、钙质结核及蜗牛壳、具湿陷性,层底埋深 6.70 ~ 7.20m,层厚 5.20 ~ 6.80m。 $f_k = 160\text{kPa}$ 。

③黄土状土(粉质粘土) Q_4^{al} :褐黄 ~ 黄褐色,针状孔隙发育,见蜗牛壳。不具湿陷性。层底埋深 10.90 ~ 12.00m,层厚 3.70 ~ 5.00m。 $f_k = 150\text{kPa}$ 。

④中砂 Q_4^{al} :黄褐 ~ 灰色,中密 ~ 密实,饱含水,砂质均匀,成分为石英、长石质,含有褐色氧化铁质,上部有细砂分布。实测标准贯入试验击数 $N = 39.3$ 击,静探未压穿此层。本层未钻穿,最大揭露深度 15.4m,最大揭露厚度 3.9m。 $f_k = 250\text{kPa}$ 。

各层地基土的物理力学性质指标统计见表 1。

地基土物理力学性质指标统计表

表 1

土层号	统计数	w %	γ kN/m^3	γ_d	S_r %	e	W_L %	I_p	I_L	δ_s	a_{1-2} MPa^{-1}	E_s MPa
2	23	14.0	15.54	13.62	39	1.033	29.2	11.3	0.05	0.071	0.19	12.62
3	7	22.9	19.64	15.99	90	0.701	28.6	11.0	0.48	0.001	0.15	14.15

注:表中数值为统计平均值。场地具有自重湿陷性,地基湿陷等级为 III 级。地块内地下水位稳定深度 10.50m,属潜水。

地基病害根源分析

为查明建筑物地基下沉墙体倾斜原因,以便采用合理治理方案,首先进行了地基病害调查,事故原因如下:

①地基基础持力层属于自重湿陷性黄土,建前未按照《湿陷性黄土地区建筑规范》(GBJ25-90)规定处理,据挖掘出的灰土垫层不密实,不满足规范要求。

②贴近楼房西侧为花园地,有自来水管,经常浇灌,水渗入地下浸泡地基土。

③楼房北侧有多个污水井,是地下主干道,由于管理不善,管道年久失修破裂严重漏水。

渗入地下长期浸泡地基土。据普探取样,土样呈饱和流动状态。

④室外排水条件不畅,致使大气降雨集水倒灌渗透地下。

综合上述几点:是地基土被水长期浸泡湿陷、软化,导致承载力大幅度降低,产生不均匀过量沉降所致。

地基加固方案、原理功能简述

1. 地基加固方案

据地基病害原因,地基下沉、墙体倾斜具体情况,经综合分析认为:采用静压桩托换地基加固顶升纠偏方案为最佳可行,它具有以下突出特点:设备小巧、机理明确、直观可知、人为可控、技术可靠、施工速度快且成本不高。

2. 原理与功能

静压桩托换原理,是借建筑物地圈梁或基础以上结构荷载作反力,于下沉最大的基础底面中心下保持垂直压桩支顶,压桩结束,保持恒压稳定,再顶升纠偏,当建筑物沿某一直线(点)作整体平面转动,即可使倾斜建筑物得到纠正。经托换可有效阻止桩顶回弹,并形成向上最大反力,有效的支顶上部结构荷载,控制地基不再产生新的沉降。其功能达到加强地基和提高承载力作用,最后将顶升空隙浇灌砼并振动棒捣实连成整体,建筑物就可以恢复正常使用。

地基加固补强顶升纠偏设计

根据调查,墙体开裂情况严重实测地基尚未稳定,顶升纠偏前必须对地基加固补强,从而提高承载力控制地基稳定后再进行顶升纠偏。设计分为:

1. 地基加固补强

①按方案静压桩桩身材料为:钢筋砼预制桩,截面尺寸 20cm × 20cm,强度等级 C30,配 4Φ14 钢筋及 Φ6@150 箍筋。

②根据现场条件确定桩段预制长度为 1.2m 及 1.0m 方桩,尖桩 1.2m 锥角 60 度,桩尖端用电焊接桩。

③桩长与压桩采用双控制法,既深入古土壤坚硬层又要达到设计吨位。

④建筑物总荷载,按经验公式计算为:

$$\Sigma Q = L \times 33\text{kN/m} \times n \times K = 20433.6\text{kN}$$

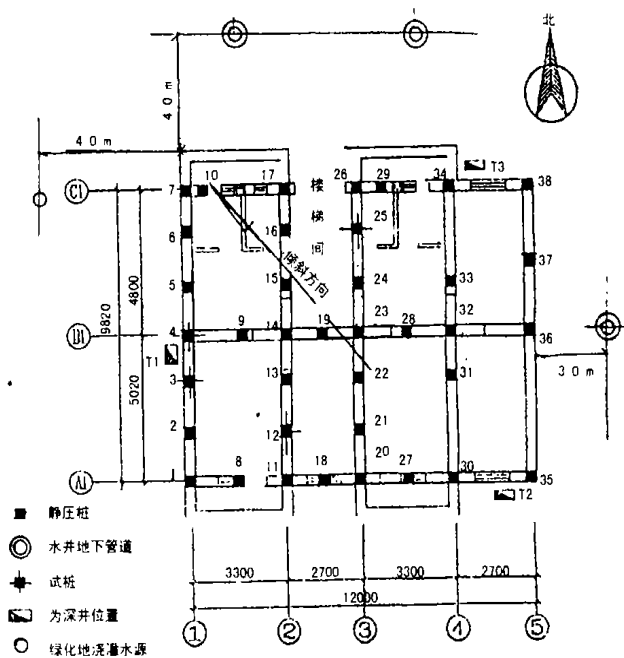


图1 100号住宅楼地基加固补强静压桩竣工图

式中 ΣQ - 建筑物总荷载(kN);
 L - 条形基础长度($L = 286\text{m}$);
 n - 建筑物层数($n = 6$);
 K - 系数($K = 1.2$)。

⑤加固补强为 $P = \Sigma Q/2 = 10216.5\text{kN}$,单桩承载力标准值设计为: $R_k = 270\text{kN}$ 。按地质条件估算每根桩长 14.0m 由施工中控制。

⑥压桩终止压力满足式: $P \geq R_k 1.5$, 即 $\geq 400\text{kN}$, 压桩结束, 保持控制压力稳定。

⑦为验证设计值 R_k , 可靠的对地基评价指导顶升纠偏施工、调整压力, 选择 4 根代表性工程桩做单桩静载荷试验(以下简称试桩)。

⑧静压桩平面位置见图 1 所示。

2. 顶升纠偏

①安全度评价

为保证“纠偏”施工取得成功, 施工前对楼房进行详细调查、访问及观察, 发现有以下特点:

a. 楼房虽然出现较大的下沉整体倾斜, 但外型结构除东南角距地面 0.8m 处出现 50mm 宽裂缝向下延伸地面外, 其它均良好无损, 各构件未出现严重变形裂缝、损坏与位移, 体形完好, 通过静压桩托换地基加固补强可恢复正常使用功能, 有继续使用价值。

b. 至于顶升纠偏, 据检测结果, 楼房砌体砂浆强度及混凝土构件强度均不满足设计要求, 影响整体承载, 但经过估算结果, 最不利的底层墙体抗力与荷载作用效应比值 ≥ 1.52 , 能够满足正常使用要求。

c. 房屋结构, 底部有地圈梁直接支托结构荷载, 受力状态符合砌体承重结构中的刚度房屋标准, 如: 房屋的长、高比 $L/H = 9.8/18 = 0.54 < 2.5$, 各受力纵横墙互相连接较好, 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, 当出现较大的整体倾斜后, 楼房外形及结构未出现严重破损, 证明整体刚度良好, 是适宜采用压力顶升纠偏施工。为此设计如下:

②根据多项工程实践经验计算, 纠偏顶升力为结构荷载之半 $\Sigma Q/2 = 10200\text{kN}$ 。

③鉴于建筑物主要向西侧倾斜, 西侧布桩稍密, 间距为 $\leq 1.5\text{m}$, 而东侧桩距稍大。

④顶升时先由沉降较大的西侧向东顶升, 设置 29 根桩做顶升点(桩编号 1~29), 而后由北侧向南顶升, 设置 16 个桩做顶升点(桩编号 4~7、9、10、14~17、19、23~26 及 29)。

⑤鉴于楼房砌体砂浆强度不满足设计要求, 影响整体承载, 为此顶升纠偏后倾斜量回至 100mm , 倾斜率小于规范允许值(7‰), 控制在 5‰ 以内满足要求。

地基加固补强顶升纠偏施工程序

静压桩托换地基加固补强顶升纠偏施工标准是按《既有建筑地基基础加固技术规范》(JGJ123-2000)^[1]进行。其施工工序为: 定桩位, 贴近墙体挖操作坑→地下梁凿洞→下桩埋接桩→地面电动油泵加压观测、操作坑下压桩→电焊接桩→再压桩→达到设计要求止→撤除压桩千斤顶→桩顶安装好托换支座并放置带有压力表千斤顶恒压保持压力稳定→试桩→

顶升前准备→固定百分表精测微动位移→建立观测点水准仪详测顶升位移量→操作人员各就位调整各顶升点压力为常数→专人统一指挥加压试顶→发现问题纠正一切正常后→分段逐级同步加压顶升纠偏满足要求止→分段同步进行桩式托换→拆除全部装置→回填夯实操作坑→浇灌砼承台用振动棒捣实与基础连接成整体→恢复原貌。

有关具体施工方法,因篇幅所限详见文献^{[1][2][3]}。

顶升纠偏施工应注意几个问题

建(构)筑物的地基加固顶升纠偏,是一项复杂多变难度大、风险大的工作,一旦地基加固不当、顶升纠偏措施失控,导致地基增大下沉和倾斜,后果不堪设想。轻则不能将工程顺利进行下去,重则将会令楼房毁于一旦。根据实践经验必须注意以下问题。

1. 顶升施加最大压力控制 $\leq R_k$,因顶升是以桩顶作反力上抬基础,防止桩顶沉降超出弹性范围,影响顶升效果。
2. 在顶升过程施压中,当千斤顶活塞行程将达到极限时,应及时调整。为防止顶升点千斤顶因卸荷基础下沉,应注意在托换支座两侧安放两台并有压力表千斤顶同步加压控制等于原顶升点压力值,随后回油待活塞回原位,再回洞施压至原压力值保持恒压,达到基础稳定控制沉降的目的。
3. 对每个顶升点千斤顶提前均应试压,保证回压大一顶升力保压无误。
4. 注意检查,当发现基础底面不平有凹陷持力层薄弱,注意采用厚而大钢板作持力板。
5. 顶升结束,为防止再下沉复倾,要按分段同步进行桩式托换^[2]。并注意将钢楔打紧。
6. 监测迅速无误,顶升纠偏时要及时准确提供真值,以便调整控制压力和顶升量,达到纠偏目的。

静压桩托换地基加固成果分析及评价

本工程依据设计方案施工,试验所获得的资料经整理计算,重点分析与评价如下:

1. 静压桩

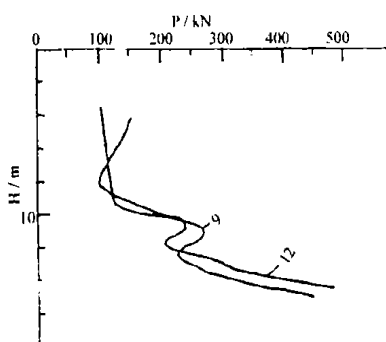


图2 桩编号9及12压桩力
P - 桩尖入深度 H 关系曲线

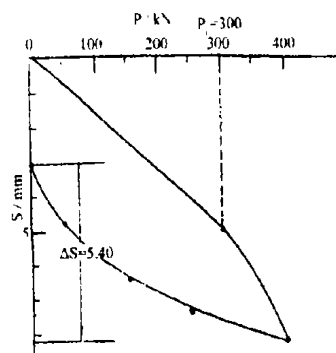


图3 桩编号4试桩压力
P - 沉降关系曲线

据38根静压桩结果,典型压桩力P与桩尖入土深度H关系代表性曲线绘制图2所示。

由此得出:

①桩尖入土深度 H 平均 14.26m。桩尖均进入力学性能较高的砂层中,深达 1.5~2.0m。

②压桩力 P 与桩尖入土深度关系是随着深度增大而增大,但不成比例,当桩尖深入不同土层时,压桩力将发生明显变化,桩尖穿过同一土层时桩力也不相等,而且有时出现反常现象。分析其原因是地基土软硬性质不同,受水浸泡程度有别所致。

③压桩力 P 为 316.6~483.3kN,平均 426.3kN,相比均大于设计值,即 $P \geq 1.5kN$,表明满足设计规范要求。

2. 试桩

选择 4 根工程进行试验,代表性试桩 $P-S$ 关系曲线见图 3,试验结果列入表 2。

静压桩试验结果汇总表

表 1

单桩静载荷试验									托换桩顶回弹试验		
桩编号	桩尖入土深度 H (mm)	压桩终止压力 P (kN)	试验终止压力 P (kN)	比例界限 P_0 (kN)	与 P_0 相对应沉降 S (mm)	总沉降量 Σ_s (mm)	总回弹量 $\Sigma\Delta_s$ (mm)	单桩承载力标准值 R_k (kN)	托换压力 P (kN)	托换回弹 S_r (mm)	桩顶形成压力 P_t (kN)
3	14.93	450.0	450.0	325.0	5.47	10.23	6.40	300.0	625.0	2.24	158
4	14.69	466.6	400.0	300.0	5.00	8.28	5.04	300.0	554.5	2.56	106.3
12	14.90	483.3	400.0	250.0	4.66	8.77	6.06	270.0	650.0	2.86	193.8
25	14.68	425.0	400.0	300.0	4.17	6.13	4.45	350.0	572.7	2.61	212.5

注: R_k 为桩顶容许沉降 $S=5\text{mm}$ 对应荷载。

由上述结果得出:

① $P-S$ 曲线均出现拐点 $P_0=250-325\text{kN}$,平均 300kN,相对应沉降 $S=4.17-5.47\text{mm}$,平均 4.83mm。

②单桩承载力的确定,本工程顶升纠偏施压是以桩顶作反力向上抬高基础,为此要严格控制地基沉降。取桩顶允许沉降 $S=5\text{mm}$ 对应荷载(在 $P-S$ 曲线弹性变形段内)这样确定 R_k 值为适宜。

③据试桩 $P-S$ 曲线,按上述方法确定 R_k 值为 270~350kN,平均 305kN,再考虑不利因素,从安全起见,取 R_k 值为 300kN 作为本工程顶升单桩承载力标准值。相比大于设计值为 1.11 倍,满足设计要求。但根据经验资料压桩结束,经恒压间歇,承载力还会增高,尚有一定安全储备。

3. 静压桩托换回弹试验

①试桩结束,静压托换压力 P_t 为 300~681kN,平均 515kN,是设计值 1.27 倍。

②观测托换回弹 $\Delta S=2.24-2.86\text{mm}$,平均 2.49mm,有效控制桩顶回弹达 50% 以上。

③桩顶形成反力 P 达 106.3~212.5kN,平均 167.7kN,可控制地基不再产生新的沉降。

4. 顶升纠偏

顶升施压按试桩确定的 R_k 值,分段逐级同步进行,根据顶升纠偏观测资料,绘制顶升力

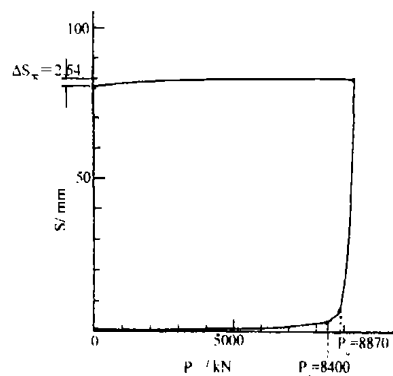


图 4 西北角最大下沉部位顶升纠偏 $P_{\uparrow}-S_{\uparrow}$ 关系曲线

P_{\perp} 顶升量 S_{\perp} 曲线图4,其结果见表3。

地基加固顶升纠偏结果对比表

表3

建筑物 总荷载 Q (kN)	顶升最 大荷载 P_{\perp} (kN)	顶升量 S_{\perp} (mm)	比例界 限 P_0 (kN)	极限荷 载 P_u (kN)	顶升后托 换回弹 ΔS_{\perp} (mm)	实测顶升 后回倾量 Δ_2 (mm)	倾斜量 Δ (mm)		倾斜率 (‰)	
							加固前	加固后	加固前	加固后
20434	9300	83.0	8400	8870	2.54	116	185	69	10.3	3.8

由上述图表得出:

①顶升施压最大荷载达9300kN,实测西北角顶升量最大为83.0mm,剩余倾斜量为69mm,倾斜率为3.8‰,小于规范允许值(7‰),满足设计要求。

②项升纠偏托换后,测得回弹值 $\Delta S = 2.54$ mm。

③顶升纠偏荷载,取建筑物总荷载 $P \geq \Sigma Q/2$,即可达到顶升纠偏施加荷载要求。

5. 建筑物沉降观测

为检验沉降变化,在楼房四角处选定4个观测点(附注),假定在地基加固前均为零,按施工阶段进行沉降观测,其结果列入表4,据表4绘制时间 T - 沉降 S 关系曲线如图5所示。

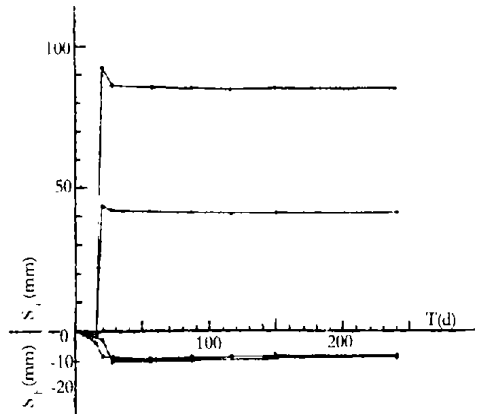


图5 顶升纠偏观测
时间 T - 沉降 S 关系曲线

地基加固各阶段沉降观测结果表

表4

序号	观测日期	观测阶段	各测点沉降量 S (mm)				附注
			1	2	3	4	
1	2002.12.20	进入工地时	0	0	0	0	<p>平面及测点</p>
2	2003.01.06(15天)	地基加固施工	-1.65	-1.48	-1.90	-4.22	
3	2003.01.11(5天)	顶升纠偏	82.56	43.43	-2.86	-8.72	
4	2003.01.18(7天)	基础托换	76.34	42.40	-10.42	-9.28	
5	2003.02.17(30天)	工程竣工	75.77	41.58	-9.77	-9.24	
6	2003.03.16(30天)	竣工后	75.15	41.54	-9.77	-9.24	
7	2003.04.15(30天)	竣工后	74.68	40.68	-9.77	-9.30	
8	2003.05.18(33天)	竣工后	75.41	41.33	-9.77	-9.60	
9	2003.08.17(90天)	竣工后	75.82	41.68	-9.77	-9.66	
竣工后累计沉降量 ΣS (mm)			-0.53	-0.72	-0.65	-0.38	
竣工后日均沉降速率(mm/d)			0.002	0.003	0.003	0.001	

注: - 值表示沉降量, + 值表示顶升量

由上述资料得出:

①地基加固顶升纠偏结束后,经连续进行6个多月的沉降观测, $T-S$ 关系曲线沉降速率趋于收敛,基本成水平状态,从数值看,最后有升有降,平均沉降速率达0.001~0.003mm/d。根据有关资料分析^[5],当沉降速率减至0.01mm/d,半数仍保持在0.02mm/d左右,由此证明该工程经长期观测,地基趋于稳定。采用静压桩托换加固顶升纠偏是成功的。

②在施工阶段各测点均有沉降 S 为1.48~4.22mm,分析主要原因是地基被水浸泡尚未

稳定导致沉降结果,另外,在地基加固施工中因挖掘操作坑使基础底面下,暂时凌空应力释放也有关。

③顶升纠偏,由于在沉降较大的西侧墙基下施压顶升上抬基础,顶升量达43.43~82.56mm经托换后顶升量回降达2.54~3.63mm,而东侧墙基一直下沉,特别是托换后为-10mm左右,明显增大,这是因为由于西侧山墙基下施压顶升抬高,导致结构荷载向东侧转移,使东侧地基增压迫降促沉起到了倾斜高速作用所致。

④这里值得一提的是,经过9300kN顶升纠偏后,受力结构、梁构造柱没有出现裂纹,整个结构保持完全良好状态。仅室内一层承重墙出现微小裂缝,至此顶升终止。

⑤施工竣工后,经长时间多次沉降观测,各观测点数值颇为接近,相当为常数。

⑥据4个沉降点竣工后经6个月观测最终结果可见,西山墙两个观测点上升,东山墙东北角为零,而东南角日均沉降速率为 $>0.001\text{mm/d}$,表明远远满足规范规定 $>0.01\text{mm/d}$ 稳定值要求。

结论

根据本工程采用托换技术进行地基加固补强顶升纠偏实测和多项类似工程实践,可得出一些有益的结论。

①压力顶升纠偏法,实用范围广,对天然地基条形基础、柱基等独立刚性基础都获得了较为理想的技术、经济和社会效果。

②本工程地基加固顶升纠偏后,倾斜率达3.8‰,满足规范要求,至今经过一年多沉降观测地基稳定,使用正常,未发现建筑物发生不均匀沉降和结构开裂等问题,实践证明效果可靠。

③经验证明,顶升点应设置建筑物面积50%范围内,不得过大,否则桩顶超出了弹性沉降,失去顶升作用。

④顶升要根据试桩确定的单桩承载力标准值控制,不得过大,否则桩顶超出了弹性沉降,失去顶升作用。

⑤在施工中,控制地基附加沉降较好的措施是:除减小开挖操作坑跳跃式进行外,当压桩结束后支顶恒压保持压力稳定,随后分段同步进行托换,托换压力 \geq 压桩终止压力,因有效阻止桩顶回弹形成桩顶反力,从而控制地基随后沉降和顶升后回降。

⑥预压桩托换地基加固补强顶升纠偏,突出特点:具有直观、易控、可靠性,顶升纠偏对二层以上住户可不必搬迁,纠偏后又能恢复建筑物全部功能,具有明显的社会效益和经济效益。

参考文献

- [1]《既有建筑地基基础加固技术规范》(JGJ123-2000),中国建筑工业出版社,北京,2000
- [2]张永钧,叶书麟主编《既有建筑地基基础加固工程实例应用手册》北京,中国建筑工业出版社2002(1)
- [3]陈国政《桩式托换柱基纠偏与顶升工程实例》,岩土工程学报,1993(2)
- [4]唐念慈,韩选江主编《建筑物增层改造基础托换技术应用》,南京大学出版社,1992年,南京

浅部异常曲线的判定与开挖验证*

徐宜威

(扬州市开元岩土工程检测有限公司 扬州 225007)

【提要】本文通过了几例低应变法实测曲线浅部异常桩开挖实例,分析成因,进行比较。

目前,低应变法检测桩身完整性还处于定性的水平。同一种类型的动测曲线对于不同种桩型或同一种桩型但地质条件、施工状况不同会得到截然相反的结论。

在实践过程中,我们对怀疑有浅部缺陷的桩进行开挖验证:

实测曲线 a:

工程概况:该桩为预应力混凝土管桩,桩径 0.4m,桩长 $L=12.0\text{m}$,C60,锤击法。

浅部地质概况:1-1层为灰黄色素填土,由粉质粘土、粉土组成,结构松散,含植物根茎,层厚 1.0m 左右。1-2层为深灰色淤泥质素填土,流塑,层厚 1.9m 左右。2-1层为灰黄色粉土夹粉砂,稍密-中密,湿,含云母碎片,有黄褐色斑点,具有层理,摇振反应明显,干强度低,层厚 2.0m 左右。

现场开挖分析:桩头明显倾斜,在桩顶向下 1.3m 处桩身断裂,系桩被打断。

实测曲线 b:

工程概况:该桩为振动沉管夯扩桩,桩径 0.4m,桩长 8.0m,C20。

浅部地质概况:①层为灰黑色杂填土,主要由粉土、碎砖瓦片组成,土层结构松软,分布不均,层厚 1.36m。②层为灰黑色淤泥质粉土,含腐植质及碎砖块,流塑,饱和,层厚 3.09m。③层为灰黄色粉砂,含云母片,饱和,层厚 4.09m。

现场开挖分析:在桩顶向下 1.5m 处桩身完全断开,内夹泥浆,钢筋笼变形弯曲,分析该

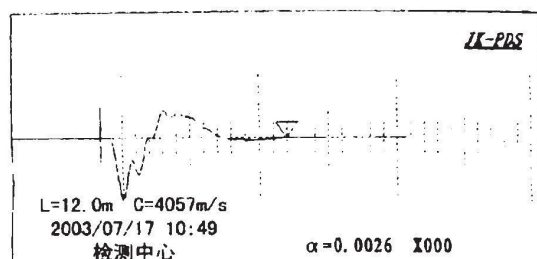


图1 曲线 a

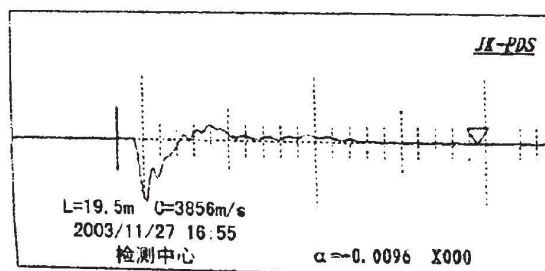


图2 曲线 b

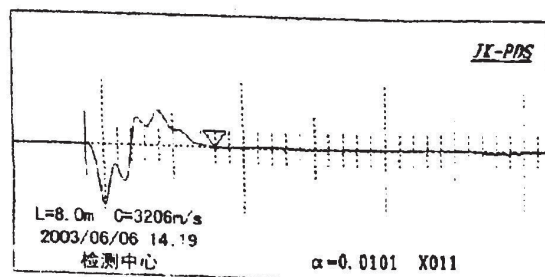


图3 曲线 c

* 收稿日期:2004年5月

桩由在施工中钢笼被压弯曲,在混凝土凝固前钢筋笼回弹所致。

实测曲线 c:

工程概况:该桩为钻孔灌注桩,桩径 0.6m,桩长 19.5m,C30。

浅部地质概况:①层为灰黄色素填土,由粉土组成,松散,层厚 1.0m 左右。②层灰色粉质粘土,可塑,含铁锰结核,无摇振反应,光滑,高干强度,层厚 6.0m 左右。

现场开挖分析:桩顶尺寸正常,开挖后发现桩身完整,桩身浅部有明显的扩大头,如下图所示,分析是由于上部的回填土主要是松散粉土组成,在施工中塌孔所致。

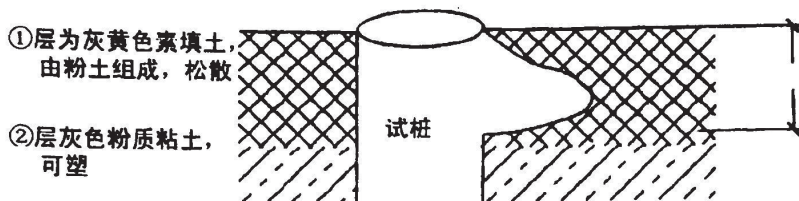


图 4

实测曲线 d:

工程概况:该桩为振动沉管夯扩桩,桩径 0.4m,桩长 10.0m,C25。

浅部地质概况:①层为灰色素填土、灰黑色,成份由粉质粘土、粉土、碎砖和少量腐植质组成,层厚 2.54m。②层为灰黄色粉砂夹粉土、青灰色,松散,饱和,层厚 3.63m。

现场开挖分析:开挖深至 2.5m,桩身表观无异常,桩径无变化,再次用低应变法实测曲线亦无变化,用力摇桩头,桩头摇不动。后决定将桩头破开,发现在桩顶向下约 0.8m 左右夹有一薄层塑料袋。

上述几例实测曲线类似,单纯从低应变法动测曲线上分析,均怀疑为浅部严重缺陷,但开挖结果截然不同,实测曲线 a、b 为浅部断桩,实测曲线 c 为浅部扩颈,实测曲线 d 桩身完整(不影响竖向承载力,对于水平承载力是否有影响还需考证)。综合上述几例体会如下:

1. 对于低应变法实测曲线不能单纯从曲线本身分析,应结合桩型、现场的地质条件、施工情况进行全面的分析。

2. 低应变法定性分析过程中对结论准确性的影响因素很多,对实测曲线异常的桩,具备开挖条件时应开挖验证,再下结论;现场不具备开挖条件时,应结合现场情况全面分析,亦可通过其它检测方式如水平敲击方式、钻芯法、预埋声测管法来分析判定。

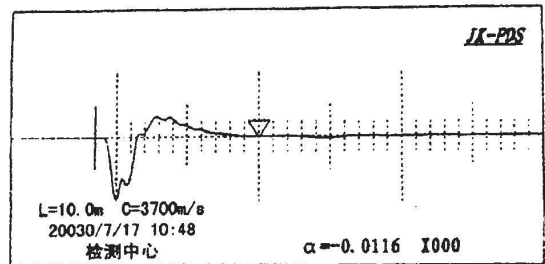


图 5 曲线 d

参考文献

- [1]《建筑基桩检测技术规范》(JGJ106-2003)
- [2]段新胜,顾湘《桩基工程》(第二版)
- [3]罗骥先,《桩基工程检测手册》

砂土常规三轴试验中若干问题的探讨*

赖勇

(河海大学岩土工程研究所 南京 210098)

【提要】利用 GDS 应力控制三轴系统和常规应变三轴仪,对标准砂进行了不同围压下的常规三轴固结排水剪试验,对峰值强度、弹性模量和有效内摩擦角等参数进行了对比研究,对于接触效应的处理、控制方式的选择等问题进行了讨论。

前言

室内三轴试验被广泛地用在岩土工程中测量土体参数,然而,由于各种因素的影响,由室内试验得出的土体参数总是存在一定的误差,如对于原状土,有取土、运送和试验制样等过程扰动土样而引起的误差;对于重塑土,相对原状土在模拟土体的真实状态时存在差距。

对于试验过程中的误差,影响因素有很多,不同的试验仪器、试验方法会有很大的差异,即使相同的仪器对同一种土样,几次试验得出的结果也会有一定的离散性。砂土相对于粘土在试验结果的重复性上还要差一些,因为砂样受试验方法的影响较大。为了对砂土在常规三轴试验中的误差情况有个较清晰的了解,本文分别采用具有较高精度的 GDS 应力控制三轴系统和常规应变三轴仪进行了试验,对于其中存在的一些问题进行了分析,提出了自己的一点看法。

误差分析和研究

1. 误差分析

为了提高试验的精度,必须尽可能地减小误差。积极研制好的取土设备,创造好的取土方法以减少取土过程的误差是很有必要的。而对于试验过程中的误差,更应该科学地分析其产生的原因,针对其原因,有目的地去减小它。试验过程中的误差经分析主要有以下几个方面^[1]:

a. 系统误差;拉压传感器、试样帽、透水石、滤纸等在一定压力下会产生一定的变形,从而使压力舱外部测得的轴向应变偏大,得出的土体劲度偏小。

* 收稿日期:2004年5月

b. 放样误差:包括试样倾斜、偏移;试样上、下端面的不平整;试样上、下端部区域的土样松动;试样上、下端面添加润滑层时存在的润滑层压缩等引起的误差。其中,后面三种原因引起的误差统称为接触面误差。

c. 约束误差:由于端部的约束,径向应变不均一,中间大,两端小,试样变形呈鼓形。

在常规三轴试验中,由于采用的多为压力舱外部测量应变的方法,所以受系统误差的影响很大,测出的设备部分的变形也计算在了土体的变形之内,会导致测得的土体的劲度明显偏低。因此,在有条件的情况下,应当尽可能地采用压力舱内部测量局部应变的做法,该方法不仅可以排除系统误差的影响,同时也可以消除或减少接触面误差的影响。

试样放置于底座上倾斜较大时,则试样帽也不会水平,在安装压力舱罩时,拉压杆与试样帽接触强行对中,容易导致试样挠曲,也会使得到的试样劲度偏低。试样放置于底座上有偏移时,也会导致同样的后果,放样误差只能通过精心操作、严格要求来减少。

为减少约束误差,在试样的上、下端部设置润滑层可以起到很好的效果,大大降低径向应变的不均一程度,设置润滑层后,由于润滑层的压缩会增加外部测量的轴向应变误差,但由此增加的误差在采用内部测量的方法时可避免。在缺乏设置润滑层的条件时,选择在试样的适当高度(如 $1/3 \sim 1/2$ 高度处)测量径向应变也是一种可取的方法。

2. 误差研究

相对于常规应变三轴仪,GDS 应力控制三轴系统^{[2][3]}无论是在控制方式还是在数据采集、测量精度上都有前者无法比拟的优势,因此,两者间结果的对比能在一定程度上反映试验结果与实际状态存在的差异。为此,在不同的围压下采用这两种设备进行了一些试验。

(1) 试样的物理指标及试验方法

试验所用的砂为室内试验中常用的标准砂,这种砂的颗粒直径分布范围较窄。根据规范《土的分类标准》GBJ145-90、《建筑地基基础设计规范》GBJ7-89,本砂属于中砂,主要物理指标见表1。制样方法为直接在压力室底座上装样,每个试样分成三份,采用了相同的质量,装填相同的高度,以控制各个试样的密度的均一性。砂样经过煮沸、水头饱和后,再反压饱和至饱和度过95%以上才进行试验。在GDS试验中,还直接在试样上安装了霍尔效应传感器,同时内部和外部的应变进行了测量。

标准砂物理力学指标

表1

干密度(g/cm^3)	土粒相对密度 G_s	孔隙比 e	相对密实度	颗粒直径 mm
1.65	2.67	0.64	0.63	0.5~1

(2) 强度参数 c 、 φ

三轴压缩实验的主要目的就是为得出强度参数 c 、 φ ,本次试验由常规三轴仪和GDS三轴系统得出的标准砂在不同围压下的峰值强度见表2:

不同仪器测得的标准砂在各级围压下的峰值强度(kPa)

表2

围压	50kPa	100kPa	150kPa
试验种类			
常规三轴仪试验	151.544	285.564	464.387
GDS 试验	172.135	305.308	464.450

根据峰值强度绘制的摩尔圆和得出的强度参数如图1所示。

理论上,无粘性土的凝聚力 c 应该为零,然而,试验得出的不为零,这是理论与实际不可避免的差距,该值并不大,因而,试验的结果还是可靠的。得出的有效内摩擦角 φ 很接近,说明由常规应变控制式三轴仪来试验获得强度参数 c 、 φ 在精度上已经够了,由常规应变三轴仪来试验得到的 c 、 φ 值是可信的。

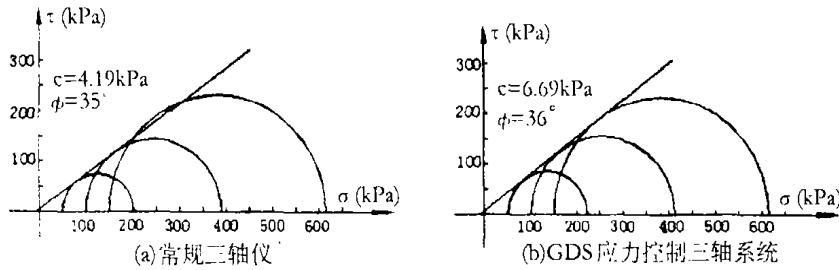


图1 强度参数摩尔圆

T(3) 应力应变关系及劲度

图2(a)为由常规三轴仪和 GDS 系统都采用压力舱外部测量应变方式试验得出的应力-应变关系曲线,图2(b)为由 GDS 在围压为 50kPa 和 100kPa 时的分别采用内部和外部测量应变方式得到的应力-应变关系曲线,图3(a)为由常规三轴仪和 GDS 系统都采用压力舱外部测量应变方式试验得出的割线弹性模量与应变关系曲线,图3(b)为由 GDS 在围压为 50kPa 和 100kPa 时的分别采用内部和外部测量应变方式得到的割线弹性模量与应变关系曲线。C50、C100、C150 分别表示常规三轴围压为 50kPa、100kPa、150kPa 的结果,G50、G100、G150 分别表示 GDS 系统围压力为 50kPa、100kPa、150kPa 的结果。

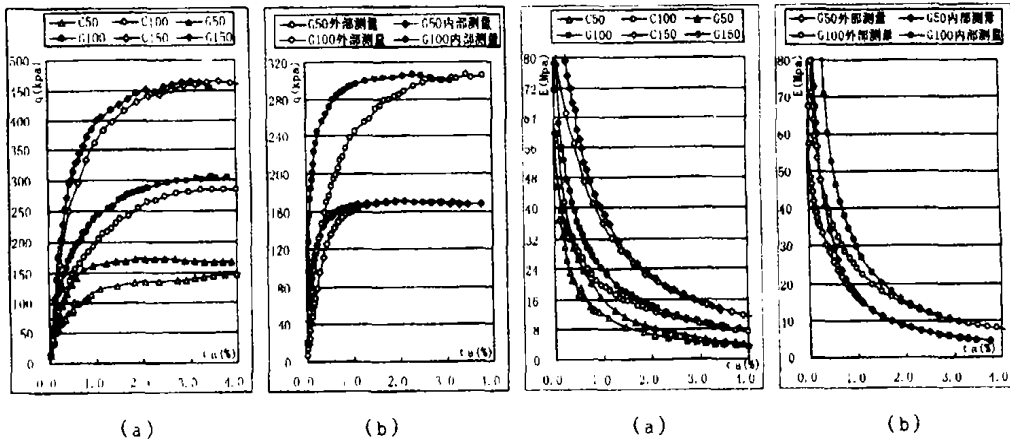


图2 偏应力与轴向应变关系曲线

图3 割线弹性模量与轴向应变关系

从图2(a)中可以看出,同样是压力舱外部测量应变,得到的结果,在应力相同的条件下,GDS 系统测得的应变都要小于常规三轴仪所测得的应变,说明 GDS 的系统误差要小于常规三轴仪的系统误差,而由图2(b)又可看出,对同一试样采用压力舱内、外两种测量方式得到的结果,在应力相同的条件下,内部测得的应变结果要小很多,说明试样端部松动区引起的误差也是很大的。由内部测量局部应变得到的结果是更接近土体的真实状态的,由此可以理解,室内试验中的常规应变三轴仪测得的土体劲度是要小于土体的真实的劲度很多的,图3 割线弹性模量与轴向应变关系图可以进一步说明这一结论。

讨论

1. 接触效应的处理

采用外部测量位移计算应变的做法,得出的曲线初始段通常都会有一劲度较小的应力应变关系段,如图4外部测量修正前曲线所示,而真实情况应该是如内部测量数据所示,应变越小,土体的劲度应该越大,这通常被认为是接触效应。如何对这一应变段进行处理也存在一点争议,有人认为这是没有完全接触造成的,只要试验前调整得完全接触了,这一应变段自然就消失了。而根据利用GDS进行试验过程中对即时采集的数据的观察,在装好试样并调准得接触以后,对试样进行反压饱和时,有时也会变得不接触,而进行固结时,试样又要伸长接触的更紧。因此,所谓接触不接触不是问题的关键,调整完全接触的做法只是给试样施加了一附加偏应力,这对峰值强度基本无影响,但容易导致测得的试样初始劲度增大。在只能进行外部测量时可行的做法应该是不去调整什么完全接触,即让其出现劲度反常的应力-应变段。在数据处理时,对土体应力-应变关系正常段的数据采用曲线拟合,反向延长曲线,可得出曲线与应变坐标轴的交点,保留应力不变,而将应变值都扣除所得的交点的应变值后的值作为土体正式的应变。修正后的外部测量数据曲线也可以很好地反映土体随应变增加劲度衰减的基本规律。

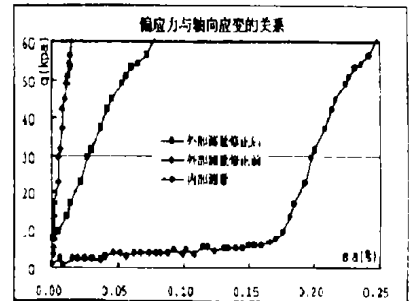


图4 接触效应示意图

2. 应力控制与应变控制方式的选择

在三轴试验中,常有应力控制(即控制一定的时间间隔内让试样出现多大的应力增量)和应变控制(即控制一定的时间间隔内让试样出现多大的应变增量)两种方式,而GDS系统也是既可采用应力控制,也可进行应变控制的设备,对不同的试验目的,选择不同的控制方式,在数据处理可以带来很大的方便。

总的来说,如果忽略接触效应,土体在初始阶段的劲度要大于后来的劲度。因此,对于按一定的时间间隔采集数据的试验仪器,如果是按应变控制,则初始阶段采集的数据应力变化大,即按应力来统计,初始阶段采集的应力变化点要少;而如果是按应力控制的,则初始阶段采集的应变变化点要多,但在屈服时采集的应变点却很少。在利用应力控制时,如果定的应力目标超过了试样的峰值强度,则曲线会出现很大的波动,如图5所示。该曲线为一围压力50kPa的试样剪切应力-应变关系曲线图,设定的应力最终目标为180kPa,然而,试样的峰值强度也没这么高,因此,曲线屈服后出现了很大的波动,而且,很容易看出屈服后采集到的数据也是明显地减少了。

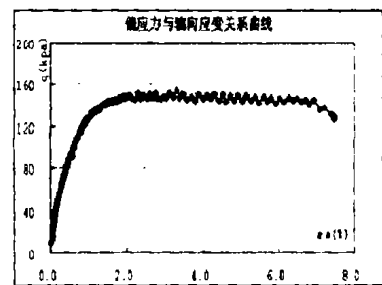


图5 控制方式影响研究示意图

另外,从总体上看,在应变较小时,采用应力控制方式得出的曲线较光滑,即控制得较稳定,而应变较大时,则刚好相反。由此,在应变控制和应力控制都许可的情况下,应根据具体

的试验来选择适合的控制方式,对初始劲度进行研究的可选择应力控制方式,而要对峰值强度进行试验或进行硬化和软化的研究时,则应避免使用应力控制方式。

结语

根据以上分析,初步得出了以下几点结论。

a. 由常规应变三轴仪进行试验求出的强度参数 c 、 φ 具有很高的精度,是可取的;但试验测得的劲度与土体的实际劲度相比,存在很大差距,如果要采用室内静三轴试验测土体的劲度,应采用高精度的仪器,并采用内部测量应变的做法。

b. 对于接触效应的处理,较合理的做法应是允许其在试验过程中出现,而对结果进行后处理的做法。

c. 应力控制和应变控制方式各有其适用场合和优缺点,应根据具体的试验需要进行选取,总体上是应变较小时应力控制方式较好,应变较大时应变控制方式较好。

参考文献

- [1] Satoshi Goto, Fumio Tatsuoka & Satoru Shibuya (1991). "A simple gauge for local small strain measurements in the laboratory." *Soils and Foundations*. Vol. 31, No. 1, 169 ~ 180
- [2] 董筱波,袁磊,徐波等,标准应力路径三轴测试系统及其在 K_0 固结试验中的应用[J], *河海大学学报*, 2001, 29: 169 ~ 172
- [3] 宋雄伟,吕进, GDS 在测量土体小应变中的应用[J], *电力勘测*, 2003, 2: 17 ~ 20

Discussion on several problems in conventional triaxial tests of sands

Lai Yong

(Hohai University, Research Institute of Geotechnical Engineering Nanjing 210098)

[**Abstract**] By using the standard triaxial stress path testing system imported from the GDS company of Britain and the general strain controlling triaxial apparatus, conventional triaxial tests were performed with standard sand under different cell pressure. The results of peak strength, elastic modulus and effective angle of frictional etc are compared. Some problems such as trimming of the abnormal relationship of initial stress - strain, choice of controlling methods are discussed.



一题一议 主持人: 龚晓南

对“浙江地基规范桩承载力几个问题的讨论” 一文的简复*

浙江省标准《建筑地基基础设计规范》编制组

执笔人: 刘兴旺 李冰河

参加人: 益德清 施祖元 刘兴旺 李冰河

(浙江省建筑设计研究院 规范主编单位)

陈云敏

(浙江大学建工学院 规范主编单位)

樊良本

(浙江工业大学建工学院 参编单位之一)

阅读了贵刊2004年第2期的“对浙江〈地基规范〉桩承载力中的几个问题的讨论”一文(下面简称“讨论”,作者陈如连),感谢作者对浙江省标准“建筑地基基础设计规范”的关注,但“讨论”中的有些观点和提法不妥,现就讨论文中涉及的问题简复如下:

1. 本次规范修订是在符合国家标准《建筑地基基础设计规范》(GB50007-2002)的基础上进行的,单桩承载力特征值的确定应通过单桩竖向静载荷试验确定(地基基础设计等级为丙级的建筑物,可采用静力触探及标贯试验参数确定),初步设计时可以按式(9.2.3-1)估算。桩的受力机理十分复杂,影响桩承载力的因素很多,虽然至今桩承载力的理论和试验研究成果比较丰富,但这些研究成果中,真正能够为广大设计人员接受、能够上升到规范的很少。“讨论”中提到的桩端阻力分析方法,规范编制时也曾经讨论过,但由于该法在理论上还不够严密、实践上尚缺少大量工程实例的验证,且计算参数的确定存在困难等问题,因而省“地基基础设计规范”没有采用,这也与国家标准《建筑地基基础设计规范》(GB50007-2002)的设计方法相一致。

2. 单桩竖向承载力特征值的估算公式(9.2.3-1)实际上是一个通式,各类桩型的估算公式是在其基础上细化的:如夯扩桩的式(9.5.6.3-2)、平底大头桩的式(9.5.7.3)、支盘桩的式(9.10.5.7)。同时,这些细化公式中都包含了特定的修正系数,9.5.2.3条也对预制开口空心桩提出了0.70~0.95的折减系数。

3. “讨论”中认为,夯扩平均直径的计算公式中应包含外管内外径的比值一项。而事实上外管的厚度与其直径相比是相当小的,不考虑内外管径的比值对夯扩平均直径的影响是

* 收稿日期:2004年7月

在工程误差范围之内的,按现有的公式计算是更加方便。另外,省规范的这次修订将原来所称“最大直径”改为“平均直径”,更符合工程实际。

4. 附录 N 中, q_{pa} 和 q_{sa} 的值都是根据多个指标综合确定的,因此不同的 q_c 值查出相同的特征值或 q_c 大查出的特征值小和 q_c 小查出的特征值大都是正常现象,这是因为此时它们的第一、第三指标存在差异的缘故。浙江省地基的一个重要特点是地域性强,土体的各项指标离散性大,对某一种土,其土工指标在一定范围内变化是很正常的,设计人员在应用附录 N 时,要综合土体的各种指标,并结合工程经验,综合确定 q_{pa} 和 q_{sa} 不应生搬硬套。

5. “讨论”中提到“在下面提到的范围内,表上无此指标。淤泥质土: $H \leq 20$, $q_{sa} = 7.1 \sim 7.9 kPa$, ……”。而实际上附录 N 中的 q_{pa} 和 q_{sa} 是被查找对象,作者的提法似有把前因后果搞倒了。另外,附录 N 仅作为初步设计时的估算参考,具体取值应根据静载荷试验和地质勘察报告确定,而不可过分依赖附录 N 中的特征值表格。

6. “讨论”中指出,规范中个别名称、符号不统一。实际上,虽然相同的符号采用不同的名称,但这些名称所表达的意思都是类似的,这也避免了过多类似符号对设计者造成的混淆。

7. 关于支盘桩

①“讨论”中提到“底盘以上的各支盘,实测轴力表明:不是全为盘(支)端阻力,而是以盘(支)侧阻力为主,盘(支)端阻力一般很小。”基本概念和常识是:要提高桩的侧阻,则要增加桩的侧表面积,如采用 H 型或 Y 型桩;要提高桩的端阻,则需增加桩端的截面积。如扩底。支盘桩的特点就是利用盘或支的端阻增加承载力和减少沉降。杭州某工程桩身埋设量测元件的支盘桩试验表明,三个盘在整个加荷载过程中,盘阻力承受全部荷载的 38.7% ~ 45.5%,至极限荷载为 44.6%;而盘阻力与端阻力一起承受全部荷载的 41.1% ~ 65.1%,至极限荷载为 65.1%,清楚地体现了支盘桩用端阻代替侧阻从而提高承载力的机理。该例的盘还是设在软塑和接近软塑的粘性土中,并非理想持力层。这样大的承载力比例,用三个盘的侧表面积和土层的侧阻是计算不出来的。

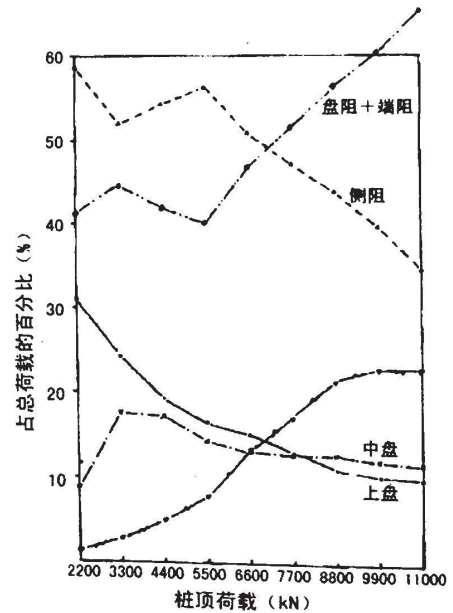


图1 支盘阻力的发挥

②“讨论”中提到“支盘段及以下(盘侧、桩端、底盘影响以下除外)的桩土相对位移,不能按直桩考虑,而是用桩体和土体的压缩的综合值,一般很小,很难达到极限的位移量。”问题的实质是在工作荷载下支盘底的土阻力能否发挥。同样上述试桩,在整个加荷过程中,上盘在桩顶荷载 6600kN、中盘在 8800kN、下盘在 11000kN 之前的端阻一直是增加的(指绝对值),而主桩端阻力在 9900kN 前发挥很少。支盘阻力的发挥过程见图 1,充分反映了荷载的传递规律。杭州另有一例是在桩端沉渣达 800mm 和 1200mm 的两根欲报废支盘桩上试压,在极限荷载下的桩顶沉降分别是 22.7mm 和 38.7mm,充分反映了盘的作用。

③“讨论”中认为“支的承载力,特别是支设置多的桩,应该计算承载力,不能只作“安全储备”而不计。”省“地基规范”考虑支作为安全储备,主要是浙江支盘桩应用不多,缺乏经验,适当提高设计安全度是有好处的;另外,在浙江软土地区,较好的土层一般都用来设置盘

了,支一般只能在较软的土层中设置,作为提高安全度的措施。当然,如“讨论”作者所说,如果支设在好土上,数量也较多,支的承载力,是可以计入总承载力的。

以上几点,是对“讨论”一文几个问题的简要答复和作一些说明。

这次浙江省“地基基础设计规范”的修编主要是反映和总结了十余年来浙江省建筑地基基础工程的技术进展,吸收了理论研究成果和工程实践经验,力求使规范内容符合安全适用、技术先进、经济合理、确保质量、保护环境、方便施工,而且还要符合国家标准《建筑结构可靠设计统一标准》(GB50068-2001)的基本原则以及符合现行国家标准《建筑地基基础设计规范》(GB50007-2002)等规定。

但众所周知,由于建筑地基是复杂、多变、异性且建筑地基基础设计是理论与经验结合十分密切的一门工程技术和学科,其诸多方面包括桩承载力分析计算方法、变形控制设计、桩土协同工作等都有待深入研究,现有研究成果尚不成熟,还不具备纳入规范的条件,此外对于行业标准《建筑桩基技术规范》(JGJ94-94)中与现行国家规范不协调的方面也要避免采用。



“迎奥运全国深大基坑工程学术研讨会”征文通知

(第1号)

为了迎接2008年第29届奥林匹克运动会在首都北京举办,总结和流我国在深大基坑工程领域与奥运建设基坑工程在理论与实践方面的新技术、新方法、新经验,促进我国深大基坑各种相关技术的进步,中国建筑学会基坑工程专业委员会决定于2005年10月在北京市举办“迎奥运全国深大基坑工程学术研究会”。本次会议将由中国建筑学会基坑工程专业委员会主办,中航勘察设计研究院、清华大学土木工程承办。

一、应征论文范围:

1. 深大基坑工程降水、边坡支护设计与施工的新理论、新技术
2. 基坑支护与地下水治理技术相结合的止水帷幕等设计理论与施工新技术
3. 深大基坑工程实录
4. 深大基坑影响范围内既有建筑物、构筑物的保护与托换技术措施的设计新理论
5. 特殊条件下的深大基坑工程问题处理实例
6. 深大基坑工程中信息反馈设计与信息化施工的典型工程实例
7. 深大监测、监理和施工管理新经验
8. 深大基坑工程事故原因分析及处理方法

二、应征论文要求

应征论文应为未在国内刊物或论文集上发表过,论文字数最好控制在8000字之内(含图表)。按照科技论文

格式写作,采用法定计量单位,并注明作者姓名通信详细地址(含邮编)及联系方式(电子信箱、电话、传真)。

三、应征论文时间安排

征文截止日期:2005年4月30日。

欢迎全国各地从事基坑工程的勘察、设计、施工、监理、科研机构与高等院校等单位的技术、研究、管理人员踊跃投稿。应征论文由论文集编审委员会审阅后决定是否录用。会议将正式出版论文集,并将邀请国内著名专家作大会专题报告。

录用论文按要求格式于2005年7月30日前提交(具体要求将在第2号通知中详细说明)。

四、会议联系方式

稿件请寄以下地址:北京2411信箱基坑工程学术研讨会筹备办公室收(请注明稿件字样)

邮编:100086

电子文件可发往以下电子信箱:zjq316@sohu.com

mayongqi@126.com、liangjieli@sina.com

会议组织联系人:

张建青 电话:010-82118396 传真:010-82122670

马永琪 电话:010-82115510

中国建筑学会基坑工程专业委员会

中航勘察设计研究院(代章)

清华大学土木工程系

2004年7月26日



地基加固中使用竖向排水体的一些实践经验*

作者: J. Chu M. W. Bo and V. Choa 编译: 黄吉龙 徐超

【编者按】作者介绍了采用塑料排水板加固新加坡海相软土的过程中积累的一些经验和在工程实施过程中考虑的一些问题。他山之石,可以攻玉,这些实践经验对于我国采用竖向排水体处理软基的工程实践具有借鉴价值。由于原文较长,在编译过程中进行了适当的删减。

引言

为了满足新加坡樟宜机场的扩建和其他基本(础)建设的需要,在樟宜东部进行了大规模的围海造地工程。采用堆载预压结合打设塑料排水板(PVD)进行地基加固是该项工程地基处理的主要方法。目前该工程已经使用了超过一亿四千万延米的PVD。

尽管PVD的设计方法比较简单,但是在设计和施工过程中还有许多其它的因素需要考虑。PVD的设计方案和工作性状还需要通过现场监测进行验证。本文将讨论在软土加固工程中使用PVD时需要考虑的一些实际因素。这些因素包括PVD的选择与质量控制、土性参数的选取和涂抹效应。根据樟宜地区的实践经验对一些设计标准的适用性进行了评价,最后对使用超载法缩短固结时间的设计方法进行了说明。

基本设计假定

PVD的功能是缩短排水路径,加快固结速率和缩短固结时间。常用的分析模型如图1(a)所示,PVD被理想化为一个圆柱形的排水井。但在PVD插设时,常用尺寸较大的套管和管靴将排水板压入土中。在PVD周围的土会受到扰动,结果在受扰动区土渗透系数会变小,这就是所谓的涂抹效应。在PVD的设计中已经提出几种方法来考虑涂抹效应,在

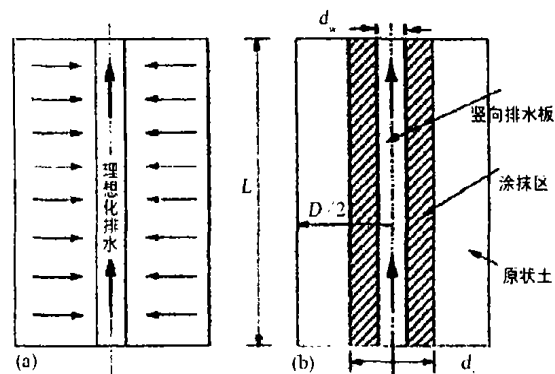


图1 PVD周围涂抹区的分析模型

* 收稿日期:2004年8月

Hansbo^[1]提出的方法中,假设涂抹区是PVD周围的受扰动粘土环,如图1(b)所示。在完全径向流条件下,在 z 深度处平均固结度 U_h ,可以用下式计算:

$$U_h = 1 - \exp\left(-\frac{8c_h t}{\mu D^2}\right) \quad (1)$$

$$s = \ln\left(\frac{D}{d_s}\right) + \frac{k_h}{k_s} \ln\left(\frac{d_s}{d_w}\right) - \frac{3}{4} + \pi z(2l_m - z) \frac{k_h}{q_w} \quad (2)$$

其中

$$d_w = 2(a + b)/\pi \quad (3)$$

式中

c_h - 土的固结系数;

t - 固结时间;

D - 一个排水井影响范围的直径;

d_w - 等效排水体直径;

d_s - 涂抹区直径;

k_h - 原状土水平向的渗透系数;

k_s - 涂抹区土的渗透系数;

q_w - PVD的纵向通水能力;

l_m - PVD的最大排水长度;

a, b - 分别是PVD的宽度和厚度。

PVD设计中包括的不确定因素有:(1)分析模型的偏差;(2)计算公式中参数的不确定性和错误;(3)PVD质量的变异性和施工的不确定性。与PVD分析模型相比,Hansbo的解是真三维固结过程过于简化。但与复杂的弹塑性有限元分析结果对比可知,除了不能可靠得出预测孔压分布,但通常可以给出固结度 U_h 的很好的估计。因此对于一般的设计目的,Hansbo方法具有足够的精度。

式(2)的最后一项代表井阻,通常情况下忽略不计。当PVD可以提供足够的 q_w 时,这个假设是合理的。虽然质量好的PVD都满足这个要求,但是实践中还需通过现场质量控制以确保所用的PVD具有足够大的 q_w ,并满足其它所有的要求。

选择PVD需考虑的因素

1. PVD纵向排水能力

从式(2)的最后一项可以看出,井阻不仅受排水量 q_w 的控制,还受土的渗透系数 k_h 和最大排水长度 l_m 的影响。为评价排水板的排水效率,定义一个无量纲的系数,即排水系数^[2]:

$$D = \frac{q_w}{k_h l_m^2} \quad (4)$$

式(4)反映出 k_h 越大或者是排水板越长,就要求排水量越大。可以利用排水系数来评价井阻效应。为了满足井阻可忽略的假设条件,须满足以下条件:

$$\frac{\pi}{4} \frac{k_h}{q_w} l_m^2 < 0.1 \quad (5)$$

即要求排水系数 D 满足

$$D = \frac{q_w}{k_h l_m^2} \geq 7.85 \quad (6)$$

在上式中增加一个安全系数考虑所用因素的影响,要求的 PVD 竖向排水能力应满足:

$$q_{req} \geq 7.85 F_s k_h l_m^2 \quad (7)$$

式中 q_{req} - 要求的排水量;

F_s - 安全系数,通常取 $F_s = 4 - 6$ 。

根据不等式(7), l_m 对必要排水量的影响最大。目前,大部分的排水板即使在变形时也能提供足够的 q_w 。另一方面, k_h 也存在着重要影响。当 k_h 难以准确测定,譬如实际的 k_h 比设计值大一个数量级时,有些排水板就不能满足要求。

在樟宜东部的围海造地工程中,排水板深达 50m, k_h 一般在 $10^{-11} \sim 10^{-10}$ m/s 范围内。取 $F_s = 5$, 代入不等式(7)中, q_w 不应大于 9.81×10^{-6} m³/s。因此在工程中取 350kPa 压力下 PVD 变形时的 $q_w = 10 \times 10^{-6}$ m³/s 作为设计要求。利用现场监测资料反算的 q_w 通常比上述要求小得多,有的也高达 5×10^{-6} m³/s。应该讲按不等式(7)所得的 q_{req} 与实际情况基本吻合。因此在本项目中,不等式(7)规定的条件和安全系数取 5 应该是合理的。

理论上,因 q_{req} 受土的渗透系数和竖向排水板的长度控制, q_{req} 随工程的不同而不同,在同一工程中也存在点与点之间的差异。因此,一项工程确定的 q_{req} ,对于其他工程,即使土质条件相似,也可能不适用。

2. 滤膜与被加固土的匹配性

PVD 滤膜的孔径,或者表观开口尺寸(AOS)应该满足过滤器设计准则。一方面,AOS 必须足够小以防止土中的细颗粒进入滤膜和排水板。另一方面,AOS 也不能太小而使小滤膜无法提供足够的渗透系数。体现滤膜质量的两个主要因素是 AOS 和滤膜截面的渗透性。不少研究人员提出了 AOS 的准则。一个经常使用的准则^[3]可表示为:

$$O_{95} \leq (2 - 3) D_{85} \quad (8a)$$

$$\text{和} \quad O_{50} \leq (10 - 12) D_{50} \quad (8b)$$

式中 O_{95} - 滤膜的 AOS;

O_{50} - 比 50% 的土工织物孔隙大的一个尺寸;

D_{85} 、 D_{50} - 能通过的土颗粒占总重量 85% 和 50% 的尺寸。

对于 PVD,通常要求 $O_{95} \leq 0.075$ mm。

新加坡海相粘土的 D_{85} 一般在 0.01 ~ 0.02mm 范围内。在樟宜的地基处理工程中的 PVD 滤膜的 O_{95} 规定为: $O_{95} \leq 0.075$ mm,该值比不等式(8a)规定的 AOS 大。为了检验这种滤膜是否可行,在工程结束时将一些 PVD 拔出来观察,发现 PVD 内部十分干净。在新加坡海相粘土中进行的长期固结试验也得到了相同的结果。因此,不等式 8(a)对于新加坡的海相粘土来说过于保守。对于樟宜东部的围海造地工程来说,取 $O_{95} \leq (4 - 7.5) D_{85}$ 可能更为合适。

通常要求滤膜的渗透系数至少应比土的渗透系数大一个数量级。考虑到阻塞效应,滤膜应具有更高的渗透系数。大部分 PVD 的滤膜的渗透系数高达 10^{-4} m/s,要满足更高的要求也很容易。滤膜的厚度是另一个要考虑的因素,通常滤膜越厚,效果越好。PVD 的面积质量应该大于 90g/m²。

3. PVD 的抗拉强度

PVD 应该有足够的强度才能在插设过程中承受住拉力。因此在正常情况下,不论干湿,PVD 的核部、滤膜、整个排水板及其结合处的强度都应具体作出规定。目前无论在干或湿情况下,都要求 PVD 在拉应变等于 10% 时的抗拉强度应大于 1kN,在樟宜围海造地工程中也使用了这样的标准。对于搭接的排水板也要求具有与原排水板差不多的强度。一个经常被忽略的因素就是一些排水板在被拉紧时可能会产生永久性的缩颈,这种缩颈会减小其排水能力。因此在测量排水板的抗拉强度的同时也应该观察和记录 PVD 延伸和缩颈的大小。在樟宜围海造地工程中,使用的 PVD 只有在拉应变超过 20% 时才出现明显的缩颈现象,而这种情况在实际情况下基本上不可能发生。

土性参数的选择

1. C_h 的确定

通常在围海造地工程中需要确定的参数有:前期固结压力 σ'_p 、压缩指数和再压缩指数 C_c 和 C_r 、原状土在垂直和水平向的渗透系数 k_v 和 k_h 、涂抹区土的渗透系数 k_t 和垂直与水平方向的固结系数 C_v 和 C_h 。 C_v 和 K_v 可以通过固结实验来确定。但是 C_h 需要更先进的实验设备和试验方法确定。新加坡海相粘土的一些典型试验结果如图 2 所示。在原位测试中,可采用诸如自钻式旁压试验(SBPM)、孔压静力触探试验(CPTU)和扁铲侧胀试验(DMT)确定土的参数。

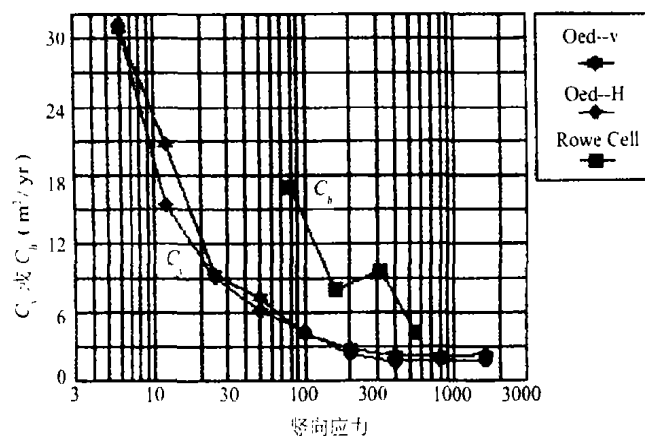


图 2 C_h 和 C_v 随着竖向应力的变化

需要指出渗透率和渗透系数都不是常数,两参数都受应力水平或 OCR 的影响很大。一般情况下, k_v 、 k_h 、 C_h 或 C_v 随 OCR 的减少而剧烈减少,如图 2 所示。利用室内试验,可以建立 k_v 、 k_h 、 C_h 或 C_v 与垂直应力(或 OCR)之间的关系式。如果在施加预压荷载以后,在一定深度处土仍处于超固结状态,那么 k_v 、 k_h 、 C_h 或 C_v 可以根据相应的 OCR 来取值。否则,就应该使用正常固结范围内的数值。 C_h 或 C_v 的值在正常固结情况下同假设为常数,因为在正常固结范围内它们的变化相对来说很小,如图 2 中所示。与室内实验不同, C_v 或 C_h 随竖向应力或 OCR 的变化规律无法通过现场试验获得。应用 SBPM、CPTU 或 DMT,只能直接测得 C_h ,而且测得的只是某一超固结状态下的 C_h ,要用于正常固结情况下就要进行换算。由原位测试得到的 C_h 的值还随参数判译的方法的不同而不同。例如,CPTU 消散试验,对于新加坡的软弱土,使用 Teh 和 Houlsby 的方法得到的数值比用 Baligh 和 Levadoux 的方法^[5]得到

的约小15%。而对于新加坡海相软土来说,用Teh和Houlsby的方法得到的结果与室内Row cell试验的结果比较一致。

2. 涂抹效应

当PVD材料和施工费用大幅降低时,就会产生采用小间距的趋势。然而,当排水板插设过于紧密时,涂抹效应就会大到不能忽略。涂抹效应是由于土的压缩和对土结构的扰动而产生的。涂抹区的半径 d_s 因受诸如导管的形状与尺寸、土的类型与灵敏性等许多因素的影响而很难量化。针对 d_s 和涂抹区对土的固结的影响已开展一些研究。Hansbo估计^[6] $d_s = (1.5 \sim 3.0)d_w$,该关系式被普遍用于设计中,Bargado建议^[7] $d_s = 2d_w$,Indraratna和Redna认为^[8] $d_s = (4 \sim 5)d_w$ 。Bo^[9]和Xiao^[10]的研究显示涂抹区的大小可能是导管大小的4倍或者是排水板等效直径的5-8倍。按小尺寸导管的大小是120mm,相应的排水板的直径为66mm计,涂抹区的尺寸就有480~528mm。如果排水板的间距是1m,这就意味着几乎所有的土都被扰动了。由于涂抹会引起土的渗透率和固结系数的显著减少,因而排水板间距太小反而会起反作用,对于灵敏度很高的土更是如此。因此,当排水板的间距小时(譬如,小于2m),涂抹效应就会很显著。

参数 k_s 一般通过一个缩减率 k_s/k_h 来估计,许多研究者建议取值范围为2-6。Hansbo提出^[6]该比值应等于垂直向与水平向渗透率的比值。

如果排水板间距过小,涂抹效应就会很大,因此选择一个合适的导管使涂抹效应减至最小就变得十分重要。根据Bo的研究结果^[11],在四种类型(菱形、矩形、正方形和圆形)的导管中,菱形导管的扰动最小。至于PVD打设机械,使用静力的打设机械引起的扰动要比振动机械小。还有同样情况下在松软的粘土中的涂抹效应要比在坚硬粘土中严重,因此应该避免在软粘土中使用振动型打设机。

通过超载法减少固结时间

通过减小排水板间距的方法可达到较少固结时间的目的。然而,当PVD间距过小时会产生反作用。如果时间是设计中最重要的考虑因素的话,那么减少固结时间的另一个途径就是使用超载固结法。在前期土的固结度较低时,固结速率相对较快;如果施加超载,土体会更快获得相同的有效应力。这一概念可通过图3进行说明。假设将来地基的工作荷载是100kPa,为消除所有的固结沉降,需要对地基施加100kPa的预压荷载直到固结度达到85%或90%。如图3所示,达到这个

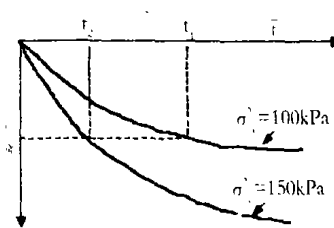


图3 在不同压力下
沉降与时间的关系

沉降量所用的时间是 t_1 。假如施加150kPa的预压荷载,可以在更短的时刻 t_2 达到同样的沉降量。这是一个比减小排水板间距更有效的缩减固结时间的方法,其不足在于施加荷载的费用会增加。然而由于减少了排水板的使用量,超载费用可部分地得到补偿。而且,使用超载法可减少地基的次固结沉降,因为当预压荷载大于将来的工作荷载,地基土总是处于超固结状态,超固结土的次固结要远远小于正常固结土。这将非常有利于后续岩土工程设计。

——(下接封3)

结束语

根据在樟宜地区围海造地工程和其他地区地基加固工程中的实践经验,本文介绍了在地基加固和围海造地工程中使用 PVD 所要考虑的一些实际因素。讨论了影响 PVD 工作性能的影响因素,包括:排水体的质量、土性参数的选择、涂抹效应和打设机械的导管类型。同时也介绍了利用超载法缩短固结时间的方法。总而言之,一项使用 PVD 的地基加固工程的成功不仅取决于设计计算,还依赖于排水体的质量控制、土性参数的选择和排水体的打设方法。

编译自《Practical considerations for using vertical drains in soil improvement projects》
Geotextiles and Geomembranes 22 (2004):101 - 117

参考文献

- [1] Hansbo, S. , 1981. Consolidation of fine - grained soils by prefabricated drains. Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics, Vol. 3, Stockholm, pp. 677 - 682
- [2] Mesri, G. , Lo, D. O. K. , 1991, Field performance of prefabricated vertical drains. Proceedings of the International Conference on Geotechnical Engineering for Coastal Development, Vol. 1, Yokohama, pp. 231 - 236
- [3] Carroll, R. G. , 1983. Geotextile filter criteria. Transportation Research Record, No. 916, pp. 46 - 53
- [4] Teh, C. I. , Houlby, G. T. , 1991. An analytical study of the cone penetration test in clay. Geotechnique 41(1), 17 - 34
- [5] Baligh, M. M. , Levadoux, J. N. , 1986. Consolidation after undrained piezocone penetration. II: interpretation. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE 112(7), 727 - 745
- [6] Hansbo, S. , 1997. Aspects of vertical drain design : Darcian or non - Darcian flow. Geotechnique 47, 983 - 992
- [7] Bergado, D. T. , Assakami, H. , Alfaro, M. , Balasubramaniam, A. S. , 1991. Smear effects of vertical drains on soft. Bangkok clay. Journal of Geotechnical Engineering 117 (10), 1509 - 1529
- [8] Indraratna, B. , Redna, I. W. , 1998. laboratory determination of smear zone due to vertical drain installation. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE 124(2), 180 - 184
- [9] Bo, M. W. , Bawajee, R. , Chu, J. , Choa, V. , 2000. Investigation of smear zone around vertical drain. Proceedings of the Third International Conference on Ground Improvement Techniques, Singapore, pp. 109 - 114
- [10] Xiao, D. P. , 2001. Consolidation of soft clay using vertical drains. Ph. D. Thesis, Nanyang Technological University, Singapore
- [11] Bo, M. W. , Chu, J. , Low, B. K. , Choa, V. , 2003. Soil Improvement: Prefabricated Vertical Drain Technique, ISBN 981 - 243 - 044 - X. Thomson Learning, Singapore, 341pp