

目次

论 文

一种考虑土工织物抗滑作用的稳定分析方法..... 刘吉福, 龚晓南, 王盛源 (1)

抗拔桩基础(续三)..... 刘祖德 (6)

石灰桩复合地基的承载特性及承载力计算..... 袁内镇, 汪日新, 陈泽涛, 陈德春 (18)

国外水利水电地基处理现状与进展..... 张志良 (24)

真空预压加固超大面积软土地基..... 丛瑞江 (30)

用水泥粉体喷搅法治理桥台边坡滑移..... 张幸洪 (38)

灰土桩处理既有建筑物湿陷事故实例分析..... 凌均安 (45)

低应变法动测承压桩承载力的技术标准探讨..... 梁文选 (52)

高喷灌浆技术在长江三峡围堰防渗中的应用..... 向玉荣, 查振衡 (57)

一题一议

扩底桩施工中的一个问题..... 李广信 (60)

基坑开挖与墙前土压力计算..... 魏汝龙 (61)

一种考虑土工织物抗滑作用的稳定分析方法

刘吉福 龚晓南

王盛源

(浙江大学土木工程学系 杭州 310027)

(广东省航务工程总公司 广州 510170)

[摘要] 本文分析了荷兰法和瑞典法的优缺点,指出了土工织物界面摩擦力对稳定的影响,提出了应用有限元法和荷兰法或瑞典法相结合验算铺设土工织物的路堤稳定性的方法。

土工织物稳定作用分析方法评述

目前,土工织物大量地应用于高速公路路堤施工中,用以增强土体的稳定性,防止路堤坍塌。对土工织物的稳定作用的分析方法很多,目前应用比较多的有以下几种:(1)瑞典法(又称刚性法):假设土工织物为刚性的,土工织物一直保持与起始的铺设方向一致,不随加荷而改变。(2)荷兰法(又称柔性法):假设织物为柔性的,织物拉力方向和滑弧方向相切,并且铺设土工织物不改变滑弧的位置。(3)把土工织物看作拉力膜,建立土工织物与地基土体的界面反应模型。即采用分离式的分析方法,把土工织物与土体的界面分为土体单元、织物单元和界面单元三种形式,用有限元法进行分析^{[1][5]}。(4)把土工织物与土体一起看作水平加筋复合材料,然后把它作为均质体或横观各向同性体或各向异性体用弹性理论或弹塑性理论进行分析^{[1][5]}

分离式的分析方法虽然比较合理,但是土与土工织物的界面反应模型比较复杂,其相互作用机理尚不明确,所以不常采用;而复合材料方法实质上是把土工织物垫层作为一块有一定刚度的薄板来分析,这与实际情况是不大符合的,尤其对于工程中常用的有纺、无纺、复合土工布更是如此;瑞典法和荷兰法是各种用于考虑土工织物稳定作用方法中采用最多的两种方法,这两种方法的共同特点是在圆弧条分法的基础上直接把由于土工织物拉力所产生的抗滑作用加到滑动面上土体所产生的抗滑作用中,这两种分析方法概念明确,简单方便,所以大量地应用于铺设土工织物的堤坝稳定分析中,但是应用这两种方法所计算的稳定安全系数经常比实际的小很多,连云港专线铁路、深圳机场跑道、三水至茂名铁路^[1]等工程实例都证实了这一点。

一种新的考虑土工织物稳定作用的方法

1 土工织物的稳定作用分析

考察铺设了土工织物的堤坝滑动破坏时的性状(图1)可以知道,土工织物与滑动面交点处,土工织物的拉力阻止土体相对滑动。而在土工织物与地基的界面上,土工织物通过与

• 收稿日期: 1996年4月

土体的摩擦作用被锚固于有相对滑动趋势的两部分土体中。这种摩擦作用将会改变地基中土体的应力状态,图2、图3分别是笔者用有限元法计算得到的土工织物引起的地基中的竖向应力及剪应力沿深度变化曲线,可以看出土工织物的存在对地基土体中的应力状态改变很大,特别是地基浅层部分。土体内某点的应力达到了破坏状态时会产生塑性流动,当达到破坏状态的点增多并形成连续滑动面时,土体就会产生滑动,所以土工织物界面摩擦力必然会对地基稳定产生影响。表现在变形上,土工织物界面摩擦力可以限制土体侧向位移,阻止土体侧向滑出。

很明显,上述荷兰法和瑞典法实际上只考虑了土工织物的拉力在滑动面处产生的阻止土体滑动的作用,没有考虑土工织物与土体相互作用引起土体内应力状态的改变,从而低估了土工织物的作用,所以这两种方法计算出的稳定安全系数偏小。因此本文提出同时考虑这两种影响因素的思想。

2 考虑土工织物界面摩擦力稳定作用的方法

界面摩擦力采用图4所示的分布形式^[2]

$$f(x) = k_f(x - aL)$$

式中 k_f ——为界面摩擦力变化梯度。

$$k_f = \frac{T}{3 \left(1 - \frac{1}{4}a^2 + \frac{1}{12} \right) L^2}$$

将土工织物与土体之间的摩擦力作为一种外加荷载,利用有限元法计算土体内的应力状态,并结合极限平衡稳定分析方法(如圆弧条分法等)可以考虑土工织物引起地基土体中应力状态的改变对稳定的影响,具体步骤如下:

- (1)把填土和足够大范围的地基划分单元,利用有限元法计算各个单元的应力状态;
- (2)人为假定滑动圆弧的位置;
- (3)将滑动圆弧上土体分成若干垂直土条,判断土条底

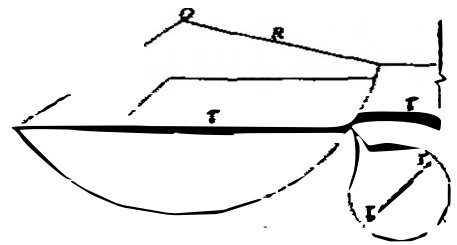


图1 土工织物受力分析

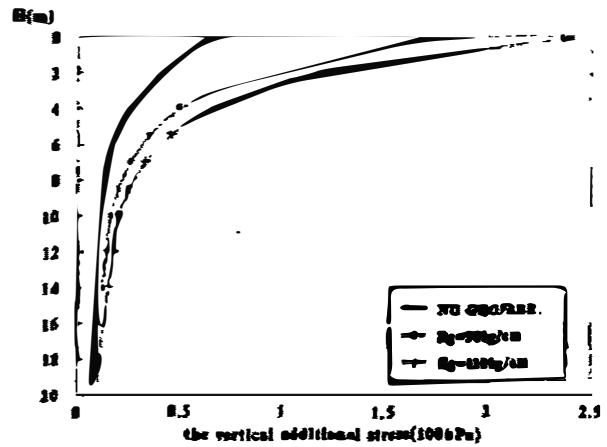


图2 铺设土工织物后水平方向应力深度的变化

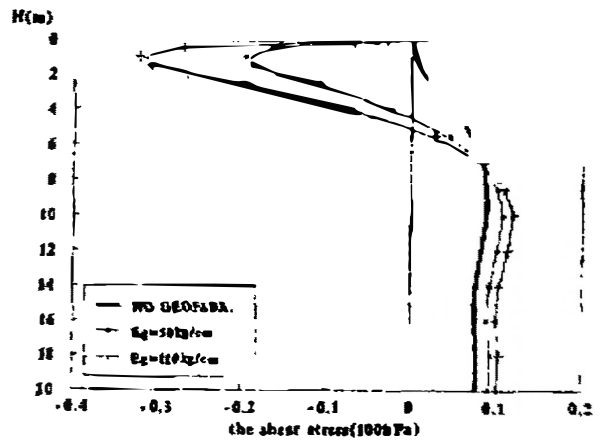


图3 铺设土工织物后水平方向应力沿深度的变化曲线

部中点所处的单元(图5);

(4) 求出土条所在单元的平均 $\sigma_x, \sigma_z, \tau_{xy}$, 并求取土条底部中点处的法向应力和切向应力:

$$\sigma = \frac{\sigma_y + \sigma_x}{2} + \frac{\sigma_z - \sigma_y}{2} \cos 2\alpha - \tau_{xy} \sin 2\alpha$$

$$\tau = \frac{\sigma_z - \sigma_y}{2} \sin 2\alpha + \tau_{xy} \cos 2\alpha$$

(5) 然后, 应用 Bishop 提出的安全系数的定义求取稳定系数:

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n (\sigma_i l_i \tan \varphi_i + C_i l_i)}{\sum_{i=1}^n \tau_i l_i}$$

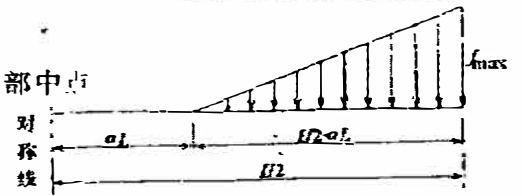


图4 土工织物界面剪应力分布形式示意图

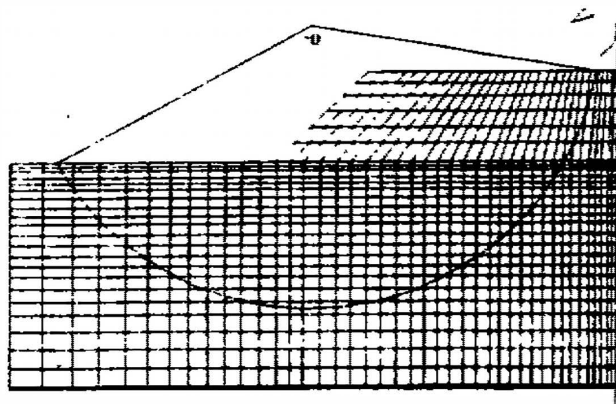
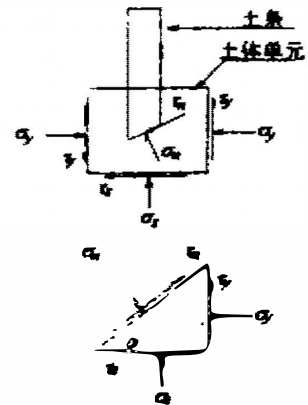


图5 利用有限元法计算土条底部应力的条分法示意图



(6) 应用优化方法寻找最小安全系数。

3 考虑土工织物拉力稳定作用的方法

土工织物拉力在滑动面上引起的抗滑作用可以采用瑞典法或荷兰法一样的方式来考虑, 即将土工织物拉力产生的抗滑作用 T (荷兰法) 或 $T \cos \alpha + T \sin \alpha \tan \varphi$ (瑞典法, 图6) 直接加入到上面的安全系数公式的分子中, T 为实测值或用弹性薄膜理论计算得到。

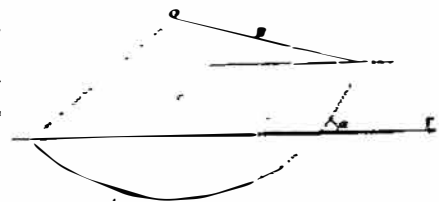


图6 瑞典法

三茂铁路快速施工实例

1. 工程概况

1983年6月决定三(水)茂(名)铁路年底铺轨到北江, 但二段在软土地基上的高路堤, 成为如期铺轨的控制工程。经采取以土工纤维与砂井并用加固地基, 成功地取得了增大地基稳定性、大大加速施工进度和节约工程造价的满意效果。其中1#工点用了54天填至8.8m; 2#工点, 只用了43天填至设计高度9.2m, 以后还分别加高1.5m, 相当每延米 $10m^3$ 左右的填土, 模拟列车重作为预压。通车证明二个工点都是稳定的。

2 参数取值

各层土的参数取值取决于以下几个方面的因素:

- (1)在线路设计时进行了线路勘探,原位取土的室内实验结果参见表1。
- (2)地层中夹有大量的未炭化树干、树枝,约占25%—40%。
- (3)此工程采用射水法施工砂井。为了争取填土时间,施打砂井一个月后就开始铺设土工织物和填筑路堤,而不到一个月的时间就填到9.20m的高度(有0.5m的超载预压)。

考虑到以上几个方面的原因,本文将对原状土的室内试验结果进行适当的折减,并考虑到短时间内填筑完成此路堤,可以认为瞬时加荷,厚度很大的粘性土层按完全不排水处理,本文对各土层参数取值如表2所示。

物理力学指标

表1

地层	含水量 w %	容重 γ (kN/m ³)	孔隙比 e	液限 w_L (%)	塑限 w_p (%)	液性指数 I_L	无侧限 抗压强度 q (kPa)	不排水 剪切强度	
								φ (°)	C_u (kPa)
砂粘土	24.7	17.2~18.6	0.97	25.4	12.8	0.94	46		
泥炭土 软粘土	103~430	10.9~13.8	3.25~ 5.14	106.2~ 153.5	41.2~ 63.5	0.8~1.0	9~14	0	5~14

计算参数取值

表2

计算土层编号	计算土层厚度 (m)	压缩模量 (MPa)	泊松比	强度 指标	
				C (kPa)	φ (°)
1	2.5	10	0.380	15	0
2	6.5	1.5	0.495	4	0
3	3.0	20	0.30	70	35
4	2.0	40	0.25	100	45

本工程铺设两层土工织物,考虑到两层土工织物可能不同时发挥其最佳性能,计算中对每层土工织物拉伸模量取值为150kg/cm。土工织物与砂垫层的摩擦角取为25°,粘聚力取5kPa;土工织物泊松比取0.30,并取 $\alpha=0.20$ 。地基反力系数根据Bowles(1974)^[4]所建议的方法估计。

3 路堤稳定性分析

本节采用本文所述的方法,对不铺设土工织物及铺设两层土工织物两种情况进行了路堤稳定性分析,当路堤高度达到9.2m时,如果没有铺设土工织物,其稳定安全系数只有0.647;而铺设两层土工织物后,稳定安全系数为1.025。实际填土时,最大沉降速率达到41.9cm/d,最大侧相位移速率为40.5cm/d,最大隆起量达60.0cm,所有监测指标均表明路堤已濒临破坏,只是由于两层土工纤维尚未被拉断,阻止了路堤的整体滑动破坏。计算结果也表明了这一点。此路堤没有坍塌的另一个原因是砂井的排水固结作用及砂井本身的抗滑作用。另外,本文同时用荷兰法计算了此工程实例,计算结果表明按照实测的土工织物的拉力计算此工程实例的稳定安全系数与不考虑土工织物时计算得到的安全系数相差很小,安全系数只有0.703。所以采用本文的方法计算得到的安全系数则更符合实际情况。

结论

1. 土工织物的存在对地基土体中的应力状态影响很大,尤其是地基浅层部分;
2. 荷兰法和瑞典法考虑土工织物的稳定作用不全面,除了土工织物的拉力外,还应考虑土工织物与地基土体界面上的摩擦力对稳定的影响。

参考文献

- 1 地基处理手册编委会,地基处理手册,中国建筑工业出版社,1988
- 2 刘吉福,高填路堤复合地基稳定性分析,浙江大学硕士学位论文,1996
- 3 朱百里、沈珠江等,计算土力学,上海科学出版社,1990
- 4 张季容,多层及高层建筑基础计算与设计(讲义),1991
- 5 龚晓南,复合地基,浙江大学出版社,1993

《复合地基理论与实践》学术讨论会 征文通知 (第一号)

中国土木工程学会土力学及基础工程学会地基处理学术讨论会决定于1996年10月22日至25日在杭州市浙江大学召开《复合地基理论与实践》学术讨论会。

征文范围:复合地基理论、复合地基设计、施工、监测、复合地基载荷试验 复合地基新技术开发等方面的论文、工程实录。

征文截止日期:1996年6月30日

应征论文请寄:310027 浙江大学土木工程系岩土工程研究所黄明聪

中国土木工程学会土力学及基础工程学会地基处理学术讨论会

1995年11月5日

抗拔桩基础(续三)

刘祖德

(武汉水利电力大学 武汉 430072)

扩底桩的抗拔承载力

3.1 概述

扩底桩的发展历史本身,反映了人类对桩基应用的认识进入了能动地改造自然王国的阶段。它可以用增加不多的材料来获取显著地增加桩基承载力的效果。随着扩孔技术的不断演化进步,扩底桩的应用愈来愈广泛,设计理论也随之发展。而这种基型在抵抗上拔荷载的能力方面更显示出它有巨大的潜力。

通常,桩基承载力中的桩侧摩阻力部分随着上拔荷载的增加开始逐渐增大,但是一般在桩—土界面上相对位移达4~10mm时,相应的侧壁摩阻力就会达到它的峰值,其后将逐渐下降。但扩底桩与上述等截面桩不同。在其上拔过程中,扩大头上移挤压土,土对它的反作用力一般也是随着上拔位移的增加而逐渐增加的。并且,当桩侧壁摩阻力已达到其峰值后,扩大头抗拔阻力还要继续增长,直到桩上拔位移量达到相当大时(有时可达数百毫米),才可能因土体整体破裂而失去稳定。因此,扩大头阻力所担负的总上拔荷载中的百分比也是随上拔位移量而逐渐增加的。桩接近破坏荷载时,扩头阻力往往是决定因素。

对此,也可从国内外机扩桩或人工掏挖桩的实践经验得到证明。1972年在国大电网会议(CIGRE)上法国 Martin 曾举出这样一个实例:某钻孔桩(尺寸见图3—1)的底部若用机械扩孔,使其下端桩径由原来的等截面直桩桩径0.85m仅扩大到1.30m(相当于半径扩大0.225m)而抗拔承载力 P_u 却增加了50%以上,净增200t左右。注意,桩基的混凝土用量只增加了0.53t,即从5.41t增至5.94t。德国 Fischer 1960年也曾作出结论:杆塔基础设计中建议优先采用扩头钻孔桩来代替传统的先挖坑埋设平板基础再回填土的旧式施工方法。这样,不仅可节省人力和材料,而且上拔力也毫不逊色。美国 Downs, D. I. 和 Chieurzzi, R. 等人根据长期实践和现场真型试验结果分析知:带扩大头的圆柱形桩,其抗拔阻力随扩头直径的增加而迅速增大。而且在很大的上拔变位变化幅度内,上拔阻力随上拔位移量持续不断地增加,呈现所谓的“有后劲”的现象(图3—2),扩头桩一般在小位移时不易达到其上拔阻力的峰值。这与不带扩头的等截面桩的荷载-位移曲线迥然不同。

如图3—1所示的A、B两桩,桩长和桩径均相等,只是B桩底部略为扩径。等截面的A桩不仅抗拔承载力小,而且达到极限抗拔阻力时相应的位移也很小(5mm至10mm),荷载-位移量曲线明显有转折点,其后或达到稳值荷载,或抗拔力可能迅速下降。这样,等截面桩的上拔破坏就可能带有突发性的特征,并且破坏变位极小。

图3—2中曲线4和5表示等截面桩情况,而曲线1、2和3则均为扩头桩。扩大头直径

分别为1020mm、810mm和610mm。所有5根桩杆直径均为457mm。除了曲线4所代表的桩的长度为4.57m,其他的4根桩长均为3.05m。由图可知,扩头桩的抗拔能力后劲很大。

我国的冶金、电力部门所作的研究证明:机扩桩、掏挖孔桩和爆扩桩中的扩头所担负的抗拔阻力占总的抗拔承载力的百分比很大。冶金部第七冶金建设公司1968年对桩直径为300mm,桩埋入土中深度为3.0~3.4m,扩头直径为900mm的爆扩桩,做了真型上拔试验,同时还做了短桩(等截面桩)的桩侧壁摩阻力专项试验,以分析侧阻力的作用和地位。试验证明扩大头所担负的抗拔阻力达到整个抗拔承载力的三分之二以上。

综上所述,凡是有条件的地方,应尽可能用扩底桩代替等截面桩以有效地抵抗上拔荷载,以达到工程建设多、快、好、省之目的。

3.2 破坏形态及其机理

一、荷载传递规律

与等截面桩不同,上拔时扩底桩的桩杆侧摩阻力之发挥与桩端扩大头顶上基土受挤变位时所引起的土抗力之发挥远非同步的。通常,桩杆侧摩阻力先达到它的极限值,而此时扩大头上的土抗力只达到它极限值的一小部分。桩杆很长者则更是如此。因而扩底桩总的极限上拔力所对应的上拔位移很大,且其数量视土质、土层埋藏条件以及桩形(尤其是桩扩大头顶部的形状和扩大头直径)等而异。

此外,在扩大头顶上部一段桩杆侧壁上,因扩大头的顶托而不能发挥出桩-土相对位移而引起的侧摩阻力。在一定的桩形条件下,扩大头的上移促使地表面较早地出现环向裂缝和浅部的桩-土脱开现象。

二、破坏形态

与等截面桩不同之处,还在于其扩大头的上移使基土内产生各种形状的剪切破坏面。这种特型基础的地基破坏形态是相当复杂多变的,并随施工方法、基础深度以及土质特性而变化。基本的破坏形式如图3-3所示。

当桩基础埋深不很大时,虽然桩杆侧面滑移出现得较早,但是当扩大头上移导致地基剪切破坏后,原来的圆柱形剪切面不一定保持图3-3中中段那种规则的形状,尤其是靠近扩大头的部位变得很复杂。也可能演化成图3-4中的破坏形式。中部的圆柱状剪切面直径大致与扩大头直径相近,可称为“圆柱形冲剪式剪切面,最后可能在地面附近出现倒锥形剪切面,其后的变形发展过程就与等截面桩中的相似。

但应指出:只有在硬粘土中,间条状剪切面才可能发展成为漏斗形的(或称倒锥形的)破坏面。如果扩大头埋深不大,桩杆较短,可能仅出现圆柱形冲剪式剪切面或仅出现倒锥形剪

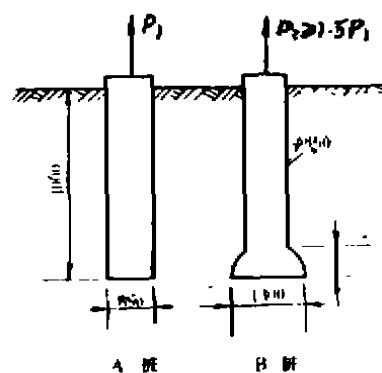


图3-1 扩头桩上拔承载力大于等截面桩者的示意图

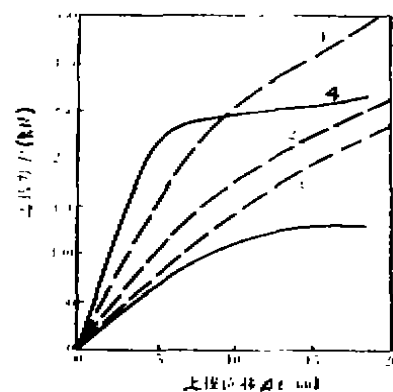


图3-2 直桩与扩头桩的荷载—上拔位移量曲线之比较

切破坏面,也可能出现一个介于圆柱形和倒锥形之间的、不易分清曲线滑动面。在计算抗拔承载力时,宜多设几种可能的破坏面,择其抗力最小的作为最危险滑动面。

土层埋藏条件对桩基上拔破坏形态影响极大。例如浅层有一定厚度的软土层,而扩大头又埋入下卧的硬土层中一定深度处。这种设计的目的是为了证明扩底桩能具有较高的抗拔承载力。显然,这种承载力只可能主要由下卧硬土层的强度来发挥,而上覆的软土层至多只能起到了压重的作用。所以,完整的滑动面就基本上限于下卧硬土层内开展(图3-5)。而上面的软土层内不出现清晰的滑面,而呈大变形位移。

在均匀的软粘土地基中的扩底桩在上拔力作用下呈一种在浓缩流体中固体物的运动状态。这浓缩流体就是饱和软粘土,而固体物就是桩。在软土土体内部不易出现明显的滑动面。此外,扩大头的底部软土将与扩大头底面粘在一起向上运动,所留下的空间会由真空吸力的作用将扩大头四周的软土吸引进来,填补空隙(见图3-6)。

与此同时由于相当大的范围内土体有所被牵动,较短的扩体桩周围地面形成一个浅平的凹陷圈。在土体内部始终不出现空隙。一直要到桩头快被拔出地面时才看得到扩大头与底下的土脱开。

相反地在有一定强度的原状粘土地基中的机扩桩则不会形成上述破坏机理。虽然上拔过程中桩底真空吸力很大,但是这种数量上小于一个负的大气压力的真空吸力尚不足以牵动周围土体一起移动。于是,将扩体桩拔出地面之后,可发现留下的一个圆柱形孔洞,其内壁很光滑,有擦痕。孔径或与扩大头直径相同或较之稍为小些,这也是吸力导致缩孔的道理。

3.3 扩底桩抗拔承载力的计算

一、基本计算公式

扩底桩的极限抗拔承载力 P_u 可被认为由以下三部分组成,即:桩侧摩阻力 Q_s 、扩底部分抗拔承载力 Q_b 和桩的有效自重 W_e 。其中 Q_s 的求法已于2.2节中讨论过,可由式(2-1)求得。相应的公式为:

$$P_u = Q_s + Q_b + W_e \quad (3-1)$$

计算模式简图见图3-8。

应注意桩长系从地面算到扩大头中部(若其最大断面不在中部,则算到最大断面处),而 Q_s 的计算长度则只能从地面算到扩大头的顶面。

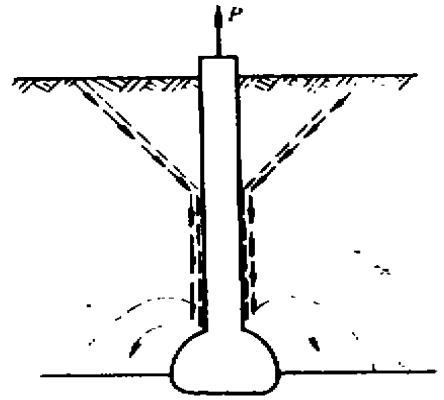


图 3-3 扩底桩上拔破坏形式

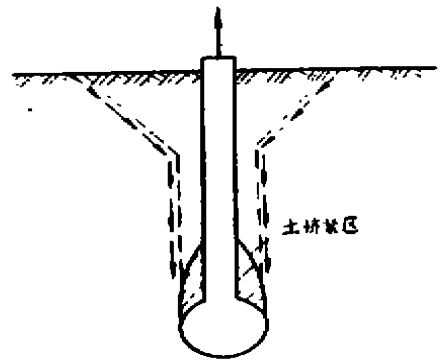


图 3-4 圆柱形冲剪式剪切面

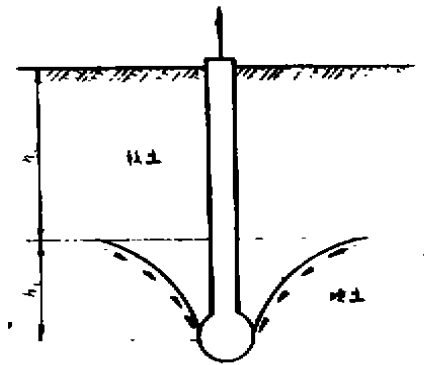


图 3-5 有上覆软土层时上拔桩的破坏形态

桩扩底部分的抗拔承载力可分两大不同性质的土类分别求得。

1. 粘性土(按不排水状态考虑)

$$Q_B = \frac{\pi}{4} (d_B^2 - d_s^2) N_c \cdot \omega \cdot C_u \quad (3-2)$$

2. 砂性土(按排水状态考虑)

$$Q_B = \frac{\pi}{4} (d_B^2 - d_s^2) \bar{\sigma}_v \cdot N_q \quad (3-3)$$

式中 d_B —— 扩大头直径;

d_s —— 桩杆直径;

ω —— 扩底扰动引起的抗剪强度折减系数;

N_c 和 N_q —— 承载力因素;

C_u —— 不排水抗剪强度;

$\bar{\sigma}_v$ —— 有效上覆压力。

二 摩擦圆柱法

摩擦圆柱法(Friction Cylinder Method),其理论假定在桩破坏时,在桩底扩大头以上将出现一个直径等于扩大头最大直径的竖直圆柱形破坏土体。根据这种理论的极限抗拔承载力计算公式可写为:

1. 粘性土(不排水状态下)

$$P_u = \pi d_B \sum_0^L C_u \Delta l + W_s + W_c \quad (3-4)$$

2. 砂性土(排水状态下)

$$P_u = \pi d_B \sum_0^L K \bar{\sigma}_v (tg \bar{\varphi}) \Delta l + W_s + W_c \quad (3-5)$$

以上两式中, W_s —— 包含在圆柱形滑动体内土的重量;

$\bar{\varphi}$ —— 土的有效内摩擦角。

计算模式简图见图 3-9。应注意,桩长应从地面算至扩大头水平投影面积最大的部位高程。

三 Meyerhof-Adams 法

美国国家标准草案《输电线路杆塔基础设计导则》(试行)第 5.3.1.2.2 条中指出:用于计算板式基础抗拔极限承载力的此法也可用于计算扩底式桩的极限抗拔承载力。

Meyerhof-Adams 提出用一个半经验的方法来计算基础的抗拔承载力。根据在砂和粘土中进行的模拟试验观察结果和所得数据指出:对于浅基础,抗拔能力随着深度的增加而增加,而且在密实的砂土中出现明显的滑动破坏面,这个破坏面从桩扩大头边缘以一定的弧形向地表面延伸。在粘土地基中除了软弱淤泥外,一般也会出现破坏面,但不甚明显;基础上移时,其底面附近土中伴随着出现明显的负孔隙水压力(即真空吸力,但这是一种被动的力,不拔就不产生它,拔的力愈大,负孔隙水压力也愈大)。在硬粘土中可观察到一系列的

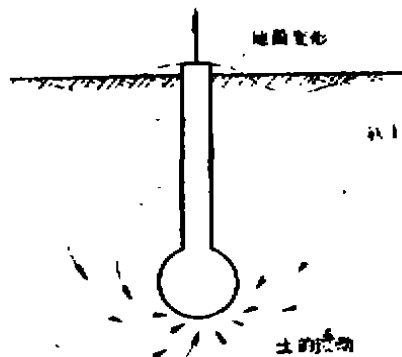


图 3-6 软土地基中上拔桩的破坏形态

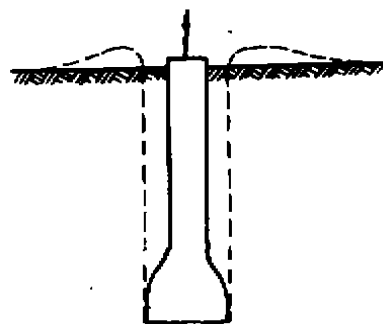


图 3-7 原状可塑粘土中扩底桩的上拔

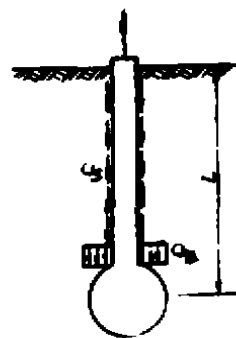


图 3-8 扩底桩抗拔承载力计算模式

复杂受拉裂缝(见图3-10)先产生,随后逐渐演变为连续滑动面。

以上的分析均适用于扩底短桩。

对于深基础和深的扩底桩,无论是在砂土还是粘土中破坏面都不很清晰,极限抗拔承载力随着深度而趋于某一极限值。因此存在着一个临界深度问题,在该临界深度以下桩扩大头的抗拔能力部分不再能有效地提高。

由于破坏面形状相当复杂,不同几何尺寸条件下有不同形式的破坏面,而且还有渐进性破坏现象,因此在推导扩底桩基础抗拔能力的计算公式时,还必须作某些简化假定。从公式计算模式来看, Meyerhof-Adams 无非也是采用了竖圆柱式滑动面法,以代替在模型试验中观察到的喇叭形倒圆锥台形滑动面,但是本质上两者并不相同。Meyerhof 和 Adams 两人将实际观察到的滑动面

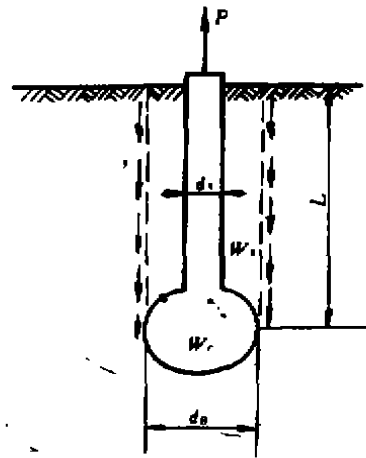


图3-9 圆柱形滑动法计算模式

称为破坏面,而将简化后的竖圆柱形滑动面称为剪切面,两者之间用一个 K_s 系数联系起来。系数 K_s 称为:“竖直剪切面上土压力的标定上拔系数”。这样算的对象似乎是竖圆柱形剪切面上的摩擦阻力和该面所包含的土和基础有效重量,但实际上已考虑了实测滑动面的等效因素。该两位作者对浅基础和深基础分别提出了算式。计算简图见图3-11。

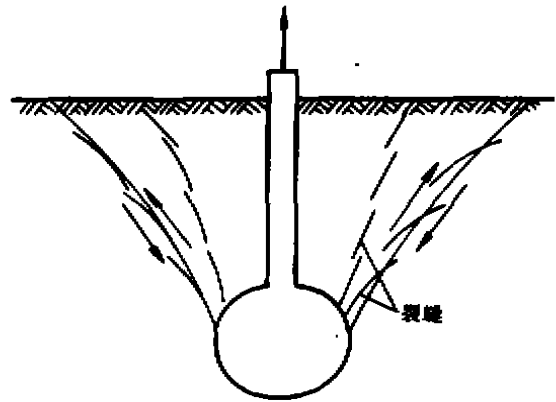


图3-10 硬粘土中桩上拔时产生拉裂缝

1. 浅基础与深基础的界限

设临界深度为 H ,当基础深度 D (也即扩体桩的上拔计算桩长 L)小于破坏面垂直方向临界深度 H 时,这种短的扩体桩(或扩底桩)称为浅基础。当 D (也即 L)大于这一临界深度 H ,上拔时其破坏滑动面将不达到地表面,转化为土体内部冲切和压缩,这种长的扩体桩称之为深基础。

表3-1列出了与各种土类的不同内摩擦角相对应的 H/d 极限值,其中 d 为桩扩大头直径。凡桩的长径比(L/d)未超出 H/d 极限值者一律按短基础公式计算,反之按深基础考虑。

公式(3-6)和公式(3-7)中的基础参数

表 3-1

φ (度)	20	25	30	35	40	45	50
H/d 极限值	2.5	3.0	4.0	5.0	7.0	9.0	11.0
S_s 的最大值	1.12	1.30	1.60	2.25	3.45	5.50	7.60
M 的最大值	0.05	0.10	0.15	0.25	0.35	0.50	0.60
K_s 的最大值	0.85	0.89	0.91	0.94	0.96	0.98	1.00

注: S_s 和 M 的定义见以下各公式。

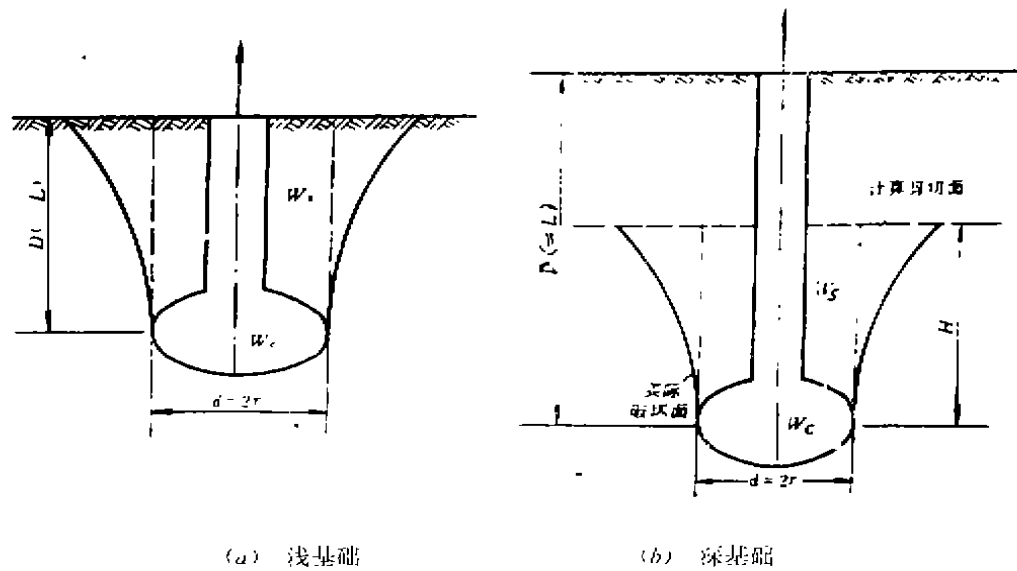


图 3-11 浅基础与深基础的不同破坏机理

2. 浅基础极限抗拔承载力的计算

极限抗拔承载力 P_u 可以由以下几部分所构成：从扩大头四周竖直向上延伸的圆柱体侧表面上土的粘聚力和被动土压力所产生的摩阻力、基础自重 W_c 和圆柱体内包含的上重 W_1 ，即：

$$P_u = W_c + W_1 + \pi d c L + \frac{\pi}{2} S_r d \gamma L^2 K_u \tan \varphi \tag{3-6}$$

式中 c ——土的粘聚力；

S_r ——决定圆柱体侧面上被动土压力大小的形状系数；

K_u ——竖直破坏面上土压力的标定上拔系数，可以从下列近似公式计算：

$$K_u = 0.496(\varphi)^{0.18}$$

式中 φ ——土的内摩擦角(度)。

形状系数 S_r 可由下式求得

$$S_r = 1 + ML/d \leq 1 + MH/d \tag{3-7}$$

其中， M 为 φ 的函数，其最大值可由表 1 查出，该表中还列出了 S_r 和 K_u 的最大值。

3. 深基础极限抗拔承载力的计算

与上述相似，深的扩底桩 ($L \geq H$) 的极限抗拔承载力可以表达为下式：

$$P_u = W_c + W_1 + \pi d c L + \frac{\pi}{2} S_r d \gamma (2L - H) H K_u \tan \varphi \tag{3-8}$$

式中 W_1 ——在高度 H 的圆柱体内所包含的土重。

P_u 的上限还受桩扩大头以上的上覆土层承载能力的限制，即：

$$(P_u)_{max} = \frac{\pi}{4} d^2 (c N_c + \gamma L N_q + A_s f_s + W_c + W_1) \tag{3-9}$$

式中， A_s ——高度为 H 的圆柱体侧表面面积；

f_s ——圆柱体单位侧表面上土的平均摩擦力；

N_c 和 N_q ——下压荷载作用下基础的承载力因素(可见一般教科书)。

1968年 Meyerhof 和 Adams 报告了计算与实测的对比结果,指出了:在砂土中计算的基础抗拔能力与试验结果十分相符,在密实的砂土中理论计算的基础抗拔能力略微低于实际上的桩抗拔能力,而在松砂中则略微偏高。

该研究结果还表明:在粘土中桩底或基础底板之下土内出现负孔隙水压力(即真空吸力)的现象。在较硬的粘土内,长期荷载作用下土处于排水(或吸水)状态中,而上拔作用下,基底土主要是吸水,因此,基础的抗拔能力要比短期荷载(即不排水状态)作用下的小得多。这是由于负孔隙水压力的逐渐消散和伴随而来的土质软化所造成的。上述中推荐的在粘土中浅基础的极限抗拔承载力公式也适合于长期荷载排水(吸水)状态条件下的情况,但是,公式中土的抗剪强度计算参数 c 和 φ 应采用排水剪切试验成果。

对于基础在短期荷载作用下的极限抗拔承载力建议由以下公式求出:

$$P_u = \frac{\pi}{4} d^2 (C_u N_u) + W_b + W_s \quad (3-10)$$

式中 C_u ——土的不排水强度;

N_u ——不排水条件下抗拔承载力因素;

W_b 、 W_s ——分别为基础和土的重量。

N_u 值可由下式估算

$$N_u \approx 2L/d \leq 9 \quad (3-11)$$

式中 L ——基础深度(即扩底桩有效长度);

d ——桩扩大头直径。

上述所有计算中,当地下水位高于桩扩大头底面时都应考虑地下水影响。如果地下水位很高,接近地表面,则在计算基础的极限抗拔承载力时应该采用基础和土的浸水浮重度。如果地下水位位于扩大头底板和地表面之间,则应根据浮力对在破坏面以内、地下水位以下那部分的基础重和土重进行修正,并根据有效应力(土压力)进行破坏面上摩擦力的计算。计算时也应对于地下水位以下部分土重采用浸水浮重度,再使用适当的公式求取有效应力的土压力,而对在地下水位以上部分则采用土和基础的非浸水重度。

四 其他方法简介

扩底桩基础在总的轮廓形状上接近于底板式基础,有较好的抗拔性能,而且还可以充分利用基础的原状特性(较大的抗剪强度和较高的变形模量)。因此,在一定几何条件下,所有底板式基础的极限抗拔承载力计算公式都能适用于扩底桩基础。

下面主要介绍两种方法:

1. Balla 法

根据对底板式基础在密实砂土中抗拔能力进行模型试验和现场载荷试验结果,Balla 观察到土的破坏面在基础上部近似地呈圆弧状。如果假定它们是处于理想的塑性平衡状态(被动态),则可以假设圆形底板基础破坏面具有这样的形状:即从基础底板外缘竖直向上延伸,并最终与地面成 α 角相交的一段圆弧(图 3-12)。 α 为:

$$\alpha = 45^\circ - \varphi/2 \quad (3-12)$$

式中 φ ——为土的内摩擦角。

圆的半径可由下式确定:

$$r = \frac{D-t}{\sin(\pi/4 + \varphi/2)} \quad (3-13)$$

式中 D ——基础埋深(也即扩底桩计算桩长)

t ——基底到扩头最大面积外边缘的距离。

在这种情况下,扩底桩极限抗拔承载力可假设是由以下三部分所组成:基础自重 W_c ,土破坏面内所包含的土重和土滑动面上剪切阻力 T_v 的竖直分量。故极限抗拔承载力公式为:

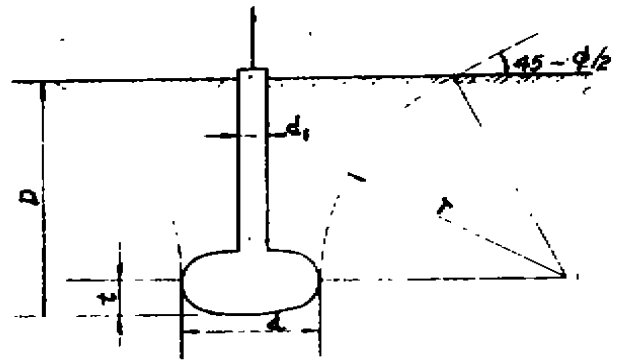


图 3-12 Balla 法示意图

$$P_u = (D-t)^2 \gamma [F_1(\varphi, \delta) + \frac{c}{\gamma} \frac{1}{D-t} F_2(\varphi, \delta) + F_3(\varphi, \delta)] + W_c \quad (3-14)$$

式中 γ ——土的重度; c ——土的粘聚力; δ ——基础深宽比例系数,

$$\delta = (D-t)/d \quad (3-15)$$

式(3-14)右项第一部分内已包括了土重因素。系数 F_1 、 F_2 、和 F_3 是 δ 和 φ 的函数,可由表 3-2 查取。

Balla 公式假定破裂面呈圆弧状并能一直延伸到地表面。这一假定对深基础并不成立因为深基础产生的破坏与其说可能呈喇叭状锥体破坏,还不如说更可能表现为土的局部剪切破坏。因此 Balla 本人也认为上述方法仅适用于 $\delta \leq 4$ 的浅基础。

上拔系数 F_1 、 F_2 和 F_3

表 3-2

系数	δ	内摩擦角 φ			
		0°	10°	20°	30°
F_1	1	1.29	1.35	1.41	1.47
F_2		3.96	4.07	4.06	3.76
F_3		0	0.30	0.59	0.83
F_1	2	0.50	0.54	0.58	0.62
F_2		2.39	2.50	2.58	2.42
F_3		0	0.17	0.33	0.48
F_1	3	0.32	0.36	0.40	0.44
F_2		1.86	1.98	2.09	2.00
F_3		0	0.12	0.25	0.36
F_1	4	0.25	0.29	0.33	0.37
F_2		1.60	1.71	1.84	1.78
F_3		0	0.10	0.21	0.31

Balla 公式虽然也考虑了土的粘聚力,但对粘性土中由该公式所得的理论计算值与现场荷载试验结果并没有进行过比较。根据 Meyerhof 和 Adams 所介绍的各种粘性土中所观察到的复杂的土破裂面情况,以及我国东北电力设计院 70 年代所进行的大量室内和现场的模型试验或真型试验结果分析,可知 Balla 法并不能精确地模拟在粘性土中底板式基础或扩

底桩的破坏。因此对于粘性土中的扩底基础,特别是短期荷载作用下应用 Balla 公式时必须慎重。

2. 松尾稔法

日本松尾稔提出了一种底板式基础抗拔力的计算方法,它假定这种基础由埋入土中的圆立柱和圆形底板所组成,并假定底板以上部分的土处于塑性平衡状态。基础破坏时假定土的压力是从基础底板附近的半主动状态向靠近地表面的被动状态逐步变化的。为了模拟这些状态,松尾稔所建议的计算简图如图 3-13 所示,(图中底板已由扩底桩扩大头所代替)。滑动面位于基础上方,由一段对数螺旋线和一段直线所构成,直线段与地面的交角与 Balla 法相同,为 $(45^\circ - \varphi/2)$ 。

半径为 R 的圆形底板的极限抗拔承载力可以认为是由基础自重 W_c 、基础底板侧面上的摩擦力或粘聚力 F_s 、土滑动面以上的土重和沿滑动面上土的剪切阻力所组成。松尾稔提出了计算极限抗拔承载力的公式如下:

$$P_z = W_c + \gamma(B_2^3 K_1 - V_2) + cB_2^2 K_2 + F_s \quad (3-16)$$

式中 γ ——土的重度;

c ——土的粘聚力;

V_2 ——为地表面以下基础立柱部分的体积;

$B_2^3 K_1$ 、 $B_2^2 K_2$ ——土内摩擦角 φ 和深度参数(即前述深宽比例系数 $\delta (= D_t/R)$ 的函数。

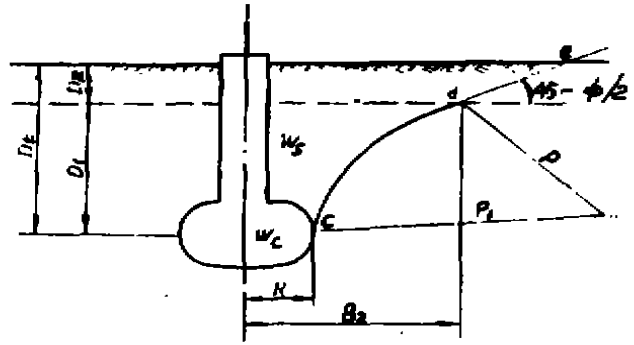


图 3-13 松尾稔法示意图

对位于密度较大的无粘性土中的基础,将计算的理论极限抗拔阻力与实验室和现场试验结果进行比较,两者十分相符。当不考虑基础各个侧面上摩擦力或粘聚力、不考虑基础形状的影响时,对位于粘性土中的基础来说,理论计算和现场试验结果也十分相符。当然,与 Balla 法一样,松尾稔法也仅适用于较浅基础。

在 Balla 和松尾稔两种方法中,也应考虑地下水位的影响。这与 Meyerhof-Asams 方法中相似。

五、各种影响因素的分析和设计考虑事项

除了以上各节的有关叙述之外,还有一些影响因素不容忽视。

1. 从基础底板(桩扩大头)向上延伸的圆柱形侧表面的摩擦阻力应忽略季节冻结或含水量变化那一段的摩擦力。

2. 在一些特殊工程的扩底基础(如输电线路杆塔下的扩底基础)的设计中,对倾斜的上拔荷载影响也应另作考虑。倾斜荷载可分解为竖直和水平的两个分量,然后分别考虑桩基础对上拔、滑移和倾覆力矩的稳定性。对扩底的深基础,倾斜荷载一般不易引起基础的整体失稳,而是要校核基础材料的强度和计算基础的位移(如扩体桩的桩杆内最大弯矩和桩顶的水平位移量)。

3. 扩大端顶部的坡角(或扩展角) θ 的影响。设扩大头水平投影面积相同,埋深也一样,

但扩大头上半部轮廓不相同,结果两根桩的极限抗拔阻力不同,并且上拔过程中荷载—上拔位移曲线形状也各异。

武汉水利电力大学土力学教研室 1978 年曾对机扩桩抗拔问题进行大量模型桩试验。结果表明有如下规律可循:砂土中扩体桩极限抗拔阻力 P_u 随扩展角度 θ 的增加而逐渐增大。当 θ 角超过 60° 后 P_u 基本上趋于稳定。工程中机扩桩的 θ 角通常大于 45° , 所以可以认为,只要扩大头最大直径和埋深一定,扩头顶部的扩展角度 θ 一般不会影响极限抗拔承载力值。但是,从变形控制的角度来看,扩展角 θ 对上拔荷载—上拔位移曲线形状的影响却不容忽视。 θ 角愈小, $P-\Delta$ 曲线初始切线坡度愈平缓。表明机扩桩扩展角 θ 过小不利于控制桩在上拔过程中的变形性能。其原因是, θ 过小的扩大头在上拔时对上起着一种旁压的作用,即主要起到压密周围土体的作用,而不是土的剪切破坏。相反地, θ 较大的扩大头在上拔时其顶部附近土体主要产生剪切破坏,两者机理不同。 θ 角对极限抗拔承载力和荷载—位移曲线形状的影响可参阅图 3-14。

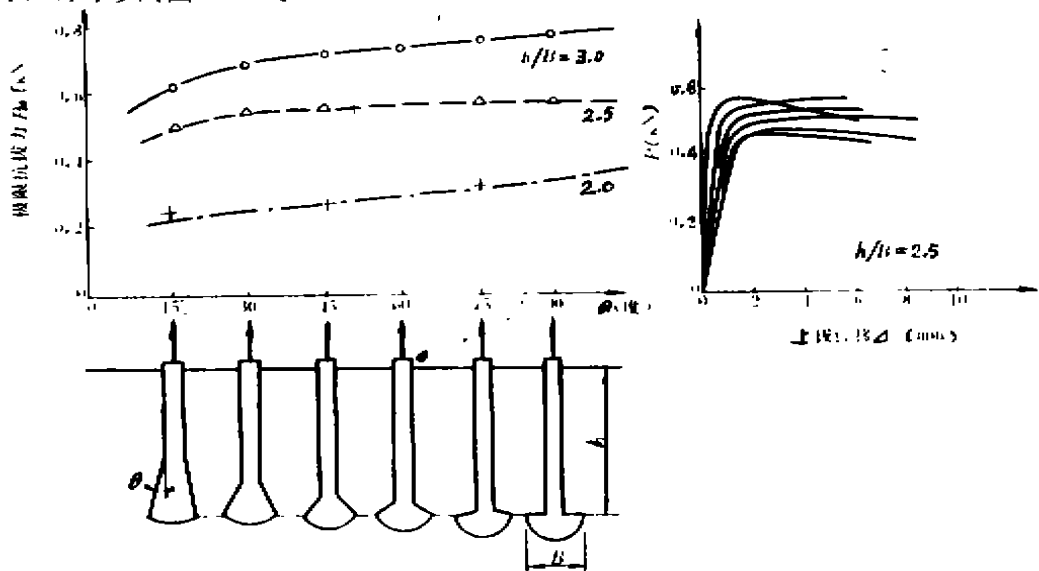


图 3-14 扩底桩扩大头顶部形状对极限抗拔承载力及 $P-\Delta$ 曲线的影响

4. 地质条件对扩底桩抗拔承载力的影响

扩底桩的抗拔阻力除了桩杆侧壁摩阻力外,主要取决于扩大头位置附近土层的埋藏条件及其物理力学性质,特别是紧靠扩大头顶部上方的土质。因此在成层土的地质条件下,若采用扩底桩方案,则应周密考虑扩大头设置的适当深度,以便取得最佳效果。

在有软土层、下有硬粘性土层的情况下,应尽量保证扩大头顶部以上的坚硬土层有足够的厚度。在这种地质条件下,扩底桩的抗拔荷载主要由下面硬土层所负担,而上覆软粘土层则至多只能起到压重作用,很难利用其微小的剪切强度。可能的滑动面形状见图 3-15(a)。

又如在图 3-15(b)中的土层埋藏条件下,上有硬土壳,下为深厚淤泥或软塑粘土。在这种情况下,增加桩长并不能显著提高其抗拔阻力的,可说是徒劳的。因为在软土桩的上拔过程仅使扩大头以上局部范围的土向四周挤开,而不形成整体滑动面,扩大头扩孔阻力维持为一个相当小的数量而一直很少变化。如果缩短桩长,使扩大头顶部位置紧贴着硬壳层底面,

则反而可以增加桩的抗拔阻力并有效地改善抗拔荷载—位移($P-\Delta$)关系曲线形状。

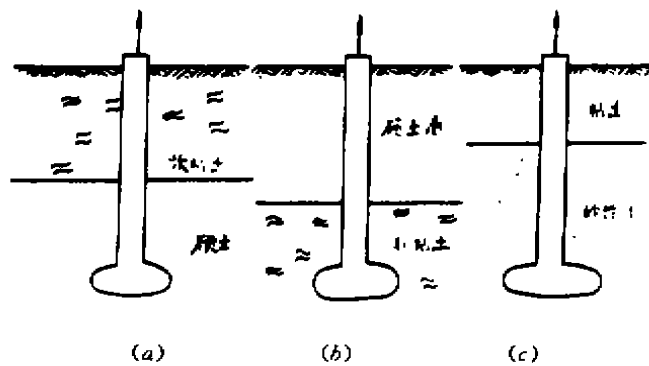


图 3-15 各种成层土地基中扩底桩的上拔
a——上软下硬, b——上硬下软, c——上粘下硬

又如在图 3-15(c)所示的上有一般粘土层、下有砂性土层的地基内,如果加深砂中的扩大头位置,则可显著地增加桩的上拔阻力。相反地,如果下卧有软塑的纯粘土(快剪 $\varphi \approx 0$),则加深扩大头位置并不会带来积极效果。

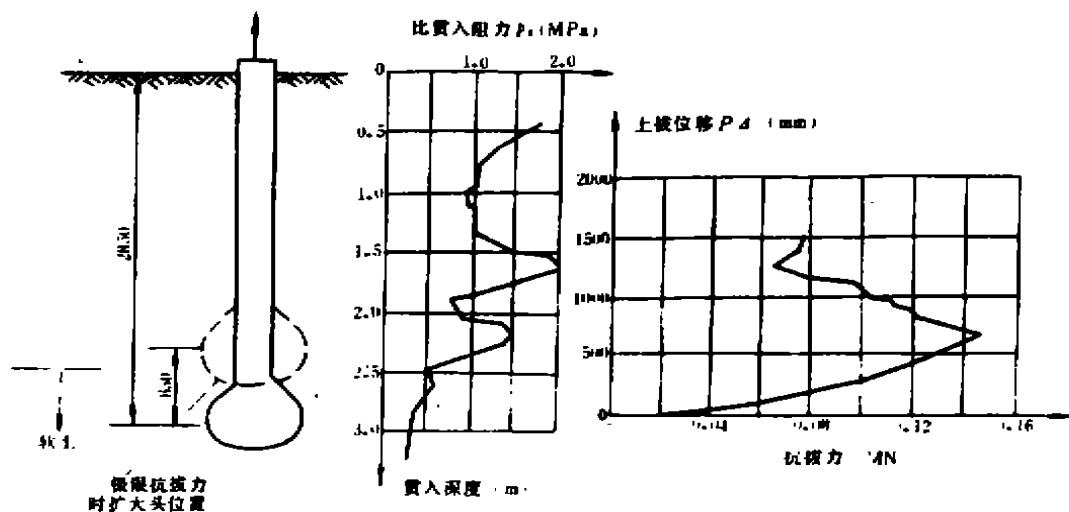


图 3-16 扩底桩抗拔力随上拔位移的变化

现举一例说明。在武昌地区某试验场地内,粘性土层的比贯入阻力 p_s 随深度 Z 的变化曲线见图 3-16,从中可见土层上硬下软,而且局部变化性很大,有较软夹层。该场地内,采用爆扩方法成桩。开始用炸药包(下面)和导爆索加雷管(上面)成孔,形成柱孔下有一个扩大的扁球孔。然后浇灌混凝土形成扩大头,再下钢筋笼并浇注桩柱体。

由于扩大头位置未选择好,落在极软土层内,其上方的较好土层厚度也太薄。因此其抗拔力—位移曲线变得十分复杂(图 3-16)。其极限抗拔承载力相应的上拔位移量竟达到 600mm。此后的继续上拔只会导致抗拔力的降低,直到新的硬土层发挥阻拦作用时,才会有较高上拔力出现,这时上拔位移量已达到 1200mm 以上,这对工程来说,就毫无意义了。

总之,根据成层土地基现场试验结果,证明紧靠扩大头上方的土层,其土质指标是控制扩大头抗拔阻力的重要因素。武汉地区输电线路杆塔基础经验表明,以紧靠扩大头上方 $(1.0 + d/2)$ 米范围内的平均土质指标作为扩大头本身抗拔承载力的计算选用指标,是可行的。

5. 特殊土质对扩底桩抗拔阻力的影响

本节中前述的各种计算方法还不能普遍地适用于各地区特殊基土扩底桩的设计。例如,在湿陷性黄土地区,根据现场真型试验结果知,未湿陷时的原状黄土结构强度大,桩的极限抗拔荷载取决于基土抗整体剪切破坏的能力,往往形成完整的倒截头体滑动面,因此抗拔承载力很高。但是较长的扩底桩在尚未湿陷的黄土中可能形成复合型的滑动面,下部为圆柱形滑动面,而上部才具有喇叭形倒锥台形状特征,总的滑动土体体积较小,相应地抗拔承载力也受削弱(图3—17)。

另外,黄土湿陷过程有可能导致其强度的锐减,从而使桩的抗拔承载力降低和荷载一位移曲线性能恶化。特别是对于输电线路的转角塔,因长期受上拔恒载,黄土的湿化会导致杆塔基础变位增大。

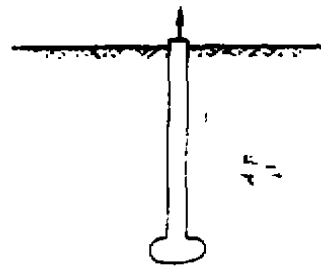


图3—17 黄土中深扩底桩

华东、华南老粘土地区(包括风化花岗岩残积土地区),硬粘土和半风化土强度大,变形性能良好。试验抗拔桩时普遍出现桩体本身破坏而基土未损的现象。对这类地基条件下的扩体基础的设计应考虑适当选择扩头的几何尺寸(不必过大)和提高桩身本身的抗拉强度问题,既经济又合理地协调基土与桩体的强度共同发挥。

华东、华北等冲积平原地区还普遍存在着如下情况:地表下浅层埋藏有粉土质淤泥沉积物。在扩底桩扩大头顶部的这类土的性质常易被桩的施工扰动而变得松软。桩受较小的上拔荷载力时,就可能出现较大的初始上拔位移,这对工程不利。但当荷载进一步增加时,又会因粉质土的剪胀性而使其呈变硬趋势。这种 $P-S$ 曲线上的反弯状特征可用地面上加混凝土盖板或金属格梁对桩身进行预应力处理的方法来消除,即避免过大的初始变位。

6. 扩底桩底部真空吸力对抗拔阻力的影响

直桩底部水平断面面积不大,上拔时真空吸力对抗拔阻力影响不大,但扩底桩扩大头底部面积大。若粘性土体饱和,桩土界面粘结密合,桩的上拔有可能使基底产生完全的真空。真空吸力在软基中桩的抗拔总阻力中要占相当大的比例,不容忽视。通常,扩底桩现场抗拔试验,大都采用较短暂的试验历时,基底真空吸力究竟数值有多大,最好在上拔过程中用孔隙水压力仪埋在基底直接测定。这样才能准确估算真空吸力影响成果的严重程度以及掌握在维持上拔恒载条件下的真空吸力变化规律。

(待续)

石灰桩复合地基的承载特性及承载力计算^{*}

袁内镇 汪日新 陈泽涛 陈德春

(湖北省建筑科学研究所设计院 武汉 430071)

随着地基处理技术的迅猛发展,近年来,各种复合地基的应用日趋广泛。在复合地基的承载力计算中,国内外大多采用了面积比公式、应力比公式以及稳定分析法等。对于柔性桩和土组成的复合地基的荷载传递规律的研究不够深入,没有揭示其承载特性,因此,在应用上述方法计算复合地基承载力时,缺少科学的依据。桩应力、土应力以及桩土应力比的取值,仍局限在一些经验数据上。鉴于桩土应力比受诸多因素的影响,在实际计算中常出现疑点和问题,本文根据现场测试及大型模拟试验的结果,揭示了石灰桩复合地基的承载特性和变形规律,据此提出的承载力计算方法经实践证明比较切合实际在其他柔性桩复合地基的承载力计算研究中,可供参考。

石灰桩复合地基的承载特性

本文所述石灰桩由人工洛阳铲成孔,桩材由生石灰块和活性掺合料(如粉煤灰,煤渣等)组成并人工夯实,其重量之比为4:6。桩体压缩模量为 $20MPa$,土的压缩模量为 $5\sim 6MPa$ 。

刚性基础下的石灰桩复合地基,在荷载作用下,桩的刚度虽大于土的刚度,但桩与土的模量比一般情况下小于 $10(E_p/E_t < 10)$,正如钢筋和混凝土一样,具有共同工作的条件。图1为室内及现场测试的11组荷载试验桩土应力比与荷载关系图。载荷载板底无砂垫层的8[#]、9[#]试桩,应力首先向桩上集中,随着荷载增加,桩产生变形,桩土应力比陡降,应力向土上转

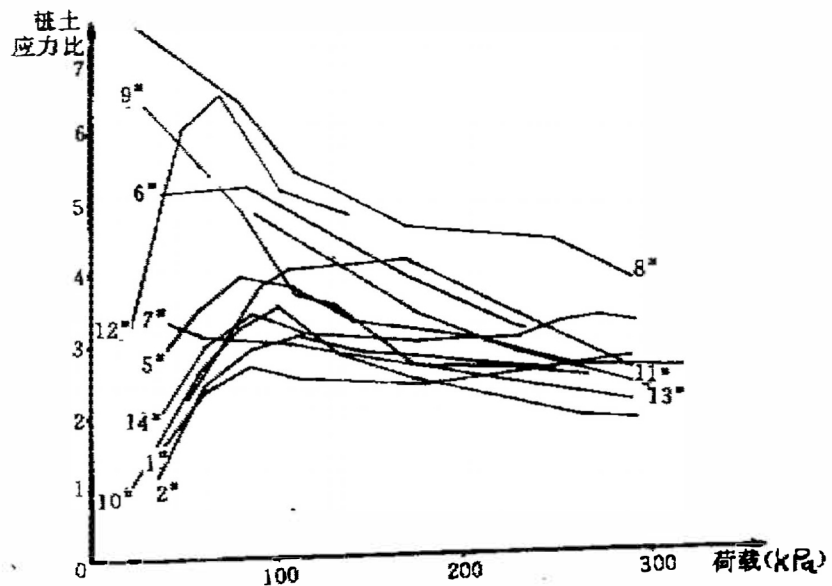


图1 桩土应力比—荷载关系图

• 收稿日期:1993年9月

转移, 桩土开始共同处于弹性压缩状态。其他 9 组载荷试验均在压板底设有砂垫层(厚 10cm), 此时土承受相对无垫层时较大的荷载, 随着荷载的增加, 土的变形加大, 荷载迅速向桩上转移, 桩土应力比陡增, 继而桩发生变形, 桩土应力比降低, 桩土开始共同处于弹性压缩状态。以上阶段为桩土变形的调整阶段, 这一阶段由于基础与地基接触面不平整, 垫层密度不同等因素, 使桩土应力比的变化较剧烈。此阶段变形微小, 如图 2 中之 OA 段。

随着荷载的继续增加, 桩土应力比不断发生不大的调整。桩土的弹性变形不断增加, 桩土应力比逐渐减小, 一直持续到复合地基荷载达到比例界限, 此阶段为弹性压缩阶段, 其终止荷载接近复合地基的容许承载力。此阶段已产生可以容许的变形, 如图 2 中之 AB 段。

继续增加荷载, 桩土应力比仅发生微小的调整, 桩土应力比缓慢减小, 接近某一定值。桩和土均产生塑性变形, 基础周边发生局部剪切变形。由于桩体的作用, 继续增加荷载时, 基础下土体不会发生整体剪切破坏; 同时由于土对桩的围护作用, 桩又不会发生脆性失稳破坏, 基础下的桩和土继续同时被压实, 基础呈冲切形式, 不断下沉而不破坏。安全系数大于 2, 安全度有足够保证。此阶段为塑性变形阶段, 复合地基持续产生较大的塑性变形, 如图 2 中之 BC 段。

从图 3 桩顶应力与荷载关系图中, 可以看出在复合地基变形的三个阶段中, 桩顶应力呈线性增长, 说明可压缩的石灰桩在土的围护下具有持续向下传递荷载的能力, 此时桩体发生压缩及鼓胀变形, 经测试桩体应力达到 0.65MPa 时, 桩顶直径增加 2.5%。随着荷载的增加, 桩的塑性区不断向下延伸, 桩体压缩量在压板荷载达到 370kPa 时为 68.58mm, 为桩长的 4%, 表现了石灰桩的可压缩特征。基础外的土不发生显著隆起, 在桩长范围内土体沉降衰减较慢, 表明桩土自上而下具有较天然地基明显的压密效果, 使桩和土的模量随深度发生不同的变化, 应力大的上部, 模量随荷载递减的速率小于下部。随着荷载的增加, 桩土沿深度的变形接近线性, 见图 4, 表明在荷载作用下, 不同深度区段变形相等, 即各点应变相等, σ/E 为定数, 说明了荷载对复合地基自上而

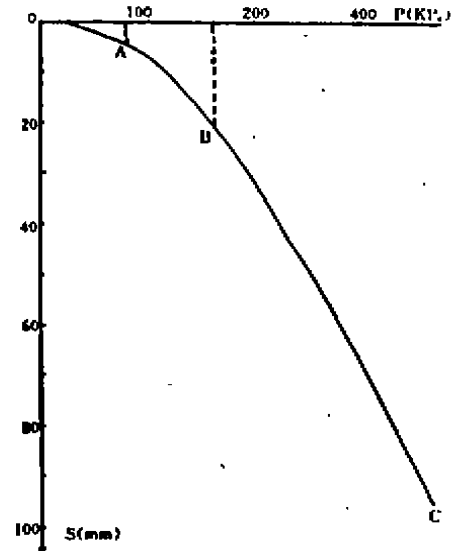


图 2 荷载试验 P-S 曲线

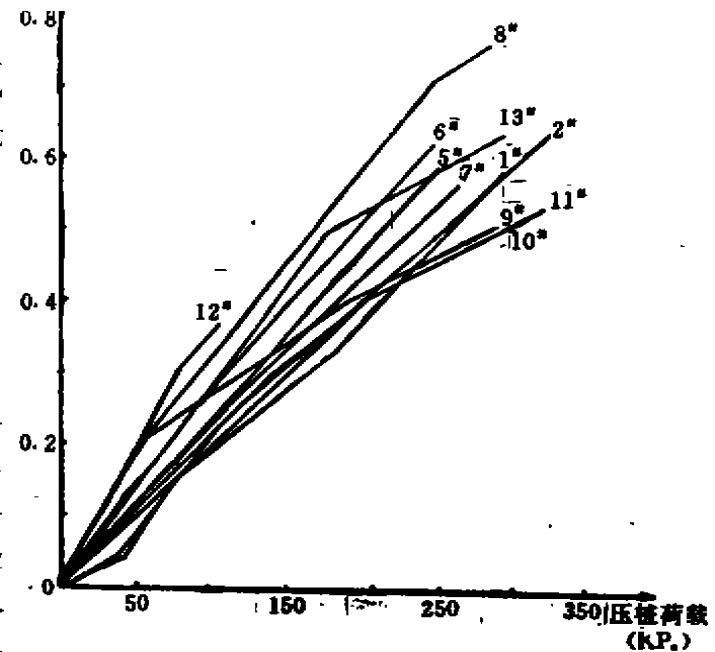


图 3 桩顶应力 - 荷载关系图

下的持续压实效应,此时的P—S曲线接近线性(参见图2),证明了石灰桩复合地基在荷载作用下的稳定性。

由以上分析来看,石灰桩复合地基在整个受力阶段,都是受变形所控制,因此其强度问题的实质是变形问题。石灰桩复合地基中桩土具有良好的协同工作的

特征,土的变形控制着复合地基的变形,所以复合地基的容许变形的标准应当与天然地基的标准相一致。根据大量的载荷试验分析,石灰桩复合地基的比例界限多在0.0156所对应的荷载附近。因此用沉降为0.0156的标准来控制石灰桩复合地基的承载力是适宜的。

那么,当荷载达到复合地基承载力标准值时,桩土的受力性状又如何呢?

表1统计了10组载荷试验实测的桩土荷载分担数值。表中可以看出,当复合地基荷载达到其承载力标准值时,土的接触压力高于天然土承载力,而略小于经加固后的桩间土的承载力。其原因是由于桩的存在,土中应力通过桩向下传递,虽然土的接触压力小于加固后的桩间土承载力,但土下部的应力还略大于接触压力为桩间土承载力时在该处所产生的应力。实际上说明了经加固后的桩间土能发挥其承载作用。

桩土荷载分担表

表1

试验编号	复合地基承载力标准值(kPa)	桩应力(kPa)	土应力(kPa)	桩分担荷载比(%)	天然地基承载力标准值(kPa)	说明
京模8 [#]	170	504	109	46	105	单桩复合地基
京模9 [#]	170	360	135	33	105	单桩复合地基
京模6 [#]	167	440	112	41	105	四桩复合地基
京模1 [#]	170	322	134	36	105	九桩复合地基
京模2 [#]	170	354	125	38	105	九桩复合地基
京模5 [#]	137	327	98	37	105	四桩复合地基(短桩)
汉模Ⅰ	110	345	67	47	55	三桩复合地基
襄轴2 [#]	164	351	83	59	70	单桩复合地基
武蛋1 [#]	175	500	147	36	130	单桩复合地基
汉模Ⅰ	150	426	98	49	70	单桩复合地基

图5和图6为两根石灰桩单桩载荷试验的P—S曲线和S—lgt曲线,图中得出桩体比例界限荷载为0.4MPa,结合表1及图3中北京模拟试验桩应力的实测结果,表明当复合地基荷载达到其承载力标准值时,桩顶应力也同时达到比例界限。

图7为桩顶、桩底刺入变形与荷载的关系图。从图中可以看出,当复合地基荷载达到其承载力标准值时,桩顶的倒向刺入达最大值,此时底板下设0.1m厚砂垫层。而桩底的刺入则刚进入斜率较大的线性变形阶段,底部刺入增长较快。顶部刺入开始减小,表明桩顶部分已开始发生塑性变形。

在图1桩土应力比随压板荷载变化图中,当复合地基荷载接近其承载力标准值时

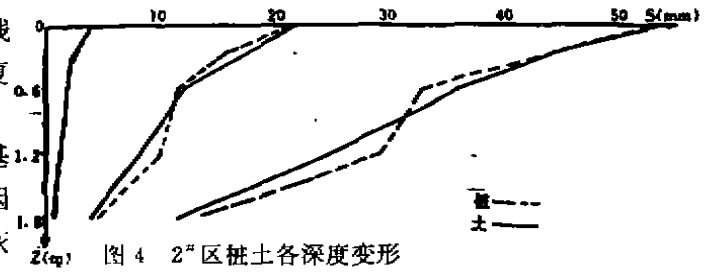


图4 2[#]区桩土各深度变形

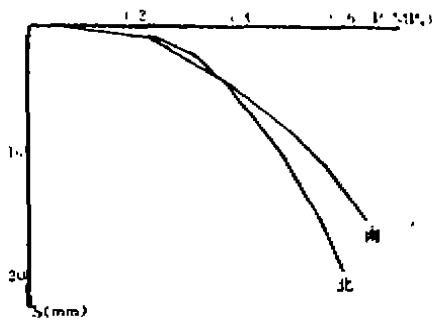


图5 灰桩单桩P—S曲线

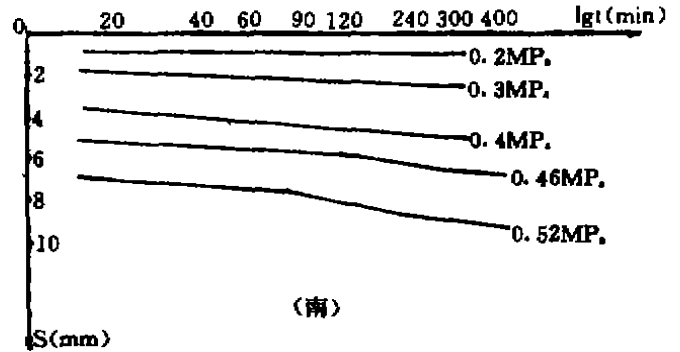


图6 石灰桩单桩S—lgt曲线

(170kPa), 桩土应力经由刚加载时的陡升陡降, 开始转为稳定的缓慢下降趋势, 此时的桩土应力比在 2.5~5.0 之间, 随着荷载的继续增加, 桩土应力比趋于某一定值。

表 1 还列出了实测的桩土荷载分担比。在复合地基的使用阶段, 土分担了总荷载的 65%~40%。

图 8 为压板下土的接触压力的分布图形。刚性压板下的土应力分布呈马鞍形。2[#] 压板刚度稍差, 应力分布为中间大, 两边小。在使用阶段压板荷载为 170kPa 时, 压板下土应力变化不大, 从实测的中边桩与角桩的分层沉降中看出, 中边桩与角桩的变形相差不大, 因此压板下桩土的接触压力可按平均压力计算。

综上所述, 当复合地基荷载达到其承载力标准值时, 具有以下特征:

1. 土的接触压力接近达到桩间土承载力的标准值。
2. 桩顶接触压力达到桩体的比例界限。
3. 桩顶倒向刺入达到最大值, 底部刺入开始加大, 桩顶出现塑性变形。
4. 桩土应力比趋于稳定, 其值在 2.5~5.0 之间。
5. 土分担了总荷载的 65%~40%。
6. 桩、土的接触压力采用平均压力进行计算。

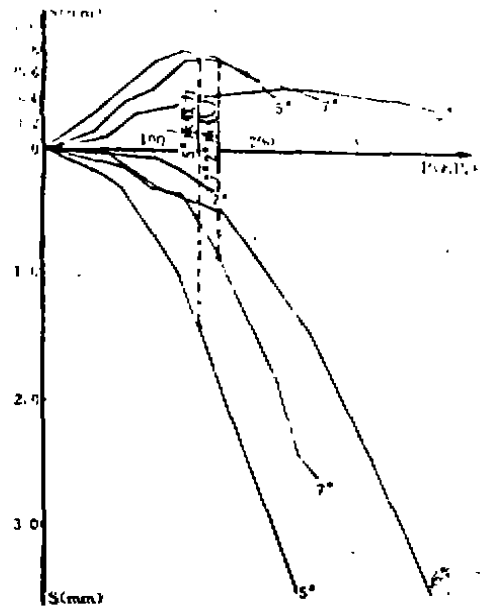


图7 桩顶、桩底刺入变形—荷载关系图

石灰桩复合地基的强度计算

前述的石灰桩复合地基的承载特性, 给强度计算带来了方便。

根据静力平衡条件可得:

$$\sigma_c \cdot A = \sigma_p \cdot A_p + \sigma_s \cdot A_s$$

$$\sigma_c = \sigma_p \cdot m + \sigma_s \cdot (1 - m) \dots\dots (1)$$

上式中, σ_c 为复合地基平均应力; σ_p 为桩顶平均接触应力; σ_s 为桩间土平均接触应力; A_p 为桩面积; A_s 为桩间土面积; A 为压板总面积, $A = A_p + A_s$; m 为面积置换率, $m = A_p / A$ 。

当 σ_p 达到桩体比例极限 f_{pk} 时, σ_s 达到桩间土承载力标准值 f'_{sk} , σ_c 即达到复合地基承载力标准值 f_{ck} , 因此式(1)可改写为。

$$f_{ck} = f_{pk} \cdot m + f'_{sk} \cdot (1 - m) \dots\dots (2)$$

$$\text{或 } f_{ck} = [m(\lambda - 1) + 1] \cdot f'_{sk} \dots\dots (3)$$

上式中, λ 为桩土应力比; $m = \frac{\pi d_1^2}{4s_1 \cdot s_2}$, 式中 $d_1 = (1.1 \sim 1.2)d + 30$ (排土成孔时), d_1 为实际桩径, d 为设计桩径, 当采用配合比石灰: 掺合料 = 1: 2 时系数取 1.1, 当采用石灰: 掺合料 = 2: 1 时系数取 1.2; 不排土成孔时的实际桩径需要实测; s_1, s_2 为布桩的行距和列距。

$$\text{由式(2)还可得: } m = \frac{f_{ck} - f'_{sk}}{f_{pk} - f'_{sk}} \dots\dots (4)$$

在设计时可直接利用式(4)求得所需的置换比。 f_{pk} 为桩体的比例界限, 可通过单桩静载荷试验求得, 或利用桩体静力触探 P_s 值确定 (经验值为 $f_{pk} \approx 0.1P_s$), 也可取 $f_{pk} = 300 \sim 450 \text{ kPa}$ 进行初步设计。施工条件好、土质好时取高值; 施工条件差、地下水渗透严重、土质差时取低值。

问题在于如何确定桩间土承载力 f'_{sk} 。大量的试验研究结果说明了排土成孔时, 桩周 10cm (约 0.3d) 的桩边土具有明显的改良效果。经土工试验及静力触探比较, 桩边土强度约为天然地基的 1.1~1.8 倍, 平均 1.4 倍, 使用中按 1.3~1.6 考虑, 天然土强度高或为粉土时取小值。此系数 K_{ps} 称边土加强系数。在正常情况下, 桩边土以外的桩间土基本不显示加固效果。

根据上述分析, 计算桩间土的承载力, 拟将桩间土分为桩边土 (称加强区) 及桩和桩边土以外的部分 (称正常区), 两区强度系数的加权平均值即为桩间土平均的强度提高系数。加强区的范围为桩外 0.25d₁ 厚的圆环, 其面积为:

$$A_g = \frac{\pi}{4} \times [(1.5d_1)^2 - d_1^2] = 0.98d_1^2 \approx d_1^2$$

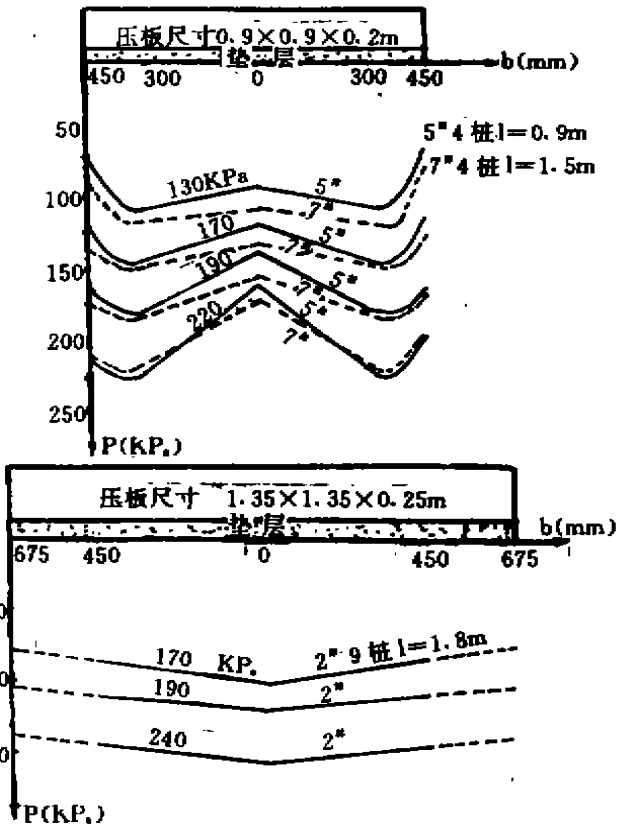


图8 石灰桩复合地基压板底土应力分布

正常区面积为:

$$A_2 = A - (A_p + A_g) = S_1 \cdot S_2 - \left(\frac{\pi}{4} d_1^2 + d_1^2 \right) = S_1 S_2 - 1.785 d_1^2$$

因此,桩间土承载力为:

$$\begin{aligned} f_{sk} &= \left(\frac{A_g \cdot K_{ps} + A_2 \cdot 1}{A - A_p} \right) \cdot \mu_s \cdot f_{sk} \\ &= \left(\frac{d_1^2 \cdot K_{ps} + S_1 S_2 - 1.785 d_1^2}{S_1 S_2 - 0.785 d_1^2} \right) \cdot \mu_s \cdot f_{sk} \\ &= \left[\frac{(R_{ps} - 1) \cdot d_1^2}{A_s} + 1 \right] \cdot \mu_s \cdot f_{sk} \dots\dots\dots (5) \end{aligned}$$

式(5)中, $K_{ps} = 1.3 \sim 1.6$, μ_s 为成桩中挤压系数,排土成孔时 $\mu_s = 1$, f_{sk} 为天然地基土的承载力标准值,其他符号同前。

在确定桩间土承载力时,不排土成孔比较复杂。由于成桩中对桩间土的挤压,桩间土力学性能的改变与土质、地下水状况、成桩方式、成桩顺序、置换比等诸多因素有关。经统计及载荷试验分析,当桩间土为淤泥及饱和软粘土时,不显示成桩挤密效果, $\mu_s = 1$ 。当桩间土为一般粘性土或粉土时, $\mu_s = 1.05 \sim 1.10$ 。当桩间土为杂填土或大孔隙土时,需经原位测试决定,一般可考虑 $\mu_s = 1.10 \sim 1.20$ 。

当桩间土为淤泥时,考虑石灰桩施工后,地下水位的降低引起土的自重固结, f_{sk} 应乘以 $1.05 \sim 1.10$ 的系数。

得到 f_{sk} 后,即可按式(2)、式(3)、式(4)求算复合地基的置换比及承载力。

关于举办《地基处理新技术和基坑支护设计》和 《桩基设计与施工》学习班的通知

中国土木工程学会土力学及基础工程学会地基处理学术委员会决定于10月27日至11月3日(10月26日报到)举办《桩基设计与施工》学习班,11月5日至11日(11月4日报到)举办《地基处理新技术和基坑支护设计》学习班。地点,杭州紫云饭店(浙江大学附近)。

学员条件:从事土建工程设计、施工、科研、教学、质检、监理工作的工程技术人员与管理人员。

欲申请参加学习班的同志请与浙江大学土木工程学系岩土工程研究所邵建华、欧阳晶泓联系。

中国土木工程学会土力学及基础工程学会地基处理学术委员会

1996年5月2日

国外水利水电地基处理现状与进展

张志良

(中国水利水电基础工程局 天津武清 301700)

地基问题在土木工程建设中越来越得到重视,在水利水电工程中,它也占有突出的位置。地基是水坝的基底,因而复杂地基处理技术历来是大坝的设计者与承包商所关心的课题。国际大坝会议至今已召开过十七届,共讨论了六十七个专题,其中涉及地基与基础问题的专题共七个;此外国际大坝委员会的通报中,也多次论及复杂地基的处理问题。工程实际的统计资料表明,自1830年以来大坝失事中约25%归咎于地基问题。

1991年在维也纳召开的第十七届国际大坝会议讨论了四个专题,其中专题66即为复杂地基上建坝。其议题为:复杂地基对大坝设计和施工(防渗透、稳定性和液化等)的影响;地基的特殊处理;蓄水初期和运行期间地基的性态;不能满足要求的地基性态、补救措施及其效果。会议上有44个国家共提出99篇报告,涉及的坝型、地基的类型及相应的地基处理技术都十分广泛,它们反应了当今国外水利水电地基处理的现状和新的进展。本文旨在通过典型实例介绍国外水利水电工程复杂地基特殊处理方法。

复杂地基问题及其处理方法

随着世界上河流逐渐地被开发,可用于建坝的地基条件越来越复杂,诚然,由于所建大坝坝型的不同,或者由于设计者的经历及选择处理方法的不同,即使是同一地基可能被分别视为复杂地基或容易处理的地基。例如,具有稍高于填筑体本身变形模量的地基,对于土石坝是一种普通地基,对混凝土重力坝却是复杂地基,对于拱坝或支墩坝则是很复杂的地基。尽管如此,目前一般认为那些力学特性很差,地质条件复杂,若不处理对建坝能造成严重后果的地基均属于复杂地基。

常见的复杂地基包括承载力很低的土基或岩基;高压缩性或高渗透性土基或岩基;各向异性的土基或岩基;存在可液化材料或分散性土的地层;有大型软弱面或断层破碎带缺陷的基岩等。这些复杂的地基条件往往带来不良的后果,甚至会使建坝失败。不良后果包括造成难以控制的渗流或比预期更大的渗流量;在大坝建成后或建坝过程中地基产生不均匀沉降,从而使坝体开裂;大坝的一部分或全部沿基岩内软弱面发生滑动;在地震荷载作用下产生液化,从而使大坝失稳等。

复杂地基给设计与施工所带来的问题主要是地基的防渗性、稳定性和液化。要解决这些问题,就是要针对不同的坝型和地基条件,采用各种地基处理技术。地基处理方法包括常规与特殊处理。常规处理包括:挖除不良的覆盖层材料或风化岩石;清除岩石中节理、剪切带或断层带,再回填混凝土;用回填混凝土或喷混凝土处理不规则岩石;岩石中建造水泥灌浆防

收稿日期:1993年12月

渗帷幕或铺盖式固结灌浆层;基岩中建排水帷幕;设置上游不透水铺盖等。然而,这些手段往往不能解决复杂地基问题。随着科学技术的发展,人们常常借助特殊的设备和采用特殊的专业技术来处理复杂的特殊地基问题,例如:土的预压加固或真空预压加固;覆盖层或岩石中的连续墙;对松散、饱和的细粒材料进行加密、固结或围封加固;土基中建造灌浆帷幕;岩石中非常规的灌浆帷幕(采用除水泥浆之外的复杂物);安设锚栓以增加地基与大坝之间的摩擦力;坝肩岩石或边坡岩石中设置预应力锚索;设置混凝土键以加固岩体中的软弱面或防止岩基滑动等均为特殊处理方法。

下面着重介绍水利水电工程复杂地基的几种处理方法。

防渗墙技术

(一)防渗墙的应用

防渗墙技术在水利水电工程中的应用已有数十年历史,目前它主要用来解决土石坝地基的防渗问题。例如在非均质的心墙堆石坝的坝基常设置防渗墙,防止岩基或覆盖层地基中的渗漏。对混凝土坝这种方法不常用。

加拿大马尼夸根3号(Manicouagan 3)水电工程的107m高,坝顶长385m的土坝修建在126m厚的冲积层上。在坝基浇注两道混凝土防渗墙解决坝基渗漏问题,墙厚0.6m,中心间距3.0m,嵌入基岩0.6m。美国新瓦德尔(New Waddell)坝的防渗墙深度51m,墙厚1.0m,嵌入基岩大于1.5m,除防渗墙外没有再做灌浆帷幕,用以解决坝基防渗。智利培思舍(Pehuenche)坝为土坝,防渗墙最大深度62m,墙宽1m,自下而上墙体材料分别采用半塑性混凝土($R_c > 8MP_a$),中等硬度混凝土($R_c > 22.5MP_a$)及钢筋混凝土,防渗效果很好。

除新建工程外,防渗墙技术在水利水电工程的补强处理中也发挥了积极作用。美国穆德山(Mud Mountain)坝是修建于40年代的土石坝,八十年代初经测压管观测和岩土勘测,发现心墙已经老化,渗流水力梯度增加;心墙砾质填料中细粒料已流失,在其上部出现沉陷裂缝;心墙的某些部位有冲刷带和空洞,最后修建一道深120m,入岩深不小于4.5m的防渗墙,成功地解决了心墙的问题,使大坝安全运行。西班牙阿尔翁(Arbon)坝也有类似经历。该坝1963年至1966年间建成的心墙堆石坝,坝基自上而下的地层为15~20m砾石与砂层;压缩性大的砂和粉砂;10~12m巨石、卵石和砂,结构紧密略能渗水。设计采用灌浆帷幕进行防渗和加固。但在施工前期,在大坝重量作用下,基础多次发生沉降,其中周边廊道在水库第一次蓄水后达400mm,且水平位移达74mm。此时心墙已经毁坏。为消除大坝发生的渗流及沉降,1976年在毁坏的心墙中建造一道连续的防渗墙,深度32m。

防渗墙在水利水电工程的围堰防渗中也有广泛的应用。加拿大拉格朗德1号(La Grande 1)水电工程上游围堰为土石围堰,后由于渗水量达1500L/s,且上游坡产生大塌坑,修复此围堰包括建造一道长192m,面积为4244m²的混凝土防渗墙,成功地控制了渗漏。

(二)防渗墙技术的新进展

在防渗墙技术的发展过程中,往往会遇到一些复杂的问题。诸如钻槽孔的设备要求能钻凿除第四纪覆盖层以外的较硬的岩石;并能达到工程要求的深度(例如上百米);墙体材料既要满足工程要求,又要比较经济等问题,是目前国内外建造防渗墙的关键技术问题。目前这些问题在国外均有突破。

1. 防渗墙新的施工机具

国外防渗墙新的施工机具主要在槽孔开挖方面有新的突破。这种新型钻机即为液压双轮铣挖槽机(hydrofraise or hydromill),该机为法国索列丹斯(Soletanche)公司在七十年代研制,但应用不多,到八十年代经改进后能适应多种地质条件(例如软岩层或风化岩层)仅17届国际大坝会议涉及的工程实例中就有许多成功的例子,即伊朗萨尔切会迈(Sarcheshmen)副坝防渗墙(40~60m深);美国穆德山坝防渗墙(深120m);土耳其塔塔里(Tahtali)坝防渗墙(深49m);美国丰塔内莱(Fontanelle)坝防渗墙(深55m);美国纳瓦霍坝防渗墙(深120m)等。液压双轮铣挖槽机具有良好的挖掘性能。首先,它适应地层的能力强。除淤泥、砂土、砾石或卵石等第四纪地层外,还可以挖掘砂岩、灰岩等岩石地层。若配以特制滚轮铣刀则可钻进更坚硬的岩石(抗压强度为200MPa),其次,它的成槽深度大。目前最大开挖深度已达170m。再次,钻进的槽孔垂直度高,精度高达1%~2%,主要依靠装在切削头内的高灵敏度测斜器不断监测切削头的位置,然后由操作手调整偏差。最后,该钻机钻进效率十分高。在切削粉砂和砾石混合物时的工效为28m³/h;切削强度为140MN/m²的岩石时为4m³/h。

2. 防渗墙的墙体材料

传统的防渗墙墙体材料为混凝土或钢筋混凝土,七十年代国外开始研究并应用其他材料,包括低强度混凝土,膨润土混凝土等等,这些材料形成的墙体既满足了防渗的要求,同时又具有与地基土相同的变形特性,由于水泥掺量低于传统的防渗墙,因而造价也相应降低。

土耳其塔塔里坝墙体材料为低强混凝土,其变形与坝基冲积土受坝体荷载作用力时产生的变形相同。塔塔里坝1m³低强混凝土拌和物用的各种材料如下:膨润土45.06kg,水563.25kg,水泥187.75kg,矿物填料985.68kg。试件的28天抗压强度5~8kg/cm²,密度1.75~1.80g/cm³,弹性模量为810~835kg/cm³,渗透系数 2.6×10^{-6} cm/s。又如日本只见(Tadami)坝用的是膨润土混凝土,其配比主要考虑使其与周围的冲积层地基的变形性能接近,并保证防渗性、质量的稳定性及可使用性。在1m³膨润土混凝土中,膨润土含量25kg,水泥125kg,水279kg,细骨料792kg,粗骨料925kg。其防渗效果很好,渗透系数可达 10^{-7} cm/s,渗透量很小。坝的设计不必考虑由于防渗墙与基础冲积层的变形能力的不同引起结构方面的问题。该坝防渗墙与其外围冲积层测得的沉降量之差最多为4mm,结构的稳定性好。

我国在这方面的应用也有了进展,1989年在福建水口水电站上下游围堰防渗墙及1993年在黄河小浪底水电站上游围堰(右岸部分)防渗墙中都成功地采用了这类材料做为墙体材料。

高压喷射灌浆技术

在七十年代日本开始应用高压喷射灌浆技术(简称高喷,下同),到八十年代此项技术在美国和前苏联等国家和地区也得到了应用。我国七十年代末开始研究应用,主要在铁路、水电、城建等部门的工程中。该项技术在国外水利水电工程中主要用作垂直防渗,即在围堰和其他水工建筑物的防渗或修补工程中有较多的应用。近年来高喷技术的发展主要是在机具方面,有的国家已将钻孔与喷射注浆这二个工序所用的机具一体化,即在完成钻孔工序后钻杆不必拔出钻孔,直接利用安设在钻杆端部的喷咀进行喷射灌浆。这一改进使得高喷施工所用的钻机简单化,可大大提高施工效率。另外国外高喷的压力很高,可达30MPa~70MPa。因此可适应更多的地层,并取得更好的效果。

下面介绍二个工程实例

(一) LG—1 水电工程高喷灌浆

在建的加拿大 LG—1 水电工程的上下游围堰均为心墙土石混合结构,堰基为冲积层,围堰于 1979 年兴建。在 1989 年该工程进行电站厂房开挖时,上游围堰发生大量漏水,最大流量达 1500L/s,该破坏区段用混凝土防渗墙修补。为了提高破坏区以外心墙与基岩接触面的不透水性,防止出现破坏区内出现的问题,采用 264 根旋喷灌浆连锁柱,用以加长围堰防渗墙(约 200m 长)和处理下游围堰内可能产生的漏水段,以达到更好的整体防渗效果。

旋喷桩间距 0.8m,注浆压力不小于 45MPa,旋喷时钻杆上提速率为 15cm/min。旋喷桩深入基岩 1.5m。对旋喷桩连续墙一般都有较高的防渗要求,因此上游围堰河床较深的部分(约 200m)采用防渗墙方案,其两端需处理的深度平均为 20m,下游需处理部分深度为 16~19m,则比较适宜于旋喷桩。这是由于旋喷法要求较严格的垂直度,否则不能形成连续的防水帷幕。基于同样的原因,旋喷孔间距仅 0.8m,这样可以保证足够的搭接厚度。

从上游围堰开挖出来的两个相邻旋喷桩测定的结果看,其平均直径为 1.10m,计算的搭接宽度达 76cm,搭接效果很好。旋喷工程结束后开始抽水并测定渗流量,在工程结束不足 1 个月的时间内基坑渗漏量一直减少,在结束 1 个月时基坑渗漏量约 12L/s,小于围堰以前基坑的渗漏量。整个加固工程仅用 2 个月。

(二) 约翰·哈特坝高喷灌浆

加拿大约翰·哈特(John Hart)坝于 1947 年建成,该坝由几个混凝土重力坝段和土坝坝段组成。在 1985 年加拿大大不列颠哥伦比亚水电局对其进行安全评估复核中,认为电站进水口坝段的坝基中含有潜在可液化砂和粉砂,深度约 50m~70m。为了确保大坝安全,使其在设计的地震基本烈度下保持正常运行,采取了以高喷灌浆为主的加固措施。

从修补工程的观点看,高喷灌浆的最大优点是不破坏已有建筑物的结构,可在正常运行情况下,对工程修补,按设计要求达到加固目的。哈特坝高喷防渗墙正是这样做的,它沿进水口闸门上游侧布置,平面上由旋喷桩构成的防渗墙的两端伸入左右岸坝肩原有的泥浆槽防渗墙内,形成一道连续的防渗墙。垂直方向自进水口闸底板底面起点约 14m 深,为保证旋喷桩防渗墙有好的连续性,避免因钻孔垂直度不足使墙内产生不连续或空洞,设计两排相互交叉的旋喷桩,互相搭接形成一道整体的连续墙。两排桩距仅 600mm,每一排上旋喷桩孔距 625mm,两排桩桩中心平面上等边三角形布置,其间距足以使各个旋喷桩之间相互搭接。要求旋喷桩的垂直度不大于 1%。

哈特坝所在区域本世纪内记录到两次震级 7 级以上的地震,均发生于距坝址 50km 范围内,设计基本地震的地面运动数值为加速度峰值 0.32g,垂直加速度峰值 0.22g,水平速度峰值 30cm/s。最大可信地震时地面运动数值为最大水平加速度 0.6g,最大垂直加速度 0.4g,最大水平速度 60cm/s。地震分析表明,旋喷防渗墙应能承受最大可信地震引起的较大周期性应力,并能容许由于地震而产生的高达 20cm 的位移。因而,为了保持防渗墙在大地震期间及震后的整体性,将旋喷防渗墙设计成柔性防渗墙。显然这道墙将有益于地基的稳定。

复杂地基的综合处理

水利水电工程场区范围大,结构对地基的影响深,因此在地基很复杂的情况下,很难设想能用一种方法(即便是特殊的方法)解决地基问题。相反对于水工建筑的复杂地基问题,一

般需要用二种或二种以上的处理方法进行综合处理才能解决。

下面举例说明。

(一)日本只见坝坝基处理

只见坝的主坝为不透水心墙堆石坝,直接建于约20m的冲积层上。为了确保防渗作用,在粘土心墙下构筑了80cm厚的膨润土混凝土防渗墙,它穿过覆盖层后嵌入基岩,用来垂直防渗。但在防渗墙和粘土心墙连接处的水力梯度最大,因此为抑制其渗流速度,沿粘土心墙的宽度进行湿磨水泥铺盖灌浆(见图1)。

经过两项新的技术措施综合处理后,坝基冲积层和防渗墙的沉降量均不超过15mm,且随时间变化不大,均小于设计值;防渗墙的变形性与冲积层的变形性实际上没有多大差别;在大坝运行蓄水期间未发现渗漏问题。

(二)尼日利亚杰巴坝坝基处理

尼日利亚杰巴(Jebba)坝主坝是分区土石坝,最大坝高42m。该坝建于冲积砂层地基上,冲积层最大厚度为70m,勘探资料表明,坝基的中密砂土在震作用下可能发生液化。为防止砂土地震液化和产生不均匀沉降,综合采用振冲加密和深孔爆破相结合的方法和加密坝基的松散砂层(图2)。

振冲加密按正三角形布孔,孔距2.75m,最大加固深度35m。施工中使用英国GKN公司的V₂₃型振冲器(功率97kW),深度15m以上砂土加密时振密电流为160A,15m以下加密时为140A。回填砂土料,用量较多,每米达0.34~0.96m³。用圆锥贯入试验测定加密前后相对密度值 D_r ,振后相对密度 $D_r=86\sim 90\%$,高于设计值($D_r=70\%$)。

深孔爆破孔按矩形布孔,分一次、二次、三次爆破,爆破孔深一般达到31m~40m。三次爆破后最大沉降1.1m,约为总孔深的2.4%,或大于爆破深度的10%。爆破后的 D_r 接近或超过设计标准, $D_r=50\%\sim 60\%$,平均比爆破前增长5%~16%。

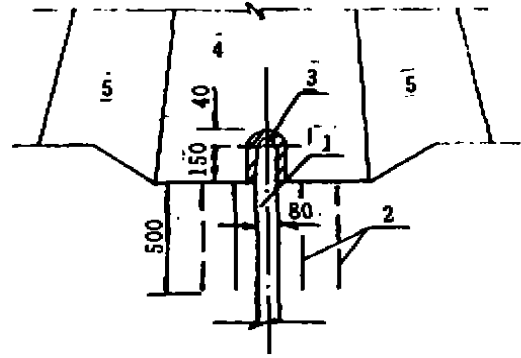


图1 只见坝坝基防渗详图

1. 防渗墙; 2. 灌浆铺盖; 3. 高塑性材料;
4. 不透水心墙区; 5. 反滤层; (单位 mm)

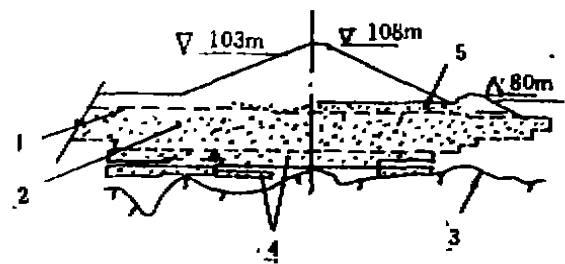


图2 杰巴坝坝基处理

1—原河床; 2—振冲加密区;
3—假定基岩线; 4—爆破加密区; 5—砂垫层

结束语

随着科学技术的发展与进步,水利水电地基处理的方法除常规手段外,已拥有许多特殊处理手段。例如,松散粒状材料的振动压密、振动锤加密或爆破加密时,用高压喷射灌浆技术在地基中形成刚性较大防渗性能好的固结体,增加土体整体刚度或提高土体的防渗能力;用就地搅拌方法使土与水泥结合成混合体桩柱,或用振冲法形成非刚性碎石桩柱,这些桩柱与周围土构成复合地基,它可以改善原地基的力学性能。近年来这些方法已较多地在外国应

用。

值得注意的是新技术带来的不仅是工程效益,同样也产生经济效益。例如:冲积层地基内其他基础处理采用塑性混凝土防渗墙,不仅能满足防渗性,变形性和稳定性等方面的要求,而且其造价比传统的混凝土防渗墙低。又如有深厚复盖层地基中的防渗处理,防渗墙要比灌浆方法优越。这一方面由于挖槽技术快速进步,新的钻孔机械可达100多m,且钻孔精度控制在槽孔深度的0.5%内,使得深槽开挖得以实现;另一方面,则因灌浆方法改善冲积层有困难,且灌浆的不确定因素较多,其造价有增高的趋势。

从目前国内外水利水电工程地基处理的现状分析,我们的差距主要在地基处理的施工机具与检测设备方面。仅以防渗墙施工为例,国外在抓斗和液压双轮铣挖槽机等槽孔开挖机具的研制工作进展很快,且能根据工程情况专门研制适用性强的钻机及相配套的其他机具,从而达到快速施工的目的。前文提到的穆德山坝防渗墙由法国软土防渗公司承包,在承包合同签字九个月内即设计和制造了新型液压式槽孔开挖机,并运抵工地。鉴于穆德山坝坚硬安山岩需要一台功率大的钻机,及峡谷的岩壁近于垂直,因而对原机作了改进。除加大功率外,还将切削头的长度增加到24m,并在切削头上增设4台导向千斤顶,这样开挖时切削头可支承在峡谷岩壁上,以纠正槽孔的偏斜。

真空预压加固超大面积软土地基

丛瑞江

化工部第一勘察设计院 河北沧州 061001

提要:天津保税区48、52区真空预压加固软基工程,一次性预压面积达26352.4m²,在136天的预压期内,膜内真空压力保持在-90kPa左右,场内平均沉量为103.6cm。经检测,有效加固深度达20.0m,上部17.0m深度内,各层土固结度均在84.7%以上,其物理力学指标均有明显提高,加固效果良好。在同类工程中,一次性预压面积、膜内真空压力、加固深度等均有新的突破,是真空预压加固超大面积软土地基一个成功的范例。

前言

天津保税区位于天津新港,地基为新近海相沉积及人工吹填形成的,土质很软,上部建筑物建成后,在使用期间会产生较大变形。为此,采用真空预压对软基进行了分期处理。其中,48、52两区总面积为26352.4m²,我院于1992年,将两区并为一体进行软基处理,取得了良好的加固效果。

土质特征

该区土层以细颗粒为主,土质较均匀,粘土含量高,压缩性大,强度低,渗透性及排水固结条件差。在20.0m厚压缩层范围内,其土层结构及物理力学性质如表1。

表1 各层土的物理力学指标

表1

土层	土层名称	层底深度 m	层底标高 m	物理力学性质							
				ω %	γ kN/m ³	e	I_p	I_c	C_u kPa	C_v kPa	
(一)	(一)-1	1.00	+5.40	45.8	16.3	1.45	23.7	0.99			
	(一)-2	4.00	+2.40	44.2	17.3	1.29	22.2	0.93	7.8	17.6	
(二)	新近海相沉积淤泥	7.00	-0.60	53.6	16.6	1.53	23.3	1.13	8.20	15.8	
(三)	海相沉积亚粘土	8.00	-1.60	41.4	18.8	1.03	18.9	1.48	8.20	36.8	
(四)	(四)-1	10.60	-3.60	45.5	17.7	1.27	20.1	1.48	13.1	17.3	
	(四)-2	11.00	-4.60	56.3	16.9	1.53	20.1	1.25	11.3	22.3	
	(四)-3	14.00	-7.60	51.7	17.0	1.45	22.8	1.14	16.5	28.6	
	(四)-4	16.00	-9.60	51.6	17.0	1.45	24.2	0.95	16.5	40.3	
	(四)-5	17.00	-10.60	56.2	16.7	1.56	24.9	1.01	22.1	44.6	
(五)	陆相层亚粘土	20.00	-13.60	41.3	18.3	1.12	20.1	1.15	30.1		

• 收稿日期:1995年6月

超大面积真空预压

真空预压法是在需要加固的软粘土地基内设置砂井或塑料排水板,然后在地面铺设砂垫层,其上覆盖不透气的密封膜使与大气隔绝,通过埋设于砂垫层中的吸水管,用真空装置抽气,将膜内空气排出,因而在膜内外产生一个气压差,这部分气压差即变成作用于地基上的荷载。地基随着等向应力的增加而固结。近年在天津港广泛采用,并取得了不少成功的经验。

该工程 48 区为 13325.9m^2 , 52 区为 13026.5m^2 , 两区相邻,设计提出了两套施工方案,方案一:两区并为一体,进行超大面积预压;方案二:分区进行预区。

国内经验,真空预压一次性预压面积为 10000m^2 左右,方案二具有成熟的施工经验,但所用真空泵和滤管数量较多,两区间还需加隔堤,预压后需对隔堤区进行二次处理,增加了工作量;尤其是真空预压后的场区其中间沉降量大,加固效果好,四周沉降量较小,效果相对较差,给以后使用带来隐患。方案一一次性预压面积达 26352.4m^2 ,为超大面积预压,国内罕见,它比方案二具有较好的经济效益和施工质量,但需要先进的施工工艺和严格的质量管理,尤其是真空膜的气密性要求较高。

经多次论证,决定采

用方案一。采用 3 层聚氯乙烯薄膜做为密封膜,先以 6000m^2 为一块热合好,现场铺设时,两块之间搭接粘结,四周采用挖沟折铺方法,预压期间,上部覆水,整块密封良好,预压面积及主要工艺技术指标如图 1。

膜内真空压力

真空设备效率直接影响预压效果,本工程采用射流真空泵做为抽真空设备,每台真空泵满足 1000m^2 加固面积,共布设了 26 台,在预压中后期,由 13 台泵交替运转。场区内布设了 8 个真空测头,每日 6 次观测膜内真空压力。在正常条件下,各测头测得的真空压力大致相等。一般在 -90kPa 左右,高于设计标准,说明真空泵效率高,真空膜密封好,且场区内真空压力分布均匀,是取得良好的预压效果的前提与保证。真空压力—预压时间关系曲线如图 2。

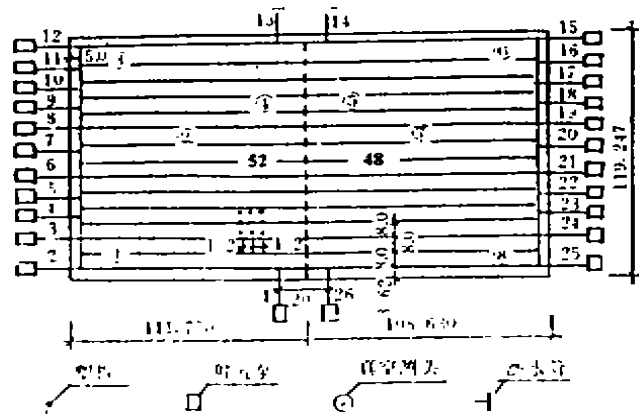


图 1 预压面积及主要技术指标

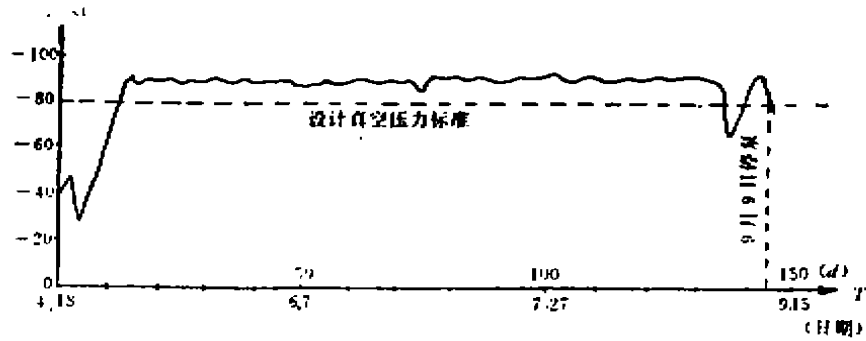


图2 平均真空压力——预压时间关系曲线

监测与试验

施工前,在场区内土层进行了物理力学性质试验;施工中,进行了沉降、位移、孔隙水压力的预压加固全过程监测;完工后,又进行了现场十字板强度、室内三轴快剪强度、土的物理力学指标等效果试验。测试项目及位置如图3。

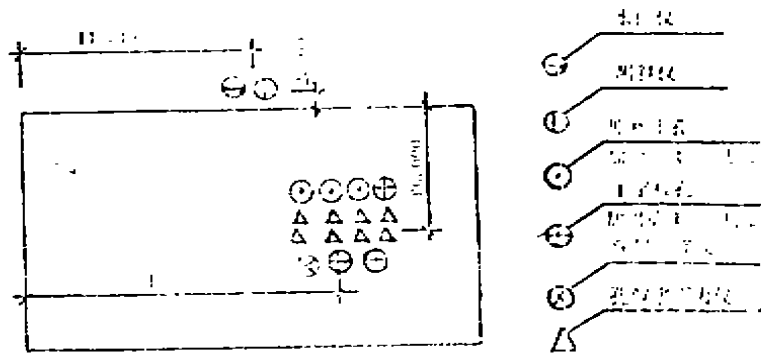


图3 测试平面位置图

效果与分析

1. 沉降

在打设塑料板阶段,由于打设了排水板,在桩机、车辆等压力下,土层自然固结;同样产生沉降。场区内均布了8个沉降观测点,测得各点的沉降量基本一致,平均为9.4cm,打设塑料板阶段沉降曲线如图4。

在预压阶段,随着膜内空气和土层内水的吸出,地基在膜内真空压力的作用下而沉降,土层随之固结。场区内均布了32个沉降观测点,进行预压沉降及卸荷回弹观测,经观测,场

区中间沉降量较大, $S_{max} = 104.2\text{cm}$; 四周较小, $S_{min} = 80.2\text{cm}$; 加权平均 $S = 94.2\text{cm}$, 其中回弹了 2.4cm ; 在同类工程中, 沉降较均匀, 沉降量较大。预压阶段沉降曲线如图 5。

软基沉降按分层综合法计算, 为确定各层土的实际沉降, 场区内埋置了深层沉降仪, 各层土的理论沉降和实测沉降如表 2, 实测沉降沿深度变化如图 6。

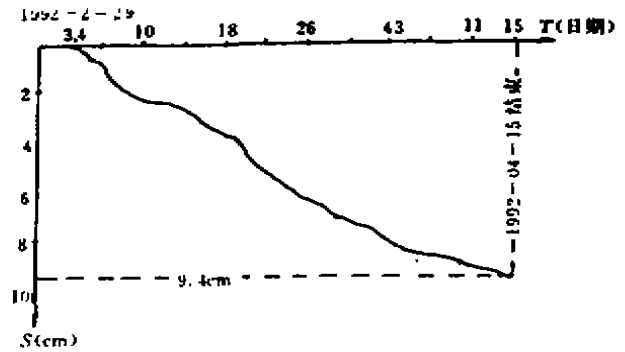


图 4 打设塑料板阶段沉降曲线图

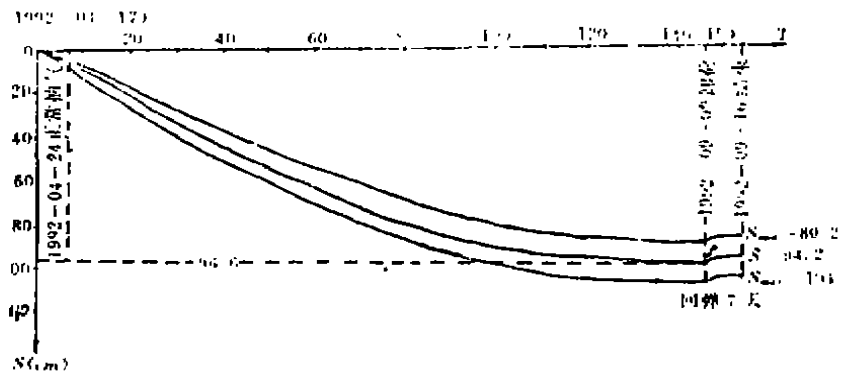


图 5 预压阶段沉降曲线图

表 2

土 层	标高 (m)	设计荷载理论计算值 (cm)	实测沉降 (cm)	残余沉降 (cm)	侧向位移引起垂直沉降 (cm)
(一)	(一)-1 +6.40—+5.40	7.7	7.7	0	0.93
	(一)-2 +5.40—+2.40	26.1	22.1	4.0	2.13
(二)	+2.40—-0.60	36.1	28.1	3.1	1.26
(三)	-0.60—-1.60	2.2	1.1	0.1	0.28
(四)	(四)-1 -1.60—-3.60	9.8	9.7	0.1	0.42
	(四)-2 -3.60—-4.60	3.2	2.8	0.4	0.13
	(四)-3 -4.60—-7.60	14.4	13.2	1.2	0.21
	(四)-4 -7.60—-9.60	11.2	10.0	1.2	0.04
	(四)-5 -9.60—-10.60	4.2	3.6	0.6	0
(五)	-10.60—-13.60	8.7	4.2	4.5	0
		118.7	103.5	15.2	5.4

真空预压在加固过程中,具有侧向收缩压密特点,加固区范围内增加了一部分体积,抵消了部分沉降。测斜仪测得了侧向位移引起的垂直沉降如表2,侧向位移引起的垂直沉降沿深度变化曲线如图7。

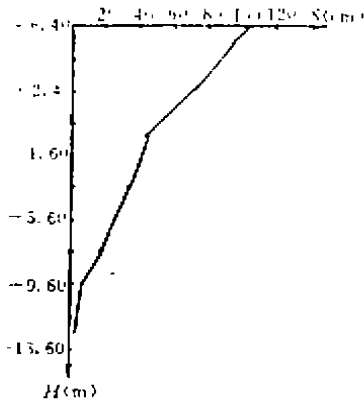


图6 沉降量沿深度变化曲线

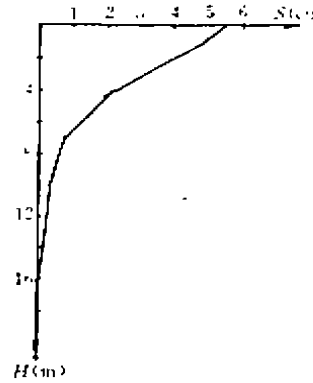


图7 侧向位移引起的垂直沉降沿深度变化曲线

至此,加权平均总沉降量为 $S=9.4+94.2=103.6\text{cm}$ (未计侧向位移引起的垂直沉降),这与深层沉降仪测得的沉降量是相符的(深层沉降仪测得的 $S=103.5-2.4=101.1\text{cm}$,为场内其中一点沉降量)。

按实测结果,沉降分析如下:

(1)按沉降观测,场内加权平均沉降量 $S=9.4+94.2=103.6\text{cm}$,沉降量较大。

(2)按沉降仪测试,沉降量 $S=103.5+5.4-2.4=106.5\text{cm}$,为理论沉降计算的89.7%,预计残余沉降量 $\Delta S=118-106.5=12.2\text{cm}$,表明有害沉降已基本消除。

(3)塑料板打设深度为16.2m,而产生沉降有效深度为20.0m,超出塑料板深度3.8m,其中,第(一)层吹填土和第(二)层淤泥,即上部7.0m范围内产生的沉降高达57.9cm,占总沉降量的55.9%。

(4)侧向位移引起的垂直沉降地层深度为16.0m,即塑料板打设深度,其中上部7.0m范围内产生了4.32cm,占总值的80.0%,说明该值主要产生于上部地层。

2. 孔隙水压力

在预压期间,场区内埋设了8个孔隙水压力仪,分别对地表下0、2.0、4.0、6.0、8.0、10.0、12.0及17.0m处孔隙水压力随时间变化过程中进行了测试,反映了各层土的排水过程中和固结排水条件,如图8。

3. 固结度

该软基土质均匀,粘土含量高,渗透条件差,经136天的真空预压,17.0m范围内土层固结度达84.7%—100%,加权平均为90.3%,高于设计固结度80%的技术要求。17.00—20.0m第(五)层土处于塑料板深度以下,无竖向排水通道,固结度为48.3%。各层土的固结度见表3。

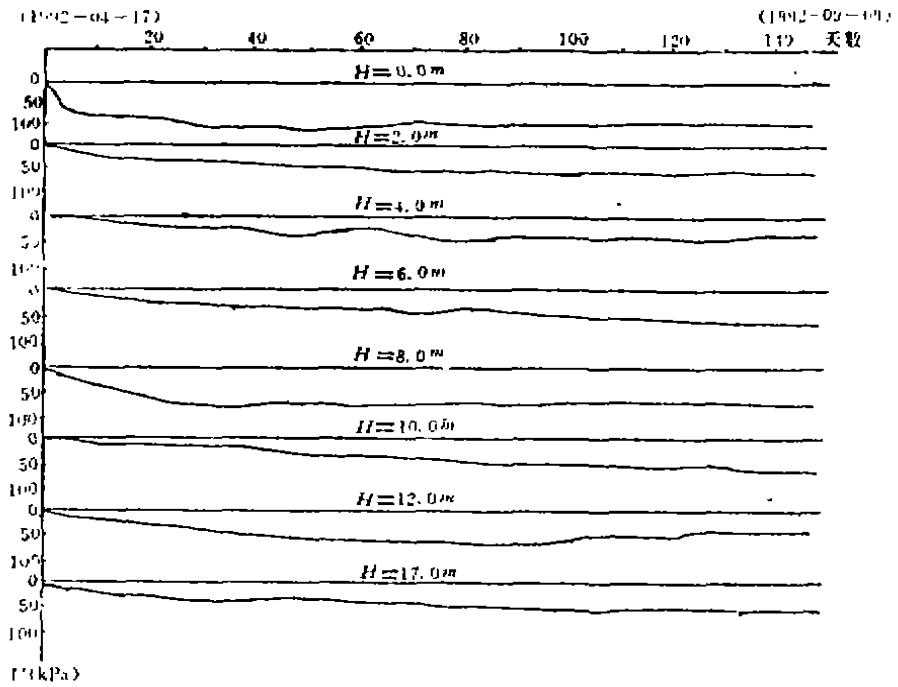


图8 孔隙水压力随时间变化曲线

表3

土层	标高 (m)	固结沉降 (cm)	实测沉降 (cm)	固结度 (%)	
(一)	(一)-1	+6.40—+5.40	7.7	100	
	(一)-2	+5.40—+2.40	26.1	84.7	
(二)	+2.40—-0.60	36.1	28.1	90.1	
(三)	-0.60—-1.60	2.2	2.1	95.5	
(四)	(四)-1	-1.60—-3.60	9.8	9.7	99.0
	(四)-2	-3.60—-4.60	3.2	2.8	87.5
	(四)-3	-4.60—-7.60	14.4	13.2	91.7
	(四)-4	-7.60—-9.60	11.2	10.0	89.3
	(四)-5	-9.60—-10.60	4.2	3.6	85.7
(五)	-10.60—-13.60	8.7	4.2	48.3	

4. 加固前后物理力学性质比较

加固前后,各层土的含水量、容重、孔隙比、液性指数、三轴快剪强度及十字板强度均有较明显变化,加固达到了预期效果,如表4。

48.52区加固前后室内物理力学指标变化表

表4

土层		含水量 $w(\%)$			容重 $\gamma(\text{kN/m}^2)$			孔隙比 e		
		加固前	加固后	增量%	加固前	加固后	增量%	加固前	加固后	增量%
(一)	(一)-1	45.8	43.1	-5.9	16.3	17.4	+6.7	1.45	1.25	-13.6
	(一)-2	44.2	42.2	-4.5	17.3	17.4	+0.6	1.289	1.28	-0.7
(二)		53.6	46.2	-13.8	16.6	17.4	+4.8	1.532	1.298	-15.3
(三)		41.4	35.5	-14.3	18.8	18.2	-3.2	1.031	1.017	-1.4
(四)	(四)-1	45.5	42.4	-6.8	17.7	17.8	+0.6	1.317	1.304	-0.9
	(四)-2	56.3	50.7	-10.0	16.9	17.4	+3.0	1.534	1.315	-14.3
	(四)-3	51.7	51.4	-0.6	17.0	17.1	+0.6	1.445	1.445	0
	(四)-4	51.6	43.6	-15.5	17.0	17.6	+3.5	1.451	1.235	-14.9
	(四)-5	56.2	41.1	-26.9	16.7	17.9	-7.2	1.563	1.160	-25.8
(五)		41.3			18.3			1.117		

土层		液性指数 I_L			三轴快剪 $C_u(\text{kPa})$			十字板强度 $C_c(\text{kPa})$		
		加固前	加固后	增量%	加固前	加固后	增量%	加固前	加固后	增量%
(一)	(一)-1	0.996	0.789	-20.8		13.7				
	(一)-2	0.928	0.923	-0.5	7.8	11.4	+46.0	17.6	28.8	+63.6
(二)		1.126	0.93	-17.4	8.2	17.1	+109.9	15.8	35.3	+123.4
(三)		1.479	1.006	-32.0	8.2	17.1	+109.0	36.8	55.7	+51.5
(四)	(四)-1	1.484	1.014	-32.0	13.1	21.4	+63.0	17.3	30.0	+73.4
	(四)-2	1.245	0.988	-20.6	11.3	18.3	+62.0	22.3	38.2	+71.3
	(四)-3	1.136	0.973	-14.4	16.5	16.8	+1.8	28.6	39.2	+37.1
	(四)-4	0.949	0.921	-3.0	16.5	20.9	+26.7	40.3	47.0	+16.6
	(四)-5	1.013	0.948	-3.4	22.1	21.9	-0.9	44.6	54.9	+23.0
(五)		1.145			30.1			50.2		

5. 加固深度

“真空压力能达到多大有效深度目前尚不清楚”[《地基处理手册》P61],在人们已有的观念中,认为膜内真空压力为 $-80\sim-90\text{kPa}$,可以吸水深度为 $8.0\sim 9.0\text{m}$,也就是说真空预压加固深度不宜超过 10.0m ,这就给真空预压处理软基带来了局限。事实上,并非如此,在本工程中,软基深 20.0m ,打设塑料板深 16.2m ,经测试,上部 17.0m 固结度均在 $84.7\%\sim 100\%$,高于设计 80% 的技术要求,理论沉降为 110.2cm ,实测沉降 $S=99.3+5.4-2.4=102.7\text{cm}$,残余沉降仅为 7.3cm ,基本消除了有害沉降,各层土的物理力学指数均有明显变化,经加权平均:含水量 ω 减小 9.32% ,容重 γ 增大 2.35% ,孔隙比减小 7.91% ,液性指数 I_L 增大 14.5% ,三轴快剪 C_u 增大 51.24% ,十字板强度增大 62.39% 。可见,在塑料板打设深度,加固效果是明显的。对于 $17.0\sim 20.0\text{m}$ 地层,未打设塑料板,但同样产生了沉降,理论沉降为 8.7cm ,实测沉降为 4.2cm ,残余沉降为 4.5cm ,固结度为 48.3% ,也存在着一定的加固效果。

在本工程中,在 17.0m 以内即塑料板深度内,加固效果是明显的,在打设塑料板深度以下即 $17.0\sim 20.0\text{m}$ 也存在着加固效果,这为以后同类地层真空预压设计提供了工程实例。

结论

1. 本工程一次性加固软土地基 26352.4m^2 ,为超大面积真空预压。
2. 预压期间,在正常条件下,膜内真空压力一般在 -90kPa 左右,真空度较高。
3. 经预压,场区平均沉降量达 103.6cm , 17.0m 以上地基土固结度均在 84.7% 以上,基本消除了有害沉降。
4. 经过真空预压, 17.0m 以上各层土的物理力学指标均有显著提高。
5. 真空预压处理软土地基有效加固深度可达 20.0m ,效果良好。

用水泥粉体喷搅法治理桥台边坡滑移

张幸洪

(珠海远大岩土公司 珠海 519020)

【摘要】 用深层搅拌法进行滑坡治理的工程实例,在国内有关文献中尚不多见。本文介绍了珠海西区某桥台边坡滑移情况,以及用水泥粉体喷搅法进行治理的设计、施工、检测全过程。为粉喷桩法的又一应用作了一次新的成功的尝试。

工程概况

珠海西区某快速干道是珠海市重点建设工程,干道穿越围海成田的软土地基,途中修建大小众多桥梁。其中有三座中小桥在桥体引道填土完成后,发生程度不一的边坡滑移,受其影响,钻孔灌注桩桥墩被推倾斜或断裂,尤以4#桥最为典型。

4#桥在墩台及梁部完成后,于92年1季度填土施工中,西岸北机动车道桥台发生严重滑动。在四月份的一次暴雨中,台后约 $19\text{m} \times 30\text{m}$ 范围产生整体滑移,新填土下陷,下卧层淤泥向河心隆起,以致出现桩断梁落情况。

滑坡原因分析

桥位座落于滨海相第一级海成阶地之上,横跨田间运输干渠,河宽 26m ,水深 $1.1 \sim 1.7\text{m}$,桥轴线与河道交角 30° ,桥位工程地质条件如表1。

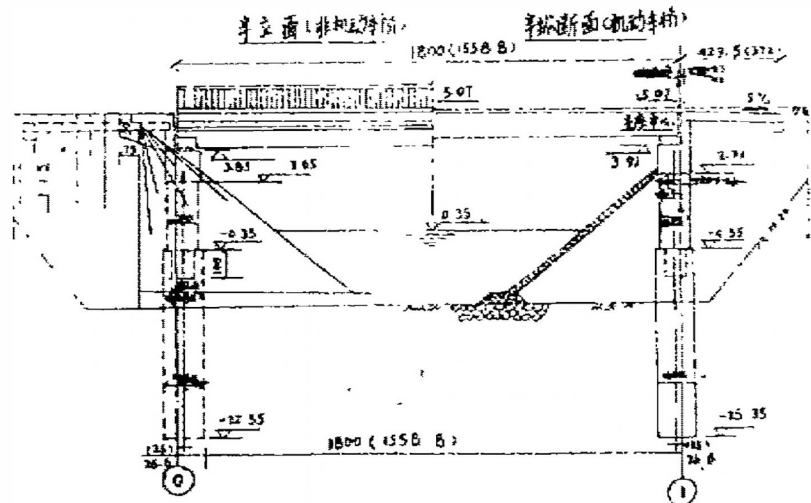


图1 4#桥立面构造图

(注:图1,2,4标高尺寸单位m,其余均为cm)

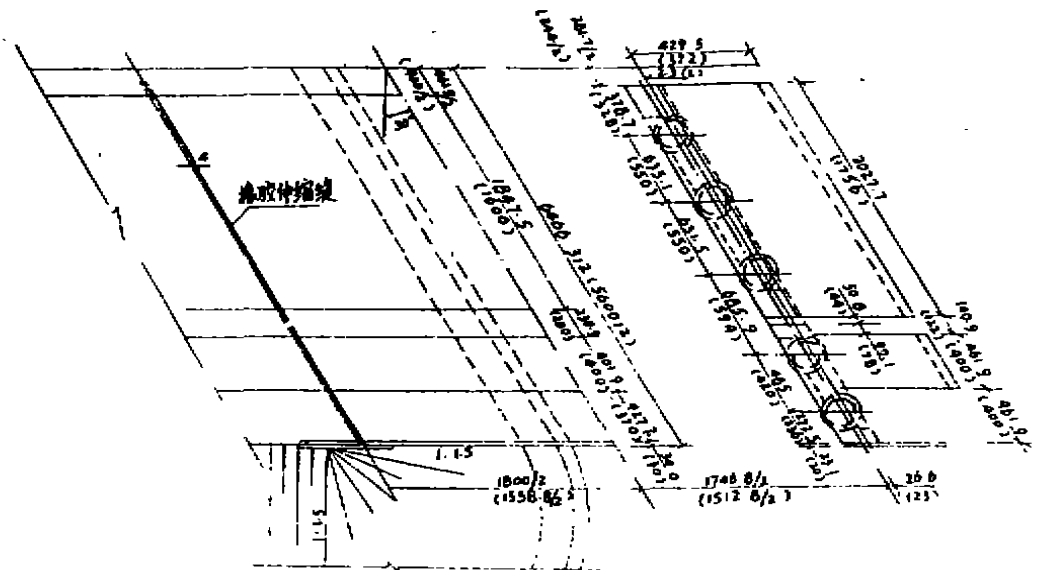


图2 4#桥平面构造图

表1

层序	层名	平均顶板埋深 (m)	ω (%)	γ (kN/m ³)	e	I_p	I_L	E_s (MPa)	C_u (kPa)	φ (°)	a (10 ⁻² kPa)
1	耕植土	0									
2	河口相淤泥	0.6	71.04	1.58	1.95	23.9	1.86	1.27	7	5°38'	0.215
3	海相淤泥	9.0	61.7	1.64	1.63	18.8	1.84	1.72	8	8°25'	0.132
4	粉质粘土	14.1	34.7	1.90	0.956	17.3	0.67	5.4	30	13°58'	0.056
5	残积砾质亚粘土	16.3	25.9	1.97	0.737	16	0.29	10.8	30	22°	0.028
6	完全风化花岗岩	18.6	15.8	2.14	0.467	12.9	<0		32	37°	0.019

桥位地面下普遍存在 12~19m 深的高压缩、低透水及抗剪强度极低的软土层, 未经加固处理, 而台后填土与台前河床形成 6~7m 的临空面, 软土抗剪强度不能承受附加荷载引起的滑剪力; 修改的设计中所采用的塑料板桩, 上加反滤砂层的措施未被采用; 从实际施工顺序安排上, 考虑不够周全, 如 4# 桥原定按先堵河, 采用围堰抽水进行锥坡施工, 然后填土, 后改用先填台后土而台前未同时填作锥坡, 这样增加了向河道方向滑动的危险性; 从施工质量看, 通过回弹测试, 有的部位混凝土后期测试强度只达到设计的 77%。这些因素是造成桥台边坡滑移、桩基断裂的主要原因。

粉喷桩边坡加固设计

病害桥治理包括结构修复、河床处理及边坡加固三部分, 边坡加固是桥体病害能否一劳

(3)危险滑面最大埋深约为 15m(相对桥面标高+5.07m)

(4)边坡稳定性很差,不稳定体范围较大,最远滑面距边坡顶约 22m。

2. 粉喷桩设计要素

(1)先挖除台后填土,使地面标高降至 1.0~1.2m,既为粉喷桩施工方便,亦为避免坡体进一步滑移。

(2)加固范围须大于滑体(或可能出现的滑体)范围;沿道路宽度方向,每边超出约 10m,以防止路基体的侧向滑移;沿道路纵向,加固范围长 20~25m,略超出滑体后缘裂缝。

(3)粉喷桩加固深度须穿过危险滑面的最大埋深。桩长分两种;近桥台 14m 区桩长 14m,布桩较密;后部桩长 11m,布桩较疏,。

(4)各钻孔灌注桩桥墩是重点保护对象,应尽量减少其所受侧土压力。桩体所受水平荷载作用宽度

$$b_0 = 0.9(d+1) = 2.16m$$

在此宽度范围内应加密桩位。

(5)主滑线方向取干道走向与河流垂向交角之平分线方向。据此,粉喷桩沿主滑线及其垂线方向呈格栅状布设。

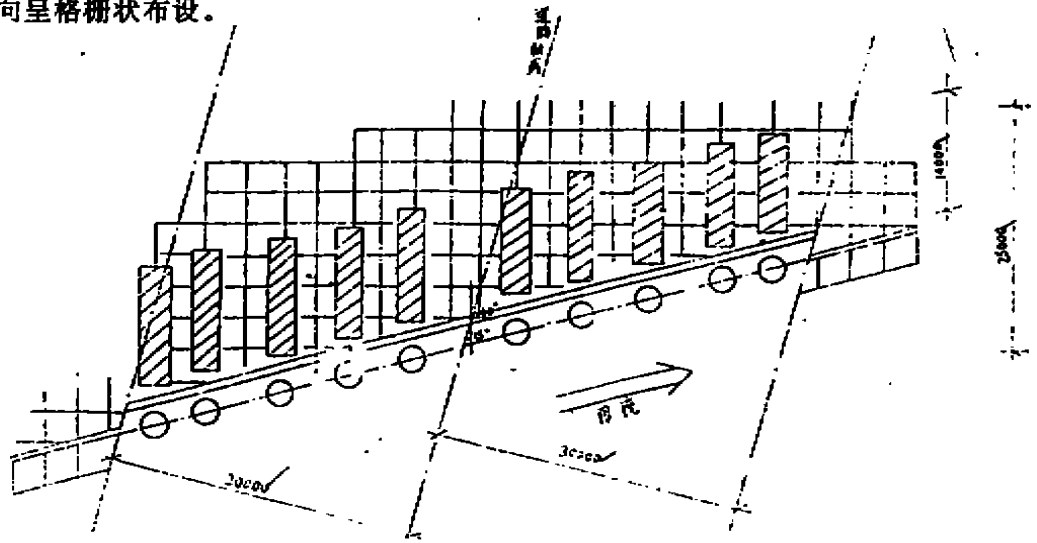


图4 粉喷桩边坡加固平面示意图

注:1. 阴影部分为桥墩后密桩区,桩体按 $0.7 \times 0.7m$ 满堂布置()

2. 各轴线上桩体呈单排布置,相邻桩距 $0.8m$ ()

3. 各轴线与轴线或轴线与密桩区之间空格内,均匀布桩 2~5 条(在本示意图中省略未画)()

4. 紧靠桥墩布两排相切的桩()

3. 粉喷桩加固后边坡稳定验算

两岸边坡加固各设计粉喷桩约 1700 条,加固置换率在密桩区为 $m=22\%$,疏桩区为 $m=14\%$ 。

经粉喷桩加固后,桥台边坡土体性质将得到改良,滑动面通过加固区时,土体力学性质指标取用复合值:

$$A_{sp} = mA_p + (1-m)A_s$$

式中 A_s ——土体 c, φ 值

A_p ——桩体 c, φ 值

$A_{s,p}$ ——复合边坡 c, φ 值

设计要求桩体无侧限抗压强度达 $q_{u河相} = 400\text{kPa}$, $q_{u海相} = 450\text{kPa}$, 取桩体 $c = 0.25q_u$, 则:

$C_{p河相} = 100\text{kPa}$ 对应取 $\varphi = 22^\circ$

$C_{p海相} = 112.5\text{kPa}$ 对应取 $\varphi = 25^\circ$

复合边坡力学性质指标如表 3。

表 3

层位	$C_{i,p}$ (kPa)		φ_p ($^\circ$)	
	密桩区	疏桩区	密桩区	疏桩区
河相淤泥层	27.4	20.0	9.2	7.9
海相淤泥层	31.0	22.6	12.0	10.7

把上表中各指标代入滑面穿过的相应区域, 重新进行稳定分析计算, 结果列入表 2。

加固后, 抗滑稳定安全系数均大于 1.20, 满足要求。

粉喷桩施工

整个病害桥的修复按如下程序进行: 填土清除至 +1.00m 标高 → 场地整平及块石、木桩等障碍物清除 → 测量放线 → 粉喷桩施工 → 桥台桩基施工 → 河床清淤抛石 → 桥面板修复 → 引道填土回填。为缩减工期, 实际施工中, 在不同阶段, 不同施工区域, 上述各工序流水作业与平行作业并举, 最后, 各部分施工基本同时竣工。

粉喷桩施工按先密桩区后疏桩区(即先近桥台桩, 后远桥台桩)的顺序进行。

4[#] 桥桥台边坡粉喷桩加固工程, 历时 168 天, 共完成粉喷桩实物工作量: 东岸 1709 条/22293 延米, 西岸 1775 条/23720 延米。

施工采用主要机具设备为: 铁道部工程机械研究所生产的 PH-5A 型粉喷机两台, 及其配套设备 rP-1 型粉体喷射机和 3W-215 型空气压缩机。其工艺参数及施工技术参数如表 4。

表 4

项 目	参 数	备 注
桩长(m)	12, 14	PH-5A 最大加固深度 14.5m
桩径(mm)	$\Phi 500$	
喷粉次数	1~2	
掺入比	15~18%	每 m 喷灰 50~55kg
钻进转速(r/min)	27.0(I) 45.8(II) 80.6(III)	
提升速度(m/min)	0.57(I) 0.97(II) 1.70(III)	
空压机风压(MPa)	0.25~0.4	压力大于 0.4MPa, 即判断堵管
空压机风量(m ³ /min)	1.6~2	
刮灰器电机转速(r/min)	200~450	

粉喷桩施工中,注意从以下几个方面加强对质量控制:

(1)灰量:每施工完一桩,打开灰罐加灰一次,保证每条桩总灰量与设计要求吻合,既不能多,也不能少。

(2)均匀性,通过试桩调节出合适的刮灰器转速,保证上下两次喷粉后,灰量几乎正好完毕。一旦发现有影响刮灰器均匀转动的故障或隐患须及时排除。若中途堵管,故障排除后接桩时,钻头须钻入下部桩体 1m 后,方能反转喷粉提升。

(3)粉体质量 施工采用 425# 普通硅酸盐水泥,对每批进场水泥均索取出厂化验单,其各项性能达到国家标准的方许使用;对大批使用的水泥均送样到质检部门作全套化验。针对粉喷桩施工对水泥需求量大,水泥进运频繁的特点,尤其注重现场简易配比试验,通过试块强度对比观察来检验水泥质量。

粉喷桩加固效果检测

1. 桩体抽芯检测

粉喷桩加固后期,在 4# 桥两岸各随机抽查 5 条桩,其龄期均在 1 个月以上,进行钻探抽芯检测,以考察桩体均匀性,并对每桩各层位所取芯样进行无侧限抗压强度试验,得出各桩强度如下:

表 5

样本	Y ₁	Y ₂	Y ₃	Y ₄	Y ₅	Y ₆	Y ₇	Y ₈	Y ₉	Y ₁₀
样本 \bar{q}_u (kPa)	733	463	808	460	690	1041	454	673	646	743
样本偏差	314	154	290	87	257	184	39	260	212	301

从上表看出,桩体强度基本上可满足设计要求,但其离差较大,即是说,桩体均匀性还有待提高,这是因为粉体喷射法施工的“很多技术问题还处于发展过程中,所以很难说经过处理就能得到很均质的加固土体”。桩体形成凝硬的好坏与施工机具、加固地基的结构形式、加固面积率、搅拌翼片的形状、搅拌程度、回转速度、上提速度等因素都有关。因此对同一桩体,沿桩长,桩径方向强度都存在一定程度差异。

2. 桥台边坡长期位移观测

粉喷桩加固后,为掌握填土过程中河床边坡位移动态和趋势,特在河床两岸边坡上设置若干长期观测点以观测坡体水平位移和竖直位移。

长期观测点中的西 3、东 3 点经历了从填土到通车各阶段,最有代表性,其 S_h-t (水平位移-时间) 曲线如下:从 S_h-t 曲线可以看出,填土过程中,水平位移随时间大致成线性增大,填土完毕,曲线即趋于平缓,说明水平位移接近稳定。

结语

1. 采用粉喷桩治理边坡滑移是粉喷桩应用的新尝试。用圆弧分析法分析判断产生在软淤泥中的危险滑面,以及用复合边坡理论指导设计及施工的方法证明是成功的。

2. 对粉喷桩施工质量控制应重点从粉量、粉体质量及喷粉均匀性三个方面控制,而喷粉均匀性是最难控制的因素,也是制约粉喷桩设计、施工进一步走向成熟的“痼疾”。倘若有

识之士能研制出比常用电子秤数据采集更为准确及时、工作状态更为可靠,比“气固二相粉体流量测量装置”更为简便易行,造价低廉的监测系统,则将为粉喷桩的应用带来更为广阔的前景。

3. 就本工程而言,粉喷桩加固虽不算最经济的手段,但能缩短工期,彻底解决桥台边坡土体滑移;而且,通过粉喷桩地基加固,大大提高引道下软土承载力,减少竖向沉降。通车至今,引道依旧平缓光滑,与珠江三角洲地区桥体引道普遍易于出现的“叠坎”现象形成鲜明对比。

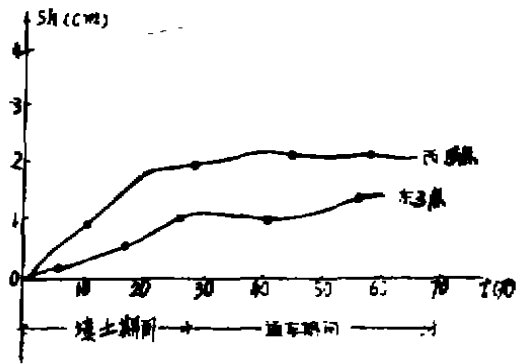


图5

《二灰混凝土桩复合地基技术研究》通过省级鉴定

浙江大学岩土工程研究所开发研究的二灰混凝土桩复合地基技术于1996年4月23日在杭州通过省级鉴定。

二灰混凝土桩复合地基技术是一种新型的复合地基技术,二灰混凝土由水泥、粉煤灰、石灰、石子、砂,加水拌和养护形成。通过不同配合比的二灰混凝土力学性能试验研究,分析了二灰混凝土组成成分对其强度、和易性的影响,研究了二灰混凝土强度增长规律,提出二灰混凝土配合比设计要点。

通过理论分析和现场荷载试验,探讨了二灰混凝土桩复合地基加固机理,研究了二灰混凝土、二灰混凝土桩复合地基的承载力特性和变形特性,提出二灰混凝土桩复合地基的设计计算方法。提出“等强度法”设计,使得桩身强度与地基土提供的承载力同步发挥,能较充分发挥桩体材料和天然地基的性能。二灰混凝土桩采用沉管灌注法施工,施工简便,桩身质量容易保证。

二灰混凝土桩复合地基承载力可调范围宽,可具有较高的复合地基承载能力,沉降小;该技术适用于砂性土、粘性土、杂填土等地基,适用范围广。

二灰混凝土桩复合地基技术首次应用于安徽铜陵金隆铜业有限公司精矿库地基处理,与原拟采用的灌注桩方案相比,节省造价260万元,为总造价的45%,有着很好的经济效益。

到会专家、教授一致认为二灰混凝土桩复合地基技术发展了一种新型的复合地基技术,在国内外文献中未见报道,其成果具有国内领先地位。二灰混凝土桩复合地基技术适应性强,具有良好的经济效益和社会效益,建议推广使用。

温晓贵

浙江大学岩土工程研究所

灰土桩处理既有建筑物湿陷事故实例分析

凌均安

(铁道部科学研究院西北分院 兰州 730000)

[摘要] 本文是对兰州地区某厂房湿陷事故处理的实例分析,主要包括四个方面内容:工程概况、加固机理、效果检测和结论。工程概况主要对厂房湿陷情况、工程地质条件和加固设计等作了简要介绍;加固机理对灰土桩各段进行了应力分析,提出了运用单位冲击功能评定灰土桩质量标准的新方法,并对灰土桩的挤密效果、加固作用等做了详尽阐述;效果检测是应用静力触探和土工试验方法,对单桩的影响半径、群桩的加固效果等进行检测分析,最后得出灰土桩复合地基的承载力。

工程概况

1. 厂房湿陷情况:

该厂房建于60年代初,为单层多跨结构,独立基础。基础面荷载 120kN/m^2 ,埋深 1.5m ,其下有厚约 1.0m 的土垫层。从天窗、天车轨道和墙面裂缝的分布密度和宽度等,判断为中等破坏。引起湿陷的主要原因是地表水下渗入浸地基,其来源有三:(1)屋顶排水系统年久失修,雨水汇集后倾泻于地基;(2)纵贯厂房的地沟严重漏水;(3)生产用水长期浸泡地基。

2. 工程地质条件:

根据对数十个含水量调查孔和三个探井资料的分析,工程地质条件概括如下:

(1)含水量差异大:在不同钻孔和同一钻孔的不同深度,地基土的含水量差异较大,最小 6.2% ,最大 29.8% ,浸水严重部位位于地坪下 9.0m 处,天然含水量仍大于液限(25%)。这正是产生不均匀下沉,导致厂房结构破坏的直接原因。

(2)自重湿陷性土层厚度较大:该区黄土层厚度在 20m 左右,自重湿陷深度 10.0m ,外荷湿陷深度 12.0m ,自重湿陷量 30cm ,外荷湿陷量 38cm ,湿陷等级I级。

(3)压缩性高:该区一般压缩系数 0.45MPa^{-1} ,最大达 0.84MPa^{-1} 。这反映了该区黄河河床相沉积与此前洪积物,坡积物交替作用,地质情况复杂,建筑性差的特点。

(4)湿陷性变化大:a.含水量较高,接近液限,无湿陷性。这种情况可能是原地基有湿陷性,经过长期浸水,湿陷基本完成,从而转化成承载力不足的软弱地基问题;b.含水量较低($13\text{--}18\%$),无湿陷性;c.含水量较高($20\text{--}29.8\%$),有湿陷性。

3. 加固设计

本加固工程是在对石灰桩、灰土桩、旋喷法和硅化法等多种方案,进行加固效果和经济对比综合分析后,确定采用灰土桩加固方案。桩的平面布置,于独立基础四周布一排桩,桩间距 0.70m ,桩径在土垫层以上为 0.25m ,以下 0.30m ,桩长 10.0m 。2:8灰土(体积比),桩体

收稿日期:1993年11月

夯实系数 0.95。本工程共加固 43 个独立基础,基础总面积 524m^2 ,布灰土桩 842 根。

加固机理

1. 灰土桩的分段应力

用于既有建筑物湿陷事故处理的灰土桩,与新建工程复合地工的灰土桩,在成桩方法、布桩间距、作用原理等方面都有所区别,因而桩身受力的情况也不尽相同。图 1 为用于既有建筑物湿陷事故处理的灰土桩桩身分段应力图。根据地基附加应力、地质条件和桩身作用等,把桩身分为四段,各段应力情况简述如下:

AB 段:该段在基础以上,桩身只有自重应力,无附加应力。这段对灰土桩的要求是桩体的夯实系数与填筑土的压实系数相同,即恢复土体的原来状态。

BC 段:该段长度为基础底面下土垫层的厚度。一般认为土垫层的质量符合要求($\lambda_c \geq 0.93$),因此与 AB 段相似,要求灰土桩的夯实系数不小于土垫层的压实系数。这样桩身附加应力与土垫层地基附加应力相同。桩身各段的自重应力为 $\sum_{i=1}^n r_{oi} h_i$ (参见图 1),下不赘述。

CD 段:该段桩身应力可分两种情况:(1)当地基不再发生新的湿陷或压缩变形时,桩身附加应力为应力重分布后地基的附加应力;(2)当地基有新的应变(压缩或湿陷)产生时,该段便发挥其分担荷载的作用(图 1 虚线),并随着变形的增大,桩身应力迅速增加,直至达到地基应力的 n 倍,灰土桩沿侧向剪切破坏为止。 n 值的大小,有待进一步的实验研究确定。CD 段一般不超过 $3.0\text{m}^{[1]}$ 。

DE 段:该段已不再有分担荷载的作用,桩身附加应力即为地基的附加应力,因而该段与挤密土桩相似,所不同的是,它仍具有较强的限制深层湿陷或压缩时侧向挤出变形的作用。

2. 灰土桩的单位冲击功能

我们应用冲击法成桩,其作法原理是借助冲击锤在一定高度(4.0m 为宜)的重力势能,自由下落(转变为冲击动能)挤密夯扩灰土填料,在一个直径为 16—20cm 的桩孔内,做成一个直径 25—30cm 的灰土桩。经过多次试验和工程实验,我们得出两种常用桩径的单位冲击功能,并将其与所要求的施工标准一起列于表 1。

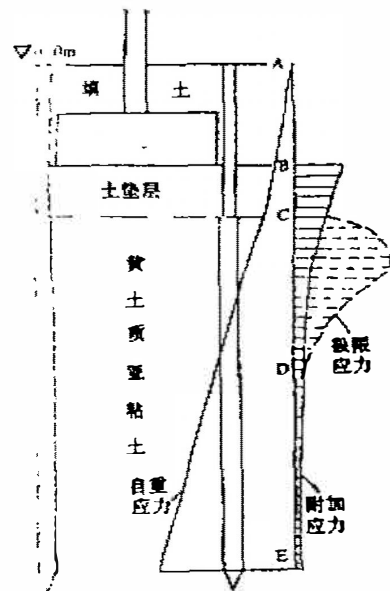


图 1 桩身应力图

表1

冲击锤规格			落距 (m)	填料/次 (kg)	冲击次数 n	孔径 (m)	桩径 (m)	单位冲击功能 (MJ/m ³)
质量 (kg)	锤头 直径(m)	长度 (m)						
250	0.15	2.0	4.0	18-20	20	0.18-0.20	0.30	21.47
250	0.13	2.0	4.0	15-18	15	0.16-0.18	0.25	15.72

由表1可知,冲击法成桩的单位冲击功能要比标准击实试验的单位击实功能(0.61MJ/m³)大得多。这是由冲击法成桩工艺本身所决定的。它需要的能量包括四个方面:(1)将松散的灰土填料冲击挤密至大密实度的桩体(最大19kN/m³);(2)依靠挤密夯实填料,把小口径(0.18~0.20m)的桩孔夯扩成大直径(0.25~0.30m)的桩体;(3)冲击锤与桩孔摩擦的能量损失;(4)大落距的能量损失(锥入桩体,挤密夯扩的能量利用率低、效果差)。

应用冲击法成桩时,引入单位冲击功能的概念具有四方面的意义:(1)便于与标准击实试验、强夯等进行能量对比,(2)便于评定成桩标准,(3)便于把握施工质量,(4)数量概念明晰。根据表1所给的单位冲击功能,成一长10m、桩径分别为0.30m和0.25m的灰土桩,所需的单位冲击功能分别为21.47MJ和15.72MJ。

3. 灰土桩的挤密效果:

冲击法成桩对地基是分两次挤密的:

冲击锤先在地基中冲一直径为0.18~0.20m的孔(一次挤密);然后再加进灰土填料,挤密夯扩使灰土桩的桩径达到0.25~0.30m(二次挤密)。其挤密效果主要与地基密度、湿陷系数和天然含水量有关。但在施工场地确定后,前二者亦随之确定,只有天然含水量变化较大。本工程地质条件之一,就是“在不同钻孔和同一钻孔的不同深度,地基土的天然含水量差异较大”的基土,灰土桩挤密的效果如何,这可分为以下三种情况:

(1)当地基的含水量适中,亦即在标准击实功能的最佳含水量附近时,挤密效果最佳。

(2)当地基含水量较小,为硬塑以至半干硬状态时,由于土中缺乏必要的自由水,挤密效果较差。这时可采用掏孔注水法等来改善土的含水量,使其接近最佳含水量,从而提高挤密效果。

(3)当地基含水量较大以至接近液限,这时地基就不再是湿陷问题,而转化成饱和黄土的软弱地基问题,挤密作用同时也就被置换作用所代替;成桩工艺也随之变成掏孔——挤密夯扩灰土填料;灰土配合比由2:8变为3:7或更大,灰土填料(也可用砂或碎石代替)的含水量控制在10%以下。由于成桩过程中的夯扩挤压作用,引起超孔隙水压力,使原土发生位移而强度暂时降低,但随着时间的延续,除了地基土的结构强度自身有一定程度的恢复外,灰土桩在凝硬过程中,要吸收周围土体的水分,周围土体的孔隙水压力要向桩体转移而消散,结果有效应力增大,强度提高。因此成桩并不降低桩周土的强度。那么灰土桩是如何加固这种软弱地基的呢?

简单地说是依靠其置换作用。这有两方面的含义,一是地基土物质组成的置换。对群桩地基当按本工程的设计,以等边三角形布置桩(间距 ϕ .70m)时,桩体面积占整个地基面积的17%,桩土面积比为1:5;二是地基应力的置换。当桩体成至相对硬层时,桩的变形模量大,

压缩性低,地基的附加应力便逐渐集中到桩上,即灰土桩依靠应力集中作用提高地基承载力;当桩体未成至相对硬层而仍在软弱地基土中时,桩土复合地基主要起垫层作用,把地基附加应力向周围土体横向扩散。^[2]

4. 灰土桩的作用

(1)提高地基承载力:a. 由于成孔和成桩的两次挤密,消除了湿陷性,提高了地基密度(干密度由 13—14kN/m³ 提高到大于 15kN/m³),从而提高了地基承载力。b. 灰土桩的无侧限抗压强度在 500—1000kPa 之间,其在地基中的承载力可以达到 600kPa 以上,而与之对应的桩间土的承载力仅为 50—100kPa,应力分担比一般情况下为 1.7—3.0,在极限承载力时为 10—15^[3]。灰土桩通过与周围土体的摩擦力来分担荷载,降低地基下一定范围(2.0—4.0m)土的应力,提高地基承载力。

(2)减少地基下未加固土的沉降量;a. 设置在基础四周的灰土桩,与其加固体一起起帷幕作用,约束基础下未加固土受水湿陷时产生的侧向挤出变形(既有建筑物压缩变形早已完成),使压力与沉降成直线关系,从而减少了地基的沉降量;b. 由于灰土桩的分担荷载作用,减少了部分地基土的应力,使其小于湿陷起始压力(对非自重湿陷性黄土来说),这部分土受水便不再湿陷,从而减少了湿陷量。

(3)起相对隔水墙的作用:土的渗透性用渗透系数 K 衡量,一般认为粘土($K < 10^{-7}$ cm/s)无渗透性。黄土的水平渗透系数 K_h 在 10^{-6} cm/s 左右。经挤密加固后孔隙比大大降低(桩体孔隙比小于 0.6),从而降低土的渗透性,使其 K_h 接近 10^{-7} cm/s,有效地阻止基础以外的地表水下渗入浸地基。

(4)改善地基土的含水量:标准击实功能下灰土填料的最佳含水量在 20%左右,但冲击法大击实功能下,灰土填料的最佳含水在 10%左右(灰土含水量为 11.7%时,桩身干容重为 17.6kN/m³)。灰土桩在凝硬过程中,要与桩周土进行离子交换和含水量平衡,从而减少了地基土的含水量。

效果检测

1. 单桩的挤密影响范围:

我们分别应用土工试验和静力触探评定加固效果,两者互相对比,互相印证,得出结论。单桩挤密的土工试验结果列于表 2,干密度和挤密系数沿桩径变化曲线示于图 2,单桩提高地基承载力(静力触探结果列于表 3)径向曲线见图 3。

表 2

离桩中心之距 (m)	含水量 (%)	密度 (kN/m ³)	干密度 (kN/m ³)	孔隙比	压缩系数 (MPa ⁻¹)	压缩模量 (MPa)	自重湿陷系数 δ_w	湿陷系数 δ_s	无侧限抗压强度(kPa)	挤密系数 η
0.90	11.8	14.2	12.7	1.126	0.55	3.8	0.015	0.088		0.75
0.60	12.1	14.6	13.0	1.073	0.45	4.5	0.004	0.083		0.76
0.45	8.2	15.2	14.0	0.922	0.18	10.5	0.005	0.026		0.82
0.30	10.6	17.1	15.5	0.746	0.12	14.3	0.002	0.005		0.91
桩体	11.7	19.7	17.6	0.531	成桩后 5 天				800	1.13

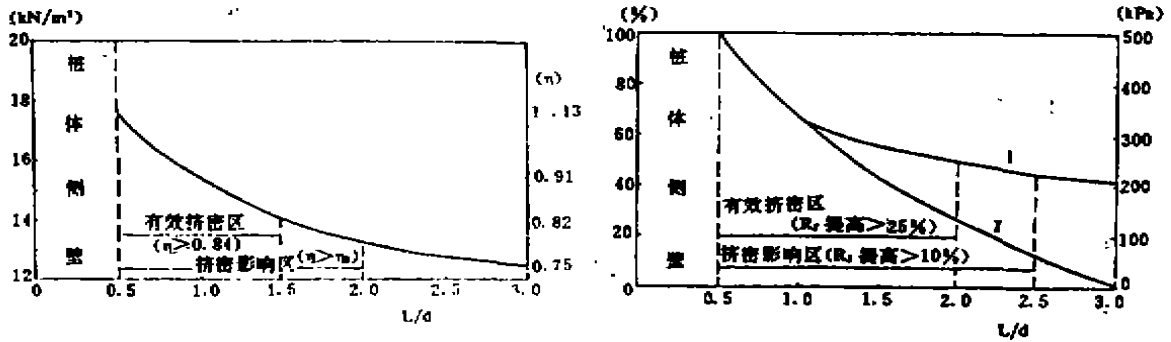


图2 干密度沿径向变化曲线(L/d) 图3 承载力提高沿径向变化曲线(L/d)

表3

触探点编号	4~4	5~5	6~6	7~7	8~8
离桩中之距 (cm)	30	45	60	75	90
承载力提高 (%)	63	41	43	11	3

由表2、图2可知,单桩的有效挤密区半径在(1.0~1.5)d之间,挤密影响区半径为2.0d;由表3、图3可知,有效挤密区半径为2.0d,挤密影响区半径为2.5d。静力触探所得的挤密效果比土工试验的好,是因为静力触探为原位测试,受土工试验开挖扰动、取样削样位置误差、远距离运输及试验人员素质等的影响较少。如果说静力触探所提供的基本承载力离反映地基实际承载力还有距离的话,那么它所提供的相对承载力——承载力提高的百分数,应该是可靠的。因此,我们倾向于保守地认为,只要严格遵循规定的单位冲击功能,冲击法成桩的有效挤密区半径为1.5d,挤密影响区半径为2.5d。

另一方面,我们注意到,试验场地的天然含水量(在10%左右)和干密度(小于13kN/m³)均较小,如果采用掏孔浸水法使地基含水量接近最佳含水量,或者地基土干密度能大于13.5kN/m³[4],那么挤密的效果还会更好。图2中灰土桩的压实系数(1.13)大于1,说明了冲击法成桩的一个特点:桩体处于准极限压密状态。图3的曲线I,是取地基的平均基本承载力为200kPa而绘出的,曲线II为按承载力提高的百分数绘出,两种曲线所得结论基本相同。

另外,我们对单桩进行了开挖实测,结果发现桩身均匀、垂直、圆顺,无缩颈、空洞等缺陷。桩截面为灰土颗粒以桩中为中心,排列有序的同圆心。这说明我们应用冲击法成桩的机械、工艺是可行的。

2. 群桩复合地基的承载力:

(1)群桩的挤密效果:图4为群桩加固地基平面图,灰土桩按等边三角形布置,桩间距0.70m,各触探点位置示于图上。群桩提高地基承载力的百分数列于表4。

表4

触探点编号	1~1	2~2	3~3	9~9
触探点位置	边线中点	三角形重心	内线中点	未挤密土
基本承载力(kPa)	359	349	403	201
承载力提高(%)	79.1	74.1	101.0	0
变形模量(MPa)	21.2	21.0	24.4	10.0

表4中的基本承载力为地坪下1.0~5.0m基本承载力的平均值,那么承载力提高的百分数亦为平均值。由表4可知,内线中点承载力提高的幅度最大,抗变形能力最强,挤密效果最好,边线中点次之,三角形重心点(离桩中0.40m)最差,但其承载力提高幅度(74.1%)也大于单桩4-4点(离桩中0.30m)的幅度(63%)。这与其它成桩方法所得结论是一致的。实际上表4、图4中的1-1、2-2、3-3各点,均比其附近各点的挤密效果差。显而易见,群桩的挤密效果远远优于单桩。

2. 群桩复合地基的承载力:

(1)桩间土的容许承载力:表4所列三个薄弱点的基本承载力平均值为

370kPa,那么整个桩间土的基本承载力平均值肯定要大于370kPa;又桩间土的平均压缩模量大于22.2MPa(三个薄弱点的平均值),比原地基(10MPa)提高了一倍多,地基的湿陷性全部消除,因此可以偏于安全的取桩间土的容许承载力为200kPa。

(2)灰土桩的容许承载力:为确定灰土桩的容许承载力,本次对5[#]、6[#]桩做了载荷试验,其P-S曲线见图5。由图5可知,比例界限约为400kPa,若用相对变率1%(承压板直径0.30m, $S=300 \times 1\% = 3\text{mm}$)计算,容许承载力5[#]桩450kPa,6[#]桩620kPa,平均535kPa。因此可取500kPa为灰土桩的容许承载力。

(3)群桩复合地基的容许承载力:由灰土桩和桩间土的容许承载力可知,桩土分担比为2.5。由复合地基载荷试验的资料^[5]可知,一般桩土分担比在1.7~3.0之间,那么当本场地采用2.5的分担比时,其桩土变形是相容的。这样根据灰土桩的容许承载力500kPa,桩间土的容许承载力200kPa,桩土面积比为1:5计算得,灰土桩复合地基的容许承载力为260kPa。

(4)单排桩加固体的容许承载力:本次地基加固工程系在基础四周布一排桩,桩在有效挤密区内承载力平均提高幅度大于50%,桩周土基本承载力平均值大于300kPa,容许承载力偏于安全地取150kPa。由于系单排桩,桩周土对灰土桩的约束较群桩差,灰土桩的容许承

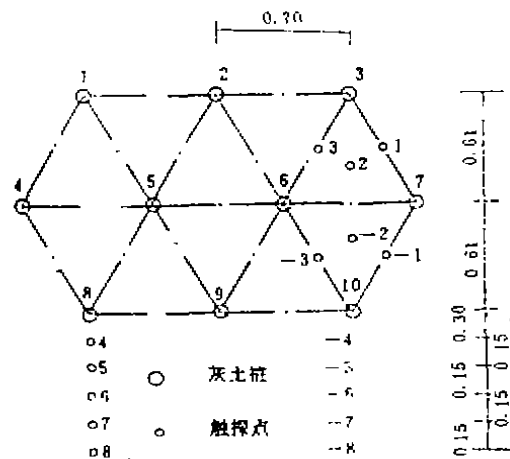


图4 群桩试验平面图(单位:m)

承载力可取 400kPa。这与计算群桩复合地基的容许承载力一样,可求得单排桩加固体的容许承载力为 200kPa。

四、结论

1. 根据上述研究分析表明,我们应用冲击法成桩的机械、工艺是可行的,所成灰土桩达到或超过设计要求。

2. 应用冲击法及其所要求的施工标准,采用直径分别为 0.25m 和 0.30m 的灰土桩,所需单位冲击功能为 15.72MJ/m³ 和 21.47MJ/m³。

3. 应用挤密灰土桩处理自重湿陷

性黄土地基,可以全部消除湿陷性,提高地基土的变形模量,降低压缩性,从而提高地基的抗变形能力和承载力。当按等边三角形布桩,桩间距为 2.3d 时,桩间土和桩的容许承载力分别为 200kPa 和 500kPa,灰土桩复合地基的容许承载力为 260kPa。当在基础周边按单排桩布置而加固既有建筑物黄土地基时,加固体的容许承载力为 200kPa。

4. 灰土桩用于加固既有建筑物地基时,除了具有消除湿陷性、提高承载力和约束地基挤出变形外,尚起抗水防渗和改善地基土含水量的作用。

5. 挤密灰土桩处理湿陷性黄土地基,属于“地表作业,深层加密”的原位地基处理方法,它不破坏并利用地基土原有的结构强度,形成新的强度和水稳性更好的地基;土方量少,节约“三材”,在地基处理,尤其是中厚层湿陷性黄土地区的地基处理中,具有良好的经济效益和广阔的发展前景。

参考资料

[1][2][3]《地基处理手册》,P140,P176,P140,中国建筑工业出版社,1988。
 [4]《湿陷性黄土地基》,P331,中国建筑工业出版社,1985。
 [5]《复合地基》,P6,中国建筑学会地基基础学术委员会年会论文集,1990。

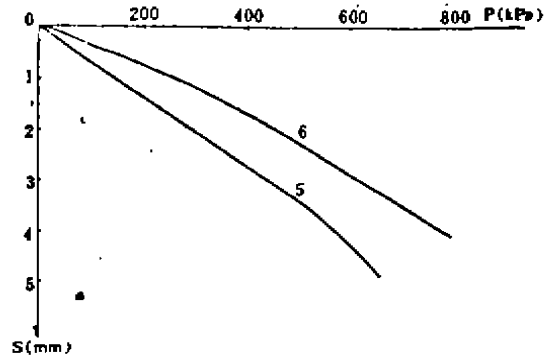


图5 载荷试验 P-S 曲线

低应变法动测承压桩承载力的技术标准探讨^{*}

桑文选

(湖北省工业建筑总公司机械施工运输公司 襄樊 441021)

[摘要] 承压桩承载力的动测,有国外引进的高应变法和国内自己研制的低应变法两类。本文对国内低应变法动测承压桩承载力的规范、规程进行了简要介绍,并对其应用提出了看法。

前言

由于建设规模的日益扩大和建设用地的日益紧张,土木建筑正积极向高、大发展,而且向不良地基转移,因而桩基以其独特的优点,越来越被广泛应用。据有关介绍,目前国内每年用桩量已超过200万根(其中混凝土灌注桩约占83%左右)。

由于桩基的大量采用,桩基质量事故发生的频率和工程建设监理的实施,使得每个桩基工程施工后,都必须对桩的质量进行检测。

桩的质量的检验,就是检验混凝土质量、桩身质量和承载力等三项指标。

桩的承载力是通过桩身传递给土层的,并且一般是由土的支承能力所决定的。因此有了合格的混凝土质量和桩身质量,并不是说桩的承载力也一定能合格。而对单桩承载力的检验,从某种意义上说,也是对混凝土质量和桩身质量的检验。所以只要桩的承载力是合格的,一般来说,桩的混凝土质量和桩身质量也是合格的。

承压桩承载力的常规检测方法是静载荷试验。它的优点是检测结果准确可靠,并以它作为评价其它方法检测精度的标准。其缺点是试验时间长、费用昂贵、试验工作麻烦和困难。因而很难用于桩基施工后的检测。

承压桩承载力检测的现代方法是动力检测法。动力检测法分国外引进的高应变试验法和国内自己研制的低应变法两类。

高应变法的试验时间仍然较长、费用较高、试验工作较麻烦,而且试验时可能损坏桩基,同时使用范围也受到一定限制。

低应变法的优点是快捷、经济、简便、而且试验时对桩基无任何损害,有的方法的适用范围也不受限制等。因此越来越受到人们的重视,并被普遍用于桩基施工后桩承载力的检测。据有关资料,桩施工后的承载力检测,全国有90%以上是用低应变法检测的。因而了解我国低应变法动测承压桩承载力的技术标准,是非常有益的。

技术标准

1.《水利水电工程物探规程》(DL5010-92)。

该规程是根据现有的物探技术水平,并在总结生产实践经验的基础上,以利用综合物探

* 收稿日期:1995年6月

方法解决水文地质及工程地质问题为目的而进行编制的,其任务之一是对高层建筑、大型厂房和工程建设的桩基质量进行检测。

承压桩承载力的动力检测,实质上也就是物探方法在桩基工程中的综合利用,也就是对激振后桩、土振动体系的检测。

在该规程第4章物探方法的综合利用第11节桩检测中,明确规定了用频率法、水电效应法来检测计算桩的承载力,用机械阻抗法来检测判定桩的承载力。在桩基检测成果的分析与计算的条文中,明确规定了桩承载力的计算公式。

(1)频率法。根据下式计算单桩竖向(极限)承载力:

$$P_K = \mu \cdot K_z \quad (1)$$

式中: P_K -单桩竖向极限承载力(kN); μ -经验系数($\mu=0.002\sim 0.005$,一般取0.0044左右); K_z -单桩竖向抗压刚度(kN/mm)*,在检测后通过计算求得。

(2)机械阻抗法。根据下式确定单桩极限承载力:

$$P_K = S \cdot E_S \quad (2)$$

式中: P_K -单桩极限承载力(kN)*; S -经验数值,允许沉降量(mm); E_S -静刚度(kN/mm)*,通过对检测得到的动力刚度 E' 进行换算后获得。

(3)水电效应法。根据经验,单桩极限承载力与动刚度有如下关系:

$$P_K = K \cdot E' \quad (3)$$

式中: P_K -单桩极限承载力(kN)*; K -承载力系数,在0.006~0.012之间,具体通过与静载试验对比确定; E' -动刚度(kN/mm)*,在检测后通过计算求得。

关于以上三种方法,在该规程条文说明“4·11·4 桩基检测方法”中提到:目前水利水电系统应用较多的有频率法、机械阻抗法,国内有关部门还采用了水电效应法。

值得指出的是:一是该规程是在1989年审查通过的,因此在频率法基础上发展起来的、更为先进、准确可靠、简便快捷、经济的频率-初速法未及编进规程之中;二是频率法的单桩极限承载力计算公式中的 $\mu=0.002\sim 0.005$,一般取0.0044左右,目前有的桩基测试仪所提供的频率法计算单桩承载力的软件中,将 μ 固定为0.004,是非常不妥当的,它将导致检测结果的不可靠。

2.《基桩低应变动测规程》(JGJ93-93)。

该规程是根据建设部1990年的计划任务,由地矿部勘查技术司主编,并将由建设部和地矿部联合批准发布。

该规程编入了两种方法,即机械阻抗法和动力参数法。据悉,用这两种方法动测验桩的数量,占全国动测验桩总数的90%以上。两种方法中,又以动力参数法应用较多。

该规程5·1·2条指出:机械阻抗法的适用范围为“可判定单桩承载力”。

动力参数法包括频率-初速法及频率法两种。该规程6·1·0条指出:频率-初速法可用于不同工艺成桩的摩擦桩和端承桩;经冲击能量的调节,通过检测可推算各种桩径和桩长的基桩竖向承载力。该规程6·5·1条指出:频率法的适用范围限于摩擦桩,并要求有准确的地质勘探及土工试验资料作为计算依据,其中主要包括地质剖面图及各地层的内摩擦角和重度;桩在土中长度不宜大于40m也不宜小于5m。

* 在规程DL5010-92的条文中,符号kN为t。

值得指出的是:关于动力参数法,该规程强调首先使用频率—初速法。关于频率法;在单桩竖向承载力的计算中,该规程在式(1)的基础上,进行了演变,即:

$$P_K = \frac{P_K}{K} = \frac{\mu K_Z}{K} = \frac{0.004 K_Z}{K} = \frac{0.004 (2\pi f_v)^2 (\theta_1 + \theta_2)}{2.365 \times 9.81 K} = \frac{0.00681 f_v^2 (\theta_1 + \theta_2)}{K} K_f \quad (4)$$

式中: P_K -单桩竖向承载力标准值(kN); P_s -单桩竖向极限承载力(kN); μ -静测单桩竖向极限承载力与动测抗压刚度之间的比例系数, $\mu=0.004$ (m); K_Z -单桩动测抗压刚度(kN); K -安全系数,一般取作2,对沉降敏感的建筑物及在新填土中, K 值可酌情加大。当桩尖以下土质远较桩侧土硬时, K 取作1; f_v -桩—土体系的固有频率(H_Z); θ_1 、 θ_2 -分别为折算后参振桩重及参振土重; K_f -频率法的调整系数,与仪器性能、冲击能量的大小及成桩方式有关,须预先通过动—静实测对比加以确定。

值得指出的是:在式(4)中引入了调整系数 K_f 值。亦即当桩基测试仪器所提供的频率法计算单桩承载力的软件中,将 μ 固定为0.004时,则在现场实际测试计算中,尚必须引进调整系数 K_f 值,然后才能进行单桩承载力的计算。否则,计算求得的承载力值是不可靠的。

关于桩基的检测数量,该规程规定:对于一柱一桩的工程,全部基桩应进行检测;对于非一柱一桩的工程,应按施工机组抽测,其抽测数量应根据工程重要性等五个方面,由有关部门商定,但检测混凝土桩的承载力时,抽测数量不得少于该批桩总数的10%且不少于5根;如果抽测结果不合格的桩数超过抽测数的30%,应加倍抽测;加倍抽测后,不合格桩数仍超过抽测数的30%,则应全面抽测。

3.《公路桥涵施工技术规范》(JTJ041-89)。

该规范第4.2.1条和第4.2.2条指出:除一般的中、小桥工程,其它沉桩工程施工前的试桩,可采用可靠的动力振动波方法估算单桩容许承载力;在第4.2.3条指出:一般的大、中桥的试桩,在条件适合时,可采用可靠的动力振动波方法确定单桩容许承载力;第4.2.4条指出:施工中对基桩承载力发生疑问时,应选用可靠的无破损(动力振动波)方法进行检验。

在该规范的条文说明中指出:检验基桩承载力的低应变(无破损)动力振动波方法,是指桩基参数动测法(即动力参数法,包括频率—初速法和频率法两种方法)、水电效应法、机械阻抗法。

值得指出的是:该规范规定可用动力振动波方法来提供基桩承载力的设计值及基桩承载力的施工质量检验。另外值得指出的是:该规程明确规定桩基施工后的基桩承载力检验,应选用可靠的无破损检验(动力振动波)方法、即只能选用低应变法进行检验。

4.《灌注桩基础技术规程》(YSJ212-92)(YBJ24-92)。该规程系结合冶金工业建设高、大、重的特点进行制定。

该规程在总则一章中指出:单桩承载力可通过现场动力法试桩确定,但应在有本地区静载荷试验对比的可靠资料基础上才能使用。在灌注桩基础设计一章中指出:单桩承载力如果用附录中的动力试桩方法试桩时,应有可靠依据才能使用。在灌注桩质量检验及工程验收一章中指出:动力法试桩宜按本规程附录的试验要点进行。在该规程的附录中,明确指出:低应变法中的共振法、桩基参数动测法(频率—初速法)、水电效应法可推测计算确定单桩承载力设计值;机械阻抗法可判定单桩承载力。

值得指出的是:该规程也明确指出,低应变中的动力试桩法,不仅可用来进行桩基施工

后的桩基承载力检验,而且在桩基设计时,可用低应变的动力试桩法来提供单桩轴向受压承载力设计值。另外值得指出的是:该规程在灌注桩质量检验及工程验收一章中,提到了低应变法中的共振法、桩基参数动测法(频率-初速法)、机械阻抗法或水电效应法,系用作桩身结构完整性检验;同时又指出动力法试桩宜按附录的试验要点进行。而在附录中则明确指出以上四种方法可用来检验基桩承载力。两者似有不一致之处。

关于桩基的抽测数量,该规程规定:为设计提供基桩承载力依据的试桩及施工后桩的承载力检测,当采用动力法试桩时,不宜少于总桩数的4%、并不少于6根。

值得指出的是:该规程在灌注桩基础设计一章中指出的“如果试桩结果,单桩承载力小于设计值5%以上,或大于设计值30%以上时,则应补桩和调整布桩间距”,可作为桩基施工质量检验评定的参考。

5.《高层建筑岩土工程勘察规程》(JGJ72~90)。

该规程由机械工业部勘察研究院主编、建设部和机械工业部批准颁布,它适用于8~50层的建筑、50~100m高的重要构筑物和100~300m的高耸构筑物。

该规程第四章原位测试和监测中第4.0.9条规定:“用动测法确定单桩承载力必须有充份的桩静载荷试验对比资料”。

关于桩基的检测数量,该规程第4.0.9条规定:为无损检验桩身质量、检测桩数不宜少于总桩数的10%。可供抽测基桩承载力时参考。

值得指出的是:低应变法动测基桩承载力的特点之一是测得桩的动刚度、通过大量的静、动对比试验,得出静、动刚度的比例系数,然后得出静刚度;同时又根据大量的静、动对比试验,求得静刚度和承载力之间的关系,再得出承载力。如频率-初速法,在计算单桩极限承载力 P_u 时所涉及到的3个系数 K_d 、 μ 、 K_s ,都是通过大量和充份的静、动对比试验而来:

(1)单桩抗压刚度动力修正系数 $K_d=2.365$,是通过306根单桩的静、动实测对比而来,它不同于群桩动力系数或按其它计算简图所得的修正系数。

(2)单桩极限承载力与动测抗压刚度之间的比例系数 $\mu=0.004$,是通过306根单桩和83个群桩承台的静、动实测对比获得。

(3)单桩极限承载力的调整系数 K_s 是一个指数方程式,在通过407根单桩和83个群桩承台静、动实测对比获得后,又通过了36根单桩的动、静实测验证。

所以说,用低应变法动测单桩极限承载力,是符合规程JGJ72~90的。

6.《建筑桩基技术规范》(JGJ94~94)。

该规程桩基工程质量检查及验收一章中规定:单桩竖向承载力可用通过考核确认的动力试验法来确定。

关于桩基的抽测数量,该规范规定,在同一条件下不宜少于总桩数的3%,并不得少于5根,特殊情况宜适当增加。

7.上海市标准《地基基础设计规范》(DBJ-08-11-89)。

该规范在第六章桩基设计计算的第6.1.6条指出:如有可靠依据,也可采用大应变动测法或其它有效方法确定单桩垂直承载力。“其它有效方法”,应该理解为包括低应变动测法在内。

8.浙江省标准《建筑软弱地基基础设计规范》(DBJ10-90)。

该规范附录十二单桩动力测试要点中指出:单桩的竖向承载力标准值,当工程需要时,

可采用动力测试作为单桩竖向承载力的参考资料;单桩动力测试的方法,应经相当于国家级(或省级)的建设主管部门鉴定通过,并在工程实践过程中建立大量的动-静试验对比资料、进行分析研究,以提高动力测试结果的可靠性。

关于桩的抽测数量,该规范规定,当为设计提供承载力依据时,在同一条件下,动测试桩数量不宜少于总桩数的2~4%、并不少于3根。

9. 福建省标准《建筑地基基础勘察设计规范》(DBJ13-07-91)。

关于桩基础的单桩承载力,该规范第7·7·6条指出:当有对比验证时,可采用土工试验指标、原位测试或其它有效方法确定:“其它有效方法”,也应该理解为包括动力测试方法在内。

值得指出的是:在该规范第9·2·4条明确动测法主要用于桩身质量和完整性的随机抽检,似乎和前述第7·7·6条有不一致的地方。

结语

低应变法动测承压桩承载力,以上九本技术标准有两种情况。一种是直接明确指出、可使用低应变法来进行动测,如DL5010-92、JGJ93-93、JTJ041-89、(YSJ212-92)(YBJ24-92)等。另一种是间接指出,可使用可靠的低应变法来进行动测,如JGJ72-90、JGJ94-94、DBJ08-11-89、DBJ10-1-90、DBJ13-01-91等。上面提到的动力参数法、机械阻抗法、共振法、水电效应法,一方面由于它们都已经通过相当于国家级(或省级)的技术鉴定,另一方面由于它们都已分别编入了有关的技术标准之中,因而在有效的测试技术条件下,可用来进行动测桩的承载力。

无论是桩基工程施工前的试桩、还是桩基施工后的基桩承载力检验,在使用低应变法时,一般都应该使用技术标准中规定的四种方法,即动力参数法、机械阻抗法、共振法、水电效应法。

使用低应变法动测承压桩承载力时,只能按照技术标准中规定的适用范围来进行桩基检测。例如,绝不能将频率法用来检测端承桩或摩擦端承桩。

尽管有技术标准作为低应变法动测基桩承载力的依据,但动测结果的可靠性主要取决于:对动测方法本身技术的掌握程度、各个系数的正确选用、人员的素质和经验、测试仪器的性能和正确计量等。绝不是购置一套测桩仪器设备及软件就能承担基桩承载力动测的。

有的桩基动测仪器配置的软件,将有关动测桩方法中的系数、例如频率法中的 $\mu=0.004$ 固定在软件中,可又不将 K_f 值编入软件之中,这样将导致检测结果的不可靠性,同时也不符合技术标准的要求。

无论是桩基施工前的试桩还是桩基施工后的基桩承载力检验,按照技术标准的规定,用动力试验法检测的检验结果都是“基桩承载力”,绝不能将它称为“预估基桩承载力”。如果某个检测单位为了使用自己检测的基桩承载力留有余地,也只能将它叫做“估计基桩承载力”或“基桩承载力估计值”,而不能在桩基检测报告中将它称为“预估基桩承载力”。

关于桩基的抽测数量,上述技术标准未作规定,已作规定的、其数量也互不相同。基于低应变动测桩的准确、快速、简便、测试费用低廉;同时为了按概率极限状态设计法确定桩的承载力成为可能,以满足《建筑结构设计统一标准》(GBJ68-84)的规定,每个桩基工程的基桩抽测数量,以不少于总桩数的10%,并不得少于10根为好。

高喷灌浆技术在长江三峡围堰防渗中的应用

向玉荣 查振衡

(山东省水科院 济南市 250013)

[摘要] 长江三峡水利枢纽工程施工围堰采用全风化砂深水填筑。围堰区域地质条件复杂,河床覆盖层深厚,围堰防渗采用高喷射灌浆技术,这在我国水电建设史上尚属首例。工程实践表明,设计和施工是成功的,可作为以后类似工程的借鉴。

概述

1992年4月,全国七届人大五次会议作出了“建设长江三峡水利枢纽工程”的决议,从而揭开了中国人民建设这一超级工程的序幕。在宏伟的三峡工程中也激起了研究、开发高喷防渗技术的应用,首先在其左岸鹰子嘴水厂泵站围堰获得成功。接着在三峡右岸一期纵堰和下横堰也被采用,并取得了较理想的效果。因三峡坝址附近地质条件相近,这里仅以水厂泵站围堰防渗为代表予以阐述。

鹰子咀水厂是三峡工程施工期左岸永久生活供水系统重要组成部分,设计规模37kt/d,取水泵站为合建式固定岸边泵站型式,圆筒外径13.4m,内径12.0m,筒体顶高程80.0m,中心距岸坡顶线40m。泵站施工时需设围堰创造陆地施工条件,施工必须控制在一个枯水期内于汛期前4月底完成。

鹰子咀位于三峡大坝下游10km河段左岸,左河床为400~500m宽的河漫滩,距船闸航道出口约1200m,泵站处于冲沟下游及鹰子咀前端边滩部位,原河床在葛洲坝蓄水前已炸礁至60.5m高程,地形以泵筒为中心向河槽倾斜,上围堰处有一冲沟深槽。沿围堰轴线河床覆盖层深厚,淤积层厚度达1~13m,强风化层厚度2~8m,基岩为灰白色闪云斜长花岗岩。覆盖层主要为:

冲积粉细砂层:质地较均一,结构松散,承载力低,稳定性差,易产生流土破坏,透水性中等。

碎块石层:岩性混杂,碎石、块石、砾石、孤石并存均匀性差,颗粒大小悬殊,常含大块球体及大孤石,最大孤石直径达2.2~2.4m,中等密实结构,透水性较强。

强风化岩层:岩质松散,完整性、均一性较差,透水性强,底部常含岩质坚硬风化蚀余块球体,直径在10余厘米至5米之间,块球体含量一般在40%上下。

弱风化基岩:岩质坚硬,完整性、均一性较好,透水性弱,存在裂隙性透水。

收稿日期:1995年11月

高喷板墙布设

围堰采用土石堰方案堰顶高程 68.5m, 顶宽 10.0m, 围堰两侧边坡用编织袋装风化砂护坡及压脚, 迎水坡 1:2.5, 背水坡 1:2.0, 背水坡脚预抛反滤排水堆石棱体, 棱体高 2.0m, 顶宽 3.0m, 两侧边坡 1:1.5, 由块石、石渣及反滤层组成。

堰体为风化砂料洒水填筑, 沿围堰轴线外侧 1.0m 处设置 0.3m 厚高压喷射灌浆垂直防渗板墙, 板墙穿透强风化层嵌入弱风化基岩 0.5m, 板墙顶高程 67.50m, 如图。

高喷防渗板墙的布置: 上、下游横堰沿围堰轴线外侧 1.0m, 纵向围堰防渗墙与堰体的轴线重合; 钻孔中心间距 1.5m, 胶凝材料选用 425# 普通硅酸盐水泥; 摆喷法施工, 孔与孔之间防渗板墙折线对接。这种折线连接形式, 增大了连接的可靠性, 比较适应风化砂堰体沉降带来的应力不均的能力, 较之平顺的一道板墙能提高抗剪强度。

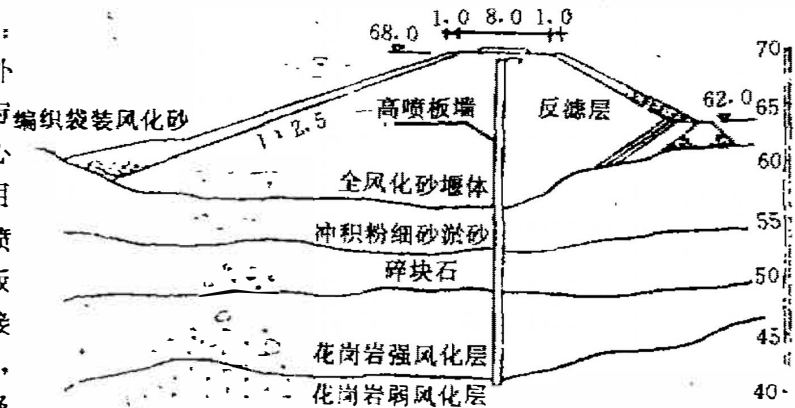


图1 围堰结构图

为防止造孔施工时上部塌孔和高压注浆时上部跑浆, 结合围堰增加超高值, 提高挡水能力, 以防渗墙轴线为中心, 上覆顶宽 4m, 底宽 5.5m, 高 0.5m 的壤土铺层。

防渗墙施工开钻后先进行现场试验, 以选取最佳注浆参数。设计要求平均成墙厚度 > 30cm, 渗透系数 $K < N \times 10^{-5} \text{cm/s}$, 28 天龄期抗压强度大于 6MPa, 抗折强度大于 0.6MPa。

4. 高喷防渗板墙施工

1993 年 12 月 3 日开工, 12 月 25 日围堰填筑合拢, 历时 23 天。

高喷防渗板墙自 1993 年 12 月 23 日开钻, 于 1994 年 2 月 22 日完成, 历时 62 天, 完成钻孔 206 个, 钻孔进尺 3447.2m, 喷射面积 4869.1m²。

高压喷射灌浆施工工艺流程为: 定孔位—造孔—搅制浆液—喷射—充填。

首先, 在防渗墙轴线上一次性定孔位, 采用间隔性一序孔、二序孔施工方法, 有利于提高成墙率和减少浆液损耗量。造孔采用 XY-2 型钻机, 孔径 127~146mm, 粘土泥浆循环护壁, 偏离孔位中心不大于 3cm, 孔深达基岩 0.5m 时, 提取岩芯经质检人员鉴定认可方可终孔。对异常钻孔现象, 如异物感、掉钻、沉钻等, 采取相应措施; 失浆严重的应进行堵漏处理。钻孔结束后及时向孔内注入稠泥浆, 防止塌孔, 以利喷射管下到设计深度。

喷射注浆时, 将喷射架对准孔位, 启动高压泵, 空压机进行地面试喷, 待各项参数达设计要求后, 再将喷射管下到孔底, 对准喷射方向, 启动设备, 送入符合要求的水、气、浆, 按一定摆动速度和提升速率, 边摆动, 边提升, 至设计高程。喷射注浆结束, 为防止凝结体顶部因浆液析水而出现凹陷, 对已喷孔进行充填注浆。由于地质条件的变化及堰体填筑质量较差, 堰

体及堰基中大孤石以及大粒径的风化蚀余块球体的存在,采取特殊强化处理确保防渗板墙的搭接效果。

为抢工期、高喷防渗墙施工的后期,在灌注浆液中掺早强剂氯化钙 2~4%,缩短防渗墙固结时间,确保基坑尽早抽水。

高喷注浆工艺参数选为:

高压水 压力 >32MPa 流量 75L/min

压缩空气 压力 0.7~0.8MPa 流量 60m³/h

水泥浆 压力 0.05~0.3MPa 流量 80L/min

比重 1.6~1.7

摆动角度 25°,提升速度 6~12cm/min

质量与效果

围堰填筑水下边坡,除因长江来往船只波浪影响,造成坡度较缓外,一般稳定边坡在 1:1.8 左右;经取样试验,围堰填筑干密度达 1.68~1.98g/cm³,压实度 81.2~95.7%,高喷防渗板墙经挖槽检查,板墙厚度 0.2~0.6m,单孔双向喷射有效长度 2.5m,板墙侧面光滑平整,经检查孔提取试样检测:抗压强度 6.5~12.1MPa,抗拉强度 0.91~1.25MPa,泊松比平均 0.17~0.23,弹性模量平均 7783MPa,渗透系数一般均小于 $N \times 10^{-7}$ cm/s。

由于抢圆筒泵站施工工期,高喷防渗板墙完工不足三天就开始抽水。围堰基坑抽水取得一次抽水成功,除岸边地下水和基岩裂隙水渗量外,围堰稳定渗水量约为 40m³/h,远小于设计指标 133m³/h。经分析防渗墙平均渗透系数 $K < 2.8 \times 10^{-5}$ cm/s,防渗效果比较理想。

围堰运行保护圆筒泵站施工以来,经受了长江洪水 12700m³/s 的考验,已圆满完成其任务,后因结合护岸工程需要,围堰超服役,经受长江洪水 28700m³/s 也未出现问题。7月15日长江洪水大于 30000m³/s 流量,围堰漫顶,纵向围堰冲开缺口,宽达 30m,深度 3~4m,高喷板墙被暴露出来,长 7m,高 1.0~1.5m,但它连续完整、致密,板厚 25~60cm,板墙表面有 20~50cm 的大石被裹。竣工验收中,围堰及高喷防渗墙均被评为优质工程。

鹰子咀泵站施工围堰是在长江深水中填筑的全风化砂料围堰。围堰区域地质条件复杂,覆盖层厚度大,最深钻孔达 30.6m。大孤石较集中,最大岩芯达 2.2~2.4m。强风化层分布岩质坚硬,风化蚀余块球体含量高达 40%左右。该工程的实践表明,如此复杂地质条件下防渗采用高压喷射灌浆技术设计和施工是成功的,这在我国水电建设上尚属首例。

结语

在长江上风化砂围堰中,在漏浆严重的孤石、块石中,在含有三峡坝区特有大粒径,岩质坚硬的蚀余块球体(含量达 40%),处理深度达 30.6m 的强风化花岗岩中,成功构筑高喷防渗板墙,在国内尚属首例。填补了三峡工程风化蚀余块球体层基础处理的一项空白。也是山东高喷技术进军三峡的第一凯歌。



扩底桩施工中的一个问题

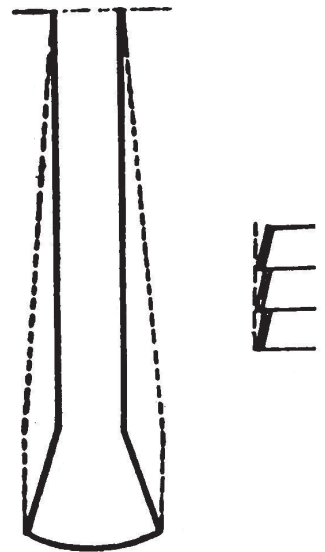
李广信

(清华大学 北京 100084)

在北京郊区一小型工程的基础采用人工挖孔的扩底桩。桩径800mm,桩长7—8m,扩底直径为1650mm。原设计扩底段长1.2m。但由于扩底段正处于地下水位下的粉细砂层,施工遇到困难。为此进行了是否需要人工降水的讨论。施工负责人认为可以在一个两半的钢管套筒保护下在粉细砂段开挖,当问及如何扩孔时,他解释说:在桩的上段开挖中,他已让工人从地面到扩底段逐渐加大直径,也就是将整个桩身作成了自上而下的大扩底,逐渐扩成1650mm。(如图1)

不知原设计的意图如何,但这种扩底桩的直筒段是有摩阻力的,是组成整个桩承载力的一部分,而扩底段的桩与土之间往往会在荷载作用下脱开,部分土区内存在拉应力。因而不能考虑这段桩与土之间的摩阻力。如果整个桩自上而下逐渐扩底,则在一定荷载下,整个桩身与桩周土将会发生脱离,桩的摩阻力将全部消失,这显然与原设计不符,所以这样做不但浪费了混凝土,而且降低了承载力。

这里也涉及到在人工挖孔时,锥形的护筒是否也存在着类似的问题,但由于分段扩径的扩筒之间存在一环形平台,这就是使整个桩身成一个以护筒粗端外径为等效直径的圆筒桩。(见图2)所以其安全系数还是偏安全的。



基坑开挖与墙前土压力计算

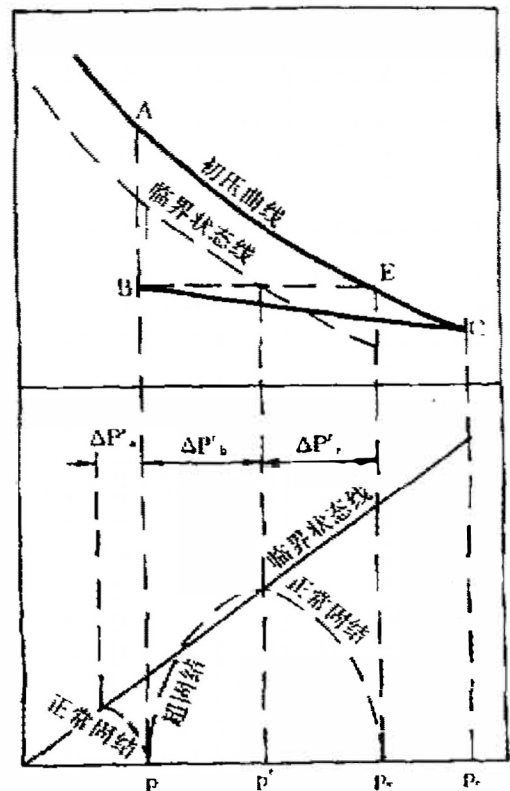
魏汝龙

(南京水利科学研究院 南京市 210024)

在本刊1995年第2期上,读到龚晓南教授关于“墙后卸载与土压力计算”的“一题一议”。由此联想到基坑开挖时墙前土压力计算是一个更为复杂的卸载问题,似也值得加以议论一番。

由于常用的有效应力和总应力理论都不能考虑应力历史的影响^[1],加载和卸载时测出的强度指标是不同的。因此,对于加载和卸载时的土压力,似乎也应该分别采用相应荷重条件下测得的强度指标进行计算。但是,卸载时的强度试验作起来比较麻烦,特别是由于目前还缺乏成熟的相应计算方法,故通常在计算土压力时,往往忽视这种影响或只能采用一些粗糙的经验方法。例如,在利用有效剪和固结缺剪强度指标计算基坑支护墙前的土压力时,一般都忽略其应力历史的影响而进行试验和计算;而在采用 $\varphi=0$ 法进行计算时,则假定基坑底面土层的不排水强度较开挖前降低30%,后一种假定也完全是人为的,似无充分的理论根据,甚至缺乏广泛的经验基础,因而在不同性质的工程中可能会采用不同的假定。国内有些航务工程单位在验算码头岸坡稳定时,对于码头前沿挖泥区,曾采用将挖泥前的天然强度降低15%作为挖泥后的不排水强度进行计算。所以对这一类经验方法,似还值得进一步商榷。

笔者曾讨论过正常固结土在开挖卸载后的不排水抗剪强度^[2],图1示出开挖卸载形成的超固结土以及与此相关的几种不同情况的正常固结土,其中C点代表开挖前的正常固结土;B点表示开挖卸载形成的超固结土;E点和A点则分别代表固结压力与B点的等效固结压力或其中现有的上复压力相等时的正常固结土。从该图可以推导得出



$$\left(\frac{C_u}{p}\right)_{OC} / \left(\frac{C_u}{p}\right)_{NC} = (OCR)^m \quad (1)$$

其中 $\left(\frac{C_u}{p}\right)_{NC}$ 和 $\left(\frac{C_u}{p}\right)_{OC}$ 分别表示正常固结(开挖前)和超固结(开挖后)土的不排水强度与其上复压力之比; $OCR = P_c/p$ 为超固结比; $m = 1 - c_c/c_c$, C_c 和 C_r 为土的压缩和回弹指数。

实际上,对于给定超固结比的土,进行不排水强度试验并不十分困难,至少要比在有效剪或固结快剪中进行卸载试验简单得多。此外,还可利用式(1)以 Mayne^[3]根据大量试验资料得出的统计平均值 $m = 0.64$ 计算开挖后的不排水强度 $(C_u)_\alpha$,因此,在计算基坑墙前的土压力时,可以采用实测的或用式(1)计算的不排水强度,这要比采用上述缺乏广泛经验基础的折减系数 0.7 合理得多。

至于利用有效剪和固结快剪强度指标计算卸载时的土压力,则是一个比较复杂的问题,无法在此有限的篇幅中讨论,笔者拟另外撰文加以探讨。

参考文献

1. 魏汝龙(1985),正常压密饱和粘土的抗剪强度理论,岩土工程学报,第1期。
2. 魏汝龙(1984),正常压缩粘土在开挖卸荷后的不排水强度,水利水运科学研究,第4期。
3. Mayne, P. W(1980), Cam-clay prediction of undrained strength, Proc. ASCE, GT11.

全国山区地基基础学术会议征文通知 (第一号)

中国建筑学会地基基础学术委员会和重庆市土木建筑学会地基基础专业委员会拟于一九九七年四季度在重庆召开全国山区地基基础会议。会议主题:山区地基基础的勘察、设计、施工、监测及其他有关的岩土工程问题。会议内容:总结交流近年来我国山区工程建设中有关地基基础理论、技术与实践经验;三峡工程考察;技术服务。现将有关征文事项通知如下:

一、征文内容:

1. 山区特殊性岩土的工程性质及其评价;
2. 山区地基基础设计与施工;
3. 山区地基与边坡的处理加固技术
4. 典型的山区岩土工程实录。

二、征文要求:

1. 每篇论文字数(包括图表)不超过七千字;
2. 论文题目申报截止日期为一九九六年九月三十一日;
3. 征文截止时间为九九六年十二月三十一日;
4. 论文经评审录用后将收入《中国山区岩土工程论文集》公开出版;

三、征文题目请寄:

地址:重庆市渝州路七十九号后勤工程学院岩土工程研究所,630041

联系人及电话:郑颖人(0811)8817448-56785;梅全亭(0811)8802522;陆新(0811)8806401

全国山区地基基础学术会议筹备组